

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



PODIPLOMSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

**ZLATKO VIDRIH, univ. dipl. inž. grad.**

**POTRESNI ODZIV BETONSKIH MOSTOV S  
POMANJKLJIVIMI KONSTRUKCIJSKIMI DETAJLI**

Doktorska disertacija štev.: 221

**SEISMIC RESPONSE OF CONCRETE BRIDGES WITH  
DEFICIENT STRUCTURAL DETAILS**

Doctoral thesis No.: 221

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij na 23. seji,  
dne 9. julija 2009. Za mentorico je bila imenovana izr. prof. dr. Tatjana Isaković,  
za somentorja pa doc. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 14. marec 2012

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



PODIPLOMSKI ŠTUDIJ  
GRADBENIŠTVA

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

**ZLATKO VIDRIH, univ. dipl. inž. grad.**

**POTRESNI ODZIV BETONSKIH MOSTOV S  
POMANJKLJIVIMI KONSTRUKCIJSKIMI DETAJLI**

Doktorska disertacija štev.: 221

**SEISMIC RESPONSE OF CONCRETE BRIDGES WITH  
DEFICIENT STRUCTURAL DETAILS**

Doctoral thesis No.: 221

Temo doktorske disertacije je odobrila Komisija za doktorski študij na 23. seji, dne 9. julija 2009. Za mentorico je bila imenovanaizr. prof. dr. Tatjana Isaković, za somentorja pa doc. dr. Matjaž Dolšek.

Ljubljana, 14. marec 2012

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



**Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi:**

- doc. dr. Matjaž Dolšek,
- izr. prof. dr. Roko Žarnić,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 26. redni seji, dne 25. marca 2009.

**Poročevalce za oceno doktorske disertacije v sestavi:**

- prof. dr. Matej Fischinger,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška,

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 24. redni seji, dne 26. oktobra 2011.

**Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi:**

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Tatjana Isaković, mentorica,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek, somentor,
- prof. dr. Matej Fischinger,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Gradbena fakulteta Univerze na Reki, Hrvaška.

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 28. redni seji, dne 29. februarja 2012.

Univerza  
v Ljubljani

Fakulteta za  
*gradbeništvo in  
geodezijo*



## IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **ZLATKO VIDRIH**, univ. dipl. inž. grad., izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: »**POTRESNI ODZIV BETONSKIH MOSTOV S POMANJKLJIVIMI KONSTRUKCIJSKIMI DETAJLI**«.

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

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

Ljubljana, 14. marec 2012

.....  
(podpis)

## **STRAN ZA POPRAVKE**

**Stran z napako**

**Vrstica z napako**

**Namesto**

**Naj bo**

**BIBLIOGRAFSKODOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK****UDK: 624.21:550.34(043.3)****Avtor: Zlatko Vidrih****Mentor: prof. dr. Tatjana Isaković****Somentor: izr. prof. dr. Matjaž Dolšek****Naslov: Potresni odziv betonskih mostov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli****Obseg in oprema: 333 str., 57 pregl., 324 sl., 456 en.****Ključne besede: armirano betonski mostovi, potresna analiza, potresno tveganje, neustrezni konstrukcijski detajli, škatlasti stebri, I stebri, eksperimentalna analiza, modeliranje nelinearnega odziva****Izveček:**

V doktorski disertaciji smo študirali potresni odziv armiranobetonskih viaduktov s stebri, ki vsebujejo, z današnjega stališča gledano, neustrezne konstrukcijske detajle in možnosti za utrditev takšnih stebrov z namenom izboljšanja potresnega odziva. Opravili smo pregled literature s področja pomanjkljivosti in potresnega odziva starejših viaduktov, eksperimentalnega odziva stebrov s škatlastim prerezom, numeričnih modelov in metod primernih za analize ter metod za izboljšanje potresnega odziva takšnih viaduktov. Analitične študije smo podprli tudi z eksperimentalnimi študijami v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije, s katerimi smo analizirali odziv modelov dejanskih starejših tipičnih stebrov s škatlastimi prerezi, in novejših z I prerezi. Preliminarne analitične raziskave so namreč pokazale, da so slednji zaradi neugodne oblike precej neprimerni za seizmično ogrožena področja. Tipična konstrukcijska pomanjkljivost AB stebrov je neustrezno izvedena in premajhna količina prečne armature, kar obenem pomeni (pre) nizko strižno nosilnost, (pre) majhno objetje jedra prereza in nevarnost uklona vzdolžne armature. Zato je bila v nalogi velika pozornost posvečena tudi ukrepom za izboljšanje odziva stebrov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli s pomočjo različnih metod potresnih utrditev. V zadnjem času je v svetu velika pozornost namenjena predvsem utrditvam s sodobnimi kompozitnimi (FRP) plašči, ki pa zaradi različnih pomislekov, vsaj v slovenski praksi še niso zelo zastopani. V ta namen so identificirane tako prednosti kot slabosti uporabe FRP za namene potresnih utrditev AB mostnih stebrov. V primeru neutrjenih škatlastih stebrov so eksperimentalne raziskave pokazale, da lahko, kljub kopici neustreznih detajlov, ki se pojavljajo v takšnih stebrih pričakujemo delno duktilno obnašanje stebrov (duktilnost do 4), medtem ko v primeru I stebrov tega ne moremo reči, saj so dosežene duktilnosti (brez varnostnih faktorjev) le okrog 2. Ker so standardi s področja ocene potresnega odziva in potresnih utrditev konstrukcij (angl. seismic assessment and retrofit) namenjeni predvsem utrditvam stavb, smo preverili uporabnost metod, ki jih ti predlagajo, za analizo potresnega odziva premostitvenih konstrukcij.

Za oceno potresnega tveganja obravnavanih konstrukcij smo uporabili splošno uveljavljeno PEER metodologijo z upoštevanjem tako aleatornih kot epistemičnih nezanesljivosti. Izkazalo se je, da so mostovi z neustreznimi konstrukcijskimi detajli lahko izpostavljeni precej večjemu tveganju kot primerljivi mostovi z ustreznimi detajli.

## **BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT**

**UDC: 624.21:550.34(043.3)**

**Author: Zlatko Vidrih**

**Supervisor: Prof. Tatjana Isaković, Ph.D.**

**Co-adviser: Assoc. Prof. Matjaž Dolšek, Ph.D.**

**Title: Seismic response of concrete bridges with deficient structural details**

**Notes: 333 pp., 57 tab., 324 fig., 456 eq.**

**Keywords: reinforced concrete bridges, seismic analysis, seismic risk, inadequate structural details, hollow box piers, I shaped piers, experimental analysis, nonlinear response modelling**

### **Abstract:**

In the Ph.D. thesis, the seismic vulnerability and seismic collapse risk of reinforced concrete bridges, with piers with structural details, that are nowadays considered inadequate for seismic prone regions, and were typically used in Slovenia and Europe, were studied. A world wide literature survey concerning response of reinforced concrete bridges in recent earthquakes, typical structural deficiencies in such bridges, experimental studies on hollow box piers, analytical models and methods for seismic performance assessment, and methods for retrofit of such bridges was performed. Among most common structural deficiency found in considered bridge piers is insufficient quantity of transverse reinforcement, which correspondingly means (too) low shear loading capacity, (too) weak concrete core confinement and possibility of longitudinal reinforcement buckling. Analytical studies were supported by experimental studies, which were performed in collaboration with the Slovenian National Building and Civil engineering Institute. In experimental studies, the response of scaled models of the actual prototype piers with hollow box section and of typical cross sections "I" shaped sections, was considered. In the case of as built hollow box specimens their inadequate shear strength was recognized as main deficiency. Therefore the methods for shear strengthening using concrete and FRP jacketing were considered and experimentally tested. In the case of typical I shaped pier its inadequate ductility had been recognised as main deficiency, therefore effort had been made to improve it using FRP jackets. Nowadays the use of FRP jacketing in order to improve the response of bridge piers, is gaining considerable attention in the world, but due to various concerns, it is not yet widely represented in Slovenian practice. Therefore both advantages and disadvantages of using FRP for the purposes of seismic strengthening of RC bridge piers were identified.

In the case of as-built hollow box section columns the experimental studies have shown that, despite inadequate structural details, that appear in these columns, quite ductile behaviour can be expected columns (ductility up to 4). The reason for this was favourable box shape, which provides a large compression zone and low compression stress levels. In the case of the I section piers this cannot be said, as the ductility of as built specimen was only about 2. As the current European structural standards in the field of seismic assessment and seismic retrofit are primarily intended for the assessment of buildings, the usefulness of the methods proposed by them were applied to existing bridge structures.

The seismic risk of considered structures was determined using the generally accepted PEER methodology taking both the aleatory and epistemic uncertainties into account. It turned out that the bridges with inadequate structural details may be exposed to much greater risk than comparable bridges with the appropriate detailing.

## ZAHVALA

Za pomoč pri nastajanju naloge se iskreno zahvaljujem mentorici prof. dr. T. Isaković in somentorju izr. prof. dr. M. Dolšku. Hvala tudi vsem na IKPIR-u, ki so poskrbeli za prijetno delovno vzdušje. Posebna zahvala gre tudi podjetju PNZ d.o.o., ki mi je omogočilo podiplomski študij kot mlademu raziskovalcu iz gospodarstva.

Za vse podatke potrebne za izbiro tipičnih konstrukcij in analizo dejanskih konstrukcij se zahvaljujem družbi DARS, ki mi je omogočila vpogled v arhive projektov.

Za pomoč pri pripravi in eksperimentalnih preizkušancev in izvedbi eksperimentov se zahvaljujem Zavodu za gradbeništvo Slovenije, še posebej zaposlenim v konstrukcijskem laboratoriju.

Podjetju Sika d.o.o. se zahvaljujem za prispevane materiale in izvedbo utrditev preizkušancev.

Zahvalil bi se tudi svojima staršema, ki sta mi skozi vsa leta študija nudila pomoč in mi pomagala, kot je bilo v njunih močeh.

Za spodbude, moralno podporo in kratkočasenje med nastajanjem tega dela se zahvaljujem tudi vsem prijateljem, še posebej Simoni, Benu in Nike.

Najlepša hvala!

Zlatko Vidrih



## KAZALO VSEBINE

<b>1</b>	<b>UVOD .....</b>	<b>1</b>
<b>2</b>	<b>PREGLED TIPIČNIH POMANJKLJIVOSTI V STAREJŠIH MOSTOVIH IN PREGLED METOD ZA ANALIZO IN UTRDITEV STEBROV V TAKŠNIH MOSTOVIH .....</b>	<b>5</b>
2.1	Pomanjkljivosti tipičnih starejših mostov in njihovo obnašanje ob nedavnih močnejših potresih.....	5
2.2	Ocena odziva AB stebrov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli .....	7
2.2.1	Pregled eksperimentalnih študij odziva škatlastih stebrov.....	7
a)	Neutrjeni škatlasti stebri .....	8
b)	Utrjeni škatlasti stebri.....	13
2.2.2	Numerični modeli za oceno nelinearnega odziva AB elementov .....	15
a)	Gredni element s koncentrirano plastičnostjo.....	17
b)	Lamelni element .....	21
c)	Makro element z več navpičnimi vzmetmi - MVLEM.....	22
2.2.3	Konstitucijski zakoni materialov .....	23
a)	Beton.....	23
b)	Jeklo za armiranje .....	34
c)	Kompozitni materiali – armirane plastike (FRP).....	44
2.2.4	Ocena upogibne nosilnosti AB stebrov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli.....	48
2.2.5	Ocena rotacijske kapacitete AB stebrov .....	53
a)	Semi-empirični pristop .....	54
b)	Parametrično-empirični pristopi .....	56
c)	Ne-parametrično empirični pristop.....	60
2.2.6	Ocena strižne nosilnosti AB stebrov.....	60
a)	Metoda 1: EN 1998-2:2005 (CEN 2005b).....	63
b)	Metoda 2: EN 1998-3:2005 (CEN 2005c).....	65
c)	Metoda 3: UCSD (Priestley <i>et al.</i> 1994).....	69
2.3	Metode analize potresnega odziva mostov in ocena potresnega tveganja.....	72
2.3.1	Metode analize potresnega odziva mostov .....	72
a)	Linearne metode analize .....	72
b)	Nelinearne metode analize.....	75
2.3.2	Ocena potresnega tveganja .....	79
a)	Teoretično ozadje in standardi za analizo potresnega tveganja konstrukcij .....	81
b)	Metoda PEER .....	84
2.4	Metode utrditev stebrov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli.....	87
2.4.1	Strižna utrditev AB elementov .....	88
a)	Strižna utrditev s FRP.....	89
b)	Strižna utrditev z jeklenim plaščem.....	96
c)	Strižna utrditev z betonskim plaščem .....	96
2.4.2	Zagotavljanje objeta betona za povečanje duktilnosti .....	97

a)	Efektivnost objetja s FRP.....	99
b)	Pregled materialnih modelov za beton objet s FRP .....	103
c)	Vpliv obstoječe stremenske armature na model objetega betona .....	117
2.4.3	Preprečevanje zdrsa armaturnih palic vzdolž preklonov.....	120
2.4.4	Preprečevanje uklona vzdolžnih palic.....	122
2.5	Potresna utrditev mostov z uporabo potresne izolacije .....	124
2.5.1	Uvod .....	124
2.5.2	Pasivna potresna izolacija .....	125
a)	Določitev karakteristik izolatorjev glede na standard EN1998-2.....	127
2.5.3	Semi-aktivna potresna izolacija .....	129
a)	Opis ležišča MCE .....	129
b)	Kontrolni algoritem.....	130
<b>3</b>	<b>ANALITIČNE IN EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE TIPIČNIH ŠKATLASTIH STEBROV S PREMAJHNO STRIŽNO NOSILNOSTJO.....</b>	<b>133</b>
3.1	Opis eksperimentalno preizkušenih modelov stebrov .....	135
3.2	Neutrjen kratek steber s škatlastim prerezom (NKŠS) .....	139
3.2.1	Opis preizkušanca NKŠS .....	139
a)	Geometrija .....	139
b)	Materiali.....	139
c)	Velikost osnih sil v modelih.....	139
d)	Opis preiskave in merilna mesta .....	139
3.2.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	141
a)	Semi-empirične metode .....	142
b)	Empirični izrazi po EN1998-3 (CEN 2005c).....	143
c)	Empirični izrazi po Haseltonu (Haselton 2006).....	144
d)	Metoda CAE (Peruš <i>et al.</i> 2006).....	145
e)	Strižna nosilnost.....	146
3.2.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	148
3.2.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	151
a)	Ocena histerezne ovojnice .....	152
b)	Ocena histereznega odziva.....	157
3.3	Neutrjen srednje dolg steber s škatlastim prerezom (NDŠS).....	163
3.3.1	Opis preizkušanca NDŠS.....	163
a)	Geometrija .....	163
b)	Materiali.....	163
c)	Velikost osnih sil v modelih.....	163
d)	Opis preiskave in merilna mesta .....	163
3.3.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	164
a)	Analitična metoda .....	164

b)	Empirični izrazi po EN1998-3 (CEN 2005c).....	165
c)	Empirični izrazi po Haseltonu (2006).....	166
d)	Metoda CAE (Peruš <i>et al.</i> 2006).....	166
e)	Strižna nosilnost .....	167
3.3.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	168
3.3.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	170
3.4	Škatlast steber utrjen z betonskim plaščem (UKŠS-BPL).....	173
3.4.1	Opis preizkušanca UKŠS-BPL .....	173
a)	Geometrija .....	173
b)	Materiali .....	173
c)	Velikost osne sile v modelu .....	174
d)	Opis preiskave in merilna mesta .....	174
3.4.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	174
a)	Semi-empirična metoda .....	174
b)	Empirični izrazi po EN1998-3.....	176
c)	Strižna nosilnost .....	177
3.4.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	177
3.4.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	178
a)	Strižna nosilnost stebra .....	178
b)	Modeliranje histereznega odziva .....	179
3.5	Škatlast steber utrjen s trakovi iz CFRP (UKŠS-FRP).....	182
3.5.1	Opis preizkušanca UKŠS-FRP .....	182
a)	Geometrija .....	182
b)	Materiali .....	182
c)	Velikost osne sile v modelu .....	183
d)	Opis preiskave in merilna mesta .....	183
3.5.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	185
a)	Semi-empirična metoda .....	185
b)	Empirični izrazi po EN1998-3.....	186
3.5.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	187
a)	Odziv stebra po fazah .....	187
3.5.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	205
a)	Analiza prereza .....	205
b)	Dolžina plastičnega členka .....	207
c)	Potrebna količina objetja za preprečitev zdrsa vzdolžne armature .....	209
d)	Potrebna količina objetja za preprečitev uklona vzdolžne armature .....	211
e)	Strižna nosilnost stebra .....	211
f)	Modeliranje objetja betona s CFRP v škatlastih stebrih .....	212
g)	Modeliranje histereznega odziva .....	214

3.6	Zaključki eksperimentalnih in analitičnih študij škatlastih mostnih stebrov .....	215
-----	---	-----

#### **4 ANALITIČNE IN EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE TIPIČNIH STEBROV S PREČNIM PREREZOM I-OBLIKE, KI IMAJO POMANJKLJIVO PREČNO ARMATURO ZA OBJETJE IN PREPREČEVANJE UKLONA UPOGIBNE ARMATURE.....217**

4.1	Določitev tipičnega stebra z I prerezom .....	218
-----	---	-----

4.1.1	Pregled slovenske projektantske prakse na področju viaduktov z I stebri .....	218
-------	---	-----

4.1.2	Projektiranje tipičnega stebra z I prerezom v skladu z vzorčnimi projekti .....	221
-------	---	-----

4.2	Neutrjen steber z I prerezom (NIS) .....	222
-----	--	-----

4.2.1	Opis preizkušanca NIS.....	222
-------	----------------------------	-----

a)	Geometrija .....	222
----	------------------	-----

b)	Materiali.....	224
----	----------------	-----

c)	Velikost osnih sil modela.....	224
----	--------------------------------	-----

d)	Opis preiskave in meritve .....	224
----	---------------------------------	-----

4.2.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	227
-------	--	-----

a)	Semi-empirična metoda .....	227
----	-----------------------------	-----

b)	Empirični izrazi po EN1998-3 .....	228
----	------------------------------------	-----

c)	Empirični izrazi po Haseltonu (2006).....	230
----	---	-----

d)	Metoda CAE(Peruš <i>et al.</i> 2006).....	230
----	---	-----

e)	Strižna nosilnost.....	230
----	------------------------	-----

4.2.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	231
-------	---	-----

4.2.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	234
-------	--	-----

a)	Ocena histerezne ovojnice .....	234
----	---------------------------------	-----

b)	Ocena histereznega odziva.....	234
----	--------------------------------	-----

4.3	Predhodno poškodovan I steber, utrjen s plaščem iz ogljikovih vlaken (SIS-FRP) .....	236
-----	--	-----

4.3.1	Opis preizkušanca SIS-FRP.....	236
-------	--------------------------------	-----

a)	Geometrija in materiali .....	236
----	-------------------------------	-----

b)	Velikost osne sile v modelu .....	236
----	-----------------------------------	-----

c)	Opis preiskave in merilna mesta .....	236
----	---------------------------------------	-----

4.3.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	237
-------	--	-----

a)	Semi-empirična metoda .....	238
----	-----------------------------	-----

b)	Empirični izrazi po EN1998-3 .....	239
----	------------------------------------	-----

4.3.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	240
-------	---	-----

a)	Odziv stebra po fazah.....	240
----	----------------------------	-----

4.3.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	244
-------	--	-----

4.4	I steber utrjen s plaščem iz ogljikovih vlaken (UIS-FRP).....	246
-----	---	-----

4.4.1	Opis preizkušanca UIS-FRP .....	246
-------	---------------------------------	-----

a)	Geometrija in materiali .....	246
----	-------------------------------	-----

b)	Velikost osne sile v modelu .....	246
----	-----------------------------------	-----

c)	Opis preiskave in merilna mesta .....	247
----	---------------------------------------	-----

d)	Sidranje plašča ob stojini .....	247
----	----------------------------------	-----

4.4.2	Napoved odziva pred eksperimentom.....	249
a)	Semi-empirična metoda .....	249
b)	Empirični izrazi po EN1998-3.....	249
4.4.3	Obnašanje stebra med eksperimentom.....	249
a)	Odziv stebra po fazah .....	249
4.4.4	Ocena odziva stebra po eksperimentu.....	251
4.5	Zaključki eksperimentalnih študij mostnih stebrov z I prerezom.....	252
<b>5</b>	<b>OCENA POTRESNEGA TVEGANJA TIPIČNIH STAREJŠIH VIADUKTOV .....</b>	<b>255</b>
5.1	Opis metode, ki je uporabljena za oceno potresnega tveganja .....	255
5.1.1	Simulacije .....	256
a)	Metoda Monte Carlo (tudi Simple random sampling - SRS).....	257
b)	Vzorčenje z Latinsko hiper kocko (angl. Latin hypercube sampling - LHS).....	257
c)	Opisno vzorčenje (angl. Descriptive sampling - DS) .....	257
d)	Primerjava uporabljenih metod.....	258
e)	Simulirano ohlajanje (angl. Simulated Annealing).....	258
f)	Osnovne slučajne spremenljivke v AB konstrukcijah .....	260
5.1.2	Inkrementalna dinamična analiza - IDA .....	260
5.1.3	Test skladnosti .....	261
5.1.4	Potresna nevarnost .....	262
5.2	Povzetek metode na enostavnem primeru .....	263
5.2.1	Simulacije .....	264
a)	Geometrija .....	266
b)	Materialne karakteristike .....	267
c)	Oсна sila .....	268
d)	Stratificirano vzorčenje in simulirano ohlajanje .....	269
5.2.2	Inkrementalna dinamična analiza in test skladnosti.....	270
a)	Deterministični pristop - BEM (Best estimate model).....	271
b)	Verjetnostni pristop .....	272
c)	DS (Descriptive Sampling).....	275
5.2.3	Ocena potresnega tveganja .....	276
5.3	Programska orodja za analizo potresnega odziva mostov .....	277
5.3.1	PBEE Toolbox.....	277
a)	Prekladna konstrukcija.....	278
b)	Stebri.....	279
c)	Krajni oporniki .....	280
d)	Temelji.....	280
e)	Analiza in rezultati.....	280
5.3.2	Predprocesor za definicijo prerezov v programu AutoCAD (PIA).....	281
5.4	Analizirane konstrukcije .....	282

5.4.1	Dejanski starejši viadukt s stebri s škatlastim prerezom .....	282
5.4.2	Dejanski novejši viadukt s stebri z I prerezom .....	283
5.4.3	Tipičen viadukt s stebri s škatlastim prerezom .....	286
5.4.4	Tipičen viadukt s stebri z I prerezom .....	287
5.5	Rezultati študije .....	288
5.5.1	Dejanski starejši viadukt s škatlastimi stebri .....	289
5.5.2	Dejanski novejši viadukt s stebri z I prerezom .....	291
a)	Modalna analiza s spektri odziva .....	291
b)	Metoda N2 .....	292
c)	Nelinearna analiza časovnega odziva .....	293
d)	Primerjava rezultatov .....	294
5.5.3	Tipičen viadukt s škatlastimi stebri .....	294
5.5.4	Tipičen viadukt s stebri z I prerezom .....	297
5.6	Vpliv potresne izolacije na odziv mostov .....	299
5.6.1	Sistem z eno prostostno stopnjo .....	300
5.6.2	Daljši viadukt s stebri škatlastimi prerezi .....	302
5.6.3	Krajši viadukti s stebri z I prerezom .....	304
a)	Viadukt V111 .....	305
b)	Viadukt V222 .....	306
c)	Viadukt V333 .....	306
d)	Viadukt V123 .....	307
e)	Viadukt V313: Pasivna izolacija .....	308
f)	Viadukt V313: Semi-aktivna izolacija .....	309
5.7	Vpliv modeliranja krajnih opornikov na potresni odziv .....	309
<b>6</b>	<b>ZAKLJUČKI .....</b>	<b>313</b>
6.1	Zaključki eksperimentalnih študij neutrenjenih stebrov .....	313
6.2	Zaključki eksperimentalnih študij utrjenih stebrov .....	314
6.3	Zaključki glede izbire matematičnih modelov starejših AB stebrov .....	315
6.4	Zaključki o uporabi izbranih določil standarda Evrokod 8-3 pri oceni potresnega odziva AB mostov 316	
6.5	Zaključki študij potresnega tveganja mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli .....	316
<b>VIRI</b>	<b>.....</b>	<b>319</b>

## KAZALO PREGLEDNIC

<b>Preglednica 2.1:</b> Prednosti in slabosti predstavljenih numeričnih modelov (Isaković in Fischinger 2011) .....	17
<b>Preglednica 2.2:</b> Standardi in napotki za projektiranje utrditev AB konstrukcij z uporabo armiranih plastik .....	44
<b>Preglednica 2.3:</b> Tipične lastnosti vlaken (fib 2001).....	46
<b>Preglednica 2.4:</b> Primerjava vpliva deleža vlaken na lastnosti kompozita (prirejeno po fib 2001).....	47
<b>Preglednica 2.5:</b> Prednosti in slabosti predstavljenih pristopov za oceno rotacijske kapacitete AB elementov ..	54
<b>Preglednica 2.6:</b> Prednosti in slabosti predstavljenih pristopov za oceno strižne nosilnosti AB elementov .....	63
<b>Preglednica 2.7:</b> Ciljni indeks zanesljivosti (ISO 1998) .....	84
<b>Preglednica 2.8:</b> Parametri A, $\alpha$ in B v izrazih (2.387) in (2.390) po Pellegrino in Modena (2010).....	120
<b>Preglednica 3.1:</b> Seznam preizkušenih modelov stebrov s škatlastim prerezom.....	135
<b>Preglednica 3.2:</b> Geometrijske karakteristike prečnega prereza prototipa in modela škatlastega stebra.....	135
<b>Preglednica 3.3:</b> Armatura tipičnih segmentov modelov škatlastih stebrov NKŠS in NDŠS .....	136
<b>Preglednica 3.4:</b> Mehanske lastnosti armature modelov škatlastih stebrov NKŠS in NDŠS .....	139
<b>Preglednica 3.5:</b> Faze obremenjevanja stebra NKŠS .....	140
<b>Preglednica 3.6:</b> Strižna nosilnost stebra NKŠS po EN1998-3.....	147
<b>Preglednica 3.7:</b> Izračun strižne nosilnosti glede na EN1998-3 glede na nosilnost tlačnih diagonal.....	147
<b>Preglednica 3.8:</b> Izračun strižne nosilnosti stebra NKŠS po UCSD-O .....	148
<b>Preglednica 3.9:</b> Izračun strižne nosilnosti stebra NKŠS po UCSD-R.....	148
<b>Preglednica 3.10:</b> Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov NKŠS (Bevc 2006a) .....	149
<b>Preglednica 3.11:</b> Eksperimentalno določena ovojnica moment-zasuk (sila-pomik).....	152
<b>Preglednica 3.12:</b> Izračun ovojnice sila-pomik .....	154
<b>Preglednica 3.13:</b> Izračun ovojnice sila-pomik po Priestley <i>et al.</i> (1996a).....	154
<b>Preglednica 3.14:</b> Izračun ovojnice sila-pomik po EN1998-2 (CEN 2005c) .....	155
<b>Preglednica 3.15:</b> Primerjava karakterističnih pomikov ocenjenih po različnih metodah .....	155
<b>Preglednica 3.16:</b> Dolžine elementov za različno število delitev stebra na elemente MVLEM.....	159
<b>Preglednica 3.17:</b> Lastnosti vertikalnih vzmeti v prvem elementu MVLEM.....	160
<b>Preglednica 3.18:</b> Lastnosti strižnih vzmeti v elementih MVLEM za elastičen material.....	160
<b>Preglednica 3.19:</b> Lastnosti strižnih vzmeti v elementih MVLEM za material shear slip .....	161
<b>Preglednica 3.20:</b> Faze obremenjevanja stebra NDŠS .....	163
<b>Preglednica 3.21:</b> Rezultati analize moment-ukrivljenost za steber NDŠS.....	165
<b>Preglednica 3.22:</b> Strižna nosilnost stebra NKŠS po EN1998-3.....	167
<b>Preglednica 3.23:</b> Izračun strižne nosilnosti stebra NDŠS po UCSD-O .....	168
<b>Preglednica 3.24:</b> Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov NDŠS (Bevc 2006a) .....	168
<b>Preglednica 3.25:</b> Faze obremenjevanja modela stebra utrjenega z betonskim plaščem (UKŠS-BPL) .....	174
<b>Preglednica 3.26:</b> Rezultati analize moment-ukrivljenost za steber UKŠS-BPL.....	176
<b>Preglednica 3.27:</b> Strižna nosilnost stebra UKŠS-BPL po EN1998-3 in UCSD-O .....	179
<b>Preglednica 3.28:</b> Lastnosti komponent FRP (Sika d.o.o. 2009).....	183
<b>Preglednica 3.29:</b> Faze obremenjevanja modela stebra utrjenega s CFRP plaščem (UKŠS-FRP) .....	184
<b>Preglednica 3.30:</b> Napoved odziva stebra UKŠS-FRP.....	185
<b>Preglednica 3.31:</b> Strižna nosilnost stebra UKŠS-FRP po EN1998-3 in UCSD-O.....	212
<b>Preglednica 4.1:</b> Seznam preizkušenih modelov stebrov z I prerezom .....	218
<b>Preglednica 4.2:</b> Osnovni podatki o prototipa in modela NIS .....	223
<b>Preglednica 4.3:</b> Materialne karakteristike jekla vgrajenega v model NIS .....	224
<b>Preglednica 4.4:</b> Faze obremenjevanja stebra NIS .....	225
<b>Preglednica 4.5:</b> Povzetek izračuna karakterističnih točk ovojnice sila-pomik za model stebra NIS .....	228
<b>Preglednica 4.6:</b> Povzetek izračuna karakterističnih točk ovojnice sila-pomik za model stebra NIS .....	234
<b>Preglednica 5.1:</b> Koeficienti variacije in tipi porazdelitev količin (SAKO 1999; Toratti <i>et al.</i> 2007).....	260
<b>Preglednica 5.2:</b> Razredi pomembnosti mostov glede na EN1998-2 (CEN 2005c).....	262
<b>Preglednica 5.3:</b> Vrednosti PGA za izbrane povratne dobe: a. vrednosti izračunane posebej za lokacijo viadukta Ravbarkomanda, (Fajfar <i>et al.</i> 2006) in b. vrednosti odčitane s kart potresne nevarnosti (Lapajne, 2001 a-c) ...	263
<b>Preglednica 5.4:</b> Srednje vrednosti osnih sil v stebru.....	264
<b>Preglednica 5.5:</b> Primer izvajanja simulacij za dve ne korelirani spremenljivki, pred in po ohlajanju .....	269
<b>Preglednica 5.6:</b> Določitev statistike D v preizkusu Kolmogorova in Smirnova .....	272

---

<b>Preglednica 5.7:</b> Srednje vrednosti ( $m_x$ ) in standardni odklon ( $\sigma_{x,log}$ ) pospeškov tal pri katerih pride v obravnavani konstrukciji do mejnega stanja pomembnih poškodb.....	276
<b>Preglednica 5.8:</b> Vrednosti parametrov potresne nevarnosti (S), ranljivosti (V) in pomembnosti (I) za oceno potencialne ogroženosti izbranih viaduktov.....	284
<b>Preglednica 5.9:</b> Ocena potencialne ogroženosti nekaterih viaduktov s stebri z I prerezom.....	284
<b>Preglednica 5.10:</b> Izračun obtežbe in mase prekladne konstrukcije .....	286
<b>Preglednica 5.11:</b> Ocena kapacitete konstrukcije s pomočjo Modalne analize s spektri odziva .....	292
<b>Preglednica 5.12:</b> Ocena kapacitete konstrukcije s pomočjo metode N2 .....	293



## KAZALO SLIK

<b>Slika 2.1</b> Različni nelinearni modeli konzolnih mostnih stebrov .....	16
<b>Slika 2.2</b> Izračun zveze med momentom in zasukom ( $M-\theta$ ) za konzolni steber .....	19
<b>Slika 2.3</b> Tipična zveza $M-\phi$ za AB prereze in njena bi- in tri-linearna idealizacija .....	20
<b>Slika 2.4</b> Razdelitev AB prereza na lamele, ki jim pripišemo ustrezne konstitucijske zakone .....	21
<b>Slika 2.5</b> Gredni element s členki (vozlišči j-k) z dodanima elementoma z ničelno dolžino (vozlišči i-j in k-l) za zajem zdrsa vzdolžne armature .....	22
<b>Slika 2.6</b> Modeliranje AB prereza z elementom MVLEM .....	23
<b>Slika 2.7</b> Histerezna pravila za vertikalne vzmeti v elementu MVLEM (Kante 2005) .....	23
<b>Slika 2.8:</b> Tipična zveza med deformacijami in napetostmi za beton v tlaku .....	24
<b>Slika 2.9:</b> Odnosi napetost – deformacija v betonu pri enosnem tlačnem preizkusu (tlak pozitiven) .....	24
<b>Slika 2.10:</b> Volumska, površinska in prečna deformacija v odvisnosti od osne deformacije v primeru neobjetega betona (Spoelstra in Monti 1999) .....	26
<b>Slika 2.11:</b> Efektivnost objetja v krožnem in pravokotnem prerezu .....	28
<b>Slika 2.12:</b> Iterativno določanje zveze $\sigma-\varepsilon$ za objeti beton (Spoelstra in Monti 1999) .....	30
<b>Slika 2.13:</b> Zveza med osnimi napetostmi in deformacijami (a) in osnimi in prečnimi deformacijami (b) za beton objekt z različnimi količinami prečne armature .....	31
<b>Slika 2.14:</b> Mehanski delež objetja v odvisnosti od količine vzdolžne armature in nivoja osne sile za primer visoke duktilnosti (c) in primer srednje duktilnosti (b), kot ga zahteva EN1998-2 (CEN 2005c) .....	31
<b>Slika 2.15:</b> Mehanski delež objetja v odvisnosti od nivoja osne sile za primer visoke in srednje duktilnosti, kot ga zahteva ENV1998-2 (CEN 1994) .....	32
<b>Slika 2.16:</b> Tipična zveza med deformacijami in napetostmi za jeklo .....	34
<b>Slika 2.17:</b> Tipični modeli za opis zveze med deformacijami in napetostmi za jeklo za monotono obtežbo (temna črta) in ciklično obtežbo (svetla črta), bi-linearen (a), Giufré-Menegotto-Pinto (b) in Chang in Mander (c) .....	35
<b>Slika 2.18:</b> GMP model jekla; (a) parametri v izrazih (2.57) - (2.62); (b) delna razbremenitev .....	36
<b>Slika 2.19:</b> Modifikacija GMP modela jekla za primere delne razbremenitve .....	36
<b>Slika 2.20:</b> Zgodovina obremenitev armaturene palice brez (črtkana črta) in s šumom (polna črta) .....	37
<b>Slika 2.21:</b> Odnos sigma-epsilon za GMP (a) in zgodovina napetosti v palici (b), za »gladko« obremenitev (črtkana črta) in obremenitev s šumom (polna črta) .....	37
<b>Slika 2.22:</b> Odnos sigma-epsilon za modificirani GMP (a) in zgodovina napetosti v palici (b), za »gladko« obremenitev (črtkana črta) in obremenitev s šumom (polna črta) .....	37
<b>Slika 2.23:</b> Uklon vzdolžne armature: V primeru močnih stremen lahko pride do uklona vzdolžne armature med stremenimi (a), v primeru šibkejših stremen pa lahko pride do uklona čez več ravni stremen (b) .....	38
<b>Slika 2.24:</b> Izračun togosti $\beta$ za določitev kritične uklonske dolžine in napetosti (po Sato in Ko 2008) .....	40
<b>Slika 2.25:</b> Histerezni model za zajem uklona za primer, ko $\sigma_{bh} \geq \sigma_{b2} \geq 0$ (a); in ko $\sigma_{bh} \leq \sigma_{b2}$ ali $\sigma_{b2} \leq 0$ (b) (po Gomes in Appleton 1997; Tanoue <i>et al.</i> 2002) .....	40
<b>Slika 2.26:</b> Ravnotežje sil na uklonjeni vzdolžni palici (po Gomes in Appleton 1997) .....	41
<b>Slika 2.27:</b> Primerjava modelov jekla v programu OpenSees Steel02 (polna črta) in Steel04 (črtkana črta) za različne vhodne parametre; (a) brez uklona, (b) $d_{bL}/l_b = 0,1$ in $\sigma_{br} = 0$ ; (c) $d_{bL}/l_b = 0,1$ in $\sigma_{br} = -100$ MPa .....	44
<b>Slika 2.28:</b> Natezni $\sigma-\varepsilon$ diagrami za različne tipe vlaken in primerjava z jeklom .....	45
<b>Slika 2.29:</b> $\sigma-\varepsilon$ diagrami (a) in odnos sila-deformacija (b) za FRP z različnimi volumskimi deleži vlaken $V_{fib}$ ..	48
<b>Slika 2.30:</b> Porušitev stika med palico in betonom v primeru neobjete palice (a) in v primeru dodatnega objetja (b) (Priestley <i>et al.</i> 1996a) .....	49
<b>Slika 2.31:</b> Prenos sidrnih sil z armaturene palice v beton .....	50
<b>Slika 2.32:</b> Parametra $c_d$ in $c_{max}$ iz izraza (2.111) (Fardis 2009) .....	52
<b>Slika 2.33:</b> Tipi porušitev preklopljenih vzdolžnih palic z definicijo parametrov $n_i$ , $n_b$ iz izraza (2.112) in parametra $k$ iz izraza (2.111) (Fardis 2009) .....	52
<b>Slika 2.34:</b> Tipi porušitev (porušne ravnine) preklopa vzdolžnih palic v stebrih (a) in (Priestley <i>et al.</i> 1996a) ..	53
<b>Slika 2.35:</b> Prispevki upogiba (a), striga (b) in izvleka armature (c) k zasuku na meji tečenja AB stebra .....	57
<b>Slika 2.36:</b> Ibarri histerezni model (a); (b) monotona ovojnica (polna črta); ciklični odziv (črtkana črta) (Haselton 2006) .....	59

<b>Slika 2.37:</b> Porušitev stebrov z enako količino strižne armature in različnimi količinami vzdolžne armature (a); Porušitev stebra z enako količino vzdolžne armature in različnimi količinami strižne armature (Isaković in Fischinger 2006c) .....	62
<b>Slika 2.38:</b> Prispevek osnih napetosti k strižni nosilnosti stebra .....	66
<b>Slika 2.39:</b> Korekcijski faktorji v izrazu (2.172): $k_1$ , s katerim upoštevamo vpliv duktilnosti (a), $k_2$ s katerim upoštevamo vpliv vzdolžne armature (b) in $k_3$ , s katerim upoštevamo vpliv strižnega razpona (c) na prispevek betona k strižni nosilnosti .....	67
<b>Slika 2.40:</b> Pomen dimenzijskih parametrov v izrazih (2.178) in (2.179).....	68
<b>Slika 2.41:</b> Določitev kota $\delta$ v kratkih stebrih .....	69
<b>Slika 2.42:</b> Tlačne napetosti in potek tlačnih diagonal v konzolnem (a) in obojestransko vpetem (b) stebri .....	69
<b>Slika 2.43:</b> Definicija stene glede na standard EN1992-1 (CEN 2004a).....	69
<b>Slika 2.44:</b> Korekcijski faktorji $\alpha$ za zajem vpliva strižnega razpona (a), $\beta$ za zajem vpliva vzdolžne armature (b) in $\gamma$ , za zajem vpliva duktilnosti (c) na prispevek betona k strižni nosilnosti .....	71
<b>Slika 2.45:</b> Višina stebra do katere je potrebno reducirati prispevek betona k strižni nosilnosti .....	71
<b>Slika 2.46:</b> Tipičen odnos med silo in pomikom za AB elemente (Paulay in Priestley 1992) .....	73
<b>Slika 2.47:</b> Razmerje med togostjo razpokanih in nerazpokanih prerezov v odvisnosti od nivoja osne sile.....	75
<b>Slika 2.48:</b> Razmerje med efektivnimi togostmi in togostmi nerazpokanih prerezov določenih po metodi 2 (os x) v odvisnosti od eksperimentalno določenega razmerja efektivnih togosti (os y).....	75
<b>Slika 2.49:</b> MDOF model za nelinearno analizo .....	77
<b>Slika 2.50:</b> Potisna analiza mostu v prečni smeri .....	78
<b>Slika 2.51:</b> Indeks zanesljivosti $\beta$ .....	83
<b>Slika 2.52:</b> Shematski prikaz metode na osnovi pomikov (a) in na osnovi intenzitete (b) (Kramar 2008) .....	85
<b>Slika 2.53:</b> Definicija parametrov v izrazih za določitev prispevka ojačitve, k strižni nosilnosti elementa .....	90
<b>Slika 2.54:</b> Strižna nosilnost plašča v odvisnosti od debeline (število plasti) izračunana po metodi EN1998-3 (polna črta) in po metodi UCSD (črtkana črta), za CFRP (črna) in GFRP (siva) .....	93
<b>Slika 2.55:</b> Efektivna deformacija vlaken v odvisnosti od debeline plašča (število plasti) za CFRP (črna) in GFRP (siva) določena po metodi EN1998-3 (polna črta) in UCSD (črtkana črta) .....	94
<b>Slika 2.56:</b> Normirana efektivna deformacija v odvisnosti od $\rho_f E_f / f_{cm}^{2/3}$ za CFRP (črna) in GFRP (siva).....	94
<b>Slika 2.57:</b> Efektivno objeto območje v pravokotnih prerezi; ob predpostavki, da se napetosti vnašajo pod kotom $45^\circ$ (a) ; ob predpostavki, da se napetosti vnašajo v smeri diagonal prereza (b) (Lam in Teng 2003b) ...	100
<b>Slika 2.58:</b> Efektivnost objetja v pravokotnem prerezu v odvisnosti od razmerja stranic h/b (a) in v odvisnosti od razmerja radija zaokrožitve in krajše stranice R/b (b), izračunana glede na izraz (2.286) (E1 polna črta), (2.288) (E2 pikčasta črta) in (2.289) (E3 črtkana črta).....	100
<b>Slika 2.59:</b> Možnosti za izboljšanje učinkovitosti objetja v primeru pravokotnih stebrov; modifikacija prereza s prefabriciranimi AB elementi (a) in modifikacija prereza s prefabriciranimi plašči .....	101
<b>Slika 2.60:</b> Možnosti za izboljšanje učinkovitosti objetja v pravokotnih stebrih z uporabo CFRP sider .....	101
<b>Slika 2.61:</b> Delno objetje s trakovi; pravokotno na os elementa (a) in spiralno oviti trakovi (b) (po fib 2001) ..	102
<b>Slika 2.62:</b> Parametri odnosa $\sigma$ - $\epsilon$ za beton objet s FRP, kot so jih predlagali Samaan et al. (1998) .....	106
<b>Slika 2.63:</b> Izračun zveze $\sigma$ - $\epsilon$ za beton objet s FRP (Spoelstra in Monti 1999) .....	106
<b>Slika 2.64:</b> Izračun mejne tlačne deformacije in napetosti objetega betona (po fib 2001).....	107
<b>Slika 2.65:</b> Modeliranje obnašanja betona objetega z jeklenim plaščem in CFRP oz. GFRP plašči: (a) osna napetost; (b) prečna deformacija; (c) hitrost širjenja; (d) volumska deformacija; (e) prečna napetost/ $f_{co}$ ; (f) prečna napetost/osna napetost; v odnosu z vzdolžno deformacijo .....	109
<b>Slika 2.66:</b> Konstitucijski zakon betona objetega s CFRP in stremeni za primer, ko $E_g < 0$ (a) in ko $E_g > 0$ (b) (po Kawashima et al. 2001) .....	112
<b>Slika 2.67:</b> Parametri odnosa $\sigma$ - $\epsilon$ za beton objet s FRP, kot sta ga predlagala Lam in Teng (2003b).....	113
<b>Slika 2.68:</b> Parametri odnosa $\sigma$ - $\epsilon$ za beton objet s FRP, kot so jo predlagali Saiidi et al. (2005).....	114
<b>Slika 2.69:</b> Parametri zveze $\sigma$ - $\epsilon$ za beton objet s FRP, kot sta ga predlagala Pellegrino in Modena (2010) za krožne prereze (a) in pravokoten prereze (b) .....	119
<b>Slika 2.70:</b> Izračun togosti $\beta$ za določitev kritične uklonske napetosti in uklonske dolžine v primeru, da imamo poleg stremen tudi plašče iz FRP (po Sato in Ko 2008) .....	123
<b>Slika 2.71:</b> Vpliv podaljšanja nihajnega časa in dušenja na spektralne pospeške in pomike konstrukcije na primeru spektra, ki je v standardu EN1998 predviden za tla C.....	124
<b>Slika 2.72:</b> Shema klasičnih elastomernih ležišč a) in ležišč s svinčnim jedrom (po Kunde in Jangid 2003) ...	126

<b>Slika 2.73:</b> Idealizirana zveza med silami (a), ekvivalentno togostjo (b) in ekvivalentnim dušenjem (c) v odvisnosti od pomika za elastomerna ležišča .....	126
<b>Slika 2.74:</b> Zaradi povečane togosti ležišč se nihajni čas konstrukcije prestavi v resonančno območje.....	127
<b>Slika 2.75:</b> Določitev ploščine bi-linearne histereze .....	128
<b>Slika 2.76:</b> Prototip naprave MCE (Zevnik 2007) .....	129
<b>Slika 2.77:</b> Shema končnega elementa naprave MCE (Zevnik 2007).....	131
<b>Slika 2.78:</b> Kontrolni algoritem naprave MCE (Vidrih <i>et al.</i> 2011) .....	131
<b>Slika 3.1:</b> Prečni prerez stebra izbranega viadukta in detajli izvedbe armature (Isaković in Fischinger 2006b)	134
<b>Slika 3.2:</b> Stanje stebrov viadukta Ravbarkomanda pred sanacijo (a); Izvedba utrditve (b); Primer daljšega stebra po utrditvi (c) z betonskim plaščem.....	134
<b>Slika 3.3:</b> Dimenzije prereza preizkušancev s škatlastim prerezom.....	136
<b>Slika 3.4:</b> Dimenzije preizkušanca NKŠS.....	136
<b>Slika 3.5:</b> Dimenzije preizkušanca NDŠS.....	137
<b>Slika 3.6:</b> Armaturni načrt NKŠS; segmenta A in C.....	137
<b>Slika 3.7:</b> Armaturni načrt segmentov A in C modelov s škatlastim prerezom .....	138
<b>Slika 3.8:</b> Skica položaja merilnih lističev v prerezu na vzdolžnih palicah .....	140
<b>Slika 3.9:</b> Skica položaja merilnih lističev v prerezu na prečni armaturi (SS - stremena; SP - vezi).....	141
<b>Slika 3.10:</b> Pozicija merskih mest na modelu NKŠS .....	141
<b>Slika 3.11:</b> Elasto-plastična idealizacija krivulje moment-ukrivljenost za model NKŠS .....	142
<b>Slika 3.12:</b> Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za NKŠS .....	143
<b>Slika 3.13:</b> Ovojnica sila-pomik za model NKŠS določena po Haseltonu (2006).....	145
<b>Slika 3.14:</b> Prispevek osne sile k strižni nosilnosti v odvisnosti od duktilnosti za ukrivljenost.....	147
<b>Slika 3.15:</b> Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti določene po izbranih metodah .....	148
<b>Slika 3.16:</b> (a) Razpoke na zgornji površini ob vpetju stebra po končani sedmi fazi obremenjevanja in (b) Razpoka vzdolž stika stebra s temeljem v prvem ciklu desete faze (Bevc 2006a) .....	149
<b>Slika 3.17:</b> (a) Lokalno luščenje betona okoli lokalno razkrite armature v prvem ciklu dvanajste faze ( $\Delta=2,7\Delta y$ ) in (b) Luščenje betona vzdolž armature v trinajsti fazi (Bevc 2006a) .....	150
<b>Slika 3.18:</b> (a) Strižne razpoke na notranji strani stebra v fazi 13 in (b) uklon armature v fazi 14 (Bevc 2006a) .....	150
<b>Slika 3.19:</b> (a) Drobljenje betona in (b) uklon armaturnih palic ob vpetju stebra v petnajsti fazi.....	151
<b>Slika 3.20:</b> Histerezno obnašanje modela NKŠS .....	151
<b>Slika 3.21:</b> NKŠS po končani preiskavi.....	151
<b>Slika 3.22:</b> Zveza moment – ukrivljenost za steber NKŠS .....	152
<b>Slika 3.23:</b> Teoretični potek ukrivljenosti vzdolž stebra (a) brez upoštevanja širjenja plastifikacijo in (b) z upoštevanjem dolžine plastičnega členka dolžine $z/2$ .....	153
<b>Slika 3.24:</b> Analitična zveza med silami in pomiki stebra z upoštevanjem različnih dolžin plastičnega členka (0, po UCSD in $z/2$ ) v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati .....	153
<b>Slika 3.25:</b> (a): Primerjava teoretično ocenjene tri-linearne ovojnice in eksperimentalnih rezultatov in (b): sekantna togost za oceno strižnega pomika .....	154
<b>Slika 3.26:</b> Primerjava pomikov ocenjenih po EN1998-3 in eksperimentalnih rezultatov .....	155
<b>Slika 3.27:</b> Predlagan način ocene zveze med silami in pomiki stebra .....	156
<b>Slika 3.28:</b> Ocena zveze med momenti in zasuki (silami in pomiki) stebra v postkritičnem območju .....	157
<b>Slika 3.29:</b> Primerjava eksperimentalnih rezultatov in računskih rezultatov dobljenih z uporabo grednega modela s Takedinimi histereznimi pravili ( $\beta=0,8$ ) .....	157
<b>Slika 3.30:</b> Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa.....	158
<b>Slika 3.31:</b> Delitev prereza na lamele in njihove lastnosti za MVLEM element .....	159
<b>Slika 3.32:</b> Primerjava računskih in eksperimentalnih rezultatov za model MVLEM.....	162
<b>Slika 3.33:</b> Pozicija merskih mest na modelu NDŠS .....	164
<b>Slika 3.34:</b> Elasto-plastična idealizacija krivulje moment-ukrivljenost za model NDŠS .....	165
<b>Slika 3.35:</b> Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za model NDŠS .....	165
<b>Slika 3.36:</b> Ovojnica sila-pomik za model NDŠS določena po Haseltonu (2006).....	166
<b>Slika 3.37:</b> Primerjava strižnih zahtev ( $F(\mu_A)$ ) in strižne nosilnosti za steber NDŠS.....	168
<b>Slika 3.38:</b> Poškodbe desne (a) in leve strani (b, c) stebra NDŠS po končani preiskavi.....	170
<b>Slika 3.39:</b> Histerezno obnašanje modela NDŠS .....	170

<b>Slika 3.40:</b> Odpadanje betona ob uklonu armaturnih palic na notranji površini stebra NDŠS pri pomiku .....	170
<b>Slika 3.41:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s Takedinimi histereznimi pravili za steber NDŠS.....	171
<b>Slika 3.42:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa ...	171
<b>Slika 3.43:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo elementa MVLEM.....	172
<b>Slika 3.44:</b> Geometrija modela stebra UKŠS-BPL.....	173
<b>Slika 3.45:</b> Delitev prereza na lamele in na objeti in neobjeti del .....	175
<b>Slika 3.46:</b> Zveza moment-ukrivljenost za UKŠS-BPL in pripadajoča zveza $\sigma$ - $\varepsilon$ za beton .....	175
<b>Slika 3.47:</b> Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za model NDŠS .....	176
<b>Slika 3.48:</b> Histerezno obnašanje modela UKŠS-BPL.....	178
<b>Slika 3.49:</b> Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti za primer brez (a) in z upoštevanjem prispevka plašča k strižni nosilnosti (b) .....	178
<b>Slika 3.50:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa: (a) vpliv osne sile na nosilnost utrjenega stebra; b) ciklični odziv osnovnega modela .....	180
<b>Slika 3.51:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa z upoštevanjem nizkocikličnega utrujanja vzdolžne armature.....	180
<b>Slika 3.52:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s Tekedinimi histereznimi pravili .....	181
<b>Slika 3.53:</b> Geometrija modela stebra utrjenega s trakovi iz ogljikovih vlaken .....	182
<b>Slika 3.54:</b> Orientacija preizkušanca v laboratoriju .....	183
<b>Slika 3.55:</b> Skica merskih položaja merskih mest na modelu UKŠS-FRP.....	184
<b>Slika 3.56:</b> Položaj merilnih lističev na trakovih iz ogljikovih vlaken .....	185
<b>Slika 3.57:</b> (a) Analiza prereza: moment-ukrivljenost; (b) Predvidena ovojnica sile-pomik pri cikličnem testu	186
<b>Slika 3.58:</b> Prvi padec togosti v ciklu 4.1+ (Sila 220 kN, pomik 1,2mm).....	187
<b>Slika 3.59:</b> Prirast deformacij v merilnih lističih V2 in V20 v trenutku nastanka razpok .....	187
<b>Slika 3.60:</b> Odnos sila-pomik do vključno 5. faze.....	188
<b>Slika 3.61:</b> Prirast deformacij na merilnem lističu V29 v ciklu 5.1-, ko se pojavi prva vidna razpoka.....	188
<b>Slika 3.62:</b> Prva vidna razpoka (SV) .....	188
<b>Slika 3.63:</b> Odnos sila-pomik do vključno 6. faze.....	188
<b>Slika 3.64:</b> (a) Razpoke v fazi 6 (SZ);Preizkušanec po končani 7. fazi: (b) južna stran, (c) severna stran .....	189
<b>Slika 3.65:</b> Odnos sila-pomik do vključno 7. faze (Sila 310 kN, pomik 3 mm).....	189
<b>Slika 3.66:</b> Začetek tečenja ( $\varepsilon \sim 1600\mu$ ) zaznan v merilnih lističih V16 in V18 v 7 fazi .....	189
<b>Slika 3.67:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 7 na nivoju 3 (za položaj merilnih lističev glej načrt merskih mest - Slika 3.56).....	190
<b>Slika 3.68:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 7 na nivoju 3 (za položaj merilnih lističev glej načrt merskih mest - Slika 3.55) .....	190
<b>Slika 3.69:</b> Preizkušanec po končani fazi 8: (a) južna stran, (b) severna .....	190
<b>Slika 3.70:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 8 na nivojih 3 in 4.....	191
<b>Slika 3.71:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 8 na nivojih 3 in 4 .....	191
<b>Slika 3.72:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 8 na nivoju 1 .....	191
<b>Slika 3.73:</b> Odnos sila-pomik do vključno 8. faze (Sila 350 kN, pomik 4 mm).....	192
<b>Slika 3.74:</b> Deformacije na merilnem lističu V2 v fazi 8 .....	192
<b>Slika 3.75:</b> Zdrs/uklon palice v tlaku na mestu merilnih lističev V 10 in V28.....	192
<b>Slika 3.76:</b> Zdrs palice na mestu merilnega lističa V17 v ciklu 8.2- .....	193
<b>Slika 3.77:</b> Padec sile pri maksimalnem doseženem pomiku cikla v fazi 8 .....	193
<b>Slika 3.78:</b> Odnos sila-pomik do vključno 9. faze.....	193
<b>Slika 3.79:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 9. fazi na nivojih 1, 2 in 3.....	194
<b>Slika 3.80:</b> Časovni potek deformacij na lističih V17 in V35 v 9. fazi .....	194
<b>Slika 3.81:</b> Odnos sila-pomik do vključno 10. faze.....	195
<b>Slika 3.82:</b> Po končani fazi 10: Odprta razpoka tik ob vpetju stebra (Z) .....	195
<b>Slika 3.83:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 10. fazi na nivojih 1 in 2.....	195
<b>Slika 3.84:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 10. fazi na nivojih 3 in 4.....	195
<b>Slika 3.85:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v 10. fazi na nivojih 2, 3 in 4 .....	196
<b>Slika 3.86:</b> Odnos sila-pomik do vključno 11. faze.....	196

<b>Slika 3.87:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 11 na nivojih 1 in 4.....	196
<b>Slika 3.88:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 11 na nivojih 3 in 4.....	197
<b>Slika 3.89:</b> Časovni potek deformacij na lističih V17 (V35) in V18 (V36) v fazi 11 .....	197
<b>Slika 3.90:</b> Odnos sila-pomik do vključno 12. faze .....	198
<b>Slika 3.91:</b> Po končani fazi 12: Odprta razpoka tik ob vpetju stebra (V).....	198
<b>Slika 3.92:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 12 na nivojih 1 in 4.....	198
<b>Slika 3.93:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 12 na nivojih 2 in 4.....	198
<b>Slika 3.94:</b> Uklon vzdolžne palice – začetek delaminacije ojačitvenega traku (JZ) .....	199
<b>Slika 3.95:</b> Začetek delaminacije betona na notranji strani zaradi uklona vzdolžne palice (Z) .....	199
<b>Slika 3.96:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 13 na nivoju 1.....	199
<b>Slika 3.97:</b> Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 13 na nivojih 1 in 2.....	199
<b>Slika 3.98:</b> Časovni potek deformacij na lističih V16 (V34) in V18 (V36) v fazi 13 .....	200
<b>Slika 3.99:</b> Odnos sila-pomik do vključno 14. faze .....	200
<b>Slika 3.100:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 14 na nivoju 1 .....	200
<b>Slika 3.101:</b> Poškodbe preizkušanca UKŠS-FRP v fazi 14 in po končani preiskavi .....	201
<b>Slika 3.102:</b> Odnos sila-pomik do vključno 15. faze .....	202
<b>Slika 3.103:</b> Odnos sila-pomik do vključno 16. faze .....	202
<b>Slika 3.104:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 15 na nivojih 1-4 .....	202
<b>Slika 3.105:</b> Največje dosežene deformacije na stremenih v fazi 15 na nivojih 1-4 .....	203
<b>Slika 3.106:</b> Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 16 na nivojih 1 in.....	203
<b>Slika 3.107:</b> Odnos sila-pomik do vključno 17. faze .....	203
<b>Slika 3.108:</b> Preizkušane UKŠS-FRP po končani preiskavi.....	204
<b>Slika 3.109:</b> Tip porušitve zunanjih vzdolžnih palic.....	204
<b>Slika 3.110:</b> Poškodbe vzdolžnih armaturnih palic ob vpetju po končani preiskavi .....	205
<b>Slika 3.111:</b> Izračun ukrivljenosti iz meritev na induktivcih .....	206
<b>Slika 3.112:</b> Primerjava eksperimentalnih (črtkana črta) in analitičnih rezultatov za neobjet beton (polna črta): moment ukrivljenost (a); deformacija levo (b); deformacija desno (c) .....	206
<b>Slika 3.113:</b> Primerjava eksperimentalnih (črtkana črta) in analitičnih rezultatov za objet beton z upoštevanjem zdrsa in uklona vzdolžne armature (polna črta): moment ukrivljenost (a); deformacija levo (b); deformacija desno (c) .....	207
<b>Slika 3.114:</b> Potek ukrivljenosti vzdolž stebra v fazah 8 do 16 .....	207
<b>Slika 3.115:</b> Zveza med zasukom in ukrivljenostjo .....	208
<b>Slika 3.116:</b> Zveza med dolžino plastičnega členka in duktilnostjo za ukrivljenostjo.....	208
<b>Slika 3.117:</b> Primerjava med eksperimentalnimi rezultati in analitično histerezno ovojnico določeno z upoštevanjem različnih dolžin plastičnih členkov .....	209
<b>Slika 3.118:</b> Skica izvedbe preklapov vzdolžne armature v modelih s škatlastim prerezom.....	209
<b>Slika 3.119:</b> Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti za primer brez (a) in s CFRP (b).....	212
<b>Slika 3.120:</b> Škatlaste stebre obravnavamo kot sklop povezanih sten .....	213
<b>Slika 3.121:</b> Napetosti v prerezu v odvisnosti od količine objekta: (a) brez objekta; (b) ena plast; (c) 4 plasti in (d) 8 plasti ter od oblike prereza.....	213
<b>Slika 3.122:</b> Modeliranje objekta v eksperimentalno preizkušenem stebri UKŠS-FRP (a); bližji pogled: ločni model (b); idealizacija za program OpenSees (c): šrafirano področje – objet beton .....	214
<b>Slika 3.123:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa: (a osnovni model; b) upoštevani uklon in nizkociklično utrujanje vzdolžne armature.....	214
<b>Slika 4.1:</b> Primerjava odnosa moment ukrivljenost za poln, škatlast in I prerez okrog močne (y) in šibke (z) osi .....	217
<b>Slika 4.2:</b> Lokacije izbranih viaduktov s stebri z I prerezom na karti potresne nevarnosti Slovenije .....	218
<b>Slika 4.3:</b> Odziv viadukta v vzdolžni smeri pri katerem vso obtežbo prevzame le nekaj daljših stebrov prek nepomičnih ležišč (a) in odziv viadukta pri katerem prevzamejo obtežbo vsi stebri prek elastomernih ležišč (b) .....	219
<b>Slika 4.4:</b> Tipični prerezi I stebrov nekaterih izbranih viaduktov .....	220
<b>Slika 4.5:</b> Skica tipičnih detajlov izvedbe prečne armature v pasnicah obravnavanih I stebrov.....	221
<b>Slika 4.6:</b> Skica prečne armature v modelu, ki je potrebna glede na zagotavljanje strižne nosilnosti po principu načrtovanja nosilnosti, izračunana kot v originalnem projektu dejanskega viadukta (DARS 1998).....	222

<b>Slika 4.7:</b> Skica prečne armature v modelu, ki bi bila potrebna glede na pogoje minimalnega objetja v standardu EN1998-2.....	222
<b>Slika 4.8:</b> Dimenzije preizkušanca NIS in skica vzdolžne armature .....	223
<b>Slika 4.9:</b> Skica izvedbe prečne armature v preizkušancu NIS .....	223
<b>Slika 4.10:</b> Orientacija preizkušanca NIS v hali.....	224
<b>Slika 4.11:</b> Shema merilnih lističev v stebru: V – vzdolžna armatura, S – stremena .....	225
<b>Slika 4.12:</b> Višine nivojev merilnih lističev .....	226
<b>Slika 4.13:</b> Skica položaja induktivnih merilcev pomikov na stebru NIS .....	227
<b>Slika 4.14:</b> Delitev prereza na lamele v programu OpenSees (McKenna <i>et al.</i> 2008) .....	228
<b>Slika 4.15:</b> Monotona histerezna ovojnica za steber NIS določena po Haseltonu (2006) in CAE .....	230
<b>Slika 4.16:</b> Histerezno obnašanje modela NIS do tretje faze .....	231
<b>Slika 4.17:</b> Histerezno obnašanje modela NIS do pete faze .....	232
<b>Slika 4.18:</b> Histerezno obnašanje modela NIS do sedme faze.....	233
<b>Slika 4.19:</b> Histerezno obnašanje modela NIS do devete faze .....	233
<b>Slika 4.20:</b> Uklon vzdolžne armature (zadaj levo) .....	234
<b>Slika 4.21:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s koncentrirano plastičnostjo s Takedinimi histereznimi pravili za steber NIS .....	235
<b>Slika 4.22:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa ...	235
<b>Slika 4.23:</b> Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo elementa MVLEM.....	236
<b>Slika 4.24:</b> Sanacija predhodno poškodovanega stebra NIS: skica izvedbe utrditve (a), CFRP sidro (b), slika utrjene pasnice (c).....	237
<b>Slika 4.25:</b> Položaj merilnih lističev na CFRP plašču .....	237
<b>Slika 4.26:</b> Konstitucijski zakoni za objet beton; 2 plasti CFRP (a); 4 plasti CFRP (b) .....	238
<b>Slika 4.27:</b> Zveze $M-\phi$ za različne materialne modele objetega betona za 2 plasti CFRP .....	238
<b>Slika 4.28:</b> Zveze $F-A$ za različne materialne modele objetega betona za 2 plasti CFRP .....	239
<b>Slika 4.29:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v prvi fazi .....	240
<b>Slika 4.30:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v drugi fazi .....	241
<b>Slika 4.31:</b> Lokalen uklon plašča zadaj desno v drugi fazi (a) in razpoka ob vpetju v tretji fazi (b).....	241
<b>Slika 4.32:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v tretji fazi .....	242
<b>Slika 4.33:</b> Razpoka na FRP plašču zadaj levo (a) in razpoka ob vpetju po celotni pasnici v četrti fazi (b).....	242
<b>Slika 4.34:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v četrti fazi .....	242
<b>Slika 4.35:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v peti fazi.....	243
<b>Slika 4.36:</b> Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v šesti fazi.....	243
<b>Slika 4.37:</b> Odlepitev plašča ob vpetju.....	243
<b>Slika 4.38:</b> Preizkušane SIS-FRP po končani preiskavi (a) in histerezni odziv (b).....	244
<b>Slika 4.39:</b> Primerjava histereznega odziva modelov NIS in SIS-FRP .....	244
<b>Slika 4.40:</b> Primerjava napovedi histereznih ovojnic in eksperimentalnega odziva SIS-FRP (črtkana črta) .....	245
<b>Slika 4.41:</b> Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: začetni model ....	245
<b>Slika 4.42:</b> Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: model z uklonom .....	246
<b>Slika 4.43:</b> Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: model z nizkocikličnim utrujanjem (a) in postopnim zapiranjem razpok (b) .....	246
<b>Slika 4.44:</b> Dimenzioniranje sidrne ploščice .....	247
<b>Slika 4.45:</b> Skica jeklene ploščice za sidranje plašča iz CFRP ob stojini.....	247
<b>Slika 4.46:</b> Izvedba utrditve: (a) pripravljeni vijaki, (b) nameščanje CFRP trakov, (c) končna izvedba .....	248
<b>Slika 4.47:</b> Skica utrditve – sidranje z jeklenimi ploščicami: prerez in stranska pogleda .....	248
<b>Slika 4.48:</b> Skica utrditve – sidranje z jeklenimi ploščicami: tloris .....	248
<b>Slika 4.49:</b> Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do četrte faze .....	250
<b>Slika 4.50:</b> Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do pete faze.....	250
<b>Slika 4.51:</b> Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do šeste faze.....	251
<b>Slika 4.52:</b> Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do sedme faze .....	251
<b>Slika 4.53:</b> Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: osnovni model (a) in kompleksni model (b) .....	252

<b>Slika 4.54:</b> Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP pri povečani osni sili (izmerjen maksimum 1270 kN).....	252
<b>Slika 5.1:</b> Primerjava vrednosti na CDF za različno generirane (SRS, LHS in DS) vrednosti tlačne trdnosti betona $f_c$ .....	258
<b>Slika 5.2:</b> Shema izvajanja stratificiranega vzorčenja (Vorechovsky in Novak 2003).....	258
<b>Slika 5.3:</b> Funkciji potresne nevarnosti za viadukt Ravbarkomanda določeni glede na različne vhodne podatke.....	263
<b>Slika 5.4:</b> Skica modela in pomen nekaterih spremenljivk.....	264
<b>Slika 5.5:</b> Shema izvajanja simulacij Monte Carlo.....	265
<b>Slika 5.6:</b> Simulacije možne geometrije prereza (op. asimetrija) in položaja vzdolžne armature.....	266
<b>Slika 5.7:</b> Histogram tlačnih trdnost betona (a) in $\sigma$ - $\epsilon$ odnos za primer simuliranih tlačnih trdnosti za beton C50/60 (b).....	267
<b>Slika 5.8:</b> Rastros meje tečenja jekla (S240) - (a) določeno s simulacijami s podatki ( $CV=4,0\%$ ) in (b) iz eksperimentalnih rezultatov ( $CV=7,45\%$ ).....	268
<b>Slika 5.9:</b> Histogrami osnih sil zaradi lastne teže – rdeča, stalnih vplivov (zelena) in koristne obtežbe (rumena) ter njihove vsote.....	269
<b>Slika 5.10:</b> Spreminjanje T sistema s koraki.....	270
<b>Slika 5.11:</b> Primerjava korelacije med $f_c$ in $f_y$ pred (kvadrati) in po (krogci) simuliranem ohlajanju.....	270
<b>Slika 5.12:</b> Primer IDA krivulj s prikazanimi mejnimi stanji (deterministična ocena); zelena: nastanek razpok; rumena: začetek tečenja armature; rdeča: mejno stanje pomembnih poškodb.....	271
<b>Slika 5.13:</b> Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb, t.i. krivulja ranljivosti (modra) in teoretične CDF (rdeča).....	271
<b>Slika 5.14:</b> Histerezne ovojnice določene z naivno metodo Monte Carlo.....	273
<b>Slika 5.15:</b> Krivulje IDA za posamezne akceleroگرامe, za 1000 modelov (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti).....	273
<b>Slika 5.16:</b> Primerjava povzetrov IDA krivulj z (rdeča) in brez (črna) upoštevanja nezanesljivosti sistemskih parametrov.....	273
<b>Slika 5.17:</b> Primerjava empirične kumulativne funkcije in teoretične CDF porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb.....	273
<b>Slika 5.18:</b> Korelacija med nekaterimi naključnimi spremenljivkami pred (rdeča) in po ohlajanju (modra).....	274
<b>Slika 5.19:</b> Krivulje IDA za posamezne akceleroگرامe (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti). S krogci so označeni pomiki ob nastanku razpok (zelena), ob začetku tečenja (rumena) in ob pojavu pomembnih poškodbah $-0,75\theta_u$ (rdeča).....	275
<b>Slika 5.20:</b> Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve (ECDF) (modra) in teoretične CDF (rdeča) PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb v primeru LHS.....	275
<b>Slika 5.21:</b> Krivulje IDA za posamezne akceleroگرامe (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti). S krogci so označeni pomiki ob nastanku razpok (zelena), ob začetku tečenja (rumena) in ob pojavu pomembnih poškodbah $-0,75\theta_u$ (rdeča).....	276
<b>Slika 5.22:</b> Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb (modra) in teoretične CDF (rdeča) v primeru DS.....	276
<b>Slika 5.23:</b> Verjetnost prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve v 50 letih določeno brez in z upoštevanjem nezanesljivosti sistemskih parametrov.....	277
<b>Slika 5.24:</b> Glavno okno grafičnega uporabniškega vmesnika PBEE Toolbox – Bridges.....	278
<b>Slika 5.25:</b> Matematični model mostu v PBEE Toolbox – Bridges.....	278
<b>Slika 5.26:</b> Definicija vzdolžne in prečne smeri analize v primeru ukrivljenega mostu.....	279
<b>Slika 5.27:</b> Lokalni koordinatni sistemi elementov.....	279
<b>Slika 5.28:</b> Uporabniško okno za definiranje geometrije stebrov v PBEE Toolbox - Bridges.....	280
<b>Slika 5.29:</b> Primer pogovornega okna za izvoz geometrije iz programa AutoCAD (Autodesk Inc. 2010) v vhodno datoteko za definicijo elementa MVLEM v programu OpenSees (McKenna <i>et al.</i> 2008).....	282
<b>Slika 5.30:</b> Vzdolžni prezek viadukta Ravbarkomanda.....	283
<b>Slika 5.31:</b> Shema prereza preklade.....	285
<b>Slika 5.32:</b> Vzdolžna shema desnega objekta viadukta Bizovik.....	285
<b>Slika 5.33:</b> Skica prereza stebrov viadukta Bizovik.....	286
<b>Slika 5.34:</b> Vzdolžna shema tipičnega viadukta.....	287

<b>Slika 5.35:</b> Prerez stebra in preklade (Zevnik 2007) .....	287
<b>Slika 5.36:</b> Tipičen I prerez .....	288
<b>Slika 5.37:</b> Verjetnost prekoračitve mejnega stanja pomembnih poškodb za viadukt Ravbarkomanda določene s pomočjo LHS metode (20 modelov) (a) in mediane pospeškov pri katerem je doseženo mejno stanje (b). .....	289
<b>Slika 5.38:</b> Verjetnosti presežka mejnega stanja pomembnih poškodb (a) in mejnega stanja blizu porušitve (b) za 20 matematičnih modelov generiranih s stratificiranim vzorčenjem v vzdolžni smeri .....	290
<b>Slika 5.39:</b> Primerjava tveganja za presežek izbranih mejnih stanj za BEM in LHS (z rdečo je označeno območje $\pm\sigma$ ).....	290
<b>Slika 5.40:</b> Verjetnosti presežka mejnega stanja pomembnih poškodb (a) in mejnega stanja blizu porušitve (b) za 20 matematičnih modelov generiranih s stratificiranim vzorčenjem v prečni smeri .....	290
<b>Slika 5.41:</b> Analiza lastnega nihanja (a) in vrednosti v spektru pospeškov (pomikov) za prvi nihajni čas (b) ...	291
<b>Slika 5.42:</b> Razmerje med zahtevami in kapacitetami ( $r=D/C$ ) v stebrih za vzdolžno (a) in prečno (b) smer ....	292
<b>Slika 5.43:</b> Parametri metode N2: (levo) t.i. potisna krivulja; (desno) Spekter v AD formatu .....	293
<b>Slika 5.44:</b> Kapacitete konstrukcije in ustrezne deformirane lege (levo); Indeksa regularnosti (desno).....	293
<b>Slika 5.45:</b> Verjetnosti presežka izbranih mejnih stanj v 50 letih za obe konstrukciji viadukta Bizovik: (a), če zanemarimo ležišča na krajnih stebrih in (b), če jih upoštevamo - vzdolžna smer .....	294
<b>Slika 5.46:</b> Verjetnosti presežka izbranih mejnih stanj v 50 letih za obe konstrukciji viadukta Bizovik - prečna smer .....	294
<b>Slika 5.47:</b> a) Verjetnosti presežka mejnega stanja preprečitve poškodb, b) mejnega stanja pomembnih poškodb in c) mejnega stanja blizu porušitve za 18 tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri - vzdolžna smer .....	295
<b>Slika 5.48:</b> a) Verjetnosti presežka mejnega stanja preprečitve poškodb, b) mejnega stanja pomembnih poškodb in c) mejnega stanja blizu porušitve za 18 tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri - prečna smer .....	296
<b>Slika 5.49:</b> Verjetnosti presežka mejnega nastanka poškodb (a), mejnega stanja pomembnih poškodb (b) in mejnega stanja blizu porušitve (c) za 18 tipičnih viaduktov .....	298
<b>Slika 5.50:</b> Razmerja D/C za SD (a) in NC (b) za 18 tipičnih viaduktov in 3 sopnje vedenja KL1 (modra), KL2 (zelena) in KL3 (rdeča).....	298
<b>Slika 5.51:</b> Povprečje razmerij D/C za SD (modra) in NC (rdeča) za 18 tipičnih viaduktov in LHS 20 simulacij .....	299
<b>Slika 5.50:</b> Primerjava povprečje razmerij D/C (rdeča) za LHS in D/C za KL3 (modra) za SD (a) in NC (b) za 18 tipičnih viaduktov .....	299
<b>Slika 5.50:</b> Elastični spekter odziva uporabljenih akcelorogramov za tla A in B (5 % dušenja, $a_{g,max} = 0,25$ g) 300	
<b>Slika 5.51:</b> Model z eno prostostno stopnjo in lastnosti izolatorjev .....	300
<b>Slika 5.52:</b> Rezultati parametričnih študij na SDOF modelu .....	302
<b>Slika 5.53:</b> Etažni spektri za obravnavani SDOF model .....	302
<b>Slika 5.54:</b> Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z ležišči podobnimi kot na viaduktu Ravbarkomanda .....	303
<b>Slika 5.55:</b> Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z različnimi kombinacijami fiksnih in drsnih ležišč .....	303
<b>Slika 5.56:</b> Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z ležišči izbranimi na tak način, da je efektivna togost vseh stebrov enaka.....	304
<b>Slika 5.57:</b> Lastnosti elastomernih ležišč za primer, ko zahtevamo da je nihajni čas izolirane konstrukcije 2x daljši od časa neizolirane konstrukcije (a) in ko zahtevamo, da je nihajni čas izolirane konstrukcije enak 2 s (b). .....	305
<b>Slika 5.58:</b> Verjetnost prekoračitve mejnega stanja za primer, ko zahtevamo da je nihajni čas izolirane konstrukcije 2x daljši od časa neizolirane konstrukcije (a) in ko zahtevamo, da je nihajni čas izolirane konstrukcije enak 2 s (b) v primerjavi z neizolirano konstrukcijo. ....	305
<b>Slika 5.59:</b> Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V222 .....	306
<b>Slika 5.60:</b> Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj za viadukt V222 (a) in primerjava vpliva uporabljenega matematičnega modela za opis nelinearnega odziva ležišč. ....	306
<b>Slika 5.61:</b> Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V333 .....	307
<b>Slika 5.62:</b> Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj za viadukt V333 (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b). ....	307
<b>Slika 5.63:</b> Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V123 .....	307



<b>Slika 5.64:</b> Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V123 .....	308
<b>Slika 5.65:</b> Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V313 .....	308
<b>Slika 5.66:</b> Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V313 izoliran s HDRB in MCE .....	309
<b>Slika 5.67:</b> Deformacijska linija preklade v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnih opornikov .....	310
<b>Slika 5.68:</b> Zahteve za pomike v stebrih v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnih opornikov in smeri potresne obtežbe:prečna smer .....	310
<b>Slika 5.69:</b> deformacijska linija preklade v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnih opornikov: vzdolžna smer .....	311

## LIST OF TABLES

<b>Table 2.1:</b> Advantages and limitations of presented numerical models (Isaković in Fischinger 2011) .....	17
<b>Table 2.2:</b> Standards and guidelines for retrofitting of RC structures using FRP .....	44
<b>Table 2.3:</b> Typical fibre properties (fib 2001) .....	46
<b>Table 2.4:</b> Effect of volume fraction of fibres on the FRP properties (after fib 2001) .....	47
<b>Table 2.5:</b> Advantages and limitations of presented methods for determination of rotation capacity of RC elements .....	54
<b>Table 2.6:</b> Advantages and limitations of presented methods for determination of shear capacity of RC elements .....	63
<b>Table 2.7:</b> Target reliability index (ISO 1998).....	84
<b>Table 2.8:</b> The values for coefficients A, $\alpha$ and B in equations (2.387) and (2.390) after Pellegrino and Modena (2010).....	120
<b>Table 3.1:</b> The list of experimentally tested hollow box specimens .....	135
<b>Table 3.2:</b> The prototype and the model section properties .....	135
<b>Table 3.3:</b> Reinforcement in typical segments in hollow box column models NKŠS and NDŠS.....	136
<b>Table 3.4:</b> Reinforcing material properties for models NKŠS and NDŠS .....	139
<b>Table 3.5:</b> Load phases for piers NKŠS .....	140
<b>Table 3.6:</b> Specimen NKŠS shear strength determined by EN1998-3 .....	147
<b>Table 3.7:</b> Shear strength as controlled by web crushing by EN1998-3 .....	147
<b>Table 3.8:</b> NKŠS specimen shear strength as determined by UCSD-O method .....	148
<b>Table 3.9:</b> NKŠS specimen shear strength as determined by UCSD-R method .....	148
<b>Table 3.10:</b> Experimental results for models NKŠS (Bevc 2006a).....	149
<b>Table 3.11:</b> Experimentally determined moment-rotation (force-displacement) envelope .....	152
<b>Table 3.12:</b> Force-displacement envelope calculation .....	154
<b>Table 3.13:</b> Force-displacement envelope calculation (Priestley <i>et al.</i> 1996a) .....	154
<b>Table 3.14:</b> Force-displacement envelope calculation using EN1998-2 (CEN 2005c).....	155
<b>Table 3.15:</b> The comparison of characteristic displacements estimated using different methods.....	155
<b>Table 3.16:</b> Element lengths for different number of MVLEM elements .....	159
<b>Table 3.17:</b> Vertical springs properties for the MVLEM element No.1 .....	160
<b>Table 3.18:</b> Shear springs properties for the MVLEM element No.1 for elastic material.....	160
<b>Table 3.19:</b> Shear springs properties for the MVLEM element No.1 for shear slip material.....	161
<b>Table 3.20:</b> Load phases for pier NDŠS.....	163
<b>Table 3.21:</b> Moment-curvature analysis results for specimen NDŠS.....	165
<b>Table 3.22:</b> Specimen NKŠS shear strength determined by EN1998-3 .....	167
<b>Table 3.23:</b> NDŠS specimen shear strength as determined by UCSD-O method .....	168
<b>Table 3.24:</b> Experimental results for models NDŠS(Bevc 2006a).....	168
<b>Table 3.25:</b> Load phases for the specimen strengthened with concrete jacket (UKŠS-BPL) .....	174
<b>Table 3.26:</b> Moment-curvature analysis results for specimen UKŠS-BPL.....	176
<b>Table 3.27:</b> Specimen UKŠS-BPL shear strength determined by EN1998-3 and UCSD-O.....	179
<b>Table 3.28:</b> FRP components properties (Sika d.o.o. 2009).....	183
<b>Table 3.29:</b> Load phases for the specimen strengthened with CFRP jacket (UKŠS-FRP) .....	184
<b>Table 3.30:</b> Response prediction for specimen UKŠS-FRP.....	185
<b>Table 3.31:</b> Specimen UKŠS-FRP shear strength determined by EN1998-3 and UCSD-O .....	212
<b>Table 4.1:</b> List of experimentally tested specimens with I shaped sections .....	218
<b>Table 4.2:</b> Basic data about the NIS specimen and its prototype .....	223
<b>Table 4.3:</b> Model NIS reinforcing steel properties.....	224
<b>Table 4.4:</b> Load phases for pier NIS .....	225
<b>Table 4.5:</b> Calculation of characteristic points of force-displacement envelope for specimen NIS.....	228
<b>Table 4.6:</b> Calculation of characteristic points of force-displacement envelope for specimen NIS.....	234
<b>Table 5.1:</b> Coefficients of variations and distribution types for selected variables (SAKO 1999; Toratti <i>et al.</i> 2007).....	260
<b>Table 5.2:</b> Bridge importance classes (CEN 2005c) .....	262

<b>Table 5.3:</b> PGA values for selected return periods: a. values determined in special study for Ravbarkomanda viaduct location (Fajfar <i>et al.</i> 2006) and b. values from available seismic hazard maps (Lapajne, 2001 a-c).....	263
<b>Table 5.4:</b> Mean axial load values in selected pier .....	264
<b>Table 5.5:</b> Example of LHS sampling for two uncorrelated variables, before and after simulated annealing ...	269
<b>Table 5.6:</b> Kolmogorov-Smirnov test .....	272
<b>Table 5.7:</b> Mean values and deviations of accelerations at SD limit state .....	276
<b>Table 5.8:</b> The values of the parameters for seismicity (S), vulnerability (V) and importance (I) for the estimation of the seismic risk of selected viaducts .....	284
<b>Table 5.9:</b> Potential risk estimation for selected viaducts with I shaped piers.....	284
<b>Table 5.10:</b> Superstructure load and mass calculation .....	286
<b>Table 5.11:</b> Capacity estimation using Modal response spectrum analysis .....	292
<b>Table 5.12:</b> Capacity estimation using N2 method .....	293

## LIST OF FIGURES

<b>Figure 2.1</b> Different bridge pier nonlinear models.....	16
<b>Figure 2.2</b> Calculation of the moment-rotation ( $M-\theta$ ) relationship for cantilever column.....	19
<b>Figure 2.3</b> Typical $M-\phi$ relationship for RC section and its bi- and tri-linear idealisation.....	20
<b>Figure 2.4</b> Discretization of RC section to fibres with appropriate constitutive laws.....	21
<b>Figure 2.5</b> Beam with hinges element (nodes j-k) with additional zero-length sections (nodes i-j and k-l) for reinforcement slip modelling.....	22
<b>Figure 2.6</b> Modelling of the RC section using the MVLEM element.....	23
<b>Figure 2.7</b> Hysteretic rules for vertical springs in MVLEM element (Kante 2005).....	23
<b>Figure 2.8:</b> Typical monotonic compressive constitutive material model for concrete.....	24
<b>Figure 2.9:</b> Stress – strain relationship in concrete at uniaxial compressive test (compression positive).....	24
<b>Figure 2.10:</b> Volume, area and lateral strain versus axial strain for unconfined concrete (Spoelstra in Monti 1999).....	26
<b>Figure 2.11:</b> Confinement effectiveness for circular and rectangular sections.....	28
<b>Figure 2.12:</b> Iterative procedure for determination of $\sigma-\varepsilon$ for confined concrete (Spoelstra in Monti 1999).....	30
<b>Figure 2.13:</b> Axial stress versus axial strain (a) and lateral strain versus axial strain (b) for concrete confined with different transverse reinforcement ratios.....	31
<b>Figure 2.14:</b> Mechanical ratio of confinement reinforcement in relation to ratio of the longitudinal reinforcement and normalized axial load for ductile (a) and limited ductile (b) structures as required by EN1998-2 (CEN 2005c).....	31
<b>Figure 2.15:</b> Mechanical ratio of confinement reinforcement in relation to normalized axial load for ductile and limited ductile structures as required by ENV1998-2 (CEN 1994).....	32
<b>Figure 2.16:</b> Typical monotonic tensile constitutive material model for steel.....	34
<b>Figure 2.17:</b> Typical constitutive material model for steel for monotonic tensile load (dark line) and cyclic load (light line); bi-linear (a); Giufré-Menegotto-Pinto (b); and Chang and Mander (c).....	35
<b>Figure 2.18:</b> GMP steel model; (a) parameters of equations (2.57) - (2.62); (b) partial unloading.....	36
<b>Figure 2.19:</b> Modification of the GMP steel model for partial unloading modelling.....	36
<b>Figure 2.20:</b> Reinforcing bar loading history without (dashed line) and with noise (continuous line).....	37
<b>Figure 2.21:</b> Stress-strain response of the GMP model (a) and stress-history response (b) for a smooth load (dashed line) and load with noise (continuous line).....	37
<b>Figure 2.22:</b> Stress-strain response of the modified GMP model (a) and stress-history response (b) for a smooth load (dashed line) and load with noise (continuous line).....	37
<b>Figure 2.23:</b> Buckling of longitudinal reinforcement. Buckling between layers of transverse reinforcement (a); and buckling involving several layers of transverse reinforcement (b).....	38
<b>Figure 2.24:</b> The calculation of stiffness $\beta$ for determination of critical buckling length and stress (after Sato in Ko 2008).....	40
<b>Figure 2.25:</b> Hysteretic model for buckled bar; (a) $\sigma_{bh} \geq \sigma_{b2} \geq 0$ ; (b) $\sigma_{bh} \leq \sigma_{b2}$ or $\sigma_{b2} \leq 0$ (after Gomes in Appleton 1997; Tanoue <i>et al.</i> 2002).....	40
<b>Figure 2.26:</b> Equilibrium of a buckled longitudinal steel bar (after Gomes in Appleton 1997).....	41
<b>Figure 2.27:</b> Comparison of two OpenSees steel models Steel02 (continuous line) and Steel04 (dashed line) for different input parameters; (a) no buckling, (b) $d_{bL}/l_b = 0,1$ in $\sigma_{br} = 0$ ; (c) $d_{bL}/l_b = 0,1$ in $\sigma_{br} = -100$ MPa.....	44
<b>Figure 2.28:</b> Uniaxial tension stress-strain diagrams for different fibre types and steel.....	45
<b>Figure 2.29:</b> Stress strain and force strain corresponding to various fibre volume fractions $V_{fib}$ .....	48
<b>Figure 2.30:</b> Splitting failure in unconfined anchorage (a) and crushing and sleeving failure in confined anchorage (b) (Priestley <i>et al.</i> 1996a).....	49
<b>Figure 2.31:</b> Anchoring force transfer between the rebar and concrete.....	50
<b>Figure 2.32:</b> Parameters $c_d$ in $c_{max}$ from Eq. (2.111) (Fardis 2009).....	52
<b>Figure 2.33:</b> Failure types of spliced bars and definitions of parameters $n_l$ , $n_b$ from equation (2.112) and parameter $k$ from expression (2.111) (Fardis 2009).....	52
<b>Figure 2.34:</b> Failure types of reinforcement splices in columns (Priestley <i>et al.</i> 1996a).....	53
<b>Figure 2.35:</b> Flexure (a), shear (b), and reinforcement slip (c) contribution to pier rotation at yield.....	57

<b>Figure 2.36:</b> Ibarra's hysteretic model (a); (b) monotonic envelope (solid line); cyclic response (dashed line) (Haselton 2006) .....	59
<b>Figure 2.37:</b> Failure of columns with the same amount of shear reinforcement and different quantities of longitudinal reinforcement (a); Failure of columns with the same longitudinal reinforcement and different quantities of shear reinforcement (Isaković in Fischinger 2006c) .....	62
<b>Figure 2.38:</b> Axial force contribution to shear strength of a column .....	66
<b>Figure 2.39:</b> Factors in Eq. (2.172): $k_1$ , which takes the ductility into account (a), $k_2$ , which takes the longitudinal reinforcement ratio into account (b) and $k_3$ , which takes the shear span ratio into account (c) .....	67
<b>Figure 2.40:</b> Dimensional parameter meanings in Eq. (2.178) and (2.179) .....	68
<b>Figure 2.41:</b> Definition of the $\delta$ angle in short piers .....	69
<b>Figure 2.42:</b> Compression strut in cantilevered (a) and double bended (b) pier .....	69
<b>Figure 2.43:</b> Wall element definition according to EN1992-1 (CEN 2004a) .....	69
<b>Figure 2.44:</b> Shear strength correction factors for shear span influence $\alpha$ (a); longitudinal reinforcement ratio $\beta$ (b), and concrete contribution $\gamma$ (c) .....	71
<b>Figure 2.45:</b> The height of pier where concrete contribution to shear strength should be reduced .....	71
<b>Figure 2.46:</b> Typical force-displacement relationship in RC elements (Paulay in Priestley 1992) .....	73
<b>Figure 2.47:</b> Effective vs. gross stiffness ratio in relationship with axial load level .....	75
<b>Figure 2.48:</b> Effective vs. gross stiffness ratio as estimated using the EN1998-2 (x axis) method No.2 and experimentally determined ratio (y axis) .....	75
<b>Figure 2.49:</b> MDOF model for nonlinear analysis .....	77
<b>Figure 2.50:</b> Pushover analysis of a bridge in transverse direction .....	78
<b>Figure 2.51:</b> Reliability index $\beta$ .....	83
<b>Figure 2.52:</b> Schematic of the <i>DM</i> -based approach (a) and the <i>IM</i> -based approach (b) (Kramar 2008) .....	85
<b>Figure 2.53:</b> Definition of parameter for calculation of EBR FRP contribution to member shear strength .....	90
<b>Figure 2.54:</b> Jacket shear contribution in relation to jacket thickness (number of layers) calculated using the EN1998-3 method (continuous line) and the UCSD method (dashed line) for CFRP (black) and GFRP (grey) ..	93
<b>Figure 2.55:</b> Effective fibre strain in relation to jacket thickness for CFRP (black) and GFRP (grey) as estimated using the EN1998-3 method (continuous line) and UCSD method (dashed line) .....	94
<b>Figure 2.56:</b> Normalised effective strain in relation to $\rho_f E_f / f_{cm}^{2/3}$ for CFRP (black) and GFRP (grey) .....	94
<b>Figure 2.57:</b> Effectively confined concrete in a rectangular section; if 45° model is assumed (a); if diagonal model is assumed as suggested by Lam and Teng (2003b) .....	100
<b>Figure 2.58:</b> Confinement effectiveness in rectangular section as a function of h/b (a) and R/b (b), calculated using the equation (2.286) (E1 – solid line), (2.288) (E2 – dotted line) and (2.289) (E3 – dashed line) .....	100
<b>Figure 2.59:</b> Possibilities for confinement effectiveness improvement in rectangular sections; shape modification using prefabricated RC elements (a) and using elliptical prefabricated jackets .....	101
<b>Figure 2.60:</b> Possibilities for confinement effectiveness improvement in rectangular sections with the use of CFRP anchors .....	101
<b>Figure 2.61:</b> Partial wrapping with strips; strips perpendicular to element axis (a) and spirally wrapped strips (b) (after fib 2001) .....	102
<b>Figure 2.62:</b> Parameters of bi-linear confinement model as proposed by Samaan et al. (1998) .....	106
<b>Figure 2.63:</b> Calculation of the stress-strain relationship for FRP confined concrete (Spoelstra in Monti 1999) .....	106
<b>Figure 2.64:</b> Calculation procedure for ultimate compressive stress and strain (after fib 2001) .....	107
<b>Figure 2.65:</b> Modelling of behaviour of concrete confined with steel, CFRP and GFRP jackets: (a) axial stress; (b) lateral strain; (c) dilation rate; (d) volume strain; (e) lateral stress/ $f_{co}$ ; (f) lateral stress/axial stress; versus axial strain .....	109
<b>Figure 2.66:</b> Axial stress-strain relation of concrete confined by CFRP and ties when $E_g < 0$ (a) and when $E_g > 0$ (b) (after Kawashima et al. 2001) .....	112
<b>Figure 2.67:</b> Lam and Teng's (2003b) stress-strain model for FRP-confined concrete .....	113
<b>Figure 2.68:</b> Parametri odnosa $\sigma$ - $\varepsilon$ za beton objekt s FRP, kot sta jo predlagala Saiidi et al. (2005) .....	114
<b>Figure 2.69:</b> $\sigma$ - $\varepsilon$ relationship parameters for FRP confined concrete as assumed by Pellegrino in Modena (2010) for the case of circular (a) and rectangular sections (b) .....	119
<b>Figure 2.70:</b> The calculation of stiffness $\beta$ for determination of critical buckling length and critical stress in cases when FRP is also present, (after Sato in Ko 2008) .....	123

<b>Figure 2.71:</b> Influence of period shift and damping on spectral accelerations and displacements shown on a EN1998 spectrum for ground type C .....	124
<b>Figure 2.72</b> Elastomeric bearing a) and lead rubber bearing b) (after Kunde in Jangid 2003) .....	126
<b>Figure 2.73:</b> Idealised relationship between force (a), equivalent stiffness and (c) equivalent damping in relationship with displacement for LRB .....	126
<b>Figure 2.74:</b> Due to the increased stiffness of the rubber bearings, the period of the structure is shifted toward the resonant region .....	127
<b>Figure 2.75</b> Bi-linear hysteresis area determination.....	128
<b>Figure 2.76</b> Prototype of a MCE isolator (Zevnik 2007) .....	129
<b>Figure 2.77</b> Numerical model of the MCE device (Zevnik 2007) .....	131
<b>Figure 2.78</b> The scheme of the MCE control algorithm (Vidrih <i>et al.</i> 2011).....	131
<b>Figure 3.1:</b> Cross section of piers of the selected viaduct and reinforcement details (Isaković in Fischinger 2006b).....	134
<b>Figure 3.2:</b> Ravbarkomanda piers before strengthening (a); during the strengthening (b); and after strengthening (c) with reinforced concrete jacket.....	134
<b>Figure 3.3:</b> Section dimensions of hollow box specimens .....	136
<b>Figure 3.4:</b> Dimensions of NKŠS specimen .....	136
<b>Figure 3.5:</b> Dimensions of NDŠS specimen .....	137
<b>Figure 3.6:</b> Reinforcing plan for specimen NKŠS: segments A and C .....	137
<b>Figure 3.7:</b> Reinforcement drawings for A and C segments for hollow box columns .....	138
<b>Figure 3.8:</b> Longitudinal reinforcement strain gauges positions sketch.....	140
<b>Figure 3.9:</b> Stirrup strain gauges positions sketch (SS - stirrups; SP - links).....	141
<b>Figure 3.10:</b> Measuring positions in NKŠS model .....	141
<b>Figure 3.11:</b> Elastic-plastic idealisation of moment-curvature relationship for specimen NKŠS.....	142
<b>Figure 3.12:</b> Estimated tri-linear force-displacement relationship for NKŠS .....	143
<b>Figure 3.13:</b> Force-displacement envelope for specimen NKŠS determined using Haselton (2006) .....	145
<b>Figure 3.14:</b> Axial load contribution to shear strength in relationship with curvature ductility .....	147
<b>Figure 3.15:</b> Comparison between shear demand and shear strength determined by various methods .....	148
<b>Figure 3.16:</b> (a) Crack pattern at upper surface at pier base after the seventh load phase and (b) Crack at pier base in first cycle of tenth load phase (Bevc 2006a).....	149
<b>Figure 3.17:</b> (a) Local delamination of concrete cover in the first cycle of twelfth load phase and (b) Local delamination of cover concrete in thirteenth load phase (Bevc 2006a) .....	150
<b>Figure 3.18:</b> (a) Shear cracks at the inner side in 13 <sup>th</sup> phase and (b) rebar buckling in 14 <sup>th</sup> phase (Bevc 2006a) .....	150
<b>Figure 3.19:</b> (a) Concrete crushing and (b) reinforcement buckling at pier base in fifteenth phase .....	151
<b>Figure 3.20:</b> Hysteretic behaviour of specimen NKŠS .....	151
<b>Figure 3.21:</b> NKŠS after the experiment.....	151
<b>Figure 3.22:</b> Moment-curvature relationship for the specimen NKŠS.....	152
<b>Figure 3.23:</b> Theoretical curvature distribution along the pier (a) without the plasticity spreading and (b) with plastic hinge length $z/2$ .....	153
<b>Figure 3.24:</b> Analytical hysteretic envelope determined using different plastic length assumptions (0, UCSD and $z/2$ ) compared to experimental results .....	153
<b>Figure 3.25:</b> (a) Comparison of analytical and experimental results and (b) secant stiffness for shear displacement estimation.....	154
<b>Figure 3.26:</b> Comparison of analytical and experimental results.....	155
<b>Figure 3.27:</b> Suggested method for force - displacement envelope calculation.....	156
<b>Figure 3.28:</b> Method for moment-rotation (force-displacement) envelope calculation in post critical region... 157	157
<b>Figure 3.29:</b> Comparison of experimental and numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules ( $\beta=0,8$ ).....	157
<b>Figure 3.30:</b> Comparison of experimental and numerical results obtained using fibre model.....	158
<b>Figure 3.31:</b> Section division to fibres and their properties for MVLEM element .....	159
<b>Figure 3.32:</b> Comparison of numerical and experimental results for MVLEM element .....	162
<b>Figure 3.33:</b> Measuring positions in NDŠS model .....	164
<b>Figure 3.34:</b> Elastic-plastic idealisation of moment-curvature relationship for specimen NDŠS.....	165

<b>Figure 3.35:</b> Estimated tri-linear force-displacement relationship for specimen NDŠS.....	165
<b>Figure 3.36:</b> Force-displacement envelope for specimen NDŠS determined using Haseltons's procedure (2006) .....	166
<b>Figure 3.37:</b> Comparison between shear demand ( $F(\mu_d)$ ) and shear strength for NDŠS specimen .....	168
<b>Figure 3.38:</b> Damage at the right (a) and left side (b,c) of the NDŠS specimen after the test .....	170
<b>Figure 3.39:</b> Hysteretic behaviour of specimen NDŠS.....	170
<b>Figure 3.40:</b> Concrete spalling and reinforcement buckling inside the pier NDŠS at horizontal displacement $\Delta=100,0$ .....	170
<b>Figure 3.41:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules .....	171
<b>Figure 3.42:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model.....	171
<b>Figure 3.43:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using MVLEM elements ...	172
<b>Figure 3.44:</b> Geometry of the strengthened specimen UKŠS-BPL .....	173
<b>Figure 3.45:</b> Fiber modelling and division of the section to confined and unconfined parts.....	175
<b>Figure 3.46:</b> Moment curvature relationship for the UKŠS-BPL specimen and accompanying concrete $\sigma$ - $\epsilon$ relationship .....	175
<b>Figure 3.47:</b> Estimated tri-linear force-displacement relationship for specimen NDŠS.....	176
<b>Figure 3.48:</b> Hysteretic behaviour of specimen UKŠS-BPL .....	178
<b>Figure 3.49:</b> Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with taking jacket contribution to shear strength (b).....	178
<b>Figure 3.50:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model: a) axial force influence on element strength; b) basic model hysteretic response .....	180
<b>Figure 3.51:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model considering reinforcement low cycle fatigue .....	180
<b>Figure 3.52:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam element with lumped plasticity with Takedas hysteretic rules .....	181
<b>Figure 3.53:</b> The geometry of the specimen retrofitted by CFRP strips .....	182
<b>Figure 3.54:</b> Specimen orientation in the laboratory .....	183
<b>Figure 3.55:</b> Measuring locations on the UKŠS-FRP specimen .....	184
<b>Figure 3.56:</b> Strain gauges position on CFRP strips.....	185
<b>Figure 3.57:</b> (a) Section Analysis: moment-curvature (minimum expected); (b) Expected Force-Displacement envelope.....	186
<b>Figure 3.58:</b> First stiffness drop in cycle 4.1 + (Force 220 kN, displacement 1,2 mm).....	187
<b>Figure 3.59:</b> Deformation increase at straingauges V2 and V20 at the time of first crack formation .....	187
<b>Figure 3.60:</b> Force-displacement relation till phase 5.....	188
<b>Figure 3.61:</b> Deformation increase at strainauge V29 at cycle 5.1- when the first crack became visible.....	188
<b>Figure 3.62:</b> First visible crack .....	188
<b>Figure 3.63:</b> Force-displacement relation until phase 6.....	188
<b>Figure 3.64:</b> (a) Cracks in phase 6 (NW); Specimen after phase 7: (b) south side, (c) north side.....	189
<b>Figure 3.65:</b> Force-displacement relation until phase 7.....	189
<b>Figure 3.66:</b> Start of yielding ( $\epsilon \approx 1600\mu$ ) noticed at straingauges V16 in V18 in phase 7.....	189
<b>Figure 3.67:</b> Maximal strains at SGs on FRP in phase 7 at level 3 (See Figure 3.56 for SG locations).....	190
<b>Figure 3.68:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 7 at level 3 (See Figure 3.55 for SG locations) .....	190
<b>Figure 3.69:</b> Specimen after phase 8: (a) south side, (b) north side.....	190
<b>Figure 3.70:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 8 at levels 3 and 4 .....	191
<b>Figure 3.71:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 8 at levels 3 and 4.....	191
<b>Figure 3.72:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 8 at level 1 .....	191
<b>Figure 3.73:</b> Force-displacement relation until phase 8.....	192
<b>Figure 3.74:</b> Deformations at SG V2 in phase 8.....	192
<b>Figure 3.75:</b> Slipping/buckling in compression at SG V10 and V28 in phase 8 .....	192
<b>Figure 3.76:</b> Reinforcement slip at location of SG V17 in cycle 8.2-.....	193
<b>Figure 3.77:</b> Force drop at maximum cycle displacement in phase 8.....	193
<b>Figure 3.78:</b> Force-displacement relation until phase 9.....	193
<b>Figure 3.79:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 9 at levels 1-3 .....	194

<b>Figure 3.80:</b> Deformation time-history at SGs V17 and V 35 in phase 9 .....	194
<b>Figure 3.81:</b> Force-displacement relation until phase 10 .....	195
<b>Figure 3.82:</b> Specimen after phase 10: Crack at the base (W) .....	195
<b>Figure 3.83:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 10 at levels 1 and 2 .....	195
<b>Figure 3.84:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 10 at levels 3 and 4 .....	195
<b>Figure 3.85:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 10 at levels 2-4 .....	196
<b>Figure 3.86:</b> Force-displacement relation until phase 11 .....	196
<b>Figure 3.87:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 11 at levels 1 and 4 .....	196
<b>Figure 3.88:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 11 at levels 3 and 4 .....	197
<b>Figure 3.89:</b> Deformation time-history at SGs V17 (V35) and V18 (V36) in phase 11 .....	197
<b>Figure 3.90:</b> Force-displacement relation until phase 12 .....	198
<b>Figure 3.91:</b> After phase 12: Crack at the pier base (E) .....	198
<b>Figure 3.92:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 12 at levels 1 and 4 .....	198
<b>Figure 3.93:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 12 at levels 2 and 4 .....	198
<b>Figure 3.94:</b> Longitudinal bar buckling – start of the CFRP strip delamination (SW) .....	199
<b>Figure 3.95:</b> Cover concrete delamination due to reinforcement buckling inside the pier (W) .....	199
<b>Figure 3.96:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 13 at level 1 .....	199
<b>Figure 3.97:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 13 at levels 1 and 2 .....	199
<b>Figure 3.98:</b> Deformation time-history at SGs V16 (V34) and V18 (V36) in phase 13 .....	200
<b>Figure 3.99:</b> Force-displacement relation until phase 14 .....	200
<b>Figure 3.100:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 14 at level 1 .....	200
<b>Figure 3.101:</b> Damage of the UKŠS-FRP specimen in phase 14 and after the experiment .....	201
<b>Figure 3.102:</b> Force-displacement relation until phase 15 .....	202
<b>Figure 3.103:</b> Force-displacement relation until phase 16 .....	202
<b>Figure 3.104:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 15 at levels 1-4 .....	202
<b>Figure 3.105:</b> Maximal strains at SGs on stirrups in phase 15 at levels 1-4 .....	203
<b>Figure 3.106:</b> Maximal strains at SGs on FRPs in phase 16 at levels 1 and 2 .....	203
<b>Figure 3.107:</b> Force-displacement relation until phase 17 .....	203
<b>Figure 3.108:</b> UKŠS-FRP specimen after the experiment .....	204
<b>Figure 3.109:</b> Collapse type of the outer longitudinal reinforcement .....	204
<b>Figure 3.110:</b> Damage of longitudinal bars at the base after the experiment .....	205
<b>Figure 3.111:</b> Curvature calculation from measurements at LVDTs .....	206
<b>Figure 3.112:</b> Comparison of experimental results (dotted line) with analytical results with assumption of unconfined concrete (solid line): moment-curvature (a): deformation left (b); deformation right (c) .....	206
<b>Figure 3.113:</b> Comparison of experimental results (dotted line) with analytical results with assumption of confined concrete, bar sli pand bar buckling (solid line): moment-curvature (a): deformation left (b); deformation right (c) .....	207
<b>Figure 3.114:</b> Distribution of curvature along the specimen in phases 8 to 16 .....	207
<b>Figure 3.115:</b> Relationship between curvature and rotation .....	208
<b>Figure 3.116:</b> Relationship between plastic hinge length and curvature ductility .....	208
<b>Figure 3.117:</b> Comparison between experimental results and analytical hysteretic envelope determined using different plastic hinge lengths .....	209
<b>Figure 3.118:</b> Reinforcement overlapping details in hollow box section specimens .....	209
<b>Figure 3.119:</b> Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with CFRP (b) ....	212
<b>Figure 3.120:</b> Hollow box columns are treated as set of connected walls .....	213
<b>Figure 3.121:</b> Section stresses in dependence with confinement quantity Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with CFRP (b) .....	213
<b>Figure 3.122:</b> Confinement modelling in experimentally tested specimen RK 4 (a); magnified view: arch model (b); idealization for OpenSees (c): hatched area – confined concrete .....	214
<b>Figure 3.123:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model: a) basic model; b) reinforcement buckling and low cycle fatigue considered .....	215
<b>Figure 4.1:</b> Comparison of the moment-curvature relationship for full, hollow and I shaped pier section for strong (y) and weak (z) direction .....	217



<b>Figure 4.2:</b> Locations of the selected viaducts with I shaped piers shown on earthquake hazard map of Slovenia .....	218
<b>Figure 4.3:</b> Longitudinal direction response of a viaduct when the load is transmitted to a limited number of piers over fixed bearings (a) and response of a viaduct when the load is transmitted to all piers over elastomeric bearings .....	219
<b>Figure 4.4:</b> Typical I shaped bridge pier sections .....	220
<b>Figure 4.5:</b> Sketch of the shear reinforcing details in the considered I piers .....	221
<b>Figure 4.6:</b> Transverse reinforcement as required by shear strength requirements estimated from capacity design, as designed in the original project (DARS 1998) .....	222
<b>Figure 4.7:</b> Transverse reinforcement as required by EN1998-2 minimum confinement requirements .....	222
<b>Figure 4.8:</b> Dimensions of the NIS specimen and longitudinal reinforcement sketch .....	223
<b>Figure 4.9:</b> Transverse reinforcement sketch for NIS specimen .....	223
<b>Figure 4.10:</b> NIS specimen orientation in the laboratory .....	224
<b>Figure 4.11:</b> Strain gauge position scheme: V longitudinal reinforcement, S - stirrups .....	225
<b>Figure 4.12:</b> Strain gauge level heights .....	226
<b>Figure 4.13:</b> Model NIS LVDT position sketch .....	227
<b>Figure 4.14:</b> Fibre section in OpenSees (McKenna <i>et al.</i> 2008) .....	228
<b>Figure 4.15:</b> Monotonic hysteretic envelope for specimen NIS determined Haselton (2006) expressions and CAE .....	230
<b>Figure 4.16:</b> Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase three .....	231
<b>Figure 4.17:</b> Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase five .....	232
<b>Figure 4.18:</b> Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase seven .....	233
<b>Figure 4.19:</b> Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase nine .....	233
<b>Figure 4.20:</b> Reinforcement buckling (back left) .....	234
<b>Figure 4.21:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules .....	235
<b>Figure 4.22:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using fibre model .....	235
<b>Figure 4.23:</b> Comparison of experimental results with numerical results obtained using MVLEM elements ...	236
<b>Figure 4.24:</b> Strengthening of the pre-damaged specimen NIS: strengthening scheme (a), CFRP anchor (b), strengthened flange (c) .....	237
<b>Figure 4.25:</b> Strain-gauge locations at CFRP jacket .....	237
<b>Figure 4.26:</b> Stress-strain relationship for concrete confined with: 2 CFRP layers (a) and 4 CFRP layers (b) ..	238
<b>Figure 4.27:</b> Moment-curvature relationships for different confined concrete constitutive laws for 2 CFRP layers .....	238
<b>Figure 4.28:</b> $F-\Delta$ relationships for different confined concrete constitutive laws for 2 CFRP layers .....	239
<b>Figure 4.29:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in first phase .....	240
<b>Figure 4.30:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in second phase .....	241
<b>Figure 4.31:</b> Local buckling of the FRP jacket in phase two (a) and crack at the pier base in phase three (b) ...	241
<b>Figure 4.32:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in third phase .....	242
<b>Figure 4.33:</b> Crack on FRP jacket back left (a) and crack at the pier base in web in phase four (b) .....	242
<b>Figure 4.34:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in fourth phase .....	242
<b>Figure 4.35:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in fifth phase .....	243
<b>Figure 4.36:</b> Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in sixth phase .....	243
<b>Figure 4.37:</b> FRP delamination at the base .....	243
<b>Figure 4.38:</b> Specimen SIS-FRP after the experiment (a) and the hysteretic behaviour (b) .....	244
<b>Figure 4.39:</b> Comparison of the hysteretic response of specimens NIS and SIS-FRP .....	244
<b>Figure 4.40:</b> Comparison of the hysteretic envelope predictions and experimental response for SIS-FRP (dashed line) .....	245
<b>Figure 4.41:</b> Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: initial model .....	245
<b>Figure 4.42:</b> Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: buckling model .....	246
<b>Figure 4.43:</b> Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: model with low cycle fatigue (a) and stuff in the cracks (b) .....	246
<b>Figure 4.44:</b> Design of the anchor plate .....	247
<b>Figure 4.45:</b> Sketch of the steel anchor plate .....	247

<b>Figure 4.46:</b> Strengthening phases: (a) anchors, (b) CFRP laying, (c) final look .....	248
<b>Figure 4.47:</b> Strengthening sketch – anchorage by steel plate: cross section and side views .....	248
<b>Figure 4.48:</b> Strengthening sketch – anchorage by steel plate: plan view .....	248
<b>Figure 4.49:</b> Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase four.....	250
<b>Figure 4.50:</b> Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase five .....	250
<b>Figure 4.51:</b> Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase six.....	251
<b>Figure 4.52:</b> Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase seven .....	251
<b>Figure 4.53:</b> Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: base model (a) and complex model (b).....	252
<b>Figure 4.54:</b> Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen considering larger axial force (as measured max 1270 kN) .....	252
<b>Figure 5.1:</b> Comparison of CDF values for different sampling methods (SRS, LHS and DS) values for concrete compressive strength $f_c$ .....	258
<b>Figure 5.2</b> Stratified sampling scheme (Vorechovsky in Novak 2003) .....	258
<b>Figure 5.3</b> Hazard curves for the Ravbarkomanda viaduct location determined using different input data .....	263
<b>Figure 5.4:</b> Model sketch and meaning of some of the parameters.....	264
<b>Figure 5.5</b> Monte Carlo simulations scheme.....	265
<b>Figure 5.6</b> Simulations of possible geometries of the section and longitudinal bar locations.....	266
<b>Figure 5.7</b> Concrete strength histogram (a) and stress-strain curves example for simulated compressive strength for concrete C50/60 (b).....	267
<b>Figure 5.8</b> Reinforcement Yield strength scatter (S240) based on (a) recommended CV value (4%) and (b) on experimentally determined CV value (7,45%) .....	268
<b>Figure 5.9</b> Axial loads histograms due to self-weight (red), permanent loads (green), traffic load (yellow) and their sum .....	269
<b>Figure 5.10:</b> Change of the system temperature T with steps .....	270
<b>Figure 5.11</b> Comparison of correlation between $f_c$ and $f_y$ before (square) and after (circle) the simulated annealing.....	270
<b>Figure 5.12:</b> IDA curves example with selected limit states (deterministic approach); green: cracking; yellow: reinforcement yielding; red: significant damage.....	271
<b>Figure 5.13:</b> Comparison of ECDF (blue) and CDF (red) of accelerations at SD limit state (i.e. fragility curves) .....	271
<b>Figure 5.14:</b> Hysteretic envelopes determined using SRS .....	273
<b>Figure 5.15:</b> IDA curves for 19 records, and 1000 models (grey) together with IDA summary (mean curve - solid line, and 16 <sup>th</sup> and 84 <sup>th</sup> percentile - dashed lines) .....	273
<b>Figure 5.16:</b> Comparison of IDA summaries for Best estimate model (red) and SRS .....	273
<b>Figure 5.17:</b> Comparison of ECDF and CDF of accelerations at SD limit state .....	273
<b>Figure 5.18:</b> Correlation among selected random variables before (red) and after the Simulated Annealing (blue) .....	274
<b>Figure 5.19:</b> IDA curves for individual records (grey) and mean and 16th (black solid) and 84th percentile curves (black dashed). Circles mark the selected limit states: green – CR, yellow -DL and red - SD.....	275
<b>Figure 5.20:</b> Comparison of empirical ECDF and theoretical CDF of PGAs at SD in case of LHS .....	275
<b>Figure 5.21:</b> IDA curves for individual records (grey) and mean and 16th (black solid) and 84th percentile curves (black dashed). Circles mark the selected limit states: green – CR, yellow -DL and red – SD.....	276
<b>Figure 5.22:</b> Comparison of empirical CDF of PGAs at SD and theoretical CDF in case of DS .....	276
<b>Figure 5.23:</b> Probability of exceedance of SD limit state in 50 years without and with consideration of epistemic uncertainties .....	277
<b>Figure 5.24:</b> Main GUI form for PBEE Toolbox -Bridges .....	278
<b>Figure 5.25</b> Bridge mathematical model in PBEE Toolbox -Bridges.....	278
<b>Figure 5.26:</b> Definition of longitudinal and transverse analysis direction in case of curved bridge .....	279
<b>Figure 5.27</b> Local coordinate systems.....	279
<b>Figure 5.28:</b> GUI form for bridge pier properties definition.....	280
<b>Figure 5.29:</b> Example of windows form for MVLEM element definition in an OpenSees (McKenna <i>et al.</i> 2008) input file from AutoCAD (Autodesk Inc. 2010).....	282
<b>Figure 5.30</b> Ravbarkomanda viaduct side view .....	283

<b>Figure 5.31:</b> Superstructure section.....	285
<b>Figure 5.32:</b> Bizovik viaduct, right traffic lane .....	285
<b>Figure 5.33:</b> Pier section sketch.....	286
<b>Figure 5.34</b> Typical viaduct.....	287
<b>Figure 5.35</b> Pier and deck sections (Zevnik 2007).....	287
<b>Figure 5.36</b> Typical I section .....	288
<b>Figure 5.37:</b> Probabilities of exceedance of DL limit state for the Ravbarkomanda viaduct determined using LHS sampling (20 models) (a), and associated PGAs (b) .....	289
<b>Figure 5.38</b> Probability of exceedance of limit state of significant damage (a) and near collapse (b) for 20 mathematical models generated using stratified sampling in longitudinal direction .....	290
<b>Figure 5.39</b> Comparison of risk of exceedance of selected limit states for BEM and LHS (red line marks the area $\pm\sigma$ ).....	290
<b>Figure 5.40</b> Probability of exceedance of limit state of significant damage (a) and near collapse (b) for 20 mathematical models generated using stratified sampling in transverse direction .....	290
<b>Figure 5.41</b> Eigen analysis (a) and values in acceleration (displacement) response spectrum (b).....	291
<b>Figure 5.42</b> Demand-Capacity ratios ( $r=D/C$ ) in piers for longitudinal (a) and transverse (b) direction .....	292
<b>Figure 5.43</b> N2 method parameters: (left) pushover curve; (right) Spectrum in AD format .....	293
<b>Figure 5.44</b> Structure capacity and accompanying deformation lines (left); Index of applicability (right) .....	293
<b>Figure 5.45</b> Probability of exceedance of selected limit states in 50 years for both Bizovik viaducts: (a), if bearings at end piers are neglected, and (b) if they are taken into account - longitudinal direction .....	294
<b>Figure 5.46</b> Probability of exceedance of selected limit states in 50 years for both Bizovik viaducts - transverse direction.....	294
<b>Figure 5.47</b> a) Probability of exceedance of limit state of damage limitation, b) significant damage and c) near collapse 18 typical viaducts with hollow columns - longitudinal direction.....	295
<b>Figure 5.48</b> a) Probability of exceedance of limit state of damage limitation, b) significant damage and c) near collapse 18 typical viaducts with hollow columns - transverse direction .....	296
<b>Figure 5.49</b> Probability of exceedance of limit states: DL (a); SD (b); NC (c) for 18 typical viaducts.....	298
<b>Figure 5.50</b> D/C ratios for SD (a) and NC (b) for 18 typical viaducts and 3 knowledge levels KL1 (blue), KL2 (green) in KL3 (red) .....	298
<b>Figure 5.51</b> The average of D/C ratios for SD (blue) and NC (red) for 18 typical viaducts and 20 LHS simulations.....	299
<b>Figure 5.50</b> Comparison of averages of D/C ratios for LHS (red) and DC ratios for KL3 (blue) for SD (a) and NC (b) for 18 typical viaducts .....	299
<b>Figure 5.50</b> Elastic spectra for ground types A and B (5 % damping, $PGA_d = 0,25$ g) .....	300
<b>Figure 5.51</b> The SDOF structure and the properties of the isolators.....	300
<b>Figure 5.52:</b> Parametric study results for the SDOF model.....	302
<b>Figure 5.53:</b> Floor spectra for the SDOF model .....	302
<b>Figure 5.54</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with bearings similar to those on Ravbarkomanda viaduct .....	303
<b>Figure 5.55</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with different combinations of sliding and fixed bearings .....	303
<b>Figure 5.56</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with bearings, selected in such a way that all the effective stiffness of the piers are the same.....	304
<b>Figure 5.57</b> Rubber bearing properties for the case when it is required that the first period of isolated structure is twice the time of non-isolated (a), and for the case when it is required that the first period of isolated structure equals 2 s (b).....	305
<b>Figure 5.58:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a V111 viaduct with bearings, selected in such a way that the effective period is 2 times longer than the period of unisolated structure (a) and that the effective period equals 2s (b).....	305
<b>Figure 5.59:</b> Rubber bearing properties for V222 viaduct.....	306
<b>Figure 5.60:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a V222 viaduct (a), and comparison risks depending on the bearing mathematical model used .....	306
<b>Figure 5.61:</b> Rubber bearing properties for V333 viaduct .....	307

---

<b>Figure 5.62:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a V333 viaduct (a), and associated PGAs (b) .....	307
<b>Figure 5.63:</b> Rubber bearing properties for V123 viaduct .....	307
<b>Figure 5.64:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a V123 viaduct (a), and associated PGAs (b) .....	308
<b>Figure 5.65:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states for a V313 viaduct (a), and associated PGAs (b) .....	308
<b>Figure 5.66:</b> Probabilities of exceedance of selected limit states (a), and associated PGAs (b) for a V313 viaduct isolated using HDRB and MCE.....	309
<b>Figure 5.67</b> Deck deformations as a function of modelling type of abutments.....	310
<b>Figure 5.68</b> Demands in bridge piers as a function of modelling of abutments and earthquake direction: transverse direction .....	310
<b>Figure 5.69</b> Demands in bridge piers as a function of modelling of abutments and earthquake direction: longitudinal direction.....	311

## SEZNAM PRILOG

Priloga A:	DIMENZIONIRANJE PREIZKUŠANCEV Z I PREREZOM	A1
Priloga B:	DIMENZIONIRANJE PREIZKUŠANCEV S ŠKATLASTIM PREREZOM	B1
Priloga C:	BAZA EKSPERIMENTALNIH PREISKAV STEBROV S ŠKATLASTIM PREREZOM	C1
Priloga D:	PODATKI O VIADUKTIH S STEBRI Z I PREREZOM	D1
Priloga E:	KONTAKTNI ELEMENT ZA SIMULIRANJE TRKOV V PROGRAMU OPENSEES	E1
Priloga F:	DVD	F1

**SEZNAM KRATIC**

Spodaj so predstavljene kratice, ki smo jih uporabili v disertaciji. Ker večinoma izhajajo iz angleških izrazov podajamo v takih primerih pomene v slovenščini in angleščini.

	<b>Slovensko</b>	<b>Angleško</b>
<b>AB</b> ...	Armiran Beton	
<b>AD</b> ...	format prikaza spektrov - pospešek proti pomiku	Acceleration-Displacement
<b>AFRP</b> ...	polimeri armirani z aramidnimi vlakni	Aramid Fiber Reinforced Polymers
<b>BEM</b> ...	model s srednjimi vrednostmi karakteristik	Best Estimate Model
<b>C</b> ...	kapaciteta	Capacity
<b>CAE</b> ...	ne-parametrična metoda na podlagi nevronske mreže	Conditional Average Estimator
<b>CD</b> ...	načrtovanje nosilnosti	Capacity Design
<b>CF</b> ...	faktor zaupanja	Confidence Factor
<b>CFRP</b> ...	polimeri armirani s karbonskimi vlakni	Carbon Fiber Reinforced Polymers
<b>D</b> ...	zahteve	Demand
<b>DL</b> ...	mejno stanje preprečevanja poškodb	Damage Limitation limit state
<b>DM</b> ...	mera poškodovanosti	Damage Measure
<b>DS</b> ...	Opisno vzorčenje	Descriptive Sampling
<b>DV</b> ...	spremenljivke	Decision Variables
<b>ERB</b> ...	elastomerna ležišča	Elastomeric Rubber Bearings
<b>FRP</b> ...	polimeri armirani z vlakni	Fiber Reinforced Polymers
<b>GFRP</b> ...	polimeri armirani s steklenimi vlakni	Glass Fiber Reinforced Polymers
<b>GMP</b> ...	Giuffre-Menegotto-Pinto	
<b>GUI</b> ...	grafični vmesnik	Graphical User Interface
<b>HDRB</b> ...	elastomerna ležišča z visokim dušenjem	High Damping Rubber Bearings
<b>I</b> ...	pomembnost	Importance
<b>IA</b> ...	Indeks uporabnosti N2 metode	Index of Applicability
<b>IDA</b> ...	Inkrementalna Dinamična Analiza	Incremental Dynamic Analysis
<b>IKPIR</b> ...	Inštitut za Konstrukcije Potresno Inženirstvo in Računalništvo	
<b>IM</b> ...	Mera za intenziteto	Intensity Measure
<b>IRHA</b> ...	neelastična analiza časovnega odziva	Inelastic Response History Analysis
<b>ISA</b> ...	Neelastična statična analiza	Inelastic Static Analysis
<b>LHS</b> ...	Vzorčenje z latinsko hiper-kocko	Latin Hypercube Sampling
<b>LRB</b> ...	elastomerna ležišča s svinčenim jedrom	Lead Rubber Bearings
<b>MCE</b> ...	magnetoreološki elastomer	Magnetically Controlled Elastomer
<b>MCFT</b> ...	modificirana teorija tlačnega polja	Modified Compression Field Theory
<b>MDOF</b> ...	Sistem z več prostostnimi stopnjami	Multiple Degrees Of Freedom
<b>MVLEM</b> ...	makro element z več vertikalnimi vzmetmi	Multiple Vertical Line Element
<b>NC</b> ...	mejno stanje blizu porušitve	Near Collapse limit state
<b>NDŠS</b> ...	Neutrjen Dolg Škatlast Steber	
<b>NIS</b> ...	Neutrjen I Steber	
<b>NKŠS</b> ...	Neutrjen Kratek Škatlast Steber	
<b>OpenSees</b> ...	odprtokodno programsko orodje za izvajanje analiz potresnega odziva	Open System for Earthquake Engineering Simulation
<b>PBEE</b> ...	metoda kontroliranega odziva	Performance Based Earthquake Engineering
<b>PEER</b> ...		Pacific Earthquake Engineering Research
<b>PIA</b> ...	predprocesor v programu AutoCAD	Preprocessor in AutoCAD
<b>PLDP</b> ...	Povprečni Letni Dnevni Promet	
<b>S</b> ...	seizmičnost	Seismicity
<b>SD</b> ...	mejno stanje pomembnih poškodb	Significant Damage limit state
<b>SDOF</b> ...	Sistem z eno prostostno stopnjo	Single Degree Of Freedom
<b>SIS- FRP</b> ...	Saniran I Steber - FRP	
<b>SRS</b> ...	Naivna metoda Monte Carlo	Simple Random Sampling
<b>SSI</b> ...	interakcija med konstrukcijo in temeljnimi tlemi	Soil Structure Interaction
<b>UCDS</b> ...	Univerza v kaliforniji, San Diego	University of California, San Diego
<b>UIS- FRP</b> ...	Utrjen I steber - FRP	
<b>UKŠS-BPL</b> ...	Utrjen Kratek Škatlast steber - Betonski PLAšč	
<b>UKŠS-FRP</b> ...	Utrjen Kratek Škatlast steber - FRP plašč	
<b>USC</b> ...	Univerza Južna Kalifornija	University of South California
<b>V</b> ...	ranljivost	Vulnerability
<b>VAST-IMAGE</b>	Development of VARIable STIFFness Seismic Isolators and Vibration Mitigation Dampers Based on MAGnetically Controlled Elastomer	
<b>ZAG</b> ...	ZAVod za Gradbeništvo	

## SEZNAM SIMBOLOV

V nalogi smo uporabili naslednje simbole:

$a$	1) sloj betona merjen do centra vzdolžne armature ob robu prereza 2) svetla razdalja med preklopljenimi sosednjima preklopljenima (ali sidranima) palicama 3) parameter v konstitucijskem zakonu betona (Popovics, Chang in Mander)
$\alpha_2$	koeficient, ki upošteva učinek krovnega sloja betona
$\alpha_3$	koeficient ki upoštevanje učinka objetja s prečno armaturo
$\alpha_4$	koeficient za upoštevanje vpliva privarjenih prečnih palic
$\alpha_5$	koeficient za upoštevanje učinka tlaka prečno na ravnino cepitve
$\alpha_1$	koeficient, ki upošteva učinek oblike palice
$A_b$	površina ene vzdolžne armaturne palice
$A_c$	ploščina prečnega prereza betona
$A_{cc}$	ploščina jedra prereza
$A_e$	ploščina efektivno objetega dela prereza
$A_f$	prerez kompozita ( $A_f = A_{fib} + A_m$ )
$A_{fib}$	prerez vlaken v kompozitu
$A_g$	ploščina prereza ( $A_g = A_c + A_s$ )
$A_m$	prerez matrice v kompozitu
$A_s$	1) strižni prerez ( $\sim b_w d$ ) 2) površina vzdolžne armature v AB prerezu
$A_{sw}$	površina prečne armature
$A_t$	prerez enega stremena
$\eta_1$	koeficient, ki je odvisen od kvalitete pogojev sidranja in od lege palic med betoniranjem. V primeru dobrih pogojev je enak 1,0, v ostalih primerih je enak 0,7
$b$	širina prereza
$b_0$	širina jedra prereza
$b_w$	širina stojine elementa s prečnim prerezom oblike T, I ali L (v primeru pravokotnega škatlastega stebra $b_w = 2t_w$ )
$c$	krovni sloj betona merjen do vzdolžne armature ob robu prereza
$C$	kapaciteta (angl. capacity)
$c_2$	parameter materialnega modela jekla po Sato in Ko
$c_d$	parameter za izračun $f_s$ ( $\min(\min(c_1; c); a/2$ ), omejen z $d_b/2 - 3 d_b$ )
$CF$	faktor zaupanja
$c_{max}$	$\max(\min(c_1; c); a/2$ ), z zgornjo mejo $5c_d$
$C_{Rd,c}$	faktor za izračun strižne nosilnosti elementa brez strižne armature $V_{Rd,c}$ po EC2
$D$	zahteve (angl. demand)
$d$	statična višina prereza $\sim 0,9h$
$D$	premer krožnega prereza. V primeru votlega krožnega prereza zunanji premer
$d'$	razdalja od tlačnega roba do tlačne armature $\sim 0,1h$
$D_0$	premer jedra krožnega prereza
$d_b$	premer armaturnih palic
$d_{bL}$	premer vzdolžnih armaturnih palic
$d_{bw}$	premer stremena
$D_i$	notranji premer votlega krožnega prereza
$E$	modul elastičnosti (splošna oznaka)
$E_c$	začetni modul elastičnosti betona
$E_{cm}$	modul elastičnosti betona, t.j. sekantni modul betona skozi 0,4 $f_{cm}$ (tudi $E_c$ )
$E_f$	modul elastičnosti FRP
$E_{fib}$	elastični modul vlaken v kompozitu
$E_m$	elastični modul matrice kompozita
$E_s$	modul elastičnosti vzdolžne armature
$E_{sec}$	sekantni elastični modul
$E_{sr}$	reduciran modul elastičnosti vzdolžne armature, za katerega običajno privzamemo vrednost 20GPa
$E_w$	začetni module elastičnosti stremen (200 GPa)
$E_{wl}$	modul utrditve stremenske armature (1,8 GPA)
$F$	1) sila 2) obtežba v horizontalni smeri (tudi $P$ )
$f_b$	sprejemna napetost med palico in betonom
$f_b$	projektna sprejemna napetost med palico in betonom
$f_c$	tlačna trdnost betona (splošna oznaka)
$F_c$	sila pri napetosti $f_c$ v betonu v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $F_c = f_c A_c$ )
$f_C$	funkcija gostote porazdelitve kapacitete $C$
$f_{ck}$	karakteristična tlačna trdnost 28 dni starega betona. določena na valju
$f_{cm}$	srednja vrednost tlačne trdnosti betona, določena na valju
$F_{cr}$	sila ob nastanku upogibnih razpok v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $F_{cr} = f_{ctm} A_c$ )
$f_{ct}$	natezna trdnost betona (splošna oznaka)
$f_{ctd}$	projektna natezna trdnost betona
$f_{ctm}$	srednja vrednost natezne trdnosti betona

$F_{cu}$	...	sila pri napetosti $f_{cu}$ v betonu v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $F_{cu}=f_{cu}A_c$ )
$f_{fd,e}$	...	projektna odpomost pred odlepitvijo FRP, ki je odvisna od izvedbe utrditve in jo za vsak način posebej določimo glede na zahteve v nadaljevanju.
$f_{fd,e,U}$	...	projektna odpomost pred odlepitvijo FRP za U lamele
$f_{fd,e,W}$	...	projektna odpomost pred odlepitvijo FRP za plašče in lamele v celoti ovite okrog elementa
$F_{fu}$	...	mejna nosilnost kompozita
$f_{fu,w(R)}$	...	mejna nosilnost FRP plašča ovitega okrog vogalov z radijem R
$f_l$	...	prečna napetost, napetost objetja
$f_{ly}$	...	prečna napetost v smeri osi y
$f_{lz}$	...	prečna napetost v smeri osi z
$f_s$	...	nosilnost preklapljene/sidrane armaturne palice
$f_{su}$	...	natezna trdnost vzdolžne armature (tudi $f_l$ )
$f_{sy}$	...	meja elastičnosti vzdolžne armature (tudi $f_y$ )
$f_{syk}$	...	karakteristična meja elastičnosti vzdolžne armature
$f_{syw}$	...	meja elastičnosti prečne armature
$f_{tk}$	...	karakteristična natezna trdnost vzdolžne armature
$f_{u,fd}$	...	projektna nosilnost FRP
$F_y$	...	sila ob začetku tečenja vzdolžne armature v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $F_y=f_{sy}A_s$ )
$G$	...	strižni modul betona
$G_D$	...	komplementarna porazdelitvena funkcija zahtev D
$h$	...	celotna višina prečnega prereza (v smeri obremenitve)
$h_0$	...	višina jedra prereza
$H_f$	...	frekvenca prekoračitve mejnega stanja
$I_c$	...	vztrajnostni moment prereza
$I_{eff}$	...	efektivni vztrajnostni moment AB prereza
$I_g$	...	vztrajnostni moment nerazpokanega betonskega prereza
$I_s$	...	vztrajnostni prerez vzdolžne armaturne palice
$k$	...	1) parameter v konstitucijskem zakonu betona (EN1992-1-1) 2) faktor efektivnosti prečne armature, odvisen od izvedbe stremen in položaja preklapljene palice
$k, k_i$	...	koeficient (splošna oznaka);
$k_1$	...	začetna togost vertikalne vzmeti elementa MVLEM ( $k_1=A_cE_c/L$ )
$k_1, k_2$	...	parametra objetega betona (Richart <i>et al.</i> ); priporočeni vrednosti sta 4,1 in 5,0 $k_1$
$k_3$	...	togost utrditve v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $k_3=uk_s$ )
$k_p$	...	koeficient prekrivanja
$k_e$	...	1) faktor učinkovitosti objetja zaradi oblike prereza ( $k_e=A_e/A_c$ )
$K_{eff}$	...	efektivna togost
$KL1$	...	stopnja vedenja 1 (Omejeno vedenje); CF=1,35
$KL2$	...	stopnja vedenja 2 (Običajno vedenje); CF=1,2
$KL3$	...	stopnja vedenja 3 (Popolno vedenje); CF=1,0
$k_s$	...	togost skozi točko na meji tečenja v vertikalni vzmeti elementa MVLEM ( $k_s=A_sE_s/L$ )
$K_{tr}$	...	je razmerje med površino prečne armature na območju preklopa (ali sidranja) $n_1A_{st}/s_h$ in $n_b d_b l_b$
$L$	...	dolžina elementa
$L^*$	...	indeks strižnega razpona ( $L^*=L/h$ )
$l_0$	...	dolžina preklopa
$l_b$	...	uklonska dolžina armaturne palice
$l_{b,min}$	...	najmanjša sidrna dolžina
$l_d$	...	dolžina sidranja armaturne palice
$l_{d,req}$	...	osnovna dolžina sidranja
$L_e$	...	efektivna dolžina stika
$L_{pl}$	...	dolžina plastičnega členka (tudi $L_{ph}$ )
$L_{pld}$	...	projektna dolžina plastičnega členka (tudi $L_{phd}$ )
$l_s$	...	dolžina preklopa armature
$L_V$	...	strižni razpon ( $M/V$ ), razdalja med plastičnim členkom in ničelno točko momentne linije (v primeru konzole $L=L_V$ )
$M$	...	upogibni moment
$M_c$	...	največji upogibni moment glede na nosilnost prereza (angl. capping moment)
$M_{cr}$	...	upogibni moment na meji nastanka razpok (angl. cracking moment)
$M_P$	...	plastični moment palice
$M_{Rd}$	...	projektna upogibna nosilnost
$M_u$	...	mejni moment (angl. ultimate moment)
$M_y$	...	pomik na meji tečenja (angl. yield moment)
$M_{y1}$	...	pomik na meji tečenja robnih palic (angl. first yield moment)
$N$	...	osna sila (splošna oznaka)
$N_b$	...	uklonska sila armaturne palice
$n_b$	...	število preklapljenih (ali sidranih) palic
$N_{st}$	...	število palic med sosednjima horizontalnima stremenoma
$N_w$	...	število stremen v prerezu
$O$	...	obseg
$O_b$	...	obseg armaturne palice ( $\pi d_b$ )



$P$	...	verjetnost
$P$	...	osna sila v palici, ki ustreza $M_p$
$p$	...	dolžina razpok po kateri se prenašajo napetosti pri preklapljenih armature
$P_f$	...	verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja konstrukcije
$R$	...	radij zaokrožitve vogalov prereza
$r$	...	parameter v konstitucijskem zakonu betona (Popovics, Chang in Mander)
$R$	...	parameter s katerim simuliramo Bauschingerjev efekt v Giufré-Menegotto-Pinto modelu jekla
$s$	...	razdalja med stremeni v smeri osi stebra (tudi $s_L$ )
$s_d$	...	razdalja med pari preklapljenih palic v prerezu
$s_f$	...	razdalja med FRP lamelami ( $w_f$ za plašče), merjena pravokotno na os vlaken.
$s_T$	...	razdalja med stremeni v ravnini prereza
$T_b$	...	sila, ki jo lahko prenese karakteristični blok preklapljenih palic
$t_f$	...	debelina plašča/lamele iz kompozitnih materialov
$t_w$	...	debelina sten škatlastega prereza
$u$	...	utrditev
$V$	...	prečna sila (osna armatura)
$V_c$	...	prispevek betona k strižni nosilnosti elementa
$V_{Ed}$	...	strižne zahteve (obtežba)
$V_f$	...	prispevek FRP plašča k strižni nosilnosti elementa
$V_{fib}$	...	volumski delež vlaken v kompozitu
$V_m$	...	volumski delež matrice v kompozitu ( $V_f + V_m = 1,0$ )
$V_{max}$	...	največja mogoča prečna sila glede na upogibno nosilnost prereza
$V_n$	...	strižna nosilnost elementa, določena v skladu z ACI 318
$V_p$	...	prispevek osne sile k strižni nosilnosti elementa
$V_{Rd}$	...	projektna strižna nosilnost elementa
$V_{Rd,c}$	...	projektna strižna nosilnost elementa brez strižne armature
$V_{Rd,max}$	...	vrednost največje prečne sile, ki jo lahko prenese element, omejena z nosilnostjo tlačnih diagonal
$V_{Rd,s}$	...	projektna vrednost prečne sile, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura
$V_w$	...	prispevek prečne armature k strižni nosilnosti elementa
$V_y$	...	prečna sila ob začetku tečenja armature ( $V_y = M_y / L_y$ )
$w$	...	prečna deformacija uklonjene palice
$W_c$	...	upogibni odpornostni moment prereza
$w_f$	...	širina FRP lamel, pravokotno na os vlaken (v primeru plaščev: $w_f = \min(0,9d, hw) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$ )
$w_i$	...	horizontalna razdalja med podprtimi vzdolžnimi palicami
$x_c$	...	višina tlačne cone
$z$	...	ročica notranjih sil $\sim 0,9d$
$\eta_2$	...	koeficient, ki je odvisen od premera armature palice
		1) razmerje med upogibnim momentom na meji razpok in upogibnim momentom na meji tečenja ( $M_{cr}/M_y$ )
		2) faktor s katerim upoštevamo vpliv strižnega razpona na prispevek betona k strižni nosilnosti elementa po UCSD-R metodi
$\alpha$	...	3) parameter histereze za element MVLEM (priporočena vrednost $\alpha=1,00$ )
		faktor s katerim upoštevamo vpliv strižnih razpok na izračun zasuka na meji tečenja po metodi podani v standardu EN1998-3, ki je enak 1 če je $V_{Rd,c} < V_y = M_y / L_y$ , sicer je enak 0.
$\alpha_V$	...	osna deformacija v trenutku, ko je volumska deformacija $\varepsilon_V = \varepsilon_A + \varepsilon_c$ enaka 0. V primeru neobjetega betona je $\alpha = 0,9 \sim 1,0$ .
$\alpha_{\varepsilon_{co}}$	...	1) razmerje med upogibnim momentom na meji razpok in mejnim upogibnim momentom ( $M_{cr}/M_c$ )
		2) kot med osjo (močno) vlaken in osjo elementa
		3) faktor s katerim upoštevamo vpliv vzdolžne armature na prispevek betona k strižni nosilnosti elementa po UCSD-R metodi
$\beta$	...	4) parameter histereze za element MVLEM (priporočena vrednost $\beta=1,50$ )
		5) materialni parameter za beton - konstanta
		6) togost ravni stremen, ki podpirajo vzdolžno armaturo
		7) indeks zanesljivosti
$\beta_c$	...	togost krovnega sloja betona
$\beta_{w1}$	...	osna togost stremen
$\beta_{w2}$	...	upogibna togosti stremen
		1) razmerje med upogibnim momentom na meji tečenja in mejnim upogibnim momentom ( $M_y/M_c$ )
		2) faktor s katerim zajamemo degradacijo prispevka betona k strižni nosilnosti v odvisnosti od duktilnosti po UCSD metodah
$\gamma$	...	3) parameter histereze za element MVLEM (priporočena vrednost $\gamma=1,50$ )
		4) varnostni faktor
$\gamma_0$	...	srednji varnostni faktor
$\gamma_{Bd}$	...	varnostni faktor proti krhki strižni porušitvi
$\gamma_{Bd1}$	...	osnovni varnostni faktor proti krhki strižni porušitvi ( $\gamma_{Bd1}=1,25$ )
$\gamma_c$	...	delni varnostni faktor za beton ( $\gamma_c=1,5$ )
		faktor s katerim reduciramo mejni zasuk elementa (1,5, oz. 1,8, za primarne konstrukcijske elemente in 1,0 za sekundarne elemente)
$\gamma_{el}$	...	sekundarne elemente)
$\gamma_{fd}$	...	delni varnostni faktor za FRP (1,5)

$\gamma_{Rd}$	...	faktor dodatne nosilnosti (angl. over strength)
$\gamma_s$	...	delni varnostni faktor za jeklo za armiranje (1,15)
$\Delta$	...	pomik na mestu delovanja horizontalne sile ( $\Delta = \theta L$ ) 1) kot med diagonalo in osjo elementa $\tan(\delta) = h/2L_v$
$\delta$	...	2) parameter histereze za element MVLEM (priporočena vrednost $\delta = 0,50$ ) 3) koeficient variacije
$\Delta_{cr}$	...	pomik na meji nastanka razpok
$\Delta_{cu}$	...	deformacija v vertikalni vzmeti elementa MVLEM pri $\varepsilon_{cu}$ ( $\Delta_{cu} = \varepsilon_{cu} L$ )
$\Delta_{el}$	...	elastični dela pomika
$\Delta_{pl}$	...	plastični dela pomika
$\Delta_u$	...	mejni pomik
$\Delta_y$	...	pomik na meji tečenja
$\Delta_{yl}$	...	pomik na meji tečenja robnih armaturnih palic
$\varepsilon$	...	deformacija
$\varepsilon_A$	...	površinska deformacija betona
$\varepsilon_{b0}$	...	deformacijo pri kateri se v palici spremeni predznak napetosti iz pozitivnih v negativne
$\varepsilon_c$	...	osna deformacija betona (tlak pozitiven)
$\varepsilon_{c1}$	...	deformacija betona pri največji napetosti $f_{cm}$ (tudi $\varepsilon_{c0} \sim 0,002$ )
$\varepsilon_{cc}$	...	tlačna deformacija objetega betona pri največji napetosti $f_{cc}$
$\varepsilon_{ccu}$	...	mejna deformacija objetega betona
$\varepsilon_{cu}$	...	mejna deformacija neobjetega betona
$\varepsilon_f$	...	deformacija FRP
$\varepsilon_{f,ed}$	...	efektivna deformacija vlaken
$\varepsilon_{fu}$	...	mejna deformacija kompozita
$\varepsilon_l$	...	prečna deformacija betona
$\varepsilon_{l0}$	...	prečna deformacija betona, v trenutku ko je osna deformacija enaka $\varepsilon_{c0}$
$\varepsilon_{lim}$	...	osna deformacija v betonu pri kateri se začnejo pojavljati mikro razpoke $\sim 0,001$
$\varepsilon_{lu}$	...	deformacija vzdolžne armature pri največji obremenitvi
$\varepsilon_s$	...	deformacija jekla
$\varepsilon_{su}$	...	mejna deformacija jekla
$\varepsilon_{sy}$	...	deformacija jekla na meji elastičnosti
$\varepsilon_v$	...	volumska deformacija betona
$\eta$	...	razmerje med deformacijo v betonu in deformacijo betona pri največji obremenitvi: $\eta = \varepsilon_{c1} / \varepsilon_{c1}$
$\eta_k$	...	osna sila $N$ normirana na $A_c f_{ck}$
$\eta_R$	...	koeficient, ki je odvisen od radia zaokrožitve R in širine stojine elementa $b_w$
$\theta$	...	1) naklon tlačnih diagonal 2) totalni zasuk elementa $\theta = \Delta / L$
$\theta_{cap}$	...	zasuk pri maksimalni nosilnosti pri monotoni obtežbi
$\theta_{cr}$	...	zasuk na meji nastanka razpok
$\theta_{el}$	...	elastični dela totalnega zasuka
$\theta_{pl}$	...	plastični dela zasuka
$\theta_{pc}$	...	postkritični zasuk elementa
$\theta_u$	...	mejni zasuk elementa
$\theta_y$	...	zasuk na meji tečenja
$\theta_{y,f}$	...	komponenta zasuka na meji tečenja zaradi upogiba
$\theta_{y,sh}$	...	komponenta zasuka na meji tečenja zaradi striga
$\theta_{y,sl}$	...	komponenta zasuka na meji tečenja zaradi zdrsa vzdolžne armature
$\theta_{yl}$	...	zasuk na meji tečenja robnih palic
$\lambda$	...	parameter odvisen od izbrane duktilnost konstrukcije za določitev $\omega_{w,req}$
$\lambda$	...	normirana energijska kapaciteta 1) duktilnost
$\mu$	...	2) srednja vrednost 3) koeficient trenja
$\mu_{\Delta}$	...	duktilnosti za pomike
$\mu_{\Delta pl}$	...	plastični del duktilnosti za pomike
$\mu_{\phi}$	...	duktilnosti za ukrivljenost 1) osna sila normirana na $A_c f_c$ 2) Poissonov količnik
$\nu$	...	3) redukcijski faktor za trdnost razpokanega betona pri strigu 4) srednja letna frekvenca pojava kakršnihkoli zahtev
$\nu_{min}$	...	minimalni redukcijski faktor za trdnost razpokanega betona pri strigu
$\rho_f$	...	volumski delež FRP
$\rho_l$	...	delež vzdolžne armature v prerezu ( $\rho_l = A_s / A_c$ ); kjer je posebej omenjeno tudi delež natezne vzdolžne armature; na nekaterih mestih je definiran tudi kot $\rho_l = A_s / b_w d$
$\rho_l$	...	delež tlačne armature v prerezu ( $\rho_l = A_s' / A_c$ )
$\rho_{sw}$	...	geometrijski delež prečne armature v prerezu ( $\rho_{sw} = A_{sw} / b_w s$ )
$\rho_{sw,eff}$	...	efektivni delež prečne armature v prerezu ( $\rho_{sw,eff} = A_{sw} / b_w s$ )
$\rho_w$	...	volumski delež prečne armature v prerezu (krožni prerez: $\rho_w = 4A_{sw} / D_0 s$ , pravokotni prerez: $\rho_w = A_{sw} / b_0 s$ )
$\sigma$	...	1) napetost

	2) standardni odklon
$\sigma_{br}$	... preostala napetost uklonjene palice v tlaku, ki je odvisna od pogojev objetja.
$\sigma_c$	... napetost v betonu (običajno uporabljeno kot funkcija $\sigma_c(\varepsilon_c)$ )
$\sigma_{cp}$	... tlačna napetost betona zaradi osne sile ali prednapetja
$\sigma_f$	... napetost v kompozitnem plašču (FRP)
$\sigma_s$	... napetost v jeklu (običajno uporabljeno kot funkcija $\sigma_s(\varepsilon_s)$ )
$\tau_{max}$	... maksimalna nosilnost stika
$\phi$	1) ukrivljenost 2) kumulativna porazdelitvena funkcija standardne normalne porazdelitve
$\phi_{cr}$	... ukrivljenost prereza ob nastanku upogibnih razpok
$\phi_{pl}$	... plastični dela ukrivljenosti
$\phi_u$	... mejna ukrivljenost
$\phi_y$	... ukrivljenost na meji tečenja
$\phi_{yl}$	... ukrivljenost na meji tečenja robnih armaturnih palic
$\omega$	... mehanski delež natezne vzdolžne armature
$\omega'$	... mehanski delež tlačne vzdolžne armature
$\omega_w$	... mehanski delež prečne armature
$\omega_{w,min}$	... minimalni mehanski delež prečne armature, odvisen od izbrane duktilnosti konstrukcije
$\omega_{w,req}$	... potrebni mehanski delež prečne armature

## 1 UVOD

Zaradi današnjega načina življenja in potreb po povezanosti si težko predstavljamo življenje brez sodobnih avtocestnih sistemov. Mostovi in viadukti, ki so del teh sistemov, so že od nekdaj igrali pomembno vlogo pri zagotavljanju povezav in vezi med ljudmi tako na dobesedni kot tudi na simbolni ravni (Ašanin Gole 2004). Čeprav se počasi že približujemo koncu Nacionalnega programa izgradnje avtocest v Republiki Sloveniji, to nikakor ne pomeni, da je naše povezovanje končano. Precejšen delež premostitvenih konstrukcij je bil sicer zgrajen šele po letu 1990 ob upoštevanju principov, oz. zahtev s področja zanesljivosti, trajnosti, ekonomičnosti in uporabnosti, ki so jih v prakso uvedli sodobni evropski gradbeni standardi, vendar pa ne smemo pozabiti na kar nekaj objektov, ki so bili zgrajeni že pred skoraj štirimi desetletji, torej v času preden so nekateri nedavni potresi (Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Kobe 1995, Turčija 1999, Taiwan 1999) v svetu opozorili na pomanjkljivosti potresne odpornosti podobno konstruiranih mostov. Z vsakodnevnim povečevanjem domačih in mednarodnih prometnih tokov, tako potniških kot tovornih, se obstoječim mostovom veča tudi gospodarsko-ekonomska vrednost, oziroma pomembnost. Morebitna poškodovanost ali celo porušitev premostitvenega objekta v primeru močnejšega potresa torej poleg velike neposredne materialne škode pomeni tudi dodatno, posredno gospodarsko škodo zaradi prekinjenih komunikacij. Poleg tega je pomembno še, da mostovi po potresu ostanejo uporabni za omogočanje zvez med centri za pomoč in prizadetimi območji ter za njihovo kasnejšo obnovo.

Dejstvo je, da se Slovenija nahaja na območju s srednjo seizmičnostjo in čeprav magnitude potresov v Sloveniji niso ekstremne, so lahko učinki potresov dokaj hudi zaradi razmeroma plitkih žarišč (Lapajne *et al.* 2001d). V državah Evropske unije je potresna nevarnost večja le v Grčiji, Italiji in Romuniji. Glede na evropske standarde za gradnjo na potresnih območjih (CEN 2004b) in veljavno karto projektnih pospeškov (Lapajne *et al.* 2001c) v Sloveniji ni območij z nizko seizmičnostjo in je torej potrebno na celotnem območju Slovenije upoštevati principe za gradnjo na potresnih območjih.

Večina premostitvenih konstrukcij v okviru slovenskega avtocestnega križa je zgrajenih kot armiranobetonski prednapeti kontinuirani gredni ali okvirni sistemi z razponi od 20 do 140 m (Ašanin Gole 2004; Zevnik 2007). Armiran beton je izrazito nelinearen material, vendar so se v dosednji praksi tudi za projektiranje mostov na potresno obtežbo, pri kateri pričakujemo pojav t.i. plastičnih členkov ob vpetju stebrov, večinoma uporablja linearne metode analize, ki lahko samo približno zajamejo to izrazito nelinearno obnašanje.

Seveda to ne velja le za Slovenijo, saj kljub temu, da so mostovi in viadukti zelo specifične konstrukcije, v katere so običajno vložena razmeroma velika sredstva in pri katerih je projektna življenjska doba navadno daljša od življenjske dobe stavb, je bilo v preteklosti razvoju metodologij po celem svetu za njihovo projektiranje in analizo namenjeno razmeroma malo pozornosti. Večinoma so se postopki, ki so bili razviti za stavbe, v nespremenjeni obliki prenesli tudi na premostitvene konstrukcije, kar se je predvsem v primeru potresne obtežbe lahko izkazalo tudi kot zelo zgrešeno, kot je razvidno iz strokovne literature (npr. Priestley *et al.* 1996; Calvi 1997). Uporaba neustreznih metod analize je običajno vodila tudi do neustreznih konstrukcijskih detajlov, ki so opisani v nadaljevanju. Priestley *et al.* (1996a) in Calvi (1997) podajajo tudi sistematičen pregled tipičnih načinov porušitev premostitvenih konstrukcij v potresih, ki so bili tudi posledica uporabe neustreznih konstrukcijskih rešitev oz. detajlov.

Ker predstavljajo gospodarska pomembnost, potresna nevarnost, ki so ji izpostavljeni in ranljivost nekaterih obstoječih mostov precejšnje tveganje, so raziskave potresnega odziva mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli pomembne. Glede na veliko število obstoječih konstrukcij, je smotno velik del raziskav nameniti tako analizi njihove ogroženosti kot tudi metodam za njihovo utrditev. Do zadnjih večjih potresov v začetku devetdesetih let prejšnjega stoletja se temu področju ni

posvečalo pretirane pozornosti, danes pa je potreba po potresnih ugotovitvah iz leta v leto večja. Vzroki za to so predvsem:

- neustrezni konstrukcijski detajli
- veliko število mostov (konstrukcij) se približuje projektni življenjski dobi
- propadanje konstrukcij zaradi staranja in slabe izvedbe (slab material, projektiranje in kontrola kvalitete)
- nezadostno tekoče vzdrževanje
- morebitna slabo izvedena sanacija lahko pospeši procese propadanja
- spremembe zahtev v standardih

Da je v svetu prisotno zavedanje, da je potrebno nekaj storiti glede potresne ranljivosti obstoječih konstrukcij, na nek način priča tudi razmeroma hitra potrditev evropskega standarda EN 1998-3 (CEN 2005c), ki je trenutno edini standard s področja potresnih utrditev na svetu, ki ni več v fazi predstandarda (Pinto 2005). Podoben dokument za oceno potresnega odziva in potresnih utrditev obstoječih konstrukcij, ki se uporablja predvsem v ZDA je npr. pred standard FEMA 356 (ASCE 2000). Pri tem je potrebno poudariti, da sta oba omenjena dokumenta namenjena analizi in utrjevanju obstoječih stavb, medtem ko na področju ocenjevanja potresnega odziva obstoječih mostov in utrditev trenutno praktično nimamo ustrezne tehnične regulative.

Z namenom ocenjevanja potresne ranljivosti obstoječih objektov se razvijajo tudi različne metode, ki so do nedavnega temeljile na determinističnem pristopu. Ocenjevanje potresne ranljivosti konstrukcij seveda zahteva natančnejšo opredelitev potresne obtežbe, potresnih zahtev in odpornosti konstrukcije. Ker pa so pojav potresa, njegova jakost in trajanje nepredvidljivi, je tudi naštetih količin težko natančno oceniti z determinističnim pristopom. Zato se v zadnjih letih uveljavljajo verjetnostne metode ocenjevanja potresne ranljivosti konstrukcij.

Glede na zgoraj predstavljeno sliko se nam je odpiralo precej poti za raziskovanje. Pregled slovenske gradbene prakse je pokazal, da so najpogostejši konstrukcijski sistemi betonskih mostov gredni sistemi preko več podpor (Zevnik 2007). Prekladna konstrukcija je največkrat prednapeta in ima škatlast prerez, pri višinah stebrov nad 20 m se največkrat uporablja škatlaste prereze, v primeru krajših stebrov pa so pogosti ekonomični »I« prerezi. V primeru večjih horizontalnih radijev oz. v primeru nadvozov se največkrat uporablja stebre s krožnim prerezom. Iz tega sledi, da so za slovensko prakso zanimivi podatki o potresnem odzivu mostov, ki so podprti s stebri različnih oblik. V svetu je bilo opravljenih že precej raziskav na mostnih stebrih s polnimi krožnimi in pravokotnimi prerezi, nekaj jih je bilo opravljenih tudi na škatlastih prerezih. Kljub temu, da gre v večini primerov za preiskave ustrezno konstruiranih stebrov, ki so bile opravljene v podporo uvajanju novih potresnih standardov po celem svetu, je bilo opravljenih tudi nekaj raziskav na neustrezno konstruiranih stebrih. Kot najbolj pogosta konstrukcijska pomanjkljivost obstoječih stebrov se navaja (pre) majhna količina prečne armature, kar običajno pomeni (pre) nizko strižno nosilnost, (pre) majhno objetje jedra prereza in nevarnost uklona vzdolžne armature. Druge tipične pomanjkljivosti so npr. še preklopi vzdolžne armature na mestu največjih obremenitev, uporaba gladke armature, uporaba neduktilnega jekla in neupoštevanje principa načrtovanja nosilnosti (npr. stebri močnejši od temeljev, oz. kap stebrov, upogibna nosilnost stebrov večja od strižne nosilnosti, itd.). V primeru starejših slovenskih mostov se dodatno pojavlja še problem položaja stremenske armature, ki se nahaja na notranji strani vzdolžne armature, kar pomeni da stremena ne morejo zagotavljati ne objetja jedra prereza in niti zaščite pred uklonom vzdolžne armature. Drugi problem je tudi uporaba t.i. odprtih stremen, ki podobno kot stremena na notranji strani težko zagotavljajo duktilno obnašanje stebra. V nalogi smo raziskali vpliv opisanih pomanjkljivosti tipičnih AB mostnih stebrov na njihov potresni odziv. Pri tem so bile raziskave podprte z eksperimenti izvedenimi v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije.

Velika pozornost v nalogi je posvečena tudi ukrepom za izboljšanje odziva kritičnih stebrov s pomočjo različnih metod potresnih utrditev. Po vzoru standarda EN1998-3 (CEN 2005c) z besedo »utrditev« označujemo tako sanacije po poškodbah, kot tudi dejansko utrjevanje obstoječih nepoškodovanih konstrukcij. Z izrazom »potresna utrditev« pa imamo v mislih izboljšanje potresnega odziva konstrukcije nasploh. Samo področje potresnih utrditev je precej obsežno, zato smo se v okviru raziskav omejili predvsem na potresne utrditve betonskih mostov, konkretnije armiranobetonskih stebrov, ki imajo prečne prereze, ki so tipični za Centralno Evropo.

Kot možnost izboljšanje potresnega odziva starejših mostov smo analitično preverili tudi uporabo potresne izolacije, in sicer tako z uporabo klasičnih pasivnih sistemov, kot tudi z naprednimi semi-aktivnimi izolatorji. S primerno izbiro lastnosti izolatorjev lahko skoraj v celoti razbremenimo najbolj ogrožene stebre.

Ideja projektiranja potresnih utrditev na obstoječih konstrukcijah je praktično enaka, kot pri projektiranju novih konstrukcij. V starejših konstrukcijah, kjer metoda načrtovanja nosilnosti navadno ni bila uporabljena, s potresno utrditvijo zagotavljamo hierarhijo pomembnosti elementov in načinov porušitev, npr. preprečujemo zdrs preklade z ležišč, ali pa npr. preprečujemo strižne porušitve stebrov, ipd. S podobnimi metodami kot pri ocenjevanju neutrjenih konstrukcij smo skušali oceniti kaj določen ukrep utrditve pomeni za potresni odziv, oziroma varnost, tipičnega viadukta.

Za namene analize potresnega obnašanja enostavnih viaduktov smo najprej pregledali obstoječe nelinearne modele stebrov in glede na potrebe nato izbrali najprimernejšega. Z verjetnostnimi študijami smo s pomočjo izbranih modelov ocenili potresni odziv tipičnih starejših mostov in nevarnost njihove porušitve. Ob tem smo upoštevali tudi nezanesljivosti sistemskih parametrov, kot so npr. dimenzije prereza, kvaliteta materialov, dušenje, masa, vertikalna obtežba...). Pri raziskavah smo težili k uporabi čim enostavnejših modelov in metod analize, ki lahko dovolj natančno opišejo odziv mostov, a so pri tem primerne tudi za vsakdanjo uporabo v praksi.

Ker so standardi s področja ocene potresnega odziva in potresnih utrditev konstrukcij (angl. seismic assessment and retrofit) namenjeni predvsem utrditvam stavb, smo preverili njihovo uporabnost, t.j. uporabnost metod, ki jih ti predlagajo, za analizo potresnega odziva premostitvenih konstrukcij. Večina empiričnih izrazov vključenih v omenjene standarde je namreč izpeljanih na podlagi eksperimentov, ki so bili opravljeni na stebrih, ki so tipični v stavbah. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov objavljenih v strokovni literaturi smo pripravili tudi lastno eksperimentalno bazo v kateri so upoštevani le mostni stebri s škatlastim prerezom.

Rezultati doktorske disertacije prispevajo predvsem k spoznanjem na področju potresnega odziva in potresne ogroženosti, neustrezno konstruiranih mostov in vplivu morebitnih potresnih utrditev na njihov odziv. Še posebej velja poudariti naslednje izvirne prispevke na obravnavanem področju:

- Potresnega odziva neutrjenih neustrezno detajliranih AB stebrov s škatlastimi in »I« prerezi. V ta namen smo izvedli 3 eksperimentalne preiskave.
- Potresnega odziva utrjenih neustrezno detajliranih AB stebrov s škatlastimi in »I« prerezi. V ta namen smo izvedli 4 eksperimentalne preiskave.
- Na podlagi rezultatov eksperimentalnih preiskav smo predlagali matematične modele za analitičen opis odziva takšnih stebrov.
- Ovrednotili smo izbrana določila standarda Evrokod 8-3, ki je namenjen oceni obnašanja in utrditvam obstoječih stavb, za uporabo pri armiranobetonskih mostovih.

- Ocenjeno je bilo potresno tveganje tipičnih starejših mostov z uporabo sodobnih verjetnostnih metod. Poleg upoštevanja aleatornih nezanesljivosti, v katere štejemo predvsem slučajne lastnosti potresov, so bile upoštewane še epistemične nezanesljivosti. S tem namenom smo, poleg geometrijskih in fizikalnih nezanesljivosti, ovrednotili tudi modelne nezanesljivosti, kot so dolžina plastičnega členka, objetje jedra betona, dušenje, postkritična togost, in podobno.

Naloga je sestavljena iz šestih poglavij. V dveh uvodnih poglavjih je predstavljena obravnavana problematika potresnega odziva betonskih mostov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Identificirani so tipični neustrezni konstrukcijski detajli v stebrih, ki so se pogosto uporabljali pri nas in po svetu. Predstavljene so tudi metode analize potresnega odziva mostov in nekatere razlike na katere moramo biti pozorni pri analizi potresnega odziva obstoječih in novih (še ne zgrajenih) konstrukcij. Podan je tudi pregled različnih matematičnih modelov stebrov, ki se v potresnem inženirstvu najpogosteje uporabljajo in ki so najprimernejši za analizo starejših konstrukcij s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Opisani so možni načini za izboljšanje odziva takšnih neustreznih stebrov. V zadnjem času je v svetu velika pozornost namenjena predvsem utrditvam s kompozitnimi (FRP) plašči, ki pa zaradi različnih pomislekov, vsaj v slovenski praksi še niso zelo zastopani. V ta namen smo identificirali tako prednosti kot slabosti uporabe FRP za namene potresnih utrditev AB mostnih stebrov.

V osrednjem delu naloge, t.j. v tretjem in četrtem poglavju so predstavljene eksperimentalne preiskave na AB mostnih stebrih, ki smo jih opravili v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije (ZAG). Skupaj je bilo izvedenih sedem preiskav in sicer štiri na škatlastih in tri na stebrih z I prerezom. Namen preiskav je bil ovrednotiti tako nosilnost kot duktilnost stebrov ter možnosti za morebitno utrditev takšnih stebrov. Na podlagi eksperimentalnih rezultatov smo izbrali in verificirali ustrezne matematične modele stebrov, s katerimi smo s parametričnimi in verjetnostnimi študijami, ki so predstavljene v petem poglavju, ovrednotili potresno ogroženost tipičnih viaduktov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli. Ob determinističnih metodah smo si pomagali tudi z vedno bolj zastopanimi verjetnostnimi metodami ocene potresne ogroženosti konstrukcij. Pri tem smo poleg slučajnosti potresne obtežbe upoštevali tudi nezanesljivosti izbranih sistemskih parametrov. Poleg tega smo v okviru disertacije ovrednotili različne metode analize potresnega odziva mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli. V modelih smo predpostavili različne možne porušne mehanizme, kot so npr. strižna porušitev stebrov ali pa porušitev krajnih opornikov ipd. Predvsem slednji se v analizah posveča manj pozornosti, saj se navadno predpostavi, da so pomiki preklade na mestu opornikov v prečni smeri bodisi omogočeni bodisi preprečeni. V nekaterih primerih je predpostavljena tudi elastična vpetost (Priestley *et al.* 2007). V podporo analizam smo pripravili tudi različna računalniška orodja, ki so prav tako predstavljena v petem poglavju. V šestem poglavju so zbrani zaključki disertacije.

## 2 PREGLED TIPIČNIH POMANJKLJIVOSTI V STAREJŠIH MOSTOVIH IN PREGLED METOD ZA ANALIZO IN UTRDITEV STEBROV V TAKŠNIH MOSTOVIH

V tem poglavju je najprej podan pregled tipičnih konstrukcijskih pomanjkljivosti starejših AB premostitvenih konstrukcij in razlogov, ki so vodili do takih konstrukcijskih rešitev. Na večino prikazanih pomanjkljivosti so nas opozorili šele zadnji večji potresi po svetu. Ker je bila podobna praksa gradnje prisotna tudi pri nas, je posebna pozornost namenjena tudi potencialnim pomanjkljivostim AB stebrov tipičnih na območju Slovenije, oz. Srednje Evrope. V razdelku 2.2 je podan pregled literature s področja eksperimentalnih raziskav odziva škatlastih mostnih stebrov. V nalogi smo se sicer ukvarjali tudi z odzivom t.i. I stebrov, vendar v literaturi nismo našli nikakršnih podatkov o eksperimentalnem odzivu takšnih stebrov okrog šibke osi. Nato je podan krajši pregled matematičnih modelov, ki se običajno uporabljajo za opis odziva AB elementov pri potresni obtežbi, s poudarkom na AB mostnih stebrih z neustreznimi konstrukcijskimi detajli, ter metode za določitev kapacitete (duktilnost, strižna nosilnost...) takih stebrov. V razdelku 2.3 so opisane metode analize, ki smo jih uporabljali pri ocenjevanju potresnega odziva viaduktov. V primerih, ko je kapaciteta konstrukcije, oz. posameznih elementov, manjša od izračunanih potresnih zahtev se lahko odločimo za njeno utrditev z uporabo različnih metod. Pregled nekaterih tipičnih načinov utrditev AB stebrov glede na tipične pomanjkljivosti je podan v poglavju 2.4. Poleg tega je v razdelku 2.5 kot alternativa utrditvam stebrov predstavljena tudi možnost uporabe potresne izolacije z namenom izboljšanja odziva obstoječih konstrukcij.

### 2.1 Pomanjkljivosti tipičnih starejših mostov in njihovo obnašanje ob nedavnih močnejših potresih

Večino poškodb, ki so bile opažene po pregledu premostitvenih konstrukcij po zadnjih večjih potresih lahko v grobem pripišemo trem projektantskim napakam, ki so bile posledica pomanjkljivega znanja v času njihovega projektiranja (Priestley *et al.* 1996a). Vse tri pa so predvsem posledica napačne uporabe elastične analize pri projektiranju mostov pred letom 1970, t.j.

- uporabe ne razpokanih geometrijskih karakteristik prerezov pri izračunu pomikov je vodila do podcenjevanja pričakovanih pomikov konstrukcije.
- premajhne potresne sile (običajno le nekaj %  $g$ ) so vodile do napačnih predpostavk o poteku notranjih sil po konstrukciji (kombinacija vertikalne in potresne obtežbe) in torej, do napačnih položajev zmanjšanja količine vzdolžne in prečne armature.
- neustrezni konstrukcijski detajli, ki ne zagotavljajo zadostne strižne nosilnosti, oz. duktilnosti

V nadaljevanju je podan pregled tipičnih načinov porušitev AB premostitvenih konstrukcij in njihovih vzrokov kot so podani v literaturi (Cooper *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996; Calvi 1997; Itani in Liao 2003).

**Porušitve prekladnih konstrukcij:** Zaradi upoštevanja nerazpokanih karakteristik prerezov in zaradi napačnega upoštevanja reduciranih potresnih sil ( $q$ -faktor), so bili pomiki precej podcenjeni. Iz tega razloga je prišlo do naslednjih načinov porušitve mostov:

- porušitev prekladnih konstrukcij zaradi zdrsa z ležišč (angl. unseating)
- zdrsi prekladnih konstrukcij, zaradi povečanja pomikov, kot posledica vpliva zemljin (npr. likvefakcija) - problem predvsem pri prostoležečih prekladah
- poškodbe in zdrsi prekladnih konstrukcij zaradi trkov konstrukcij - premajhne dilatacije med sosednjimi zavornimi enotami

**Porušitev stebrov:** V večini primerov posledica uporabe neustreznih konstrukcijskih detajlov. Cooper *et al.* (1994) kot glavni razlog za porušitve mostov v potresu v Northridge-ju leta 1994 navajajo



porušitve stebrov, ki so bili zgrajeni pred letom 1971. Porušitve stebrov lahko v splošnem razdelimo na dva tipa, in sicer na:

- **duktilni tip porušitve:** Primer duktilnega tipa porušitve stebra je upogibna porušitev, vendar pa mora biti steber ustrezno konstruiran, da lahko prenese velike plastične (upogibne) deformacije brez izgube osne nosilnosti. Razlogi prezgodnjih upogibnih porušitev mostnih stebrov evidentiranih v zadnjih potresih so npr.:
  - nezadostna upogibna nosilnost, ki je posledica uporabe premajhnih potresnih sil (npr. le 6%  $g$  v Kaliforniji),
  - neustrezni detajli in nezadostne dolžine preklopov vzdolžne armature v območju največjih obremenitev, tudi uporaba gladke armature,
  - nezadostna duktilnost stebrov zaradi nezadostne in neustrezno konstruirane prečne armature za objetje jedra prereza, kar lahko vodi tudi do uklona in/ali zdrsa vzdolžne armature in
  - prezgodnje zmanjšanje količine vzdolžne armature, kar ima za posledico porušitev stebrov višje nad vpetjem. Razlog za prezgodnje zmanjšanje količine vzdolžne armature je bila tudi posledica neupoštevanja povečanja nateznih sil v vzdolžni armaturi zaradi strižnih sil.
- **krhki tip porušitve:** Problem se pojavi predvsem pri kratkih stebrih, zaradi velikih razmerij med strižno silo in upogibnim momentom in konservativnosti pri upogibni nosilnosti (predvsem starejši stebri, kjer se strižna nosilnost sploh ni smatrala kot kritična, premajhna količina strižne armature). Ni redkost, ko so potresne zahteve, ki izhajajo iz upogibne nosilnosti stebrov, tudi 2 do 3 krat večje od kapacitete, t.j. strižne nosilnosti. Analiza stebrov, ki so se porušili v potresu v San Fernandu je pripeljala do ugotovitev, da je strižna nosilnost na mestu plastičnih členkov precej nižja od mest, ki niso poškodovana – torej, do ugotovitve, da je potrebno pri oceni strižne nosilnosti upoštevati vpliv upogibnih poškodb.

Izkaže se torej, da je najbolj pogosta konstrukcijska pomanjkljivost obstoječih stebrov (pre)majhna količina prečne armature, kar pomeni (pre)nizko strižno nosilnost, (pre)šibko objetje jedra prereza in nevarnost uklona vzdolžne armature. Čeprav so omenjene pomanjkljivosti prisotne tudi v primeru starejših slovenskih mostov, pa se pri nas dodatno pojavlja še problem položaja stremenske armature, ki se nahaja na notranji strani vzdolžne armature, kar pomeni, da ji ne more nuditi zaščite pred uklonom in zagotavljati objetja jedra prereza.

**Porušitev krajnih opornikov:** Predvsem posledica pogojev temeljenja - trk prekladne konstrukcije in opornika lahko povzroči zelo visoke pasivne pritiske v zaledni zemljini in zaradi tega pride do rotacije krajnega opornika. Čeprav so poškodbe lahko precejšnje pa ob tem navadno ne pride do globalne porušitve objekta.

**Porušitev prečnih gred, oz. t.i. kap stebrov (angl. cap beam):** Razlog za te porušitve je premajhna strižna nosilnost prečnikov, predvsem na območjih, kjer se prispevki zaradi stalne in potresne obtežbe seštevajo, prezgodnje zaključevanje vzdolžne armature in nezadostna sidrna dolžina armature. Poleg tega pa neustrezna in nezadostna armatura lahko vodi tudi do strižnih porušitev vozlišč na stiku med stebri in prečniki, kot je opisano v nadaljevanju.

**Porušitev vozlišč:** Potres iz leta 1989 v Loma Prieta je med drugim izpostavil tudi pomanjkljivosti povezane s strižno nosilnostjo vozlišč, npr. monolitnih stikov med prečno gredo in stebri. Navadno se pojavi problem v kotnih stikih (L) tako pri negativnih kot pri pozitivnih momentih. Premajhni radiji krivljenja vzdolžnih palic (zaradi plastičnih deformacij) povzročijo zmanjšanje deformabilnosti vzdolžne armature v vozliščih kar vodi do prezgodnjega (krhkega) pretrga armature. Porušitve vozlišč so se pokazale kot kritične tudi pri novejših viaduktih iz osemdesetih let (premajhna prečna armatura in napačno konstruiranje vzdolžne armature - predvsem pri momentih, ki odpirajo stik). Taki

konstrukcijski detajli pri nas niso zelo pogosti, zato jih v okviru disertacije nismo podrobneje analizirali.

**Porušitev temeljev:** Porušitev temeljev je razmeroma redek tip porušitev. To je posledica več vzrokov, najverjetneje pa zaradi prezgodnjih porušitev stebrov ali drugih mehanizmov, kot je npr. možnost dvigovanja temeljev, oz. rotacije temeljev (angl. rocking), v temeljih ne more priti do potresnih zahtev, ki bi povzročile njihovo porušitev. Dvigovanje temeljev velja celo kot mogoča metoda za izvedbo potresne izolacije (Priestley *et al.* 1996a). Drugi razlog za majno število evidentiranih porušitev pa je položaj temeljev, ki so navadno skriti razmeroma globoko pod zemljo in zato niso mogli biti primerno pregledani. Čeprav je podatkov o poružitvah temeljev malo lahko iz izkušenj strnemo možne probleme:

- premajhna upogibna nosilnost temeljev
- premajhna strižna nosilnost temeljev (navadno brez stremen)
- premajhna strižna nosilnost vozlišča stebra in temelja
- premajhna sidrna dolžina, in neustrezna izvedba sidranja vzdolžne armature
- slaba izvedba povezave med piloti in pilotno blazino

## 2.2 Ocena odziva AB stebrov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli

Mostovi so navadno sestavljeni iz razmeroma preprostih konstrukcijskih elementov, t.j. stebrov, prek katerih je položena prekladna konstrukcija. Sodobni standardi za gradnjo na potresnih območjih zahtevajo, da morajo mostovi tudi v primeru močnejšega potresa omogočati zvezo med centri za pomoč in prizadetimi območji in za njihovo kasnejšo obnovo. Torej moramo prekladno konstrukcijo varovati pred prevelikimi poškodbami. Edina možnost, ki ostane za mesta za disipacijo energije, če seveda ne uporabimo posebnih izolatorjev, so torej stebri. Ker torej v stebrih običajno dopuščamo nelinearne deformacije je osnovna za realno oceno potresnega odziva mostu realna ocena nelinearnega odziva stebrov. Najboljši vpogled v oceno odziva nam seveda dajo eksperimentalne študije, na podlagi katerih lahko nato kalibriramo ustrezne numerične modele. Ker pa so eksperimentalne preiskave precej drage, jih običajno za verifikacijo modelov za rabo v nadaljnjih študijah izvedemo le nekaj. Pregled eksperimentalnih študij odziva škatlastih stebrov, ki so v mostogradnji precej pogosti, je zbran v razdelku 2.2.1, v razdelku 2.2.2 pa je podan pregled numeričnih modelov stebrov, ki se najpogosteje uporabljajo za analizo potresnega odziva, oziroma potresnega tveganja mostov. Za pripravo ustreznih numeričnih modelov AB stebrov potrebujemo ustrezne konstitucijske zakone materialov, ki so predstavljeni v razdelku 2.2.3.

Ena izmed specifičnosti mostov je tudi to, da imajo v večini primerov podporni stebri različne vitkosti. To je pomembno tudi s stališča modeliranja, saj v primeru zelo dolgih stebrov prevladuje upogibna komponenta, pri krajših stebrih pa lahko igra pomembno vlogo strig, tako s stališča nosilnosti kot togosti. V večini nelinearnih potresnih analiz se vpliv striga modelira elastično, kar je razmeroma dober približek v primeru vitkih stebrov, v zadnjem času pa se že pojavljajo tudi težnje po čim realnejšem zajemanju interakcije med strigom in upogibom. Slednje je predvsem pomembno pri analizi starejših konstrukcij. V razdelkih 2.2.4, 2.2.5 in 2.2.6 je podan podrobnejši pregled metod za oceno upogibne nosilnosti, rotacijske kapacitete in strižne nosilnosti AB stebrov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli.

### 2.2.1 Pregled eksperimentalnih študij odziva škatlastih stebrov

V tem razdelku je podan pregled eksperimentalnih preiskav, ki so bile v okviru različnih raziskovalnih skupin opravljene na škatlastih stebrih. Škatlastim stebrom je bila v okviru doktorske disertacije podana posebna pozornost, ker so v mostogradnji precej pogosti, eksperimentalnih študij njihovega odziva pa je relativno malo v primerjavi s polnimi pravokotnimi ali krožnimi stebri. Odziv slednjih je

razmeroma dobro raziskan in po svetu so bile zbrane obsežne baze eksperimentalnih rezultatov (tudi prek 1000 eksperimentov) na podlagi katerih so bili izpeljani različni empirični izrazi za oceno duktilnosti in strižne nosilnosti AB stebrov, ki so opisani tudi v nadaljevanju (glej razdelke 2.2.4, 2.2.5 in 2.2.6).

V splošnem so razmeroma skromne eksperimentalne preiskave pokazale, da je obnašanje škatlastih stebrov dobro, kljub pomanjkljivim detajlom, seveda ob prisotnosti določenih geometrijskih omejitev, npr. razmerje debeline sten in dimenzij prereza. Od tega razmerja je predvsem odvisen položaj nevtralne osi v prerezu, saj v primerih, ko je nevtralna os znotraj tlačene pasnice, dobimo praktično enak odziv kot v primeru polnega prereza (Glej sliko 4.1), torej ima tak prerez, kljub manjši porabi materiala dovolj veliko tlačno cono, kar ugodno vpliva na duktilnost. Ugodne lastnosti škatlastih stebrov so upoštewane tudi v sodobnih standardih, saj za škatlaste prereze veljajo blažje zahteve glede zagotavljanja objetja, npr. standard EN1998-2 v primerih, ko je nivo osne sile ( $2.41$ ) nižji od 20% osne nosilnosti ne zahteva posebne armature za objetje. Največje razmerje med svetlo dimenzijo luknje (v primeru krožnega prereza notranji premer) in debelino stene pa mora biti manjše od 8.

V nadaljevanju je podan pregled nekaterih eksperimentalnih preiskav škatlastih stebrov tako z ustreznimi kot neustreznimi detajli, na podlagi katerih smo pripravili podatkovno bazo s 74 vzorci, ki jo lahko na podlagi ustreznih vhodnih podatkov, uporabimo za oceno različnih parametrov (duktilnost, upogibna nosilnost, strižna nosilnost, efektivna togost, tip porušitve, ipd.) npr. z metodo CAE, ki je podrobneje opisana v razdelku 2.2.5c). Podatkovna baza je zbrana v Prilogi C.

Krajši pregled eksperimentalnih študij škatlastih stebrov je v okviru doktorske disertacije opravil tudi Zevnik (2007), ki se je posvečal predvsem odzivu ustrezno konstruiranih škatlastih stebrov.

#### **a) Neutrjeni škatlasti stebri**

Med prve eksperimentalne preiskave cikličnega odziva škatlastih stebrov štejemo raziskave, ki jih je izvedel Mander v okviru svoje doktorske disertacije (Mander 1983). Med drugim je opravil štiri ciklične preiskave na modelih škatlastih stebrov v merilu 1:2,5 s katerimi je preverjal vpliv osne sile ( $0,1$  do  $0,3f_{cA_c}$ ) in količine armature za objetje na duktilnost stebrov. Kljub temu, da je bila količina prečne armature zmanjšana na 50 do 80% armature, ki so jo zahtevali tedanji standardi, so preizkušeni stebri dosegli duktilnosti med 6 in 8 brez občutne izgube nosilnosti, vse do pretrga stremen v tlačnih pasnicah. Poleg velike duktilnosti je bilo tudi histerezo obnašanje dobro. Za oceno ekvivalentne dolžine plastičnega členka se je najbolje izkazal izraz ( $2.134$ ). Izjema je bil le steber pri katerem so namesto projektiranega nivoja osne sile  $0,3$  vnesli osno silo, ki je ustrezala  $0,5f_{cA_c}$  (opomba, detajli stebra niso bili projektirani za tako osno silo), ki pa je kljub temu dosegel duktilnost  $\sim 5$  (pri duktilnosti  $5,4$  je prečna sila padla na 50% nosilnosti). Pri tem je prišlo do uklona vzdolžne armature in porušitve krovne sloja na območju nad pričakovanim plastičnim členkom, kar je posledica neupoštevanja določil standarda. Pri tako visoki osni sili, t.j. nad  $0,3f_{cA_c}$ , bi bilo potrebno projektno dolžino plastičnega členka, na kateri moramo zagotoviti ustrezno armaturo za objetje, povečati za 50 % (glej razdelek 2.2.3a). To je npr. zahtevano v standardu EN1998-2.

Poston *et al.* (Poston *et al.* 1985b) so želeli na podlagi eksperimentalne študije preveriti ali je uporaba Bernoullijeve hipoteze upravičena v primeru škatlastih stebrov. Glede tega so na podlagi štirih eksperimentalno preizkušenih modelov v merilu 1:6 na podlagi analiz moment-ukrivljenost ugotovili, da v primerih, ko je vitkost sten, t.j. razmerje med dolžino in debelino, manjša od 6 do 8, uporaba Bernoullijeve hipoteze ustreza, v primeru večjih vitkosti pa je potrebno upoštevati tudi lokalno nestabilnost tlačnih pasnic. Vsi štiri preizkušeni stebri so imeli enake zunanje dimenzije. Prerez prvega stebra je bil poln in je služil za kontrolo, ostali trije stebri so imeli eno, dve in tri luknje. Ob tem so raziskovali tudi ustreznost uporabe t.i. lamelnih elementov (glej razdelek 2.2.2b) za analizo in

projektiranje takih tipov stebrov ter prišli do podobnih zaključkov, t.j. ko velja Bernoullijeva hipoteza lahko uporabljamo tudi lamelne elemente.

Whittaker *et al.* (1987) so eksperimentalno preizkušali različne konfiguracije prečne armature na šest votlih stebrih s krožnim prerezom, kot naj bi se uporabljali kot podpore morskih ploščadi (angl. offshore platform legs). Preizkušanci z notranjimi in zunanji spiralnimi stremeni so se obnašali stabilno do zasukov 4,2%, medtem ko so se preizkušanci, ki so imeli le zunanje spirale porušili krhko, pri zasukih 1,6% - 2,4%, odvisno od količine prečne armature.

Zahn *et al.* (1990) so preiskovali ciklični odziv votlih stebrov s krožnim prečnim prerezom. Specifičnost njihove raziskave je bila uporaba le ene plasti vzdolžne armature, in sicer na zunanjem robu prereza. V splošnem namreč v primeru škatlastih stebrov uporabljamo dve plasti vzdolžne armature, eno na zunanjem in eno na notranjem robu, ki ju s pomočjo stremen in prečnih vezi povežemo v koš, s čimer zagotavljamo objetje betona in preprečitev uklona vzdolžne armature v tlačni coni. V primeru ene sam plasti vzdolžne armature pa je delno objetje zagotovljeno le na zunanji strani prereza, kar bi lahko pripeljalo do krhke porušitve stebra zaradi porušitve tlačne cone na notranji strani (implozija). Eksperimentalna preiskava je obsegala tri pare stebrov z zunanjim premerom  $D=400$  mm in debelinami sten  $t_w=94$  ( $D/t_w=0,53$ ),  $75$  ( $D/t_w=0,63$ ) in  $55$  mm ( $D/t_w=0,73$ ). Vsak izmed para enakih stebrov je bil obremenjen z nizko ( $\eta_k=0,1-0,2$ ) in visoko osno silo ( $\eta_k=0,2-0,56$ ). Stebri so imeli razmeroma velike deleže vzdolžne armature (cca. 4-5 %). V primerih nizke osne sile so vsi izkazovali duktilen način porušitve, saj nevtralna os ni sekala prereza čez luknjo, v primeru višje osne sile pa se je nevtralna os premaknila proti centru prereza, kar je povzročilo krhko porušitev neobjetega betona v tlaku na notranjem robu. Glavne ugotovitve raziskave so bile, da imajo škatlasti stebri z nizko osno silo, nizkim deležem vzdolžne armature in dovolj debelimi stenami ( $t_w > 0,15 D$ ), zadovoljivo duktilnost že sami po sebi. Podobne raziskave sta na treh škatlastih krožnih stebrih izvedla tudi Ranzo in Priestley (2000), ki sta raziskovala predvsem strižno nosilnost takih stebrov. En steber je imel zunanji premer  $D=1560$  mm in debelino stene  $t_w=152$  mm, druga dva pa  $D/t_w=1560/139$  mm. V dveh stebrih je bil nivo osne sile  $\eta_k=0,05$  v enem pa  $\eta_k=0,15$ . Vsi stebri so imeli podobno vzdolžno in prečno armaturo. Prvi steber, ki je imel najdebelejšo steno, najnižji delež vzdolžne armature in najnižji nivo osne sile, se je porušil upogibno, drugi, s tanjšo steno in večjim deležem vzdolžne armature in enakim nivojem osne sile kot prvi, se je porušil upogibno strižno, tretji, ki bil enak drugemu, le da je imel višji nivo osne sile, pa se je porušil strižno pred tečenjem vzdolžne armature, t.j. krhko.

Taylor *et al.* (1994; 1995) so raziskovali odziv škatlastih stebrov s tankimi stenami. V ta namen so pripravili 12 modelov stebrov v merilu 1:5, ki so jih preizkušali okrog šibke osi, in sicer tako da so pri dani ekscentričnosti hkrati večali tako osno silo kot upogibni moment. Pri tem jih je bolj kot duktilnost in globalna stabilnost stebra zanimala predvsem nevarnost lokalnega uklona tankih tlačnih pasnic. Cilj analitičnih in eksperimentalnih preiskav je bila tudi priprava priporočil za projektiranje takih škatlastih stebrov. Poleg monolitnih stebrov so preizkušali tudi odziv stebrov iz montažnih segmentov povezanih s prednapetjem. Za oba tipa stebrov se je izkazalo, da v primeru vitkosti sten, ki je definirana kot razmerje med notranjo dimenzijo škatle in debelino stene, manjših od 15, ni nevarnosti lokalnega uklona tlačnih pasnic, saj je v takih primerih porušitev stebra kontrolirana s tlačno porušitvijo betona. V primeru večjih vitkosti pa pride do lokalnega uklona tlačne pasnice preden dosežemo mejno deformacijo betona. Do podobnih zaključkov so prišli tudi Santa Maria *et al.* (2006), ki so izvajali podobne študije, le da so se posvetili dvoosnemu upogibu.

V okviru izgradnje novih železniških povezav je bila na Taiwanu predvidena izgradnja številnih viaduktov s škatlastimi stebri, zato so tamkajšnji raziskovalci (Yeh *et al.* 2001; Mo in Nien 2002; Yeh *et al.* 2002a; Yeh *et al.* 2002b; Cheng *et al.* 2003; Mo *et al.* 2003; Mo *et al.* 2004; Cheng C. T. *et al.* 2005; Yeh in Mo 2005) posvetili raziskavam cikličnega odziva škatlastih stebrov precejšno pozornost. Cilji njihovih raziskav so bili:

- eksperimentalno oceniti upogibni in strižni odziv škatlastih stebrov, tako utrjenih kot neutrjenih,
- raziskati konstitucijske modele za objeti beton glede na izvedbo prečne armature (razmik in konfiguracija stremen),
- preveriti ustreznost uporabe paličnih modelov (angl. truss model) za opis strižnega odziva takih stebrov,
- oceniti odnos med strižno nosilnostjo in duktilnostjo,
- najti ustrezno metodo za potresno utrditev takih stebrov,
- razviti priporočila za potresno varno projektiranje in utrjevanje ter sanacije takih stebrov in
- razviti računalniška orodja za napoved odziva in projektiranje škatlastih stebrov.

Yeh *et al.* (2001) so raziskovali potresni odziv votlih stebrov s krožnim prerezom. Pri konstantni osni sili (cca.  $0,1f_c A_c$ ) so ciklično preizkusili tri stebre v prototipnem merilu, ki so bili v splošnem projektirani v skladu z ACI standardi (ACI Committee 318 1995), z izjemo prečne armature. V enem stebru je bila tudi prečna armatura izvedena v skladu z zahtevami standardov, v dveh pa ne. Pri vseh treh stebrih so se najprej pojavile upogibne razpoke, ki so se pri večjih ciklih podaljševale v strižne. V prvem stebru, ki je imel zadostno količino ustrezno izvedene prečne armature je prišlo do upogibne porušitve, in sicer je bila dosežena duktilnost za pomike 9, in sicer se je pretrgala vzdolžna armatura zaradi nizko-cikličnega utrujanja po uklonu vzdolžne armature. Stremena se pri tem niso pretrgala. Drugi steber, ki je imel zelo šibko prečno armaturo in preklope vzdolžne armature ob vpetju, se je porušil pri doseženi duktilnosti za pomike 2,9. Kot vzrok za porušitev je naveden izvlek vzdolžne armature. Tudi v tretjem stebru, ki je bil praktično enak prvemu, le da je imel manj prečne armature (cca. 40% od zahtevane), je prišlo do uklona in pretrga vzdolžne armature, vendar se je porušil kombinirano upogibno-strižno pri doseženi duktilnosti 5,3. Preizkušeni stebri so imeli razmeroma debele stene ( $D/t_w=3,0$ ).

Yeh *et al.* (2002a; 2002b) so ob krožnih raziskovali tudi ciklični odziv škatlastih stebrov s pravokotnim prerezom. Ciklično so preizkusili sedem stebrov, in sicer tri v prototipnem merilu in štiri v pomanjšanem merilu  $M\sim 1:3$ . Glede na konstrukcijske detajle so bile dosežene duktilnosti za pomike v teh stebrih od 3,5 do 11. Bolje so se obnašali stebri projektirani v skladu s standardi, in sicer v tem primeru je porušitev vedno upogibna in sicer zaradi pretrga vzdolžne armature. V primeru premajhne prečne armature pride do kombinirane upogibno-strižne ali krhke strižne porušitve. Zanimiva je tudi primerjava odziva med prototipi in modeli, kjer se je izkazalo, da imajo prototipi večjo duktilnost od modelov ( $P/M=11,1/5,54$  in  $8,60/4,33$ ), obratno pa modeli dosežejo relativno večjo upogibno nosilnost. Kot razlog za to navajajo avtorji dva razloga, in sicer, da vzdolžna armatura modelov običajno nima tako očitnega platoja po meji tečenja, poleg tega pa je zaradi manjših premerov armature učinek nizko-cikličnega utrujanja pri modelih večji, kar povzroči prejšnji pretrg vzdolžne armature. Pri analitičnih študijah so raziskovali tudi devet različnih modelov objetega betona. V primeru upogibnih porušitev se je kot najbolj primeren izkazal t.i. Mandrov model (Mander *et al.* 1988), v primeru strižnih pa se je nekoliko bolje odrezal model, ki sta ga predlagala Sheikh in Uzumeri (1982).

Mo in Nien (2002) sta eksperimentalno preizkusila ciklični odziv šestih modelov škatlastih stebrov iz betonov visoke trdnosti (50-70 MPa). Glavni parametri študije so bili osna sila ( $\eta_k=0,05-0,13$ ), delež prečne armature (50-100% potrebne glede na standard) in indeks strižnega razpona, t.j. razmerje med dolžino stebra in višino prereza ( $L/h=3,0-3,60$ ). Dosežena duktilnost preizkušenih stebrov je bila od 3,9 do 4,7. Izkazalo se je, da višja osna sila (v izbranem območju) v splošnem pomeni večjo upogibno nosilnost in manjšo duktilnost. V primeru ustrezne prečne armature je bila porušitev upogibna, in sicer zaradi pretrga vzdolžne armature, v primeru premajhne prečne armature pa je bila porušitev upogibno-

strižna. Izkazalo se je, da je pomembno, da v analitičnih modelih upoštevamo učinek nizko-cikličnega utrujanja. Za oceno strižne nosilnosti stebrov iz betona s tlačnimi trdnostmi večjimi od 50MPa se je kot najprimernejši izkazal t.i. USC model (Xiao in Martirosyan 1998), ki je opisan tudi v razdelku 2.2.6c).

Za natančnejše razumevanje objeta v škatlastih stebrih so Mo *et al.* (2003) izvedli osemindvajset tlačnih preizkusov betonskih panelov, ki so predstavljali model tlačene pasnice škatlastega stebra, na podlagi katerih so skušali določiti celotno zvezo med napetostmi in deformacijami objetega betona. Kot najbolj primeren se je tokrat izkazal modificiran model, ki so ga predlagali Muguruma *et al.* (1980). Poleg tega so dodatno izvedli še 8 cikličnih preizkusov škatlastih stebrov pri konstantni osni sili ( $\eta_k=0,06-0,19$ ). Parametri študije so bili tlačna trdnost betona ter razmik in konfiguracija prečne armature. Vseh osem preizkušenih stebrov je imelo duktilnosti med 3,7 in 7,2. V splošnem je po nastanku upogibnih razpok prišlo do tečenja vzdolžne armature, nato so se (približno pri duktilnosti 2) začele pojavljati tudi strižne razpoke. V vseh stebrih je bila dosežena upogibna nosilnost, po tem pa je prišlo bodisi do uklona bodisi do pretrga vzdolžne armature. Uklon vzdolžne armature je bil najbolj izrazit pri stebri z najvišjo silo, ki se je na koncu porušil strižno. Ostalih sedem stebrov z nižjo osno silo se je porušilo zaradi pretrga vzdolžne armature pri duktilnostih 5,6 do 7,2.

Mo *et al.* (2004) so poleg raziskav utrjenih stebrov, ki so opisane v nadaljevanju, izvedli še tri ciklične preiskave na neutrenih škatlastih stebrih. Trije neutreni stebri so se razlikovali le v količini prečne armature, in sicer prvi je imel prečno armaturo projektirano v skladu s standardom ACI (ACI Committee 318 1995), drugi je imel le 35% potrebne armature, tretji pa je bil popolnoma brez prečne armature. Prvi se je porušil upogibno in je dosegel duktilnost 5,3, drugi se je porušil strižno pri duktilnosti 4,2. Zanimivo je, da se je tudi tretji stebel, ki ni imel prečne armature, porušil upogibno, in sicer je pri duktilnosti 3,4 prišlo do uklona vzdolžne armature in nato do porušitve tlačne cone.

Kim *et al.* (2001) so raziskovali ciklični odziv modelov ( $M=1:5$ ) polnih in škatlastih mostnih stebrov, ki so imeli s stališča potresne obtežbe neustrezne konstrukcijske detajle. Glavni namen študije je bil oceniti vpliv preklonov vzdolžne armature na mestu največjih obremenitev, t.j. na mestu pričakovanih plastičnih členkov na duktilnost mostnih stebrov. Za eksperimentalno študijo so pripravili štiri stebre, in sicer dva s polnim krožnim prerezom in dva s škatlastim prerezom. Po en izmed obeh tipov je imel preklone vzdolžne armature izvedene tik ob vpetju v temelj, drugi pa je bil izveden brez preklonov. Študija je pokazala, da so se škatlasti stebri obnašali bolj duktilno od stebrov s polnim prerezom, pri tem so bili stebri s preklopi manj duktilni. Steber s polnim krožnim prerezom in preklonom vzdolžne armature se je porušil krhko ( $\mu=1,5$ ), enak stebel s polnim prerezom in brez preklonov ter škatlast stebel s preklopi vzdolžne armature sta pokazala delno duktilen odziv ( $\mu=4,5$  in  $6,0$ ), medtem ko se je škatlast stebel brez preklonov porušil duktilno ( $\mu=8,5$ ). Odziv škatlastega stebra s preklopi je bil torej primerljiv z odzivom polnega stebra brez preklonov. Avtorji so ugotovili, da v primerih, ko je vzdolžna armatura izvedena kontinuirano v primeru škatlastih stebrov ne potrebujemo posebne prečne armature za doseganje relativno velikih duktilnosti.

Pinto *et al.* (1996; 2001, 2003b) in (Faria *et al.* 2000, 2004) so podali rezultate eksperimentalnih in analitičnih študij modelov ( $M=1:2,5$ ) dveh obstoječih stebrov viadukta Warth, ki se nahaja v Avstriji. V prvi fazi so testirali dva stebra z obstoječimi detajli, v drugi pa so z namenom ocene zahtev novih standardov za potresnovarno projektiranje mostov ENV1998-2, sprojektirali še dva stebra z ustreznimi konstrukcijskimi detajli. Modela originalnih stebrov sta imela zaradi pomanjkljivih detajlov (premajhna prečna armatura, preklopi vzdolžne armature na mestu plastičnih členkov) razmeroma majhno duktilnost in sposobnost sipanja energije v primerjavi z ustrezno konstruiranim stebrom. Porušitev daljšega modela originalnega stebra je bila upogibna, in sicer zaradi uklona vzdolžne armature, vendar ne ob vpetju, temveč na mestu, kjer se je delež vzdolžne armature v prerezu zmanjšal za polovico. Tudi krajši stebel se je kljub razmeroma nizkemu indeksu strižnega razpona ( $L/V=2,4$ )

porušil upogibno, tudi zaradi uklona vzdolžne armature. Zaradi preklonov ob vpetju stebrov v temelj je prišlo do koncentracije deformacij v vzdolžnih palicah ob vpetju (dolžina plastičnega členka le 30% pričakovane), kar je delovalo kot izolacija, zaradi česar se poškodbe niso razširile višje po stebru, kar bi lahko vodilo do večjih strižnih poškodb in posledično porušitve.

Hines *et al.* (2002b, 2002a) so raziskovali odziv pravokotnih škatlastih stebrov z močno objetimi robnimi elementi (angl. highly confined boundary element) v merilu  $M=1:4$ . Glede na eksperimentalni odziv stebrov, ki so se porušili upogibno (angl. flexure-dominated specimens), so predlagali izraz za oceno ekvivalentne dolžine plastičnega členka, ki zajema vpliv zamika momentne linije (angl. tension shift effect). Na podlagi preizkušancev, kjer je prevladovalo strižno obnašanje (angl. shear-dominated specimens) so poskušali izboljšati obstoječe numerične modele. Na koncu so zaključili, da lahko odziv ustrezno konstruiranih škatlastih stebrov dovolj zanesljivo napovemo z uporabo analize prereza, t.j. zveze med momentom in ukrivljenostjo, in ustrezno dolžino plastičnega členka. Pri tem upoštevamo konservativne mejne deformacije vzdolžne armature zaradi nizko-cikličnega utrujanja. Vpliv strižnih deformacij pa zajamemo ob predpostavki, da so proporcionalne z upogibnimi deformacijami, t.j. da strižne deformacije prispevajo cca. 25% pomika.

Tudi Calvi *et al.* (2005) so raziskovali ciklični odziv modelov stebrov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli. Glavni parametri eksperimentalno analitične študije so bili:

- objetje jedra prereza
- strižna nosilnost
- prisotnost preklonov vzdolžne armature
- zmanjšanje količine vzdolžne armature v zgornjih dveh tretjinah višine stebra.

Po pričakovanju so se v krajših stebrih z nezadostno strižno armaturo v stojinah že pri majhnih duktilnostih pojavile široke strižne razpoke, ki so vodile do pretrga stremen, že preden je vzdolžna armatura dosegla mejo tečenja. V daljših stebrih s pomanjkljivo strižno armaturo je prišlo do kombinirane upogibno-strižne porušitve. Kljub temu, da je bila strižna nosilnost sicer dovolj visoka, da je omogočila tečenje vzdolžne armature, so se pri večjih duktilnostih pojavile široke strižne razpoke, ki so ravno tako vodile do hitrega padca sile v stebru. Tik preden je prišlo do strižne porušitve, se je, podobno kot poročajo ostali raziskovalci, uklonila vzdolžna armatura ob vpetju stebra. V stebrih z neustrezno izvedenimi preklopi vzdolžne armature je prišlo do upogibne porušitve zaradi zdrsa armaturnih palic. Ker je bil v takih primerih odziv stebra pogojen z eno samo vodoravno razpoko ob vpetju stebra je bilo sipanje energije občutno slabše kot v preizkušancih z ustrezno armaturo. V stebru v katerem je bila količina vzdolžne armature zmanjšana v zgornjih dveh tretjinah je prišlo do formiranja plastičnega členka na mestu zmanjšanja armature, saj je bila tam upogibna nosilnost precej nižja kot ob vpetju. Calvi *et al.* (2005) so v tej študiji raziskovali tudi primernost izrazov za oceno strižne nosilnosti AB stebrov (Priestley *et al.* 1994; ASCE 2000; Kowalsky in Priestley 2000; CEN 2004a), ki so bili večinoma razviti za stebre s polnimi krožnimi in pravokotnimi prerezi, na primeru škatlastih stebrov. Ugotovili, so da se t.i. UCSD model (glej poglavje 2.2.6c) najbolje ujema z eksperimentalnimi rezultati (napaka 2-11%), medtem ko so ostali modeli, ki so vključeni v standarde (Evrokod, FEMA) sicer v večini primerov konservativni (-30%), čeprav so lahko včasih tudi na nevarni strani (do +30%).

V okviru analitične in eksperimentalne študije potresnega tveganja starejših slovenskih viaduktov smo v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije ciklično preizkusili modela ( $M=1:4$ ) dveh tipičnih slovenskih škatlastih stebrov, in sicer enega kratkega in enega srednje dolgega (Bevc 2006a; Isaković *et al.* 2008a). Krajši steber se je porušil kombinirano upogibno-strižno, daljši pa upogibno. Omenjena

eksperimenta sta bila predmet obravnave te naloge in sta skupaj z rezultati analitičnih in eksperimentalnih študij podrobneje predstavljena v poglavju 3.

### **b) Utrjeni škatlasti stebri**

V primerih, ko je kapaciteta konstrukcije, oz. posameznih elementov, manjša od potresnih zahtev, se lahko odločimo za njeno utrditev z uporabo različnih metod. Pregled nekaterih tipičnih načinov utrditev AB stebrov glede na tipične konstrukcijske pomanjkljivosti je podan v poglavju 2.4. Po izvedbi utrditve stebra s CFRP plaščem pričakujemo boljše obnašanje konstrukcije saj stebri ob enem povečamo strižno nosilnost in zagotavljamo objetje, kar običajno pomeni tudi večjo duktilnost. V primeru betonskih in jeklenih plaščev pa zaradi izotropnosti poleg tega stebra povečamo tudi togost, kar zmanjša tudi zahteve za pomike, vendar pa mu ob tem povečamo tudi nosilnost in obremenimo ostale konstrukcijske elemente (temelji, ležišča...). V strokovni literaturi je precej podatkov o obnašanju utrjenih stebrov s polnimi prerezi, medtem ko je raziskavam utrditev škatlastih stebrov namenjeno razmeroma malo pozornosti. Glede na pregled literature, ki sta ga opravila Tsionis in Pinto (2004), sta se z eksperimentalnimi raziskavami škatlastih stebrov z uporabo jeklenih plaščev ukvarjali le Kawashima *et al.* (1990) in Huang *et al.* (1997). Obe preiskavi sta sicer pokazali da lahko z jeklenimi plašči razmeroma učinkovito povečamo deformacijsko kapaciteto škatlastih stebrov, vendar je njihova učinkovitost v tem primeru precej slabša kot v primeru polnih stebrov. Eksperimentalnih raziskav na področju utrjevanja škatlastih stebrov z betonskimi plašči nismo zasledili.

Ker so tako jekleni kot betonski plašči precej dovzetni na vremenske pogoje zaradi nevarnosti korozije, so kot možnost za utrditev škatlastih mostnih stebrov začeli eksperimentalno preizkušati tudi sodobni kompozitni materiali.

Ogata in Osada (2000) sta eksperimentalno preizkušala učinkovitost FRP plaščev za izboljšanje duktilnosti votlih krožnih stebrov v majhnem merilu ( $M=1:20$ ). Primerjali so odziv neutrjenih in utrjenih stebrov, pri katerih se je manjšala debelina sten, ob enem se je manjšal tudi delež vzdolžne armature. To je pri neutrjenem stebri vodilo do strižne porušitve v vrhnjem delu stebra, saj je bil prispevek betona zaradi razmeroma tanke stene premajhen za prevzem prečne sile. Kljub strižni porušitvi pa so se plastificirale tudi vzdolžne palice nad mestom zmanjšanja količine vzdolžne armature. Mejni zasuk dveh neutrjenih stebrov je bil 2,3 in 3,1%. Pri tem je imel beton v drugem stebri približno dvakrat večjo tlačno trdnost kot v prvem. Prvi utrjen steber je bil utrjen le z vzdolžnimi FRP trakovi, katerih namen je bil premakniti kritično območje v vpetje stebra. Pri tem so sicer uporabili tudi manjšo količino prečnih trakov, ki pa so zgolj zagotavljali prenos napetosti med vzdolžnimi trakovi. Drugi steber je bil utrjen podobno, le da je bila količina vzdolžnih trakov zmanjšana za polovico, količina prečnih trakov pa je bila povečana za petkrat. Tretji steber pa je vseboval le prečne trakove. V prvem stebri so se sicer po pričakovanju upogibne poškodbe pojavile le ob vpetju, vendar se je kljub temu steber nato porušil zaradi striga in sicer pri zasuku 3%. Tudi v drugem stebri se je plastični členek pojavil le ob vpetju stebra, zadostna količina prečnih trakov pa je zagotovila duktilno porušitev pri zasuku 5,4%. Kljub temu, da so se upogibne poškodbe pojavile tudi nad območjem zmanjšanja vzdolžne armature, se je tretji steber porušil duktilno šele pri zasuku 5,3%. Glede na rezultate te študije lahko potegnemo zanimive zaključke glede odziva utrjenih stebrov, ki imajo ob enem več različnih pomanjkljivosti (prešibka strižna armatura, preklopi vzdolžne armature, zmanjšanje vzdolžne armature...). Ni dovolj da steber utrdimo zgolj za en, t.j. najbolj neugoden, porušni mehanizem, ampak je potrebno poiskati racionalno količino in položaj utrditve za zagotovitev duktilnega obnašanja stebra.

Mo *et al.* (2001; 2004) so v okviru raziskav za izgradnjo in modernizacijo železniškega omrežja na Tajvanu raziskovali tudi možnosti uporabe plaščev iz FRP za potresno utrditev obstoječih škatlastih stebrov. V ta namen so pripravili osem preizkušancev, ki so jih ciklično testirali pri konstantni osni sili



( $\eta_k=0,08$  do  $0,14$ ) . Trije izmed teh so bili neutrjeni, kot je bilo omenjeno že predhodno, pet pa jih je bilo utrjenih s kompozitnimi plašči iz ogljikovih vlaken, t.j. CFRP. Osnovni parametri preiskav so bili prečna armatura, strižni razpon, nivo osne sile in utrditev s FRP. V študiji so uporabili bodisi dve, bodisi štiri plasti ogljikovih vlaken. Medtem ko se kontrolni steber, t.j. neutrjen, porušil strižno pri zasuku  $4,2\%$  so se trije podobni utrjeni stebri vsi porušili upogibno pri zasukih  $5,7-6,3\%$ . Stebru, ki je imel ustrezno prečno armaturo se je zaradi utrditve z dvema plastema CFRP povečal mejni zasuk s  $5,7$  na  $6,2\%$ . Steber, ki ni vseboval strižne armature se je porušil zaradi uklona vzdolžne armature pri zasuku  $4,0\%$ , enak steber utrjen z dvema plastema CFRP pa se je porušil zaradi porušitve tlačne cone in posledično pretrga plašča pri zasuku  $5,0\%$ . Rezultati omenjenih študij torej potrjujejo učinkovitost uporabe kompozitnih plaščev za izvedbo strižnih utrditev škatlastih stebrov in za povečanje njihove rotacijske kapacitete. Čeprav uporabljene debeline plaščev niso bile zadostne, da bi lahko popolnoma preprečile uklon vzdolžne armature, so ga lahko vseeno nekoliko omejile, ter s tem povečale mejni zasuk stebrov.

Yeh in Mo (2005) sta kasneje raziskovala tudi učinkovitost plaščev iz FRP za povečanje strižne nosilnosti škatlastih stebrov v prototipnem merilu, in sicer na enem pravokotnem in enem krožnem prerezu. Za dimenzioniranje strižnih utrditev so uporabili postopek, kot so ga predlagali raziskovalci z UCSD (Priestley *et al.* 1996a; Seible *et al.* 1997). Eksperimentalna študija je potrdila ustreznost tega postopka tudi za škatlaste stebre. Duktilnost utrjenih stebrov je bila  $4,9$  ( $\theta_u=3,3\%$ ), oz.  $5,5$  ( $\theta_u=3,8\%$ ), za razliko od neutrjenih, ko je bila  $3,3$  ( $\theta_u=2,0\%$ ) in  $5,0$  ( $\theta_u=3,0\%$ ). Utrditev je uspešno spremenila porušni mehanizem, saj sta se oba utrjena stebra porušila upogibno, medtem ko sta se neutrjena porušila strižno, oziroma upogibno-strižno.

V isti raziskovalni skupini so nato Cheng *et al.* (2003) raziskovali možnosti uporabe FRP plaščev za utrditev škatlastih mostnih stebrov, ki so bili predhodno močno poškodovani. V ta namen so najprej ciklično preizkusili štiri modele neutrjenih stebrov do porušitve, nato so jih najprej sanirali (v nekaterih primerih tudi s povezovanjem pretrganih vzdolžnih palic z uporabo posebnih podaljškov), nato utrdili, ter jih ponovno preizkusili. Dva izmed neutrjenih stebrov sta se porušila upogibno, dva pa strižno. Čeprav so tudi utrjeni stebri imeli praktično enak tip porušitve kot neutrjeni, izvedena utrditev torej ni bila zadostna, da bi lahko popolnoma spremenila tip porušnega mehanizma, so se porušitve zgodile pri večjih pomikih. Kljub temu pa so bile poročane duktilnosti saniranih stebrov manjše od originalnih stebrov. Razlog za to je, da kljub utrditvam začetne togosti ni bilo mogoče učinkovito povečati, zato se je tudi tečenje armature začelo kasneje, kar nakazuje da le duktilnost ni dovolj dober pokazatelj učinkovitosti utrditve.

Lignola *et al.* (2007a; 2007b; 2008a, 2008d; 2009) so eksperimentalno preizkusili sedem modelov tipičnih škatlastih stebrov s pravokotnim prerezom dimenzij  $360 \times 360$  mm in debelino sten  $60$  mm ( $M=1:5$ ). Dolžina modelov stebrov je bila  $1,30$  m. Vse modele so obremenjevali osno z različnimi ekscentričnostmi. Izkazalo se je, da lahko FRP plašči učinkovito zakasnijo uklon vzdolžne armature in porušitev krovnega sloja betona, kar lahko poveča tako upogibno nosilnost kot duktilnost prereza. V primeru manjših ekscentričnosti je upogibna nosilnost narasla za cca.  $20\%$ , v primeru večjih pa le cca.  $7\%$ , opazno pa se je povečala duktilnost prereza (povečanje duktilnosti za ukrivljenost z  $1,0-4,2$  in  $1,5-8,3$ ). Povečanje duktilnosti so ocenili tako glede na duktilnost za ukrivljenost kot na specifično energijo objetega stebra. V nadaljnjih raziskavah so se Lignola *et al.* posvečali predvsem analitičnim študijam objekta v škatlastih stebrih.

Pavese *et al.* (2004) so ciklično preizkušali pet modelov škatlastih stebrov ( $M=1:4$ ) utrjenih s trakovi iz različnih FRP. Za referenčne neutrjene stebre so bili uporabljeni stebri, ki so jih preizkušali (Calvi *et al.* (2005). Glede na pomanjkljivosti stebrov so uporabili različne tipe vlaken (ogljikova, steklena in aramidna vlakna). Glede na parametrične študije so ocenili, da je za primere kjer je bilo potrebno zagotoviti večjo strižno nosilnost najbolj optimalno uporabiti AFRP. Razlog za uporabo AFRP je bila

tudi dobro prenašanje koncentracij napetosti ob vogalih prereza, saj teh zaradi majhnega merila niso mogli zelo zaobliti. Kljub temu, da je računsko zadostovala že ena sama plast, so zaradi varnosti uporabili dve plasti vlaken. V primeru stebra, ki je vseboval preklope vzdolžne armature tik ob vpetju v temelj, so uporabili CFRP z visokim modulom elastičnosti. Razlog za to je bil v tem, da so želeli upogibno utrditi prerez tik ob vpetju in s tem premakniti kritično območje višje, kjer je vzdolžna armatura ustrezno sidrana. Kljub trudu pa jim ni uspelo ustrezno zasidrati vertikalnih trakov v temeljno ploščo, torej se taka metoda ni izkazala kot učinkovita. Za povečanje duktilnosti pa so uporabili GFRP, pri tem so vertikalno orientirana vlakna dodatno sidrali z uporabo vijakov in jeklenih profilov. Raziskave glede izboljšanja strižne nosilnosti so potrdile ugotovitve drugih raziskovalcev, in sicer da so FRP materiali lahko učinkovita utrditev, medtem ko so za druge načine porušitve (zdrs armature, uklon...) potrebne dodatne raziskave in sistemi izvedbe.

Modarelli *et al.* (2005) so s tlačnimi preiskavami na votlih betonskih valjih in prizmah (124 preizkušancev) ocenjevali vpliv tlačne trdnosti betona, tipa vlaken, števila plasti, oblike in dimenzije preizkušanca (v primeru pravokotnih stebrov radij zaokrožitve vogalov in razmerje stranic) na učinkovitost objeta s FRP. Preiskave so pokazale, da se votli prerezi s krožnimi prerezi obnašajo podobno kot polni prerezi, t.j. doseže se lahko tako znatno povečanje tlačne trdnosti, kot tudi mejen deformacije betona. V primeru pravokotnih stebrov je vpliv na tlačno trdnost običajno manjši, kljub temu pa se lahko mejna deformacija betona precej poveča, kar je precej pomembno za zagotavljanje zadostne duktilnosti prereza.

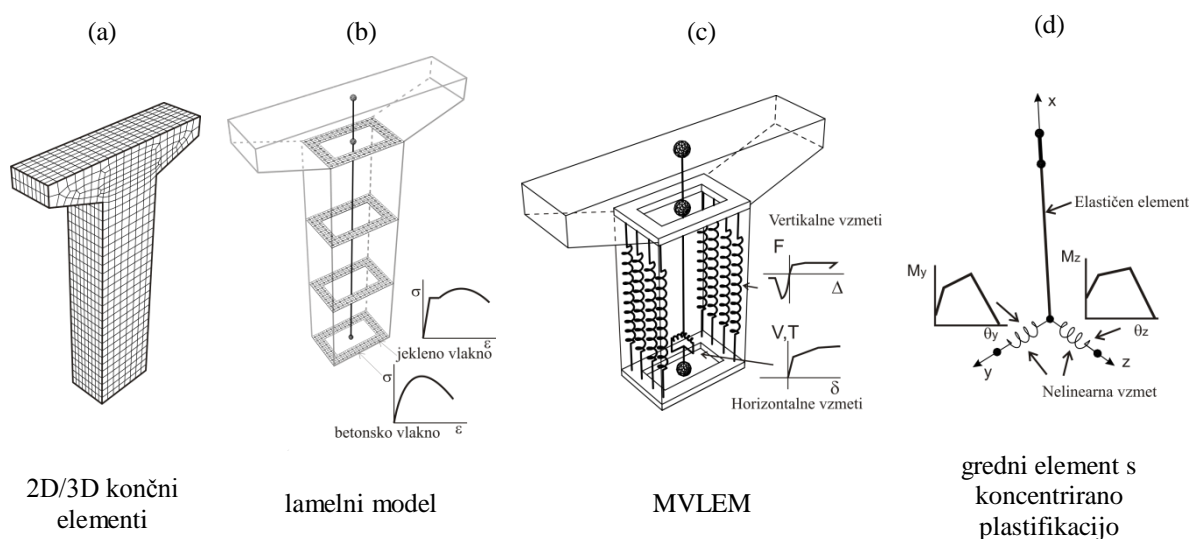
V okviru doktorske naloge smo opravili tudi lastne eksperimentalne preiskave modela škatlastega stebra strižno utrjenega s trakovi iz CFRP (Isaković *et al.* 2010a), ki so podrobneje predstavljene v poglavju 3. Izkazalo se je, da lahko že z minimalno debelino plašča učinkovito spremenimo porušni mehanizem iz strižnega v upogibnega, vendar pa taka minimalna količina ni zadostovala za preprečitev uklona vzdolžne armature, kljub razmeroma nizkemu nivoju osne sile. Na enakem modelu stebra smo v sodelovanju z ZAG-om preverili tudi možnost izvedbe strižne utrditve z uporabo AB plašča (Bevc 2006b). Rezultati te študije so ravno tako prikazani v poglavju 3.4.

Raziskovalci so veliko pozornosti namenili tudi pripravi in kalibraciji analitičnih modelov betona za oceno odziva škatlastih stebrov objeta s FRP. Pri tem se raziskovalci največkrat naslanjajo na uporabo naprednih 3D končnih elementov (Lignola 2006; Tsionis in Pinto 2007; Papanikolaou in Kappos 2009a, 2009b) s katerimi skušajo zajeti vpliv različnih specifičnih karakteristik problema (cone učinkovitosti objeta v prerezu, zaobljenost vogalov, nevarnost implozije, t.j. porušitve prereza na notranji strani prereza, ipd.). Podrobneje so nekateri modeli betona objeta s kompozitnimi plašči predstavljeni v poglavju 2.4.2b).

### **2.2.2 Numerični modeli za oceno nelinearnega odziva AB elementov**

Za oceno potresnih zahtev v konstrukcijah imamo na voljo različna matematična orodja in modele s katerimi skušamo modelirati odziv dejanske konstrukcije. Ker v mostovih pričakujemo nelinearnosti predvsem v stebrih, se v tem razdelku posvečamo predvsem nelinearnim modelom stebrov, ki lahko segajo od detajlnih dva in trirazsežnih končnih elementov do fenomenoloških makro-elementov (Slika 2.1.).

Prva možnost, torej uporaba zapletenih mikro elementov, ki temeljijo na dva in tridimenzionalnih končnih elementih (Slika 2.1a), je kljub izrednemu razvoju strojne in programske opreme še vedno preveč zahtevna za praktično uporabo pri analizah celotnih AB konstrukcij. Poleg tega tudi ne poznamo, oz. ne znamo modelirati vseh mehanizmov, kot so npr. zdrs armature, strižno obnašanje, seveda pri dinamični obtežbi. Običajno jo uporabljamo zgolj za lokalno preverjanje konstrukcijskih elementov ali vozlišč, ki jih z makro elementi težko analiziramo. Ta možnost ni bila predmet raziskav te naloge.



**Slika 2.1** Različni nelinearni modeli konzolnih mostnih stebrov  
**Figure 2.1** Different bridge pier nonlinear models

Za modeliranje nelinearnega odziva linijskih AB elementov se v potresnem inženirstvu pogosto uporablja makro gredne elemente s koncentrirano plastičnostjo, kjer obnašanje opišemo z različnimi histereznimi pravili. Tak element je sestavljen iz zaporedno vezanega elastičnega grednega elementa in nelinearnih vzmeti v vozliščih, kot je za primer konzolnega stebra prikazano na sliki 2.1d. Steber smo v tem primeru modelirali z elastičnim grednim elementom, ki ima ob vpetju dve neodvisni rotacijski vzmeti za opis nelinearnega odziva v dveh horizontalnih smereh, t.i. psevdo 3D model. V tem razdelku so predstavljene predvsem bistvene lastnosti makro elementov, ki smo jih uporabljali v nalogi z namenom določanja potresnih zahtev. Lastnosti nelinearnih vzmeti, nosilnost in rotacijsko kapaciteto AB elementov lahko določamo na različne načine, kot je podrobneje opisano v poglavjih 2.2.4, 2.2.5 in 2.2.6.

Srednja pot za modeliranje nelinearnosti betonskih elementov med zgoraj omenjenimi mikroelementi in elementi s koncentrirano plastičnostjo, so t.i. lamelni elementi (angl. fiber elements - Slika 2.1c). Ti na prvi pogled obetajo enostavno rešitev problemov, ki se pojavljajo pri uporabi grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo, in hkrati ohranjajo nekaj kompleksnosti mikroelementov. Omogočajo npr. modeliranje dvoosnega odziva armiranobetonskih stebrov ob hkratni interakciji med momentom in osno silo, kar v primeru uporabe grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo brez poenostavitve (psevdo 3D modeli) v večini računalniških programov ni možno. Poleg tega tudi ni potrebno vnaprej predpostaviti poteka upogibnih momentov vzdolž elementa, kot v primeru elementov s koncentrirano plastičnostjo.

V primeru mostnih stebrov, ki se obnašajo podobno kot stene, kjer igra pomembno vlogo tudi interakcija med upogibnimi momenti in strigom je potrebno uporabiti drugačne pristope. Za zajem vpliva interakcije med osno silo, strigom in upogibnim momentom na odziv AB elementov se raziskovalci opirajo predvsem na t.i. teorijo tlačnega polja (angl. Compression field theory - CFT), ki so jo v originalni obliki predlagali Collins in sodelavci (Mitchell in Collins 1974; Collins 1978). Kasneje je bila teorija večkrat modificirana in razširjena, t.i. MCFT (Vecchio in Collins 1986; Palermo in Vecchio 2003, 2004; Mostafaei *et al.* 2009; Guner in Vecchio 2010a, 2010b), vendar pa v trenutni fazi še ni razvita do te mere, da bi se jo lahko učinkovito uporabljalo za analizo nelinearnega cikličnega odziva AB konstrukcij, zato je v naših analizah nismo uporabljali. Poleg tega se MCFT običajno uporablja v kombinaciji z 2D elementi, ki niso bili predmet raziskav. Za oceno potresnega odziva AB stebrov, ki se obnašajo podobno kot stene, se je za primernega izkazal tudi makro element z več navpičnimi vzmetmi (Slika 2.1c), t.j. MVLEM element (angl. Multiple vertical line element), ki

je bil delno razvit in vgrajen v različne računalniške programe za analizo konstrukcij v okviru Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (Fischinger *et al.* 2004b; Kante 2005).

Vsi trije uporabljeni modeli, t.j. gredni element s koncentrirano plastičnostjo, lamelni element in element MVLEM so opisani v nadaljevanju. Vsak izmed predstavljenih elementov ima tako prednosti, kot slabosti, ki so zaradi preglednosti zbrane v preglednici 2.1 povzeti po (Isaković in Fischinger 2011).

**Preglednica 2.1:** Prednosti in slabosti predstavljenih numeričnih modelov (Isaković in Fischinger 2011)

**Table 2.1:** Advantages and limitations of presented numerical models (Isaković in Fischinger 2011)

Tip elementa	Prednosti	Slabosti
gredni element s koncentrirano plastičnostjo	<ul style="list-style-type: none"> <li>- enostaven model z majhnim številom elementov</li> <li>- nelinearnost je definirana s histereznimi pravili z jasnim fizikalnim pomenom</li> <li>- enostavni za kontrolo</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- ni primeren za dvoosni upogib</li> <li>- ni možno določiti lokalnega odziva</li> </ul>
lamelni element	<ul style="list-style-type: none"> <li>- možnost ocene lokalnega odziva</li> <li>- primerni za dvoosni upogib</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- relativno zapletena analiza</li> <li>- potrebne iteracije za določitev ustreznega modela</li> <li>- potrebna delitev elementa na manjše segmente za dobro oceno odziva</li> <li>- kompleksnejša analiza rezultatov</li> </ul>
MVLEM	<ul style="list-style-type: none"> <li>- relativno enostaven</li> <li>- nelinearnost je definirana s histereznimi pravili z jasnim fizikalnim pomenom</li> <li>- možnost ocene lokalnega odziva</li> <li>- primeren za dvoosni upogib</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>- potrebne iteracije za določitev ustreznega modela</li> <li>- v splošnem je potrebna delitev elementa na več segmentov za boljšo oceno odziva</li> </ul>

#### a) Gredni element s koncentrirano plastičnostjo

Gredni elementi s koncentrirano plastičnostjo (v nadaljevanju gredni element) se v potresnem inženirstvu uporabljajo že več kot pol desetletja zaradi številnih prednosti, ki jih ponujajo, v primerjavi z alternativnimi modeli. Vhodni parametri za njihovo definicijo in rezultati analiz imajo čist fizikalni pomen, poleg tega so tudi numerično precej nezahtevni. Kot že ime elementa pove je tak element sestavljen iz zaporedno vezanega elastičnega grednega elementa in nelinearnih vzmeti v vozliščih, ki jim predpišemo ustrezna histerezna pravila.

Histerezna pravila za vzmeti, ki se uporabljajo od šestdesetih let prejšnjega stoletja segajo od najenostavnejših bi-linearnih (Veletsos in Newmark 1960; Clough in Johnston 1966) in tri-linearnih modelov (Takeda *et al.* 1970), do precej zapletenih modelov, ki lahko opišejo tudi odziv v post-kritičnem območju, t.j. padanje nosilnosti in togosti, tako pri povečanih pomikih (modificirana Takedina histerezna pravila), kot pri enakih pomikih, v zaporednih ciklih (Ibarra et al. 2005). Poleg odsekoma linearnih ovojnic so nekateri raziskovalci (npr. Chang in Mander 1994b) predlagali tudi uporabo gladkih histereznih ovojnic (angl. smooth hysteretic model).

Prve histerezne ovojnice niso bile sposobne zajeti padanja nosilnosti po doseženi maksimalni sili, kar je v primeru projektiranja novih konstrukcij sprejemljivo, saj jim z različnimi konstrukcijskimi ukrepi zagotavljamo ustrezno obnašanje in varnost pri projektne potresu. Z uvajanjem t.i. metode kontroliranega obnašanja (angl. performance based design) najprej v ocenjevanje potresnega odziva, oz. potresnega tveganja, obstoječih in kasneje tudi novih konstrukcij, pa je postal pomemben tudi t.i. post-kritični odziv konstrukcije.

Za uporabo grednega elementa moramo poznati zvezo med momentom v krajišču ( $M$ ) in zasukom nosilca ( $\theta$ ). Zato moramo predhodno opraviti integracijo predpostavljene ukrivljenosti vzdolž elementa. Torej moramo vnaprej poznati, oz. predpostaviti potek momentov vzdolž nosilca. Odnos moment-ukrivljenost ( $M-\phi$ ) in iz tega posledično moment-zasuk ( $M-\theta$ ) pa je odvisen tudi od osne sile v nosilcu ( $N$ ). Posledično je pogoj za uporabo grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo, da se potek momentov in osna sila v elementu med analizo ne smeta veliko spreminjati, kar je sicer v

primeru tipičnih mostnih stebrov večinoma izpolnjeno. Glede na standard EN1998-2 je v splošnem potrebno rotacijsko kapaciteto plastičnih členkov AB stebrov določiti s pomočjo laboratorijskih preiskav.

Pri znanih potekih momentov vzdolž stebra in posledično ukrivljenosti po višini konzole izračunamo totalni (povprečni) zasuk nosilca (Slika 2.2) z uporabo izraza (2.1):

$$\theta_i = \frac{1}{L} \int_0^L \phi_i(x) x dx \quad (2.1)$$

Za vsak par moment-ukrivljenost  $M_i-\phi_i$  torej izračunamo pripadajoči zasuk  $\theta_i$ , kot je prikazano na sliki 2.2, vendar pa v splošnem ne potrebujemo celotne zveze  $M-\theta$ , ampak le nekaj karakterističnih točk, odvisno od uporabljene histerezne ovojnice. V primeru uporabe tri-linearne ovojnice npr. potrebujemo le tri karakteristične točke, t.j. zasuk ob nastanku prvih upogibnih razpok  $\theta_{cr}$  (angl. cracking rotation), zasuk na meji tečenja armature  $\theta_y$  (angl. yield rotation) in zasuk pri največji doseženi sili  $\theta_c$  (angl. capping rotation) in pripadajoče momente  $M_{cr}$ ,  $M_y$  in  $M_c$ . Zadnjo rotacijo včasih poimenujemo tudi mejna rotacija, zato običajno zanjo uporabljamo oznako  $\theta_u$  (angl. ultimate rotation), vendar v nalogi definiramo mejno rotacijo, kot rotacijo, ko pade sila v elementu za 20%. V primeru bi-linearne ovojnice izpustimo točko ob nastanku prvih razpok, točko na meji tečenja pa določimo glede na ustrezno idealizacijo zveze  $M-\phi$ , kot je opisano v nadaljevanju (Slika 2.3). Zasuk  $\theta_{cr}$  tako izračunamo iz ukrivljenosti  $\phi_{cr}$  kot (Slika 2.2):

$$\theta_{cr} = \frac{1}{L} \int_0^L \frac{\phi_{cr}}{L} x^2 dx = \frac{\phi_{cr}}{L^2} \int_0^L x^2 dx = \frac{\phi_{cr}}{L^2} \left( \frac{x^3}{3} \Big|_0^L \right) = \frac{\phi_{cr} L}{3} \quad (2.2)$$

Podobno postopamo tudi za izračun ostalih dveh rotacij, t.j.

$$\theta_y = \frac{L}{6} (2\phi_y + (1+\alpha)(\phi_{cr} - \alpha\phi_y)) \quad (2.3)$$

$$\theta_c = \frac{L}{6} (\gamma(\beta+\gamma)\phi_{cr} + 2\phi_u - \gamma(1+\gamma)\phi_c + \phi_y - (\beta^2 + (\beta-1)\gamma)\phi_y) \quad (2.4)$$

V izrazih (2.3) in (2.4) smo vpeljali koeficiente  $\alpha$ ,  $\beta$  in  $\gamma$ , ki jih določimo kot (Fischinger 1988):

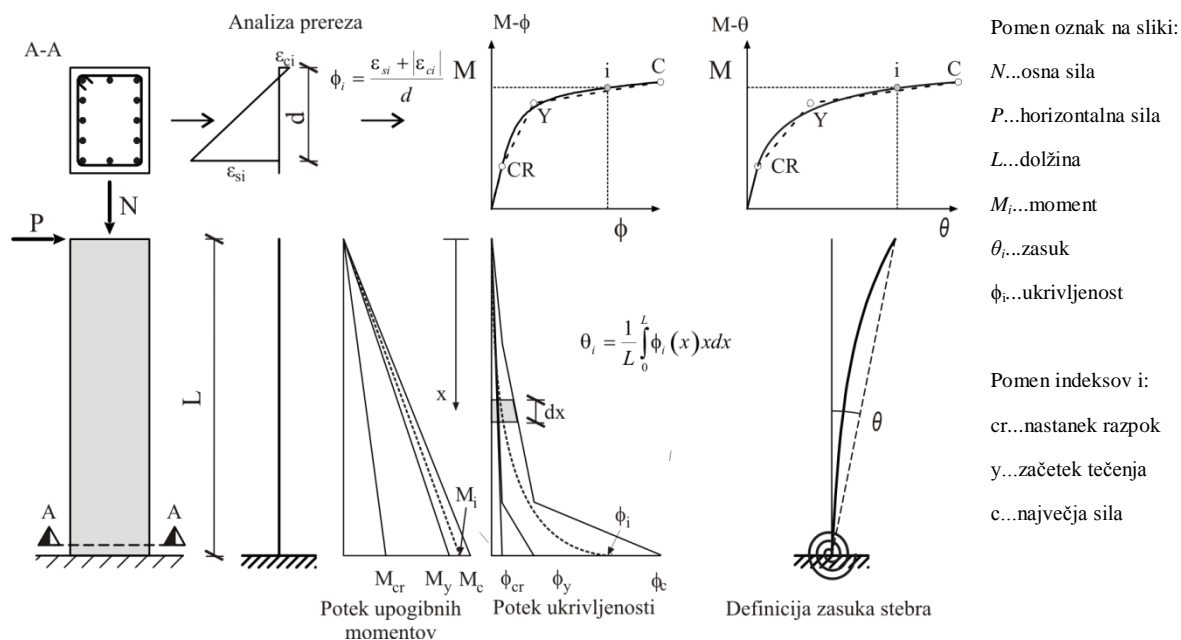
$$\alpha = \frac{M_{cr}}{M_y}; \quad \beta = \frac{M_{cr}}{M_c}; \quad \gamma = \frac{M_y}{M_c}. \quad (2.5)$$

Vse tri rotacije, t.j.  $\theta_{cr}$ ,  $\theta_y$  in  $\theta_c$  zajemajo tako prispevek elastičnih kot nelinearnih upogibnih deformacij stebra. V primeru, da potrebujemo celotno zvezo med momentom in rotacijo pa lahko integral (2.1) izračunamo numerično. Moment ob vpetju postopoma povečujemo od 0 do  $M_c$  (moment v grafu  $M-\phi$  ves čas narašča) in za vsak  $M_i$  integriramo ukrivljenost vzdolž elementa, podobno kot smo to storili za primer tri-linearne ovojnice.

Zgoraj opisan postopek za določitev histerezne ovojnice je čisto teoretičen in zaradi specifičnosti AB elementov v obravnavanem primeru brez ustreznih modifikacij ni najbolj primeren, saj je precej konservativen. Glavni pomanjkljivosti zgornjega postopka sta neupoštevanje strižnih deformacij stebra in izvleka vzdolžne armature, ki lahko izrazito vplivata na odziv AB elementov. Poleg tega se pri uporabi omenjenega postopka pojavijo težave pri izračunu post kritičnega obnašanja (ko sila v stebri pada), zaradi ne-enoličnosti rešitve – imamo namreč dve različni ukrivljenosti pri istem upogibnem momentu.

Prav modeliranje post-kritičnega območja se izkaže kot glavna težava pri oceni nelinearnega odziva AB elementov. Nekateri raziskovalci za oceno post-kritičnega odziva predlagajo uporabo

poenostavljenih analitičnih izrazov (npr. Yeh *et al.* 2001; Mo *et al.* 2004), kot druga možnost za rešitev tega problema pa se je izkazala priprava empiričnih izrazov za določitev rotacijske kapacitete AB elementov na podlagi statistične analize velikega števila eksperimentalnih rezultatov (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003; Haselton 2006).



**Slika 2.2** Izračun zveze med momentom in zasukom ( $M-\theta$ ) za konzolni stebler  
**Figure 2.2** Calculation of the moment-rotation ( $M-\theta$ ) relationship for cantilever column

Ena izmed slabosti slednjega pristopa, ki mu zaradi aktualnosti v nalogi posvečamo več pozornosti, je npr. v tem, da izrazi veljajo le za vrednosti parametrov (npr. strižni razpon, nivo osne sile, procent armiranja...) v omejenem okviru, pa tudi v tem, da je potrebno za ponovno kalibracijo ob vsakokratnih novih spoznanjih (npr. novih eksperimentalnih rezultatih) opraviti nove regresijske analize. Rešitev zadnjega problema predstavljajo t.i. neparametrične empirične metode na podlagi nevronske mreže, kot jih predlagajo npr. Peruš *et al.* (Peruš *et al.* 2006; Peruš in Fajfar 2007), ali pa Inel (2007).

Zaradi nezanesljivosti pri določanju nelinearnega odziva AB elementov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli se v zadnjem času v uporabo uvaja verjetnostni pristop tudi za oceno vpliva nezanesljivosti kapacitete AB elementov na oceno ranljivosti konstrukcije za primer potresne obtežbe, kot sta jih pri svojih raziskavah upoštevala npr. Haselton (2006) in Kramar (2008).

Pravzaprav tudi semi-empirični pristop za oceno rotacijske kapacitete AB elementov, ki je opisan v nadaljevanju, temelji na empirično določenih izrazih za dolžino t.i. plastičnega členka. Pregled nekaterih izrazov za oceno dolžine plastičnega členka, kot so bili predlagani za različne tipe elementov, je predstavljen npr. v (Bae in Bayrak 2008; Berry *et al.* 2008). Povzetek metod za določanje histereznih ovojnic, oz. rotacijskih kapacitet, AB mostnih stebrov je podan v poglavju 2.2.5.

Zvezo  $M-\phi$  določimo na podlagi analize prereza ob predpostavljene Bernoullijeve hipotezi in znanih konstitutivnih zvezah za materiale (glej poglavje 2.2.3), poznani geometriji prereza in dani osni sili. Pri tem gre za iterativni postopek, pri katerem ukrivljenost prereza variramo toliko časa, dokler se rezultanta napetosti v prerezu  $N$  (2.6) do želene natančnosti ne ujema s podano (zunanjo) osno silo  $N_E$ . Nato pri tej ukrivljenosti določimo pripadajoči upogibni moment  $M$  (2.7). V primeru enoosnega upogiba lahko za  $N$  in  $M$  zapišemo naslednja izraza, kjer posebej izračunamo prispevek betona in prispevek vzdolžne armature.

$$N = \int_{A_c} \sigma(y, z) dA_x = \int_{A_c} \sigma_c(y, z) dA_x + \int_{A_s} \sigma_s(y, z) dA_x \quad (2.6)$$

$$M = \int_{A_c} z\sigma(y, z) dA_x = \int_{A_c} z_c\sigma_c(y, z) dA_x + \int_{A_s} z_s\sigma_s(y, z) dA_x \quad (2.7)$$

Glede na tipične dimenzije AB prerezov lahko armaturne palice obravnavamo kot končno število diskretnih točk, torej lahko druga dva člena v izrazih (2.6) in (2.7) prevedemo na vsoto. Prva dva integrala, t.j. integral napetosti v betonu pa v splošnem izračunamo numerično, največkrat tako, da prerez razdelimo na določeno število lamel, oz. vlaken (angl. fibres) v katerih predpostavimo konstantno deformacijo, kar pomeni da lahko tudi prva člena v izrazih (2.6) oz. (2.7) prevedemo na vsoto. V splošnem pa lahko zgornji ploskovni integral prevedemo na integral po konturi s pomočjo Greenovega izreka. V večini primerov smo za analize prerezov uporabljali prvo metodo, razen v primerih kjer smo študirali vpliv napak v geometriji prereza, kjer smo napetosti v betonu integrirali z drugo metodo. V ta namen smo v programskem okolju Matlab (The MathWorks 2010) pripravili ustrezne funkcije, ki temeljijo na delu Zupana in Sajeta (2005).

Rezultat opisane analize je zveza  $M-\phi$ , kot je prikazana na sliki 2.3. Na isti sliki so tudi označene karakteristične točke, ki jih potrebujemo za določitev bi-, oz. tri-linearne ovojnice  $M-\theta$ . V analizah prereza natezno trdnost betona običajno zanemarimo, zato moment  $M_{cr}$  in pripadajočo ukrivljenost  $\phi_{cr}$  ob nastanku razpok, t.j. v trenutku ko na robu prereza dosežemo natezno trdnost betona  $f_{cm}$  (2.9), določimo posebej, in sicer z naslednjim izrazom:

$$M_{cr} = \left( f_{cm} + \frac{N}{A_c} \right) W_c; \quad \phi_{cr} = \frac{M_{cr}}{E_c I_c} \quad (2.8)$$

kjer so:

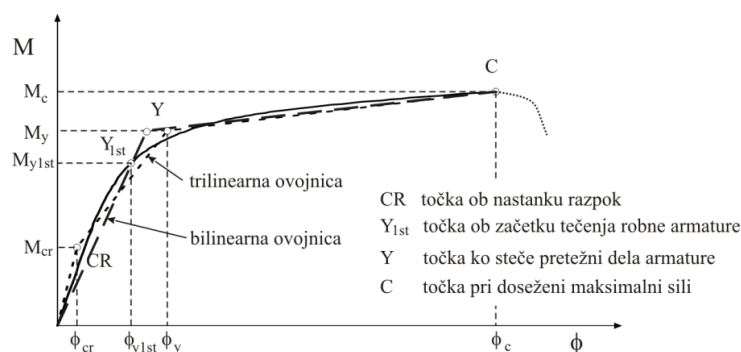
$N$  .....osna sila v prerezu,

$A_c$  .....ploščina prereza,

$W_c$  .....odpornostni moment prereza,

$E_c$  .....elastični modul betona in

$I_c$  .....vztrajnostni moment prereza.



**Slika 2.3** Tipična zveza  $M-\phi$  za AB prereze in njena bi- in tri-linearne idealizacije  
**Figure 2.3** Typical  $M-\phi$  relationship for RC section and its bi- and tri-linear idealisation

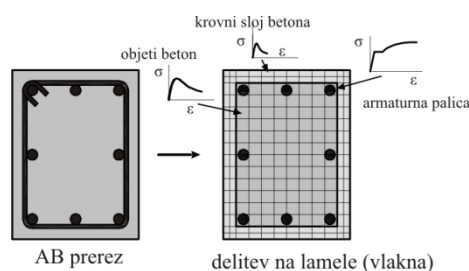
Točko  $Y_{1st}$  (angl. first yield), t.j. točko pri kateri pride do tečenja robne armature, definiramo kot točko, ko doseže deformacija v robni armaturi mejo tečenja  $\epsilon_{sy}$ . Točko Y, t.j. točko pri kateri steče pretežen del armature, pa nato določimo z bi, oz. tri-linearne idealizacijo krivulje  $M-\phi$ , tako da je ploščina pod idealizirano krivuljo enaka ploščini pod dejansko krivuljo – energijska enakost (Slika 2.3). V primeru bi-linearne idealizacije običajno predpišemo še začetno togost idealizirane krivulje, tako da je enaka togosti premice, ki poteka skozi izhodišče in točko ob začetku tečenja robne armature ( $Y_{1st}$ ). Do porušitve betonskega prereza pa pride bodisi zaradi porušitve betona bodisi zaradi pretrga armature.

Za mejno deformacijo krovnega betona smo (razen, kjer je drugače navedeno) upoštevali vrednost povzeto po standardu EN1992-1-1, t.j.  $\varepsilon_{cu}=3,5\%$ . Mejno deformacijo na robu objetega jedra prereza smo, če ni drugače povedano, določili z uporabo t.i. Mandrovega modela objetega betona (glej poglavje 2.2.3a). Za mejno deformacijo armature smo, če ni drugače povedano, upoštevali vrednost po standardu EN1992-1-1, in sicer za jeklo razreda C, t.j.  $\varepsilon_{su}=7,5\%$ .

### b) Lamelni element

Srednja pot za modeliranje nelinearnosti betonskih elementov med računsko zahtevnimi 2D, oz. 3D mikro elementi in grednimi elementi s koncentrirano plastičnostjo, so t.i. lamelni elementi s porazdeljeno plastičnostjo (angl. distributed plasticity fiber elements; Slika 2.1c). Ti na prvi pogled obetajo enostavno rešitev problemov, ki se pojavljajo pri uporabi grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo, in hkrati ohranjajo nekaj kompleksnosti mikroelementov. Omogočajo npr. modeliranje dvoosnega odziva armiranobetonskih stebrov ob hkratni interakciji med momentom in osno silo, kar v primeru uporabe grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo brez poenostavitev (psevdo 3D modeli) v večini računalniških programov ni možno. Poleg tega tudi ni potrebno vnaprej predpostaviti poteka upogibnih momentov vzdolž elementa. AB prerez razdelimo na lamele oz. vlakna (angl. fiber), ter vsakemu vlaknu pripišemo ustrezen konstitucijski zakon, oz. zvezo med napetostmi in deformacijami, kot so podane v poglavju 2.2.3.

Obstaja več formulacij lamelnih elementov, temelječih bodisi na metodi pomikov bodisi na metodi sil (Spacone *et al.* 1996). Oba tipa elementov sta tudi vgrajena v programski sistem OpenSees (dispBeamColumn in nonlinearBeamColumn element). Ker pa v AB stebrih pričakujemo plastične deformacije predvsem ob vpetju, je smotno, da ohranimo pristop elastičnega grednega elementa s koncentrirano plastičnostjo, ki mu na koncih predpišemo prerez razdeljen na lamele in pričakovano dolžino plastičnega členka. Tako dobimo hibridni element, ki vsebuje prednosti grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo in lamelnih elementov, saj npr. lahko zajame interakcijo med osno silo in upogibnima momentoma, potek upogibnih momentov vzdolž elementa se avtomatsko upošteva, poleg tega pa je tudi računsko precej učinkovitejši, saj je nelinearnost možna le v dveh prerezih na koncih elementa in ne v vseh integracijskih točkah, kot v klasičnih lamelnih elementih, kjer se nelinearnost lahko pojavi v vseh integracijskih točkah. Tudi tak element je vgrajen v program OpenSees (beamWithHinges element).



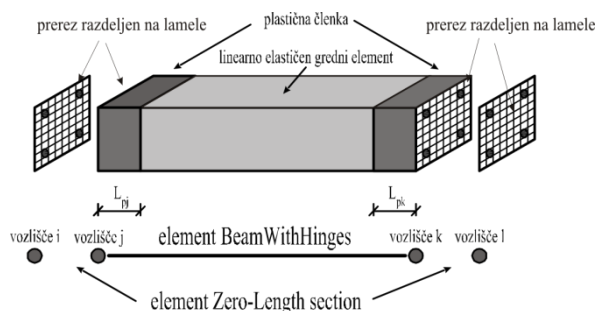
**Slika 2.4** Razdelitev AB prereza na lamele, ki jim pripišemo ustrezne konstitucijske zakone

**Figure 2.4** Discretization of RC section to fibres with appropriate constitutive laws

Vsem trem tipom lamelnih elementov je skupno upoštevanje Bernoullijeve teorije ter enakosti deformacij v betonu in vzdolžni armaturi. Torej efekt morebitnega zdrsa vzdolžne armature ni zajet, kar v večini primerov pomeni, da je togost elementov prevelika (Limkatanyu in Spacone 2003). Na togost elementov, predvsem krajših, pa lahko vpliva tudi strižna komponenta, zato se v zadnjem času velika pozornost posveča tudi lamelnim elementom, ki lahko zajamejo tudi vplive striga (Petrangeli *et al.* 1999; Orakcal *et al.* 2006). Pogosto se za zajem vpliva zdrsa vzdolžne armature in/ali striga na nelinearni odziv armiranobetonskih elementov uporablja dodatne nelinearne vzmeti na koncih



elementa, s pomočjo elementov ničelne dolžine (angl. zero-length element), kar pa lahko zamegli navidezne prednosti uporabe lamelnih elementov (Slika 2.5). Več o modeliranju zdrsa vzdolžne armature je napisano v poglavju 2.2.4.



**Slika 2.5** Gredni element s členki (vozlišči j-k) z dodanima elementoma z ničelno dolžino (vozlišči i-j in k-l) za zajem zdrsa vzdolžne armature

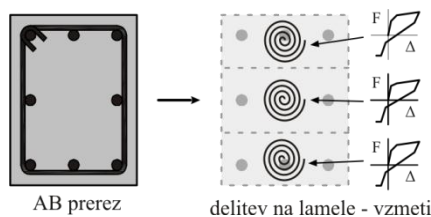
**Figure 2.5** Beam with hinges element (nodes j-k) with additional zero-length sections (nodes i-j and k-l) for reinforcement slip modelling

Največ težav pri uporabi lamelnih elementov imamo pri modeliranju histereznega odziva stebra, saj lahko dobimo precej nerealne histereze, ki so posledica uporabe materialnih modelov, ki jih imamo trenutno na voljo. Poleg tega se računski zahtevnosti problema z uporabo lamelnih elementov v primerjavi z grednimi elementi precej poveča. Zato so za enkrat lamelni elementi bolj primerni za t.i. potisne analize (angl. pushover), kot za izvajanje analiz nelinearnega časovnega odziva.

### c) Makro element z več navpičnimi vzmetmi - MVLEM

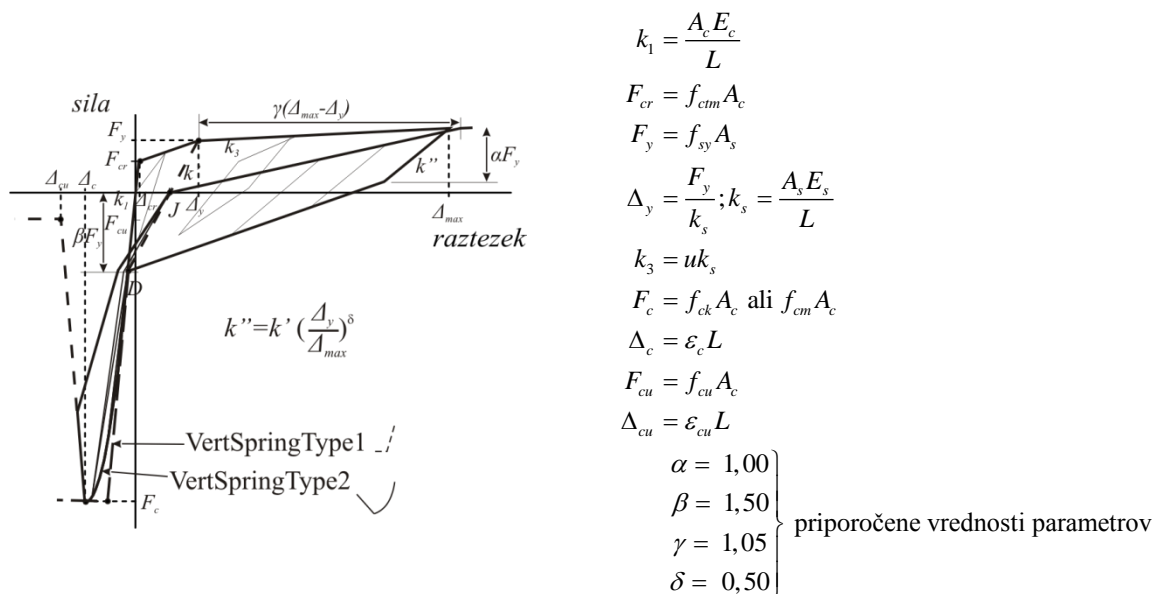
Za izračun odziva krajših škatlastih mostnih stebrov, ki se obnašajo podobno kot stene, se je za primernega izkazal (Zevnik 2007) tudi makro element z več navpičnimi vzmetmi (Slika 2.1c), t.j. MVLEM element (angl. Multiple vertical line element), ki je bil delno razvit in vgrajen v različne računalniške programe za analizo konstrukcij v okviru Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (Fischinger *et al.* 2004b; Kante 2005). Na prvi pogled sta si MVLEM in lamelni element precej podobna, vendar je osnovna razlika med obema v tem, da z lamelnim elementom modeliramo konstrukcijo na nivoju napetosti in deformacij posameznega vlakna, t.j. podobno kot pri klasičnih končnih elementih, z MVLEM pa na nivoju sil in raztezkov vzmeti, v katerih so združeni prispevki betona in armature (Kante 2005). Kot že ime elementa nakazuje, opišemo njegovo obnašanje z več vzporednimi nelinearnimi navpičnimi vzmetmi, s katerimi zajamemo osno-upogibno obnašanje, strižni odziv pa zajamemo s horizontalnimi vzmetmi, ki jim prav tako predpišemo ustrezna histerezna pravila, ki imajo jasen fizikalni pomen. Na tem mestu bomo le na kratko povzeli ustrezna histerezna pravila za vzdolžne vzmeti, kot jih predlagajo avtorji elementa. Natančnejši opis elementa in histereznih pravil je podan v (Kante 2005). Z eno vzmetjo torej opišemo prispevek pripadajočega betona in armature, kot je prikazano na sliki 2.6. Kante (2005) je originalna histerezna pravila za vertikalne vzmeti nadgradil z dvema tipoma vzmeti, kot je prikazano na sliki 2.7. Namesto materialov tipa 1, oz. 2 lahko uporabimo tudi npr. vzporedno vezana materiala za beton in jeklo, kot so ju pri uporabi elementa MVLEM pri svojih analizah uporabljali Orakcal *et al.* (2006), vendar dobimo v tem primeru praktično lamelni element, in izgubimo možnost kontrole elementa.

Za opis strižnega odziva elementa lahko uporabimo materialni model s histereznimi pravili za zajem strižnega zdrsa (angl. shear slip), ali katerikoli drugi ustrezen material, ki je vgrajen v programskem sistemu OpenSees (npr. elastic, hysteretic, ipd.). Kljub temu, da se je opisani element večkrat izkazal kot zelo ustrezen za modeliranje odziva sten, pa je potrebno poudariti, da sta za enkrat upogib in strig še vedno upoštevana popolnoma neodvisno.



Slika 2.6 Modeliranje AB prereza z elementom MVLEM

Figure 2.6 Modelling of the RC section using the MVLEM element



Slika 2.7 Histerezna pravila za vertikalne vzmeti v elementu MVLEM<sup>1</sup> (Kante 2005)

Figure 2.7 Hysteretic rules for vertical springs in MVLEM element (Kante 2005)

## 2.2.3 Konstitucijski zakoni materialov

### a) Beton

Značilna zveza med osnovni napetostmi in deformacijami ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) za beton pri monotoni tlačni obremenitvi je prikazana na sliki 2.8, kjer je začetna togost označena z oznako  $E_{c0}$ , sekantna togost pa z  $E_{cm}$ . Slednja je glede na standard EN1992-1-1 definirana kot naklon premice, ki gre skozi točko pri 40% tlačne trdnosti  $f_{cm}$ , ki jo dosežemo pri deformaciji  $\epsilon_{c1}$ . Po deformaciji  $\epsilon_{c1}$  začne nosilnost betona padati. Hitrost padca napetosti in mejna deformacija  $\epsilon_{cu}$  sta odvisna od različnih faktorjev, npr. od prečnih napetosti zaradi objetja, tlačne trdnosti betona in tudi od dimenzij preizkušanca - t.i. Hilleborg-ov efekt (Hilleborg 1989).

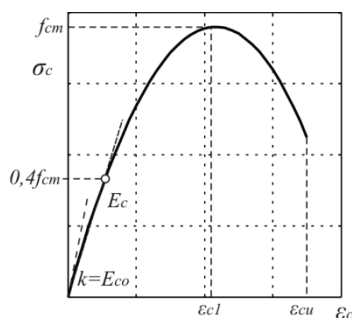
Natezna trdnost betona je v primerjavi s tlačno precej nizka in nezanesljiva vrednost. V nalogi smo za določitev natezne trdnosti betona uporabljali izraz, ki je v standardu EN1992-1-1 privzet za betone normalne trdnosti, t.j.

$$f_{cm} = 0,30(f_{ck})^{2/3} = 0,30(f_{cm} - 8)^{2/3}. \quad (2.9)$$

Pri izračunih upogibne nosilnosti AB elementov natezno trdnost betona običajno zanemarimo, v primeru natančnejših cikličnih analiz pa je histerezno obnašanje betona precej odvisno tudi od modeliranja odziva v nategu in postopnega zapiranja razpok, ki večini materialnih modelov betona ni zajeto. Efekt postopnega zapiranja razpok je še posebej pomemben pri elementih z nižjo osno silo, kot

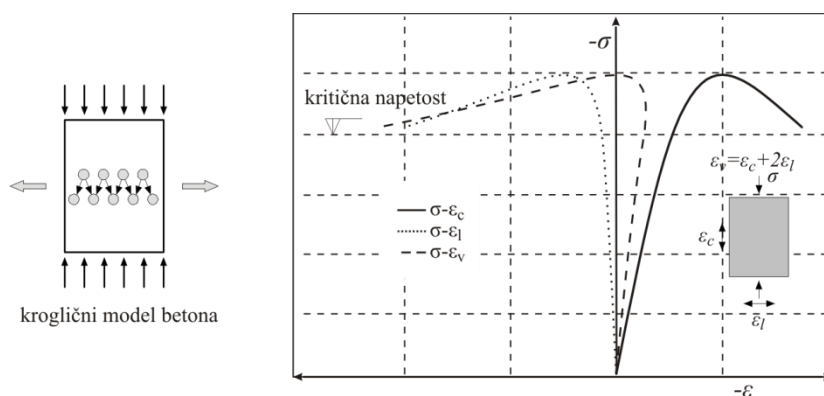
<sup>1</sup> Opomba: vse oznake se nanašajo na del prereza, ki ustreza obravnavani vzmeti, npr.  $A_c$  pomeni površino lamele in ne površine celotnega prereza

je pogost slučaj v mostnih stebrih. V program OpenSees sta vgrajena dva materialna modela betona, ki lahko zajameta ta efekt, ki temeljita na delu Stanton in McNivena (1979) ter Changa in Mandra (1994a) (*concrete01 WithSITC in concrete07*).



**Slika 2.8:** Tipična zveza med deformacijami in napetostmi za beton v tlaku  
**Figure 2.8:** Typical monotonic compressive constitutive material model for concrete

Za razlago obnašanja betonskega preizkušanca pri enoosnem tlačnem preizkusu lahko uporabimo kroglični model betona, ki je prikazan na sliki 2.9 (Fischinger 1999). Ko začnemo betonski preizkušavec osno tlačiti se nekaj časa obnaša praktično linearno, nato pa se začnejo, zaradi razrivanja delcev (kroglični model), pojavljati natezne deformacije v prečni smeri ( $\epsilon_l$ ), kar povzroči mikro razpoke v cementnem kamnu in agregatnih delcih. Togost betona se potem zmanjšuje, kar pomeni da postaja odnos med napetostmi in deformacijami vedno bolj nelinearen. Tako stanje je stabilno vse do t.i. kritične napetosti, ki znaša okrog 80%  $f_{cm}$ . Tedaj se začnejo razpoke v betonu širiti hitro in nestabilno, prečna deformacija vedno hitreje narašča, volumen preizkušanca pa se začne celo povečevati. To nestabilno stanje v končni fazi povzroči hipno porušitev preizkušanca, t.j. zaradi nateznih napetosti v prečni smeri. Odnosi med normalno tlačno napetostjo ( $\sigma_c$ ) in vzdolžno ( $\epsilon_c$ ), prečno ( $\epsilon_l$ ) in volumsko deformacijo ( $\epsilon_v$ ) so za neobjeti beton prikazani na sliki 2.9.



**Slika 2.9:** Odnosi napetost – deformacija v betonu pri enoosnem tlačnem preizkusu (tlak pozitiven)  
**Figure 2.9:** Stress – strain relationship in concrete at uniaxial compressive test (compression positive)

Pantazopoulou in Mills (1995) sta za neobjet beton predlagala razmeroma preprost konstitucijski zakon, ki temelji na mikrostrukturi betona. Zvezo med osno napetostjo  $\sigma_c$  in deformacijo  $\epsilon_c$  zapišemo kot:

$$\sigma_c(\epsilon_c) = E_{sec} \epsilon_c, \quad (2.10)$$

kjer trenutni sekantni modul  $E_{sec}$ , določimo na podlagi začetnega modula  $E_{c0}$ , materialnega parametra  $\beta$ , in površinske deformacije  $\epsilon_A$ , ki služi kot dober pokazatelj notranjih poškodb, oz. razpokanosti betona (Spoelstra in Monti 1999) kot:

$$E_{sec} = \frac{E_{c0}}{1 + \beta \epsilon_A} \quad (2.11)$$

Če upoštevamo radialno simetrijo preizkušanca, t.j.  $\varepsilon_A = 2\varepsilon_l$ , kjer sta  $\varepsilon_A$  in  $\varepsilon_l$  površinska in prečna deformacija, dobimo:

$$E_{\text{sec}} = \frac{E_{c0}}{1 + 2\beta\varepsilon_l} \quad (2.12)$$

Če za tlačno deformacijo privzamemo negativen predznak, sta prečna in površinska deformacija pozitivni, in obratno, t.j. če preizkušavec osno tlačimo, se v prečni smeri širi. Zvezo med prečno in osno deformacijo v primeru neobjetega betona določimo z empirično določenim izrazom (2.13):

$$\varepsilon_l = -\nu\varepsilon_c - \frac{1}{2}(1-2\nu)\alpha\varepsilon_{c0} \left( \frac{\langle \varepsilon_{\text{lim}} - \varepsilon_c \rangle}{\varepsilon_{\text{lim}} - \alpha\varepsilon_{c0}} \right)^2, \quad (2.13)$$

kjer so

- $\nu$ .....Poissonov količnik betona,
- $\varepsilon_{\text{lim}}$ .....mejna osna deformacija pri kateri se začnejo mikro razpoke  $\sim -0,001$ ,
- $\alpha\varepsilon_{c0}$ .....osna deformacija v trenutku, ko je volumska deformacija  $\varepsilon_V = \varepsilon_A + \varepsilon_c$  enaka 0. V primeru neobjetega betona je  $\alpha = 0,9 \sim 1,0$ .
- $\varepsilon_{c0}$ .....deformacija pri doseženi tlačni trdnosti betona, za katero običajno privzamemo vrednost  $\sim -0,002$ .

Glede na definicijo McAuleyevega oklepaja, t.j.

$$\langle x \rangle = 0,5(x + |x|) \quad (2.14)$$

upoštevamo drugi člen v izrazu (2.13) le, ko velja  $\varepsilon_c < \varepsilon_{\text{lim}}$  (tlak negativen). Pantazopoulou in Mills (1999) sta za materialni parameter  $\beta$  podala izraz, ki temelji na volumskem deležu cementa in vodocementnem faktorju betona, vendar sta ga Spoelstra in Monti (1995) nadomestila z izrazom (2.15), ki je odvisen le od znanih mehanskih lastnosti betona ( $f_{cm}$ ,  $\varepsilon_{c0}$  in  $E_{c0}$ ). Ker je  $\beta$  konstanta jo lahko določimo iz izraza (2.12), npr. v točki ( $f_{cm}$ ,  $\varepsilon_{c0}$ ):

$$\beta = \frac{\frac{E_c \varepsilon_{c0}}{f_{cm}} - 1}{2\varepsilon_{l0}} \quad (2.15)$$

$\varepsilon_{l0}$  je prečna deformacija v trenutku, ko je vzdolžna deformacija enaka  $\varepsilon_{c0}$ , t.j.

$$\varepsilon_{l0} = -\nu\varepsilon_{c0} - \frac{1}{2}(1-2\nu)\alpha\varepsilon_{c0} \left( \frac{\langle \varepsilon_{\text{lim}} - \varepsilon_{c0} \rangle}{\varepsilon_{\text{lim}} - \alpha\varepsilon_{c0}} \right)^2 \quad (2.16)$$

V primeru, da za  $\alpha$  privzamemo vrednost 1,0, lahko zapišemo izraz (2.15) kot:

$$\beta = \frac{1}{\varepsilon_{c0}} - \frac{E_c}{f_c} = \frac{E_c}{|f_c|} - \frac{1}{|\varepsilon_{c0}|}. \quad (2.17)$$

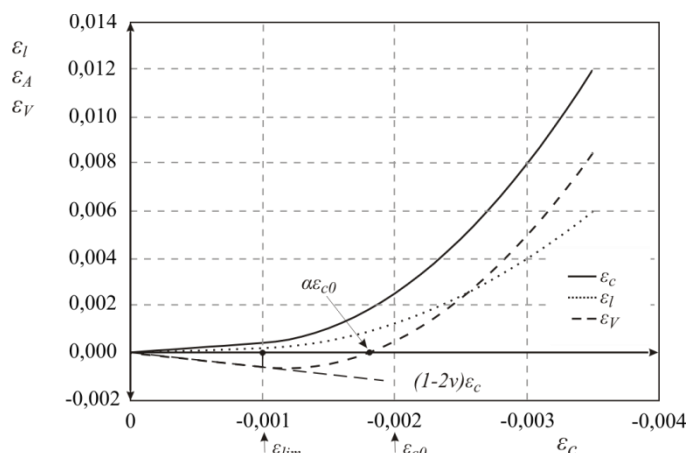
Če za začetni elastični modul betona privzamemo izraz:

$$E_{c0} = 5700\sqrt{f_{cm}} \quad (2.18)$$

in za  $\varepsilon_{c0}$  upoštevamo vrednost  $-0,002$ , dobimo

$$\beta = \frac{5700}{\sqrt{|f_c|}} - 500. \quad (2.19)$$

Na sliki 2.1 so prikazane prečna ( $\varepsilon_l$ ), površinska ( $\varepsilon_A$ ) in volumska ( $\varepsilon_V$ ) deformacija v odvisnosti od osne deformacije neobjetega betona ( $\varepsilon_c$ ). Kasneje bomo opravili podobne analize tudi za objeti beton, kjer se bo pokazal učinek objetja na velikost prečnih deformacij.



**Slika 2.10:** Volumska, površinska in prečna deformacija v odvisnosti od osne deformacije v primeru neobjetega betona (Spoelstra in Monti 1999)

**Figure 2.10:** Volume, area and lateral strain versus axial strain for unconfined concrete (Spoelstra in Monti 1999)

Za opis zveze med napetostmi in deformacijami v betonu je bilo predlaganih precej modelov, med katerimi se je konstitucijski model, ki ga je za opis zveze  $\sigma$ - $\varepsilon$  predlagal Popovics (Popovics 1970; Popovics 1973) izkazal kot zelo primeren tako za modeliranje ne-objetega kot objetega betona. Popovics-ov model opiše  $\sigma$ - $\varepsilon$  zvezo z izrazom:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{r\eta}{r-1+\eta^r}; \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \quad r = \frac{E_c}{E_c - E_{\text{sec}}}; \quad (2.20)$$

V poznejši študiji sta Chang in Mander (1988) namesto zveze (2.20) predlagala uporabo izraza, ki ga je na podlagi (2.20) posplošil Tsai (1994a), ker lahko z njim bolje nadziramo hitrost padanja napetosti po doseženi tlačni trdnosti betona, kar je pomembno pri uporabi sodobnih betonov visokih trdnosti in zelo močnega objetja:

$$\frac{\sigma_c}{f_c} = \frac{a\eta}{1 + \left(a - \frac{r}{r-1}\right)\eta + \frac{\eta^r}{r-1}}; \quad (2.21)$$

Če v izrazu (2.21) za  $a$  predpostavimo vrednost:

$$a = \frac{r}{r-1} \quad (2.22)$$

dobimo izraz (2.20), t.j. Popovicsev model. Za določitev parametrov  $r$  in  $a$  v primeru ne-objetega betona predlagata Chang in Mander (1994a) uporabo izrazov:

$$r = \frac{f_c}{5,2} - 1,9 \quad [MPa] \quad (2.23)$$

in

$$a = \frac{E_{c0}\varepsilon_{c1}}{f_c} = \frac{E_{c0}}{E_{\text{sec}}} \approx \frac{7,2}{f_c^{3/8}}; \quad E_{c0} = 8200f_c^{3/8}; \quad \varepsilon_{c1} = \frac{f_c^{1/4}}{1153}. \quad (2.24)$$

Za opis zveze med deformacijami in napetostmi za beton smo v okviru naloge uporabljali različne konstitucijske zakone, ki so vgrajeni v uporabljene računalniške programe, kot so podani v standardih in strokovni literaturi. V računalniški program OpenSees (McKenna *et al.* 2008), s katerim smo opravili večino nelinearnih analiz, smo vgradili tudi konstitucijski zakon za beton za uporabo v nelinearnih analizah kot je predviden v standardu EN1992-1(CEN 2004a), t.j.

$$\frac{\sigma_c}{f_{cm}} = \frac{k\eta - \eta^2}{1 + (k-2)\eta}; \quad \eta = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{c1}}; \quad k = \frac{1,05E_{cm}|\varepsilon_{c1}|}{f_{cm}}; \quad \varepsilon_{c1} = 0,7f_{cm}^{0,31}; \quad E_{cm} = 22\left(\frac{f_{cm}}{10}\right)^{0,3} \quad (2.25)$$

Pri tem smo ohranili enaka histerezna pravila, obnašanje v nategu in pravila razbremenjevanja kot v primeru že vgrajenega materiala *concrete04*, ki temelji na zgoraj opisanem Popovicsevemu modelu betona.

Znano je, da triosno napetostno stanje, ki je največkrat posledica pasivnega objetja zaradi stremen ali zunanjih plaščev, izboljša tako duktilnost kot nosilnost betona. V tem razdelku je podan le pregled teoretičnih osnov modelov za zajem objetja betonskega jedra s stremensko armaturo iz mehkega jekla, ki so splošno uveljavljeni in široko uporabljani. Zaradi specifičnosti in aktualnosti teme pa smo nekatere najbolj citirane modele in teoretične osnove betona objetega z elastičnim materialom, kot so npr. z vlakni armirani polimeri, predstavili v razdelku 2.4.2. Na tem področju je namreč med raziskovalci še vedno veliko nesoglasij in v zadnjem desetletju je bilo predlaganih kar nekaj modelov, ki pa so bili največkrat testirani le na manjšem številu osno preizkušenih valjev, medtem ko je bilo preizkusov na pravokotnih prizmah in dejanskih stebrih relativno malo. Še manj pa je preizkusov oz. modelov, ki bi upoštevali sodelovanje notranjega (stremenska armatura) in zunanjega (plašč) objetja na odziv stebrov na horizontalno obtežbo.

Prvi modeli, ki so omogočali zajem ugodnega vpliva stremen na konstitucijski zakon betona so temeljili na empiričnih metodah in eksperimentih, v katerih se je izkazalo, da so krožna stremena, oz. spirale učinkovitejše od pravokotnih stremen. Med prve modele objetja štejemo model, ki so ga predlagali Richart *et al.* (1928). Za določitev tlačne trdnosti objetega betona  $f_{cc}$  in pripadajoče deformacije  $\varepsilon_{cc}$  v odvisnosti od prečne napetosti  $f_l$  so predlagali naslednja izraza:

$$f_{cc} = f_c + k_1 f_l; \quad \varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c1} \left(1 + k_2 \frac{f_l}{f_c}\right) \quad (2.26)$$

Glede na eksperimentalne rezultate so za parametra  $k_1$  in  $k_2$  predlagali uporabo vrednosti 4,1 in 5,0 $k_1$ . Zgornji model se je zaradi enostavnosti hitro uveljavil v standardih in v praksi. Praktično vsi nadaljnji modeli objetega betona temeljijo na tem modelu, tudi modeli za beton objekt s kompozitnimi plašči (glej razdelek 2.4.2). V splošnem so raziskovalci le modificirali vrednosti obeh parametrov in načine določitve prečnih napetosti  $f_l$ , za različne konfiguracije stremenske armature z namenom čim boljšega ujemanja analitičnih in eksperimentalnih rezultatov. Kljub številnim predlaganim konstitucijskim zakonom (npr. Kent in Park 1971; Muguruma *et al.* 1980; Sheikh in Uzumeri 1982; Saatcioglu in Razvi 1992; Hoshikuma *et al.* 1997) se je v strokovni literaturi za zajem vpliva konstantne prečne napetosti objetja na  $\sigma$ - $\varepsilon$  odziv betona najbolj prijel t.i. Mandrov model objetja (Mander *et al.* 1988), ki je primeren za različne oblike prerezov in, ki je bil med drugim privzet tudi v sodobnih standardih, kot je npr. EN1998-2. Povečanje tlačne trdnosti in duktilnosti zaradi objetja je odvisna predvsem od učinkovitih prečnih napetosti v jedru prereza, ki jih v primeru krožnih prerezov določimo kot:

$$f_l = 0,5k_e \rho_{sw} f_{syw}; \quad k_e = \frac{A_e}{A_c}; \quad A_e = \frac{\pi D_0^2}{4} \left(1 - \frac{s}{2D_0}\right)^k; \quad A_c = \frac{\pi D^2}{4} (1 - \rho_l); \quad \rho_{sw} = \frac{4A_{sw}}{sD_0} \quad (2.27)$$

oziroma, če upoštevamo vse izraze zgoraj:

$$f_l = \frac{\rho_{sw} f_{syw}}{2} \frac{\left(1 - \frac{s}{2D_0}\right)^k}{1 - \rho_l}, \quad (2.28)$$

oziroma, če zanemarimo vzdolžno armaturo (saj  $\rho_l \ll 1$ ):

$$f_l = \frac{\rho_{sw} f_{syw}}{2} \left( 1 - \frac{s}{2D_0} \right)^k. \quad (2.29)$$

V izrazih (2.27) do (2.29) z eksponentom  $k$  zajamemo različno izvedbo stremen, in sicer v primeru krožnih stremen na razdalji  $s$  za  $k$  upoštevamo vrednot 2, v primeru spiralnih stremen pa za  $k$  upoštevamo vrednost 1.

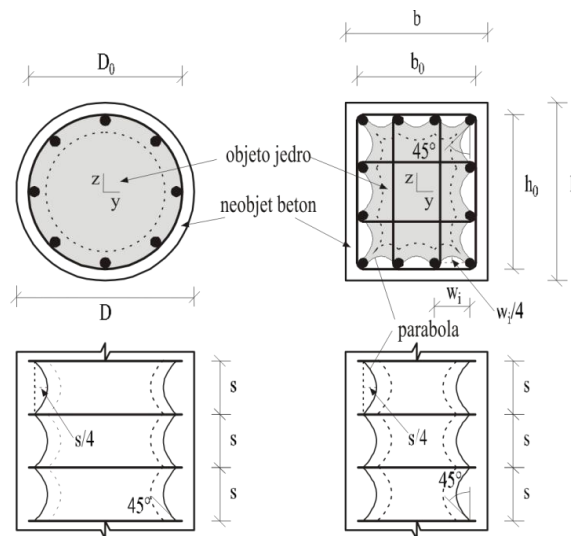
V primeru pravokotnih prerezov pa določimo efektivni napetosti objetja za obe prečni smeri ( $y$  in  $z$ ) posebej (Slika 2.11), t.j.

$$f_{ly} = k_e \rho_{sw,y} f_{syw}; \quad \rho_{sw,y} = \frac{A_{sy}}{sh_0}; \quad (2.30)$$

$$f_{lz} = k_e \rho_{sw,z} f_{szw}; \quad \rho_{sw,z} = \frac{A_{sz}}{sb_0};$$

Če sta obe napetosti precej različni lahko upoštevamo npr. srednjo vrednost ali geometrijsko sredino obeh. Efektivnost objetja  $k_e$ , v primeru pravokotnih prerezov določimo kot:

$$k_e = \frac{A_e}{A_c} = \left( 1 - \frac{s}{2b_0} \right) \left( 1 - \frac{s}{2h_0} \right) \left( 1 - \frac{\sum_{i=1}^n w_i^2}{6b_0 h_0} \right) \quad (2.31)$$



**Slika 2.11:** Efektivnost objetja v krožnem in pravokotnem prerezu  
**Figure 2.11:** Confinement effectiveness for circular and rectangular sections

Za simetrično triosno napetostno stanje, t.j. ko je  $f_x \sim f_y \sim f_z$ , določimo razmerje med tlačno trdnostjo objetega in neobjetega betona kot (Mander *et al.* 1988):

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \frac{f_l}{f_{co}}} - 2,0 \frac{f_l}{f_{co}} - 1,254. \quad (2.32)$$

Deformacijo pri doseženi tlačni trdnosti  $f_{cc}$ , pa določimo kot:

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right]. \quad (2.33)$$

Efektivna napetost objetja je torej odvisna od oblike prereza, oblike, volumnskega deleža in trdnosti prečne armature, razmerja med razmikom stremen in dimenzijami prereza, razmerja med premerom stremen in nepodprto dolžino vzdolžne armature in procenta vzdolžne armature (Fischinger 1999).

Izmed vseh karakteristik objetega betona igra pri duktilnosti elementa največjo vlogo mejna deformacija objetega betona, ki jo določimo z empirično izpeljanim izrazom (2.34). Mejno deformacijo objetega betona  $\varepsilon_{ccu}$  dosežemo, ko se poruši objetje, t.j. ko se pretrga prvo streme. Izraz (2.34) je izpeljan z enačenjem energije, ki se sprosti v stremenih, z energijo, ki jo absorbira beton:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,004 + \frac{1,4\rho_w f_{syw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} \quad (2.34)$$

V zadnjem času raziskovalci tudi za določitev mejne deformacije betona objetega s stremeni naslanjajo na empirične izraze, tako npr. (Fardis 2009) predlaga za monotono obremenitev izraz:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + \left(\frac{10}{h_0}\right)^2 + 0,57 \frac{f_l}{f_{cc}}, \quad (2.35)$$

za ciklično pa

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + \left(\frac{10}{h_0}\right)^2 + 0,4 \frac{f_l}{f_{cc}}. \quad (2.36)$$

Če pa želimo uporabiti le en izraz za oba tipa obremenitve pa lahko uporabimo izraz

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + \left(\frac{1}{x_c}\right)^{3/2} + \frac{1}{3} \frac{f_l}{f_{cc}}. \quad (2.37)$$

V izrazih (2.35)-(2.37) so

$h_0$ ..... višina objetega jedra prereza v smeri obremenjevanja (mm),

$x_c$ ..... višina tlačne cone v jedru prereza (mm),

$f_l$ ..... napetost objetja (izraza (2.28), oz. (2.30) MPa) in

$f_{cc}$ ..... tlačna trdnost objetega betona (MPa).

Zveza med vzdolžnimi in prečnimi deformacijami v betonu, ki jo opišemo z izrazom (2.13) velja le v primeru neobjetega betona. Za določitev te zveze v primeru objetega betona sta Spoelstra in Monti(1999) predlagala iteracijski postopek, pri katerem upoštevamo ravnotežje prečnih napetosti v betonu in v objetju. Predlagani postopek temelji na predhodno opisanem Mandrovem modelu (izrazi (2.20), (2.32), (2.33) in (2.34)), vendar lahko upošteva spremembo napetosti objetja glede na spremembo prečne deformacije.

Če iz izrazov (2.10) in (2.12) izrazimo  $E_{sec}$  in  $\varepsilon_l$  dobimo:

$$E_{sec}(\varepsilon_c, f_l) = \frac{\sigma_c(\varepsilon_c, f_l)}{\varepsilon_c} \quad \text{in} \quad \varepsilon_l(\varepsilon_c, f_l) = \frac{E_c - E_{sec}(\varepsilon_c, f_l)}{2\beta E_{sec}(\varepsilon_c, f_l)}, \quad (2.38)$$

oziroma:

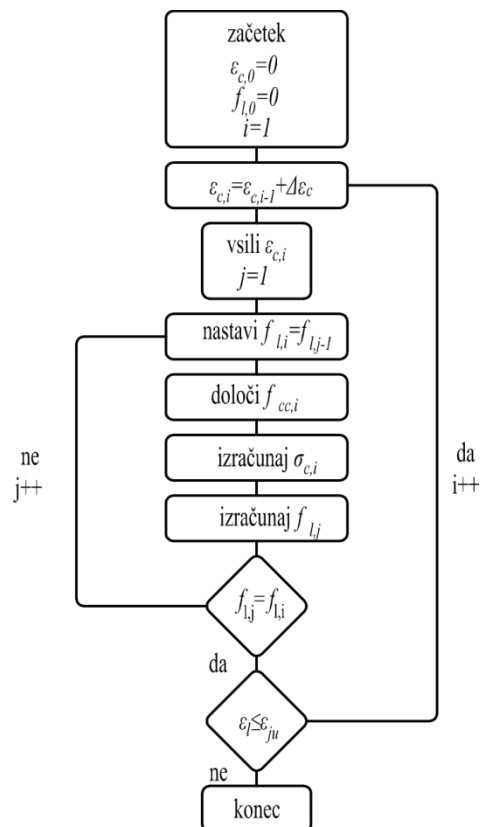
$$\varepsilon_l(\varepsilon_c, f_l) = \frac{E_c \varepsilon_c - \sigma_c(\varepsilon_c, f_l)}{2\beta \sigma_c(\varepsilon_c, f_l)} \quad (2.39)$$

Zvezo med osno deformacijo  $\varepsilon_c$  in osno napetostjo v betonu  $\sigma_c$  določimo iteracijsko po korakih. V vsakem koraku vsilimo osno deformacijo  $\varepsilon_{c,i}$ , za prečno napetost  $f_{l,j}$  pa vzamemo vrednost iz predhodnega koraka  $f_{l,j-1}$  (ob začetku analize je  $f_{l,0}$  običajno enaka 0, razen če uporabimo aktivno objetje, npr. prednapete plašče). Glede na predpostavljeno  $f_{l,j}$ , najprej izračunamo  $f_{cc,i}$  z izrazom (2.32), t.j. tlačno trdnost, kot bi jo imel beton, če bi bil objet s konstantno napetostjo  $f_{l,j}$ . Nato izračunamo še osno napetost v betonu  $\sigma_{cc,i}(\varepsilon_{c,i})$  s pomočjo izraza (2.20). Na podlagi  $\varepsilon_{l,j}$ , ki jo določimo z izrazom (2.39), določimo tudi deformacijo v stremenih  $\varepsilon_{sw,i}$  (v splošnem deformacijo objetja  $\varepsilon_{s,i}$ ), t.j.



$$\varepsilon_{sw} = \varepsilon_l \quad (2.40)$$

in pripadajočo napetost, ki jo določimo z izbranim konstitucijskim zakonom jekla (glej 2.2.3b). Pripadajočo prečno napetost objetja  $f_l$  določimo s pomočjo izrazov (2.28), oz. (2.30). Postopek ponavljamo, dokler se  $f_{l,j}$  na koncu iteracije ni enaka  $f_{l,i}$ , t.j. predpostavljeni napetosti objetja ob začetku iteracije. Vzdolžno deformacijo vsiljujemo, dokler prečna deformacija ni enaka mejni deformaciji objetja, t.j. dokler  $\varepsilon_l < \varepsilon_{ju}$ . Postopek je bil sicer razvit predvsem za modeliranje objetja z elastičnimi plašči, vendar ga zaradi splošnosti lahko uporabimo za objetje s poljubnim materialom za katerega poznamo konstitucijski zakon. Skica iteracij postopka je prikazana na sliki 2.12.



**Slika 2.12:** Iterativno določanje zveze  $\sigma$ - $\varepsilon$  za objeti beton (Spoelstra in Monti 1999)

**Figure 2.12:** Iterative procedure for determination of  $\sigma$ - $\varepsilon$  for confined concrete (Spoelstra in Monti 1999)

Na sliki 2.13a je prikazan vpliv volumskega deleža stremen  $\rho_w$  na zvezo med napetostmi in deformacijami objetega betona. Po pričakovanju večja količina objetja pomeni tako večjo tlačno trdnost  $f_{cc}$ , kot mejno deformacijo betona  $\varepsilon_{ccu}$ . Na abscisi so osne deformacije  $\varepsilon_c$  normirane na deformacijo pri doseženi tlačni trdnosti neobjetega betona  $\varepsilon_{co} \sim 0,002$ . Slika 2.13b pa prikazuje zvezo med prečnimi in vzdolžnimi deformacijami betona za različne volumske deleže stremen  $\rho_w$ . Za primerjavo je prikazana tudi zveza za neobjet beton, kot je prikazana že na sliki 2.10. Tudi tukaj sta osna in prečna deformacija normirani na deformacijo pri doseženi tlačni trdnosti neobjetega betona  $\varepsilon_{co}$ . Opazimo lahko, da pri večji količini objetja prečna deformacija počasneje narašča. Na slikah smo mejno deformacijo betona določili z izrazom (2.34).

Ker lahko ustrezno konstruirana prečna armatura precej izboljša duktilnost AB prerezov, predpisujejo sodobni standardi za gradnjo na potresnih področjih določeno minimalno količino armature za objetje, tako npr. standard EN1998-2 v primerih, da nivo osne sile  $\eta_k$ , ki ga določimo kot:

$$\eta_k = \frac{N}{A_c f_{ck}} \quad (2.41)$$

v stebrih presega vrednost 0,08 določa, da moramo v pravokotnih stebrih na področju plastičnega člena zagotoviti vsaj naslednji mehanski delež prečne armature:

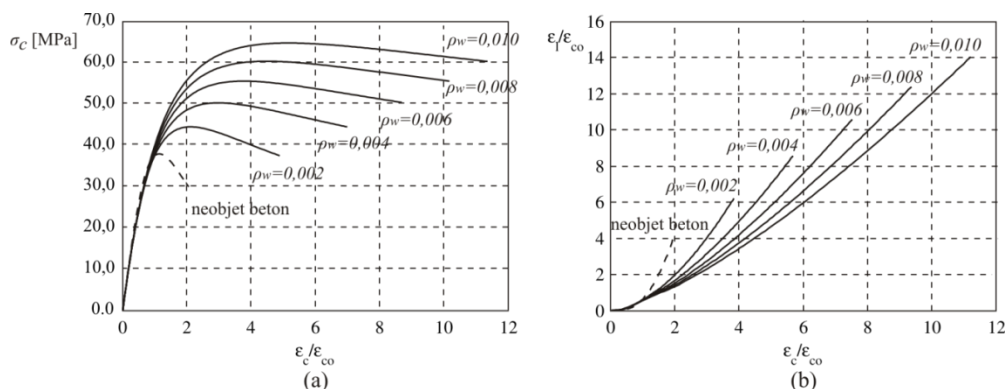
$$\omega_{wd} \geq \max\left(\omega_{w,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,min}\right), \quad (2.42)$$

kjer so  $\omega_{w,min}$  minimalni mehanski delež prečne armature,

$$\omega_{wd} = \rho_{sw} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \quad (2.43)$$

ter  $\omega_{w,req}$  potrebni mehanski delež prečne armature, ki ga določimo kot:

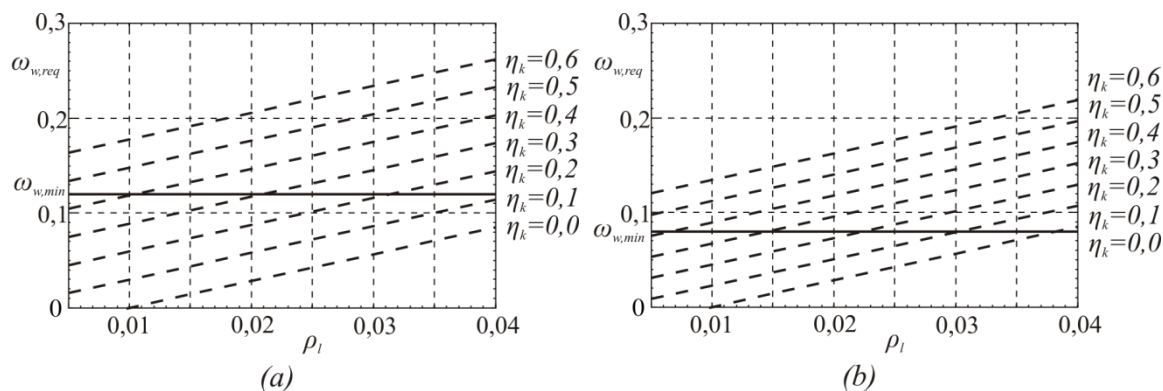
$$\omega_{w,req} = \frac{A_c}{A_{cc}} \lambda \eta_k + 0,13 \frac{f_{yd}}{f_{cd}} (\rho_L - 0,01) \quad (2.44)$$



**Slika 2.13:** Zveza med osnimi napetostmi in deformacijami (a) in osnimi in prečnimi deformacijami (b) za beton objekt z različnimi količinami prečne armature

**Figure 2.13:** Axial stress versus axial strain (a) and lateral strain versus axial strain (b) for concrete confined with different transverse reinforcement ratios

Parametra  $\lambda$  in  $\omega_{w,min}$  iz izraza (2.44) sta odvisna od izbrane duktilnosti konstrukcije. V primeru duktilnih (angl. ductile) konstrukcij za  $\lambda$  upoštevamo vrednost 0,37, za  $\omega_{w,min}$  pa vrednost 0,18, v primeru srednje duktilnih konstrukcij (angl. limited ductile) pa vrednosti 0,28 in 0,12. Izraz (2.44) nam pove, da večji kot je faktor obnašanja (zahtevana duktilnost), višji je nivo sile in višji je delež vzdolžne armature večji je zahtevani mehanski delež prečne armature. Izkaže se, da za nizke nivoje osne sile ( $\eta_k < 0,2$ ) in nizke deleže vzdolžne armature ( $\rho_L < 0,02$ ), potrebno količino prečne armature narekuje  $\omega_{w,min}$ . To je prikazano tudi na sliki 2.14.



**Slika 2.14:** Mehanski delež objetja v odvisnosti od količine vzdolžne armature in nivoja osne sile za primer visoke duktilnosti (a) in primer srednje duktilnosti (b), kot ga zahteva EN1998-2 (CEN 2005c)

**Figure 2.14:** Mechanical ratio of confinement reinforcement in relation to ratio of the longitudinal reinforcement and normalized axial load for ductile (a) and limited ductile (b) structures as required by EN1998-2 (CEN 2005c)

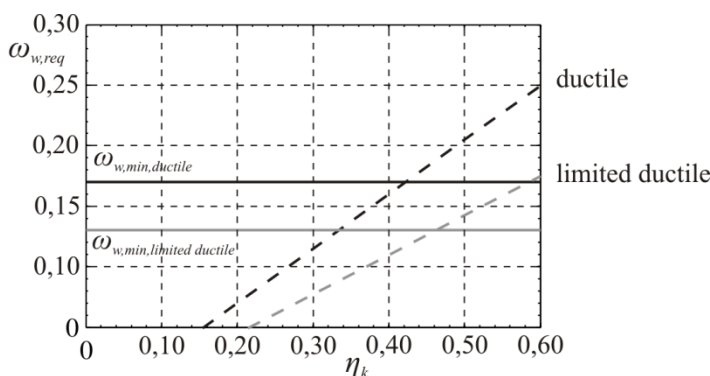
Za razliko od standarda EN1998-2, v predstandardu ENV1998-2 (CEN 1994) potrebna armatura objetja ni bila odvisna od količine vzdolžne armature. Poleg tega je namesto faktorja  $\lambda$  predpisana zahtevana duktilnost za ukrivljenost  $\mu_\phi$ . Zahteve ENV1998-2 smo preverili, ker so bili nekateri obravnavani viadukti projektirani v skladu z določili ENV1998-2. Predstandard ENV1998-2 določa minimalni mehanski delež objetja, kot:

$$\omega_{wd} \geq \max(\omega_{w,req}; \omega_{w,min}) \quad (2.45)$$

kjer

$$\omega_{w,req} = 1,74 \frac{A_c}{A_{cc}} (0,009 \mu_\phi + 0,17) \eta_k - 0,07. \quad (2.46)$$

Vrednosti  $\mu_\phi$  ter  $\omega_{w,min}$  sta za primer duktilnih konstrukcij 13 in 0,12, v primeru konstrukcij z omejeno duktilnostjo pa 7 in 0,08. Tudi v predstandardu narekuje minimalno objetje v primeru nizkega nivoja osne sile  $\omega_{w,min}$ .



**Slika 2.15:** Mehanski delež objetja v odvisnosti od nivoja osne sile za primer visoke in srednje duktilnosti, kot ga zahteva ENV1998-2 (CEN 1994)

**Figure 2.15:** Mechanical ratio of confinement reinforcement in relation to normalized axial load for ductile and limited ductile structures as required by ENV1998-2 (CEN 1994)

Glede na to, da je v tipičnih mostnih stebrih nivo osne sile običajno razmeroma nizek ( $\sim 0,1$ ) je praktično vedno narekuje minimalni delež armature  $\omega_{w,min}$  (Slika 2.15). Zato smo preverili kakšni so pogoji glede minimalnega objetja v nekaterih drugih standardih in literaturi. Izrazi v nadaljevanju so prirejani v podobno obliko kot v primeru standarda EN1998-2. V večini primerov so si izrazi podobni, razlike se kažejo le npr. v upoštevanih trdnostih materialov (nominalne, projektne) kot tudi v konstrukcijskih pogojih, kot so npr. minimalni premer stremen, največja razdalja med stremeni, ipd...

Glede na ACI 318 (2002) je minimalna armatura za objetje podana z:

$$\omega_{wd} \geq 0,3 \left( \frac{A_c}{A_{cc}} - 1 \right) \geq 0,09. \quad (2.47)$$

Izraz (2.47) je privzet tudi v AASHTO (2005), s to razliko, da je minimalni mehanski delež prečne armature pa je, podobno kot v standardu EN1998-2 enak, 0,12, namesto 0,09. Dokument CALTRANS (2006) poleg zgornjih pogojev upošteva tudi vpliv nivoja osne sile, t.j.

$$\omega_{wd} = 0,12(0,5 + 1,25\eta_k) \quad (2.48)$$

Tudi minimalni mehanski delež prečne armature za objetje, ki ga zahteva novozelandski standard NZS3101 (1982) je omejen z bolj strogim izmed izrazov (2.47) in (2.48).

V zgornjih izrazih je predpostavljeno, da je potrebna razmeroma visoka duktilnost za pomike, torej ni razlike glede na izbrano stopnjo duktilnosti. Pauley in Priestley (1992) sta predlagala naslednji izraz

(podobnost s standardom EN1998-2 – tudi minimalni nivo osne sile, pri katerem je pogoj objetja potrebno upoštevati, t.j. 0,08)

$$\omega_{wd} = k \frac{A_c}{A_{cc}} (\eta_k - 0,08) \quad (2.49)$$

Faktor  $k$  je odvisen od potrebne duktilnosti za pomike konstrukcije, podobno kot v EN1998-2. V EN1998-2 je poleg (2.49) upoštevan tudi vpliv količine vzdolžne armature, kot je upoštevan v (2.50) oz. (2.51). Priestley *et al.* (1996a) so povzeli izraze po standardu ATC-32 (ATC-32 1996), kjer je upoštevan tako vpliv nivoja osne sile, kot vpliv deleža vzdolžne armature:

$$A_{sh} = 0,12 s_L h_0 \frac{f_c}{f_{yw}} \left( 0,5 + \frac{1,25N}{f_c A_c} \right) + 0,13 s_L h_0 (\rho_L - 0,01) \quad (2.50)$$

torej

$$\frac{A_{sh}}{s_L h_0} \frac{f_y}{f_c} = 0,12 \left( 0,5 + \frac{1,25N}{f_c A_c} \right) + 0,13 \frac{f_y}{f_c} (\rho_L - 0,01). \quad (2.51)$$

Če v izrazu (2.51) upoštevamo oznake iz izrazov (2.41), (2.27), (2.30) in (2.43), lahko zapišemo:

$$\omega_{w,req} = 0,12(0,5 + 1,25\eta_k) + 0,13 \frac{f_y}{f_c} (\rho_L - 0,01) \quad (2.52)$$

oziroma:

$$\omega_{w,req} = 0,06 + 0,15\eta_k + 0,13 \frac{f_y}{f_c} (\rho_L - 0,01) \quad (2.53)$$

Zaradi razmeroma visoke zahtevane minimalne količine armature za objetje pri nizkih nivojih osne sile in nizkih deležih vzdolžne armature so Wehbe *et al.* (1999) predlagali naslednji izraz, ki za razliko od predhodnih zajema tudi vpliv razmerja med trdnostjo vzdolžne in prečne armature:

$$A_{sw} = 0,1 \mu_{\Delta} s h_c \sqrt{\frac{f_{c,n}}{f_{cm}}} \left[ 0,12 \frac{f_{cm}}{f_{syw}} \left( 0,5 + \frac{1,25P}{f_{cm} A_g} \right) + 0,13 \left( \rho_L \frac{f_{syw}}{f_{sy}} - 0,01 \right) \right] \quad (2.54)$$

Tako izračunano prečno armaturo moramo zagotoviti na ustrezni dolžini stebra, t.j. projektni dolžini plastičnega členka  $L_{pld}$ , ki jo običajno določimo kot večjo izmed 20% razdalje od vpetja do ničle momentne linije in dimenzijo prereza v smeri obremenitve, torej:

$$L_{pld} \geq \max(0,2L; h) \quad (2.55)$$

V primeru, da je nivo osne sile večji od  $0,3f_c A_c$  je potrebno to dolžino običajno povečati za 50%, zaradi možnosti dodatnega povečanja upogibne nosilnosti, ki je posledica višje tlačne trdnosti objetega betona.

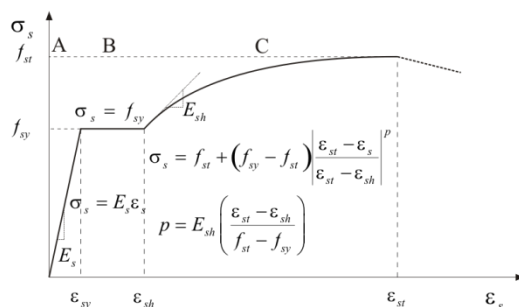
Predpostavljeno je, da imajo stebri, ki so projektirani v skladu z zgornjimi zahtevami približno duktilnost za pomike 8. V primerih, ko zahteve v stebrih niso tako visoke (npr. v primeru projektiranja za srednjo duktilnost) lahko uporabimo tudi manjše količine armature za objetje glede na uporabljene standarde. Novozelandski standard (NZS 3101 1982) je vseboval tudi izraz za oceno duktilnosti stebrov z manjšo količino prečne armature  $A_{sw,provided}$  od zahtevane  $A_{sw,required}$ :

$$\mu_{\Delta} = 2 + 6 \frac{A_{sh,provided}}{A_{sh,required}}. \quad (2.56)$$

Torej je najmanjša pričakovana duktilnost v AB stebrih enaka 2, v primeru izpolnitve zahtev glede minimalnega objetja pa 8.

## b) Jeklo za armiranje

Zvezo med napetostjo in deformacijo pri monotoni natezni obremenitvi armaturne palice lahko razdelimo na tri območja, t.j. linearno elastično (A), plastično (B) in območje utrditve (C), kot je prikazano na sliki 2.16. Na sliki 2.16 so prikazane tudi matematične zveze, s katerimi lahko približno opišemo vsako izmed območij. Za opis zveze med napetostmi in deformacijami jekla z namenom določanja upogibne nosilnosti AB prerezov ali odnosa med momentom in ukrivljenostjo v praksi zgornjo zvezo najpogosteje nadomestimo z enostavnim bi-linearnim modelom (Slika 2.17a).



**Slika 2.16:** Tipična zveza med deformacijami in napetostmi za jeklo  
**Figure 2.16:** Typical monotonic tensile constitutive material model for steel

V primeru ciklične obtežbe z bi-linearnim modelom ne moremo zajeti t.i. Bauschingerjevega efekta, zato tedaj običajno uporabljamo t.i. Giuffrè-Menegotto-Pinto (GMP) model (Giuffrè in Pinto 1970; Menegotto in Pinto 1973), ki omogoča modeliranje gladkega prehoda med asimptoto z začetno togostjo in asimptoto s togostjo utrjevanja jekla (Slika 2.17b). Matematično lahko ta model opišemo z enim samim izrazom:

$$\sigma_s^* (\varepsilon_s^*) = u \varepsilon_s^* + (1-u) \frac{\varepsilon_s^*}{\left[1 + (\varepsilon_s^*)^R\right]^{1/R}}. \quad (2.57)$$

Parameter  $u$  predstavlja razmerje med togostjo utrditve jekla  $E_{st}$  in začetno togostjo jekla  $E_s$ ,  $\varepsilon_s^*$  in  $\sigma_s^*$  pa sta normirana osna deformacija in napetost, ki ju pred razbremenitvijo določimo kot:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s}{\varepsilon_{sy}} \quad \text{in} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s}{\sigma_{sy}}, \quad (2.58)$$

po prvi razbremenitvi pa kot:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{so}}{2\varepsilon_{sy}} \quad \text{in} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{so}}{2\sigma_{sy}}, \quad (2.59)$$

kjer so:

$\varepsilon_s$  in  $\sigma_s$ .....deformacija in napetost jekla

$\varepsilon_{sy}$  in  $\sigma_{sy}$ .....deformacija in napetost ob začetku tečenja armature (Slika 2.18 a)

$\varepsilon_{so}$  in  $\sigma_{so}$ .....deformacija in napetost v točki razbremenitve (Slika 2.18 a)

Parameter  $R$ , ki opisuje prehod med asimptotama, s katerim simuliramo Bauschingerjev efekt, pa določimo kot:

$$R = R_0 - \frac{R_1 \xi}{R_2 + \xi} \quad (2.60)$$

Kjer so  $R_0$ ,  $R_1$  in  $R_2$  eksperimentalno določeni parametri, za katere so v literaturi običajno privzete vrednosti 18, 0,925 in 0,30,  $\xi$  pa je absolutna vrednost plastične deformacije v zadnjem ciklu (Slika 2.18a). Filippou *et al.* (1983) so zgornji model nadgradili tako, da lahko zajame tudi vplive

izotropnega utrjevanja. Z namenom izboljšanje učinkovitosti modela so izraza (2.59) nadomestili z izrazoma:

$$\varepsilon_s^* = \frac{\varepsilon_s - \varepsilon_{so}}{\varepsilon_{s1} - \varepsilon_{so}} \quad \text{in} \quad \sigma_s^* = \frac{\sigma_s - \sigma_{so}}{\sigma_{s1} - \sigma_{so}}, \quad (2.61)$$

kjer sta

$\varepsilon_{s1}$  in  $\sigma_{s1}$ ..... deformacija in napetost v presečišču asimptot (Slika 2.18a).

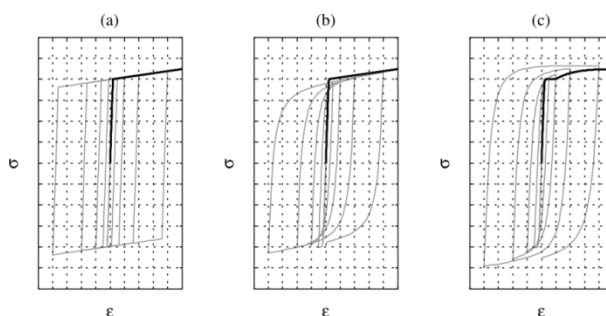
Druga modifikacija pa vključuje spremembo napetosti tečenja jekla zaradi izotropnega utrjevanja, t.j.

$$\sigma_{sy}^e = \sigma_{sy} a_1 \left( \frac{\varepsilon_{s,max}}{\varepsilon_{sy}} - a_2 \right) \quad (2.62)$$

kjer so:

$\varepsilon_{s,max}$ ..... največja absolutna deformacija ob obratu,

$a_1$  in  $a_2$  ..... eksperimentalno določena materialna parametra.



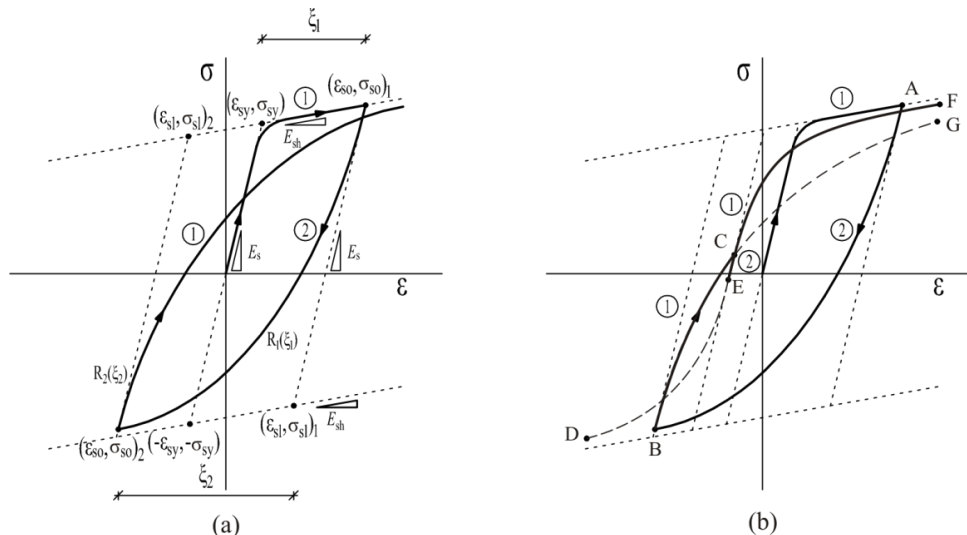
**Slika 2.17:** Tipični modeli za opis zveze med deformacijami in napetostmi za jeklo za monotono obtežbo (temna črta) in ciklično obtežbo (svetla črta), bi-linearen (a), Giufré-Menegotto-Pinto (b) in Chang in Mander (c)

**Figure 2.17:** Typical constitutive material model for steel for monotonic tensile load (dark line) and cyclic load (light line); bi-linear (a); Giufré-Menegotto-Pinto (b); and Chang and Mander (c)

Če uporabimo veliko začetno vrednost za  $R$  (npr. 25) postane GMP model praktično enak bi-linearnemu. Značilnost obeh modelov je, da ne zajemata idealno plastičnega območja, kot je opaženo pri nateznih preizkusih mehkega jekla (Slika 2.16), ampak preideta iz linearnega območja naravnost na območje utrjevanja. Ciklični testi armaturnih palic so pokazali, da idealno plastično obnašanje izgine po nekaj ciklih in torej ne igra pomembnejše vloge, kar potrjuje ustreznost GMP modela. Kljub temu je bil slednji v literaturi nadgrajen tako, da lahko zajame tudi izginjanje plastičnega območja (angl. diminishing yield plateau), npr. (Chang in Mander 1994a), in ki lahko dodatno zajame tudi vpliv nizko-cikličnega utrujanja (angl. low cycle fatigue). Vsi trije omenjeni modeli so vgrajeni v programski paket OpenSees, s katerim smo opravljali numerične analize.

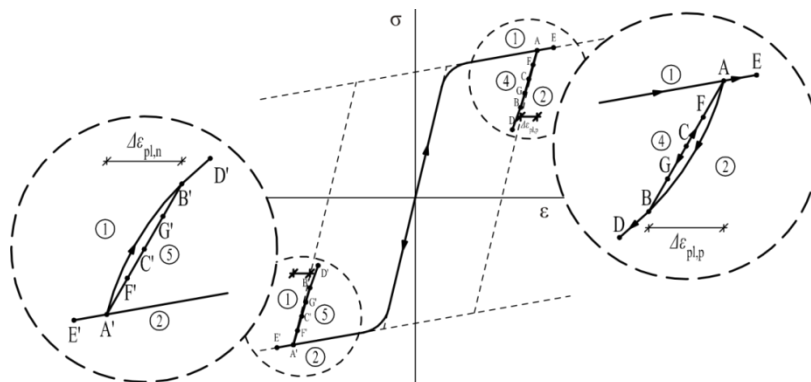
GMP model predvsem razmeroma dobro opiše histerezno obnašanje jekla v primeru polnih ciklov, npr. pri standardnih cikličnih preiskavah, medtem ko v primeru delnih razbremenitev, kot so pogoste pri potresni obtežbi, kaj hitro preceni vrednost napetosti v armaturnih palicah (angl. strength overshooting). Ker pa je odziv AB elementov v glavnem odvisen od histereznega obnašanja jekla je tako precenjena tudi dosežena sila v elementu. Slika 2.18b prikazuje primer odnosa med napetostmi in deformacijo v primeru ciklične obtežbe. Denimo, da armaturni palici vsilimo deformacijo do točke A in jo nato najprej razbremenimo in vsilimo pomik do točke B (oznaka 1 pomeni naraščanje deformacije, oznaka 2 pa padanje). Nato spet palico razbremenimo in obremenimo do točke C, kjer spet spremenimo predznak obremenitve in gremo do točke E. Če bi nadaljevali z obremenjevanjem bi prišli do točke D, vendar v točki E začnemo palico zopet obremenjevati v pozitivni smeri do točke F.

Če se v točki C ne bi ustavili bi sicer prišli do točke G, kar je pričakovan odziv, kljub manjši razbremenitvi iz točke C v E. Omeniti velja, da manjša kot je »motnja«, ki je bodisi posledica režima obremenjevanja bodisi numerične napake, večjo razliko v odzivu dobimo, saj je togost ob spremembi predznaka obremenitve vedno enaka začetni togosti jekla.



**Slika 2.18:** GMP model jekla; (a) parametri v izrazih (2.57) - (2.62); (b) delna razbremenitev  
**Figure 2.18:** GMP steel model; (a) parameters of equations (2.57) - (2.62); (b) partial unloading

Za rešitev problema delnih razbremenitev (angl. partial unloading) so npr. Chang in Mander (1994a) ter Kunnath *et al.* (2009) predlagali shranjevanje zgodovine določenega števila ciklov (običajno 10 do 16), kar za praktične primere običajno zadostuje. V našem delu smo za odpravo opisanega problema uporabili tudi enostavnejšo rešitev, kot je prikazano na sliki 2.19. Predpostavili smo, da se v primeru delnih razbremenitev, ki jih definiramo kot razbremenitve, pri katerih je absolutna vrednost razlike v deformacijah med dvema spremembama predznaka deformacije (točki A in B oz. A' in B' na sliki 2.19) manjša od dvakratnika deformacije na meji tečenja, material obnaša linearno, t.j. po črti, ki povezuje točki A in B (v tlaku podobno A' in B'). Tedaj torej preidemo iz pravila 1 ali 2 na pravilu 4 ali 5. Po delni razbremenitvi (iz točke B (B') se lahko vrnemo na točko C (C'), ki se nahaja na pravilu 4 (5), ali na E (E'), ki se nahaja na pravilu 1 (2). V primeru manjših ciklov okrog točke C (C'), t.j. npr. v F in G (F' in G') ostanemo na pravilu 4 (5), če pa pridemo z deformacijo izven območja AB (A'B') pa se vrnemo nazaj na pravilu 1 ali 2 (točke D, E, D' in E'). V primerjavi z osnovnim GMP modelom torej potrebujemo le še podatek o deformaciji v točki obrata po delni razbremenitvi, t.j. v B oz. B'.



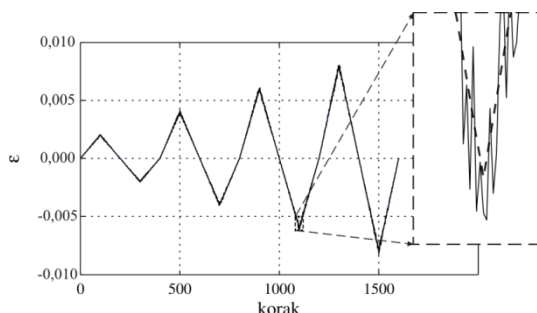
**Slika 2.19:** Modifikacija GMP modela jekla za primere delne razbremenitve  
**Figure 2.19:** Modification of the GMP steel model for partial unloading modelling

Na preprostem primeru si oglejmo kako zgornja modifikacija vpliva na odziv armaturne palice na ciklično obtežbo. Predpostavimo dva primera obremenitve, kot sta prikazana na sliki 2.20. V prvem uporabimo »gladko« obremenitev (črtkana črta), t.j. obtežba je bodisi monotono naraščajoča bodisi

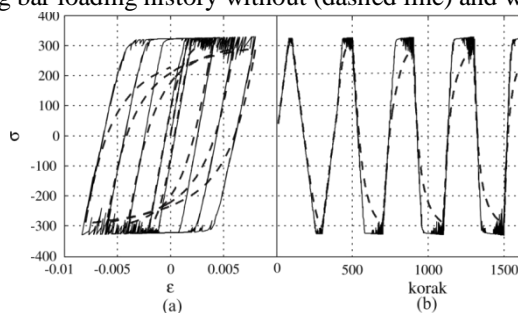
padajoča čez celoten cikel, v drugem primeru pa vpeljemo naključne motnje reda velikosti 1/100 deformacije (polna črta), t.j.

$$\varepsilon_2 = (1 + 0,01 \cdot (rand - 0,5)) \varepsilon_1 \quad (2.63)$$

kjer je *rand* enakomerno porazdeljeno naključno število iz intervala (0,1). Čeprav sta si na prvi pogled obe obremenitvi zelo podobni (Slika 2.20), dobimo brez zgornje modifikacije dva popolnoma drugačna odziva (Slika 2.21), če pa upoštevamo zgornjo modifikacijo pa med odzivoma ni bistvene razlike (Slika 2.22).

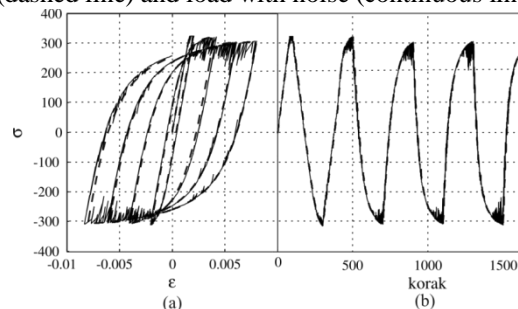


**Slika 2.20:** Zgodovina obremenitev armaturne palice brez (črtkana črta) in s šumom (polna črta)  
**Figure 2.20:** Reinforcing bar loading history without (dashed line) and with noise (continuous line)



**Slika 2.21:** Odnos sigma-epsilon za GMP (a) in zgodovina napetosti v palici (b), za »gladko« obremenitev (črtkana črta) in obremenitev s šumom (polna črta)

**Figure 2.21:** Stress-strain response of the GMP model (a) and stress-history response (b) for a smooth load (dashed line) and load with noise (continuous line)



**Slika 2.22:** Odnos sigma-epsilon za modificirani GMP (a) in zgodovina napetosti v palici (b), za »gladko« obremenitev (črtkana črta) in obremenitev s šumom (polna črta)

**Figure 2.22:** Stress-strain response of the modified GMP model (a) and stress-history response (b) for a smooth load (dashed line) and load with noise (continuous line)

Poleg tega je GMP model primeren le za analizo odziva s stremeni ustrezno podprtih vzdolžnih palic v katerih ne pričakujemo uklona, npr. v stebrih konstruiranih v skladu s sodobnimi standardi. Ker pa v starejših konstrukcijah lahko pride do uklona vzdolžne armature, morajo biti konstitucijski modeli za oceno odziva starejših stebrov sposobni zajeti tudi možnost le tega. Konstitucijske modele jekla, ki lahko zajamejo tudi uklon so predlagali npr. Monti in Nuti (1992), Gomes in Appleton (1997), Dhakal in Maekawa (2002a, 2002b) ter Massone in Moroder (2009). V večini so bili omenjeni modeli izpeljani in verificirani s tlačnimi preizkusi ustrezno podprtih palic – simuliran je bil torej primer, ko so vzdolžne palice podprte z ustrezno močnimi stremeni in, ko je krovni sloj betona že odpadel (Slika

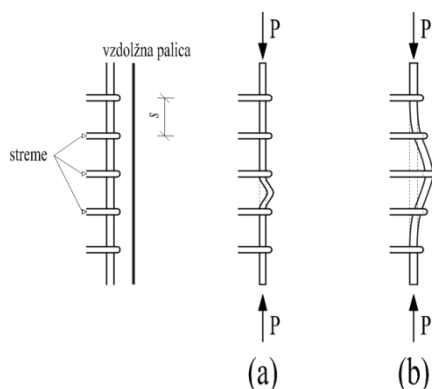


2.23 a). Tlačni preizkusi (Monti in Nuti 1992; Bayrak in Sheikh 2001; Bae *et al.* 2005) so pokazali, da v primerih, ko je razdalja med stremeni manjša od 5~6 premerov vzdolžne armature, ne pride do uklona palic med stremeni. Podobne zahteve glede razmerja med razdaljo med stremeni  $s$  in premerom vzdolžne armature  $d_{bL}$  zaradi preprečevanja uklona vzdolžne armature med ravnimi stremen so podane tudi v standardu EN1998-2, t.j.

$$5 \leq \frac{s}{d_{bL}} = 2,5 \left( \frac{f_{tk}}{f_{syk}} \right) + 2, 2,5 \leq 6, \quad (2.64)$$

oziroma v strokovni literaturi (Priestley *et al.* 1996a):

$$\frac{s}{d_{bL}} \leq 3 + 6 \left( \frac{f_{tk}}{f_{syk}} - 1 \right) \leq 6. \quad (2.65)$$



**Slika 2.23:** Uklon vzdolžne armature: V primeru močnih stremen lahko pride do uklona vzdolžne armature med stremeni (a), v primeru šibkejših stremen pa lahko pride do uklona čez več ravni stremen (b)

**Figure 2.23:** Buckling of longitudinal reinforcement. Buckling between layers of transverse reinforcement (a); and buckling involving several layers of transverse reinforcement (b)

Za preprečitev uklona vzdolžnih palic čez več ravni stremen (Slika 2.23 b) predpisuje EN1998-2 poleg konstrukcijskih zahtev glede izvedbe stremen in razdalje med stremeni  $s_T$  tudi minimalen prerez stremen:

$$\min \left( \frac{A_t}{s} \right) = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{1,6 f_{syw}} \left( \text{mm}^2 / \text{m} \right), \quad (2.66)$$

kjer so:

$A_t$  ..... prerez enega stremena v  $\text{mm}^2$ ;

$s$  ..... razdalja med stremeni v m;

$\Sigma A_s$  ..... vsota prerezov vzdolžnih palic, ki so podprte z enim stremenom v  $\text{mm}^2$ ;

$f_{syw}$  ..... meja tečenja stremen; in

$f_{sy}$  ..... meja tečenja vzdolžne armature.

Izraz (2.66) je izpeljan na podlagi zahteve, da je nosilnost stremen, tipično na razdalji 10 cm, enaka vsaj eni šestnajstini nosilnosti podprtih palic, kar je v večini primerov približno res. Izraz (2.66) lahko zapišemo tudi v brez dimenzijski obliki, in sicer (Priestley *et al.* 1996a):

$$\frac{A_t}{s} = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{16 \cdot 6 d_{bL} f_{syw}} \approx \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{100 d_{bL} f_{syw}}, \quad (2.67)$$

s čimer namesto 10 cm upoštevamo razdaljo šestih premerov vzdolžne armature  $d_{bL}$ .

Večina omenjenih konstitucijskih modelov jekla torej lahko eksplicitno zajame le možnost uklona vzdolžne armature med posameznimi plastmi stremen, t.j. predpostavljeno je, da je uklonska dolžina palice približno enaka razmiku med stremeni, ne morejo pa zajeti možnosti uklona čez več ravni stremen. Pri večini modelov je tudi privzeto, da zaradi uklona ne more priti do tečenja prečne armature. Sato in Ko (2007) sta na podlagi predhodnikov (Scribner 1986; Tanoue *et al.* 2002) izbrala bolj splošen pristop k opisu uklona vzdolžne armature, ki temelji na klasični teoriji uklona, po kateri lahko določimo uklonsko silo palice kot:

$$N_b = -3,3\sqrt{\beta E_{sr} I_s} \quad (2.68)$$

in uklonsko dolžino kot:

$$l_b = 4,4\sqrt{\frac{E_{sr} I_s}{\beta}} \quad (2.69)$$

Podobno metodo sta predlagala tudi Dhakal in Maekawa (2002b), kjer uklonsko dolžino palice določimo s pomočjo iteracij. Faktorja -3,3 in 4,4 v izrazih (2.68) in (2.69) sta določena empirično in sta privzeta na podlagi raziskav, ki so jih opravili Suda *et al.* (1996),  $E_{sr}$  je reduciran modul elastičnosti vzdolžne armature, za katerega običajno privzamemo vrednost 20GPa,  $\beta$  pa je togost ravni stremen, ki podpirajo vzdolžne palice (Slika 2.24), ki jo izračunamo kot:

$$\beta = \frac{1}{\frac{1}{\beta_{w1}} + \frac{1}{\beta_{w2}}} + \beta_c \quad (2.70)$$

V izrazu (2.70) sta  $\beta_{w1}$  osna togost, ki jo določimo z izrazom (2.71) in  $\beta_{w2}$  upogibna togosti stremen, ki jo določimo z (2.72).

$$\beta_{w1} = \frac{E_{w1} A_w N_w}{sh N_s} \quad (2.71)$$

$$\beta_{w2} = \frac{384 E_w I_w}{s N_{st} I_w^3} \quad (2.72)$$

Avtorji poleg podpor zaradi stremen predlagajo tudi upoštevanje dodatka zaradi krovnega sloja betona, ki lahko palicam kljub razpokam nudi precejšnje podporo. Togost krovnega sloja je povezana z deležem stremenske armature  $\rho_w$ , številom palic med sosednjima horizontalnima stremenoma  $N_{st}$ , elastičnim modulom betona  $E_c$  in modulom elastičnosti stremenske armature  $E_{w1}$ , t.j.

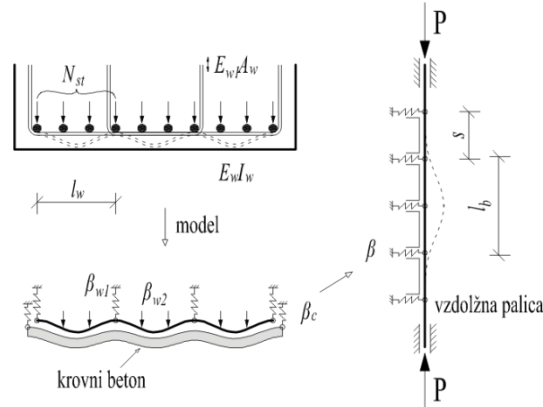
$$\beta_c = 0,15 \frac{\rho_w E_c}{N_{st}} \left( \frac{E_{w1}}{E_w} \right)^{0,2} \quad (2.73)$$

Pri tem delež stremen  $\rho_w$  določimo kot:

$$\rho_w = \frac{N_w A_w}{b s_w} \quad (2.74)$$

$E_w$ ,  $A_w$  in  $I_w$  so elastični modul, prečni prerez in vztrajnostni prerez vsakega izmed  $N_w$  stremen,  $h$  je višina prereza. Eksperimentalne preiskave so pokazale, da se elastični modul stremen ob začetku tečenja občutno zmanjša (stremena stečejo), zato avtorji metode predlagajo za  $E_w$  v primeru osne togosti (2.71) upoštevanje vrednosti  $E_{w1}=1,8$  GPa, v primeru upogibne togosti stremen pa lahko uporabimo začetno togost, t.j.  $E_w=200$  GPa (Sato in Ko 2007).

Za opis uklona je torej vzdolžna armatura modelirana kot obojestransko vpeta palica vmesno podprta z elastičnimi vzmetmi s togostmi  $\beta$  na razdaljah  $s$ , kot je prikazano na sliki 2.24:



Slika 2.24: Izračun togosti  $\beta$  za določitev kritične uklonske dolžine in napetosti (po Sato in Ko 2008)

Figure 2.24: The calculation of stiffness  $\beta$  for determination of critical buckling length and stress (after Sato in Ko 2008)

Glede na model Sato-Ko (2008) opišemo zvezo med napetostjo in deformacijo uklonjene palice kot:

$$\sigma_s = (\sigma_{br} - \sigma_b) \frac{c_2 - \sqrt{c_2^2 + 1}}{2} + \sigma_{br}, \tag{2.75}$$

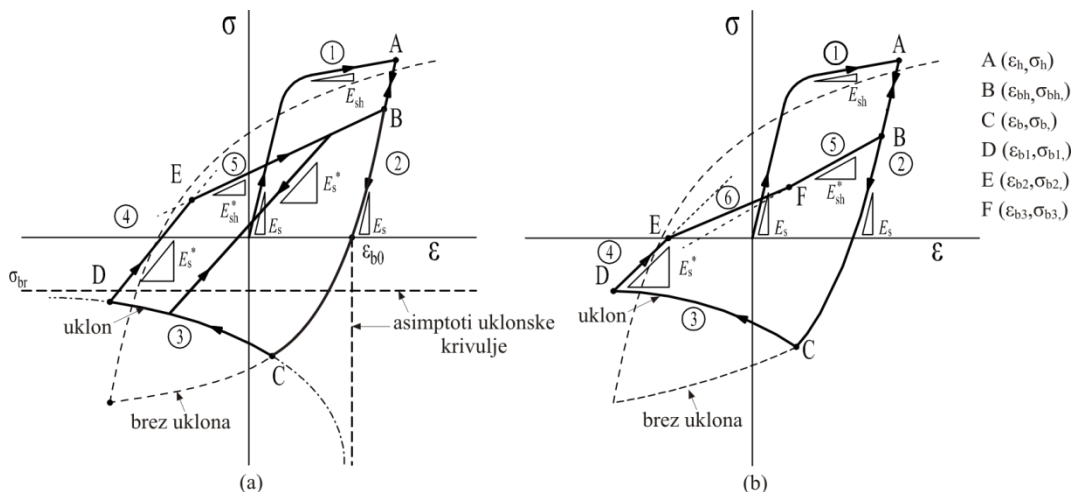
kjer sta:

$$c_2 = \frac{(\varepsilon - \varepsilon_b)}{5} \left( \frac{d_{bL}}{l_b} \right)^2 \tag{2.76}$$

in

$$\sigma_{br} = -500 \left( \frac{d_{bL}}{l_b} \right)^2 \sqrt{\sigma_{sy}}. \tag{2.77}$$

$\sigma_{br}$  je preostala napetost (horizontalna asimptota na sliki 2.25) uklonjene palice v tlaku, ki je odvisna od pogojev objeta.



Slika 2.25: Histerezni model za zajem uklona za primer, ko  $\sigma_{bh} \geq \sigma_{b2} \geq 0$  (a); in ko  $\sigma_{bh} \leq \sigma_{b2}$  ali  $\sigma_{b2} \leq 0$  (b) (po Gomes in Appleton 1997; Tanoue *et al.* 2002)

Figure 2.25: Hysteretic model for buckled bar; (a)  $\sigma_{bh} \geq \sigma_{b2} \geq 0$ ; (b)  $\sigma_{bh} \leq \sigma_{b2}$  or  $\sigma_{b2} \leq 0$  (after Gomes in Appleton 1997; Tanoue *et al.* 2002)

Uporaba zgornjega modela vodi do nekaterih nejasnosti, in sicer zveza med napetostjo in deformacijo uklonjene palice (2.75) je odvisna od parametra  $c_2$  (2.76), ki je ob upoštevanju navedenih enot zelo majhen ( $\sim 10^{-5}$ ), kar pomeni, da daje izraz (2.75) praktično konstantne vrednosti. Če izraz (2.75) limitiramo proti (-) neskončno, dobimo vrednost horizontalne asimptote, t.j.:

$$\lim_{c_2 \rightarrow \infty} (\sigma_{br} - \sigma_b) \frac{c_2 - \sqrt{c_2^2 + 1}}{2} + \sigma_{br} = \sigma_{br}, \quad (2.78)$$

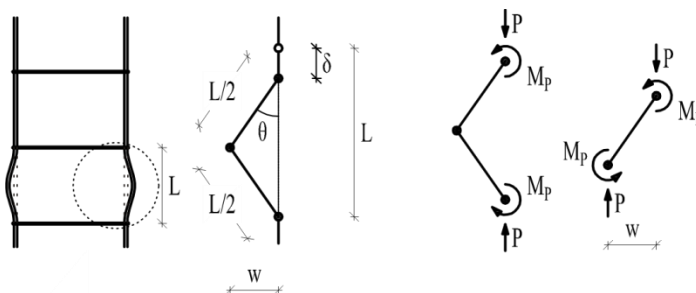
kar je v skladu s pričakovanji, toda ko gre  $c_2$  proti 0, bi pričakovali vrednost kritične napetosti:

$$\sigma_b = \frac{N_b}{A_b}, \quad (2.79)$$

vendar dobimo namesto tega vrednost:

$$\lim_{c_2 \rightarrow 0} (\sigma_{br} - \sigma_b) \frac{c_2 - \sqrt{c_2^2 + 1}}{2} + \sigma_{br} = \frac{\sigma_b + \sigma_{br}}{2} \quad (2.80)$$

Če bi v izrazu (2.75) izpustili deljenje z 2, bi sicer dobili ustrezno vrednost, t.j.  $\sigma_b$ , vendar ima zgornji izraz še eno pomanjkljivost, in sicer, da je vrednost  $\sigma_b$  konstantna ne glede na zgodovino obremenjevanja, kar ni v skladu z eksperimentalnimi preiskavami (Monti in Nuti 1992; Gomes in Appleton 1997). Zato smo združili pristopa za modeliranje uklona, kot so jih predlagali Gomes in Appleton ter Sato in Ko. Kot je bilo že prej opisano, je v prvem modelu predpostavljeno, da lahko pride do uklona vzdolžne armature le med stremeni (uklonska dolžina  $\sim 0,5s$ ), v drugem pa je uklonska dolžina vzdolžnih palic določena glede na togost ravni stremen  $\beta$  (Slika 2.24). Ob tem smo ohranili plastični mehanizem uklona, prikazan na sliki 2.26, kot sta ga predlagala Gomes in Appleton ter ga aplicirali na ustrezno uklonsko dolžino, ob enem pa smo ohranili tudi horizontalno asimptoto  $\sigma_{br}$ , kot sta jo predlagala Sato in Ko (predvsem zaradi zajema ugodnega vpliva zunanjega objekta, npr. zaradi kompozitnih plaščev, na preprečevanje uklona vzdolžnih palic). Podoben pristop so sicer pri implementaciji materialnega modela za armaturne palice v programu OpenSees upoštevali tudi Kunnath *et al.* (2009), ki pa niso podali nikakršnih napotkov glede določanja dodatno vpeljanih materialnih parametrov ( $r$ ,  $\beta$  in  $\gamma$ ).



**Slika 2.26:** Ravnotežje sil na uklonjeni vzdolžni palici (po Gomes in Appleton 1997)  
**Figure 2.26:** Equilibrium of a buckled longitudinal steel bar (after Gomes in Appleton 1997)

Gomes in Appleton sta predpostavila ravnotežni pogoj uklonjene palice, kot je prikazan na 2.26, ki ga zapišemo kot:

$$P = \frac{2M_p}{w}, \quad (2.81)$$

kjer je  $M_p$  plastični moment palice, ki ga v primeru brez upoštevanja interakcije med osno silo in momentom (N-M), določimo kot:

$$M_p = 0,424\pi R^3 f_{sy} = \frac{0,424\pi d_{bL}^3 f_{sy}}{8}. \quad (2.82)$$

Zvezo med osnim ( $\delta$ ) in prečnim pomikom ( $w$ ) nato izrazimo prek kota  $\theta$  (Slika 2.26) kot:

$$w = \frac{L}{2} \sin \theta; \quad \delta = L(1 - \cos \theta), \quad (2.83)$$

oziroma, s Pitagorovim izrekom:

$$w^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 - \left(\frac{L - \delta}{2}\right)^2. \quad (2.84)$$

Torej lahko pišemo:

$$w = \sqrt{\frac{L^2}{4} - \frac{L^2}{4} + \frac{2\delta L}{4} + \frac{\delta^2}{4}} = \sqrt{\frac{2\delta L}{4} + \frac{\delta^2}{4}} \approx \sqrt{\frac{\delta L}{2}}. \quad (2.85)$$

Iz izrazov (2.82) in (2.85) dobimo:

$$P = \frac{2\sqrt{2}M_p}{\sqrt{L\delta}}. \quad (2.86)$$

Če povprečno deformacijo ( $\varepsilon_s$ ) in napetost ( $\sigma_s$ ) v vzdolžni palici izrazimo kot:

$$\varepsilon_s = \frac{\delta}{L}; \quad \sigma_s = \frac{P}{A_s}, \quad (2.87)$$

lahko izraz (2.86) zapišemo kot:

$$\sigma_s = \frac{2\sqrt{2}M_p}{A_s L \sqrt{\varepsilon_s}} \quad (2.88)$$

Tako dobimo novo zvezo med napetostjo in deformacijami uklonjene palice. Za izračun plastičnega momenta zaradi poenostavitve nismo upoštevali interakcije med osno silo in upogibnim momentom palice, kar sicer nekoliko vpliva na odziv pri nižjih deformacijah pri višjih pa ni bistvenih razlik (Gomes in Appleton 1997). Če v izrazu (2.88) upoštevamo še izraz za prerez palice, ga lahko še nekoliko poenostavimo, t.j.:

$$\sigma_s = \frac{2\sqrt{2} \cdot 0,424\pi d_{bl}^3 f_{sy}}{8 \frac{\pi d_{bl}^2}{4} L \sqrt{\varepsilon_s}} = \frac{\sqrt{2} \cdot 0,212 d_{bl} f_{sy}}{L \sqrt{\varepsilon_s}} \approx \frac{0,3 d_{bl} f_{sy}}{L \sqrt{\varepsilon_s}} \quad (2.89)$$

Kot že omenjeno za upoštevanje ugodnega vpliva zunanega objekta izrazu (2.89) prištejemo izraz (2.77). Torej lahko zvezo med napetostmi in deformacijami uklonjene armaturene palice zapišemo kot:

$$\sigma_s = \frac{0,3 d_{bl} f_{sy}}{L \sqrt{\varepsilon_s}} + \sigma_{br} \quad (2.90)$$

Deformacijo pri kateri se v palici spremeni predznak napetosti iz pozitivnih v negativne označimo z  $\varepsilon_{b0}$ . Skozi to deformacijo poteka vertikalna asimptota uklonske krivulje. S tem dobimo končno zvezo med deformacijo in napetostjo uklonjene palice (2.91), točko C ( $\varepsilon_b, \sigma_b$ ) pa določimo iz presečišč krivulj 2 in 3 (Slika 2.25).

$$\sigma_s = \frac{0,3 d_{bl} f_{sy}}{L \sqrt{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_s}} + \sigma_{br} \quad (2.91)$$

Togost na območju pravila 3 tako znaša:

$$E_3 = \frac{d\sigma_s}{d\varepsilon_s} = -\frac{0,15d_{bL}f_{sy}}{L\sqrt{\varepsilon_{b0} - \varepsilon_s}}. \quad (2.92)$$

Za razbremenjevanje uklonjene palice iz tlaka sta Sato in Ko predpostavila linearna histerezna pravila 4 in 5, kot je prikazano na sliki 2.25. Napetost  $\sigma_{bh}$  (Slika 2.25, točka B), ki jo potrebujemo za definicijo histereznih pravil za razbremenitev uklonjene palice in ponovno obremenitev v nateg določimo z izrazom (2.93).  $\sigma_{bh}$  je odvisna od modula razbremenitve  $E_s^*$ , ki ga določimo z izrazom (2.94).

$$\sigma_{bh} = \sigma_h \left( \frac{2E_s^*}{E_s^* + E_s} \right) \quad (2.93)$$

Togosti razbremenjevanja iz tlaka po tem, ko se palica ukloni,  $E_s^*$ , in togost ponovnega obremenjevanja v nateg,  $E_{sh}^*$ , določimo kot (Slika 2.25, pravili 4 in 5):

$$E_s^* = E_s \exp(-4c_b^2) [MPa], \quad (2.94)$$

$$E_{sh}^* = \left( \frac{E_s^* E_{sh}}{E_s} \right) \exp\left(-\frac{5f_{sy}c_b}{\sigma_b}\right) [MPa], \quad (2.95)$$

kjer

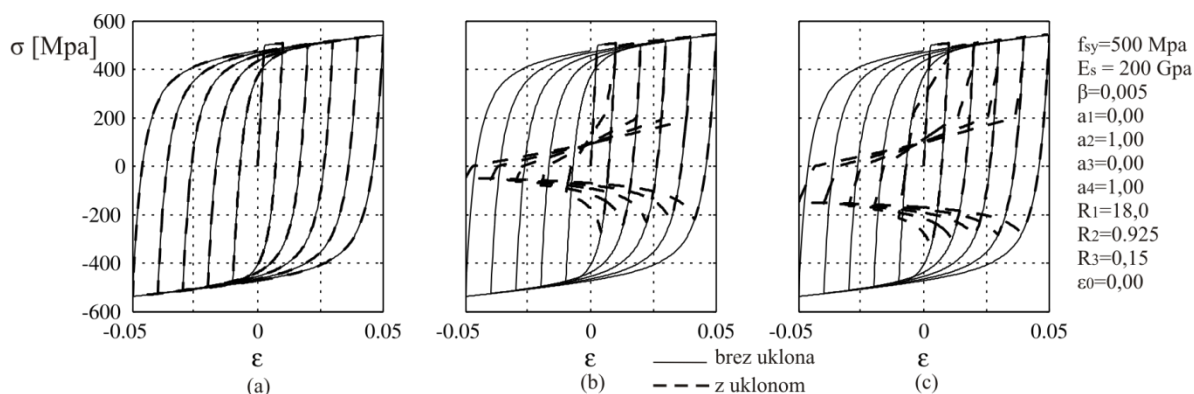
$$c_b = \frac{\sigma_b - \sigma_{b1}}{\sigma_b - \sigma_{br}} \quad (2.96)$$

V splošnem je napetost  $\sigma_{b2}$  pozitivna, kot je prikazano na sliki 2.25. V posebnih primerih, ko je napetost  $\sigma_{b2}$  negativna ali večja od  $\sigma_{bh}$ , je potrebno med pravili 4 in 5 dodati pravilo 6 (Slika 2.25b). Točki  $E$  in  $F$  določimo na podlagi presečišč premic. Če se na pravilih 4, 5 ali 6 spremeni predznak obremenitve predpostavimo linearno obnašanje vzporedno s togostjo  $E_s^*$ , ki gre v negativni smeri do pravila 3, v pozitivni pa do pravila kjer se je zgodila zadnja sprememba predznaka obremenitve.

Pri večanju negativne deformacije iz pravila 2 preidemo v primeru, da pride do uklona vedno na pravilo 3 (točka C). Ob zamenjavi predznaka spremembe deformacije (točka D), preidemo glede na spremembo deformacije bodisi na linearna pravila 4, 5 ali 6 bodisi na pravilo 1, t.j. ko je deformacija spet večja od deformacije v točki  $A(\varepsilon_h, \sigma_h)$ , ko smo se začeli razbremenjevati palico iz natega. Če se predznak spremembe deformacije spremeni na pravilih 4, 5 ali 6 se v tlak vračamo po pravilu 7, dokler ne pridemo spet na uklonsko krivuljo – pravilo 3.

Ali se bo vzdolžna palica uklonila ali ne je tudi zelo odvisno od tega ali je krovni sloj betona še prisoten ali ne, saj ta nudi dodatno oporo palici. Po drugi strani pa lahko v primeru tanjših krovnih slojev uklon palice tudi povzroči prezgodnje odpadanje krovnega betona. Za pravilno modeliranje bi seveda mogli tako interakcijo upoštevati, vendar ker so enoosni materiali v programu OpenSees neodvisni med seboj bi težko zaznali kdaj je prišlo do porušitve krovnega sloja betona ali do tečenja stremen ipd. in posledično do možnosti uklona vzdolžnih palic. Poleg tega tudi samo jedro betona dodatno potiska vzdolžne palice navzven kar dodatno zakomplicira problem. Za poenostavljeno kontrolo smo v materialnem modelu, ki smo ga vgradili v OpenSees, vpeljali dodaten vhodni parameter, t.j. razliko v vzdolžni deformaciji po kateri lahko pride do uklona armature. V tem primeru podane vrednosti ne primerjam z absolutno vrednostjo deformacije, pač pa z doseženo tlačno plastično deformacijo vzdolžne armature. Namreč izkazalo se je, da se vzdolžna armatura navadno ukloni, po razbremenjevanju iz natega že pri pozitivni absolutni deformaciji. Za določitev deformacije v betonu po kateri pride do uklona vzdolžne armature se lahko naslanjamo tudi na priporočila, ki so jih npr. podali Scribner (1986) ali Dhakal in Maekawa (2002b).

Na naslednji sliki je prikazan odziv materialnega modela Steel04 glede na različne vhodne podatke (črtkana črta). Odziv je primerjan z odzivom osnovnega GMP modela brez uklona (polna črta).



**Slika 2.27:** Primerjava modelov jekla v programu OpenSees Steel02 (polna črta) in Steel04 (črtkana črta) za različne vhodne parametre; (a) brez uklona, (b)  $d_{bL}/l_b = 0,1$  in  $\sigma_{br} = 0$ ; (c)  $d_{bL}/l_b = 0,1$  in  $\sigma_{br} = -100$  MPa

**Figure 2.27:** Comparison of two OpenSees steel models Steel02 (continuous line) and Steel04 (dashed line) for different input parameters; (a) no buckling, (b)  $d_{bL}/l_b = 0,1$  in  $\sigma_{br} = 0$ ; (c)  $d_{bL}/l_b = 0,1$  in  $\sigma_{br} = -100$  MPa

### c) Kompozitni materiali – armirane plastike (FRP)

Kompozitni materiali so vsi materiali, ki so sestavljeni iz dveh ali več komponent, ki med seboj delujejo tako, da so lastnosti kompozita drugačne (boljše) od lastnosti posameznih komponent. V nadaljevanju bomo besedo kompozit rabili v pomenu polimernih smol armiranih z vlakni. Polimeri armirani z vlakni (v nadaljevanju FRP - angl. Fiber Reinforced Polymer) so kompoziti, ki so sestavljeni iz organskih ali anorganskih vlaken (ojačitveni material) in umetne smole (matrica), ki lahko vsebuje še različne dodatke. Glede na to, da so se začele armirane plastike v gradbeništvu pogosteje uporabljati šele v zadnjem času, je v tem razdelku podanih nekoliko več informacij o prednostih in slabostih tega materiala. Čeprav gre za razmeroma nov material je v zadnjem času viden tudi napredek v tehnični regulativi in napotkih inženirjem na tem področju (Preglednica 2.2). Z izjemo enega dokumenta so vsi nastali šele v začetku tega tisočletja.

**Preglednica 2.2:** Standardi in napotki za projektiranje utrditev AB konstrukcij z uporabo armiranih plastik

**Table 2.2:** Standards and guidelines for retrofitting of RC structures using FRP

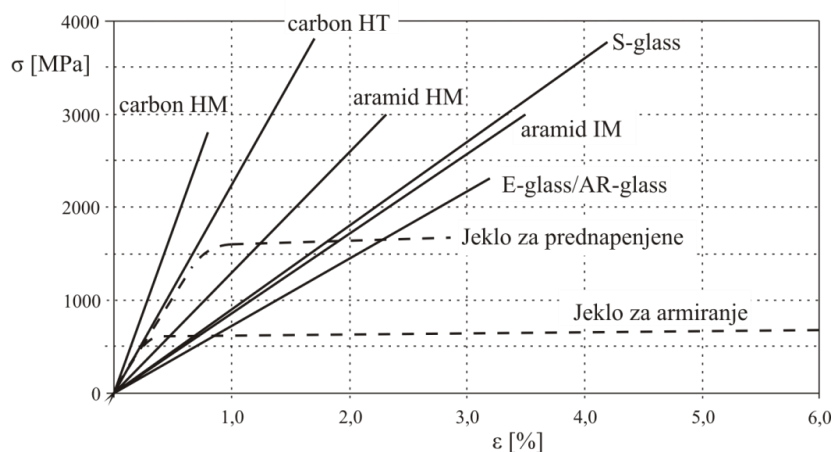
Področje	Leto	Publikacije
Evropa	2001	<i>fib</i> bulleting No.14: Externally bonded FRP reinforcement for RC structures
	2005	<i>fib</i> bulleting No.35: Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications
	2005	EN 1998-3:2005: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofit of buildings
Italija	2004	CNR-DT 200/2004: Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures: materials, RC structures, prestressed RC structures, masonry structures.
ZDA	1995	Seible et al.: Earthquake retrofit of bridge columns with continuous fiber jackets, Vol. II, in Design guidelines
	2002	Rizkalla et all, ACI 440.2R-02: Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures
Australia	2004	Oehlers and Saracino: Design of FRP and steel plated RC structures

Danes se kompozitni materiali v gradbeništvu uporabljajo predvsem za ekonomične utrditve obstoječih, običajno dotrajanih konstrukcij. Do dokončne prevlade armiranih plastik nad tradicionalnimi materiali pa v gradbeništvu, v konstrukcijskem smislu, verjetno še ne bo prišlo prav kmalu, čeprav se kažejo trendi tudi v tej smeri (Karbhari in Zhao 2000; Karbhari 2005). Pri uporabi kompozitov v gradbeništvu se zanašamo predvsem na njihovo visoko natezno trdnost in jih največkrat uporabljamo kot dodatno zunanjo armaturo (angl. externally bonded reinforcement - EBR). Ker se v nalogi ukvarjamo predvsem s potresnimi utrditvami stebrov je poudarek predvsem na uporabi FRP pri potresnih utrditvah obstoječih premostitvenih konstrukcij, t.j. za zagotavljanje zadostne strižne nosilnosti stebrov in sten ter za izboljšanje njihove duktilnosti. Za ta namen se razen v redkih primerih uporablja metodo ročnega polaganja tkanine, t.j. metode kjer na licu mesta element ovijemo s tkanino,

ki jo impregniramo z izbrano polimerno smolo. Ta postopek je v nekaterih primerih lahko tudi avtomatiziran z uporabo robotov. V drugih primerih, npr. za upogibno ali strižno utrditev nosilcev, se lahko uporablja tudi prefabricirane pultruzijske lamele.

Primernost uporabe FRP kot materiala za izvedbo utrditev konstrukcij je posledica učinkovite uporabe tankih vlaken z visoko trdnostjo in togostjo položenih v razmeroma duktilno polimerno matrico. Lastnosti kompozita določajo vse komponente, t.j. vlakna, matrica in stična območja med vlakni in matrico ter orientiranost vlaken. Glede na zahtevane lastnosti kompozitov se navadno izbira med ogljikovimi (angl. carbon – C), aramidnimi (angl. aramid – A) in steklenimi (angl. glass – G) vlakni (redko tudi z borovimi in polietilenskimi), lahko pa se jih celo kombinira med seboj. Glede na uporabljen tip vlaken tudi poimenujemo kompozit, npr. če uporabimo ogljikova vlakna gre za CFRP (angl. carbon fiber reinforced polymer), v primeru steklenih vlaken GFRP (angl. glass fiber reinforced polymer), ipd. Take nomenklature se držimo tudi v nalogi.

Matrice so navadno sestavljene iz umetnih smol in raznih polnil ter dodatkov. Naloga matrice je porazdelitev obtežbe med vlakni, držanje vlaken na določenem mestu in tudi zaščita vlaken pred zunanjimi vplivi. Poleg tega matrica določa tudi nekatere pomembne mehanske lastnosti kompozita, kot so npr. modul in trdnost prečno na vlakna, pa tudi strižno in tlačno trdnost. Vlakna so navadno veliko bolj toplotno odporna od matrice, zato je od njenih termičnih lastnosti odvisno tudi obnašanje kompozita pri različnih temperaturah. Izbira matričnega materiala lahko določa tudi način in ceno izdelave kompozita. Matrične smole so lahko tako iz termoplastov kot tudi duroplastov. Slednje so v gradbeništvu pogostejše, npr. epoksidne, nenasičene poliestrske in vinil-esterske smole. Epoksidne smole imajo v splošnem boljše mehanske lastnosti in so tudi trajnejše od ostalih dveh, so pa zato nekoliko dražje. Duroplasti imajo v primerjavi z elastoplasti boljše termično stabilnost in kemično odpornost, manj se krčijo in izkazujejo manjšo relaksacijo. Polimerne matrice so izredno viskoelastične - med obremenjevanjem izkazujejo elastično obnašanje, pri konstantni obremenitvi pa se pojavijo tudi viskozne deformacije.



**Slika 2.28:** Natezni  $\sigma$ - $\epsilon$  diagrami za različne tipe vlaken in primerjava z jeklom  
**Figure 2.28:** Uniaxial tension stress-strain diagrams for different fibre types and steel

Vlakna prispevajo predvsem k trdnosti in togosti kompozita. Veliko razmerje med dolžino in polmerom vlaken (red velikosti 5-20 $\mu$ m) omogoča učinkovit prenos obtežbe med vlakni preko matrice. Vlakna se lahko izdeluje v obliki krajših vlaken (okrog 50 mm) ali v obliki zveznih vlaken, in sicer kot eno ali večsmerno armaturo (tkanine). Na trgu obstaja več komercialno dosegljivih tipov vlaken z različnimi materialnimi lastnostmi. Primernost neke vrste vlaken za določeno aplikacijo je odvisna predvsem od materialnih lastnosti kot so odpornost na korozijo, natezna trdnost in togost, zadostna mejna deformacija, odpornost na utrujanje in dimenzijska stabilnost. Glede na zahteve se v gradbeništvu najpogosteje uporabljajo ogljikova, aramidna in steklena vlakna. Vse tri omenjene vrste



vlaknen imajo višjo natezno trdnost kot konstrukcijska jekla in se obnašajo linearno elastično do porušitve. Potrebno je opozoriti na dejstvo, da so lahko mehanske lastnosti zelo različne tako znotraj ene skupine vlaken, kot med skupinami (Slika 2.27, Preglednica 2.3).

Ogljikova vlakna so v primerjavi z ostalimi tipi vlaken, ki se najpogosteje uporabljajo v gradbeništvu, močnejša in bolj toga, ob tem pa so tudi zelo odporna na utrujanje, kemikalije, UV in vlago. Potencialna šibkost ogljikovih vlaken je električna prevodnost, ki lahko v stiku s kovinami pripelje do galvanske korozije. Ogljikova vlakna so tudi najdražja, za dober stik z matričnim materialom pa jih je potrebno tudi dodatno obdelati.

Aramidna (aromatični poliamid) vlakna so se prvič pojavila v sedemdesetih letih in se danes proizvajajo pod različnimi komercialnimi imeni (ZDA - Kevlar, Evropa - Twaron, Technora). V nategu se obnašajo linearno, v tlaku pa izkazujejo nelinearno in duktilno obnašanje. Aramidna vlakna imajo visoko specifično trdnost in žilavost, odporna so na toplotne obremenitve in utrujanje, poleg tega so odporna tudi na kemikalije. Slabost aramidnih vlaken je dovzetnost na UV žarke. Zaradi posebnih lastnosti, kot so sposobnost absorpcije in disipacije energije, so aramidna vlakna posebej primerna za armiranje kompozitov, ki so izpostavljeni udarnim obremenitvam.

**Preglednica 2.3:** Tipične lastnosti vlaken (fib 2001)

**Table 2.3:** Typical fibre properties (fib 2001)

	Material	E [GPa]	Natezna trdnost [MPa]	Gostota [kg/m <sup>3</sup> ]	Mejna natezna deformacija [%]
Ogljik	HS (High strength)	215-235	3500-4800	1700-2100	1,4-2,0
	UHS (Ultra high strength)	215-235	3500-6000		1,5-2,3
	HM(High modulus)	350-500	2500-3100		0,5-0,9
	UHM(Ultra high modulus)	500-700	2100-2400		0,2-0,4
Steklo	E (AR)	70	1900-3000	2550-2600	3,0-4,5
	S	85-90	3500-4800		4,5-5,5
Aramid	Low modulus	70-80	3500-4100	1400-1450	4,3-5,0
	High modulus	115-130	3500-4000		2,5-3,5

Zaradi razmeroma nizke cene se najpogosteje uporablja steklena vlakna, ki jih glede na kemično sestavo razdelimo v tri skupine:

- E - steklo (electrical grade glass)
- S - steklo (stronger, stiffer)
- C - steklo (chemical stability)
- AR - steklo (alkali resistant)

E-stekla imajo nizko odpornost na alkalije in zato niso tako primerna za utrjevanje betonskih konstrukcij kot S-stekla, ki imajo nekoliko višjo alkalno odpornost. S-stekla imajo tudi večjo trdnost in togost kot E-stekla. Najbolj alkalno odporna so nekoliko dražja AR-stekla. Mehanske lastnosti AR-stekel so zelo podobne lastnostim E-stekel. Največja prednost steklenih vlaken pred ostalimi je njihova nizka cena, predvsem E-stekla so zaradi kombinacije nižje cene in dobrih mehanskih lastnosti najbolj razširjena. Ena izmed slabosti je lastnost postopnega zmanjšanja natezne trdnosti pri konstantni obremenitvi (angl. creep rupture). Pri uporabi steklenih vlaken je potrebno posebno skrb posvetiti

primerni izbiri matrice, ki mora zagotavljati zaščito pred vdorom alkalij, kislin in vlage iz okolice do vlaken.

Ker vlakna narekujejo tako togost kot trdnost kompozita je tudi odziv kompozita linearno elastičen vse do pretrga vlaken, t.j.

$$\sigma_f(\varepsilon_f) = E_f \varepsilon_f, \quad (2.97)$$

kjer so  $\sigma_f$ ,  $E_f$  in  $\varepsilon_f$  napetost, elastični modul in deformacija kompozita (ne vlaken). Lastnosti kompozita določimo na podlagi lastnosti sestavin (vlakna, matrica) ter njihovih volumskih deležev, z uporabo poenostavljenega pravila mešanice (angl. rule of mixtures):

$$E_f = E_{fib} V_{fib} + E_m V_m \quad (2.98)$$

$$f_{f,u} \approx f_{fib,u} V_{fib} + f_{m,u} V_m \quad (2.99)$$

V izrazih (2.98) in (2.99) pomenijo  $E$ ,  $f$  in  $V$  elastični modul, natezno trdnost in volumski delež, indeksi  $f$ ,  $fib$  in  $m$  pa pomenijo kompozit, vlakna (angl. fibres) in matrico (angl. matrix). Za volumski delež vlaken in matrice velja:

$$V_{fib} + V_m = 1,0 \quad (2.100)$$

Tipični volumski deleži vlaken v prefabriciranih elementih znašajo cca. 50-70%, v primeru ročnega polaganja pa so precej manjši, t.j. 25-35%. Ker je vrednost volumskega deleža vlaken v primeru uporabe ročnega polaganja tkanine precej nezanesljiva in je ne poznamo vnaprej, običajno izvedemo izračune na podlagi neto prereza vlaken, končna debelina kompozita pa ne igra večje vloge. To si lahko pogledamo na naslednjem enostavnem primeru, kjer smo za konstantno količino vlaken, npr. eno plast vlaken debeline 0,12 mm in širine 60 cm (72 mm<sup>2</sup>), variirali celotno debelino kompozita. Iz slike 2.29 in preglednice 2.4 lahko razberemo, da sta mejna nosilnost  $F_{fu}$  in deformacija  $\varepsilon_{fu}$  le malo odvisni od debeline matrice.

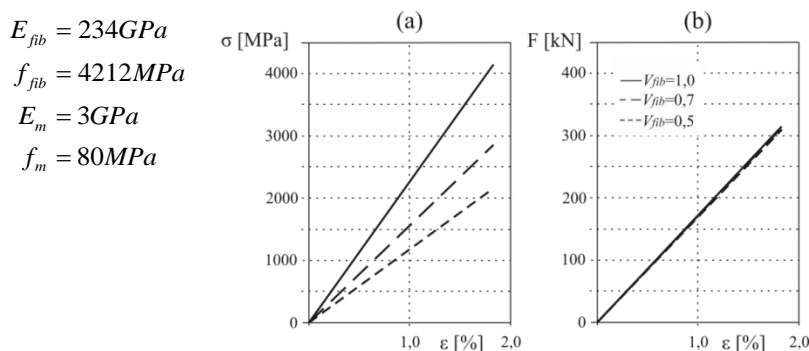
**Preglednica 2.4:** Primerjava vpliva deleža vlaken na lastnosti kompozita (prirejeno po fib 2001)

**Table 2.4:** Effect of volume fraction of fibres on the FRP properties (after fib 2001)

$A_{fib}$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_m$ [mm <sup>2</sup> ]	$A_f$ [mm <sup>2</sup> ]	$t_f$ [mm]	$V_{fib}$ [%]	$E_f$ [GPa]	$f_f$ [MPa]	$\varepsilon_{fu}$ [%]	$F_{fu}$ [kN]	razlika [%]
72	0	72	0,12	100	220,0	4000,0	1,800	288,0	1,00
72	36	108	0,18	67	147,7	2693,3	1,806	290,9	1,01
72	72	144	0,24	50	111,5	2040,0	1,811	293,8	1,02

Na tržišču obstaja široka paleta kompozitnih materialov za utrditev obstoječih armiranobetonskih konstrukcij. Pri vsakem primeru posebej je smotno oceniti kateri sistem (tip vlaken, tip matrice) je najprimernejši za izvedbo utrditve. Faktorji, ki navadno vplivajo na izbiro sistema so npr. tip obtežbe (stalna-permanentna, hipna), klimatske razmere (noter, zunaj...) in seveda ekonomski faktorji.

Izmed najbolj pogosto uporabljenih tipov vlaken imajo ogljikova vlakna največjo nosilnost in modul elastičnosti (Slika 2.28) ter so tudi odporna na vremenske razmere. Poleg tega, za razliko od steklenih vlaken, niso občutljiva na ti. pretrg zaradi lezenja (angl. creep rupture). Pri dolgotrajnih obremenitvah namreč lahko pride do hipnega pretrga vlaken pri konstantni obtežbi, ki je znatno nižja od kratkotrajne natezne trdnosti. V splošnem se čas do nastanka take porušitve krajša z večanjem obtežbe, zato je potrebno uporabiti dodatne varnostne faktorje. Tudi okoljski vplivi lahko občutno vplivajo na ta način porušitve.



**Slika 2.29:**  $\sigma$ - $\varepsilon$  diagrami (a) in odnos sila-deformacija (b) za FRP z različnimi volumskimi deleži vlaken  $V_{fib}$

**Figure 2.29:** Stress strain and force strain corresponding to various fibre volume fractions  $V_{fib}$

E-steklena vlakna so sicer cenejša od ogljikovih, vendar imajo nižjo nosilnost ter so bolj podajna. Do pojava pretrga zaradi lezenja lahko pride pri steklenih vlaknih že pri napetostih večjih od 30% kratkotrajne natezne trdnosti. Nekatera priporočila za izvedbo utrditev s kompozitnimi materiali (ACI 2002; CNR-DT 200/2004 2004) vsebujejo poleg materialnih varnostnih faktorjev še redukcijske faktorje za upoštevanje okoljskih in časovnih vplivov. Poleg tega je potrebno kompozite dodatno zaščititi še z zaščitnimi sloji, npr. zaradi požara, vlage, UV žarkov, itd.

Zaradi visokih nosilnosti in togosti so karbonska vlakna zelo primerna za izvedbo upogibnih in strižnih utrditev. Zaradi visokih varnostnih in redukcijskih faktorjev so za take primere steklena vlakna navadno neekonomična. Karbonska vlakna so zaradi visoke odpornosti na okoljske vplive idealna izbira za področja z izrednimi klimatskimi razmerami.

Poleg tega imamo na voljo ogljikova vlakna z različnimi vrednostmi elastičnih modulov, kar dodatno omogoča izbiro najoptimalnejšega kompozita. Npr. za upogibno utrditev za mejno stanje uporabnosti, kjer je predvsem pomembna omejitev pomikov, je smotrna uporaba vlaken z visokimi moduli elastičnosti.

Steklena vlakna so navadno bolj ekonomična za primere kratkotrajnih obtežb (npr. potres, eksplozija), ker zaradi trajanja obtežbe ni skrbi zaradi možnosti pretrga zaradi lezenja. Toda pri uporabi steklenih vlaken je potrebno v primeru izrednih okoljskih razmer, ki so precej pogoste pri mostnih stebrih izbrati primerno matrico za izvedbo kompozita ter poskrbeti za primerno zaščito kompozita pred okoljskimi vplivi, kar lahko dodatno vpliva na ekonomičnost izvedbe. Pri uporabi steklenih vlaken je potrebno posebno pozornost posvetiti njihovi zaščiti pred vplivi alkalij iz betona.

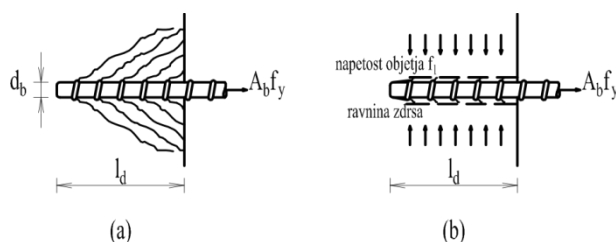
V primeru strižne utrditve AB stebrov je smotrna uporaba popolnega objetja (angl. full wrap), t.j. ovoj je izveden po celotnem obodu stebra, bodisi s plaščem, bodisi s trakovi razporejenimi v določenih razmikih. Za primer mostnih stebrov v neposrednem stiku z vodo, npr. v rekah, nekatere študije (Aquino *et al.* 2004) in tudi nekatera priporočila (fib 2001) odsvetujejo uporabo popolnoma zaprtih plaščev po celotnem stebri, saj taki plašči predstavljajo parno zaporo in onemogočajo naravno izsuševanje betona. Zato je v takih primerih uporaba trakov bolj smotrna. S popolnim ovojem sicer preprečujemo tudi pronicanje vode v stebre vendar lahko ta pride v notranjost bodisi skozi rege, ki jih navadno pustimo ob vpetju stebrov, bodisi skozi sam temelj. Nabiranje vlage na stiku med betonom in plaščem je lahko nevarno predvsem zaradi vplivov ciklov zmrzovanja in tajanja zaradi katerih lahko pride do izgube stika med elementom in ojačitvijo.

#### 2.2.4 Ocena upogibne nosilnosti AB stebrov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli

V primeru prereзов brez preklapov vzdolžne armature lahko določimo upogibno nosilnost prereзов na enak način kot v primeru projektiranja novih konstrukcij, t.j. z uporabo t.i. interakcijskih diagramov, s to razliko da lahko uporabimo izmerjene trdnosti materialov. Toda, glede na to, da bomo v oceni

potresnega odziva konstrukcije potrebovali tudi podatke o duktilnosti prereзов oz. elementov je bolj smotno opraviti analizo moment-ukrivljenost v kateri lahko upoštevamo tudi učinke objetja jedra z morebitno obstoječo strižno armaturo in utrjevanja vzdolžne armature. Kot upogibno nosilnost definiramo nosilnost v trenutku, ko je v betonu na tlačnem robu prereza dosežena deformacija 0,0035 (0,004), oziroma, ko je v natezni armaturi dosežena deformacija 0,015, kar se zgodi prej.

Prisotnost priklopov na področju plastičnih členkov in premajhna sidrna dolžina palic v temeljih in/ali vozliščih je precej pogosta pomanjkljivost v stebrih starejših AB konstrukcij. Za efektiven prenos napetosti iz armaturnih palic v beton in beton moramo zagotoviti zadostno dolžino sidranja oziroma preklopov vzdolžne armature. Potrebna sidrna dolžina ali dolžina preklopa je enaka dolžini, ki je potrebna za razvoj zahtevane natezne sile v sidrišču ali preklopu, in je odvisna od sprejemne napetosti med betonom in armaturo, ki pa je odvisna od tipa in načina obdelave površine armature, od načina sidranja (kljuka), od natezne trdnosti betona in objetja okoliškega betona, ki je odvisno od debeline krovnega sloja in prečnega pritiska, npr. zaradi prečne armature ali zunanjih plaščev. Glede na prisotnost objetja se lahko pojavita dva tipa porušitve, kot je prikazano na sliki 2.3. V prvem primeru pride do porušitve stika zaradi cepilnih sil in razpok okrog palice (2.3 a), v prisotnosti objetja, npr. zaradi stremen ali tlačnih napetosti, pa pride do drugačnega mehanizma, in sicer se stik poruši po obodu palice (na vrhu reber - slika 2.3 b), zaradi izgube strižne nosilnosti, ki je posledica drobljenja betona. V prvem primeru pride do hipnega padca sidrne sile, medtem ko v drugem primeru lahko prečne napetosti zaradi objetja preprečijo, oziroma zavrejo, izvlek armature in tako zagotavljajo postopen padec nosilnosti, kar pomeni, da je drugi tip porušitve bolj duktilen. Vendar lahko prvi načina porušitve preprečimo tudi z zadostno debelino krovnega sloja betona in zadostnimi razdaljami med sosednjimi preklopljenimi palicami, t.j. vsaj tri premere vzdolžnih palic (Priestley *et al.* 1996a).



**Slika 2.30:** Porušitev stika med palico in betonom v primeru neobjete palice (a) in v primeru dodatnega objetja (b). (Priestley *et al.* 1996a)

**Figure 2.30:** Splitting failure in unconfined anchorage (a) and crushing and sleeving failure in confined anchorage (b) (Priestley *et al.* 1996a)

Raziskave so pokazale, da v primerih, kjer je zagotovljeno zadostno objetje, zadostujejo precej krajše sidrne dolžine kot v primerih brez objetja (Fardis 2009).

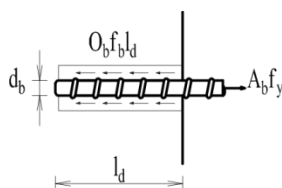
Armatura mora biti torej sidrana tako, da se sidrne sile varno prenesejo na beton, t.j. brez nastanka vzdolžnih razpok in cepljenja elementa. Prenos napetosti je precej boljši v primeru uporabe rebraste armature in kljuk. Slednje so še posebej pomembne v primeru uporabe gladke armature, ki je pogosta v starejših konstrukcijah (v Evropi nekje do osemdesetih let dvajsetega stoletja), saj je prenos sil v tem primeru omejen, še posebej v primeru cikličnih obremenitev. Če je prisotna ustrezna prečna armatura, lahko računamo tudi na dodatne stranske napetosti, ki precej pomagajo pri prenosu sil.

Običajno je v sodobnih predpisih, za izračun potrebne sidrne dolžine,  $l_d$ , predpostavljena konstantna sprejemna napetost,  $f_b$ , ki deluje po obodu palice, kot je prikazano na slikah 2.31 in 2.3 b.

Pri projektiranju določimo potrebno sidrno dolžino z enačenjem sile v palici, za katero običajno privzamemo vrednost  $A_b f_y$  s silo v betonu, ki jo določimo kot  $O_b f_b l_d$ , kjer sta  $A_b$  in  $O_b$  ploščina in obseg palice, t.j.

$$O_b f_b l_d = A_b f_y$$

$$d_b \pi f_b l_d = \frac{d_b^2 \pi}{4} f_y$$
(2.101)



**Slika 2.31:** Prenos sidrnih sil z armaturne palice v beton  
**Figure 2.31:** Anchoring force transfer between the rebar and concrete

Torej je potrebna dolžina  $l_d$  sidranja enaka:

$$l_d = \frac{d_b f_y}{4 f_b}$$
(2.102)

Tak izraz je za potrebno osnovno sidrno dolžino,  $l_{d,req}$ , privzet tudi v standardu EN1992-1-1, kjer so seveda uporabljene projektne materialne karakteristike, t.j:

$$l_{d,req} = \frac{d_b \sigma_{sd}}{4 f_{bd}}$$
(2.103)

pri tem je  $\sigma_{sd}$  računski napetost v palici na mestu od katerega merimo dolžino sidranja, za katero smo pri izpeljavi izraza (2.102) predpostavili, da je enaka napetosti na meji tečenja jekla  $f_y$ ,  $f_{bd}$  pa je projektna vrednost mejne sprejemne napetosti, ki jo glede na standard EN1992-1-1 za rebraste palice določimo kot:

$$f_{bd} = 2,25 \eta_1 \eta_2 f_{ctd}$$
(2.104)

Kjer so:

$f_{ctd}$ .....projektna natezna trdnost betona

$\eta_1$ .....koeficient, ki je odvisen od kvalitete pogojev sidranja in od lege palic med betoniranjem. V primeru dobrih pogojev je enak 1,0, v ostalih primerih je enak 0,7

$\eta_2$ .....koeficient, ki je odvisen od premera armaturne palice, in sicer:

$$n_2 = \begin{cases} 1,0 & \text{za } \phi \leq 32 \text{ mm} \\ (132 - \phi) / 100 & \text{za } \phi > 32 \text{ mm} \end{cases}$$

V primerjavi z eksperimentalno določenimi vrednostmi mejnih sprejemnih napetosti za monotono obtežbo so vrednosti ocenjene z izrazom (2.104) precej nizke (le 10 do 20 %). V primeru monotone obtežbe smo torej precej na varni strani, vendar je taka redukcija v primeru ciklične obremenitve utemeljena (Fardis 2009).

Pri projektiranju novih konstrukcij določimo potrebno računsko sidrno dolžino,  $l_{bd}$ , na podlagi osnovne sidrne dolžine in dodatnih koeficientov  $\alpha_{1-5}$  s katerimi upoštevamo pogoje sidranja in s tem vpeljemo dodatno varnost.

$$l_{bd} = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_4 \alpha_5 l_{b,req} \geq l_{b,min}$$
(2.105)

Koeficienti  $\alpha_{1-5}$  imajo naslednji pomen:

$\alpha_1$  .....koeficient, ki upošteva učinek oblike palice

$\alpha_2$  .....koeficient, ki upošteva učinek krovnega sloja betona

$\alpha_3$  .....koeficient ki upoštevanje učinka objeta s prečno armaturo

$\alpha_4$  .....koeficient za upoštevanje vpliva privarjenih prečnih palic

$\alpha_5$ ..... koeficient za upoštevanje učinka tlaka prečno na ravnino cepitve

Za natančnejšo razlago glede določanja vrednosti zgornjih koeficientov glej standard EN1992-1-1, poglavje 8.4. Najmanjšo sidrno dolžino,  $l_{b,min}$ , določimo kot:

$$l_{b,min} = \begin{cases} \max(0, 3l_{b,rqd}; 10d_b; 100mm) & \text{za sidranje v natezni coni} \\ \max(0, 6l_{b,rqd}; 10d_b; 100mm) & \text{za sidranje v tlačni coni} \end{cases} \quad (2.106)$$

Podobni principi, kot za sidranje armature veljajo pri podaljšanju armature, t.j. pri izvedbi preklpov. V skladu z današnjimi predpisi se preklpov vzdolžne armature ne sme izvajati na področju pričakovanih plastičnih deformacij, t.j. na območju plastičnih členkov, kot je bila do nedavnega praksa. V primeru neobjetih preklpov namreč pri cikličnem obremenjevanju pride do degradacije tudi v primeru zelo velikih dolžin preklpov. Uporaba dodatnega objeta sicer lahko prepreči porušitev, oziroma zdrs vzdolžnih palic vzdolž preklopa, vendar se v takem primeru območje kjer se vzdolžna armatura plastificira precej skrajša, kar pomeni izredno velike zahteve za duktilnosti za ukrivljenost.

Preklopi morajo biti izvedeni tako, da je zagotovljen prenos sil med palicami, da ne pride do cepljenja betona v okolici spoja in, da se ne pojavijo velike razpoke, ki vplivajo na lastnosti konstrukcije. Ob tem so v predpisih podana še druga konstrukcijska pravila za izvedbo preklpov. Potrebno računsko dolžino preklopa  $l_0$  določimo glede na standard EN1992-1-1 podobno kot dolžino sidranja, t.j.

$$l_0 = \alpha_1 \alpha_2 \alpha_3 \alpha_5 \alpha_6 l_{b,rqd} \geq l_{0,min} \quad (2.107)$$

kjer je  $l_{b,rqd}$  vrednost izračunana z izrazom (2.103), minimalno dolžino prekrivanja  $l_{0,min}$ , pa določimo kot:

$$l_{0,min} = \max \begin{cases} 0, 3\alpha_6 l_{b,rqd} \\ 15d_b \\ 200 \text{ mm} \end{cases} \quad (2.108)$$

Pomen koeficientov  $\alpha_1$ ,  $\alpha_2$ ,  $\alpha_3$  in  $\alpha_5$  je enak kot v primeru sidranja, koeficient  $\alpha_6$  pa določimo kot

$$1,0 \leq \alpha_6 = \sqrt{\frac{\rho_{10}}{25}} \leq 1,5 \quad (2.109)$$

Kjer je  $\rho_{10}$  delež vse preklopljene armature v bližini sredine obravnavane dolžine prekrivanja. Standard EN1992-1-1 podaja tudi zahteve glede prečne armature za prevzem nateznih sil v prečni smeri, in sicer je v primeru preklpov vzdolžnih palic s premerom večjim od 20 mm zagotoviti vsaj tako količino prečne armature kot je premer ene preklopljene palice.

V primeru nezadostnih sidrnih dolžin, oziroma nezadostnih dolžin preklpov torej težko računamo na to, da bodo take armaturne palice dosegle mejo tečenja  $f_{sy}$ , zato lahko upogibno nosilnost stebra določimo z ustrezno korigirano nosilnostjo palic  $f_s$ , ki jo lahko določimo iz teoretično dobljenega izraza (2.102), t.j.

$$f_s = \frac{4l_d f_b}{d_b} \quad (2.110)$$

Na podlagi eksperimentalne baze s prek 800 preizkusi sta Eligehausen and Lettow (2007) predlagala empiričen izraz (2.111) za določitev maksimalne napetosti  $f_s$ , ki jo lahko dosežemo v ravnih rebrastih palicah, v primeru dobrih pogojev sidranja oziroma preklpov (Fardis 2009).

$$f_s = 51,2 \left( \frac{l_b}{d_b} \right)^{0,55} \left( \frac{f_c}{20} \right)^{0,25} \left( \frac{20}{\max(d_b, 20)} \right)^{0,2} \left[ \left( \frac{c_d}{d_b} \right)^{\frac{1}{3}} \left( \frac{c_{\max}}{c_d} \right)^{0,1} + kK_{tr} + 0,2f_l \right] \leq f_y \quad (2.111)$$

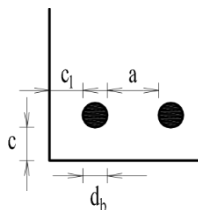
V izrazu (2.111) pomenijo:

$d_b$ ..... premer palice [mm]

$c_d$ .....  $\min(\min(c_l; c); a/2)$ , omejen z  $d_b/2 - 3 d_b$  (glej sliko 2.32),

$c_{\max}$ .....  $\max(\min(c_l; c); a/2)$ , z zgornjo mejo  $5c_d$ , kjer:

$a$ ..... svetla razdalja med preklapljenimi sosednjima preklapljenima (ali sidranima) palicama (Slika 2.32)

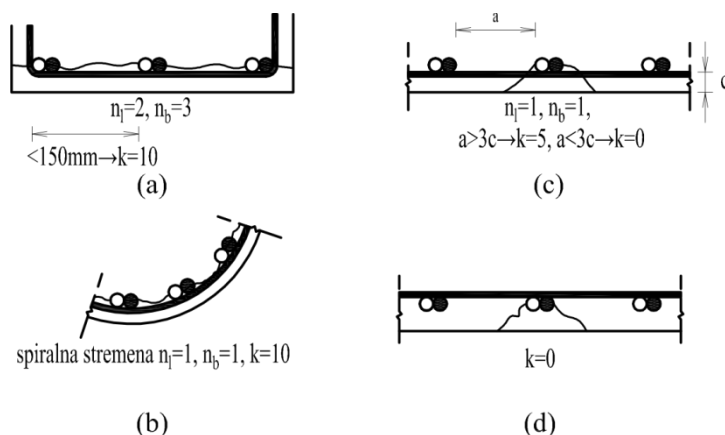


**Slika 2.32:** Parametra  $c_d$  in  $c_{\max}$  iz izraza (2.111) (Fardis 2009).  
**Figure 2.32:** Parameters  $c_d$  in  $c_{\max}$  from Eq. (2.111) (Fardis 2009).

$K_{tr}$  je razmerje med površino prečne armature na območju preklopa (ali sidranja)  $n_l A_{sh}/s_h$  in  $n_b d_b l_b$  kjer je  $n_b$  število preklapljenih (ali sidranih) palic (Slika 2.33), t.j.

$$K_{tr} = \frac{1}{n_b d_b} \frac{n_l A_{sh}}{s_h} \leq 0,04 \quad (2.112)$$

Faktor efektivnosti prečne armature  $k$  je enak 10, za vzdolžne palice, ki se nahajajo v vogalu stremenske zanke (Slika 2.33b), in palice v krožnih prerezih podprte s spiralno armaturo (Slika 2.33b). Faktor  $k$  je enak 5 za preklapljene palice, na medsebojni razdalji manjši od treh debelin krovnega sloja  $c$ , podprte z zunanje strani z ravnimi stremeni, ki sekajo potencialno ravnino zdrsa (Slika 2.33c). V ostalih primerih, t.j. v primerih kjer ni stremen, oziroma v primerih kjer stremena ne sekajo potencialnih ravnin zdrsa (Slika 2.33d), je faktor  $k$  je enak 0.



**Slika 2.33:** Tipi porušitev preklapljenih vzdolžnih palic z definicijo parametrov  $n_l$ ,  $n_b$  iz izraza (2.112) in parametra  $k$  iz izraza (2.111) (Fardis 2009).

**Figure 2.33:** Failure types of spliced bars and definitions of parameters  $n_l$ ,  $n_b$  from equation (2.112) and parameter  $k$  from expression (2.111) (Fardis 2009).

Faktor  $f_l$  v izrazu (2.111) je aktivna napetost objekta zaradi zunanjih dejavnikov, npr. osna sila v stebri. Čeprav se izraz (2.111) nanaša na porušitev stika med ravno rebrasto palico in betonom v nategu, kot je prikazana na sliki 2.3 a, ga lahko z ustreznimi modifikacijami apliciramo tudi za drugi tip porušitve, t.j. porušitev po stiku (Slika 2.30a), za primer kljuk in tudi za kontrolo preklapov v tlaku (Fardis 2009). Priestley *et al.* (1996a) so uporabili podoben pristop, le da so za vsakega izmed parov

preklopljenih palic predpostavili pripadajoči karakteristični blok betona z dolžino  $l_s$  in obsegom  $p$  (Slika 2.34). Predpostavljeno je, da ob začetku porušitve preklopa nastane serija razpok dolžin  $p$ , ki je odvisna od konstrukcijskih detajlov elementa kot so premer armature, razdalja med preklopljenimi palicami in debelina krovnega sloja. Sila  $T_b$ , ki jo lahko vsak blok prenese je tako enaka produktu natezne trdnosti betona  $f_{ct}$  in kontaktne površine  $pl_s$ , in mora biti večja od nosilnosti preklopljene palice  $A_b f_s$ , t.j.

$$T_b = A_b f_s = f_{ct} p l_s \quad (2.113)$$

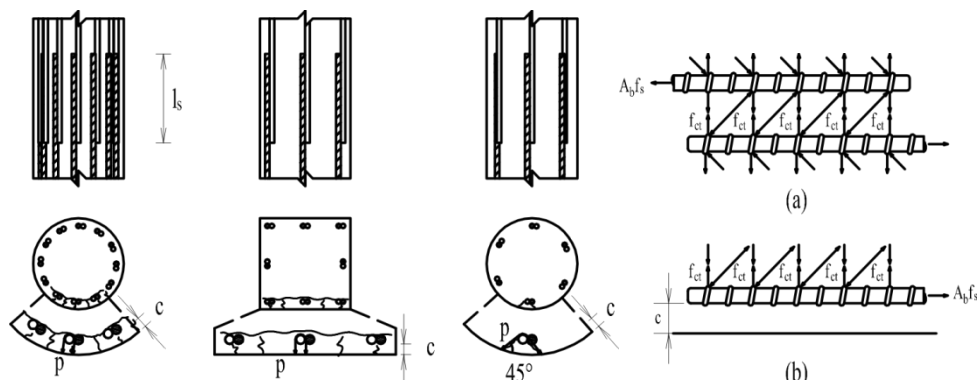
Torej je največja napetost, ki se lahko doseže v tako preklopljeni palici:

$$f_s = \frac{f_{ct} p l_s}{A_b} \quad (2.114)$$

V primeru pravokotnih stebrov določimo  $p$  kot:

$$p = \frac{s_d}{2} + 2(d_{bl} + c) \leq 2\sqrt{2}(c + d_{bl}) \quad (2.115)$$

kjer je  $s_d$  povprečna razdalja med dvema paroma preklopljenih palic.



**Slika 2.34:** Tipi porušitev (porušne ravnine) preklopa vzdolžnih palic v stebrih (a) in (Priestley *et al.* 1996a)  
**Figure 2.34:** Failure types of reinforcement splices in columns (Priestley *et al.* 1996a)

Zgornji pristop velja v primeru, da nimamo prečne armature, saj vse napetosti prevzamemo z natezno trdnostjo betona  $f_{ct}$ . V primeru, ko prečna armatura zagotavlja zadostno objetje se ustvarijo podobni mehanizmi, kot na slikah 2.33 kjer strižne napetosti prevzamemo s prečno armaturo. Če za koeficient trenja med dvema karakterističnim blokoma predpostavimo vrednost  $\mu=1,4$  dobimo naslednji izraz za potrebno količino prečne armature za objetje preklopov:

$$\rho_{sw} = \frac{1,4 A_b f_s}{p l_s f_{syw}} \quad (2.116)$$

## 2.2.5 Ocena rotacijske kapacitete AB stebrov

V splošnem je potrebno rotacijsko kapaciteto plastičnih členkov določiti s pomočjo laboratorijskih preiskav, saj igra ta pomembno vlogo pri njihovem odzivu in posledično odzivu konstrukcije kot celote pri potresni obtežbi (Fardis 2007). Metoda za določitev histerezne ovojnice stebra ( $M-\theta$  ali  $F-\Delta$ ), ki se v potresnem inženirstvu najpogosteje uporablja, temelji na analizi prereza in integraciji ukrivljenosti vzdolž elementa, kot je bilo opisano v razdelku 2.2.2a). V zadnjem času se z namenom realnejše ocene mejnih rotacij AB elementov zbirajo obširne eksperimentalne baze, na podlagi katerih raziskovalci s pomočjo statistične obdelave podatkov pripravljajo empirične izraze (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003; Biskinis *et al.* 2004; Haselton 2006). Iste eksperimentalne baze so lahko tudi podlaga za uporabo neparametričnih metod na podlagi nevtronskih mrež, kot so jih npr. predlagali Peruš *et al.* (Peruš *et al.* 2006; Peruš in Fajfar 2007) ali (Inel 2007). Prednosti in slabosti



omenjenih pristopov so prikazane v preglednici 2.5, v nadaljevanju pa so še na kratko povzeti in obrazloženi.

**Preglednica 2.5:** Prednosti in slabosti predstavljenih pristopov za oceno rotacijske kapacitete AB elementov  
**Table 2.5:** Advantages and limitations of presented methods for determination of rotation capacity of RC elements

Pristop	Prednosti	Slabosti
Semi empirični	- dobro poznan v potresnem inženirstvu - jasen fizikalni pomen - splošno uporaben	- potrebna analiza prereza (dodatno delo) - običajno konservativen (primernejši v fazi projektiranja) - obstaja veliko število izrazov za izračun dolžine plastičnih členkov, ki lahko dajejo precej različne rezultate
Parametrično - empirični	- temelji na velikem številu eksperimentalnih rezultatov - fizikalni pomen ni vedno jasen (nasprotujoči trendi v uporabi dveh najbolj uporabljenih metod)	- veliki raztrosi rezultatov - ob novih podatkih je potrebno opraviti novo kalibracijo koeficientov - izrazi veljajo le za vrednosti parametrov v omejenem okviru
Ne-parametrično empirični	- manjši raztrosi rezultatov - ob novih podatkih ni potrebno opraviti nove kalibracije koeficientov - uporaben za določitev poljubnega parametra, ki ga imamo v bazi	- potrebno posebno programsko orodje - velja le za vrednosti parametrov v omejenem okviru

### a) Semi-empirični pristop

Najbolj razširjena metoda za določitev histerezne ovojnice stebra ( $M-\theta$  ali  $F-\Delta$ ) temelji na analizi prereza in integraciji ukrivljenosti vzdolž elementa, kot je bilo opisano v razdelku 2.2.2a). V praksi običajno celotni zasuk  $\theta$  (pomik  $\Delta$ ) stebra razdelimo na elastični in plastični del, t.j.

$$\theta = \theta_{el} + \theta_{pl}, \text{ oziroma } \Delta = \Delta_{el} + \Delta_{pl}, \quad (2.117)$$

kjer je

$$\Delta = \theta L. \quad (2.118)$$

Ker sta pomik in zasuk linearno povezana s strižnim razponom  $L$ , in se da količini enostavno preračunavati, bomo v nadaljevanju pisali le izraze za zasuke. Elastični del zasuka izračunamo kot:

$$\theta_{el} = \frac{ML}{3E_{cm}I_{eff}}, \quad (2.119)$$

kjer je  $E_{cm}I_{eff}$  efektivna togost prereza pred tečenjem. Plastični del zasuka pa določimo ob predpostavki, da se plastične deformacije zgodijo le na območju plastičnega členka, t.j. na dolžini  $L_{pl}$  od vpetja:

$$\theta_{pl} = \phi_{pl}L_{pl} = (\phi - \phi_y)L_{pl}. \quad (2.120)$$

Preden začne vzdolžna armatura teči je plastična deformacija enaka 0, torej je v trenutku tečenja vzdolžne armature zasuk stebra enak:

$$\theta_y = \frac{M_y L}{3E_{cm}I_{eff}} = \frac{\phi_y L}{3}, \quad (2.121)$$

največji plastični zasuk pa je dosežen, ko je v prerezu dosežena mejna ukrivljenost  $\phi_u$ . V primeru konzolnega stebra torej določimo mejno rotacijo kot:

$$\theta_u = \theta_y + \theta_p = \theta_y + (\phi_u - \phi_y)L_{pl} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L}\right). \quad (2.122)$$

Pri tem smo upoštevali, da se steber rotira okrog točke ob vpetju in ne okrog točke v težišču plastičnega členka, kot je upoštevano v izrazu (2.120). Izraz (2.122) se v praksi zelo pogosto uporablja in je kot tak tudi privzet v standardih EN1998-2 in EN1998-3. Vrednost mejnega zasuka izračunanega z izrazom (2.122) je običajno precej večja od vrednosti dobljene z izrazom (2.4), vendar v splošnem velja tudi ta za precej konservativno v primerjavi z dejansko mejno rotacijo stebra. V preteklosti je bilo predlaganih precej modifikacij s katerimi bi lahko bolje zajeli vpliv strižnih deformacij in izvleka vzdolžne armature, predvsem s prilagajanjem izraza za izračun dolžine plastičnega členka  $L_{pl}$ .

Prednost uporabe izraza (2.122) pred ostalimi empiričnimi postopki opisanimi v nadaljevanju je predvsem v tem, da je splošen in velja za različne oblike prerezov. Porušitev prereza je dosežena v trenutku, ko je dosežena bodisi mejna deformacija v betonu, bodisi v armaturi. V splošnem velja izraz (2.122) le za primere, ko ne upoštevamo utrditve, t.j. za elasto-plastično idealizacijo, zato Priestley *et al.* (Priestley in Park 1987; Priestley *et al.* 1996a) podajajo izraze za bi-linearno aproksimacijo zveze med momenti in zasuki, oziroma med silami in pomiki, kot:

$$\theta_u = \theta_y \frac{M_u}{M_y} + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left( 1 - \frac{L_{pl}}{2L} \right) \quad (2.123)$$

kjer je »elastični del« pomika dodatno povečan.

Splošen izraz za dolžino plastičnega členka določimo z enačbo naslednje oblike (Fardis 2007):

$$L_{pl} = \alpha L + \beta d_{bL} f_{sy} \quad (2.124)$$

Na podlagi cikličnih eksperimentalnih preiskav pri konstantni osni sili za 64 AB mostnih stebrov (od tega jih je imelo 31 krožni, 8 pravokoten škatlast in 25 poln pravokoten prerez) sta bila za faktorja  $\alpha$  in  $\beta$  določeni vrednosti 0,10 in 0,015, torej:

$$L_{pl} = 0,10L + 0,015d_{bL} f_{sy} \quad (2.125)$$

Ob tem je potrebno poudariti, da so bili vsi preizkušeni stebri projektirani in detajlirani v skladu z zahtevami standarda EN1998-2. V preteklosti je bilo predlaganih že veliko izrazov v odvisnosti od dimenzij stebrov in armature, ter trdnosti vgrajenih materialov, med katerimi je najbolj razširjen izraz, ki sta ga predlagala Priestley in Park (1987), t.j.

$$L_{pl} = 0,08L + 0,22d_{bL} f_{sy} \geq 0,044d_{bL} f_{sy} \quad (2.126)$$

Priestley *et al.* (2007) so kasneje predlagali modifikacijo izraza (2.126), z dodatkom, ki lahko eksplicitno upošteva utrjevanje jekla, za razliko od izraza (2.126), kjer je predpostavljeno, da  $f_u/f_y=1,4$ :

$$L_{pl} = kL + 0,22d_{bL} f_{sy} \geq 0,044d_{bL} f_{sy}; k = 0,2 \left( \frac{f_u}{f_y} - 1 \right) \quad (2.127)$$

V zadnjem času raziskovalci predlagajo tudi uporabo različnih izrazov tudi glede na način obremenjevanja (monotono ali ciklično). Fardis (2009) npr. podaja za primer monotone obtežbe in ne glede na ustreznost konstrukcijskih detajlov izraz:

$$L_{pl} = h \left( 1,1 + 0,04 \min \left( 9, \frac{L}{h} \right) \right) \quad (2.128)$$

V primeru ustreznih konstrukcijskih detajlov in ciklične obtežbe pa lahko uporabimo izraz:

$$L_{pl} = 0,2h \left( 1 + \frac{1}{3} \min \left( 9, \frac{L}{h} \right) \right) \quad (2.129)$$

V zgornjih izrazih je predpostavljeno, da tudi pri izračunu mejne ukrivljenosti upoštevamo, da gre bodisi za ciklično bodisi za monotono obtežbo, t.j. upoštevamo bodisi izraz (2.35) bodisi izraz (2.36). Če tega ne storimo, torej, če za oba primera uporabimo enak model betona, t.j. enako mejno deformacijo (2.37), namesto izraza (2.127) uporabimo izraz:

$$L_{pl} = h \left( 1,2 + 0,04 \min \left( 9, \frac{L}{h} \right) \right) \quad (2.130)$$

in namesto izraza (2.129) izraz

$$L_{pl} = 0,2h \left( 1 + \frac{3}{8} \min \left( 9, \frac{L}{h} \right) \right). \quad (2.131)$$

V standardu EN1998-3 sta predlagana 2 izraza za dolžino plastičnega členka in sicer, glede na uporabljen model betona, če uporabimo model za objetje, kot ga predlaga Fardis, uporabimo izraz:

$$L_{pl} = \frac{L}{30} + 0,2h + a_{sl} \frac{0,11d_{bL}f_{sy}}{\sqrt{f_c}}. \quad (2.132)$$

in, v primeru da uporabimo model objetega betona, ki je vključen v EN1992, izraz:

$$L_{pl} = 0,1L + 0,17h + a_{sl} \frac{0,24d_{bL}f_{sy}}{\sqrt{f_c}}. \quad (2.133)$$

Iz povedanega sledi, da  $L_{pl}$  ne pomeni fizično izmerjene dolžine plastičnega členka (čeprav ima čisto fizikalno podlago), ampak, da gre zgolj za empirično določen parameter s pomočjo katerega dobimo najmanjše odstopanje, ko primerjamo analitične rezultate z eksperimentalnimi. Torej je  $L_{pl}$  odvisen tako od definicije mejnega stanja v prerezu (npr. zasuk na meji tečenja, mejna deformacija betona), kot od eksperimentalne baze, ki je bila uporabljena pri statistični analizi, zato npr. ne moremo kombinirati različnih konstitucijskih modelov materialov z različnimi izrazi za dolžino plastičnega členka.

Pregled zgodovine razvoja izrazov za dolžine plastičnega členka, kot so bili predlagani za različne tipe elementov in njihove primernosti, je predstavljen npr. v (Bae in Bayrak 2008; Berry *et al.* 2008). Pri naših analizah smo v splošnem uporabljali izraza (2.125) in (2.126), razen v primeru krajših stebrov, kjer se je izkazalo, kot je to predhodno ugotovil že Zevnik (2007), da igra zamik momentne črte pomembno vlogo. V tem primeru smo zato dolžino plastičnega členka določili kot polovico dolžine ročice notranjih sil:

$$L_{pl} = 0,5z \approx 0,5 \cdot 0,81h = 0,4h. \quad (2.134)$$

## b) Parametrično-empirični pristopi

Kot druga možnost za določitev mejne rotacije AB elementov se je izkazala priprava empiričnih izrazov za določitev rotacijske kapacitete AB elementov na podlagi statistične analize velikega števila eksperimentalnih rezultatov, kot so to storili Fardis s sodelavci (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003) oz. Haselton (2006). V primeru parametričnega pristopa najprej predpostavimo obliko izraza, ki mu z regresijsko analizo določimo vrednosti neznanih koeficientov. Enostaven primer takega postopka je bil uporabljen tudi pri pristopu z uporabo dolžine plastičnega členka, kot je opisan v predhodnem poglavju. Za dolžino plastičnega členka je bil predpostavljen izraz oblike (2.124), ki so mu nato določili koeficienta  $\alpha$  in  $\beta$ . Izrazi za določitev mejne rotacije AB elementov in rotacije na meji tečenja, ki so jih z večanjem eksperimentalne baze večkrat modificirali Fardis in sodelavci, so bili vključeni tudi v standard EN1998-3 (CEN 2005c). Glede na poenostavljen izraz, ki je podan v EN1998-3, določimo mejno rotacijo AB elementov kot:

$$\theta_u = \frac{0,016}{\gamma_{el}} 0,3^v \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} f_c \right]^{0,225} \left( \frac{L}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( k_e \rho_{sx} \frac{f_{syw}}{f_c} \right)} \quad (2.135)$$

kjer so:

$v$ ..... normirana osna sila

$\omega, \omega'$ ..... mehanski delež natezne ( $\omega = \rho_l f_y / f_c'$ ) in tlačne vzdolžne armature ( $\omega' = \rho_l' f_y / f_c'$ );

$\rho_l$  in  $\rho_l'$ ..... deleža natezne in tlačne armature normirana na  $b_w d$

$L/h$ ..... indeks strižnega razpona

$f_{syw}$ ..... meja tečenja prečne armature v MPa

$k_e$ ..... faktor učinkovitosti objekta v skladu z EN1998-1(2.31)

$\rho_{sx}$ ..... delež prečne armature v ravnini obremenjevanja

$\gamma_{el}$ ..... varnostni faktor s katerim vpeljemo dodatno varnost v primeru primarnih seizmičnih elementov. Za primerjavo z eksperimentalnimi rezultati smo uporabljali  $\gamma_{el}=1,0$ , v determinističnih ocenah potresnega tveganja konstrukcij, pa smo uporabili priporočeno vrednost  $\gamma_{el}=1,5$ .

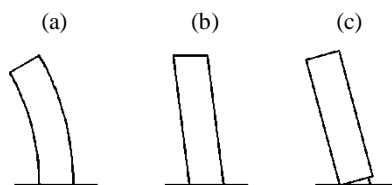
V primeru, ko potrebujemo le plastični del mejne rotacije pa uporabimo naslednji izraz:

$$\theta_{u,pl} = \theta_u - \theta_y = \frac{0,0145}{\gamma_{el}} 0,25^v \left[ \frac{\max(0,01; \omega')}{\max(0,01; \omega)} \right]^{0,30} f_c^{0,2} \left( \frac{L}{h} \right)^{0,35} 25^{\left( \alpha \rho_{sx} \frac{f_{syw}}{f_c} \right)} \quad (2.136)$$

Osnovne značilnosti eksperimentalno preizkušenih stebrov in gred v t.i. Fardisovi bazi so:

- nivo osne sile  $\left( v = \frac{N_E}{A_c f_c}; 0,0-0,85 \right)$
- indeks strižnega razpona  $\left( L^* = \frac{L}{h}; 1,0-6,5 \right)$
- cilindrična tlačna trdnost betona ( $f_c = 15-120$  MPa)

V splošnem lahko zasuk na meji tečenja vzdolžne armature zelo dobro ocenimo z izrazom (2.121), vendar vsebuje ta izraz le upogibno komponento zasuka, medtem ko je prispevek strižnih deformacij in deformacij zaradi morebitnega zdrsa vzdolžne armature izpuščen. Slednja dva prispevka lahko v določenih primerih predstavljata velik del zasuka. Torej lahko celotni zasuk na meji tečenja armature pripišemo trem prispevkom, in sicer prispevku upogiba (a), striga (b) in izvleka vzdolžne armature (c), kot je prikazano na sliki 2.35, oz. zapisano z izrazom (2.137).



**Slika 2.35:** Prispevki upogiba (a), striga (b) in izvleka armature (c) k zasuku na meji tečenja AB stebra  
**Figure 2.35:** Flexure (a), shear (b), and reinforcement slip (c) contribution to pier rotation at yield

$$\theta_y = \theta_{y,f} + \theta_{y,sh} + \theta_{y,sl} \quad (2.137)$$

Zasuk na meji tečenja v primeru AB stebrov in gred ocenimo bodisi z

$$\theta_y = \phi_y \frac{L + \alpha_v z}{3} + 0,00135 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L} \right) + \frac{\varepsilon_{sy}}{d-d'} \frac{d_{bL} f_{sy}}{6 \sqrt{f_c}} \quad (2.138)$$

bodisi z

$$\theta_y = \phi_y \frac{L + \alpha_v z}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{h}{L} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_{bL} f_{sy}}{\sqrt{f_c}} \quad (2.139)$$

V primeru sten pa uporabimo enega izmed ekvivalentnih izrazov, t.j.

$$\theta_y = \phi_y \frac{L + \alpha_v z}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,135 \frac{L}{h} \right) + \frac{\varepsilon_{sy}}{d - d'} \frac{d_{bL} f_{sy}}{6 \sqrt{f_c}}, \quad (2.140)$$

ali

$$\theta_y = \phi_y \frac{L + \alpha_v z}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{L}{h} \right) + 0,13 \phi_y \frac{d_{bL} f_{sy}}{\sqrt{f_c}}, \quad (2.141)$$

Oba para izrazov sta enakovredna in dajeta približno enake rezultate. Prva dva sta nekoliko bolj praktična, ker za izračun vpliva zdrsa vzdolžne armature ne potrebujemo ukrivljenosti na meji tečenja, po drugi strani pa to ukrivljenost potrebujemo za oceno vpliva upogiba. Vsi zgornji izrazi veljajo za stebre, ki ne vsebujejo preklapov vzdolžne armature ob vpetju. Pomen simbolov v zgornjih izrazih je sledeč:

$\phi_y$  .....ukrivljenost na meji tečenja

$L$  .....strižni razpon

$\alpha_v z$  .....označuje zamik momentne linije zaradi striga.  $\alpha_v$  je spremenljivka, ki označuje možnost nastanka strižnih razpok, ki je enaka 1, če je sila, ki ustreza momentu na meji tečenja, t.j.  $M_y/L$  večja od  $V_{Rdc}$  (2.157), sicer je enaka 0

$h$  .....višina prereza

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

$\varepsilon_{sy}$  .....deformacija armature na meji tečenja

$d_{bL}$  .....premer vzdolžne armature

$f_{sy}$  .....meja tečenja armature v MPa

$f_c$  .....tlačna trdnost betona v MPa

V Evrokod standardih je predpostavljena uporaba bi-linearne idealizacije brez utrditve, t.j. elasto-plastične idealizacije, zveze moment-zasuk, zato za njeno definicijo poleg rotacij na meji tečenja in upogibne nosilnosti stebra ne potrebujemo dodatnih parametrov.

Za razliko od evropskih predpisov je Haselton (2006) za osnovo za pripravo empiričnih izrazov privzel Ibarra histerezni model (Ibarra *et al.* 2005), ki je prikazan na sliki 2.36. Kalibracijo parametrov modela je opravil na podlagi t.i. PEER-ove baze (PEER 2007). Eksperimentalno preizkušeni stebri zbrani v tej bazi imajo naslednje lastnosti:

- nivo osne sile  $\left( v = \frac{N_E}{A_c f_c} : 0,0 - 0,7 \right)$
- indeks strižnega razpona  $\left( L^* = \frac{L}{h} ; 1,5 - 6,0 \right)$
- cilindrična tlačna trdnost betona ( $f_c = 20 - 120$  MPa)
- trdnost na meji tečenja vzdolžne armature ( $f_{sy} = 340 - 520$  MPa)
- delež vzdolžne armature ( $\rho_l = 0,015 - 0,043$ )
- delež prečne armature ( $\rho_{sw} = 0,002 - 0,02$ )
- razmerje razmika med stremeni in statično višino prereza ( $s/d : 0,1 - 0,6$ )

Ibarra histerezni model definiramo z monotono histerezno ovojnico (Slika 2.36a) in energijskimi parametri, ki določajo deterioracijo nosilnosti in togosti zaradi ponavljanja ciklov. Haselton podaja

izraz za določitev efektivne togosti prereza stebra (2.142), t.j. togosti, ki je enaka naklonu premice, ki gre skozi izhodišče in skozi točko na meji tečenja ( $M_y, \phi_y$ ):

$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = -0,07 + 0,59\nu + 0,07 \cdot \left(\frac{L}{h}\right); \quad 0,2 \leq \frac{EI_{eff}}{EI_g} \leq 0,6 \quad (2.142)$$

kjer je  $EI_{eff}$  efektivna togost prereza,  $EI_g$  pa je togost nerazpokanega prereza. V izrazu (2.142) so zajeti vsi trije mehanizmi, ki so v izrazu (2.137) obravnavani ločeno. Zasuk na meji tečenja nato izračunamo kot:

$$\theta_y = \frac{1}{K_{eff}} M_y = \frac{LM_y}{3EI_{eff}}, \quad (2.143)$$

kjer je  $M_y$  moment na meji tečenja, ki ga izračunamo z analizo prereza, kot je opisano v poglavju 2.2.4. Moment pri maksimalni nosilnosti  $M_c$  nato določimo z izrazom (2.144), oz. preprosto z izrazom

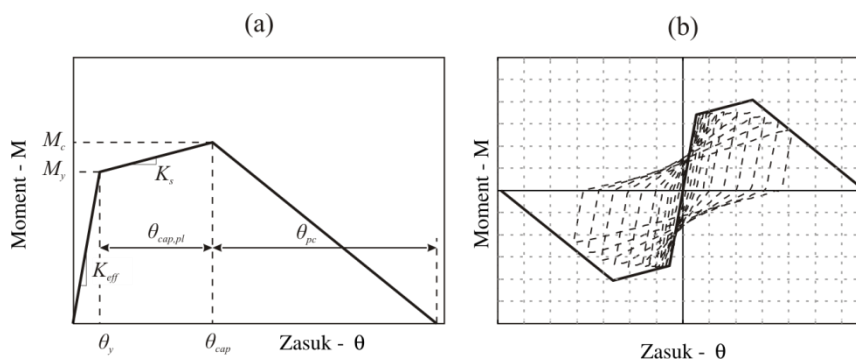
$$M_c / M_y = 1,25 \cdot 0,89^\nu \cdot 0,91^{0,01f_c} \quad (2.144)$$

Za tipične mostne stebre ( $\nu=0,1$ ;  $f_c=30MPa$ ) znaša torej to razmerje cca. 1,20. Pripadajoči zasuk pri maksimalni nosilnosti pa izračunamo kot:

$$\theta_{cap} = 0,12 \cdot (1 + 0,4a_{sl}) \cdot 0,2^\nu \cdot (0,02 + 40\rho_{sw})^{0,52} \cdot 0,56^{0,01f_c} \cdot 2,37^{10,0\rho_l}, \quad (2.145)$$

postkritični zasuk  $\theta_{pc}$ , t.j. razliko med zasukom pri katerem pade nosilnost na 0 in zasukom pri maksimalni sila pa določimo kot:

$$\theta_{pc} = 0,76 \cdot 0,031^\nu (0,02 + 40\rho_{sw})^{1,02} \leq 0,1 \quad (2.146)$$



**Slika 2.36:** Ibarra histerezni model (a); (b) monotona ovojnica (polna črta); ciklični odziv (črtkana črta) (Haselton 2006)

**Figure 2.36:** Ibarra's hysteretic model (a); (b) monotonic envelope (solid line); cyclic response (dashed line) (Haselton 2006)

Ibarra histerezni model zajema štiri oblike ciklične deterioracije, in sicer deterioracijo osnovne in padajoče nosilnosti ter raztežitvene in obtežitvene togosti. Vsaka izmed njih je opisana z dvema parametroma: normirano energijsko kapaciteto  $\lambda_i$  in eksponentom  $c_i$ . Tudi vseh teh osem parametrov bi bilo potrebno empirično določiti, vendar je Haselton problem v veliki meri poenostavil s tem, ko je predpostavil, da je za vse stebre  $c=1,0$ , ter, da deterioraciji togosti nimata bistvenega vpliva na odziv stebrov iz uporabljene baze, zato  $\lambda_a = \lambda_k = \infty$  (Kramar 2008). Nadalje je predpostavil, da sta energijski kapaciteti obeh deterioraciji nosilnosti enaki, torej je bilo potrebno določiti en sam parameter za opis ciklične deterioracije, t.j.  $\lambda = \lambda_c = \lambda_s$ , ki ga določimo kot:

$$\lambda = 127,2 \cdot 0,19^\nu \cdot 0,24^{s/d} \cdot 0,595^{V_y/V_n} \cdot 4,25^{\omega_w}, \quad (2.147)$$

kjer so:

$V_y/V_n$  ..... razmerje med strižno obremenitvijo ob začetku tečenja armature in strižno nosilnostjo, ki jo določimo v skladu s standardom ACI 318 (ACI Committee 318 2002)

$\omega_w$  ..... mehanski delež stremen

### c) Ne-parametrično empirični pristop

Ena izmed slabosti parametrično empiričnih pristopov opisanih v predhodnem razdelku, je npr. v tem, da izrazi veljajo le za vrednosti parametrov (npr. strižni razpon, nivo osne sile, procent armiranja...) v omejenem okviru, pa tudi v tem, da je potrebno ob vsakokratnih novih spoznanjih (npr. novih eksperimentalnih rezultatih) opraviti novo kalibracijo parametrov z dodatnimi regresijskimi analizami. Rešitev drugega problema predstavljajo t.i. ne-parametrične empirične metode na podlagi nevronske mreže, kot jih predlagajo npr. Peruš *et al.* (Peruš *et al.* 2006; Peruš in Fajfar 2007), ali pa Inel (2007). V takem primeru lahko metodo uporabljamo v nespremenjeni obliki kljub novim podatkom v bazi.

Peruš *et al.* (2006) so za izračun mejnih zasukov AB stebrov predlagali uporabo t.i. metode CAE (angl. Conditional Average Estimator method). Metoda CAE je ne-parametrična metoda za oceno podatkov na osnovi podatkovne baze, ki sta jo razvila Grabec in Sachse v začetku devetdesetih let prejšnjega stoletja in objavila v (Grabec in Sachse 1997). Metoda CAE je poseben tip verjetnostne nevronske mreže, ki temelji na večdimenzionalni ne-parametrični regresiji, in se jo lahko uporablja za empirično modeliranje različnih fizikalnih pojavov ob ustreznih podatkovnih bazah. Npr. metodo so v okviru iste raziskovalne skupine uporabljali tudi za oceno strižnih nosilnosti, duktilnosti in tipa porušitve AB sten (Peruš *et al.* 1994) in tudi za modeliranje atenuacijskih zvez (Fajfar in Peruš 1997). Kasneje sta Peruš in Fajfar (2007) metodo nadgradila za napoved celotne histerezne ovojnice moment–zasuk.

Največkrat uporabljani eksperimentalni bazi, ki sta služili tako za uporabo v parametričnih metodah, opisanih v predhodnem poglavju in ne-parametričnih metodah, sta t.i. PEER-ova baza (PEER 2007), ki so jo pripravili na univerzi v Washingtonu in t.i. Fardisova baza, ki so jo pripravili in dopolnjevali Fardis in sodelavci (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003). Peruš *et al.* (2006) so za svoje potrebe iz zgornjih baz izločili neprimerne rezultate preiskav in ohranili le tiste, kjer je bil uporabljen standardni ciklični test in pri katerih je prišlo do porušitve (vsaj 20 % padec sile). Upoštevanji so bili le stebri z značilno upogibno porušitvijo, kar pomeni da v originalni obliki metode ne moremo uporabiti za oceno odziva stebrov, kjer je potencialno kritična strižna porušitev. Zgornje baze temeljijo večinoma na eksperimentalnih preiskavah AB elementov, t.j. gred in stebrov, ki so tipični v stavbah in je zato njihova uporaba za oceno odziva mostnih stebrov (še posebej takih s škatlastim prerezom) vprašljiva. Zato smo na podlagi pregleda literature o preiskavah škatlastih stebrov pripravili lastno eksperimentalno bazo, ki je predstavljena v poglavju 2.2.1. V naših raziskavah smo metodo CAE uporabljali tudi za oceno parametrov za Ibarra histerezni model (Ibarra *et al.* 2005), kot je opisan v predhodnem poglavju.

Metodo CAE v kombinaciji s podatkovno bazo, ki so jo, na podlagi zgoraj omenjenih podatkovnih baz, pripravili Peruš *et al.*, lahko uporabljamo v primerih, ko so vhodni parametri v naslednjih mejah:

- nivo osne sile ( $\nu = P/A_c f_c' : 0,0 - 0,6$ )
- indeks strižnega razpona ( $L^* = L/h : 2,0 - 6,0$ )
- cilindrična tlačna trdnost betona ( $f_c = 20 - 120$  MPa)
- efektivni delež vzdolžne armature ( $\omega_l = \rho_l f_{yl} / f_c : 0,04 - 0,45$ )
- efektivni delež stremen ( $\alpha \omega_{sw} = \alpha \rho_{sw} f_{ys} / f_c : 0,0 - 0,14$ ).

Metoda CAE se je izkazala za zelo učinkovito pri stebrih, ki se dobro ujemajo s podatkovno bazo, v primerih, kjer vhodni podatki odstopajo od zgornjih omejitev, pa so napovedi zelo nezanesljive, t.j. ocena napake napovedi je velika (Kramar 2008).

#### 2.2.6 Ocena strižne nosilnosti AB stebrov

Za realno oceno nelinearnega obnašanja obstoječih AB stebrov je torej potrebno preveriti tudi možnost nedopustnih porušnih mehanizmov, kot je npr. krhka strižna porušitev. Parametrične analize eksperimentalnih rezultatov so poleg spoznanj o upogibnem obnašanju prinesle tudi spoznanja glede strižne nosilnosti elementov v odvisnosti od duktilnosti (Priestley *et al.* 1994; Xiao in Martirosyan 1998; Kowalsky in Priestley 2000; Biskinis *et al.* 2004; Sezen in Moehle 2004; Biskinis in Fardis 2008). Izrazi, ki so jih, na podlagi statističnih analiz eksperimentalnih rezultatov objavljenih v znanstvenih delih, pripravili Fardis in sodelavci (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003; Biskinis *et al.* 2004) so bili vključeni tudi v evropski standard EN1998-3 (CEN 2005c). Čeprav so slednji namenjeni predvsem oceni strižnih nosilnosti AB elementov v stavbah, jih lahko uspešno uporabimo tudi za oceno strižnih nosilnosti AB mostnih stebrov (Calvi *et al.* 2005; Isaković *et al.* 2008a). Nekatere izmed zgoraj omenjenih metod, ki smo jih uporabljali pri oceni strižnih nosilnosti eksperimentalno preizkušenih stebrov, so povzete v tem razdelku.

V primerjavi z upogibno nosilnostjo je strižna nosilnost AB elementov razmeroma slabo raziskana. Pri projektiranju novih konstrukcij v skladu s sodobnimi standardi za gradnjo na potresnih območjih z ustrezno konservativnostjo zagotavljamo hierarhijo mehanizmov porušitve s pomočjo uporabe t.i. metode načrtovanja nosilnosti (angl. capacity design/CD), za oceno strižne nosilnosti starejših konstrukcij, z namenom ocene potresnega tveganja in/ali potrebnosti potresnih utrditev, pa potrebujemo natančnejše metode ocene strižne nosilnosti.

V vsakdanji praksi strig in upogib še vedno upoštevamo kot dva ločena problema, čeprav sta med seboj zelo povezana. V zadnjem času se sicer že kaže napredek pri razumevanju in modeliranju striga, ter interakcije med strižnimi in osnimi silami ter upogibom. Za zajem interakcije med osno silo, strigom in upogibnim momentom na odziv armiranobetonskih stebrov se raziskovalci največkrat opirajo na t.i. teorijo tlačnega polja (angl. Compression field theory) (Vecchio in Collins 1986; Mostafaei *et al.* 2009), vendar ta še vedno ni sposobna opisati vseh mehanizmov in njihove degradacije pri cikličnem obremenjevanju v plastičnih členkih AB elementov.

K strižni nosilnosti AB stebrov brez strižne armature prispevajo različni kompleksni mehanizmi, kot so trenje med agregatnimi delci vzdolž strižnih razpok, strižna nosilnost tlačne cone in molznični učinek vzdolžne armature, v primeru strižno armiranih elementov pa se ob tem ustvari še palični mehanizem, kjer natezne napetosti prevzameta stremenska in natezna vzdolžna armatura, tlačne napetosti pa tlačne diagonale (Isaković in Fischinger 2006c). Prispevek posamezne komponente je odvisen tako od osne sile v elementu kot tudi od dosežene duktilnosti stebra. Tlačna sila, bodisi zaradi prednapetja bodisi zaradi drugih vplivov, ugodno vpliva na prispevek trenja med agregatnimi zrni, ob tem pa se ustvari tudi tlačna diagonala, ki še dodatno poveča strižno nosilnost. Pri manjših duktilnostih je prispevek betona k strižni nosilnosti relativno večji, kot v primeru večjih, obratno pa strižna armatura do začetka tečenja le delno pomaga pri prevzemu strižnih sil.

Pri oceni obnašanja obstoječih AB elementov pri projektiranju katerih ni bila uporabljena metoda varovalke lahko pride do različnih tipov porušitve, kot je prikazano na sliki 2.37. Možnost strižne porušitve lahko napovemo s primerjavo strižnih zahtev, ki jih določimo iz upogibne nosilnosti, in strižne nosilnosti. Slika 2.37a shematsko prikazuje primer odziva treh stebrov s prerezi 1, 2 in 3 z enako strižno armaturo in različnimi količinami vzdolžne armature. Zaradi enostavnosti je predpostavljeno, da imajo vsi trije stebri enako strižno nosilnost (razlika bi namreč lahko nastala zaradi moznicega efekta). Za primer je prikazan odnos med strižno nosilnostjo in duktilnostjo, kot so ga predlagali raziskovalci z Univerze v San Diegu (UCSD), ki je opisan v nadaljevanju. V primeru prereza 1, ki ima največjo upogibno nosilnost bi prišlo do strižne porušitve še pred tečenjem vzdolžne armature (točka A na sliki 2.37a), v primeru prereza 2, bi se vzdolžna armatura sicer plastificirala vendar bi zaradi degradacije strižne nosilnosti prišlo do hipne strižne porušitve v točki B. Steber 3 pa ima v danem primeru zadostno strižno nosilnost, t.j. prečna sila v stebru ne bi dosegla strižne



nosilnosti, torej bi se porušil duktilno. Slika 2.37b podobno prikazuje tri stebre le da imajo vsi trije enako količino vzdolžne armature in različne količino stremenske armature, torej lahko predpostavimo, da imajo vsi trije stebri enako upogibno nosilnost in različne strižne nosilnosti. Steber 1 ima zadostno strižno nosilnost, kar pomeni da lahko v njem pričakujemo duktilno porušitve, medtem ko imata stebra 2 in 3 premajhno strižno nosilnost, in sicer v stebru 2 bi sicer prišlo do tečenja vzdolžne armature in nato do kombinirane upogibno-strižne porušitve, v stebru 3 pa bi prišlo do hipne porušitve že pred tečenjem vzdolžne armature.

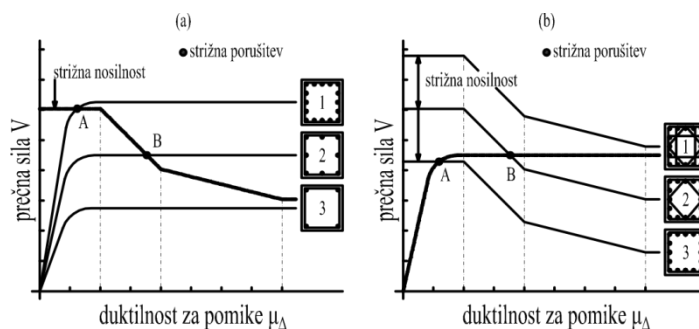
V nadaljevanju so predstavljene nekatere metode, ki smo jih uporabljali v okviru naloge, in sicer smo strižno nosilnosti stebrov ocenili z uporabo metod, ki so podane v evropskih standardih (CEN 2004a, 2005a, 2005b, 2005c) in z nekaterimi metodami opisanimi v strokovni literaturi (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a; Kowalsky in Priestley 2000). Primernost teh izrazov za oceno strižne nosilnosti mostnih stebrov je bila že večkrat preverjena, npr. (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a; Xiao in Martirosyan 1998; Kowalsky in Priestley 2000; Yeh *et al.* 2001; Mo in Nien 2002; Yeh *et al.* 2002b; Yeh *et al.* 2002a; Mo *et al.* 2003; Biskinis *et al.* 2004; Mo *et al.* 2004; Calvi *et al.* 2005; Isaković *et al.* 2008a).

Vsi predlagani postopki na različne načine vpeljujejo varnost pred strižno porušitvijo, t.j. z uporabo različnih parcialnih materialnih varnostnih faktorjev ali obtežnih varnostnih faktorjev, ki pa smo jih v opisu metod v večini primerov izpustili. Ne glede na uporabljeno metodo lahko strižno nosilnost elementa  $V_R$  v splošnem opišemo kot vsoto treh različnih prispevkov, in sicer prispevka osne sile  $V_P$ , prispevka betona  $V_C$  in prispevka strižne armature  $V_w$ .

$$V_{Ed} \leq V_R = V_P + V_C + V_w \quad (2.148)$$

Strižne zahteve, t.j. strižno obtežbo  $V_{Ed}$ , v potresnem inženirstvu določimo v skladu z metodami načrtovanja nosilnosti, t.j. iz projektne upogibne nosilnosti  $M_{Rd}$  z upoštevanjem dodatne nosilnosti (angl. over strength) s faktorjem  $\gamma_{Rd}$ :

$$V_{Ed} = \frac{\gamma_{Rd} M_{Rd}}{L} \quad (2.149)$$



**Slika 2.37:** Porušitev stebrov z enako količino strižne armature in različnimi količinami vzdolžne armature (a); Porušitev stebra z enako količino vzdolžne armature in različnimi količinami strižne armature (Isaković in Fischinger 2006c)

**Figure 2.37:** Failure of columns with the same amount of shear reinforcement and different quantities of longitudinal reinforcement (a); Failure of columns with the same longitudinal reinforcement and different quantities of shear reinforcement (Isaković in Fischinger 2006c).

**Preglednica 2.6:** Prednosti in slabosti predstavljenih pristopov za oceno strižne nosilnosti AB elementov

**Table 2.6:** Advantages and limitations of presented methods for determination of shear capacity of RC elements

Metoda	Prednosti	Slabosti
EN 1998-2:2005	- primerna za projektiranje - primerna za statično obtežbe - primernejša za grede - upošteva najpomembnejše mehanizme za prevzem striga	- konservativna pri nizkih duktilnostih - ugoden vpliv tlačnih napetosti le delno zajet (konservativno)
EN 1998-3:2005	- primerna za oceno strižne nosilnosti obstoječih AB elementov - upošteva najpomembnejše mehanizme za prevzem striga - primerna za elemente različnih dimenzij	- če se strogo držimo zahtev glede minimalne nosilnosti (uporaba zgornje metode) konservativna
UCSD - O (-R)	- primerna za oceno strižne nosilnosti obstoječih AB elementov in projektiranje - upošteva najpomembnejše mehanizme za prevzem striga	- potrebno posebno programsko orodje - velja le za vrednosti parametrov v omejenem okviru - izpeljana na podlagi stebrov s krožnimi prerezi in strižnim razponom okrog 2 (novejši modele UCSD-R, to sicer delno odpravlja)

#### a) Metoda 1: EN 1998-2:2005 (CEN 2005b)

Ker je EN1998-2 uradni standard za potresno varno projektiranje mostov v Evropi smo najprej ocenili strižno nosilnost stebrov po metodah, ki so vključene vanj. Glede na standard EN1998-2 določimo strižno nosilnost mostnih stebrov po metodah standarda EN1992-1-1, oz. v primeru mostov EN1992-2 (CEN 2004a, 2005a), z upoštevanjem dodatnih pravil iz EN1998-2. Vrednosti  $V_{Rd,c}$ ,  $V_{Rd,s}$ ,  $V_{Rd,max}$ , ki se določijo v skladu z EN1992, zmanjšamo z dodatnim varnostnim faktorjem  $\gamma_{Bd}$  proti krhki strižni porušitvi. Vrednost za  $\gamma_{Bd}$  lahko določimo na enega izmed podanih načinov:

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1} + 1 - \frac{qV_{Ed}}{V_{C,o}} \leq \gamma_{Bd1}, \quad (2.150)$$

oz.

$$1 \leq \gamma_{Bd} = \gamma_{Bd1}, \quad (2.151)$$

Glede na nacionalni dodatek k EN1998-2 se upošteva priporočeno vrednost:

$$\gamma_{Bd1} = 1.25. \quad (2.152)$$

V primeru, da je strižni index stebra  $L_v/h$  manjši od 2 je potrebno upoštevati tudi določila standarda EN1998-1 za kontrolo diagonal stojine in kontrolo strižnega zdrsa ob vpetju stebra, podobno kot velja za stene. V standardu EN1992 se za preverjanje strižne odpornosti uporablja naslednje simbole<sup>2</sup>:

$V_{Rd,c}$ .....projektna strižna odpornost elementa brez strižne armature

$V_{Rd,s}$ .....projektna vrednost prečne sile, ki jo lahko prenese plastificirana strižna armatura

$V_{Rd,max}$ .....vrednost največje prečne sile, ki jo lahko prenese element, omejena z nosilnostjo tlačnih diagonal

V območjih elementa, kjer je

$$V_{Ed} < V_{Rd,c}, \quad (2.153)$$

moramo zagotoviti minimalno strižno armaturo. Drugje, torej velja

$$V_{Ed} \geq V_{Rd,c}, \quad (2.154)$$

<sup>2</sup> Opomba: Ker so standardi EN1992-1-1 in EN1998-1 namenjeni projektiranju novih konstrukcij v njih uporabljamo projektne nosilnosti  $V_{Rd}$ . V okviru naloge pa v splošnem uporabljamo izmerjene karakteristike materialov brez upoštevanja parcialnih varnostnih faktorjev, zato je index  $d$  v nadaljevanju izpuščen, razen v primerih kjer je posebej poudarjeno, da gre za projektno nosilnost

pa moramo zagotoviti tolikšno strižno armaturo, da velja

$$V_{Ed} \leq V_{Rd}, \quad (2.155)$$

kjer je strižna nosilnost enaka:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} \leq V_{Rd,max}, \quad (2.156)$$

kar torej pomeni, da je v takem primeru potrebno zanemariti prispevek betona k strižni nosilnosti elementa. Projektna vrednost strižne odpornosti prereza brez strižne armature  $V_{Rd,c}$  [v N] je podana kot:

$$V_{Rd,c} = \left[ C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d \quad (2.157)$$

z najmanjšo vrednostjo

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad (2.158)$$

pri tem je:

$f_{ck}$  ..... karakteristična tlačna trdnost betona [MPa]

$A_s$  ..... ploščina prereza ustrezno sidrane natezne armature

$b_w$  ..... najmanjša širina nateznega dela prečnega prereza [mm]

$d$  ..... statična višina prereza [mm]

$N$  ..... je osna sila v prerezu v [N] ( $N > 0$  za tlak)

$A_c$  ..... ploščina prečnega prereza betona [mm<sup>2</sup>]

$\sigma_{cp}$  je osna napetost v prerezu, t.j.

$$\sigma_{cp} = \frac{N}{A_c} \leq 0,2 f_{cd} \text{ [MPa]}, \quad (2.159)$$

faktor  $k$ , določimo kot:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0. \quad (2.160)$$

Delež natezne vzdolžne armature izračunamo kot:

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0,02. \quad (2.161)$$

Za vrednosti  $C_{Rd,c}$ ,  $v_{min}$  in  $k_1$  določa slovenski nacionalni dodatek k EN1992 uporabo priporočenih vrednosti, t.j.:

$$C_{Rd,c} = \frac{0,18}{\gamma_c}, \quad (2.162)$$

$$v_{min} = 0,035 k^{2/3} \sqrt{f_{ck}} \quad (2.163)$$

in

$$k_1 = 0,15. \quad (2.164)$$

Določitev strižne nosilnosti AB elementov s strižno armaturo po EN1992 temelji na modelu paličja z variabilnim naklonom tlačnih diagonal  $\theta$ . Pri tem je kot  $\theta$  omejen, tako da velja:

$$1 \leq \cot \theta \leq 2,5 \quad (2.165)$$

Vpliv osne sile je posredno upoštevan v izrazu (2.157). Pri elementih s strižno armaturo je strižna odpornost  $V_{Rd}$  manjša izmed vrednosti:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} z f_{ywd} \cot \theta \quad (2.166)$$

in

$$V_{Rd,max} = \frac{\alpha_{cw} b_w z v_1 f_{cd}}{(\cot \theta + \tan \theta)} \quad (2.167)$$

pri tem je:

$A_{sw}$ .....ploščina prečnega prereza strižne armature

$s$ .....razmak stremen

$f_{ywd}$ .....projektna meja elastičnosti strižne armature

$v_1$ .....je redukcijski faktor trdnosti za strižno razpokani beton

$\alpha_{cw}$ .....koeficient, ki upošteva stanje napetosti v tlačni coni

Glede na nacionalni dodatek k EN1992 za  $v_1$  in  $\alpha_{cw}$  prevzamemo priporočene vrednosti:

$$v_1 = v = 0,6 \left[ 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] \quad (2.168)$$

Priporočena vrednost za  $\alpha_{cw}$  je v primeru konstrukcij brez prednapetja:

$$\alpha_{cw} = 1 \quad (2.169)$$

Strižna nosilnost AB elementov je omejena z nosilnostjo tlačnih diagonal, ki jo določimo z izrazom (2.167).

Omeniti velja, da je Slovenija ob začetku Nacionalnega programa izgradnje avtocest v začetku devetdesetih let prejšnjega stoletja med prvimi uzakonila uporabo Evrokod standardov za projektiranje avtocestnih objektov. V naših analizah smo obravnavali tudi nekaj konstrukcij iz tega obdobja (glej poglavje 5.4). Za razliko od trenutne verzije standardov so imeli v pred-standardu prEN1992 projektanti na voljo izbiro med zgoraj opisanim modelom z variabilnim naklonom tlačnih diagonal in standardnim Ritter-Mörsch-evim paličjem, pri katerem upoštevamo naklon tlačnih diagonal  $45^\circ$ , strižno nosilnost elementa pa določimo kot vsoto prispevkov betona, ki se je sicer v predstandardu določal nekoliko drugače kot je zgoraj opisano, in strižne armature. Na območju plastičnih členkov so sicer veljala še posebna pravila glede upoštevanja prispevka betona, odvisno od osnih napetosti v prerezu.

### **b) Metoda 2: EN 1998-3:2005 (CEN 2005c)**

Strižno nosilnost AB elementov  $V_R$ , kontrolirano z nosilnostjo strižne armature, lahko razdelimo na tri prispevke, kot je prikazano v izrazu (2.148). Postopek, ki je bil privzet v standardu EN1998-3 so Biskinis *et al.* (2004) razvili na podlagi postopka, ki so ga predlagali raziskovalci z UCSD (Priestley *et al.* 1994; Kowalsky in Priestley 2000), opisanega v nadaljevanju, zato sta si postopka precej podobna. Kalibracijo empiričnih koeficientov so opravili na podlagi 239 testov, med katerimi so bili tudi mostni stebri, kar upravičuje uporabo metode v okviru naloge, saj je sicer standard EN1998-3 namenjen oceni potresnega tveganja obstoječih stavb. Glede na EN1998-3 ocenimo strižno nosilnost AB stebra kot:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} (V_p + V_c + V_w), \quad (2.170)$$

kjer je  $\gamma_{el}$  faktor s katerim vpeljemo dodatno varnost za primarne konstrukcijske elemente.

Prispevek osne sile, oziroma osnih napetosti, k strižni nosilnosti elementa ocenimo kot:

$$V_p = N \tan \alpha = N \frac{h-x}{2L_v}, \quad (2.171)$$

kjer je osna sila  $N$  omejena z  $0,55A_g f_{cm}$ . Z izrazom (2.171) je upoštevano, da je vpliv tlačnih napetosti večji v kratkih stebrih saj se pri njih formira tlačna diagonala, ki ima večjo horizontalno komponento, t.j. kot  $\alpha$  je večji. Na sliki 2.38 je kot  $\alpha$  skiciran za primer enostransko in obojestransko vpetega stebra. Prispevek betona pa lahko zapišemo kot:

$$V_c = k_1 k_2 k_3 \sqrt{f_{cm}} A_c, \quad (2.172)$$

prispevek strižne armature pa kot:

$$V_w = k_1 \frac{A_{sw}}{s} z f_{yw} \cot \theta. \quad (2.173)$$

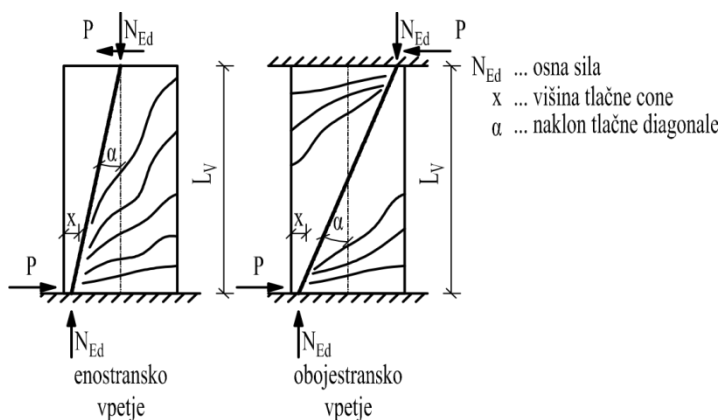
Koeficiente  $k_1$ ,  $k_2$  in  $k_3$  iz izrazov (2.172) in (2.173) določimo kot:

$$k_1 = 1 - 0,05 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}), \quad (2.174)$$

$$k_2 = 0,16 \max(0,5; 100 \rho_{tor}) \quad (2.175)$$

in

$$k_3 = 1 - 0,16 \min\left(5; \frac{L_v}{h}\right). \quad (2.176)$$

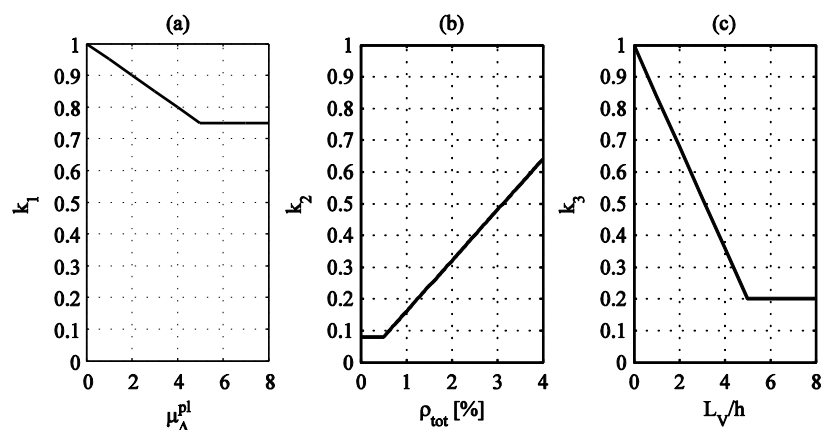


**Slika 2.38:** Prispevek osnih napetosti k strižni nosilnosti stebra  
**Figure 2.38:** Axial force contribution to shear strength of a column

S koeficientom  $k_1$  zajamemo vpliv degradacije strižne nosilnosti betona in prečne armature v odvisnosti od plastičnega dela duktilnosti

$$\mu_{\Delta}^{pl} = \mu_{\Delta} - 1. \quad (2.177)$$

Koeficienta  $k_2$  in  $k_3$  zajemata prispevek vzdolžne armature in vpliv strižnega razpona na strižno nosilnost stebra. Na sliki 2.39 so prikazane vrednosti koeficientov  $k_1$  v odvisnosti od plastičnega dela duktilnosti,  $k_2$  v odvisnosti od deleža vzdolžne armature in  $k_3$  v odvisnosti od strižnega razpona. S slike 2.39 lahko razberemo, da se prispevek betona z naraščanjem duktilnosti in strižnega razpona manjša (trenje med delci, manjša tlačna cona, ločni efekt), z večanjem deleža vzdolžne armature pa večja (moznični efekt).



**Slika 2.39:** Korekcijski faktorji v izrazu (2.172):  $k_1$ , s katerim upoštevamo vpliv duktilnosti (a),  $k_2$  s katerim upoštevamo vpliv vzdolžne armature (b) in  $k_3$ , s katerim upoštevamo vpliv strižnega razpona (c) na prispevek betona k strižni nosilnosti

**Figure 2.39:** Factors in Eq. (2.172):  $k_1$ , which takes the ductility in to account (a),  $k_2$ , which takes the longitudinal reinforcement ratio into account (b) and  $k_3$ , which takes the shear span ratio in to account (c)

Oznake v izrazih (2.170)-(2.176), imajo naslednji pomen:

- $\gamma_{el}$  ..... varnostni faktor, ki za primarne konstrukcijske elemente znaša 1,15, za sekundarne pa 1,00
- $h$  ..... višina prereza
- $x$  ..... višina tlačne cone
- $L_V$  ..... strižni razpon
- $b_w$  ..... najmanjša širina prečnega prereza [mm]
- $N$  ..... osna sila
- $A_c$  ..... površina betona, (pravokoten prerez  $b_w d$ ; krožni prerez  $\pi D_c^2/4$  glej sliko )
- $f_{cm}$  ..... srednja vrednost tlačne trdnosti betona [MPa], ustrezno korigirana glede na nivo vedenja

Strižno nosilnost AB elementa s pravokotnim prerezom določimo torej glede na EN 1998-3 kot:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} N_{Ed} + k_1 \left( k_2 k_3 \sqrt{f_c} + 0,9 \rho_w f_{yw} \right) b_w d \right], \quad (2.178)$$

v primeru krožnega prereza s premerom D pa kot:

$$V_R = \frac{1}{\gamma_{el}} \left[ \frac{h-x}{2L_V} N_{Ed} + k_1 \left( k_2 k_3 \sqrt{f_c} \frac{\pi D_c^2}{4} + \frac{\pi}{2} \frac{A_{sw}}{s} f_{yw} (D-2c) \right) \right], \quad (2.179)$$

kjer so

- $D_c$  ..... notranji premer stremen, t.j.  $D_c = D - 2c - 2d_{bw}$
- $c$  ..... debelina krovnega sloja betona
- $d_{bw}$  ..... premer stremen (glej sliko)

Strižna nosilnost sten,  $V_R$  je navzgor omejena s silo, ki ustreza nosilnosti tlačnih diagonal,  $V_{R,max}$ , ki jo za ciklično obtežbo določimo z naslednjim izrazom:

$$V_{R,max} = \frac{0,85 \sqrt{f_{cm}} b_w z}{\gamma_{el}} k_1^* k_2^* k_3^* k_4^* \quad (2.180)$$

Podobno kot v izrazu (2.172) zajemajo koeficient  $k_i^*$  vpliv degradacije strižne nosilnosti zaradi duktilnosti:

$$k_1^* = 1 - 0,06 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}), \quad (2.181)$$

koeficient  $k_2^*$  vpliv osne sile na strižno nosilnost:

$$k_2^* = 1 + 1,8 \min\left(0,15; \frac{N}{A_c f_c}\right), \quad (2.182)$$

koeficient  $k_3^*$  vpliv deleža vzdolžne armature na strižno nosilnost:

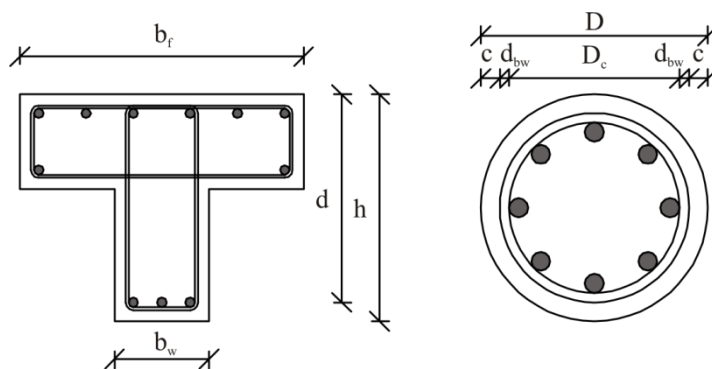
$$k_3^* = 1 + 0,25 \max(1,75; 100 \rho_{tot}) \quad (2.183)$$

in koeficient  $k_4^*$  vpliv strižnega razpona na strižno nosilnost:

$$k_4^* = 1 - 0,2 \min\left(2; \frac{L_v}{h}\right). \quad (2.184)$$

V primeru ciklično obremenjenih kratkih AB stebrov, s strižnim razponom manjšim od 2, strižno nosilnost omejimo z  $V_{R,max}$ , ki jo določimo z izrazom:

$$V_{R,max} = k_1^{**} k_2^{**} k_3^{**} k_4^{**} \frac{1}{\gamma_{el}} \frac{4}{7} \sqrt{\min(40; f_c)} b_w z \sin(2\delta) \quad (2.185)$$



**Slika 2.40:** Pomen dimenzijskih parametrov v izrazih (2.178) in (2.179)  
**Figure 2.40:** Dimensional parameter meanings in Eq. (2.178) and (2.179)

Koeficienti imajo podoben pomen kot zgoraj, in sicer:

koeficient  $k_1^{**}$  zajema degradacijo strižne nosilnosti zaradi duktilnosti:

$$k_1^{**} = 1 - 0,02 \min(5; \mu_{\Delta}^{pl}), \quad (2.186)$$

koeficient  $k_2^{**}$  zajema vpliv osne sile na strižno nosilnost:

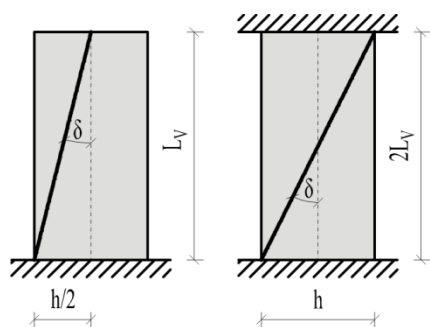
$$k_2^{**} = 1 + 1,35 \frac{N}{A_c f_c}, \quad (2.187)$$

in koeficient  $k_3^{**}$  zajema vpliv vzdolžne armature na maksimalno strižno nosilnost:

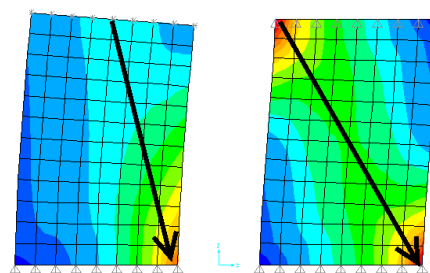
$$k_3^{**} = 1 + 0,45(100 \rho_{tot}). \quad (2.188)$$

$\delta$  je kot med diagonalo in osjo elementa (Sliki 2.41 in 2.42).

$$\tan \delta = \frac{h}{2L_v}. \quad (2.189)$$



**Slika 2.41:** Določitev kota  $\delta$  v kratkih stebrih

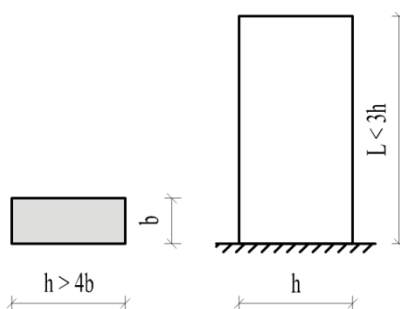


**Slika 2.42:** Tlačne napetosti in potek tlačnih diagonal v konzolnem (a) in obojestransko vpetem (b) stebri

**Figure 2.41:** Definition of the  $\delta$  angle in short piers

**Figure 2.42:** Compression strut in cantilevered (a) and double bended (b) pier

Glede na EN1992-1-1 je stebec definiran kot element, katerega višina prereza,  $h$ , ne preseže štirikratne širine prereza,  $b$ , dolžina stebra,  $L$ , pa je vsaj trikratna višina prečnega prereza. Drugače ga moramo obravnavati kot steno (Slika 2.43).



**Slika 2.43:** Definicija stene glede na standard EN1992-1 (CEN 2004a)  
**Figure 2.43:** Wall element definition according to EN1992-1 (CEN 2004a)

Poleg upoštevanja zgornjih mej za stene in stebre je v nadaljevanju standarda podan člen, ki pravi, da je potrebno za oceno potresne varnosti konstrukcije upoštevati minimalno vrednost strižne nosilnosti, ki se določi glede na zgornje izraze (2.148), (2.180) in (2.185) oz. po standardu EN1992-1-1 (CEN 2004a), kar je nekoliko nenavadno, saj so strižne nosilnosti določene po EN1992-1-1 običajno precej nižje, od nosilnosti določenih po EN1998-3.

### c) Metoda 3: UCSD (Priestley *et al.* 1994)

Postopek za določitev strižne nosilnosti AB stebrov, kot so ga predlagali Priestley *et al.* (1994) najprej za krožne stebre je v strokovni literaturi poznan pod imenom UCSD, po Univerzi v Kaliforniji, San Diego (angl. University of California, San Diego). Tudi glede na metodo UCSD pripišemo strižno nosilnost trem ločenim prispevkom, in sicer osni sili, prečni armaturi in betonu (2.148).

V originalnem modelu (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a) je bila upoštevana le degradacija strižne nosilnosti betona v odvisnosti od zahtevane duktilnosti. Po nadaljnjih raziskavah in po statističnih analizah dodatnih testov, so avtorji metode originalnemu modelu dodali še vpliv vzdolžne armature in strižnega razpona na strižno nosilnost (Kowalsky in Priestley 2000). V literaturi je ta, novejši, model znan kot UCSD – R (angl. Revised) model, oziroma UCSD – M (angl. Modified) model, starejši pa kot UCSD – O (angl. Original) model.

**UCSD – O (Priestley *et al.* 1994):** Izrazi za oceno strižne nosilnosti AB elementov, ki so jih predlagali Priestley *et al.* (1994), temeljijo predvsem na eksperimentih opravljenih na stebrih s strižnim razponom okrog 2 in s krožnim prerezom. Ti izrazi so bili kasneje modificirani tudi za oceno strižne nosilnosti stebrov s pravokotnim prerezom (Priestley *et al.* 1996a), in kasneje tudi škatlastih



stebrov. V primeru slednjih določimo sodelujoči (strižni) prerez  $A_s$ , kot (Calvi *et al.* 2005; Isaković *et al.* 2008a):

$$A_s = b_w d \quad (2.190)$$

Prispevek betona k strižni nosilnosti določimo kot:

$$V_C = \gamma \sqrt{f_c} A_s, \quad (2.191)$$

kjer je  $\gamma$  redukcijski faktor s katerim vplivamo vpliv duktilnosti na prispevek betona k strižni nosilnosti (Slika 2.44),  $f_c$  je tlačna trdnost betona in  $A_s$  strižni prerez stebra. Prispevek stremen ocenimo kot v obeh prejšnjih metodah, t.j. izraz (2.166), prispevek osne sile pa z izrazom (2.171).

$$\gamma = \begin{cases} 0,29; & \text{če } \mu_\Delta \leq 2 \\ 0,48 - 0,0950\mu_\Delta; & \text{če } 2 < \mu_\Delta \leq 4 \\ 0,15 - 0,0125\mu_\Delta; & \text{če } 4 < \mu_\Delta \leq 8 \\ 0,05; & \text{sicer} \end{cases} \quad (2.192)$$

**UCSD – R (Kowalsky in Priestley 2000):** V modificirani verziji metode UCSD so avtorji z vpeljavo dodatnih faktorjev  $\alpha$  in  $\beta$  ter spremembo faktorja  $\gamma$  upoštevali tudi vplivi strižnega razpona (faktor  $\alpha$ ) in deleža vzdolžne armature (faktor  $\beta$ ) na strižno nosilnost AB elementa. Prispevek betona k strižni nosilnosti določimo na UCSD - R z izrazom:

$$V_C = \alpha\beta\gamma\sqrt{f_c} 0,8A_s \quad (2.193)$$

Faktor  $\alpha$  določimo kot:

$$1,00 \leq \alpha = 3 - \frac{L_v}{h} \leq 1,50, \quad (2.194)$$

faktor  $\beta$  kot:

$$\beta = 0,5 + 20\rho_t \leq 1,00 \quad (2.195)$$

in faktor  $\gamma$  kot:

$$0,05 \leq \gamma = 0,37 - 0,04\mu_\Delta \leq 0,29 \quad (2.196)$$

Vsi trije faktorji v odvisnosti od ustreznih količin so prikazani na sliki 2.44.

Tudi v tem primeru prispevek strižne armature in osne sile določimo podobno kot v primeru postopka po EN1998-3. Za natančnejšo razlago metode glej npr. (Kowalsky in Priestley 2000; Calvi *et al.* 2005).

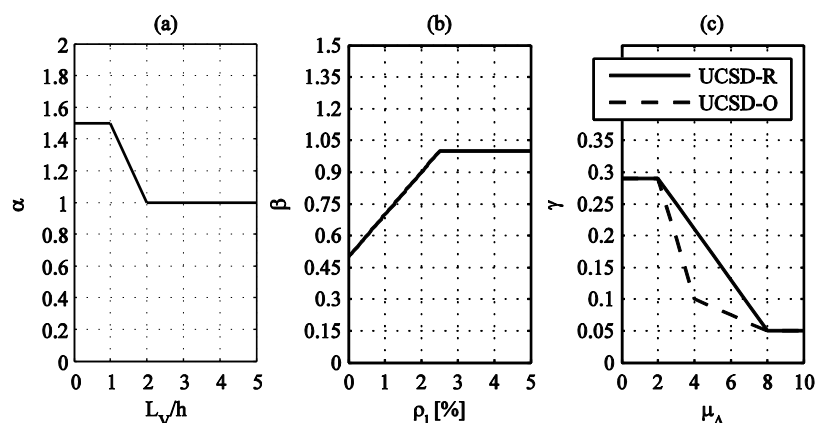
Model raziskovalcev z UCSD je za oceno strižne nosilnosti stebrov iz betonov visokih trdnosti modificiral Xiao (Xiao in Martirosyan 1998). Tak model je v literaturi poznan kot USC (University of Southern California) strižni model. Med UCSD-O in USC modelom je razlika zgolj v faktorju  $\gamma$ , s katerim zajamemo vpliv duktilnosti na strižno nosilnost elementa, ki pri slednjem pri duktilnostih višjih od 6 pade na 0, namesto na 0,05. Razlog za to je predvsem v manjši duktilnosti betonov visokih trdnosti.

Za preprečitev visokih tlačnih diagonalnih napetosti in posledično porušitve tlačnih diagonal omejimo strižno napetost v prerezu

$$\tau = V_r / A_e \quad (2.197)$$

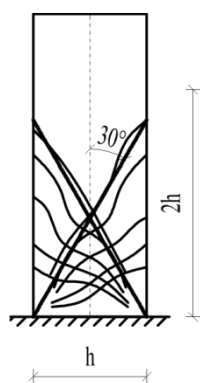
na  $0,2f_c$  (Priestley *et al.* 1996a). Torej:

$$V_{r,\max} = 0,2f_c A_e. \quad (2.198)$$



**Slika 2.44:** Korekcijski faktorji  $\alpha$  za zajem vpliva strižnega razpona (a),  $\beta$  za zajem vpliva vzdolžne armature (b) in  $\gamma$ , za zajem vpliva duktilnosti (c) na prispevek betona k strižni nosilnosti  
**Figure 2.44:** Shear strength correction factors for shear span influence  $\alpha$  (a); longitudinal reinforcement ratio  $\beta$  (b), and concrete contribution  $\gamma$  (c)

Redukcijo prispevka betona v odvisnosti od duktilnosti je potrebno upoštevati na območju plastičnega členka, kjer običajno široko razprte razpoke zmanjšajo prispevek trenja med zrni agregata. Če konservativno predpostavimo, da je naklon tlačnih diagonal  $\theta$  enak  $30^\circ$  lahko razpoke pričakujemo približno do dvakratne višine prereza. Torej je potrebno reducirati prispevek betona na višini  $2h$  od vpetja (Slika 2.45).



**Slika 2.45:** Višina stebra do katere je potrebno reducirati prispevek betona k strižni nosilnosti  
**Figure 2.45:** The height of pier where concrete contribution to shear strength should be reduced

Priestley *et al.* (1996a) so predlagali tudi faktor  $\gamma$  v odvisnosti od duktilnosti za ukrivljenost, kar je zelo praktično, saj lahko pričakovano obnašanje stebra hitro ocenimo z enostavno analizo prereza. Pri tem so upoštevali enostavno zvezo med duktilnostjo za pomike in duktilnostjo za ukrivljenost, t.j.:

$$\mu_\phi = 2\mu_\Delta - 1, \quad (2.199)$$

ki v primeru kratkih stebrov to zvezo razmeroma dobro opiše. Za natančnejše analize se lahko uporabi tudi zveza med duktilnostjo za ukrivljenost in duktilnostjo za zasuke kot je privzeta v EN1998-2 (Dodatek B):

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = 1 + \frac{\mu_\Delta - 1}{3\lambda(1 - 0,5\lambda)}, \quad (2.200)$$

kjer je

$$\lambda = \frac{L_{pl}}{L_v}. \quad (2.201)$$

Dolžino plastičnega členka  $L_{pl}$  ocenimo z enim izmed izrazov podanih v poglavju 2.2.5.

### 2.3 Metode analize potresnega odziva mostov in ocena potresnega tveganja

Ko se neka obstoječa konstrukcija izkaže za potencialno ogroženo, je smotrno natančneje analizirati njen potresni odziv v skladu z aktualnimi konstrukcijskimi standardi, oziroma njegovo potresno tveganje. Pri tem primerjava obstoječih konstrukcijskih detajlov z zahtevami sodobnih standardov nima večjega pomena, saj s tem ne moremo oceniti dejanske varnosti konstrukcije, lahko pa s tem predvidimo potencialne pomanjkljivosti. V nadaljevanju je podan pregled metod, ki se dandanes uporabljajo za analizo potresnega odziva tako novih, kot obstoječih konstrukcij in metod za oceno njihovega potresnega tveganja.

#### 2.3.1 Metode analize potresnega odziva mostov

Glede na standard EN1998-2 (CEN 2005b) je referenčna metoda za izračun notranjih statičnih količin in pomikov pri potresni obtežbi modalna analiza s spektri odziva. V nekaterih primerih je dopustna celo uporaba enostavnejših linearnih metod, t.i. metod z modeli z eno prostostno stopnjo. Take linearne metode nam ne dajo vpogleda v obnašanje konstrukcije pri potresni obtežbi, saj je to lahko izrazito nelinearno, še posebej v primeru neregularnih konstrukcij. Zato standard EN1998-2 poleg standardnih, t.j. linearnih metod analize, predvideva tudi uporabo nelinearnih metod, s katerimi lahko bolje ocenimo odziv konstrukcije v primeru potresne obtežbe. Tudi standard EN1998-3 (CEN 2005c), ki je namenjen oceni potresnega odziva obstoječih stavb, predvideva uporabo istih metod. Ker pa je težko pričakovati, da se bodo obstoječe konstrukcije pri potresni obtežbi obnašale »regularno«, je največkrat potrebno uporabiti nelinearne metode analize. V primeru novih konstrukcij se namreč lahko ob prisotnosti manjših neregularnosti izognemo uporabi nelinearnih metod s tem, da zmanjšamo izbrani faktor obnašanja. Regularnost konstrukcije preverjamo s primerjavo razmerij ( $D/C$ ) med zahtevami  $D$  in kapaciteto  $C$  (npr. razmerje med zahtevanim upogibnim momentom in upogibno nosilnostjo stebra).

Uporabo linearnih metod v primeru novogradenj opravičuje upoštevanje načel načrtovanja nosilnosti, ustreznih konstrukcijskih detajlov in različnih zahtev glede regularnosti konstrukcije, medtem ko smo v primeru obstoječih konstrukcij prepuščeni dejanski konstrukciji, ki je običajno neregularna. Primer projektiranja dejanskega viadukta v skladu z zahtevami sodobnih evropskih standardov za gradnjo na potresnih območjih Evrokod 8 so npr. prikazali Čaušević *et al.* (2003).

##### a) Linearne metode analize

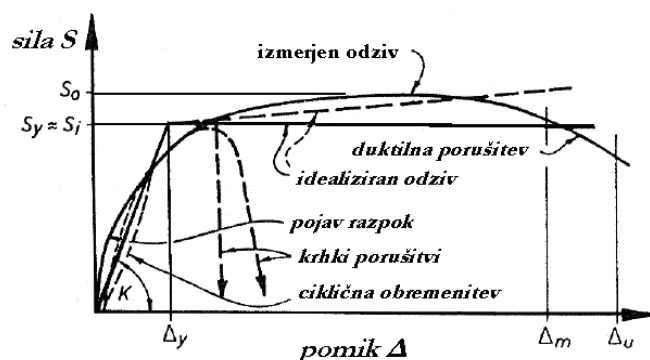
Kljub temu, da se v potresnem inženirstvu linearne metode analize uporabljajo že od samega začetka, pa so raziskovalci šele pred kratkim spoznali, da mora analiza temeljiti na togostih razpokanih prereзов in ne, kot je bilo tradicionalno predpostavljeno, na nerazpokanih prerezihi (Priesley *et al.* 2007), kot v primeru stalne obtežbe. Namreč, v primeru analize AB konstrukcij za vertikalno (gravitacijsko) obtežbo je sprejemljivo, da analizo izvedemo z nerazpokanimi karakteristikami prereзов, ob tem navadno zanemarimo tudi doprinos vzdolžnih armaturnih palic k togosti elementov, saj v tem primeru v konstrukciji ne pričakujemo večjih poškodb, poleg tega pa so za določanje sil bolj kot dejanske togosti pomembna razmerja med togostmi elementov. Med projektnim potresom pa v AB konstrukcijah pričakujemo neelastične deformacije, zato je pomembno, da pri uporabi linearnih metod analize upoštevamo ustrezne togosti elementov. Togost konstrukcije namreč vpliva tako na nihajne čase in oblike konstrukcije in posledično na pomike ter razpored notranjih sil. Med potresno obtežbo pričakujemo večje plastične poškodbe le na mestu t.i. plastičnih členkov, ki pa predstavljajo le delež celotne dolžine elementov. Npr. pri mostovih s konzolnimi stebri pričakujemo plastične deformacije le ob vpetju stebrov, na t.i. dolžini plastičnega členka. Tak steber se lahko med močnejšim potresom ob vpetju precej poškoduje, nad plastičnim členkom pa lahko ostane celo brez razpok. Torej je vztrajnostni moment prereзов različen vzdolž elementa (odvisno od poteka momentov, armature, osne

sile...). Modeliranje konstrukcije, pri katerem bi celoten element razdelili na več različno razpokanih elementov bi bilo precej nepraktično, zato za celoten element običajno predpostavimo neko »povprečno«, t.i. efektivno togost elementa, ki približno zajema povprečno razpokanost elementa po dolžini.

Togost predstavlja zvezo med pomiki in silami v konstrukciji, ki v primeru AB elementov vsekakor ni linearna. Tipična zveza med silami in pomiki v AB elementih je prikazana na sliki 2.46. V vsakdanji praksi to nelinearno zvezo idealiziramo z elasto-plastično, oziroma bi-linearno zvezo, kjer  $S_y$  označuje računsko nosilnost prereza, imenovano tudi idealna nosilnost ( $S_i$ ). Iz naklona idealizirane krivulje, t.j.

$$K_{eff} = \frac{S_y}{\Delta_y} \quad (2.202)$$

določimo efektivno togost elementa. Efektivna togost razpokanih prerezov je torej enaka sekantni togosti skozi teoretično točko tečenja, kar približno ustreza mejnemu stanju uporabnosti. Opozoriti velja tudi na to, da se začetni ukrivljen odnos sila-pomik tudi v primeru močnejše »elastične« ciklične obtežbe začne premikati proti idealiziranemu odzivu (Paulay in Priestley 1992), kot je nakazano na sliki 2.46 za ciklično obremenitev.



**Slika 2.46:** Tipičen odnos med silo in pomikom za AB elemente (Paulay in Priestley 1992)  
**Figure 2.46:** Typical force-displacement relationship in RC elements (Paulay in Priestley 1992)

Za ocenjevanje pomika na meji tečenja  $\Delta_y$ , oziroma efektivne togosti obstaja več metod. Nekatere izmed teh so predstavljene v nadaljevanju (glej tudi poglavje 2.2.5). Izkaže se, da je razpokanost AB elementov pri potresni obtežbi, torej tudi njihova efektivna togost, odvisna predvsem od nivoja osne sile (2.41) in deleža vzdolžne armature, in sicer imajo običajno AB elementi z višjo nosilnostjo tudi večjo togost, kar pomeni, da so bolj nosilne konstrukcije tudi bolj toge.

Če v izrazu (2.202) upoštevamo, da (primer konzolni steber):

$$\Delta_y = \theta_y L = \frac{\phi_y L^2}{3} = \frac{M_y L^2}{3E_c I_{eff}} \text{ in } S_y = \frac{M_y}{L}, \quad (2.203)$$

kjer je  $E_c$  elastični modul betona, določen v skladu s preglednico 3.1 v standardu EN1992-1-1,  $\phi_y$ ,  $\theta_y$  in  $M_y$  pa ukrivljenost, zasuk in moment ob začetku tečenja vzdolžne armature, dobimo za efektivno togost izraz:

$$K_{eff} = \frac{3E_c I_{eff}}{L^3} \quad (2.204)$$

kar pomeni, da je potrebno določiti le nek nadomestni, t.j. efektivni vztrajnostni moment prereza  $I_{eff}$ . Razpokanost prereza definiramo kot razmerje med efektivnim vztrajnostnim momentom prereza  $I_{eff}$  in vztrajnostnim prerezom nerazpokanega prereza  $I_g$  (angl. gross).

Glede na standard EN1998-1 lahko v odsotnosti natančnejših analiz za togost razpokanega prereza predpostavimo kar polovično vrednost togosti nerazpokanega prereza, t.j.

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = 0,5. \quad (2.205)$$

Standard EN1998-2 v informativnem dodatku C podaja dve metodi za oceno efektivnega vztrajnostnega momenta razpokanega AB prereza. Glede na prvo metodo določimo efektivni vztrajnostni moment stebra s konstantnim prerezom kot:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = 0,08 + \frac{I_{cr}}{I_g}. \quad (2.206)$$

kjer je  $I_{cr}$  vztrajnostni moment razpokanega prereza ob začetku tečenja natezne armature. Slednjega lahko ocenimo kot:

$$I_{cr} = \frac{M_y}{E_c \phi_y}. \quad (2.207)$$

Z drugo metodo, ki je sicer iteracijska, ocenimo efektivno togost prereza kot:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = \frac{\nu M_{Rd}}{E_c I_g \phi_y}, \quad (2.208)$$

kjer je  $\nu$  korekcijski koeficient za katerega je priporočena vrednost 1,2. Pri tem lahko ukrivljenost na meji tečenja ocenimo s poenostavljenim izrazom, in sicer:

$$\phi_y = \begin{cases} 2,1 \frac{\varepsilon_{sy}}{d}, & \text{v primeru pravokotnih prerezov} \\ 2,4 \frac{\varepsilon_{sy}}{d}, & \text{v primeru okroglih prerezov} \end{cases} \quad (2.209)$$

Haselton (2006) je za oceno efektivne togosti AB elementov na podlagi eksperimentalne baze predlagal dva izraza, in sicer izraz (2.142) in splošnejšega, ki je odvisen le od nivoja osne sile, t.j.

$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = 0,065 + 1,05\eta_k; \quad 0,2 \leq \frac{EI_{eff}}{EI_g} \leq 0,6 \quad (2.210)$$

Elwood in Eberhard (2006) sta za oceno efektivne togosti predlagala izraz:

$$\begin{aligned} \frac{EI_{eff}}{EI_g} &= 0,2 & \eta_k &\leq 0,2 \\ &= \frac{5}{3}\eta_k - \frac{4}{30} & 0,2 &< \eta_k \leq 0,5 \\ &= 0,7 & 0,5 &< \eta_k \end{aligned} \quad (2.211)$$

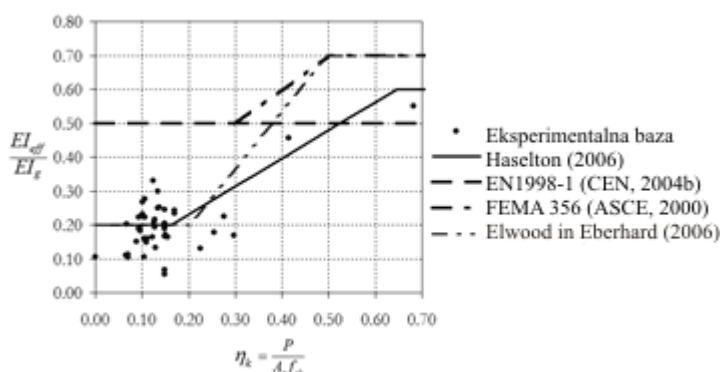
Podoben pristop je privzet tudi v predstandardu FEMA 356 (ASCE 2000), t.j.

$$\begin{aligned} \frac{EI_{eff}}{EI_g} &= 0,5 & \eta_k &\leq 0,3 \\ &= \eta_k + 0,2 & 0,3 &< \eta_k \leq 0,5 \\ &= 0,7 & 0,5 &< \eta_k \end{aligned} \quad (2.212)$$

Podobno kot upogibno togost, reduciramo tudi strižno togost razpokanih AB prerezov. Zaradi pomanjkanja relevantnih eksperimentalnih podatkov, lahko predpostavimo, da je redukcija strižne togosti proporcionalna redukciji upogibne togosti (Priestley *et al.* 1996a), torej:

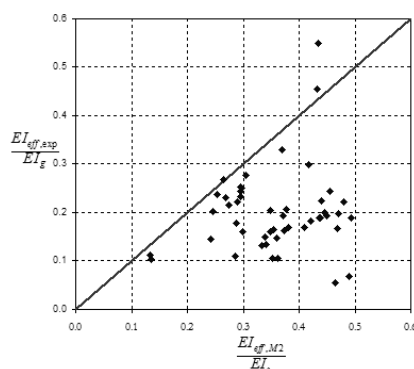
$$\frac{GA_{s,eff}}{GA_{s,g}} = \frac{EI_{eff}}{EI_g} \quad (2.213)$$

Vrednosti efektivnih togosti izračunane na zgornje načine so običajno v mejah 0,20 do 0,70 togosti nerazpokanih prerezov. Glede na pregled eksperimentalnih študij škatlastih stebrov (glej poglavje 2.2.1) smo primerjali rezultate nekaterih zgoraj omenjenih metod z eksperimentalnimi rezultati (Priloga C), kot je prikazano na sliki 2.47. Opazimo lahko, da so dejanske efektivne togosti včasih tudi nižje od 20% togosti nerazpokanih prerezov, vendar zaradi pomanjkanja takšnih eksperimentalnih rezultatov vsi avtorji podajajo spodnjo mejo razpokanosti (0,2-0,5).



**Slika 2.47:** Razmerje med togostjo razpokanih in nerazpokanih prerezov v odvisnosti od nivoja osne sile  
**Figure 2.47:** Effective vs. gross stiffness ratio in relationship with axial load level

S slike 2.48, na kateri so primerjane efektivne togosti prerezov ocenjene po metodi 2, ki je predlagana v standardu EN1998-2, in dejanske togosti, opazimo, da so slednje običajno nižje od izračunanih (točke pod diagonalo).



**Slika 2.48:** Razmerje med efektivnimi togostmi in togostmi nerazpokanih prerezov določenih po metodi 2 (os x) v odvisnosti od eksperimentalno določenega razmerja efektivnih togosti (os y)

**Figure 2.48:** Effective vs. gross stiffness ratio as estimated using the EN1998-2 (x axis) method No.2 and experimentally determined ratio (y axis)

### b) Nelinearne metode analize

Nelinearne metode analize lahko v grobem razdelimo v dve skupini, in sicer na:

- a) Neelastične analize časovnega odziva (angl. inelastic response history analysis - IRHA) in
- b) Neelastične statične analize (angl. inelastic static analysis - ISA).

#### *Neelastična analiza časovnega odziva*

Neelastična analiza časovnega odziva sicer daje »najzanesljivejše rezultate«, saj lahko z njeno uporabo zajamemo večino specifičnosti problema, npr. neelastičen odziv elementov, dinamične karakteristike sistema (vpliv višjih nihajnih oblik, dušenje...), vendar je kljub izrazitemu napredku programske in strojne opreme še vedno prezahtevna za vsakdanjo prakso. Razlog za to ni zgolj v neizkušenosti inženirjev pri modeliranju nelinearnosti konstrukcij pač pa tudi v izbiri primernih akceleroگرامov za simuliranje potresne obtežbe na območju obravnavane konstrukcije. Zaradi tega je uporaba IRHA praviloma omejena zgolj na zelo pomembne konstrukcije in za raziskovalne namene (Fajfar 2007).

V zadnjem času se za analizo potresnega tveganja konstrukcij po metodologiji PEER (glej 2.3.2) uporablja tudi t.i. Inkrementalno dinamično analizo (IDA), katere osnova je serija analiz IRHA za večje število akceleroگرامov, pri katerih postopno povečujemo potresno intenziteto. Več o analizi IDA je napisano v razdelku 5.1.2.

Ena izmed težav pri napovedovanju potresnega odziva mostov z uporabo nelinearne analize časovnega odziva je tudi v pomanjkanju eksperimentalnih podatkov, s katerimi bi verificirali računske modele. Zaradi specifičnosti premostitvenih konstrukcij, predvsem njihove dolžine, je težko izvajati eksperimente na potresnih mizah. Velik napredek na tem področju predstavlja mednarodni projekt NEES-SG (angl. Network for Earthquake Engineering Simulation), v okviru katerega so na treh potresnih mizah na univerzi v Renu, v ameriški zvezni državi Nevada, do sedaj testirali že štiri različne mostove. Prvi most je imel dva razpona (pre-NEES) ostali trije pa štiri (Nelson *et al.* 2007; Zadeh in Saiidi 2007; Saiidi 2008).

Zaradi konstrukcijske zasnove lahko pri mostovih pride tudi do trkov med sosednjimi elementi oz. objekti, kar lahko pomembno vpliva na potresni odziv konstrukcije. Med znamenitim potresom leta 1985 v Mehiki so bili kar v 40% porušeni, oz. močno poškodovanih objektih opažene posledice trkov, v 15% primerov pa so bili trki tudi glavni vzrok porušitve (Bertero 1987). Poročila o poškodbah mostov med močnejšimi potresi, ki so omenjeni v uvodu, ravno tako pričajo o trkih med sosednjimi elementi mostov. Z namenom ocene vpliva trkov in posledičnega trenja med sosednjimi elementi smo v programski sistem OpenSees (McKenna *et al.* 2008) na RS vgradili preprost kontaktni element. Pri tem smo predpostavili enostavno, t.i. »point-to-point« formulacijo elementa, pri katerem predpišemo kateri 2 točki se eventualno lahko dotakneta. Več o omenjenem elementu je napisano v dodatku E.

### ***Neelastična statična analiza***

Kot alternativa nelinearni analizi časovnega odziva se v zadnjem času v metodi programiranega obnašanja (angl. performance based design) uporabljajo neelastične statične analize, t.i. potisne analize (angl. pushover analysis). Med najbolj enostavnimi in najbolj uporabljanimi je metoda N2 (Fajfar 2000; Fajfar 2007), katere različica je vključena tudi v standarde EN 1998 (CEN 2004b, 2005c). Metoda vključuje dve vrsti analize:

- a) nelinearno statično analizo sistema z več prostostnimi stopnjami (MDOF model) in
- b) nelinearno dinamično analizo poenostavljenega modela z eno prostostno stopnjo (SDOF model).

Originalna ideja metode za analizo regularnih stavb je bila prvič predstavljena že v drugi polovici osemdesetih let prejšnjega stoletja (Fajfar in Fischinger 1987, 1988), nato pa se je v okviru raziskovalne skupine Inštituta za konstrukcije potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR) razvijala do današnje oblike.

Ker se mostovi, predvsem v prečni smeri, pri potresni obtežbi obnašajo drugače kot stavbe, za katere je bila N2 metoda prvotno razvita, so za njeno uporabo pri analizi mostov potrebne določene

spremembe, ki so prilagojene posebnostim v potresnem odzivu mostov (Fischinger *et al.* 2004a). Uporaba N2 metode za analizo mostov je bila prvič prikazana leta 1997 (Fajfar *et al.*).

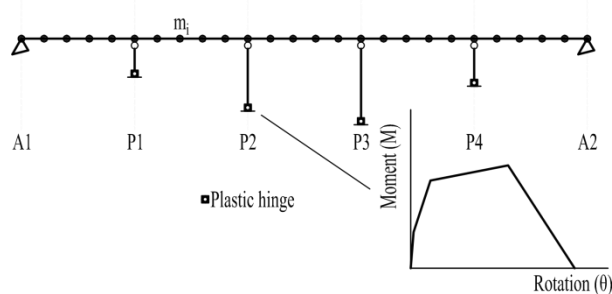
V primeru izrazito neregularnih konstrukcij, ko metode z eno prostostno stopnjo odpovejo, se lahko uporabijo bodisi adaptivne ISA metode, oz. metode, ki lahko zajamejo tudi vplive višjih nihajnih oblik, npr. MMP, MMPA (Gupta in Kunnath 2000; Chopra in Goel 2002) ali IRSA (Aydinoğlu 2003), bodisi neelastična analiza dinamičnega odziva. Causevic in Mitrovic (2011) sta primerjala rezultate ISA metod, ki so vključene v evropskih in severnoameriških standardih za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih z rezultati dobljenimi z IRHA na primeru osem nadstropne okvirne stavbe. Primernost modificiranih ISA metod za analizo AB mostov so preverjali npr. Kappos *et al.* (2004), Isaković *et al.* (2006a; 2008b) in Lupoi *et al.* (Lupoi *et al.* 2008b), ki so ugotovili, da sicer te metode lahko dajejo nekoliko boljše rezultate kot metode z eno prostostno stopnjo, vendar so brez ustrezne programske opreme precej zahtevne za uporabo.

V nadaljevanju so podani osnovni koraki metode N2 in posebnosti, ki jih moramo upoštevati pri uporabi metode N2 za oceno potresnega odziva mostov. Več informacij o sami metodi, teoretičnih osnovah in napotkih za uporabo metode N2 za mostove lahko najdemo npr. v (Fajfar 2000; Isaković in Fischinger 2006a; Fajfar 2007; Isaković *et al.* 2008b). Napotki za uporabo ISA za analizo mostov so npr. podani tudi v dodatku H, standarda EN1998-2 (CEN 2005b).

### Metode N2 po korakih

#### KORAK 1: Definicija nelinearnega MDOF modela

Poleg podatkov, ki jih potrebujemo za običajne elastične analize odziva, potrebujemo za metodo N2 tudi nelinearne zveze med silami in pomiki (ali momenti in rotacijami) konstrukcijskih elementov. Za to najpogosteje uporabljamo preproste matematične modele sestavljene iz grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo, kot so opisani v poglavju 2.2.2a). Pri mostovih največkrat pričakujemo formacijo plastičnih členkov ob vpetju stebrov, kot je prikazano na skici 2.49.



Slika 2.49: MDOF model za nelinearno analizo  
Figure 2.49: MDOF model for nonlinear analysis

#### KORAK 2: Potresne zahteve v formatu AD

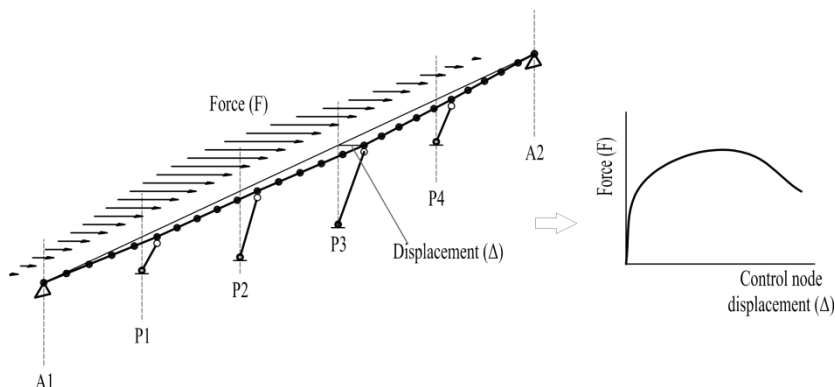
Potresne zahteve pri metodi N2 definiramo z uporabo elastičnega spektra pospeškov  $S_{ae}(T)$  pri katerem so spektralni pospeški podani kot funkcija nihajnega časa konstrukcije  $T$ , npr. elastičnega spektra pospeškov, kot je definiran v standardu EN 1998-1. Na podlagi ustreznih zvez med spektralnimi pospeški (angl. acceleration - A) in spektralnimi pomiki (angl. displacement - D) lahko nato definiramo neelastičen spekter v formatu AD.

#### KORAK 3: Neelastična statična analiza (ISA) – potisna analiza

Pri t.i. potisni analizi (angl. pushover analysis) s katero določimo t.i. potisno krivuljo (angl. pushover curve) obremenimo MDOF model, ki smo ga definirali v koraku 1, s primerno izbrano horizontalno obtežbo, kot je prikazano na sliki 2.50. Jakost horizontalne obtežbe nato postopoma večamo, pri tem



pa beležimo pomike konstrukcije v vsakem koraku. Cilj potisne analize je torej določiti zvezo med celotno prečno silo v podporah (angl. base shear) in kontrolnim pomikom (pri mostovih običajno trenutni največji pomik preklade – posebnosti pri uporabi metode N2 za oceno odziva mostov so podane v nadaljevanju) MDOF sistema.



**Slika 2.50:** Potisna analiza mostu v prečni smeri  
**Figure 2.50:** Pushover analysis of a bridge in transverse direction

#### **KORAK 4: Definicija ekvivalentnega SDOF modela in krivulje kapacitete**

Ker določamo potresne zahteve z uporabo spektrov odziva, moramo konstrukcijo modelirati z ustreznim idealiziranim SDOF sistemom. Za pretvorbo med MDOF in SDOF sistemom so bile predlagane različne metode, med katerimi najpogosteje uporabljamo proceduro, ki jo je predlagal Fajfar (2007). Krivuljo kapacitete (angl. capacity curve) določimo iz potisne krivulje tako, da sile (vrednosti na ordinati) delimo s celotno maso konstrukcije.

#### **KORAK 5: Potresne zahteve SDOF modela**

Potresne zahteve določimo na podlagi lastnosti idealiziranega SDOF modela (togost, sila tečenja, ...) in izbranega spektra pospeškov.

#### **KORAK 6: Potresne zahteve MDOF modela**

Glede na izbrane zveze med idealiziranimi SDOF in MDOF sistemoma (glej korak 4) določimo najprej globalne zahteve na MDOF sistemu in prek tega še lokalne potresne zahteve v posameznih konstrukcijskih elementih konstrukcije.

#### **KORAK 7: Ocena potresnega odziva**

Pričakovan odziv konstrukcije ocenimo s primerjavo potresnih zahtev, določenih v koraku 6 s kapaciteto konstrukcijskih elementov, za ustrezno mejno stanje (angl. limit states). Če je kapaciteta elementov (mejni zasuk, duktilnost, strižna nosilnost, ...) večja od potresnih zahtev v elementih (zahtevan zasuk, zahtevana prečna sila...) je potresni odziv konstrukcije ustrezen, v nasprotnem primeru je potrebno kapaciteto konstrukcije ustrezno povečati. Postopki za določitev potresne kapacitete AB elementov so podani v poglavjih 2.2.4, 2.2.5 in 2.2.6.

#### ***Posebnosti pri uporabi metode N2 za oceno potresnega odziva mostov***

Metodo N2, ki je bila originalno razvita za oceno potresnega odziva stavb, so raziskovalci z Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo razširili tudi za oceno potresnega odziva mostov (Fajfar *et al.* 1997; Isaković *et al.* 2003). Ker gre za poenostavljeno metodo, se je za njeno pravilno uporabo potrebno zavedati osnovnih omejitev in predpostavk metode, in sicer osnovna predpostavka originalne metode N2 je, da ima prva nihajna oblika, ki se med odzivom ne spreminja bistveno, prevladujoč vpliv na odziv konstrukcije. Torej metode N2 v originalni obliki ne moremo uporabiti za oceno odziva konstrukcij, pri katerih igrajo višje nihajne oblike pomembno vlogo. Slednje imajo velik

vpliv na odziv mostov predvsem v prečni smeri, zato je potrebno v tem primeru metodo N2 nekoliko modificirati. Modifikacije se nanašajo na:

- a) izbiro točke v kateri kontroliramo pomik MDOF modela (KORAK 3 zgoraj) pri izvedbi statične potisne analize,
- b) izbiro oblike vektorja obtežbe vzdolž mostu (KORAK 3 zgoraj) in
- c) idealizacijo krivulje kapacitete (KORAK 4 zgoraj).

Prva modifikacija se nanaša na izbiro kontrolne točke, za katero je v standardu EN 1998-2 predlagana uporaba točke v težišču preklade. V splošnem pa raziskovalci za referenčno točko predlagajo uporabo točke, ki ima v danem koraku največji pomik. Čeprav to na prvi pogled pomeni bolj konservativne rezultate, se je izkazalo, da so v tem primeru rezultati metode N2 primerljivi z rezultati neelastične analize časovnega odziva.

Naslednja modifikacija se nanaša na obliko obtežnega vektorja, ki ga uporabljamo pri potisni analizi, in sicer za mostove, pri katerih je preklada členkasto povezana s krajnima opornikoma, uporabimo enakomerno (konstantno) obtežbo, parabolično obtežbo ali pa obtežbo, ki je proporcionalna najpomembnejši začetni nihajni obliki. V primeru mostov pri katerih je pomik preklade nad krajnima opornikoma v prečni smeri mogoč (drсна podpora) pa uporabimo bodisi enakomerno obtežbo bodisi obtežbo proporcionalno trenutni najpomembnejši nihajni obliki. Tako standard EN 1998-2 kot raziskovalci priporočajo, da se analiza izvede z vsaj dvema različnima vektorjema obtežbe in se kot rezultat upošteva ovojnica dobljenega odziva.

Zadnja modifikacija se nanaša na idealizacijo krivulje kapacitete, za katero so raziskovalci na podlagi številnih študij uporabe nelinearnih statičnih metod za oceno odziva mostov, npr. (Kappos *et al.* 2004; Isaković *et al.* 2008b; Lupoi *et al.* 2008a), predlagali bi-linearno idealizacijo, t.j. idealizacijo z upoštevanjem utrjevanja, na podlagi enakosti energij idealizirane in originalne krivulje kapacitete. Originalna metoda N2 in standard Evrokod 8 v splošnem predvidevata uporabo elasto-plastične idealizacije, kar seveda pomeni bolj konservativne rezultate v primerjavi z bi-linearno idealizacijo (Fajfar 2007). Razlog za zadnjo modifikacijo je predvsem v tem, da se v primeru mostov, ki so vrtljivo podprti na mestu krajnih opornikov, pri velikih pomikih vsa sila prek preklade prenese na opornike, kar pomeni, da je končna togost konstrukcije praktično enaka upogibni togosti (elastični) preklade. V primeru drsni podpor nad oporniki, oziroma pri analizah v vzdolžni smeri, lahko načeloma uporabljamo tudi elasto-plastično idealizacijo, t.j. ko je oblika krivulje kapacitete ustrezna. Ne glede na izbrano obliko idealizacije je v splošnem potrebna iterativna metoda, saj je idealizacija odvisna od ciljnega pomika (t.j. največjega pomika doseženega pri izbrani intenziteti potresa), ki vnaprej ni znan.

Več napotkov in razlogov za uporabo zgoraj naštetih modifikacij metode N2 lahko najdemo npr. v (Isaković in Fischinger 2006a). Ker pa je, kljub omenjenim modifikacijam, uporaba metode N2 upravičena le za oceno odziva regularnih mostov, potrebujemo tudi kriterije za oceno regularnosti. Primer kriterijev, s katerimi kontroliramo tako pomembnost kot spremenljivost najpomembnejše nihajne oblike, so predlagali npr. Isaković *et al.* (2003; 2008b). Vpliv najpomembnejše nihajne oblike ocenimo z deležem pripadajoče efektivne mase, in sicer, če je delež efektivne mase večji od 80% lahko za oceno potresnega odziva uporabimo metodo N2, oz. katero izmed ISA metod, ki temeljijo na predpostavki o eni pomembni nihajni obliki (angl. single mode methods). Spremenljivost nihajne oblike pa lahko preverimo s t.i. indeksom uporabnosti metode N2 (angl. index of applicability - IA), ki so ga predlagali Isaković *et al.* (2003). Most lahko opredelimo kot regularen v primeru, da je IA manjši od 5%.

### 2.3.2 Ocena potresnega tveganja

Velika večina mostov po svetu je bila zgrajena preden so katastrofalni potresi opozorili na njihove pomanjkljivosti. V zadnjem času se zato na to temo raziskuje različne metode ocene potresne ogroženosti oziroma potresnega tveganja za posamezne objekte in celo celotna območja. Ob enem pa se razvijajo postopki s katerimi bi obstoječe mostove utrdili in tako zmanjšali potresno tveganje. Pomembno je, da se uporabi enostavne metode ocene potencialne ogroženosti, s katerimi lahko npr. določimo približen vrstni red obravnave (angl. prioritization schemes) konstrukcij in smotrno porabo sredstev namenjenih za njihovo analizo in morebitno utrditev (Basöz in Kiremidjian 1995; Priestley *et al.* 1996a). Potresno ogroženost konstrukcije ocenimo npr. glede na:

- seizmičnost področja (angl. seismicity - *S*),
- vgrajene konstrukcijske detajle – ranljivost (angl. vulnerability - *V*) in
- socialno ekonomske posledice porušitve – pomembnost (angl. importance - *I*).

Ocena potencialne ogroženosti konstrukcij mora biti predvsem preprosta, po možnosti brez zahtevnih izračunov. Za oceno potencialne ogroženosti (angl. risk – *R*) običajno uporabimo enostaven izraz bodisi z vsoto, t.j.

$$R = w_S S + w_V V + w_I I \quad (2.214)$$

bodisi s produktom

$$R = S^{w_S} V^{w_V} I^{w_I} \quad (2.215)$$

vrednosti za *S*, *V* in *I* z ustreznimi utežmi  $w_S$ ,  $w_V$  in  $w_I$ . Izraz (2.215) je v splošnem bolj primeren, saj nam npr. lahko izraz (2.214) prikaže visoko ogroženost mostu na območju z zanemarljivo seizmičnostjo, t.j. ko  $S=0$ , ali pa za most z ustreznimi konstrukcijskimi detajli, t.j. ko  $V=0$  (Priestley *et al.* 1996a). V okviru naloge se nismo posvečali določanju koeficientov v izrazih (2.214), oz. (2.215), smo pa pri izbiri tipičnih mostov za analitične in eksperimentalne analize uporabili idejo v ozadju zgornjih izrazov (glej poglavje 4 in 5). Natančneje definirani postopki ocenjevanja potencialne ogroženosti konstrukcij, predvsem ranljivosti, z upoštevanjem leta izgradnje (uporabljenih standardov), tipa in oblike preklade, materialov, dolžin stebrov, pogojev temeljenja, itd., so npr. predstavljeni v poročilu *fib* 39 (*fib* 2007).

Ko z enostavno metodo ocenimo, da je določen objekt potencialno ogrožen, je smotrno natančneje analizirati njegov potresni odziv z uporabo metod opisanih v predhodnem razdelku, oziroma njegovo potresno tveganje. Zaradi »znanih« materialnih in geometrijskih karakteristik pri oceni potresnega odziva obstoječih konstrukcij običajno uporabljamo srednje vrednosti trdnosti materialov, za razliko od novogradenj, kjer z ustreznimi varnostnimi faktorji upoštevamo projektne trdnosti materialov. V splošnem je sprejemljivo, da je varnost proti poškodbam je tudi manjša, kot bi bila sprejemljiva pri novih konstrukcijah. Vendar pa mora biti varnost proti porušitvi enaka kot pri novi konstrukciji. To predvsem upoštevamo pri morebitnem projektiranju utrditev obstoječih konstrukcij. Predvsem glede slednje zahteve si strokovna javnost ni edina. Nekaj rezerve lahko iščemo tudi v dejstvu, da bo preostala življenjska doba utrjenega objekta najverjetneje krajša od primerljive novogradnje. Poleg tega je možno v nekaterih primerih z razmeroma enostavnimi in poceni ukrepi občutno izboljšati potresno varnost obstoječe konstrukcije, dodatno utrjevanje za doseganje enake varnosti kot v primeru novogradnje pa je lahko precej težavno in z ekonomskega stališča težko upravičljivo, kot to ugotavljajo Priestley *et al.* (1996a).

Za oceno potresnega tveganja konstrukcij s pomočjo verjetnostnih metod se dandanes najpogosteje uporablja t.i. metoda PEER (po Pacific Earthquake Engineering Research centre), ki so jo originalno predlagali Cornell *et al.* (2002) za primer jeklenih okvirjev. Prvo aplikacija te metode pri nas je v okviru svoje doktorske disertacije na primeru okvirjev s polnili izvedel Dolšek (2002). Zaradi

zapletenosti problema se analiza razdeli na več delov, in sicer običajno na tri, t.j. analizo potresne nevarnosti, analizo odziva konstrukcije pri pričakovani potresni obtežbi ter analizo škode, oziroma izgub, ki so med seboj povezani z izrekom o popolni verjetnosti dogodka. V izrazu povežemo ključne spremenljivke (angl. Decision Variables), mere poškodovanosti (angl. Damage Measure - DM) in parameter intenzitete potresne obtežbe (angl. Intensity Measure - IM). Zvezo med IM in DM najpogosteje ocenjujemo z uporabo t.i. inkrementalne dinamične analize - IDA (Vamvatsikos in Cornell 2002). Originalna IDA je bila najprej razvita za 2D primere, kasneje pa sta jo Vamvatsikos in Sigalas (2005) razširila tudi za 3D probleme. Primernost metode za analizo AB konstrukcij, z upoštevanjem različnih porušnih mehanizmov, kot so npr. porušitev vozlišč, strižna porušitev stebrov ipd. so testirali npr. Lupoi *et al.* (2002). Uporabnost metode za primer ocene potresnega tveganja mostov so npr. pokazali Mackie in Stojadinović (2001), Lupoi *et al.* (2003) in Zevnik (2007). Originalna metoda posredno omogoča upoštevanje nezanesljivosti kapacitete konstrukcije, potresnih zahtev ter nezanesljivosti povezane s potresno nevarnostjo. V zadnjem času pa raziskovalci vedno bolj poudarjajo tudi upoštevanje t.i. »epistemičnih« nezanesljivosti modela, t.j. nezanesljivosti, ki so predvsem posledica pomanjkanja znanja, oz. podatkov o konstrukciji (Zhang in Foschi 2004; Aviram *et al.* 2008; Dolsek 2009).

#### **a) Teoretično ozadje in standardi za analizo potresnega tveganja konstrukcij**

Kljub očitnemu dejstvu, da so obstoječe, predvsem starejše, konstrukcije ogrožene, temu problemu dolga leta ni bilo posvečeno pretirane pozornosti. Večina raziskav na področju potresnega inženirstva in razvoja ustreznih standardov je bila namreč posvečena predvsem problemu kako nove konstrukcije narediti potresno odporne, kljub temu, da je ta naloga verjetno lažja od izboljšanja potresnega odziva obstoječih konstrukcij (Franchin *et al.* 2010).

Prve spremembe na tem področju so se zgodile po večjih potresih, ki so se zgodili ob koncu prejšnjega tisočletja v ZDA in Japonskem in sicer s pripravo prvih uradnih priporočil za oceno obnašanja in utrditve obstoječih stavb, t.j. FEMA 273 (FEMA 1997) in kasneje še FEMA 356 (ASCE 2000). Istega leta smo tudi v Evropi začeli s pripravo podobnega dokumenta za oceno potresnega odziva in utrditve obstoječih stavb, ki je bil uradno sprejet le 5 let kasneje EN 1998-3 (CEN 2005c). EN 1998-3 je trenutno edini standard s področja potresnih utrditev na svetu, ki ni več v fazi pred-standarda (Pinto 2005). Ob tem je potrebno poudariti, da sta oba omenjena dokumenta namenjena analizi in utrjevanju obstoječih stavb, medtem ko na področju ocenjevanja potresnega odziva obstoječih mostov in utrditev trenutno praktično nimamo ustrezne tehnične regulative. Zato smo v okviru naloge preverili tudi možnost uporabe standarda EN1998-3 za oceno potresnega tveganja oz. bolje rečeno potrebnosti utrditve obstoječih AB mostov. Glede na razmeroma hitro sprejetje omenjenih standardov in pomanjkanje izkušenj z njihovo uporabo lahko na njih trenutno gledamo kot na poskusne dokumente, za katere lahko pričakujemo, da se bodo v prihodnosti hitro spreminjali v skladu z izkušnjami in novimi spoznanji.

Standard EN1998-3 vnaša v analizo konstrukcij nov pojem, in sicer gre za t.i. faktor zaupanja (angl. Confidence Factor –  $CF$ ), s katerim v okviru deterministične ocene potresnega odziva skušamo vpeljati nepredvidljivo naravo obstoječih konstrukcij, tako da z njim reduciramo (ali povečamo, v primeru načrtovanja nosilnosti) srednje vrednosti izmerjenih materialnih karakteristik. Faktor zaupanja je glede na standard EN1998-3 odvisen le od stopnje vedenja (angl. Knowledge Level –  $KL$ ) o konstrukciji, in sicer več podatkov kot imamo bolj konservativna je lahko naša analiza, t.j. nižji je  $CF$ . Glede na standard EN1998-3 ločimo tri stopnje vedenja, t.j. omejeno vedenje (angl. Limited Knowledge Level, tudi  $KL1$ ), običajno vedenje (angl. Extended Knowledge Level, tudi  $KL2$ ) in celovito vedenje (angl. Comprehensive Knowledge Level, tudi  $KL3$ ). Vsaki izmed  $KL$  pripada ustrezen  $CF$ , in sicer za  $CF_{KL1} = 1,35$ ,  $CF_{KL2} = 1,20$  in  $CF_{KL3} = 1,00$ . Franchin *et al.* (2010) navajajo, da

so bile te vrednosti določene na podlagi izkušenj, brez kakršnih koli numeričnih kalibracij, kot so bile npr. opravljene pri pripravi parcialnih varnostnih faktorjev za materiale.

V nadaljevanju podajamo kratko ozadje metod ocene potresnega tveganja po postopkih, ki so jih v svojih raziskavah med drugimi uporabljali Dolšek (2002), Kante (2005), Zevnik (2007) in Kramar (2008). Poleg tega so po Franchinu *et al.* (2010) povzete tudi razlage glede t.i. faktorjev zanesljivosti, ki so vključeni v standardu EN1998-3.

Verjetnost prekoračitve določenega mejnega stanja konstrukcije  $P_f$  (npr. verjetnost porušitve konstrukcije v določenem časovnem obdobju) običajno ocenimo z verjetnostno analizo, v kateri upoštevamo na eni strani nepredvidljivost obtežbe (npr. veter, promet, potres), t.j. zahtev (angl. demand -  $D$ ) in nezanesljivost nosilnosti, oz. kapacitete konstrukcije (angl. capacity -  $C$ ). Končni rezultat verjetnostne analize je določitev verjetnosti prekoračitve mejnega stanja konstrukcije, npr. ko potresne zahteve  $D$  presežejo kapaciteto konstrukcije  $C$  (npr. zasuk, strižna sila...). To lahko shematično zapišemo z izrazom:

$$P_f = P(D \geq C), \quad (2.216)$$

frekvenco prekoračitve mejnega stanja  $H_f$ , ki je v splošnem definirana kot produkt srednje letne frekvence pojava kakršnihkoli zahtev  $v$  in verjetnosti, da zahteve med tem dogodkom presežejo kapaciteto konstrukcije  $C$ , pa zapišemo z izrazom:

$$H_f = vP_f. \quad (2.217)$$

Za izračun  $P_f$  uporabimo izrek o popolni verjetnosti dogodka, s katerim problem razbijemo na več manjših, bolj obvladljivih delov, ki jih na koncu zopet združimo v celoto:

$$P_f = P(D > C) = \sum_{\text{vse } c} P(D > C | C = c) \cdot P(C = c), \quad (2.218)$$

oziroma:

$$P_f = \sum_{\text{vse } c} P(D > c) \cdot P(C = c) \quad (2.219)$$

V primeru zveznih spremenljivk lahko vsoto nadomestimo z integralom, torej:

$$P_f = \int_{\text{vse } c} P(D > c) \cdot P(C = c) = \int_{\text{vsi } x} G_D(x) f_C(x) dx \quad (2.220)$$

kjer je  $G_D(x)$  komplementarna porazdelitvena funkcija zahtev ( $D$ ) in  $f_C(x)$  funkcija gostote porazdelitve kapacitete ( $C$ ). Če torej lahko izrazimo nezanesljivost obtežbe in kapacitete konstrukcije z neodvisnima normalnima porazdelitvama, t.j. če sta zvezni slučajni spremenljivki, potem lahko verjetnost porušitve določimo tudi kot:

$$P_f = \phi \left( \frac{-(\mu_C - \mu_D)}{\sqrt{\sigma_D^2 + \sigma_C^2}} \right) = \phi(-\beta) \quad (2.221)$$

kjer so

$\mu$  ..... srednja vrednost,

$\sigma$  ..... standardni odklon,

$\beta$  ..... indeks zanesljivosti in

$\phi$  ..... kumulativna porazdelitvena funkcija standardne normalne porazdelitve.

Z enačbo (2.221) lahko zapišemo zvezo med t.i. srednjim varnostnim faktorjem  $\gamma_0$ , ki ga definiramo kot razmerje med srednjimi vrednostmi kapacitete in zahtev, t.j.

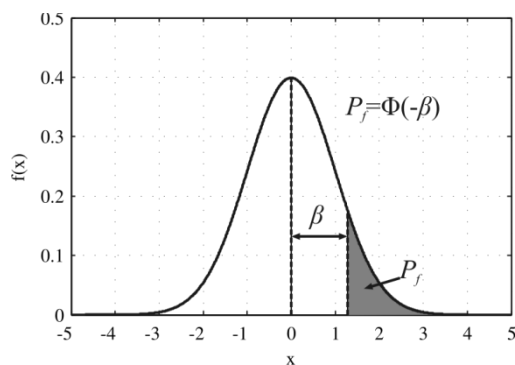
$$\gamma_0 = \frac{\mu_C}{\mu_D}, \quad (2.222)$$

in verjetnostjo porušitve  $P_f$ , oziroma indeksom zanesljivosti  $\beta$  (Cornell 1969), ki je shematsko prikazan na sliki 2.51. Če želimo z varnostnimi faktorji zajeti tudi raztros obeh spremenljivk v splošnem uporabimo t.i. parcialne varnostne faktorje za zahteve  $\gamma_D$  in kapaciteto  $\gamma_C$ . V tem primeru uporabimo karakteristične vrednosti  $C_k$  in  $D_k$  (za kapaciteto običajno 5% fraktila, za zahteve pa 95%). Razmerje med tema karakterističnima vrednostma imenujemo tudi karakteristični varnostni faktor:

$$\gamma_k = \frac{C_k}{S_k} = \frac{\mu_R(1-k_C\delta_C)}{\mu_D(1+k_D\delta_D)} = \gamma_0 \frac{1-k_C\delta_C}{1+k_D\delta_D} = \frac{1-k_C\delta_C}{1+k_D\delta_D} \cdot \frac{1+\beta\sqrt{\delta_C^2+\delta_D^2-\beta^2\delta_C^2\delta_D^2}}{1-\beta^2\delta_C^2}, \quad (2.223)$$

kjer smo z  $\delta$  označili koeficient variacije:

$$\delta = \frac{\sigma}{\mu}. \quad (2.224)$$



$\beta$	1,28	2,33	3,09	3,72	4,26	4,75	5,20	5,61	6,00
$P_f$	$10^{-1}$	$10^{-2}$	$10^{-3}$	$10^{-4}$	$10^{-5}$	$10^{-6}$	$10^{-7}$	$10^{-8}$	$10^{-9}$

**Slika 2.51:** Indeks zanesljivosti  $\beta$   
**Figure 2.51:** Reliability index  $\beta$

V praksi pa, podobno kot v standardih Evrokod, karakteristični varnostni faktor razdelimo na dva faktorja, posebej za obtežbo, oz. zahteve, in posebej za nosilnost, oz. kapaciteto:

$$\gamma_D D_k = D_d \leq C_d = \frac{C_k}{\gamma_C}. \quad (2.225)$$

Ideja izraza (2.225) je sicer vključena tudi v standardu EN1998-3, kjer dodatno vpeljemo faktor zaupanja CF, s katerim reduciramo kapaciteto konstrukcije, torej v splošnem:

$$D_d \leq \frac{C}{\gamma_C CF}. \quad (2.226)$$

Na prvi pogled se pokaže ideja, da bi lahko faktorje zaupanja določili na podoben način kot npr. parcialne varnostne faktorje, t.j. z verjetnostnimi analizami in izrazom (2.223), vendar se ta pot izkaže za neustrezno. Razlog za to tiči v pomembnih razlikah med novimi ustrezno projektiranimi konstrukcijami in njihovim projektiranjem, ter obstoječimi konstrukcijami in analizo njihovega odziva, ki so opisane v nadaljevanju.

V primeru novih konstrukcij torej v splošnem zahtevamo nek ciljni indeks zanesljivosti konstrukcij  $\beta$ , oz. sprejemljivo verjetnost porušitve, glede na posledice porušitve in stroške zagotavljanja varnosti (primer preglednica 2.7, povzeta po standardu ISO2394 (ISO 1998)). Na podlagi tako izbranega  $\beta$  katerega so lahko raziskovalci s pomočjo obsežnih numeričnih analiz določili posamezne parcialne

faktorje za obtežbe in materialne karakteristike. Nasprotno pa v primeru obstoječih konstrukcij indeksa zanesljivosti ne poznamo, temveč je cilj analize pravzaprav njegova določitev (Franchin *et al.* 2010). Poleg tega v primeru novih konstrukcij s številnimi zahtevami (npr. načrtovanje nosilnosti, konstrukcijski detajli...) zagotavljamo ustrezno obnašanje konstrukcije, v primeru obstoječih običajno dotrajanih konstrukcij pa tega v večini primerov ne moremo pričakovati. To pomeni, da v obstoječih konstrukcijah ne moremo a priori zanemariti možnosti pojava krhkih mehanizmov porušitve, kot so strižna porušitev, porušitev vozlišč, izvlek armature, uklon armature, ipd... V primeru slednjih se večkrat pokaže, da so potresne zahteve lahko odvisne tudi od same kapacitete konstrukcije, ki se s časom spreminja, zato ni smotno ločevanje varnosti za zahteve in kapaciteto, kot je to tipično v novih konstrukcijah (2.225).

Za »točno« oceno varnosti obstoječih konstrukcij torej potrebujemo »točne« podatke o konstrukciji, potresni nevarnosti, ustrezen matematični model konstrukcije in metodo analize, kar pa dandanes še ni na voljo, niti v akademskih krogih, kaj šele v praksi. Zato je potrebno težiti k pripravi čim enostavnejših metod, ki so sposobne zajeti čim več nezanesljivosti problema ocenjevanja obstoječih konstrukcij in ki dajejo podobne rezultate ne glede na odločitve ocenjevalcev.

**Preglednica 2.7:** Ciljni indeks zanesljivosti (ISO 1998)

**Table 2.7:** Target reliability index (ISO 1998)

Relativna cena zagotovitve varnosti	Posledice porušitve			
	majhne	nekaj	srednje	visoke
Visoka	0	1,5	2,3	3,1
Srednja	1,3	2,3	3,1	3,8
Nizka	2,3	3,1	3,8	4,3

Ideja postopka z uporabo  $CF$ , ki je vključen v EN1998-3, je sicer precej enostavna in podobna uporabi tradicionalnih parcialnih faktorjev varnosti, vendar je tak postopek, glede na zgoraj opisane razlike med obstoječimi in novimi konstrukcijami, teoretično neustrezen. S faktorji zanesljivosti na determinističen način rešujemo probabilističen problem.  $CF$  je torej odvisen le od stopnje vedenja o konstrukciji, ki je odvisna od predhodnih eksperimentalnih meritev na terenu in drugih informacij, ne tudi od tipa, velikosti in regularnosti konstrukcije, od izbrane metode analize in matematičnih modelov, od dimenzij elementov, ipd..., torej faktorjev, ki so se pri ocenah odziva idealiziranih konstrukcij izkazali za pomembne (Franchin *et al.* 2010). Torej, čeprav s  $CF$  korigiramo le materialne karakteristike materialov, z njimi istočasno skušamo zajeti tako vpliv nezanesljivosti matematičnega modela in pomanjkljivih podatkov o stanju konstrukcije (npr. položaj in količina armature, debelina krovnega sloja, ipd.). Dejstvo pa je, kot to ugotavljajo Jalayer *et al.* (2010), da dejanski vpliv takega upoštevanja nezanesljivosti na oceno potresnega odziva obstoječih konstrukcij še ni bil natančneje raziskan.

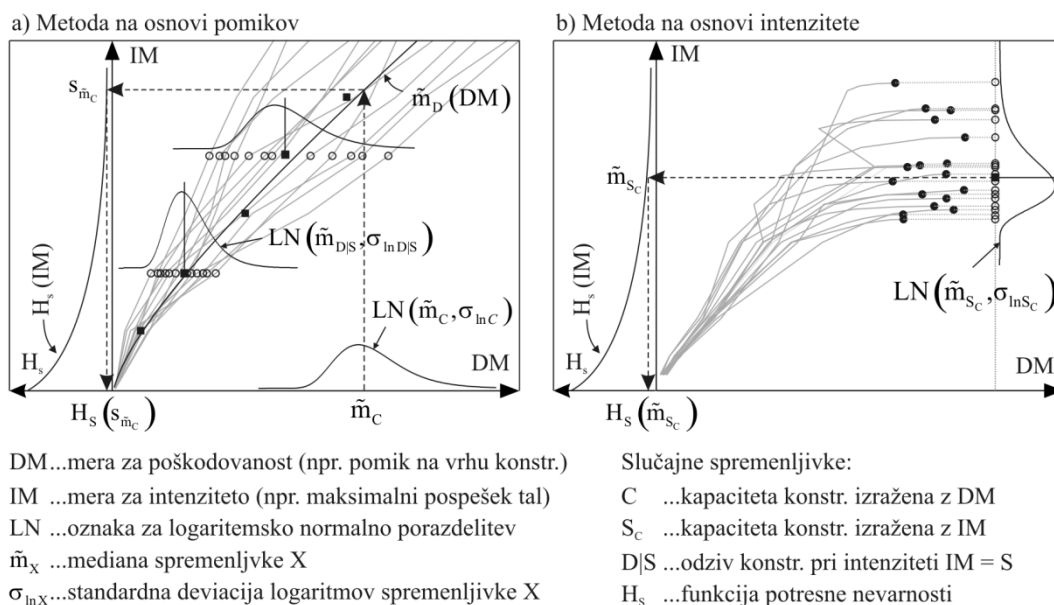
**b) Metoda PEER**

Za oceno potresnega tveganja smo v nalogi uporabljali trenutno zelo razširjeno metodologijo »PEER«, ki je povzeta v tem razdelku. Za obširnejše razlage metode in več primerov rabe za različne konstrukcijske sisteme glej npr. (Dolšek 2002; Kante 2005; Zevnik 2007; Kramar 2008) po katerih smo tudi povzeli pregled metode. Končni rezultat metode je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije v določenem časovnem obdobju. Mejno stanje konstrukcije lahko pri tem poljubno definiramo. V nalogi smo npr. upoštevali mejno stanje blizu porušitve, kot je definirano v različnih evropskih standardih, t.j. ko v prvem nosilnem elementu (tipično stebri) dosežemo zasuk, ki ustreza padcu nosilnosti za 20 %.

Enačba (2.220) predstavlja splošni okvir za izračun verjetnosti porušitve konstrukcije pri poljubno izbranih spremenljivkah  $C$  in  $D$ . V metodi PEER v splošnem ločimo dva pristopa, t.j. t.i. metoda na

osnovni pomikov (angl. Damage Measure approach/DM approach, tudi Engineering Demand Parameter approach/EDP approach) in metoda na osnovi intenzitete (angl. Intensity Measure approach/IM approach). Obe sta shematsko prikazani na sliki 2.52.

Pri prvi metodi, ki sta jo razvila Cornell in Krawinkler (2000), lahko za mero poškodovanosti, oz. za definicijo kapacitete uporabimo npr. pomik konstrukcije, etažni zamik, rotacijo, ukrivljenost, deformacija v prerezu, ipd. Pri drugi metodi, ki je bila prav tako razvita pod mentorstvom prof. Cornella (Cornell 1996; Jalayer 2003) pa kapaciteto konstrukcije izrazimo z mero za intenziteto potresne obtežbe (angl. Intensity Measure/IM). Tudi mera za intenziteto je poljubna, npr. maksimalni pospešek tal ali elastični in neelastični spektralni pospešek pri določenem nihajnem času, itd.



**Slika 2.52:** Shematski prikaz metode na osnovi pomikov (a) in na osnovi intenzitete (b) (Kramar 2008)

**Figure 2.52:** Schematic of the DM-based approach (a) and the IM-based approach (b) (Kramar 2008)

V primeru mostov lahko v splošnem uporabimo obe metodi (glej npr. Zevnik 2007), vendar smo se v nalogi omejili na slednjo, t.j. metodo intenzitete. Poleg tega, da je slednja metoda nekoliko enostavnejša, saj pri njej ne potrebujemo zveze med pospeški in pomiki, smo lahko predvsem pri analizah viaduktov v vzdolžni smeri enostavno določili raztros intenzitet pri katerih je prišlo do izbranega mejnega stanja, saj glede na to, da gre praktično za model z eno prostostno stopnjo, raztrosa kapacitete nismo mogli določiti (v primerih, ko nismo upoštevali epistemičnih nezanesljivosti), saj je bil ta določen deterministično. V nadaljevanju so zato povzete le osnove metode na osnovi intenzitete, za opis metode na osnovi pomikov glej zgoraj našeto literaturo. Metodo na osnovi intenzitete smo na primeru enostavnega viadukta prikazali tudi po korakih (glej poglavje 5.2).

Obe metodi temeljita na inkrementalni dinamični analizi (IDA), čeprav za samo metodo intenzitete celotnega poteka krivulj ne potrebujemo, t.j. potrebujemo le vrednosti IM, pri katerih je doseženo izbrano mejno stanje. IDA je serija nelinearnih dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe (glej poglavje 5.1.2. Za več informacij glej tudi (Dolšek 2002; Kante 2005; Zevnik 2007; Kramar 2008)). Rezultat inkrementalne dinamične analize je krivulja IDA, ki prikazuje odnos med intenziteto ( $IM$ ), npr. maksimalni pospešek temeljnih tal, in odzivom konstrukcije ( $DM$ ), npr. maksimalni pomik preklade viadukta.

Na sliki 2.52a je prikazano večje število IDA krivulj, kjer vsaka krivulja predstavlja odziv konstrukcije pri izbranem akceleroogramu (število IDA krivulj je enako številu akceleroogramov). Vidimo, da različni akceleroogrami pri enaki vrednosti maksimalnega pospeška, povzročijo različne pomike preklade. S statistično obdelavo IDA krivulj, bodisi »horizontalno« bodisi »vertikalno« (Kramar



2008), določimo npr. mediane pomikov pri danem pospeškov, ali raztros pospeškov pri katerem je doseženo izbrano mejno stanje konstrukcije. Porušitev konstrukcije je lahko posledica padanja nosilnosti v plastičnem členku in/ali geometrijske nelinearnosti, na sliki 2.52b pa je prikazana kot črna pika. Torej je prednost druge metode je tudi v tem, da jo lahko uporabimo tudi v primerih, ko v numeričnem modelu porušitev konstrukcije eksplicitno zajamemo z numeričnim modelom, t.j. npr. kot posledica padanja nosilnosti in/ali geometrijske nelinearnosti (Kramar 2008). V primeru take »numerične« porušitve postane krivulja IDA položnejša (horizontalna) in tako ne moremo narediti »horizontalne« statistike. Kjer »horizontalna« statistika ni mogoča uporabimo torej metodo na osnovi intenzitete, pri kateri namesto horizontalne statistike pomikov, izvedemo statistiko pospeškov, pri katerih se konstrukcija poruši. Z vertikalno statistiko izračunamo mediano »mejnih« pospeškov  $m_{Sc}$ , ki jo lahko neposredno vnesemo v funkcijo potresne nevarnosti ( $H_s$ ) (glej 5.1.4) in nato ocenimo verjetnost porušitve konstrukcije. V nadaljevanju so povzeti osnovni izrazi metode intenzitete, kot jih je v okviru doktorske disertacije povzel že Kramar (2008). Za več podrobnosti in izpeljave ter predstavitev metode pomikov glej (Kramar 2008).

Metoda na osnovi intenzitete temelji na osnovni enačbi za izračun verjetnosti prekoračitve mejnega stanja (2.220). Pri tem so kapaciteta konstrukcije ( $C$ ) in zahteve ( $D$ ) izraženi z intenziteto potresne obtežbe:

$$P_f = \int_{\text{vsi } x} P(D > x) P(C = x) dx = \int_{\text{vsi } x} G_D(x) f_C(x) dx \quad (2.227)$$

Letna frekvenca porušitve  $H_f$  pa je (2.217):

$$H_f = \nu P_f = \int_{\text{vsi } x} \nu G_D(x) f_C(x) dx \quad (2.228)$$

kjer je  $f_C$  gostota verjetnosti intenzitete kapacitete in  $G_D$  komplementarna porazdelitvena funkcija intenzitete potresne zahteve. Frekvenco potresne zahteve običajno izrazimo s funkcijo potresne nevarnosti  $H_D$ , v kateri je vključena tudi stopnja seizmičnega tveganja  $\nu$ , kot:

$$H_D(s) = \nu G_D(s) \quad (2.229)$$

Frekvenco  $H_f$  nato izrazimo s funkcijo  $H_D$ :

$$H_f = \int_{\text{vsi } x} H_D(x) f_C(x) dx \quad (2.230)$$

V primerjavi z metodo pomikov je izraz (2.230) bolj enostaven, saj sta tako kapaciteta kot zahteva izraženi z enako količino (Kramar 2008). Ob upoštevanju določenih predpostavk lahko  $H_f$  izračunamo tudi analitično (Cornell 1996; Jalayer 2003). Tako npr. predpostavimo, da je kapaciteta konstrukcije  $C$  slučajna spremenljivka porazdeljena po logaritemsko normalni porazdelitvi in, da lahko funkcijo potresne nevarnosti  $H_D$  aproksimiramo z eksponentno funkcijo, kot:

$$H_D(x) = k_0 \cdot x^{-k} \quad (2.231)$$

Po krajši izpeljavi (za več podrobnosti glej npr. Dolšek 2002; Kramar 2008) tako pridemo do enostavnega izraza za določitev frekvence prekoračitve mejnega stanja, t.j. produkta vrednosti funkcije potresne nevarnosti pri mediani kapacitete ( $H_D(m_C)$ ) in korekcijskega faktorja, ki upošteva vpliv nezanesljivosti kapacitete mejnega stanja:

$$H_f = H_D(m_C) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} k^2 \sigma_{\ln C}^2\right) \quad (2.232)$$

kjer je:

$m_C$ .....mediana kapacitete  $C$  (kapaciteta  $C$  je izražena z intenziteto potresne obtežbe)

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

$k$ ..... koeficient, ki določa naklon funkcije potresne nevarnosti

Ob upoštevanju nezanesljivost funkcije potresne nevarnosti, kot to navaja Kramar (2008) dobimo:

$$\bar{H}_f = H_s(m_{sc}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{ln,sc}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{ln,H_s}^2\right) \quad (2.233)$$

Ločeno lahko obravnavamo tudi »slučajnosti« in »nezanesljivosti«, ki sta v primeru metode intenzitete obe izraženi z IM. Označimo ju z  $\sigma_{ln,scr}$  in  $\sigma_{ln,scu}$  :

$$\bar{H}_f = H_s(m_{sc}) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{ln,scr}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{ln,scu}^2\right) \cdot \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{ln,H_s}^2\right) \quad (2.234)$$

Enačbo (2.234) strnjeno zapišemo kot:

$$\bar{H}_f = H_s(m_{sc}) \cdot C_R \cdot C_U \cdot C_H \quad (2.235)$$

kjer je  $H_s(m_{sc})$  mediana letne frekvence porušitve, ostalo pa so amplifikacijski faktorji, s katerimi povečamo velikost frekvence na račun posameznih nezanesljivosti:

$$\begin{aligned} C_R &= \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{ln,scr}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi variacije v zapisih akcelerogramov} \\ C_U &= \exp\left(\frac{1}{2}k^2\sigma_{ln,scu}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi nezanesljivosti v določitvi numeričnega modela} \\ C_H &= \exp\left(\frac{1}{2}\sigma_{ln,H_s}^2\right) \dots \text{amp. faktor zaradi nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti} \end{aligned} \quad (2.236)$$

## 2.4 Metode utrditev stebrov s pomanjkljivimi konstrukcijskimi detajli

Starejši mostovi navadno vsebujejo različne konstrukcijske pomanjkljivosti, ki jih lahko odpravimo z različnimi ukrepi. V Kaliforniji so začeli programom utrjevanja mostov že leta 1971, po potresu v San Fernandu, po potresu leta 1989 v Loma Prieta pa so program še razširili. Analiza 65 mostov zgrajenih pred letom 1971 je pokazala, da le 9 mostov ni potrebovalo utrditve, utrditev enega mostu ni bila smotna, ostalih 55 mostov pa je bilo potrebno utrditi. Pomanjkljivosti so se kazale predvsem v konstrukcijskih detajlih stebrov, v temeljih in v neustreznih ležiščih. Utrditve stebrov je bila potrebna kar v 60% vseh obravnavanih mostov, nekatere stebre so zaradi neustreznosti celo nadomestili z novimi (Dokken 1995). Ostali ukrepi so bili manj pogosti, npr. utrjevanja krajnih opornikov 55%, temeljev 35% in ležišč 11%, zato smo se tudi v okviru naših študij omejili predvsem na potresno utrditev AB mostnih stebrov. Pregled možnosti za potresno utrditev viaduktov (krajnih opornikov in stebrov) in dejanskih aplikacij utrditev po zadnjih močnejših potresih je podal npr. Caušević (2010). Krajši pregled možnosti oz. metod za potresno utrditev AB stebrov zbran npr. v (Vidrih 2006b; Zevnik 2007). V slovenski praksi se za utrditve večinoma uporabljajo tradicionalni materiali, medtem ko imamo z naprednejšimi kompozitni materiali manj izkušenj, zato bo slednjim posvečena večja pozornost.

Kot obetajoča možnost za utrditev konstrukcij se v svetu že nekaj časa pojavlja uporaba kompozitnih materialov, t.i. armiranih plastik, oz. z vlakni armiranih polimerov (angl. Fibre Reinforced Polymers - FRP) katerih prednosti pred tradicionalnimi materiali (beton, jeklo, les) so predvsem visoka specifična trdnost in možnost poljubnega oblikovanja in izbire materialnih karakteristik, slabosti pa se kažejo v razmeroma slabem poznavanju materiala s strani projektantov in nekoliko višjih začetnih stroškov materiala (Žarnić 2002). Uporaba armiranih plastik omogoča hitro in ekonomično izvedbo utrditve in tako tudi znižuje indirektno stroške, ki se pojavljajo ob zaprtju celega ali dela objekta (obvozi, zastoji, počasnejša vožnja...). Zaradi nizke lastne teže, material tudi ne zahteva uporabe težke gradbene

mehanizacije, kar lahko dodatno zniža stroške utrditve. Poleg tega pa je po celem svetu viden tudi napredek v tehnični regulativi in napotkih inženirjem na področju uporabe armiranih plastik za utrditve konstrukcij iz tradicionalnih materialov (Seible *et al.* 1995b; fib 2001; ACI Committee 440 2002; CNR-DT 200/2004 2004; Oehlers in Seracino 2004; CEN 2005c; fib 2006).

Raziskave na področju uporabe FRP za potresno utrditev AB stebrov so se začele v osemdesetih letih prejšnjega stoletja. Prvi kompozitni plašči so vsebovali steklena vlakna (Fardis in Khalili 1981), nato pa se je z nižanjem cen in zavedanjem o potencialnih težavah s trajnostjo steklenih vlaken (slaba odpornost na alkalije) začela tudi uporaba ogljikovih in aramidnih vlaken v kombinaciji z različnimi tipi smol (Rodriguez in Park 1994; Seible *et al.* 1995b, 1997). Prve raziskave učinkovitosti FRP za utrjevanje AB stebrov so bile opravljene na stebrih s polnim krožnim prereзом, kasneje tudi pravokotnih prereзов. V zadnjem času je precejšna pozornost namenjena tudi raziskavam utrditev škatlastih stebrov, ki so zaradi ugodne oblike prereza, precej pogosti v mostogradnji. Eksperimentalne raziskave, ki so jih opravili Lignola *et al.* (2007b; 2007a; 2008c; 2008d, 2008a) ali Mo *et al.* (Mo *et al.* 2004) kažejo, da je s primerno izvedbo plaščev po zunanem obodu škatlastih stebrov mogoče izboljšati tako strižno nosilnost kot tudi duktilnost. Če želimo povečati nosilnost in/ali togost navadno uporabljamo kompozite z višjimi moduli elastičnosti (običajno ogljikova vlakna), za povečevanje duktilnosti pa so, zaradi večjih mejnih deformacij, primernejši kompoziti z nižjimi moduli elastičnosti (npr. E-steklena vlakna).

V nadaljevanju je prikazan pregled metod, ki so bili v strokovni literaturi predlagani z namenom odprave tipičnih pomanjkljivosti v starejših AB stebrih, in sicer povečanje strižne nosilnosti elementov (2.4.1), izboljšanje objetja betona (2.4.2), preprečevanje uklona (2.4.3) in zdrsa vzdolžne armature vzdolž preklonov (2.4.4). Omeniti velja, da je bila večina metod predstavljenih v nadaljevanju izpeljana na podlagi eksperimentalno preizkušenih polnih krožnih ali pravokotnih AB stebrov, z dimenzijami, ki so tipične za stebre v stavbah, medtem ko je eksperimentalnih preiskav na stebrih, ki so tipični v mostogradnji zelo malo. Zaradi tega ne moremo vseh metod in priporočil enostavno aplicirati na primer mostnih stebrov. Še posebej je neraziskano področje utrditev škatlastih stebrov in stebrov z I prereзом, ki so bili predmet raziskav doktorske disertacije. Poleg tega so tipični stebri starejših slovenskih mostov nekoliko razlikujejo od stebrov, obravnavanih v študijah omenjenih zgoraj in v razdelku 2.2.1 (predvsem geometrija prereza in konstrukcijski detajli stremenske armature). Vse eksperimentalne študije in ugotovitve so zbrane v poglavjih 3 in 4.

Poleg metod, ki direktno skušajo izboljšati kapaciteto stebrov, je v poglavju 2.4.5 predstavljena tudi uporaba potresne izolacije kot možnega utrditveni ukrepa starejših viaduktov, s pomočjo katere lahko zmanjšamo potresne vplive na najbolj ogroženih stebrih.

#### 2.4.1 Strižna utrditev AB elementov

V splošnem lahko za utrjen element pišemo, da je njegova strižna nosilnost enaka vsoti strižne nosilnosti neutrjenega elementa (2.148) in prispevka zunanje strižne armature (plašč, trakovi, lamele)  $V_j$ , t.j.

$$V_R = V_p + V_C + V_w + V_j \leq V_{R,max} \quad (2.237)$$

Seveda pa je strižna nosilnost elementa navzgor še vedno omejena z nosilnostjo tlačnih diagonal, t.j.  $V_{R,max}$ , kar pomeni, da v osnovi ne moremo povečevati strižne nosilnosti elementov v nedogled. Prispevek zunanje strižne armature v splošnem zajamemo analogno kot prispevek stremenske armature, t.j. z modelom paličja, kjer natezne napetosti prevzamemo z obstoječimi stremeni in natezno armaturo ter dodatnim plaščem. V nadaljevanju so opisane nekatere metode za izračun prispevka zunanje strižne armature, ki so privzete v ustreznih standardih, oz. priporočilih projektantom, za projektiranje utrditev AB konstrukcij in, ki smo jih upoštevali v okviru doktorske disertacije. V

primeru jeklenih ali betonskih plaščev veljajo podobna določila kot za neutrene prereze z upoštevanjem novih dimenzij prereza in/ali armature. V splošnem določimo prispevek dodatnega plašča podobno ne glede na uporabljen material, vendar bo v tem razdelku predvsem poudarek na izračunu prispevka FRP kompozitnih plaščev k strižni nosilnosti elementa, ki predvsem temeljijo na modelih, ki so jih predlagali Seible *et al.* (1995b) oz. Triantafillou (1998). Za primer krožnih stebrov se raziskovalci v splošnem strinjajo s postopkom, ki so ga predlagali Seible *et al.* (1995b) in ki je opisan v razdelku 2.2.6c), več pa je nesoglasij v primeru elementov s pravokotnimi prerezi. Glede na eksperimentalne rezultate se je sicer pristop, kot je zajet v izrazu (2.237), kjer predvidimo, da ostane prispevek betona v utrjenih elementih nespremenjen v primerjavi z neutrenimi, izkazal kot ustrezen v večini preizkušancev (Matthys 2000), vendar so raziskovalci zaradi negotovosti povezanih s prispevkom betona, predvsem zaradi zmanjšanja mehanizma trenja agregatnih zrn kot posledice širokih razpok, predlagali tudi drugačne izračune prispevka FRP k strižni nosilnosti. Glede na dimenzije preizkušanca in izvedbo utrditve, število plasti, itd., lahko pride do različnih tipov porušitev, npr. trakovi se lahko bodisi pretrgajo bodisi odlepijo. Za vpliv kontrole različnih tipov porušitev so raziskovalci vpeljali pojem »efektivne mejne deformacije« vlaken, ki je v nekaterih primerih predpisana (npr. 0,004~0,006), v drugih pa določena semi-empirično, toda v vsakem primeru je precej majhna v primerjavi z nominalnimi mejnimi deformacijami vlaken (0,015~0,04). Več o efektivni mejni deformaciji vlaken je napisanega v razdelku b z naslovom Komentar metod.

#### a) Strižna utrditev s FRP

V tem razdelku je podan povzetek metod za izračun strižnih utrditev s pomočjo FRP plaščev oz. trakov, ki so podane v strokovni literaturi in standardih za projektiranje utrditev, t.j.

- fib 14 (fib 2001)
- EN 1998-3 (CEN 2005c)
- UCSD (Seible *et al.* 1995b)

##### *fib 14 (fib 2001)*

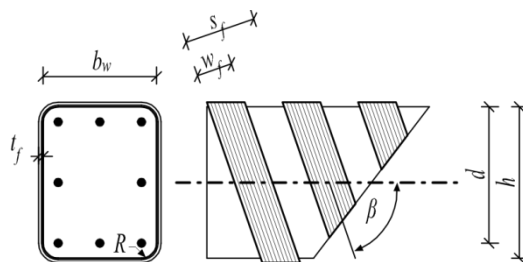
V poročilu fib 14 (fib 2001) je za izračun prispevka FRP plaščev k strižni nosilnosti AB elementov s pravokotnimi prerezi povzeta metoda kot jo je predlagal (Triantafillou 1998, 2001). V tem primeru so FRP lamele, oz. plašči obravnavani analogno kot notranja stremenska armatura, torej določimo prispevek plašča kot (Ritter-Morsch model):

$$V_{Rdf} = \frac{1}{\gamma_f} 0,9d\varepsilon_{f,eff} E_f \rho_f b_w (\cot \theta + \cot \beta) \sin \beta \quad (2.238)$$

kjer so (glej sliko 2.53)

- $\gamma_f$ .....(1,2~1,5) parcialni materialni faktor za FRP, ki je odvisen od tipa vlaken, načina izvedbe in načina porušitve (odlepitev, pretrg vlaken).
- $d$ ..... statična višina prereza,
- $\varepsilon_{f,eff}$ ..... efektivna mejna deformacija plašča, ki je odvisna od načina porušitve, ki je predvsem odvisen od osne togosti plašča in natezne trdnosti betona ojačanega elementa (glej komentar metod v nadaljevanju)
- $E_f$ ..... elastični modul plašča
- $\rho_f$  ..... volumski delež FRP, ki ga v primeru plaščev določimo kot  $2t_f \sin \beta / b_w$ , v primeru trakov, oz. lamel pa kot  $(2t_f / b_w) (w_f / s_f)$ ,
- $b_w$ ..... širina stojine prereza,
- $\theta$ ..... naklon tlačnih diagonal za katerega predpostavimo vrednost  $45^\circ$ ,
- $\beta$  ..... kot med osjo (močno) vlaken in osjo elementa - v primeru strižnih utrditev zaradi potresnih zahtev se uporablja plašče, oz. trakove, ki imajo vlakna pravokotna na os stebrov, t.j  $\beta=90^\circ$ .
- $w_f$  ..... širina FRP lamel, pravokotno na os vlaken,

$s_f$ .....razdalja med težišči FRP lamel ( $w_f$  za plašče), merjena pravokotno na os vlaken in  
 $t_f$ .....debelina plašča.



**Slika 2.53:** Definicija parametrov v izrazih za določitev prispevka ojačitve, k strižni nosilnosti elementa  
**Figure 2.53:** Definition of parameter for calculation of EBR FRP contribution to member shear strength

### EN 1998-3:2005

Tudi v standardu EN1998-3 je prispevek zunanje ojačitve k strižni nosilnosti utrjenega elementa obravnavan podobno kot notranja armatura. Razlika med predhodno opisanim pristopom in pristopom v EN1998-3 je v eksplicitni določitvi efektivne mejne deformacije vlaken prek empiričnih formul. Za elemente s pravokotnim prerezom ocenimo prispevek FRP k strižni nosilnosti na naslednji način:

- v primeru v celoti ovitih elementov (plašči, trakovi, U-lamele)

$$V_{Rd,f} = 0,9df_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \left( \frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot \theta + \cot \beta) \cdot \sin \beta \quad (2.239)$$

- v primeru, da je tkanina, oz. lamele nalepljene le na dve stranici pa

$$V_{Rd,f} = 0,9d \cdot f_{fd,e} \cdot 2 \cdot t_f \frac{\sin \beta}{\sin \theta} \cdot \frac{w_f}{s_f} \quad (2.240)$$

kjer je:

$d$ .....efektivna višina prereza,

$\theta$ .....naklon tlačnih diagonal,

$f_{fd,e}$  .....projektna odpornost pred odlepitvijo FRP, ki je odvisna od izvedbe utrditve in jo za vsak način posebej določimo glede na zahteve v nadaljevanju.

$t_f$ .....debelina FRP lamele, oz. plašča (na eni stranici)

$\beta$  .....kot med osjo (močno) vlaken in osjo elementa

$w_f$ .....širina FRP lamel, pravokotno na os vlaken (v primeru plaščev:  $w_f = \min(0,9d, h_w) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin \theta$ )

$s_f$ .....razdalja med FRP lamelami ( $w_f$  za plašče), merjena pravokotno na os vlaken.

Zgornja dva primera obravnavamo ločeno, ker v drugem primeru ojačitev ni popolnoma efektivna po celotni dolžini saj je potrebna določena dolžina sidranja prek katere se lahko prenesejo napetosti z ojačitve na element. V primeru zagotovitve primerne sidranja v tlačni coni (plašči) ocenimo projektno nosilnost FRP na naslednji način:

$$f_{fd,e,w} = f_{fd} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) \frac{l_e \sin \beta}{1,8d} \right] + \frac{1}{2} (f_{fu,w}(R) - f_{fd}) \cdot \left[ 1 - \frac{l_e \sin \beta}{0,9d} \right] \quad (2.241)$$

kjer je

$$f_{fd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0,6 \frac{E_f f_{cm} k_b}{t_f}} \quad (2.242)$$

je projektna odcepitvena trdnost (enote N, mm). Členi imajo naslednji pomen:

$\gamma_{fd}$  .....parcialni varnostni faktor proti odlepitvi. Priporočena vrednost je  $\gamma_{fd} = 1,5$ .

$E_f$  .....modul elastičnosti plašča,

$f_{ctm}$  ..... srednja vrednost natezne trdnosti betona,

$k_b$  ..... koeficient prekrivanja, ki ga določimo kot:

$$k_b = \sqrt{\frac{1,5 \left( 2 - \frac{w_f}{s_f} \right)}{1 + \frac{w_f}{100\text{mm}}}} \quad (2.243)$$

$f_{fu,W(R)}$  ..... mejna nosilnost FRP plašča ovitega okrog vogala z radijem  $R$ :

$$f_{fu,W}(R) = f_{fdl} + \langle \eta_R \cdot f_{fu} - f_{fdl} \rangle \quad (2.244)$$

kjer člen  $\langle \cdot \rangle$  upoštevamo zgolj v primeru, da je pozitiven. Koeficient  $\eta_R$  je odvisen od radija zaokrožitve  $R$  in širine elementa  $b_w$ :

$$\eta_R = 0,2 + 1,6 \frac{R}{b_w} \quad 0 \leq \frac{R}{b_w} \leq 0,5 \quad (2.245)$$

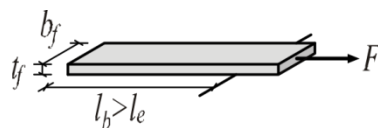
$l_e$  ..... efektivna sidrna dolžina stika med FRP in elementom:

$$l_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{4} \cdot \tau_{\max}}} \quad (2.246)$$

kjer je:

$$\tau_{\max} = 1,8 f_{ctm} k_b \quad (2.247)$$

maksimalna nosilnost stika.



V primeru U-lamel ocenimo efektivno projektno nosilnost stika kot:

$$f_{fdl,e,U} = f_{fdl} \cdot \left[ 1 - \left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) \frac{l_e \sin \beta}{z} \right] \quad (2.248)$$

Pomen parametrov je enak kot zgoraj. V primeru, da FRP prilepimo zgolj na stranice prereza pa uporabimo izraz:

$$f_{fdl,e,U} = f_{fdl} \cdot \frac{z_{rid,eq}}{z} \left( 1 - \sqrt{\left( 1 - \frac{2}{\pi} \right) \frac{l_{eq}}{z_{rid,eq}}} \right)^2 \quad (2.249)$$

kjer:

$$z_{rid,eq} = z_{rid} + l_{eq}; \quad z_{rid} = z - l_e \cdot \sin \beta; \quad l_{eq} = \frac{u_1}{\varepsilon_{fdl}} \cdot \sin \beta \quad (2.250)$$

$$\varepsilon_{fdl} = \frac{f_{fdl}}{E_f} \quad (2.251)$$

$$u_1 = \frac{k_b}{3} \quad (2.252)$$

EN1998-3 dopušča za elemente, pri katerih so kritična območja objeta s FRP plaščem vsaj do višine  $h$ , tudi uporabo alternativne metode. V tem primeru lahko za ciklično strižno odpornost  $V_R$  predpostavimo, da se zmanjšuje s plastičnim delom duktilnosti za pomike, kot je podano z izrazom (2.177). V skladu z izrazom (2.171) dodamo k prispevku stremen  $V_w$  prispevek plašča  $V_f$ . Prispevek

FRP določimo ob predpostavki, da se napetosti v FRP linearno zmanjšajo po višini  $d$  od projektne vrednosti mejne nosilnosti  $f_{u,fd}$  do 0.

$$V_{w,f} = 0,5z\rho_f b_w f_{u,fd} \quad (2.253)$$

kjer je:

$$\rho_f = \frac{2t_f}{b_w} \quad (2.254)$$

geometrijski delež FRP,

$z$  ..... ročica notranjih sil (lahko vzamemo, da je enaka  $d$ )

$f_{u,fd}$  ..... projektna mejna nosilnost FRP, enaka nominalni mejni nosilnosti FRP deljeni s parcialnim varnostnim faktorjem  $\gamma_{fb}$ , za katerega je priporočena vrednost 1,5.

Če v izrazu (2.253) upoštevamo (2.254) dobimo:

$$V_{w,f} = z f_{u,fd} t_f \quad (2.255)$$

Iz izraza (2.239) lahko izrazimo potrebno debelino plašča  $t_f$ , kot:

$$t_f = \frac{V_{Rd,f}}{2 \cdot 0,9 d f_{fd,e} \left( \frac{w_f}{s_f} \right)^2 (\cot \theta + \cot \beta) \sin \beta}, \quad (2.256)$$

vendar pa je tudi  $f_{fd,e}$  odvisna od debeline plašča  $t_f$ . Zato smo potrebno debelino plašča določali iterativno z zahtevo, da je:

$$V_{Rd,f} = V_{Ed} \quad (2.257)$$

Ob upoštevanju  $w_f = s_f$  (plašč),  $\theta = 45^\circ$  in  $\beta = 90^\circ$ , dobimo izraz:

$$t_f = \frac{V_{Rd,f}}{2 \cdot 0,9 d f_{fd,e}}, \quad (2.258)$$

torej izraz, zelo podoben izrazu (2.262), ki je podan v nadaljevanju.

### UCSD

Prispevek, ki ga k strižni nosilnosti pravokotnih stebrov doprinese plašč iz kompozitnih vlaken določimo glede na UCSD (Seible *et al.* 1995b; Priestley *et al.* 1996a; Seible *et al.* 1997), z naslednjim izrazom:

$$V_{sj} = 2t_j f_{yj} h \cot \theta, \quad (2.259)$$

kjer za kot  $\theta$  konservativno predpostavimo vrednost  $45^\circ$  (Seible *et al.* 1995b). Nosilnost plašča pa ocenimo kot  $f_j$  ocenimo kot

$$f_j = 0,004 E_j. \quad (2.260)$$

Priestley *et al.* (1996a) predlagajo, da se lahko za oceno nosilnosti obstoječih konstrukcij uporablja manj konservativne izraze, kot jih uporabljamo pri projektiranju novih konstrukcij. Po drugi strani pa zaključujejo, da debelina samega plašča minimalno vpliva na ceno izvedbe utrditve, zato je smotrno uporabiti enako stopnjo konservativnosti kot pri novih konstrukcijah. Torej konservativno ocenimo tako maksimalno možno prečno silo kot minimalno strižno nosilnost elementa.

$$\phi_s V_{sj} \geq V_o - \phi_s (V_C + V_w + V_p) \quad (2.261)$$

Avtorji predlagajo uporabo varnostnega faktorja v vrednosti 0,85, oz v skladu z ameriškimi standardi ACI (ACI Committee 318 2002). Potrebno debelino plašča torej določimo z:

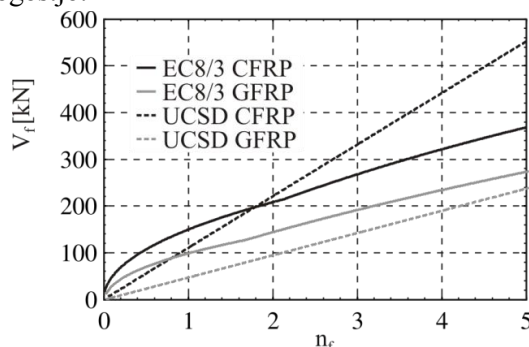
$$t_j \geq \frac{V_o - (V_C + V_w + V_P)}{\phi_s \frac{2f_{yj} h \cot \theta}{2f_{yj} h \cot \theta}} \quad (2.262)$$

### Komentar metod

Razlika med izrazom (2.258), ki je podan v EN1998-3, in izrazom (2.262), ki so ga predlagali raziskovalci z UCSD, je predvsem v načinu ocene projektne trdnosti kompozitnega plašča. Priestley *et al.* (Seible *et al.* 1995b; Priestley *et al.* 1996a; Seible *et al.* 1997) predpisujejo razmeroma nizko mejno deformacijo vlaken v vrednosti 0,004 ~ 0,006, zaradi zagotavljanja sodelovanja betona pri prevzemu strižnih napetosti. Podobne omejitve v zadnjem času podajajo tudi proizvajalci kompozitnih materialov, npr. Sika d.o.o. (2009). Pri večji prečni deformaciji bi bile lahko razpoke v betonu že tako odprte, da beton ne bi mogel več prispevati k strižni nosilnosti, po drugi strani pa je taka deformacija dovolj visoka, da je možno tečenje stremenske armature. S tako omejitvijo zagotavljamo aktiviranje vseh mehanizmov strižne nosilnosti opisanih v 2.2.6c). V EN1998-3 taka omejitev mejne deformacije ni podana, vendar je ob tem zahtevano, da prispevek betona k strižni nosilnosti zanemarimo. Izjema so le krožni prerezi, za katere je tudi v EN1998-3 privzeta metoda, ki so jo predlagali na UCSD. Namesto tega je za vsak način izvedbe predviden izračun projektne odpornosti proti odlepitvi z izrazi od (2.241) do (2.249). S temi izrazi tako dobimo nosilnost plašča, ki je lahko bodisi kontrolirana z mejno nosilnostjo plašča bodisi z mejno nosilnostjo lepila, odvisno od materialnih in geometrijskih karakteristik elementov. Izrazi v EN1998-3 temeljijo na empiričnih formulah za oceno energije, ki je potrebna za odlepitev ojačitve z elementa. Tako je efektivna deformacija  $\varepsilon_{f,eff}$  odvisna od dimenzij plašča in kvalitete elementa, torej od specifične osne togosti plašča, ki je sorazmerna s produktom geometrijskega deleža  $\rho_f$  in elastičnega modula plašča  $E_f$ , in od natezne trdnosti betona, ki je sorazmerna s  $f_c^{2/3}$  (2.9). Na sliki 2.54 so primerjane nosilnost plašča v odvisnosti od števila plasti vlaken izračunane glede na UCSD in EN1998-3 za primer ogljikovih in steklenih vlaken. Slika 2.55 pa prikazuje ustrezne efektivne deformacije, ki pripadajo izračunanim silam, za obe vrsti vlaken, ki smo jih izračunali iz efektivnih napetosti v vlaknih, t.j.

$$\varepsilon_{f,eff} = \frac{f_{jdd,e}}{E_f} \quad (2.263)$$

Pri metodi UCSD so te deformacije vedno enake 0,004 (Slika 2.55), saj je zveza med silo, ki jo prispeva plašč in debelino plašča linearna (Slika 2.54). Iz slike 2.55 lahko razberemo, da v primeru ogljikovih vlaken efektivne deformacije ocenjene po EN1998-3 niso bistveno različne od omejitve 0,004 za primer dveh ali več plasti vlaken, ki so tipično potrebne v realnih aplikacijah, oziroma je lahko efektivna deformacija celo nižja od 0,004. V primeru steklenih vlaken pa je razlika občutna tudi pri večjem številu plasti, kar potrjuje predpostavko, da so za strižne utrditve bolj efektivni in zato bolj primerni kompoziti z višjo togostjo.

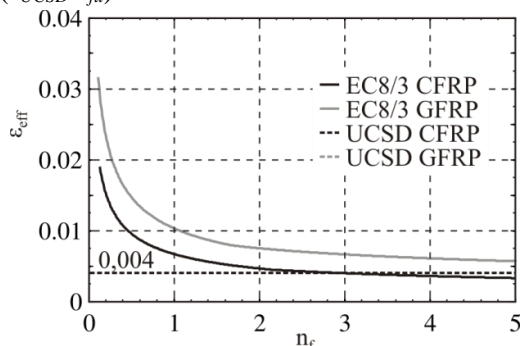


**Slika 2.54:** Strižna nosilnost plašča v odvisnosti od debeline (število plasti) izračunana po metodi EN1998-3 (polna črta) in po metodi UCSD (črtkana črta), za CFRP (črna) in GFRP (siva)

**Figure 2.54** Jacket shear contribution in relation to jacket thickness (number of layers) calculated using the EN1998-3 method (continuous line) and the UCSD method (dashed line) for CFRP (black) and GFRP (grey)



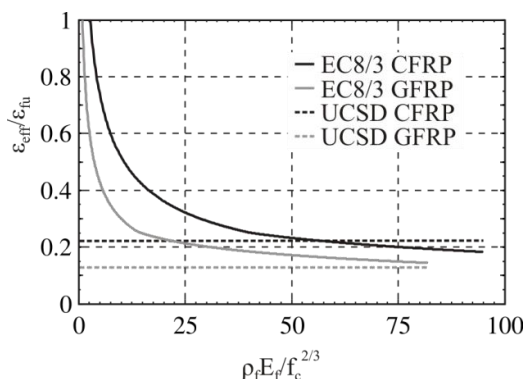
Na sliki 2.56 so primerjane efektivne deformacije normirane na nominalno mejno deformacijo za obe vrsti vlaken ( $\varepsilon_{f,eff}/\varepsilon_{fu}$ ) v odvisnosti od  $\rho_f E_f f_c^{2/3}$ . Opazimo lahko, da predstavlja ocenjena efektivna deformacija vlaken približno enak delež mejne deformacije vlaken. V primeru steklenih vlaken je normirana efektivna deformacija nižja kot v primeru ogljikovih vlaken, kar pomeni da so v tem primeru steklena vlakna manj učinkovita. Na sliki 2.56 je s črtkanimi črtami prikazana tudi primerjava za izračun po metodi UCSD ( $\varepsilon_{UCSD}/\varepsilon_{fu}$ ).



**Slika 2.55:** Efektivna deformacija vlaken v odvisnosti od debeline plašča (število plasti) za CFRP (črna) in GFRP (siva) določena po metodi EN1998-3 (polna črta) in UCSD (črtkana črta)

**Figure 2.55** Effective fibre strain in relation to jacket thickness for CFRP (black) and GFRP (grey) as estimated using the EN1998-3 method (continuous line) and UCSD method (dashed line)

Pri uporabi metode opisane v EN1998-3 načeloma dobivamo efektivne deformacije, ki so višje od meje tečenja stremen. V primeru, da v izračunu ocenimo efektivno deformacijo, ki je nižja od deformacije na meji tečenja stremen, moramo pri izračunu prispevka stremen upoštevati izračunano deformacijo.



**Slika 2.56:** Normirana efektivna deformacija v odvisnosti od  $\rho_f E_f / f_{cm}^{2/3}$  za CFRP (črna) in GFRP (siva)

**Figure 2.56:** Normalised effective strain in relation to  $\rho_f E_f / f_{cm}^{2/3}$  for CFRP (black) and GFRP (grey)

Omejitev efektivne mejne deformacije  $\varepsilon_{f,eff}$  (0,004~0,006) je po eni strani potrebna zaradi ohranitve integritete betona, zaradi česar lahko upoštevamo prispevek betona k strižni nosilnosti elementa, po drugi pa z njo konservativno izključimo neugodne načine porušitve objekta, kot je npr. porušitev po stiku med plaščem in elementom. Zgornjo omejitev je torej potrebno upoštevati predvsem v primerih, kjer je aktiviranje mehanizma strižne nosilnosti betona upoštevano (Priestley in Seible 1995). Z drugimi besedami, v primeru, da pri oceni strižne nosilnosti ojačanega elementa upoštevamo tudi prispevek betona, kot je opisano v poglavjih 2.2.6b) in 2.2.6c), potem moramo omejiti deformacijo v plašču. Če pa strogo sledimo zahtevam standarda EN1998-3 in upoštevamo zahtevo, da moramo s plaščem prevzeti razliko med maksimalno možno prečno silo v stebru in strižno nosilnostjo po EN1998-1 (torej EN1992 ~ zgolj prispevek stremenske armature) pa lahko izračune izvedemo brez omejitve efektivne deformacije (fib 2001). Razlika je občutna predvsem pri uporabi plaščev z vlakni, ki imajo nizke module elastičnosti (npr. steklena vlakna), saj je mejna deformacija takih vlaken okrog 0,02-0,03, kar je precej več od zahtevanih 0,004 (glej sliko 2.56).

### **Omejitve razmika med FRP trakovi**

V konstrukcijskih standardih je za razmik med stremeni običajno predpisana maksimalna dopustna razdalja, ki je običajno odvisna od dimenzije elementa in armature. Ker smo v raziskavah strižne utrditve AB stebrov hoteli preučiti tudi uporabo kompozitnih trakov smo se zaradi pomanjkanja ustreznih navodil na tem področju držali podobnih zahtev glede največje razdalje med težišči trakov  $s_f$  (Slika 2.53) kot veljajo v sodobnih standardih za največji razmik med stremeni. Zahteve nekaterih evropskih in severno-ameriških konstrukcijskih standardov in priporočil so povzete v nadaljevanju. Omejitve razmika med stremeni, oz. trakovi so v primeru strižne obtežbe (običajno velja za grede) največkrat povezane z zahtevo, da mora vsako strižno razpoko, za katero predpostavimo, da poteka pod kotom  $45^\circ$  glede na os elementa, presecati vsaj en trak. Od tod izhajajo pogoji tipa:

$$s_f \leq k \cdot d, \quad (2.264)$$

kjer je  $k$  delež statične višine  $d$  (običajno 0,5-0,75), vendar taki pogoji običajno veljajo za grede. Nekateri dokumenti, ki so namenjeni projektiranju utrditev AB elementov s FRP kompoziti vsebujejo tudi omejitve širine trakov  $w_f$ . V nadaljevanju so podane omejitve razmika med stremeni kot so privzete v različnih konstrukcijskih standardih.

#### EN1992-1-1 (CEN 2004a)

V splošnem delu standarda EN1992-1-1 je za minimalno razdaljo med stremeni v stebrih predpisana naslednja zahteva:

$$s_f \leq \begin{cases} 20 d_{bL,\min} \\ \min \text{ dim. prereza,} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.265)$$

V slovenskem nacionalnem dodatki pa so zahteve še nekoliko strožje, t.j.

$$s_f \leq \begin{cases} 12 d_{bL,\min} \\ \min \text{ dim. prereza.} \\ 30 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.266)$$

Največjo izmed zgornjih vrednosti se na razdalji enaki večji dimenziji prereza od vpetja stebra reducira s faktorjem 0,6.

#### ACI 440.2R-02 (ACI Committee 440 2002)

Dokument ACI 440.2R-02 se glede omejitve razmika med trakovi sklicuje na ACI-318-02, kjer je za največji razmik stremen predpisano:

$$s_f \leq \begin{cases} 16 d_{bL,\min} \\ \min \text{ dim. prereza,} \\ 48 d_{bw} \end{cases} \quad (2.267)$$

oz.

$$s_f \leq \begin{cases} 0,5d \\ 60 \text{ cm} \end{cases} \quad (2.268)$$

Ob tem je potrebno, v primeru, da je prečna sila v prerezu večja od

$$\phi V_s = (V_u - \phi V_c) \geq \phi 4 \sqrt{f_c} b_w d, \quad (2.269)$$

zgornje vrednosti razpoloviti.

**fib 14 (fib 2001)**

Dokument *fib 14* predpisuje največji dovoljeni razmik med trakovi kot:

$$s_f \leq 0,9d - \frac{w_f}{2}. \quad (2.270)$$

**CNR - DT 200/2004 (CNR-DT 200/2004 2004)**

V italijanskem standardu CNR-DT 200/2004 sta predpisana tako razmik med trakovi  $s_f$  in širina trakov  $w_f$ , t.j.

$$w_f \leq s_f \leq \begin{cases} 0,5d \\ 3w_f \\ w_f + 200mm \end{cases} ; 50mm \leq w_f \leq 250mm \quad (2.271)$$

**ISIS M4 (ISIS 2006)**

V kanadskih priporočilih za projektiranje strižnih utrditev AB elementov z uporabo FRP kompozitov je predvidena naslednja omejitev razmika med trakovi:

$$s_f \leq w_f + \frac{d}{4}. \quad (2.272)$$

**b) Strižna utrditev z jeklenim plaščem**

Tudi v primeru uporabe jeklenih plaščev lahko prispevek plašča prištejemo strižni nosilnosti elementa, vendar le v primeru, da zagotovimo, da ostanejo napetosti v plašču v elastičnem območju. Le tako lahko s pomočjo plašča omejimo širino strižnih razpok in torej vseh mehanizmov strižne nosilnosti. Standard EN 1998-3 predlaga omejitev napetosti v plašču na 50% meje tečenja. V tem primeru določimo prispevek plašča kot:

$$V_j = 0,5 \frac{2t_j b}{s} f_{y,j,d} \frac{1}{\cos \alpha}, \quad (2.273)$$

kjer so:

$t_j$ .....debelina plašča

$b$ .....širina jeklene lamele

$s$ .....razmik med lamelami (v primeru plaščev  $b/s=1$ )

$f_{y,j,d}$ .....projektna meja tečenja plašča

**c) Strižna utrditev z betonskim plaščem**

V primeru uporabe AB plaščev mora biti minimalna debelina plašča tolikšna, da omogoča namestitve dodatne vzdolžne in prečne armature ob zagotovljeni ustrezni debelini zaščitne krovne plasti betona. Glede na standard EN 1998-3 lahko pri oceni nosilnosti in deformabilnosti elementa utrjenega z betonskim plaščem upoštevamo naslednje predpostavke:

- Utrjen element se obnaša enako kot monoliten element s prerezom z zunanjimi dimenzijami plašča, t.j. predpostavljena je polna sovprežnost med novim in starim betonom.
- Upoštevamo, da osna sila deluje po celotnem prerezu, t.j. zanemarimo dejstvo, da je plašč po montaži neobremenjen
- V celotnem prerezu upoštevamo lastnosti betona vgrajenega v plašč

Ob zgornjih predpostavkah določimo rotacijsko kapaciteto  $\theta_{um}^*$ , rotacijo na meji tečenja  $\theta_y^*$  in strižno nosilnost  $V_R^*$  utrjenega prereza z izrazi, ki veljajo za neutrjen prerez, t.j. izrazov (2.135), oz. (2.137) in izraza (2.178), z naslednjimi korekcijami:

$$\begin{aligned} \theta_{um}^* &= \theta_{um} \\ \theta_y^* &= \begin{cases} 1,05\theta_y, & \text{če je površina originalnega stebra ustrezno pripravljena} \\ 1,20\theta_y & \text{sicer} \end{cases} \\ V_R^* &= 0,9V_R \end{aligned} \quad (2.274)$$

Pri tem moment na meji tečenja utrjenega stebra določimo kot pri monolitnem prerezu, t.j.

$$M_y^* = M_y. \quad (2.275)$$

#### 2.4.2 Zagotavljanje objetja betona za povečanje duktilnosti

Z dodatnim objetjem AB elementom povečujemo tlačno nosilnost, oziroma v primeru seizmičnih utrditev tudi duktilnost. Tradicionalne metode zagotavljanja objetja temeljijo bodisi na dodatnih stremenih v betonskem plašču bodisi na jeklenih plaščih. Triosno napetostno stanje, ki se zaradi objetja pojavi v betonu, zagotavlja povečanje tlačne trdnosti in duktilnosti betona, ob enem pa lahko tudi zmanjšuje možnost uklona in zdrsa vzdolžne armature, kot je opisano v predhodnih razdelkih.

V zadnjem času se za utrditev konstrukcij vse bolj pogosto uveljavlja uporaba plaščev iz FRP, za katere zaradi njihovega linearno elastičnega obnašanja vse do porušitve (glej poglavje 2.2.3c) ne moremo enostavno privzeti modelov za objetje betona, ki so bili izpeljani za objetje z jeklenimi stremenimi ob predpostavki konstantne napetosti objetja (glej poglavje 2.2.3a). Prvi modeli betona objetega z linearno elastičnim materialom (Fardis in Khalili 1981; Seible *et al.* 1995a) so nekritično privzeli bodisi model objetja, ki so ga predlagali Richart *et al.* (1928), bodisi t.i. Mandrov model (1988), kar se je kasneje izkazalo kot neustrezno. Kljub temu so se ti modeli, zaradi njihove splošne razširjenosti in poznavanja modela s strani raziskovalcev, uveljavili v prvih priporočilih za projektiranje utrditev AB konstrukcij s FRP (Seible *et al.* 1997; ACI Committee 440 2002). Raziskovalci so kmalu opazili pomanjkljivosti tega modela in spoznali, da je potrebno uporabiti drugačen pristop. Na eni strani so skušali na podlagi razmeroma majhnega števila eksperimentalno preizkušenih betonskih valjev določiti empirično zvezo med napetostmi in deformacijami, na drugi pa so uporabili popolnoma analitični pristop. Kljub številnim modelom objetja, ki so bili po celem svetu predlagani v zadnjih 20 letih, med raziskovalci še vedno vlada precejšnje nesoglasje glede njihove uporabnosti, zato smo v nalogi preverili ustreznost nekaterih najbolj citiranih modelov, ki so opisani v nadaljevanju. Čeprav je osnovna ideja vseh modelov podobna, t.j. vsi poskušajo zajeti specifičnost elastičnega modela objetja, ima vsak tako prednosti kot slabosti. Modeli, pri katerih je bil uporabljen »inženirski« pristop (npr. Samaan *et al.* 1998; Saafi *et al.* 1999; Lam in Teng 2003b) so enostavni za uporabo, vendar običajno temeljijo na omejenem številu eksperimentov, drugi »analitični« modeli (npr. Mirmiran in Shahawy 1997b; Spoelstra in Monti 1999; Braga *et al.* 2006) pa so prezahtevni za vsakdanjo uporabo brez posebnih računalniških orodij. Lam in Teng (2009) delita omenjene modele objetja tudi glede na cilje obeh pristopov. V prvem primeru so želeli raziskovalci pripraviti izraze, ki bi bili direktno uporabni v praksi, t.j. za projektiranje utrditev (angl. design-oriented models), v drugem pa so želeli pripraviti modele, ki bi bili namenjeni analizi utrjenih konstrukcij (angl. analysis-oriented models).

Porušitev betona objetega s FRP je kontrolirana s porušitvijo objetja, ki je bodisi posledica pretrga plašča bodisi porušitve stika med plaščem in betonom. Do tega pride, ko doseže prečna deformacija  $\varepsilon_l$  v betonu na robu elementa mejno deformacijo plašča  $\varepsilon_{ju}$  (indeks  $j$  označuje plašč - angl. jacket), t.j.

$$\varepsilon_l = \varepsilon_{ju}. \quad (2.276)$$

Pri tej deformaciji dosežemo mejno napetost  $f_{ju}$ , ki jo v primeru plaščev iz FRP, ki se obnašajo linearno elastično do porušitve, t.j.

$$f_{ju} = E_j \varepsilon_{ju}, \quad (2.277)$$

kjer je  $E_j$  elastični modul plašča.

Veliko število raziskav je bilo namenjeno prav določitvi mejne deformacije FRP, za katero se je izkazalo, da je v primeru plaščev občutno nižja od nominalnih vrednosti mejnih deformacij, ki so določene z enosnimi preizkusi FRP epruvet. Največkrat kot razloge za manjšo efektivno mejno deformacijo plaščev raziskovalci navajajo (Matthys *et al.* 1999; Xiao in Wu 2000; De Lorenzis in Tepfers 2003; Lam in Teng 2004; Lignola *et al.* 2008b):

- precejšen raztros v meritvah mejnih deformacij, ki je posledica uporabe različnih - nestandardiziranih testov
- napake v izvedbi, npr. nehomogeno razporejena matrica (praznine), nevzporedna vlakna
- koncentracijo napetosti v okolici razpok v betonu – odvisno kje je merilni listič
- koncentracije napetosti v vogalih prereza
- triosno napetostno stanje v plašču
- porušitev stika med plaščem in betonom
- ostali faktorji, kot so temperatura, lezenje, nekompatibilnost temperaturnih koeficientov med betonom in plašči

Objetje iz FRP, torej zagotavlja linearno elastično večanje prečnih napetosti vse do porušitve. Mejno stanje lahko določimo iz mejne napetosti v plašču (2.277). Obnašanje objetega betona je odvisno predvsem od volumskega deleža in nosilnosti objetja. Volumski delež objetja  $\rho_j$  izračunamo kot razmerje površine plašča s površino prereza, t.j.

$$\rho_j = \frac{t_j O_c}{A_c} \quad (2.278)$$

kjer je  $t_j$  debelina plašča,  $O_c$  in  $A_c$  pa obseg in ploščina prereza stebra. V primeru krožnih stebrov tako dobimo npr. izraz:

$$\rho_j = \frac{t_j \pi D}{\pi D^2} = \frac{4t_j}{D} \quad (2.279)$$

kjer je  $D$  premer prereza, v primeru pravokotnega prereza s stranicami  $b$  in  $h$  pa:

$$\rho_j = \frac{t_j 2(b+h)}{bh} = \frac{2t_j(b+h)}{bh} \quad (2.280)$$

V izrazih podanih v nadaljevanju večkrat nastopi pojem efektivnega premera prereza  $D'$ , t.j. premera kroga, ki ima enak delež objetja kot primerljiv pravokoten prerez. Tega določimo (če ni drugače povedano) iz izrazov (2.279) in (2.280), iz katerih izrazimo  $D'$ , torej:

$$\frac{4t_j}{D} = \frac{2t_j(b+h)}{bh} \rightarrow D' = \frac{2bh}{b+h} \quad (2.281)$$

Mejna prečna napetost v betonu  $f_l$  je dosežena, ko je dosežena mejna deformacija plašča  $\varepsilon_{ju}$ , in jo v primeru krožnega prereza določimo kot:

$$f_l = \frac{1}{2} \rho_j f_j = \frac{2t_j f_j}{D} = \frac{2t_j E_j \varepsilon_{ju}}{D}, \quad (2.282)$$

kjer je  $E_j$  modul elastičnosti plašča. V primeru pravokotnih prereзов vpeljemo efektivnost objetja  $k_e$ , podobno kot v primeru stremen (glej izraz (2.31)), torej

$$f_l^* = k_e f_l. \quad (2.283)$$

### a) Efektivnost objetja s FRP

Za razliko od efektivnosti stremen je efektivnost objetja s FRP glede na pregled literature poleg načina izvedbe (trakovi, plašč) in geometrije prereza (razmerje stranic  $b/h$ ) odvisna tudi od radija zaokrožitve vogalov prereza  $R$  in orientiranosti vlaken. Efektivnost objetja izračunamo kot produkt vplivov oblike prereza  $k_{ep}$ , vpliva delnega objetja  $k_{es}$  in vpliva orientacije vlaken  $k_{eo}$ :

$$k_e = k_{ep} k_{es} k_{eo}. \quad (2.284)$$

V nadaljevanju so podana priporočila iz literature za določitev vsake izmed naštetih komponent.

#### *Vpliv oblike prereza na efektivnost objetja*

Raziskavam efektivnosti objetja v primeru pravokotnih prereзов so raziskovalci posvetili veliko pozornost (Maalej *et al.* 2003; Yang *et al.* 2004; Karam in Tabbara 2005; Al-Salloum 2007; Wang in Wu 2008). Izkazalo se je, da igrata največjo vlogo razmerje dolžin zunanjih stranic prereza ( $b/h$ ) in radij zaokrožitve prereza  $R$ . Priporočila za projektiranje utrditev s FRP in tudi nekateri proizvajalci FRP zahtevajo izvedbo zaokrožitve ostrih robov z radijem 13-25 mm (fib 2001; ACI Committee 440 2002; Sika d.o.o. 2009). Vpliv oblike prereza določimo podobno kot v primeru stremenske armature, t.j. kot razmerje med efektivno objetim prerezom  $A_e$  in celotnim betonskim prerezom  $A_c$  (Slika 2.57):

$$k_{ep} = \frac{A_e}{A_c} = 1 - \frac{h^2 + b^2}{3A_g(1 - \rho_l)} = \frac{1 - ((h - 2R)^2 + (b - 2R)^2 / 3A_g) - \rho_l}{1 - \rho_l} \quad (2.285)$$

Zgornji izraz lahko poenostavimo, če zanemarimo delež vzdolžne armature  $\rho_l$ , t.j.  $A_c \sim A_g$ :

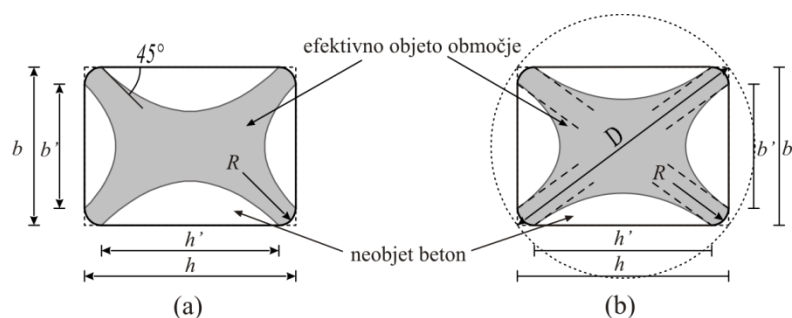
$$k_{ep} = \frac{A_e}{A_g} = 1 - \frac{(h - 2R)^2 + (b - 2R)^2}{3bh}. \quad (2.286)$$

V izrazu (2.286) je predpostavljeno, da se napetosti v prerez prenesejo pod kotom  $45^\circ$  (Slika 2.57a), kar pomeni da lahko postane vrednost efektivnosti objetja hitro enaka 0. Za rešitev tega problema sta Lam in Teng (2003b) predlagala, da se namesto kota  $45^\circ$  uporabi kar naklon diagonale prereza (Slika 2.57b):

$$k_{ep} = \frac{1 - ((b/h)(h - 2R)^2 + (h/b)(b - 2R)^2) / 3bh - \rho_l}{(1 - \rho_l)} \quad (2.287)$$

oziroma, če zopet zanemarimo vpliv vzdolžne armature:

$$k_{ep} = 1 - \frac{(b/h)(h - 2R)^2 + (h/b)(b - 2R)^2}{3bh} \quad (2.288)$$



**Slika 2.57:** Efektivno objeto območje v pravokotnih prerezi; ob predpostavki, da se napetosti vnašajo pod kotom  $45^\circ$  (a); ob predpostavki, da se napetosti vnašajo v smeri diagonal prereza (b) (Lam in Teng 2003b)

**Figure 2.57:** Effectively confined concrete in a rectangular section; if  $45^\circ$  model is assumed (a); if diagonal model is assumed as suggested by Lam and Teng (2003b)

Razlog za zgornjo modifikacijo je predvsem v tem, da postanejo vrednosti dobljene z izrazom (2.286) negativne že pri razmerju stranic 2,62 pri radiju zaokrožitve  $R=0$ , kar ni v skladu z eksperimentalnimi rezultati. Poleg zgornje modifikacije sta Lam in Teng predlagala še drugačno obravnavo efektivnosti pri določanju tlačne trdnosti objetega betona in pri določanju mejne deformacije, kot je opisano v razdelku 2.4.2b). Mirmiran *et al.* (1998) so predlagali drugačen izraz za faktor efektivnosti za zajem vpliva oblike prereza, in sicer:

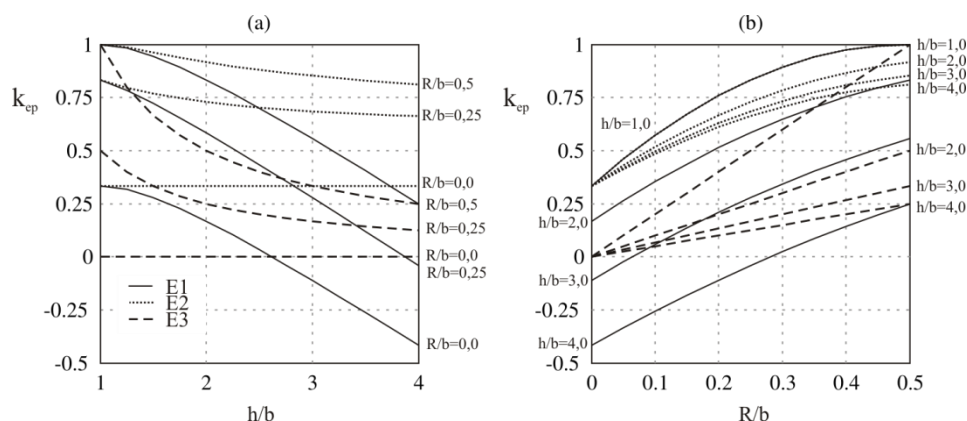
$$k_{ep} = \frac{2R}{D'} \quad (2.289)$$

kjer je  $D'$  večja izmed dimenzij prereza. V standardu EN1998-3 sta vključena tako izraz (2.286), kot (2.289), ki pa dajeta precej različne rezultate. Na sliki 2.58 je prikazana zveza med efektivnostjo objetja  $k_{ep}$ , razmerjem stranic  $h/b$  ( $h>b$ ) in razmerjem med radijem zaokrožitve in krajšo izmed stranic ( $R/b$ ) za vse tri izraze, t.j. (2.286), (2.288) in (2.289).

Ne glede na to, da se vrednosti dobljene z izrazi (2.286), (2.288) in (2.289) lahko pri istih parametrih med seboj precej razlikujejo, lahko iz vseh potegnemo podobne zaključke:

- bolj kot je prerez podoben krogu bolj je objetje efektivno ( $R/b \uparrow \rightarrow k_{ep} \uparrow$ )
- večje kot je razmerje stranic manj je objetje efektivno ( $h/b \uparrow \rightarrow k_{ep} \downarrow$ )

Glede na ugotovitve glede izrazite odvisnosti učinkovitosti plaščev od zaobljenosti vogalov prereza raziskovalci priporočajo, da se pri pripravi stebrov na utrditev vogale prereza čim bolj zaobli, torej da se zagotovi čim večji  $R$ . Vendar pa je to v realnih stebrih težko izvedljivo, saj je  $R$  omejen na razmeroma majhne vrednosti zaradi prisotnosti vzdolžne armature v prerezu. Zaradi tega nekateri drugi raziskovalci kot možnost izboljšanja učinkovitosti predlagajo modifikacijo prereza v eliptičen prerez (Priestley *et al.* 1996a; Saiidi *et al.* 2001; Yan *et al.* 2005), bodisi z uporabo montažnih betonskih elementov s katerimi zaobljimo prerez, kot je prikazano na sliki 2.59a, ali pa vnaprej oblikovanih eliptičnih plaščev, ki služijo kot permanentni opaž, ki ga postavimo okrog originalnega stebra, vmesni del pa zalijemo z ekspanzijskim betonom (Slika 2.59b).

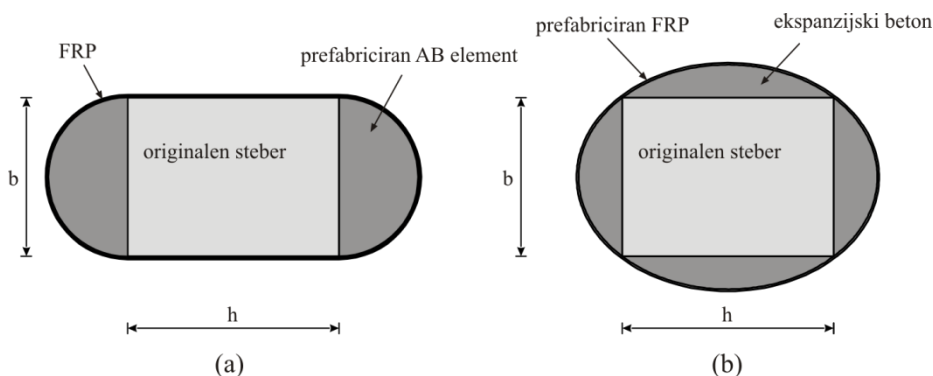


**Slika 2.58:** Efektivnost objetja v pravokotnem prerezu v odvisnosti od razmerja stranic  $h/b$  (a) in v odvisnosti od razmerja radija zaokrožitve in krajše stranice  $R/b$  (b), izračunana glede na izraz (2.286) (E1 polna črta), (2.288) (E2 pikčasta črta) in (2.289) (E3 črtkana črta)

**Figure 2.58:** Confinement effectiveness in rectangular section as a function of  $h/b$  (a) and  $R/b$  (b), calculated using the equation (2.286) (E1 – solid line), (2.288) (E2 – dotted line) and (2.289) (E3 – dashed line)

V drugem primeru učinkovitost objetja še dodatno povečamo saj se zaradi ekspanzije betona v plašču pojavi natezna sila (prednapetja), ki zagotavlja aktivno objetje, ki dodatno poveča efektivnost objetja,

saj to postane učinkovito prej, kot v primeru pasivnega objetja. Aktivno objetje je možno zagotoviti tudi z uporabo določenih kemikalij, t.j. kemičnega prednapetja (angl. chemical post-tensioning), zaradi katerega se plašč želi skrčiti, toda ker mu je to preprečeno, se v plašču pojavi natezna sila. Ideja uporabe prefabriciranih FRP plaščev kot permanentnega opaža tudi za stebre v novih konstrukcijah se je preizkušala že v zgodnjih raziskavah objetja betona s GFRP, ki sta jih opravila Fardis in Khalili (1981) in se še vedno preizkuša (Mirmiran in Shahawy 1996; Oliva *et al.* 2008).

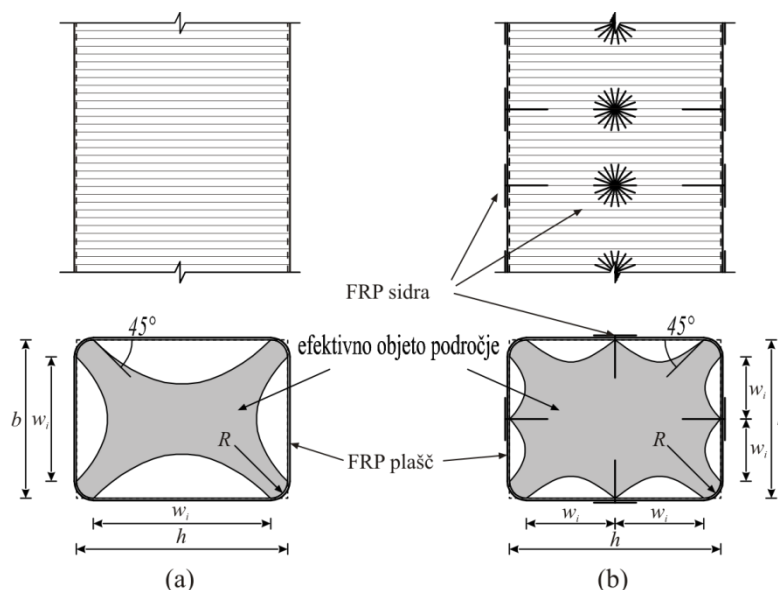


**Slika 2.59:** Možnosti za izboljšanje učinkovitosti objetja v primeru pravokotnih stebrov; modifikacija prereza s prefabriciranimi AB elementi (a) in modifikacija prereza s prefabriciranimi plašči

**Figure 2.59:** Possibilities for confinement effectiveness improvement in rectangular sections; shape modification using prefabricated RC elements (a) and using elliptical prefabricated jackets

V zadnjem času se z namenom izboljšanja učinkovitosti objetja v pravokotnih stebrih v literaturi (Tan 2002; Ozcan *et al.* 2010) pojavlja tudi možnost sidranja plaščev vzdolž stranic s posebnimi sidri, bodisi jeklenimi bodisi iz ogljikovih vlaken, kar ima podoben učinek kot prečne vezi v primeru objetja s stremeni (glej sliki 2.11 in 2.60). V tem primeru efektivnost plašča določimo v analogiji s posplošenim izrazom (2.286), oz. na podlagi zadnjega faktorja v izrazu (2.31), t.j.

$$k_{ep} = \frac{A_e}{A_c} = 1 - \frac{\sum w_i^2}{6bh} \quad (2.290)$$



**Slika 2.60:** Možnosti za izboljšanje učinkovitosti objetja v pravokotnih stebrih z uporabo CFRP sider  
**Figure 2.60:** Possibilities for confinement effectiveness improvement in rectangular sections with the use of CFRP anchors

Zaradi pomanjkanja eksperimentalnih rezultatov opravljenih na utrjenih pravokotnih stebrih z uporabo pravokotnih plaščev priporočila za projektiranje in nekateri raziskovalci (Priestley *et al.* 1996a; Seible *et al.* 1997; ACI Commitee 440 2002) priporočajo uporabo pravokotnih plaščev na pravokotnih



prerezih le, ko je razmerje stranic  $h/b < 1,5$  in ko je daljša izmed stranic manjša od 900 mm. Nekatere novejšje raziskave utrditev na prototipih stebrov, npr. (Yeh in Mo 2005) pa nakazujejo, da je uporaba takih stebrov možna tudi v primeru večjih stebrov (1,5x1,5 m), vendar bo za splošnejše zaključke potrebno opraviti še več raziskav.

V okviru naloge smo veliko pozornost namenili tudi možnosti utrditve škatlastih stebrov s pomočjo plašcev iz FRP. Za določitev deleža objetja v primeru škatlastih stebrov postopamo uporabimo isti pristop kot za polne stebre (Isaković in Fischinger 2006b). Če je uporabljeno le delno objetje, t.j. trakove širine  $w_j$  na razmiku  $s_j$ , torej določimo delež objetja kot:

$$\rho_j = n_f t_f \frac{O_c w_j}{A_c s_j}, \quad (2.291)$$

V izrazu (2.291) smo upoštevali, da je lahko utrditev izvedena z  $n_f$  plastmi debeline  $t_f$ , torej je celotna debelina plašča  $t_j = n_f t_f$ . Za natančnejše smernice za upoštevanje objetja s FRP v primeru škatlastih stebrov glej poglavje 3.5.4f).

### ***Vpliv uporabe trakov efektivnost objetja (delno objetje)***

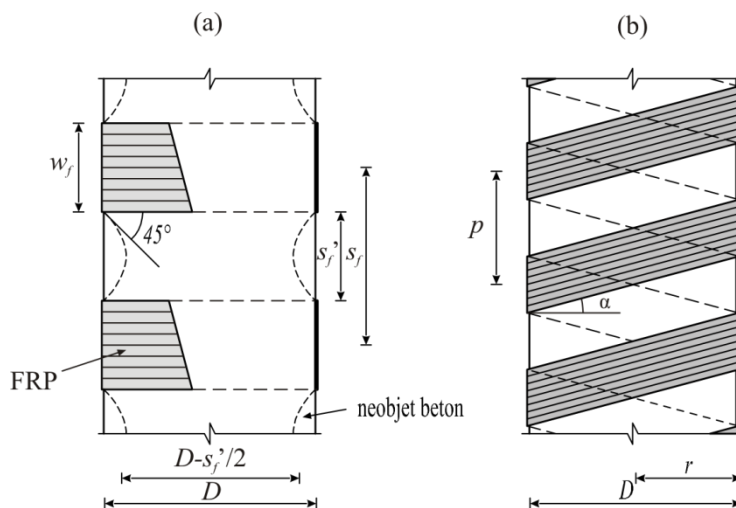
Vpliv delnega objetja prereza s trakovi (Slika 2.61a) ponovno določimo podobno kot v primeru stremen, t.j. v primeru krožnih stebrov:

$$k_{es} = \frac{\left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2}{1 - \rho_l} \approx \left(1 - \frac{s_f}{2D}\right)^2 \quad (2.292)$$

oz. v primeru pravokotnih stebrov

$$k_{es} = \left(1 - \frac{s_f}{2b}\right) \left(1 - \frac{s_f}{2h}\right), \quad (2.293)$$

kjer je  $s_f$  razmik med težišči trakov,  $D$ ,  $b$  in  $h$  pa dimenzije prereza.



**Slika 2.61:** Delno objetje s trakovi; pravokotno na os elementa (a) in spiralno oviti trakovi (b) (po fib 2001)  
**Figure 2.61:** Partial wrapping with strips; strips perpendicular to element axis (a) and spirally wrapped strips (b) (after fib 2001)

### ***Vpliv orientacije vlaken na efektivnost objetja***

Tudi orientacija vlaken, t.j. smer vlaken glede na os elementa vpliva na učinkovitost objetja. Spiralno oviti trakovi (Slika 2.61b) so manj učinkoviti pri zagotavljanju objetja, kot trakovi, ki imajo vlakna

pravokotno na os stebra (Slika 2.61a). V primeru spiralno ovitih plaščev ob predpostavki enakomerne natezne sile  $N_f$  v FRP lahko za izračun napetosti objetja zapišemo:

$$f_{l,s} = \frac{N_f}{w_f R} \quad (2.294)$$

kjer je  $R$  ukrivljenost spirale (vijačnice), t.j.

$$R \approx \frac{k^2 + r^2}{r}, \quad (2.295)$$

kjer  $k$  določimo kot

$$k = \frac{p}{2\pi}. \quad (2.296)$$

Horizontalni trakovi pa ob isti predpostavki zagotavljajo napetost objetja

$$f_{l,0} = \frac{N_f}{w_f r}, \quad (2.297)$$

torej je efektivnost spiralno ovitih plaščev enaka:

$$k_{eo} = \frac{f_{l,s}}{f_{l,0}} = \left[ 1 + \left( \frac{p}{\pi D} \right)^2 \right]^{-1} \quad (2.298)$$

V primeru trakov ovitih pod kotom  $\alpha$  glede na ravnino prereza (Slika 2.61), lahko efektivnost objetja določimo tudi kot (CNR-DT 200/2004 2004):

$$k_{eo} = \frac{1}{1 + \tan^2 \alpha} \quad (2.299)$$

## b) Pregled materialnih modelov za beton objet s FRP

V nadaljevanju je podan pregled nekaterih konstitucijskih modelov betona objetega z elastičnim objetjem, npr. s plaščem iz kompozitnih materialov, ki so bili objavljeni v strokovni literaturi in, ki so bili sprejeti v različnih standardih, oz. priporočilih za projektiranje utrditev AB elementov, v zadnjih dvajsetih letih, in sicer:

- Seible *et al.* (1995b)
- Samaan *et al.* (1998)
- Spoelstra in Monti (1999)
- Xiao in Wu (2000)
- Kawashima *et al.* (2001)
- Lam in Teng (2003b, 2004)
- Saiidi *et al.* (2005)
- Standardi in priporočila

### *Seible et al. (1995b)*

Model, ki so ga za opis obnašanja betona objetega s FRP privzeli Seible *et al.* (1995b) temelji na materialnem modelu betona objetega s stremensko armaturo, kot so ga predlagali Mander *et al.* (Priestley *et al.* 1996a; Seible *et al.* 1997), ki je podrobneje opisan tudi v poglavju 2.2.3a). Za izračun tlačne trdnosti objetega betona  $f_{cc}$  in pripadajoče deformacije pri tej napetosti  $\varepsilon_{cc}$  uporabimo torej

izraza (2.32) in (2.33), kjer prečno napetost objetja izračunamo z izrazom (2.282), oz. (2.283). Mejno deformacijo betona objetega s FRP pa nato, namesto z izrazom (2.34) določimo kot:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,004 + 2,5 \frac{\rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f_{cc}}. \quad (2.300)$$

Za tlačno trdnost objetega betona  $f_{cc}$  lahko konservativno predpostavimo tudi (1988):

$$f_{cc} = 1,5 f_{co} \quad (2.301)$$

V primeru šibkega objetja in neugodne geometrije (pravokotni stebri) navadno ne pride do velikega povečanja nosilnosti betona, zato lahko za  $f_{cc}$  predpostavimo kar vrednost za neobjeti beton, t.j.  $f_{co}$ .

Izraz (2.300) velja za stebre krožnega prereza, za primer pravokotnih stebrov pa Priestley *et al.* (1996a) predlagajo, da se efektivnost plaščev zmanjša za polovico, torej je mejna deformacija objetega betona tedaj enaka:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,004 + \frac{1,25 \rho_j f_{ju} \varepsilon_{ju}}{f_{cc}}. \quad (2.302)$$

Glede na izraza (2.300) in (2.32) sklepamo, da avtorji pričakujejo, da je tlačna trdnost objetega betona dosežena v trenutku, ko je dosežena mejna deformacija objetja. Zgornji postopek ppa raviloma daje mejno deformacijo betona, ki je manjša od deformacije pri tlačni trdnosti objetega betona, t.j.  $\varepsilon_{ccu} < \varepsilon_{cc}$ .

Kot je bilo omenjeno je bil izraz (2.34), ki služi za določitev mejne deformacije betona objetega s stremeni, oz. z jeklenim plaščem, izpeljan na podlagi predpostavke o enakosti energij objetja in dodatne energije objetega betona (ploščine pod krivuljami odnosov  $\sigma$ - $\varepsilon$ ), medtem ko se je tak pristop v primeru FRP plaščev izkazal kot neustrezen. Slednji so namreč veliko bolj učinkoviti pri zagotavljanju objetja kot jekleni plašči. Priestley *et al.* (1996a) kot razlog za boljšo učinkovitost pripisujejo elastičnemu odzivu FRP, saj se v primeru ciklične obtežbe elastičen plašč razbremenjuje brez zaostalih plastičnih deformacij, ki so tipične v primeru duktilnega plašča, in tako zagotavlja pri nadaljnjih ciklih do enakih pomikov enako objetje, t.j. enake prečne napetosti. Priestley *et al.* (1996a) so zato, na podlagi eksperimentalnih preiskav, za primere objetja s FRP, predlagali modifikacijo izraza (2.34) v (2.300). Torej so namesto faktorja 1,4 v drugem členu predlagali faktor 2,5, oz. 2,8 (Seible *et al.* 1995b). Do podobnih ugotovitev o neustreznosti pristopa enačenja energij sta prišla tudi Mirmiran in Shahawy (1996), ki sta predlagala uporabo iteracijskega postopka za določitev mejne deformacije objetega betona. Spoelstra in Monti (1999) npr. za svoje primere navajata, da je bila energija shranjena v jeklenem, CFRP in GFRP plašču 51,8, 7,6 in 14,6 MPa, kar bi pomenilo, da bo mejna deformacija betona v primeru FRP občutno manjša od mejne deformacije dosežene z jeklenim plaščem. V nadaljevanju bo pokazano, da temu ni tako ter, da je uporaba izraza (2.300) neustrezna, saj je mejna deformacija betona objetega s FRP le delno odvisna od mejne napetosti objetja ( $\sim \rho_j f_{ju}$ ), je pa tesno povezana z mejno deformacijo objetja  $\varepsilon_{ju}$ . To potrjuje primerjava tlačno preizkušanih vzorcev betona objetega s CFRP in GFRP. Izkazalo se je, da je bila mejna deformacija v primeru GFRP približno dvakrat večja od CFRP, čeprav je bila mejna napetost objetja v primeru GFRP za cca. 50% manjša od napetosti objetja v primeru CFRP (Spoelstra in Monti 1999).

Model betona objetega s FRP, ki so ga predlagali Seible *et al.* (1995b) so pri analitičnih napovedih odziva eksperimentalno preizkušanih škatlastih stebrov uporabili raziskovalci s Tajvan-a (Mo *et al.* 2004; Yeh in Mo 2005) in Italije (Lignola *et al.* 2008d, 2008a). V kasnejših raziskavah pa so Lignola *et al.* (2009) predlagali iteracijski postopek za modeliranje okroglih škatlastih prerezov, objetih s kompozitnimi plašči, podoben postopku, ki sta ga predlagala Spoelstra in Monti (1999).

**Samaan *et al.* (1998)**

Samaan *et al.* (Mirmiran in Shahawy 1997a; Mirmiran *et al.* 1998; Shahawy *et al.* 2000; Mirmiran *et al.* 2001) so pri svojem modelu betona objetega s FRP za osnovo izbrali bi-linearno zvezo (2.303), ki sta jo predlagala Richard in Abbott (1998). Koeficiente v izrazih (2.304)-(2.307) so določili empirično (enote N, mm) na podlagi 30 tlačno preizkušenih valjev. Zvezo med napetostmi in deformacijami določimo kot:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{\left[1 + \left(\frac{(E_1 - E_2)\varepsilon_c}{f_o}\right)^n\right]^{1/n}} + E_2\varepsilon_c. \quad (2.303)$$

Za  $n$  je predpostavljena konstantna vrednost  $n=1,5$ . Mejna tlačna trdnost objetega betona  $f_{ccu}$  je določena kot:

$$f_{ccu} = f_{co} + 6,0f_1^{0,7}. \quad (2.304)$$

Začetni modul elastičnosti  $E_1$  določimo kot:

$$E_1 = 3950\sqrt{f_{co}}, \quad (2.305),$$

modul utrditve  $E_2$  pa kot:

$$E_2 = 245,61f_{co}^{0,2} + 1,3456\frac{E_1t_j}{D}. \quad (2.306),$$

Presečišče ordinatne osi in premice z naklonom  $E_2$ ,  $f_o$ , določimo kot:

$$f_o = 0,872f_{co} + 0,371f_1 + 6,258 \quad (2.307)$$

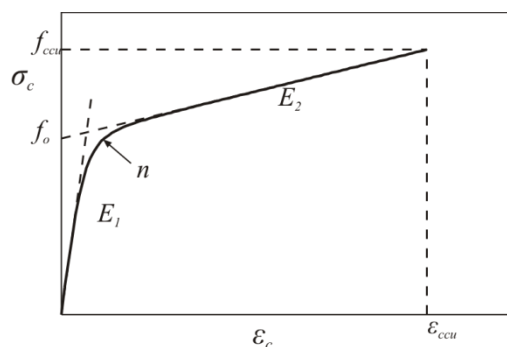
mejno deformacijo objetega betona, pa določimo kot:

$$\varepsilon_{ccu} = \frac{f_{ccu} - f_o}{E_2} \quad (2.308)$$

Napetost objetja  $f_b$ , določimo z izrazom (2.282). Skica konstitucijskega zakona in pomen parametrov v zgornjih izrazih je prikazana na sliki 2.62. Opisani model so v isti raziskovalni skupini predstavili večkrat, vendar kljub novim eksperimentalnim rezultatom, koeficientov niso spreminjali (1975). V kasnejši objavi so isti monotoni ovojnjici dodali še pravila za ciklično obnašanje betona objetega s kompozitnim plaščem (Shao *et al.* 2006). Definirali so tudi efektivnost objetja:

$$CR = \frac{f_1}{f_{co}}, \quad (2.309)$$

ki je dober pokazatelj pričakovanega obnašanja objetega betona. Za  $CR < 0,3$  se izkaže, da je prispevek k duktilnosti izrazit, medtem ko se trdnost betona ne poveča bistveno. Avtorji opozarjajo, da v primeru šibkega objetja, t.j. v primeru, da je  $f_o > f_{co}$ , modela ne moremo uporabiti.



**Slika 2.62:** Parametri odnosa  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton objekt s FRP, kot so jih predlagali Samaan et al. (1998)

**Figure 2.62:** Parameters of bi-linear confinement model as proposed by Samaan et al. (1998)

### Spaelstra in Monti (1999)

Kot je bilo uvodoma omenjeno spada model, ki sta ga predlagala Spaelstra in Monti (1999) med analitične modele objetega betona. Zveze med napetostmi in deformacijami ne podajamo s končnim izrazom, ampak jo, ob izbranih predpostavkah, kot je bilo opisano v poglavju 2.2.3a), določimo iterativno glede na količino in tip objekta. Za uporabo postopka določitve odnosa  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton objekt s FRP (Slika 2.12) smo pripravili funkcije v programskem okolju Matlab (The MathWorks 2010).

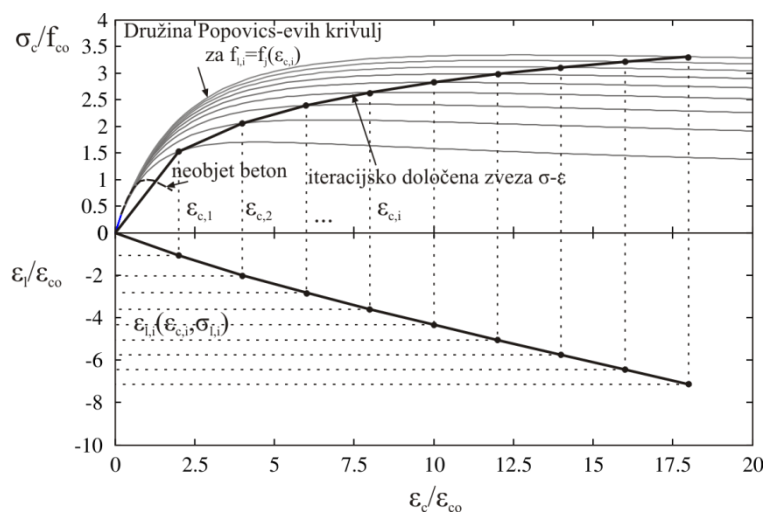
V primeru FRP plaščev je prečna napetost v plašču linearno odvisna od prečne deformacije betona, kot je opisano z izrazom (2.97). Vsi ostali koraki so enaki kot je opisano v poglavju 2.2.3a) z izrazi (2.20), (2.32), (2.33) in (2.38) - (2.40). Postopno torej večamo osno deformacijo  $\varepsilon_{c,i}$  in s pomočjo iteracij določamo pripadajočo osno napetost  $\sigma_{c,i}$  kot je prikazano na sliki 2.63. Korak osne deformacije lahko izberemo poljubno ali pa vnaprej določimo mejno osno deformacijo betona  $\varepsilon_{ccu}$  in jo nato razdelimo na enakomerne intervale pri katerih izračunamo pripadajoče osne napetosti. Osnova za predlagani model je torej t.i. Mandrov model, le da ne uporabimo konstantne prečne napetosti, pač pa v vsakem koraku iteracijsko določimo pripadajočo prečno napetost.

Mejno deformacijo betona objetega s FRP plaščem  $\varepsilon_{ccu}$  lahko določimo neodvisno od celotne zveze  $\sigma$ - $\varepsilon$  objetega betona, in sicer je ta dosežena v trenutku, ko je dosežena mejna deformacija v plašču  $\varepsilon_{ju}$ . Tej deformaciji ustreza mejna prečna napetost, ki je v primeru krožnih stebrov enaka:

$$f_{lu} = 0,5\rho_j f_{ju} = \rho_j E_j \varepsilon_{ju} \quad (2.310)$$

Pripadajoče parametre Mandrovega modela objekta izračunamo s pomočjo izrazov (2.32) in (2.33). Mejni sekantni modul je enak:

$$E_{sec,u} = \frac{E_c}{1+2\beta\varepsilon_i} = \frac{E_c}{1+2\beta f_j / E_j} \quad (2.311)$$



**Slika 2.63:** Izračun zveze  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton objekt s FRP (Spaelstra in Monti 1999)

**Figure 2.63:** Calculation of the stress-strain relationship for FRP confined concrete (Spaelstra in Monti 1999)

Presečišče črte z naklonom  $E_{sec,u}$  in t.i. Popovicsevo krivuljo nam da mejno deformacijo in napetost v betonu ( $\varepsilon_{ccu}, f_{ccu}$ ), kot je prikazano na sliki 2.64:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cc} \left[ \frac{E_{cc} (E_c - E_{sec,u})}{E_{sec,u} (E_c - E_{cc})} \right]^{1-E_{cc}/E_c} \quad (2.312)$$

in

$$f_{ccu} = E_{sec,u} \varepsilon_{ccu}, \quad (2.313)$$

kjer

$$E_{cc} = f_{cc} / \varepsilon_{cc}. \quad (2.314)$$

Z vstavitvijo izraza (2.311) v (2.312), oz. (2.313) dobimo naslednji izraz:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cc} \left[ \frac{2\beta\varepsilon_{ju} E_{cc}}{E_c - E_{cc}} \right]^{1-E_{cc}/E_c} \quad (2.315)$$

in

$$f_{ccu} = \frac{E_c \varepsilon_{ccu}}{1 + 2\beta\varepsilon_{ju}}. \quad (2.316)$$

Na zvezo med napetostjo in deformacijami objetega betona vpliva več faktorjev, kot so količina objetja, natezna trdnost objetja, mejna deformacija objetja in seveda tudi togost objetja. Na Slika 2.65 je na več parametrih objetega betona prikazana razlika med tremi tipi objetja, in sicer med GFRP, CFRP in jeklenim plaščem. Kjer je smiselno je za primerjavo prikazan tudi odziv neobjetega betona. V računskem primeru so privzeti enaki vhodni parametri, kot so jih v demonstracijskem primeru uporabili Spoelstra in Monti (1999):

$$f_{co} = 35MPa$$

$$\varepsilon_{co} = 0,002$$

$$E_c = 29,58GPa;$$

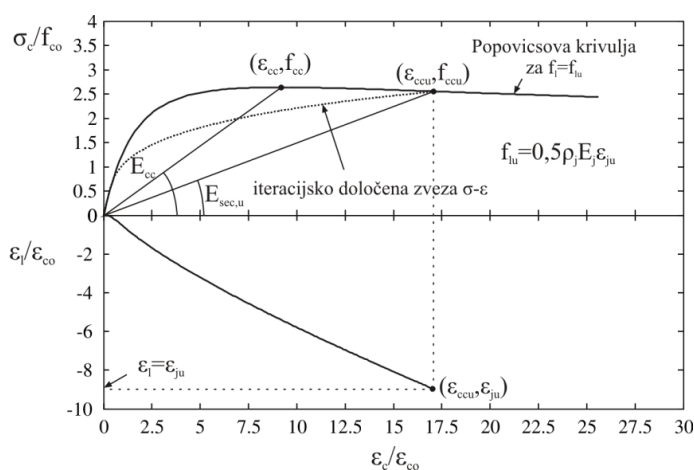
$$\nu = 0,20$$

$$\alpha = 0,9$$

$$E_{GFRP} = 38,6GPa; E_{CFRP} = 138GPa; E_{steel} = 204GPa;$$

$$\varepsilon_{ju,GFRP} = 0,0275; \varepsilon_{ju,CFRP} = 0,0105; \varepsilon_{ju,steel} = 0,075;$$

$$\rho_j = 0,016$$



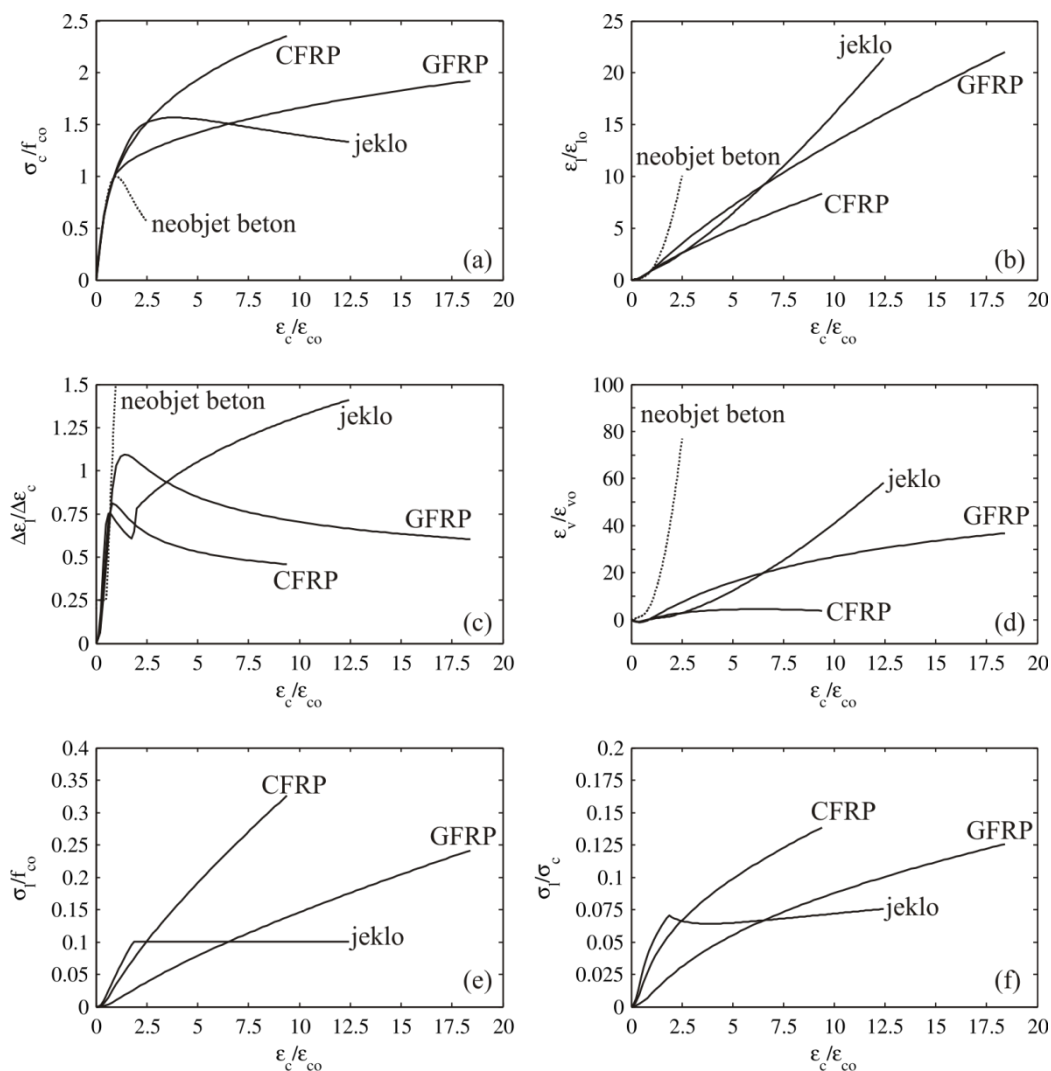
**Slika 2.64:** Izračun mejne tlačne deformacije in napetosti objetega betona (po fib 2001)  
**Figure 2.64:** Calculation procedure for ultimate compressive stress and strain (after fib 2001)

Na sliki 2.65a je prikazana zveza med normirano osno deformacijo in normirano osno napetostjo za primer neobjetega betona in betona objetega z jeklenim, GFRP in CFRP plaščem. Za iste primere je je na sliki 2.65b prikazana zveza med normiranimi prečno in vzdolžno deformacijo betona. Primerjava med hitrostjo prečnega širjenja betona  $\Delta\varepsilon_v/\Delta\varepsilon_c$  (angl. dilation rate) in normirano vzdolžno deformacijo betona je prikazana na sliki 2.65c, odnos med volumsko deformacijo in osno deformacijo pa na sliki

2.65d. Odnosa med prečno napetostjo normirano s tlačno trdnostjo neobjetega betona in prečno napetostjo normirano z osno napetostjo, z osno deformacijo sta prikazana na slikah 2.65e in 2.65b.

Iz odnosov med različnimi količinami prikazanimi na sliki 2.65 lahko razberemo, da se za izbrane količine objeta izkaže, da se beton objet s CFRP in jeklom obnašata približno enako do normirane osne deformacije cca. 2,5. Tedaj je v jeklu dosežena meja tečenja, zato se učinkovitost jeklenega plašča, v primerjavi s CFRP plaščem, zmanjša, kar pomeni, da lahko prečna deformacija v betonu hitreje veča (Sliki 2.65b,c). GFRP plašč ima najmanjšo togost, zato od začetka počasneje preprečuje prečne deformacije betona (Slika 2.65b), kar pomeni, da ne more zagotoviti tako visoke tlačne nosilnosti betona kot CFRP (Slika 2.65a), lahko pa zagotovi precej večjo mejno deformacijo objetega betona.

V primeru neobjetega betona se prečna deformacija najhitreje poveča (Sliki 2.65b,c), kar vodi do najhitrejše porušitve. Prečna deformacija v betonu objetem z GFRP od začetka sicer narašča hitreje kot v primeru CFRP in jekla (Sliki 2.65b,c), vendar pa postane učinkovitost GFRP po normirani osni deformaciji cca. 6 večja kot pri jeklu (Sliki 2.65b-f). Zaradi večje mejne deformacije GFRP v primerjavi s CFRP je zato tudi mejna deformacija betona objetega z GFRP večja. Na sliki odnosa hitrosti prečnega širjenja v odnosu z normirano vzdolžno deformacijo, t.j. sliki 2.65c, opazimo, v primeru jeklenega plašča nezvezen skok, ki je posledica hitrega padca modula elastičnosti objeta. Najhitreje prečna deformacija naraste v primeru neobjetega betona, najpočasneje pa v primeru CFRP, ko se začne pri določeni deformaciji manjšati in se asimptotsko približuje določeni vrednosti.



**Slika 2.65:** Modeliranje obnašanja betona objetega z jeklenim plaščem in CFRP oz. GFRP plašči: (a) osna napetost; (b) prečna deformacija; (c) hitrost širjenja; (d) volumska deformacija; (e) prečna napetost/ $f_{co}$ ; (f) prečna napetost/osna napetost; v odnosu z vzdolžno deformacijo

**Figure 2.65:** Modelling of behaviour of concrete confined with steel, CFRP and GFRP jackets: (a) axial stress; (b) lateral strain; (c) dilation rate; (d) volume strain; (e) lateral stress/ $f_{co}$ ; (f) lateral stress/axial stress; versus axial strain

Zanimiva je tudi primerjava odnosa med volumsko deformacijo in osno deformacijo za primer plašča iz CFRP, in sicer po pričakovanju volumska deformacija nekoliko pade, nato se začne povečevati, vendar se začne zaradi vedno naraščajočih prečnih napetosti objekta za razliko od ostalih dveh tipov objekta pri določeni osni deformaciji ponovno zmanjševati.

Opisani pristop k oceni konstitucijskega zakona betona objetega s FRP so uporabili tudi nekateri raziskovalci, ki so eksperimentalno preverjali odziv pravokotnih škatlastih stebrov utrjenih s kompozitnimi plašči (Pavese *et al.* 2004).

Poleg iteracijskega modela sta Spoelstra in Monti (1999) predlagala tudi poenostavljen model za določitev tlačne trdnosti:

$$f_{cu} = f_{co} \left( 0,2 + 3\sqrt{\bar{f}_l} \right) \quad (2.317)$$

in mejne deformacije

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} \left( 2 + 1,25\bar{E}_c \varepsilon_{ju} \sqrt{\bar{f}_l} \right) \quad (2.318)$$

objetega betona, kjer so normirane vrednosti maksimalne napetosti in tangentnega modula določene kot:

$$\bar{f}_l = \frac{f_l}{f_{co}}; \text{ in } \bar{E}_c = \frac{E_c}{f_{co}}. \quad (2.319)$$

Podobno kot v ostalih modelih dobimo v primeru, da ni objekta, t.j.  $f_j=0$ , dobimo izraze za neobjeti beton. V primeru šibkega objekta in neugodne geometrije (pravokoten prerez) navadno ne pride do velikega povečanja nosilnosti betona, zato se lahko za  $f_{cc}$  vzame kar vrednost za neobjeti beton, t.j.  $f_{co}$ .

#### **Xiao in Wu (2000)**

Xiao in Wu (2000) sta ugotovila, da na obnašanje betona objetega s kompozitnimi plašči najbolj vplivajo tlačna trdnost neobjetega betona  $f_{co}$ , napetost objekta  $f_l$  in modul objekta  $C_j$ , ki sta ga definirala kot razmerje med prečno napetostjo in deformacijo:

$$C_j = -\frac{\Delta f_l}{\Delta \varepsilon_l} = \frac{2t_j}{D} E_j. \quad (2.320)$$

Napetost objekta  $f_l$  sta definirala z negativno vrednostjo izraza (2.282). Mejna napetost objekta je dosežena pri mejni deformaciji plašča, torej:

$$f_{lu} = -C_j \varepsilon_{ju} \quad (2.321)$$

Model, ki sta ga predlagala temelji na teoriji elastičnosti, in sicer za majhne deformacije, t.j. do  $f_{co}$ , oz.  $\varepsilon_{lo}$ , sta predpostavila, naslednjo zvezo med osno napetostjo in osno deformacijo:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = E_c \varepsilon_c + 2\nu_{co} f_l(\varepsilon_l(\varepsilon_c)) \quad (2.322)$$

kjer za začetni Poissonov količnik  $\nu_{co}$  predpostavimo vrednost 0,18, prečno napetost  $f_l$  pa določimo kot funkcijo prečne deformacije kot:

$$f_l(\varepsilon_l(\varepsilon_c)) = -C_j \varepsilon_l(\varepsilon_c). \quad (2.323)$$



Zvezo med osno in prečno deformacijo pa določimo kot:

$$\varepsilon_l(\varepsilon_c) = -\frac{\nu_c}{1 + \frac{C_j}{E_c}(1 - \nu_{co} - \nu_{co}^2)} \varepsilon_c. \quad (2.324)$$

Elastični modul betona  $E_c$ , ki ga uporabimo v izrazu (2.324) določimo z izrazom

$$E_c = 4733\sqrt{f_{co}} \quad (2.325)$$

Za linearno vejo po  $f_{co}$  pa predpostavimo naslednjo zvezo:

$$\sigma_c = \alpha f_{co} + k f_l(\varepsilon_l), \quad (2.326)$$

kjer

$$\varepsilon_l(\varepsilon_c) = \varepsilon_{lo} - \nu_c \varepsilon_c, \quad (2.327)$$

prečno napetost  $f_l$  pa ponovno določimo z izrazom (2.323). Glede na eksperimentalne rezultate sta Xiao in Wu (2000) za koeficienta  $\alpha$  in  $k$  predlagala vrednosti:

$$\alpha = 1,1 \quad (2.328)$$

$$k = 4,1 - 0,75 \frac{f_{co}^2}{C_j} \quad (2.329)$$

Izkaže, se da lahko z opisanim modelom zajamemo tudi primere, ko zveza med napetostjo in deformacijo začne padati, t.j. za majhne količine objekta ( $k < 0$ ). To se npr. zgodi v primerih, ko

$$\frac{C_j}{f_{co}^2} \leq 0,183. \quad (2.330)$$

Tudi vrednosti prečne deformacije  $\varepsilon_{lo}$  in Poissonovega količnika objetelega betona  $\nu_c$  sta Xiao in Wu določila na podlagi 27 tlačno preizkušanih valjev, in sicer kot:

$$\varepsilon_{lo} = -0,0005 \quad (2.331)$$

$$\nu_c = 7 \left( \frac{f_{co}}{C_j} \right)^{0,8} \quad (2.332)$$

Iz izraza (2.332) lahko razberemo, da gre  $\nu_c$  z večanjem  $C_j \rightarrow \infty$ , proti 0, kar je tako v skladu s pričakovanji, kot z eksperimentalnimi rezultati. Po drugi strani pa postane Poissonov količnik enak  $\infty$ , ko gre  $C_j \rightarrow 0$ , kar pomeni porušitev betona.

Mejno deformacijo plašča  $\varepsilon_{ju}$  pri uporabi opisanega modela določimo kot deformacijo, ko je prečna deformacija enaka 50% nominalne mejne deformacije plašča.

### ***Kawashima et al. (2001)***

Kawashima *et al.* (2001) so na podlagi raziskav cikličnega odziva šestih stebrov s krožnim prerezom, tako utrjenih kot neutrjenih, predlagali model za beton objekt tako s prečno armaturo kot s plaščem iz kompozitnih materialov. Skica modela, ki je bil izpeljan na podlagi kombinacije predhodno predlaganih modela za beton objekt s stremeni (Hoshikuma *et al.* 1997) in modela za beton objekt s FRP (Hosotani *et al.* 1998), je prikazana na sliki 2.66. Tudi Kawashima s sodelavci je predpostavil bilinearno zvezo med napetostmi in deformacijami, kjer je začetna togost  $E_c$  odvisna od lastnosti neobjetelega betona, togost utrditve, t.j.  $E_g$  na sliki 2.66, pa je odvisna od količine objekta in jo določimo kot:

$$E_g = -0,658 \frac{f_{co}^2}{\rho_f \varepsilon_{ft} E_f + 0,098 \rho_{sw} f_{yw}} + 0,078 \sqrt{\rho_f} E_f \quad (2.333)$$

kjer za prečno deformacijo  $\varepsilon_{ft}$ , t.j. deformacijo pri kateri togost betona preide na  $E_g$  predpostavimo:

$$\varepsilon_{ft} = 0,0015 \quad (2.334)$$

V primeru da velja

$$E_g \leq 0, \quad (2.335)$$

določimo zvezo med napetostmi in deformacijami kot:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right)^{n-1} \right\}, & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t, \\ f_t + E_g (\varepsilon_c - \varepsilon_t) & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases}, \quad (2.336)$$

kjer

$$n = \frac{E_c \varepsilon_t}{E_c \varepsilon_t - f_t}, \quad (2.337)$$

sicer pa uporabimo naslednji izraz

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} E_c \varepsilon_c \left\{ 1 - \frac{1}{n} \left( 1 - \frac{E_g}{E_c} \right) \left( \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_t} \right)^{n-1} \right\}, & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t, \\ f_t + E_g (\varepsilon_c - \varepsilon_t) & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases}, \quad (2.338)$$

kjer

$$n = \frac{(E_c - E_g) \varepsilon_t}{E_c \varepsilon_t - f_t} \quad (2.339)$$

Parametre v izrazih (2.336) do (2.339), t.j. napetost pri prehodu iz primarne v sekundarno vejo  $f_t$  ocenimo kot:

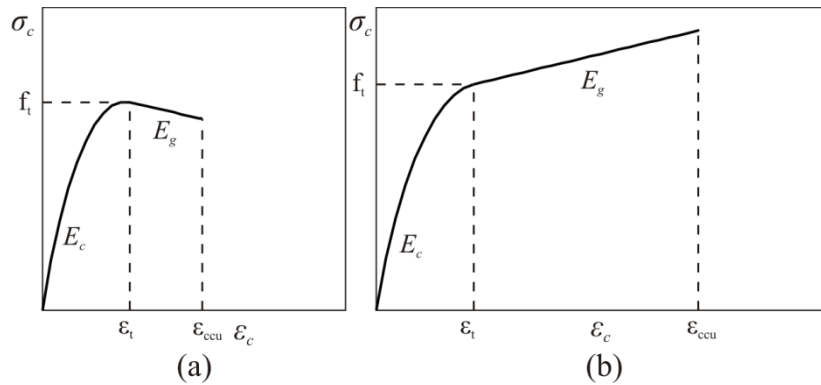
$$f_t = f_{co} + 1,93 \rho_f \varepsilon_{ft} E_f + 2,2 \rho_{sw} f_{yw}, \quad (2.340)$$

pripadajočo deformacijo  $\varepsilon_t$  kot:

$$\varepsilon_t = 0,003 + \frac{0,00939 \rho_f \varepsilon_{ft} E_f}{f_{co}} + \frac{0,0107 \rho_{sw} f_{yw}}{f_{co}} \quad (2.341)$$

in mejno deformacijo  $\varepsilon_{ccu}$  kot:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,00383 + 0,1014 \left( \frac{\rho_f f_f}{f_{co}} \right)^{\frac{3}{4}} \left( \frac{f_f}{E_f} \right)^{\frac{1}{2}}. \quad (2.342)$$



**Slika 2.66:** Konstitucijski zakon betona objetega s CFRP in stremeni za primer, ko  $E_g < 0$  (a) in ko  $E_g > 0$  (b) (po Kawashima *et al.* 2001)

**Figure 2.66:** Axial stress-strain relation of concrete confined by CFRP and ties when  $E_g < 0$  (a) and when  $E_g > 0$  (b) (after Kawashima *et al.* 2001)

Če v zgornjih izrazih upoštevamo  $\rho_f = 0$  dobimo izraze, ki so jih predlagali Hoshikuma *et al.* (1997) za beton objet s stremeni, če pa upoštevamo  $\rho_{sv} = 0$  dobimo izraze za beton objet s plaščem iz kompozitnih materialov. Za zaključke o kombinaciji obeh tipov objeta je pomemben predvsem izraz (2.342) iz katerega sledi, da je mejna deformacija betona objetega tako s kombinacijo stremen in FRP odvisna le od FRP plača, ni pa odvisna stremen. Razlog za to lahko iščemo v precej majhnih mejnih deformacijah FRP v primerjavi z jeklom, kar pomeni, da vpliva jekla ne moremo učinkovito izkoristiti.

V isti raziskovalni skupini so na podlagi istih eksperimentov večkrat potrdili ustreznost modela za krožne stebre (Galardo in Kawashima 2006; Galardo in Kawashima 2008; Gallardo in Kawashima 2009). Eksperimentalni rezultati so na voljo tudi na spletni strani Kawashima Lab (Kawashima 2009).

#### **Lam in Teng (2003b, 2004)**

Lam in Teng sta predlagala splošen model betona objetega s kompozitnim plaščem (Lam in Teng 2003a). Istega leta sta predlagala tudi ustrezne modifikacije modela za opis objeta pravokotnih prereзов (2003b). Za osnovo sta privzela projektni model betona, ki je vključen v standardu EN1992-1 (CEN 2004a). Glede na pregled literature sta prišla do ugotovitve, da je mejna deformacija plašča pri porušitvi občutno manjša od mejne deformacije plašča pri enosnem preizkusu. V povprečju je bila mejna deformacija:

$$\varepsilon_{ju} = \varepsilon_{h,rup} = k_c \varepsilon_{frp} = 0,586 \varepsilon_{frp} \quad (2.343)$$

V pravokotnem prerezu ocenimo napetost objeta z izrazom (2.282), kjer za  $D$  uporabimo ekvivalentni premer stebra, ki je v obravnavanem primeru enak dolžini diagonale prereza (Slika 2.57b):

$$D = \sqrt{h^2 + b^2} \quad (2.344)$$

Zvezo med napetostjo in deformacijo za objet beton, ki je prikazana na sliki 2.67 določimo z naslednjim izrazom:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = \begin{cases} E_c \varepsilon_c - \frac{(E_c - E_2)^2}{4f_{co}} \varepsilon_c^2 & 0 \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_t \\ f_{co} + E_2 \varepsilon_c & \varepsilon_t \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{ccu} \end{cases} \quad (2.345)$$

kjer so

$$\varepsilon_t = \frac{2f_{co}}{E_c - E_2} \quad (2.346)$$

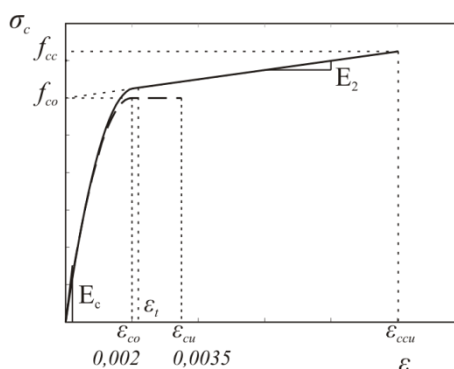
deformacija na prehodu iz parabole na linearni del,

$$E_2 = \frac{f_{cc} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (2.347)$$

naklon linearnega dela. Mejno deformacijo objetega betona  $\varepsilon_{ccu}$ , določimo kot:

$$\frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{co}} = 1,75 + k_2 k_{s2} \frac{f_l}{f_{co}} \left( \frac{\varepsilon_{h,rupt}}{\varepsilon_{co}} \right)^{0,45} \quad (2.348)$$

kjer za  $\varepsilon_{co}$  predpostavimo vrednost  $\varepsilon_{co}=0,002$ .



**Slika 2.67:** Parametri odnosa  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton objekt s FRP, kot sta ga predlagala Lam in Teng (2003b)

**Figure 2.67:** Lam and Teng's (2003b) stress-strain model for FRP-confined concrete

Tlačno trdnost objetega betona  $f_{cc}$  določimo s pomočjo izraza

$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 1 + k_1 k_{s1} \frac{f_l}{f_{co}} \quad (2.349)$$

Glede na eksperimentalne raziskave sta Lam in Teng za koeficienta  $k_1$ , oz.  $k_2$  predlagala vrednosti 3,3, oz. 12, vpliv oblike prereza na faktorje učinkovitosti objetja ( $k_{s1}$  in  $k_{s2}$ ) pa izračunamo kot:

$$k_{s1} = \left( \frac{b}{h} \right)^\alpha \frac{A_e}{A_c}; \quad k_{s2} = \left( \frac{h}{b} \right)^\beta \frac{A_e}{A_c} \quad (2.350)$$

Koeficienta  $\alpha$  in  $\beta$  sta enaka 2 in 0,5. Razmerje med površino objetega dela prereza  $A_e$  in celotnim prerezom  $A_c$  ocenimo z izrazom (2.287), oz. (2.288). Razlog za vpeljavo dveh različnih faktorjev učinkovitosti za napetost in deformacije pa tiči v spoznanju, da lahko majhna količina objetja, ki ne vpliva bistveno na nosilnost betona, bistveno izboljša njegovo deformabilnost.

Opisani model betona je bil verificiran z razmeroma veliko eksperimentalno bazo, poleg tega je še enostaven za uporabo, zato je bil vključen v različne standarde za projektiranje utrditev AB konstrukcij s FRP, kot sta npr. (CS. 2004; ACI Committee 440 2008) in tudi v zadnja priporočila za oceno in utrditev obstoječih konstrukcij v skladu z EN1998 (Fardis 2009).

Zgornji model ne more opisati padajoče veje zveze med napetostmi in deformacijami, ki je pogosta v primeru majhnih deležev objetja. Teng in sodelavci so zgornji model kasneje nadgradili tako, da lahko razmeroma dobro opiše tudi ta pojav, poleg tega pa so ga ponovno kalibrirali glede na nove eksperimentalne rezultate (Teng *et al.* 2009).

Biskinis and Fardis (2009) glede na lastne analitične študije predlagta namesto izraza (2.348) uporabo izraza

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + \left( \frac{10}{h} \right)^2 + 0,4k_{ep} \min \left( 0,5; \frac{\rho_f f_{ju}}{f_{co}} \right) a_{eff,j}, \quad (2.351)$$

za katerega se je izkazalo, da je bolj primeren za opis zveze med deformacijami in napetostmi robnih betonskih vlaken v upognjenem nosilcu. V izrazu (2.351) so:

- $h$  ..... višina prereza (v mm)
- $k_{ep}$  ..... faktor efektivnosti objetja zaradi oblike prereza, ki ga v primeru pravokotnih prerezov določimo z (2.286)
- $\rho_f$  ..... geometrijski delež objetja, ki ga določimo kot  $2t_f/b_w$
- $f_{ju}$  ..... mejna napetost plašča, ki jo določimo z izrazom (2.277), z upoštevanjem  $\epsilon_{ju}$  iz izraza (2.343)
- $a_{eff,j}$  ..... dodatni faktor efektivnosti, s katerim upoštevamo, da nosilnost plaščev ni linearno odvisna z debelino plašča, ki ga določimo kot:

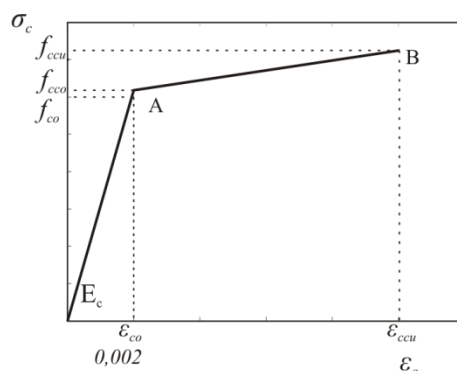
$$a_{eff,j} = 0,5 \left( 1 - \min \left( 0,5; \frac{\rho_f f_{ju}}{f_{co}} \right) \right), \text{ za CFRP in GFRP,} \quad (2.352)$$

in

$$a_{eff,j} = 0,3 \left( 1 - \min \left( 0,5; \frac{\rho_f f_{ju}}{f_{co}} \right) \right), \text{ za AFRP.} \quad (2.353)$$

### Saiidi et al. (2005)

Saiidi et al. (2005) so predlagali poenostavljen model betona objetega s FRP na podlagi izrazov, ki so jih na podlagi eksperimentov izpeljali Samaan et al. (1998), Xiao in Wu (2000), Kawashima et al. (2001) ter Lam in Teng (2003b). Poenostavljen model zajema bistvene karakteristike predhodnih, razmeroma nekoliko bolj kompliciranih modelov, ki so tudi opisani v predhodnih razdelkih. Kot motivacijo za razvoj poenostavljenega modela navajajo Saiidi et al. ugotovitev, da poenostavitve v modelu betona ne vplivajo bistveno na odnos med momentom in ukrivljenostjo prereza. Za definicijo predlaganega bi-linearne modela sta potrebni le dve karakteristični točki (A in B), kot je prikazano na sliki 2.68.



**Slika 2.68:** Parametri odnosa  $\sigma$ - $\epsilon$  za beton objet s FRP, kot so jo predlagali Saiidi et al. (2005)  
**Figure 2.68:** Parametri odnosa  $\sigma$ - $\epsilon$  za beton objet s FRP, kot sta jo predlagala Saiidi et al. (2005)

Predlagani model definiramo v treh korakih:

- Korak 1: (Točka A):

$$\epsilon_{co} = 0,002 \quad (2.354)$$

$$f_{cc} = f_{co} + 0,003 \rho_f E_j \quad (2.355)$$

- Korak 2: (napetost objetja za krožne in pravokotne prereze):

$$f_{l,c} = \frac{2E_j \epsilon_j t_j}{D} \quad (2.356)$$

$$f_{l,r} = K_e E_j \epsilon_j t_j (1/h + 1/b) \quad (2.357)$$

kjer za mejno deformacijo plašča avtorji priporočajo uporabo 50% nominalne (izmerjene) mejne deformacije.

- Korak 3: (Točka B)

$$\varepsilon_{ccu} = \frac{\varepsilon_j}{\left(0,1 - 0,25 \ln \left(\frac{f_l}{f_{co}}\right)\right)} \quad (2.358)$$

$$f_{ccu} = f_{co} + 6,2 f_r^{0,7} \quad (2.359)$$

### Standardi in priporočila

V standardih, oz. priporočilih (fib 2001; ACI Committee 440 2002; CNR-DT 200/2004 2004) so povzete poenostavljene formule, ki temeljijo tudi na delu zgoraj opisanih modelov. Dodatno so vključeni še faktorji za zajem vpliva delnega objetja (trakovi), orientacije trakov in vpliva oblike stebra, ki so podani z izrazi (2.284) do (2.299). Poleg tega so vpeljani tudi parcialni varnostni faktorji za materiale in tip izvedbe (ročno polaganje, lamele), faktorji s katerimi lahko zajamemo neugoden vpliv okolja in dolgotrajne obtežbe, ipd...

- EN 1998-3 (CEN 2005c)

V standardu EN1998-3 je za projektiranje objetja s FRP za zagotovitev potrebne duktilnosti privzeta metoda, ki so jo za krožne stebre predlagali Monti *et al.* (Monti *et al.* 2001). Glede na EN1998-3 jo sicer lahko uporabimo tudi za oceno duktilnosti stebrov s pravokotnim prerezom, in sicer z zmanjšanjem učinkovitosti objetja s faktorjem (2.289). Potrebno količino objetja ocenimo iz razmerja med ciljno duktilnostjo  $\mu_{\phi,tar}$  za ukrivljenost in duktilnostjo, ki jo imamo na voljo  $\mu_{\phi,ava}$ , t.j.

$$I_\chi = \frac{\mu_{\phi,tar}}{\mu_{\phi,ava}}, \quad (2.360)$$

z izrazom:

$$f_l = 0,4 I_\chi^2 \frac{f_c \varepsilon_{cu}^2}{\varepsilon_{ju}^{1,5}}, \quad (2.361)$$

kjer je  $f_c$  tlačna trdnost betona,  $\varepsilon_{cu}$  mejna deformacija betona in  $\varepsilon_{ju}$  privzeta deformacija plašča, ki je manjša od mejne deformacije plašča  $\varepsilon_{u,j}$ . Če torej poznamo debelino plašča  $t_f$  lahko ocenimo duktilnost za ukrivljenost utrjenega elementa kot:

$$\mu_{\phi,tar} = \mu_{\phi,ava} \sqrt{1,25 \frac{\rho_j E_j \sqrt{\varepsilon_{ju}^3}}{f_c \varepsilon_{cu}^2}} \quad (2.362)$$

V primeru pravokotnih prerezov z zaobljenimi vogali lahko uporabimo tudi alternativni način ocenjevanja rotacijske kapacitete utrjenega stebra, in sicer v izrazu za oceno mejnega zasuka stebra (2.135) prištejemo eksponentu za upoštevanje objetja (faktor 25) vrednost:

$$k_e \rho_f \frac{f_{f,e}}{f_c}, \quad (2.363)$$

kjer je  $\alpha$  je faktor učinkovitosti objetja, ki ga določimo z izrazom (2.286),  $\rho_f$  geometrijski delež plašča, ki ga določimo kot

$$\rho_f = 2 \frac{t_f}{b_w}, \quad (2.364)$$

kjer je  $t_f$  debelina plašča,  $b_w$  pa širina prereza,  $f_{f,e}$  efektivna nosilnost plašča, ki jo določimo kot

$$f_{f,e} = \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \left(1 - 0,7 \min(f_{u,f}, \varepsilon_{u,f} E_f) \frac{\rho_f}{f_c}\right) \quad (2.365)$$

kjer je  $f_{u,f}$  natezna trdnost plašča,  $\varepsilon_{u,f}$  je efektivna mejna deformacija vlaken (CFRP in AFRP– 0,015, GFRP 0,02).  $E_f$  je elastični modul FRP in  $f_c$  je tlačna trdnost betona.

- fib 14 2001

Tehnično poročilo fib 14 (fib 2001) za modeliranje betona objetega s kompozitnim plaščem povzema razmeroma kompliciran, iteracijski, model, ki sta ga predlagala Spoelstra in Monti (1999). Ob tem pa dopušča tudi nekatere praktične formule za objet beton, kot so jih predlagali Seible *et al.* (Seible *et al.* 1995b) in Spoelstra in Monti (1999).

- ACI 2002

Tudi ACI 440.2R-02 (2002) povzema nekatere izraze in priporočila po Seible *et al.* (1995b). Dodatno omejuje efektivno deformacijo vlaken na

$$\varepsilon_{eff,j} = \min(0,004; 0,75\varepsilon_{ju}) \quad (2.366)$$

in tudi vpelje dodatne varnostne faktorje, ki zajemajo vpliv zunanje okolja in odpornosti materiala na trajnost, oz. mehanske lastnosti kompozitov (0,50-0,95).

- CNR-DT 200/2004

Italijanska priporočila (CNR-DT 200/2004 2004) ob predlogih, ki so omenjeni že v *fib 14* (fib 2001) in ACI 440.2R-02 (2002), predlagajo uporabo podobne zveze med napetostmi in deformacijami, kot je podana v EN1992-1, t.j. parabolične zveze do  $\varepsilon_{co}$  in konstantne napetosti do  $\varepsilon_{ccu}$ . V dodatku C pa podobno predlaga zvezo, ki je parabolična do  $\varepsilon_{co}$  in naprej linearna z naklonom  $E_t$ . Dodatno pa podajajo tudi materialne varnostne faktorje, torej namesto izraza (2.366) uporabimo

$$\varepsilon_{eff,j} = \min\left(0,004; \frac{\eta_e}{\gamma_f} \varepsilon_{ju}\right) \quad (2.367)$$

Prvi parabolični del določimo kot:

$$\sigma_c = f_{co} (ax - x^2) \text{ za } 0 \leq x \leq 1 \quad (2.368)$$

in linearni del kot:

$$\sigma_c = 1 + bx \text{ za } 1 \leq x \leq \frac{\varepsilon_{ccu}}{\varepsilon_{co}} \quad (2.369)$$

kjer

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon_{co}} \quad (2.370)$$

V izrazih (2.368)-(2.370) sta  $f_{co}$  in  $\varepsilon_{co}$  tlačna trdnost in pripadajoča deformacija neobjetega betona, koeficiente a in b pa določimo kot:

$$a = 1 + \gamma; \quad b = \gamma - 1, \quad (2.371)$$

kjer

$$\gamma = \frac{f_{co} + E_t \varepsilon_{co}}{f_{co}} \quad (2.372)$$

kjer modul  $E_t$  določimo kot:

$$E_t = \frac{f_{cc} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu}} \quad (2.373)$$

Mejno deformacijo objetega betona  $\varepsilon_{ccu}$  pa določimo kot:

$$\varepsilon_{ccu} = 0,0035 + 0,015 \sqrt{\frac{f_l}{f_{co}}} \quad (2.374)$$

Model je precej podoben modelu, ki so ga predlagali Samaan *et al.* (1998), ki je opisan na strani 104.

### c) Vpliv obstoječe stremenske armature na model objetega betona

Večina v literaturi objavljenih konstitucijskih modelov za beton objet s FRP (npr. Fardis in Khalili 1981; Lam in Teng 2003b; Matthys *et al.* 2006) temelji na eksperimentalnih preiskavah tlačne trdnosti betonskih valjev brez upoštevanja vpliva obstoječih stremen. Če vpliv obstoječe prečne armature zanemarimo, smo v splošnem na varni strani. V primeru tipičnih starejših AB elementov je to tudi upravičeno, saj je njihova glavna pomanjkljivost ravno zelo šibka prečna armatura, ki ne more zagotoviti objetja betona. V primerih, kjer imamo razmeroma veliko količino prečne armature, pa jo je seveda smotno upoštevati.

Izmed obravnavanih praktično-orientiranih modelov objetega betona lahko le model, ki so ga predlagali Kawashima *et al.* (Kawashima *et al.* 2001; Gallardo in Kawashima 2009), eksplicitno zajame vpliv obeh tipov objetja, t.j. kombinacijo vpliva stremen in FRP, vendar je bil ta izpeljan le za primer krožnih prereзов. Zaradi netrivialnosti problema, ki je posledica več-parametričnih zvez med napetostmi in deformacijami (angl. multi-parameter effects) objetega betona, se je kot druga možnost pokazala tudi uporaba umetnih nevronske mreže (angl. artificial neural networks), pri katerih so bazo pripravili na podlagi številnih numeričnih analiz s 3D končnimi elementi (Shahidzadeh *et al.* 2011). Pri uporabi analitičnih modelov (Spoelstra in Monti 1999; Braga *et al.* 2006) pa lahko uporabimo kombinacijo obeh tipov objetja, saj določamo prečno napetost, t.j. napetost objetja iterativno.

En izmed razlogov za neupoštevanje kombinacije obeh prispevkov je verjetno tudi ta, da imajo FRP materiali relativno nizko mejno deformacijo v primerjavi z armaturo (glej sliko 2.28) in zato v takem primeru prečne armature ne moremo v celoti izkoristiti. Raziskovalci so v zadnjem času posvetili tudi temu problemu nekaj pozornosti, vendar pa so v večini primerov enostavno sešteli prečne napetosti, ki jih prispevajo stremena in zunanje objetje, niso pa se posvečali morebitnemu ugodnemu, ali neugodnemu vplivu obstoječe armature na učinek FRP na objetje betona. Temu problemu sta se podrobneje posvetila šele nedavno Pellegrino in Modena (2010), ki sta na podlagi zbranih eksperimentalnih rezultatov za 191 preizkušancev s krožnim prereзом in 121 preizkušancev s pravokotnim prereзом prišla do zanimivih zaključkov glede kombiniranja objetja obstoječe armature in FRP. In sicer se je izkazalo, da je učinkovitost zunanjih plaščev večja v primeru, da imamo stremena znotraj prereza kot v primeru, da teh ni. Pellegrino in Modena kot razlog za to navajata ugodno razporeditev napetosti, ki jo zagotavljajo stremena, zato ne pride do velikih koncentracij napetosti v vogalih, kot je tipično v pravokotnih prerezih brez stremen. Po drugi strani pa lahko zaradi uklona tudi neustrezno podprte vzdolžne palice povzročijo koncentracije napetosti v trakovih, kar vodi do zmanjšanja učinkovitosti FRP plašča. Glede na te ugotovitve sta Pellegrino in Modena pripravila nove analitične izraze za efektivno napetost objetja ob poružitvi in za tlačno in mejno trdnost ter pripadajoči deformaciji objetega betona. Izrazi veljajo za krožne in pravokotne prereze z in brez obstoječe stremenske armature. Sodelovanje med notranjo in zunanjo armaturo je zajeto v faktorju učinkovitosti zunanje armature.

Efektivno napetost objetja ob poružitvi določimo kot:

$$f_l = f_{lf} + f_{ls} \frac{A_{cc}}{A_c} \quad (2.375)$$

kjer prečno napetost zaradi FRP ( $f_{lf}$ ) določimo z izrazom (2.283), prečno napetost zaradi stremen ( $f_{ls}$ ) pa z izrazom (2.28), oz. (2.30). Vpliv oblike prereza na učinkovitost objetja ( $k_{ep}$ ) s FRP iz izraza (2.284) v primerih, ko nimamo obstoječih stremen določimo npr. z izrazom (2.285), ali pa z:



$$k_{ep} = 0,25 + 0,25 \frac{2R}{b} \quad (2.376)$$

Primeri v katerih je bila prisotna stremenska armatura pa ne izkazujejo odvisnosti od  $2R/b$ , temveč od parametra  $C$ , ki ga določimo kot:

$$C = \frac{E_s \rho_l}{E_f \rho_f} \quad (2.377)$$

kjer sta  $E_s$  in  $\rho_l$  elastični modul in geometrijski delež vzdolžne armature,  $E_f$  in  $\rho_f$  pa elastični modul in geometrijski delež FRP. Parameter  $C$  torej predstavlja razmerje med specifično osno togostjo ( $E_s \rho_l$ ) vzdolžne armature in specifično osno togostjo plašča ( $E_f \rho_f$ ). Izkaže se, da večji kot je  $C$ , t.j. večja kot je specifična osna togost vzdolžne armature, manj učinkovito je objetje s FRP. Kot razlog za to, navajata Pellegrino in Modena koncentracijo napetosti v plašču zaradi uklona vzdolžne armature. Glede na ugotovitve na podlagi lastnih eksperimentov sta Pellegrino in Modena za vpliv oblike prereza predlagala naslednji izraz:

$$k_{ep} = \gamma C^{-0,7} \leq 0,8 \quad (2.378)$$

kjer za  $\gamma$  v primeru CFRP upoštevamo vrednost 0,7, v primeru GFRP pa 1,5.

Za opis zveze med napetostmi in deformacijami objetja sta Pellegrino in Modena predlagala uporabo dveh različnih konstitucijskih zakonov za krožne, oz. ustrezno zaobljene prezeze ( $2R/b > 0,3$ ), in pravokotne prezeze, ki, podobno kot model Samaan *et al.* (1998), temeljita na štiri-parametrični zvezi, ki sta jo predlagala Richard in Abbott (1975). Namreč izkazalo se je, da je zveza med napetostmi in deformacijami v primeru krožnih prerezov običajno monotono naraščajoča do porušitve, v primeru pravokotnih stebrov pa po doseženi tlačni trdnosti objetega betona začne nosilnost padati. Pomembno je sicer opozoriti, da lahko tudi razmerje stranic prereza  $h/b$  pomembno vpliva na učinkovitost objetja, vendar pa sta se Pellegrino in Modena na podlagi eksperimentalnih rezultatov in ugotovitev Wanga in Wuja (2008), ocenila, da ima razmerje  $2R/b$  najpomembnejšo vlogo.

Ne glede na razmerje  $2R/b$  določimo zvezo med napetostmi in deformacijami objetega betona z izrazom (2.303). Za določitev štirih parametrov sta uporabila postopek, ki sta ga predlagala Pantelides in Yan (2007). Za začetni modul elastičnosti upoštevamo modul elastičnosti neobjetega betona, modul utrditve,  $E_2$ , pa določimo kot:

$$E_2 = \frac{f_{ccu} - f_{co}}{\varepsilon_{ccu} - \varepsilon_{co}} \quad (2.379)$$

Presečišče ordinatne osi in premice z naklonom  $E_2$  (glej sliko 2.69), t.j.  $f_o$ , določimo kot:

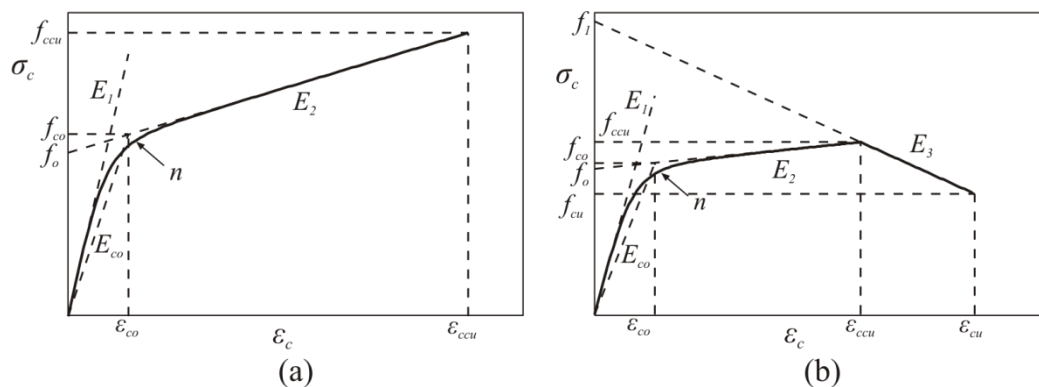
$$f_o = f_{ccu} - E_2 \varepsilon_{ccu} \quad (2.380)$$

Parameter  $n$ , ki določa prehod med obema linearnima odsekoma, določimo kot:

$$n = 1 + \frac{1}{\frac{E_1}{E_{co}} - 1}, \quad (2.381)$$

kjer je  $E_{co}$ , naklon premice, ki gre skozi izhodišče in točke, v kateri se naklon krivulje spremeni, t.j.

$$E_{co} = \frac{f_{co}}{\varepsilon_{co}} \quad (2.382)$$



**Slika 2.69:** Parametri zveze  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton objekt s FRP, kot sta ga predlagala Pellegrino in Modena (2010) za krožne prereze (a) in pravokoten prereze (b)

**Figure 2.69:**  $\sigma$ - $\varepsilon$  relationship parameters for FRP confined concrete as assumed by Pellegrino in Modena (2010) for the case of circular (a) and rectangular sections (b)

Linearno padajočo vejo (slika 2.69), ki je značilna predvsem za primere, ko  $2R/b < 0,3$ , določimo kot:

$$\sigma_c(\varepsilon_c) = E_3 \varepsilon_c + f_1; \text{ za } \varepsilon_{ccu} \leq \varepsilon_c \leq \varepsilon_{cu} \quad (2.383)$$

kjer je  $E_3$  naklon tretje veje,  $f_1$  pa presečišče premice, ki leži na tretji veji, in ordinatne osi:

$$E_3 = \frac{f_{cu} - f_{ccu}}{\varepsilon_{cu} - \varepsilon_{ccu}}; f_1 = \frac{\varepsilon_{cu} f_{co} - \varepsilon_{co} f_{cu}}{\varepsilon_{co} - \varepsilon_{cu}} \quad (2.384)$$

Tlačno trdnost objetega betona  $f_{ccu}$ , določimo kot:

$$f_{ccu} = f_{co} + k_1 f_1, \quad (2.385)$$

kjer je

$$k_1 = k_A k_R, \quad (2.386)$$

kjer  $k_A$  določimo z izrazom

$$k_A = A \left( \frac{f_l}{f_{co}} \right)^{-\alpha} \quad (2.387)$$

vrednost parametrov  $A$  in  $\alpha$  pa določimo glede na obliko prereza in prisotnost stremen s pomočjo vrednosti v preglednici 2.8, ki so bile določene empirično na podlagi eksperimentalnih rezultatov.

Dodaten redukcijski faktor  $k_R$ , ki zajema vpliv zaobljenosti prereza določimo za primere  $2R/b < 0,3$  kot:

$$k_R = 1 - 2,5 \left( 0,3 - \frac{2R}{b} \right), \quad (2.388)$$

za primere, ko  $2R/b > 0,3$  pa upoštevamo  $k_R = 1,0$ . Mejno nosilnost objetega betona  $f_{cu}$  v primeru pravokotnih stebrov določimo kot:

$$f_{cu} = f_{ccu} \left( 0,55 + 1,5 \frac{2R}{b} \right), \quad (2.389)$$

pripadajočo mejno deformacijo pa kot:

$$\varepsilon_{cu} = \varepsilon_{co} \left( 2 + B \frac{f_l}{f_{co}} \right) \quad (2.390)$$

kjer empirično določen koeficient  $B$  preberemo iz preglednice 2.8. Glede na trenutno zbrano bazo eksperimentalnih rezultatov ni bilo možno določiti različnih vrednosti za krožne in pravokotne

prereze, vendar pa model kljub temu daje različne vrednosti za oba tipa prereza, saj oblika prereza narekuje vrednost efektivne prečne napetosti  $f_i$ .

**Preglednica 2.8:** Parametri A,  $\alpha$  in B v izrazih (2.387) in (2.390) po Pellegrino in Modena (2010)

**Table 2.8:** The values for coefficients A,  $\alpha$  and B in equations (2.387) and (2.390) after Pellegrino and Modena (2010)

	krožni prerez		pravokotni prerez	
	brez stremen	s stremen	brez stremen	s stremen
A	3,55	2,95	2,25	1,35
$\alpha$	-0,15	-0,40	-0,25	-0,50
B	23	28	23	28

Glede na pomanjkanje eksperimentalnih rezultatov sta Pellegrino in Modena tudi za deformacijo, ki ustreza tlačni trdnosti objetelega betona, predlagala podobno redukcijo kot za mejno napetost, t.j.

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} \left( 0,55 + 1,5 \frac{2R}{b} \right) \quad (2.391)$$

V primeru krožnih stebrov, t.j. ko  $2R/b > 0,3$  obe deformaciji sovpadata:

$$\varepsilon_{ccu} = \varepsilon_{cu} \quad (2.392)$$

### 2.4.3 Preprečevanje zdrsa armaturnih palic vzdolž preklpov

Da bi preprečili zdrs vzdolžne armature vzdolž preklpov moramo v novih konstrukcijah zagotoviti zadostno dolžino preklopa, kot je prikazano v razdelku 2.2.4, ob tem da preklope izvajamo na ustreznih mestih. V starejših AB stebrih so (prekratki) preklopi na območju plastičnih členkov precej pogosta in resna pomanjkljivost, zato so bile v preteklosti razvite različne metode utrditve takšnih stebrov. Porušitev preklpov lahko preprečimo z izvedbo plaščev (jekleni, betonski, FRP), ki zagotavljajo boljšo nosilnost stika z bodisi aktivnim bodisi pasivnim objetjem. Potrebno napetost objetja  $f_i$ , ki zagotavlja polno nosilnost preklopa določimo (1996a) kot:

$$f_i = \frac{A_b f_{s,o}}{\mu p l_d} \quad (2.393)$$

kjer so

$A_b$  .....presek vzdolžne palice,

$f_{s,o}$  .....napetost, ki jo moramo zagotoviti v palici (običajno meja tečenja jekla  $f_{sy}$  z upoštevanje dodatno nosilnostjo ~ 1,7)

$\mu$  .....koeficient trenja, med palico in okoliškim betonom, za katerega privzamemo vrednost 1,4

$p$  .....dolžina ravnine razpoke (Slika 2.34)

$l_d$  .....dolžina preklopa

Ob upoštevanju priporočenih vrednosti za  $\mu$  in  $f_{s,o}$  dobimo:

$$f_i = \frac{1,21 A_b f_{sy}}{p l_d} \quad (2.394)$$

Pri določitvi potrebnega objetja omejimo prečno deformacijo, ki je enaka deformaciji plašča, na 0,0015, zaradi omejitve širine razpok in zagotavljanja sprejemnosti med armaturnimi palicami in okoliškim betonom, t.j. v primeru krožnih stebrov, kjer prečno napetost objetja določimo kot

$$f_i = 0,5 \rho_{sj} f_j = 0,05 \rho_{sj} 0,0015 E_j \quad (2.395)$$

potrebujemo vsaj naslednji geometrijski delež plašča

$$\rho_{sj} = \frac{4t_j}{D} \geq \frac{2A_b f_{s,o}}{0,0015 E_j \mu p l_d} \quad (2.396)$$

Če upoštevamo še prispevek aktivnega objeta  $f_a$ , lahko izraz (2.396) zapišemo kot:

$$\rho_{sj} \geq 2 \left( \frac{A_b f_{s,o} - f_a}{\mu p l_d} \right) \geq \frac{0,0015 E_j}{0,0015 E_j} \quad (2.397)$$

V standardu EN1998-3 je predlagan podoben izraz, izražen s  $t_f$  in nekoliko drugačnimi oznakami:

$$t_f \geq \frac{D(\sigma_l - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0,001} \quad (2.398)$$

kjer je:

$$\sigma_l = \frac{A_s f_{yL}}{\left[ \frac{p}{2n} + 2(d_{bL} + c) \right] l_d} = \frac{A_s f_{sy}}{p' l_d} \quad (2.399)$$

Če primerjamo izraza (2.397) in (2.398) ter upoštevamo priporočene vrednosti za koeficient trenja  $\mu$ , opazimo, da dejansko gre za isti izraz (zaradi praktičnost izpustimo napetost prednapetja  $f_a = \sigma_{sw}$ ):

$$\begin{aligned} \rho_{f,UCSD} &= \frac{2A_b f_{sy}}{0,0015 \cdot 1,4 E_j p l_d} = \frac{A_{bL} f_{sy}}{0,001 E_j p l_d} \\ \rho_{f,EC8/3} &= \frac{2t_f}{b_w} \geq \frac{2}{b_w} \frac{b_w \sigma_l}{2 \cdot 0,001 E_f} = \frac{A_{bL} f_{sy}}{0,001 E_f p' l_d} \\ \rho_{f,UCSD} &= \rho_{f,EC8/3} \end{aligned} \quad (2.400)$$

V izrazu (2.399) ni omejitve za dolžino  $p$ , kot v izrazu (2.115), ki ga predlagajo Priestley *et al.* (Priestley *et al.* 1996a) za primer večjih razdalj med preklopljenimi palicami (angl. wide spaced bars), kar je kritično v primeru tanke krovne plasti betona.

Zgornji izrazi so bili povečini izpeljani za krožne stebre z rebrasto armaturo z ravnimi preklopi. Eksperimentalne preiskave utrjenih stebrov z gladko armaturo s preklopi s kljukami, kot smo jih raziskovali v primeru škatlastega stebra, so precej redke. Fardis (2006) je na podlagi majhnega števila eksperimentalno preizkušenih stebrov z gladko armaturo s standardnimi kljukami (180°) prišel do zaključka, da v primeru, da je dolžina preklopa palic  $l_d$  večja od  $15 d_{bL}$ , lahko obravnavamo stebre, kot da so brez preklopov, t.j. kot, da je armatura kontinuirana.

Največjo napetost, ki se lahko pojavi v vzdolžnih palicah lahko podobno kot v poglavju 2.2.4 določimo z obratom izraza (2.397), torej:

$$f_s = \mu p l_d \left( \frac{0,00075 E_f - f_a}{A_{bL}} \right) \leq f_{sy} \quad (2.401)$$

Podobno lahko tudi z ustrežno modifikacijo člena  $kK_{tr}$  v izrazu (2.111) zajamemo vpliv FRP plaščev:

$$kK_{tr} = \frac{1}{n_b d_b} \left( \frac{k_n A_{sh}}{s_h} + \frac{k_f n_f t_f E_f}{E_s} \right) \quad (2.402)$$

Kjer so

- $t_f$ ..... celotna debelina FRP plašča,
- $e_f$ ..... modul elastičnosti vlaken,
- $k_s$ ..... faktor efektivnosti stremen (slika),
- $n_f$ ..... število FRP, ki jih seka potencialna cepilna razpoka in
- $k_f$ ..... efektivnost FRP plašča.

#### 2.4.4 Preprečevanje uklona vzdolžnih palic

Standard EN1998-3 ne vsebuje posebnih določil za dimenzioniranje utrditev AB stebrov z namenom preprečitve uklona vzdolžnih palic. Ker tudi druga priporočila za projektiranje utrditev ne dajejo posebnih določil smo na podlagi predpostavk matematičnega modela opisanega v poglavju 2.2.3b), t.j. modela, ki sta ga predlagala Sato in Ko (2008) izpeljali izraz, ki določa potrebno količino objetja, za preprečitev uklona vzdolžnih palic.

Izhajamo lahko iz zahteve, da mora biti uklonska napetost palice (2.68) večja od napetosti na meji tečenja palice, t.j.

$$|f_b| = \left| \frac{N_b}{A_{bL}} \right| = \left| \frac{-3,3\sqrt{\beta E_{sr} I_s}}{A_{bL}} \right| \geq f_{sy}, \quad (2.403)$$

oziroma, da mora biti uklonska dolžina palice večja od razmika med stremeni (2.69), t.j.

$$l_b \geq s \quad (2.404)$$

Na podlagi teh dveh zahtev lahko določimo potrebno togost  $\beta$  (2.70), ki jo v primeru prisotnosti FRP plašča določimo kot:

$$\beta = \frac{1}{\frac{1}{\beta_{w1}} + \frac{1}{\beta_{w2}}} + \beta_c + \frac{1}{\frac{1}{\beta_{f1}} + \frac{1}{\beta_{f2}}}. \quad (2.405)$$

Parametre  $\beta_{w1}$ ,  $\beta_{w2}$  in  $\beta_c$  določimo z izrazi (2.71), (2.72) in (2.73),  $\beta_{f1}$  in  $\beta_{f2}$  pa sta prispevka osne in upogibne togosti FRP plašča, ki ju izračunamo kot (Sato in Ko 2008):

$$\beta_{f1} = \frac{2t_f E_f}{DN_s} \quad (2.406)$$

in

$$\beta_{f2} = 0,2 \frac{E_c}{N_s}. \quad (2.407)$$

Za pomen zgornjih parametrov glej tudi sliko 2.70. V primeru majhne količine stremen lahko prispevek stremen zanemarimo, torej dobimo za  $\beta$  izraz:

$$\beta = \frac{1}{\frac{1}{\beta_{f1}} + \frac{1}{\beta_{f2}}}. \quad (2.408)$$

Odločimo se za izpeljavo izraza iz pogoja (2.403), torej če iz izraza (2.403) izrazimo  $\beta$ , dobimo:

$$\beta = \frac{0,09 f_{sy}^2 A_{bL}^2}{E_{sr} I_{bL}} \approx \frac{1,15 f_{sy}^2}{E_{sr}}; \quad \frac{A_{bL}^2}{I_{bL}} = \frac{\left(\frac{\pi d^2}{4}\right)^2}{\frac{\pi d^4}{64}} = 4\pi \quad (2.409)$$

Z izenačenjem izrazov (2.408) in (2.409), lahko zapišemo izraz za potrebno debelino plašča  $t_f$ , t.j.

$$\frac{1,15 f_{sy}^2}{E_{sr}} = \frac{1}{\frac{5N_s}{E_c} + \frac{DN_s}{2t_f E_f}}. \quad (2.410)$$

Potrebna debelina plašča je torej:

$$t_f \geq \frac{DE_c f_{sy}^2 N_s}{20E_c E_f E_{sr} - 10E_f f_{sy}^2 N_s} \approx \frac{Df_{sy}^2 N_s}{20E_f E_{sr}} \quad (2.411)$$

V izrazu (2.411) smo upoštevali, da je drugi člen imenovalca veliko manjši od prvega. Če uvedemo oznako  $c_f$  za normirano osno togost FRP, ki jo določimo kot:

$$c_f = \frac{2t_f E_f w_f}{D s_f} \quad (2.412)$$

lahko zapišemo:

$$c_f \geq \frac{E_c f_{sy}^2 N_s}{10E_c E_{sr} - 5f_{sy}^2 N_s} \approx \frac{f_{sy}^2 N_s}{10E_{sr}} \quad (2.413)$$

V matematičnem modelu jekla, ki smo ga opisali v poglavju 2.2.3b) lahko vpliv FRP plaščev na zvezo med napetostmi in deformacijami kontroliramo s položajem horizontalne asimptote (Slika 2.25), t.j. z vrednostjo rezidualne napetosti  $\sigma_{br}$ , ki jo v primeru, da nimamo FRP plaščev, določimo z izrazom (2.77), v primeru, ko plašče imamo pa kot (Sato in Ko 2007):

$$\sigma_{br} = \min \left[ f_{sy}, c_r \left( \frac{d_{bL}}{l_b} \right)^2 \left( \sqrt{\frac{\sigma_{sy}}{\sigma_0}} + \frac{2t_f E_f}{k_f b} \right) \right], \quad (2.414)$$

kjer so:

$\sigma_0$ ..... 100 MPa,

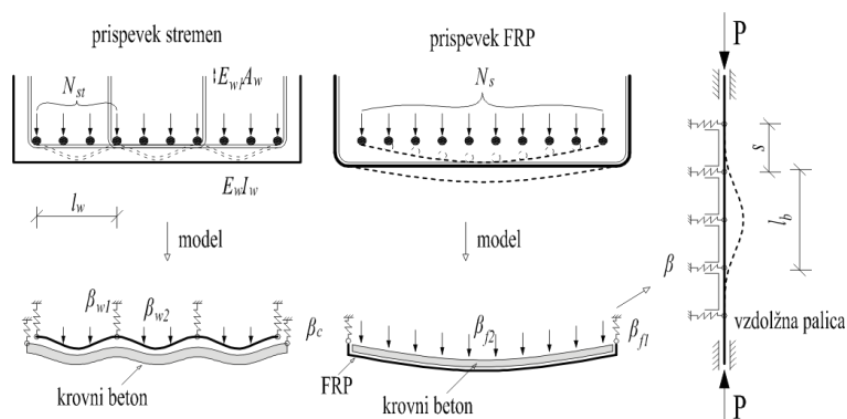
$c_r$ ..... 2000 MPa za vzdolžno palico podprto z vogalom stremena (angl. corner bar); 200 MPa za notranje vzdolžne palice (angl. inner bar), in

$k_f$ ..... 30 MPa.

Če v izrazu (2.414) za  $c_r$  upoštevamo vrednost 5000 in zanemarimo prispevek FRP, dobimo izraz (2.77).

Seveda pa lahko potrebno količino objekta določimo tudi analogno kot potrebno količino prečne armature, t.j. z modifikacijo izraza (2.66):

$$\frac{t_f b_f}{b_f} = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{16 \cdot 6 d_{bL} f_l} \quad (2.415)$$



**Slika 2.70:** Izračun togosti  $\beta$  za določitev kritične uklonske napetosti in uklonske dolžine v primeru, da imamo poleg stremen tudi plašče iz FRP (po Sato in Ko 2008)

**Figure 2.70:** The calculation of stiffness  $\beta$  for determination of critical buckling length and critical stress in cases when FRP is also present, (after Sato in Ko 2008)

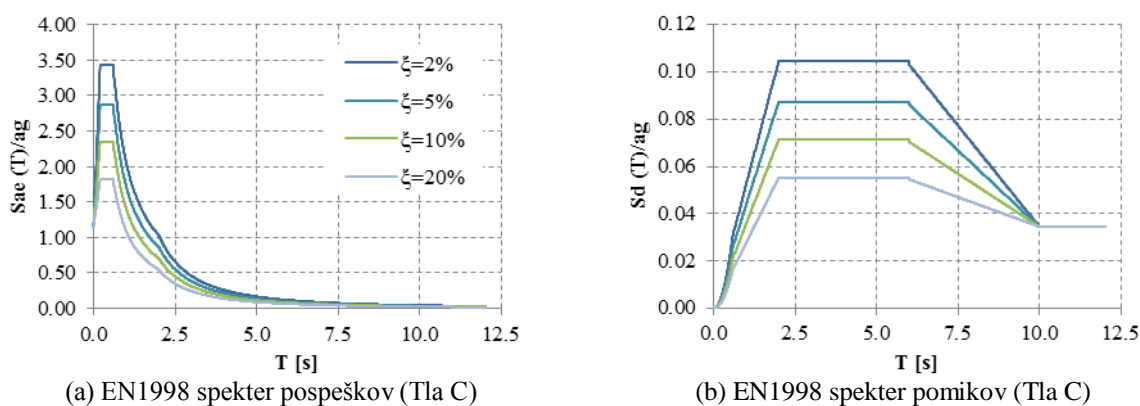
## 2.5 Potresna utrditev mostov z uporabo potresne izolacije

### 2.5.1 Uvod

V precejšnjem deležu analiziranih obstoječih mostov se izkaže, da je zamenjava morebitnih obstoječih ležišč na vmesnih podporah in/ali krajnih opornikih nujen sanacijski ukrep za izboljšanje potresnega odziva mostu, saj se ta običajno izkažejo kot najbolj kritičen konstrukcijski element. Posledično tako npr. Priestley *et al.* (1996a) in Wright *et al.* (2011) ugotavljajo, da se v tem primeru kot obetajoča možnost utrditve mostu ponuja možnost uporabe posebnih izolatorjev in dušilcev kot zamenjava za obstoječa dotrajana ležišča. V splošnem je cilj uporabe izolacijskega sistema izboljšati potresni odziv konstrukcije, in sicer kot to navaja EN1998-2 (CEN 2005c):

- podaljševanjem osnovnega nihajnega časa konstrukcije, s čimer zmanjšamo sile v konstrukciji, vendar ob tem povečamo pomike,
- povečevanjem dušenja, s čimer zmanjšamo pomike in mogoče tudi sile in
- (po možnosti) s kombinacijo obojega.

Za lažjo predstavo vpliva izolacije na potresni odziv konstrukcije si na sliki 2.71 oglejmo primere elastičnih spektrov pospeškov in pomikov, kot so privzeti v standardu EN1998-1 za tla C, za različne stopnje dušenja. Iz slike lahko razberemo, da če konstrukciji podaljšamo nihajni čas (npr. z 0,5 s na 2,0 s) pospeški na konstrukciji padejo za več kot faktor 3 (a), vendar se ob enem povečajo pomiki konstrukcije (b). Podoben učinek ima večanja dušenja, ki ob enem zmanjša tako sile, kot pomike na konstrukciji. Če istočasno povečamo nihajni čas in stopnjo dušenja lahko tako precej zmanjšamo potresne zahteve v konstrukciji tako glede pomikov, kot sil in posledično pospeškov. Naslednja stvar, ki jo s slike 2.71 hitro opazimo je to, da je potresna izolacija najbolj učinkovita pri razmeroma togih konstrukcijah, medtem, ko je pri večjih nihajnih časih njena učinkovitost manjša. Sliki 2.71 prikazuje le osnovno idejo potresne izolacije, in je ne smemo sploševati, saj se lahko v posebnih primerih, npr. zelo slaba tla (kot npr. v Mexico city) dominantne periode pojavijo tudi pri daljših nihajnih časih.



**Slika 2.71:** Vpliv podaljšanja nihajnega časa in dušenja na spektralne pospeške in pomike konstrukcije na primeru spektra, ki je v standardu EN1998 predviden za tla C

**Figure 2.71:** Influence of period shift and damping on spectral accelerations and displacements shown on a EN1998 spectrum for ground type C

Medtem ko običajen pristop k zagotavljanju potresne varnosti konstrukcij temelji na projektiranju ustrezne nosilnosti in duktilnosti nosilnih elementov, kar v primeru močnejšega potresa v splošnem pomeni pojav obsežnih poškodb konstrukcije, skušamo s pomočjo potresne izolacije nadzirati, oz. zmanjšati vnos energije gibanja tal tako v nosilne elemente konstrukcije, kot tudi na morebitno opremo v/na objektu. To velja tako za nove, kot obstoječe konstrukcije. Z ustrezno projektirano utrditvijo mostu z izolacijskim sistemom se tako lahko skoraj v celoti izognemo poškodbam obstoječih

stebrov in/ali temeljev, kot so opisane v predhodnih poglavjih. Poleg samega zmanjšanja potresnih sil v konstrukciji zaradi povečanja nihajnega časa lahko s primerno razporeditvijo ležišč še dodatno prerezporedimo obtežbo s krajših, bolj togih stebrov, ki imajo običajno prenizko strižno nosilnost, na daljše stebre, ki imajo običajno dovolj visoko nosilnost in so obenem dovolj duktilni.

Ideja uporabe potresne izolacije v gradbenih konstrukcijah je sicer že zelo stara, vendar se inženirji zanjo pogosteje odločajo šele v zadnjih desetletjih, kar je med drugim posledica pojava funkcionalnih in cenovno dostopnih sistemov (Kilar in Koren 2007), kot tudi v splošnem dobrega odziva izoliranih konstrukcij v preteklih potresih.

Izolacijske naprave, ki jih danes najdemo na trgu lahko v grobem razdelimo na tri glavne skupine, in sicer:

- pasivne,
- aktivne in
- semi-aktivne

Če pa našteje skupine uporabljamo istočasno (npr. pasivne + aktivne ali pasivne + semi-aktivne) pa govorimo o hibridni izolaciji.

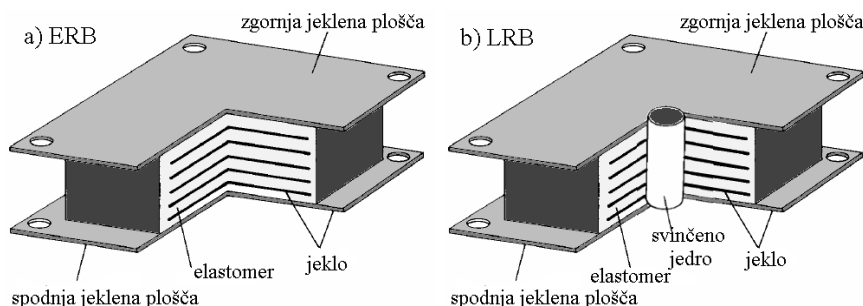
### **2.5.2 Pasivna potresna izolacija**

Glede na to, da v primeru izoliranih konstrukcij običajno zahtevamo, da ostane konstrukcija (t.j. preklada in stebri v primeru mostov) pri projektni potresni obremenitvi v elastičnem stanju (angl. essentially elastic), morajo večino energije absorbirati potresni izolatorji. Zaradi tega je zelo pomembno, da so te naprave ustrezno atestirane, da lahko zanesljivo opravijo svojo nalogo. Osnovne lastnosti, ki jih morajo imeti izolacijske naprave (ležišča, dušilci), so (Psycharis 2011):

- ustrezna osna nosilnost za prenos vertikalne obtežbe
- sposobnost disipiranja energije (histerezo, viskozno, trenjsko)
- sposobnost povratka v ravnotežno lego (angl. recentering capability)
- ustrezna togost v prečni smeri tudi za primere ne seizmične obtežbe.

Med najbolj uveljavljene rešitve za zaščito gradbenih konstrukcij in opreme pred potresi s pomočjo potresne izolacije spadajo t.i. pasivni sistemi. Mednje se uvrščata dve vrsti naprav: izolatorji in dušilci. Izolatorje lahko nadalje delimo na elastomerna in drsna ležišča. Razmeroma majhna togost elastomernih ležišč (v primerjavi s preostalimi konstrukcijskimi komponentami) omogoča podaljšanje nihajnega časa konstrukcije izven resonančnega območja. Glavna sestavina elastomernih ležišč (angl. elastomeric rubber bearings - ERB) je, kot že ime pove elastomer (guma) in jeklene plošče, ki so sestavljeni po plasteh, kot je prikazano na sliki 2.72a. Ugodne lastnosti armiranih elastomernih ležišč so majhna strižna togost ter veliko dušenje in osna nosilnost. Dodatna prednost takih ležišč je tudi razmeroma enostavna izdelava in odpornost na okoljske vplive, kot to navajata Kunde in Jangid (2003). Ležišča z visoko stopnjo dušenja označujemo tudi z oznako HDRB (angl. high damping rubber bearings). Drugi tip elastomernih ležišč so ležišča s svinčnim jedrom (angl. Lead rubber bearings - LRB), ki so skicirana na sliki 2.72b. Prednost LRB je v tem da v eni enoti združujejo vse 4 zgoraj našteje bistvene zahteve (t.j. za razliko od ERB tudi sposobnost disipiranja energije)



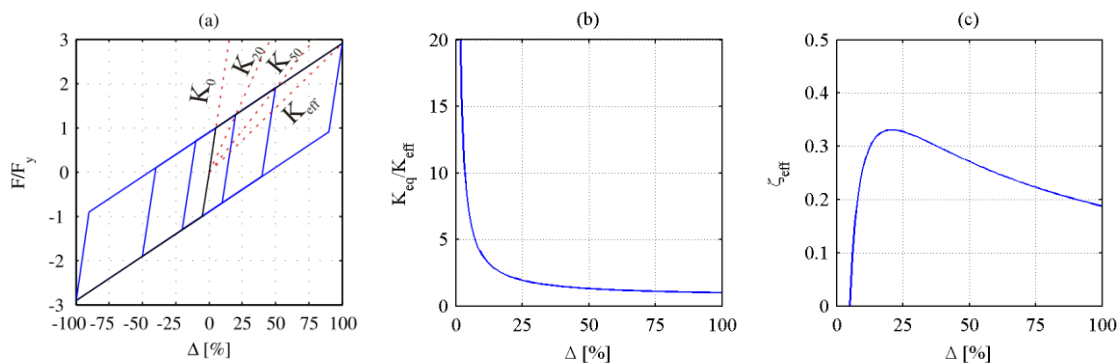


**Slika 2.72:** Shema klasičnih elastomernih ležišč a) in ležišč s svinčnim jedrom (po Kunde in Jangid 2003)  
**Figure 2.72** Elastomeric bearing a) and lead rubber bearing b) (after Kunde in Jangid 2003)

Drugi tip izolatorjev so t.i. drsna ležišča (angl. sliding bearings), ki temeljijo na trenju med komponentami ležišča. Tudi ta tip ležišč se je zaradi neobčutljivosti na frekvenčni sestav potresne obtežbe izkazal kot zelo primeren za uporabo kot naprava za potresno izolacijo. V primerjavi s klasičnimi elastomernimi ležišči imajo drsna ležišča poleg že omenjene neobčutljivosti na frekvenčni sestav potresne obtežbe še to prednost, da je sila trenja, ki se aktivira v njih proporcionalna z osno silo (posledično maso) na mestu ležišča, kar pomeni, da v takem primeru center mas in togosti sovpadata, kar je lahko ugodno v primeru asimetričnih konstrukcij (Kunde in Jangid 2003). Kunde in Jangid podajata tudi pregled različnih tipov drsnih ležišč, ki pa niso predmet te naloge, zato za več informacij glej omenjeno referenco. Ista avtorja podajata tudi obsežen pregled literature s področja uporabe pasivne potresne izolacije v mostogradnji, in sicer pregled analitičnih/parametričnih in eksperimentalnih študij, ki so bile izvedene do leta 2003. Kot glavne ugotovitve pregleda literature izpostavljata nekaj problemov, ki niso bili raziskani v zadostni meri, in sicer:

- raziskave učinkovitosti potresne izolacije na asimetričnih (angl. skewed) in mostovih ukrivljenih tako v horizontalni, kot v vertikalni ravnini
- vpliv potresne izolacije v kombinaciji z interakcijo med zemljino in konstrukcijo (angl. soil-structure interaction SSI)
- vpliv potresne izolacije v kombinaciji z interakcijo z vodo (v mostovih)
- analize in smotrnost oz. aplikabilnost semi-aktivne izolacije v mostogradnji.

Poznamo torej več tipov pasivnih sistemov, ki imajo sicer precej ugodnih lastnosti, vendar pa odziv konstrukcij, ki so zaščitene s takimi sistemi, ni vedno optimalen, kot to navaja Zevnik (2007). Razlog za to tiči v nelinearnem odzivu takih izolatorjev, ki je posledica viskoznoelastičnih lastnosti gume, ki je glavna sestavina elastomernih ležišč. Idealizirana zveza med silami in pomiki za elastomerno ležišče je npr. prikazana na sliki 2.73 a, kjer so npr. ob enem prikazane tudi efektivne togosti ležišča pri različnih pomikih, izraženih v % projektnega pomika, kateremu ustreza efektivna projektna togost.

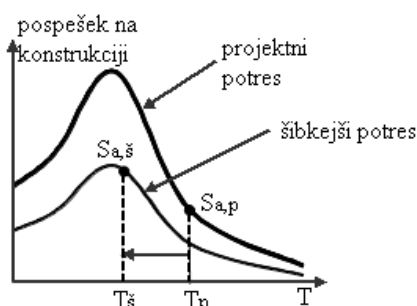


**Slika 2.73:** Idealizirana zveza med silami (a), ekvivalentno togostjo (b) in ekvivalentnim dušenjem (c) v odvisnosti od pomika za elastomerna ležišča

**Figure 2.73:** Idealised relationship between force (a), equivalent stiffness and (c) equivalent damping in relationship with displacement for LRB

S slike 2.73 b lahko razberemo, da je strižna togost izolatorjev lahko pri majhnih deformacijah ležišč precej večja kot pri velikih amplitudah, t.j. pri projektne pomiku (v obravnavanem primeru za faktor 20), zato lahko to pri potresih, ki so sicer šibkejši od projektne npr. v primeru mostov povzroči veliko neenakomernost obremenitve posameznih stebrov, v primeru stavb pa večje obremenitve opreme, kot to navaja Zevnik (2007). Na sliki 2.73 c je za obravnavan primer prikazano tudi ekvivalentno dušenje  $\zeta_{eff}$ , ki ga določimo z izrazom (2.418), v odvisnosti od pomika.

Oglejmo si vpliv spremenjene togosti konstrukcije na spektralne pospeške na konstrukciji (Slika 2.74). Vzemimo, da imamo konstrukcijo s projektne nihajnim časom  $T_p$  (t.j. čas ki ustreza efektivni togosti ležišč  $K_{eff}$ ). V primeru projektne (močnejšega) potresa se tako v konstrukciji pojavi pospešek  $S_{a,p}$ . Če pa nastopi šibkejši pospešek (npr. pospešek, pri katerem dosežemo npr. le 20% projektne pospeška) se nihajni čas konstrukcije zmanjša na  $T_s$ , kar pomeni, da se na konstrukciji pojavi pospešek  $S_{a,s}$ , ki je lahko tudi precej večji od  $S_{a,p}$ , kot je prikazano na sliki 2.74.



**Slika 2.74:** Zaradi povečane togosti ležišč se nihajni čas konstrukcije prestavi v resonančno območje  
**Figure 2.74:** Due to the increased stiffness of the rubber bearings, the period of the structure is shifted toward the resonant region

Pri projektiranju potresne izolacije moramo torej izbrati različne parametre izolatorjev za zagotovitev čim optimalnejšega odziva konstrukcije, na podlagi katerih nato izberemo najprimernejši tip izolatorja. Tako moramo izbrati efektivno togost izolacije, za ustrezno povečanje nihajnega časa, dušenje, deformabilnost v primerih neseizmične obtežbe (veter, krčenje, zavorne sile...), silo pri kateri pride do tečenja ležišč, sposobnost ležišča za povratek v začetno stanje (angl. self centering) in osno togost. V nadaljevanju povzemamo postopek, ki je v standardu EN1998-2 predlagan za projektiranje izoliranih mostov.

#### a) Določitev karakteristik izolatorjev glede na standard EN1998-2

Z uporabo izolatorjev na stebrih mostov običajno želimo zagotoviti čim bolj regularen odziv viadukta pri projektne obtežbi. Efektivno togost izolatorjev lahko torej določimo npr. iz zahteve, da so skupne togosti vseh podpor ( $K_{e,i}$ ) v vzdolžni smeri enake.

Vrednosti parametrov določimo kot:

Efektivna togost  $K_e$

$$K_e = \Sigma K_{e,i} \quad (2.416)$$

kjer je  $K_{e,i}$  skupna togost stebra  $i$  in pripadajočih ležišč. Efektivni nihajni čas izolirane konstrukcije nato določimo kot:

$$T_{eff} = 2\pi \sqrt{\frac{M_d}{K_e}} \quad (2.417)$$

Pri tem je  $M_d$  masa preklade. Potresne vplive določimo iz elastičnega spektra pospeškov pri efektivnem nihajnem času  $T_{eff}$ , z upoštevanjem efektivnega dušenja  $\zeta_{eff}$ , ki ga določimo kot:

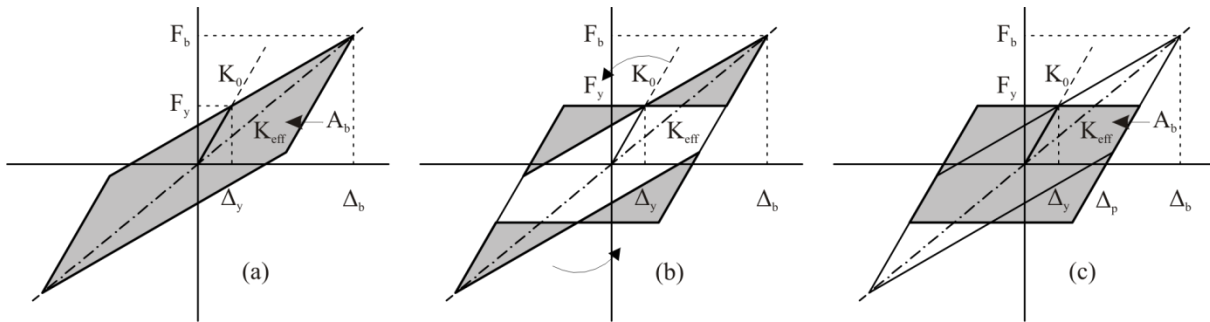
$$\xi_{eff} = \frac{1}{2\pi} \left( \frac{\Sigma E_{D,i}}{K_{eff} \Delta_b^2} \right) = \frac{\Sigma E_{D,i}}{2\pi F_b \Delta_b} \quad (2.418)$$

V izrazu (2.418) je  $\Sigma E_{D,i}$  vsota disipirane energije vseh izolatorjev v polnem ciklu pri projektnem pomiku  $\Delta_b$ , ki jo za bi-linearen model lahko določimo kot (ploščina histereze v enem ciklu do pomika  $\Delta_b$  - glej sliko 2.75):

$$E_{D,i} = 4F_y \Delta_p = 4F_y \left( \Delta_b - \frac{F_b}{K_0} \right) = 4F_y \left( \Delta_b - \frac{F_b}{F_y} \Delta_y \right) = 4(F_y \Delta_b - F_b \Delta_y) \quad (2.419)$$

Če v izrazu (2.418) upoštevamo izraz (2.419), dobimo:

$$\xi_{eff} = \frac{2}{\pi} \frac{F_y \Delta_b - F_b \Delta_y}{F_b \Delta_b}$$



**Slika 2.75:** Določitev ploščine bi-linearne histereze  
**Figure 2.75** Bi-linear hysteresis area determination

Parametri bi-linearne aproksimacije odziva so:

$\Delta_y$ .....pomik na meji tečenja

$\Delta_b$ .....projektni pomik izolatorja, ki ustreza projektnemu pomiku  $\Delta_{cd}$  izolacijskega sistema

$E_{D,i}$ .....energija, ki jo v enem polnem ciklu do pomika  $\Delta_b$  sipa izolator in, ki je enaka ploščini histereze, ki jo določimo z izrazom

$F_y$ .....sila na meji tečenja

$F_b$ .....največja sila, ki ustreza projektnemu pomiku  $\Delta_b$

$K_0$ .....začetna togost,  $F_y/\Delta_y$ , ki je enaka raztežitveni togosti pri ciklični obtežbi;

$K_p$ .....togost utrditve, ki jo določimo kot  $(F_b - F_y)/(\Delta_b - \Delta_y)$ .

Zaradi preglednosti tukaj povzemamo tudi izraze za spektralne pospeške in projektne pomike za tipične efektivne nihajne čase ( $T_C < T_{eff} < 4s$ ):

$$S_e(T_{eff}, \eta_{eff}) = 2,5 \eta_{eff} a_g S \begin{cases} \frac{T_C}{T_{eff}}; & T_C \leq T_{eff} < T_D \\ \frac{T_C T_D}{T_{eff}^2}; & T_D \leq T_{eff} < 4s \end{cases} \quad (2.420)$$

$$\Delta_{cd}(T_{eff}) = \frac{\Delta_C}{T_C} \begin{cases} T_{eff}; & T_C \leq T_{eff} < T_D \\ T_D; & T_D \leq T_{eff} < 4s \end{cases} \quad (2.421)$$

kjer je  $\Delta_C$

$$\Delta_C = \frac{0,625}{\pi^2} a_g S \eta_{eff} T_C^2 \quad (2.422)$$

Koeficient dušenja  $\eta_{eff}$  pa določimo kot:

$$\eta_{eff} = \sqrt{\frac{0,10}{\zeta_{eff} + 0,05}} \quad (2.423)$$

Zgornji postopek je iterativen, saj je dušenje  $\zeta_{eff}$  odvisno od projektnega pomika  $\Delta_{cd}$  in obratno.

### 2.5.3 Semi-aktivna potresna izolacija

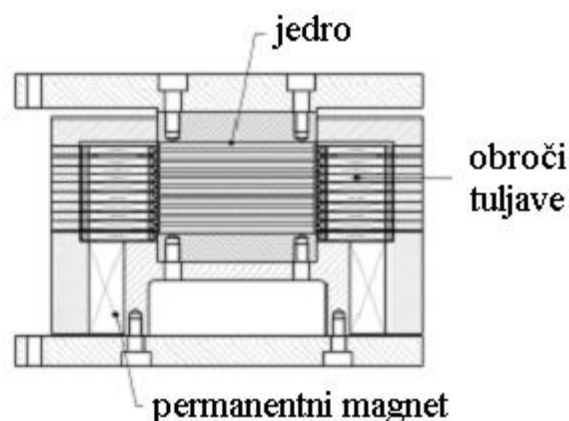
Omejitve pasivnih sistemov so v preteklosti skušali odpraviti z uporabo t.i. aktivnih sistemov, ki s pomočjo senzorjev spremljajo gibanje tal in/ali odziv konstrukcije, na podlagi česar se aktivirajo vzbujevalci, ki s svojim delovanjem prek različnih algoritmov nasprotujejo potresnim silam in poskušajo obdržati konstrukcijo v ravnovesni legi. Slabost teh naprav je predvsem v tem, da običajno za svoje delovanje potrebujejo ogromne količine energije, na katero pa med potresom ne moremo vedno računati. Več o obeh tipih sistemov je med drugimi povzel tudi Zevnik (2007). Glej tudi (Kunde in Jangid 2003).

V zadnjem času se kot alternativa obema omenjenima sistemoma (pasivni in aktivni) pojavljajo t.i. semiaktivni sistemi, ki združujejo najboljše lastnosti obeh. Omogočajo npr. podobno prilagodljivost mehanskih lastnosti sistema glede na vzbujanje in/ali odziv konstrukcije, kot aktivni sistemi, s to razliko, da za svoje delovanje potrebujejo precej manjše količine energije, ki jo lahko zagotavljamo že z manjšim številom akumulatorjev. Če pa kljub vsemu pride do izpada električne energije, se semiaktivni sistemi obnašajo podobno kot pasivni in tako še vedno prispevajo k bolj ugodnemu odzivu konstrukcije, kot v primeru neizolirane konstrukcije.

Pri razvoju enega izmed semiaktivnih sistemov, ki temelji na magnetoreološkem elastomeru (angl. magnetically controlled elastomer - MCE) smo sodelovali tudi v okviru raziskovalne skupine, in sicer v okviru projekta VAST-IMAGE (iz angl. Development of VARIable STiffness Seismic Isolators and Vibration Mitigation Dampers Based on MAGnetically Controlled Elastomer). Tudi ta tip izolatorja je skupaj z ostalimi tehnikami semi-aktivne izolacije podrobneje opisal Zevnik (2007). Na tem mestu bomo le povzeli glavne karakteristike t.i. MCE ležišča, kot so opisane v (Zevnik 2007; Vidrih *et al.* 2011).

#### a) Opis ležišča MCE

Glavni cilj projekta VAST-IMAGE (Distl 2006) je bil razvoj potresnega izolatorja, ki bi mu bilo mogoče v realnem času prilagajati strižno togost. Razvili so semi-aktivno napravo, ki je bila temeljena na magnetoreološkem elastomeru (angl. magnetically controllable elastomer - MCE), ki omogoča doseg zastavljenega cilja. Slika in shema prototipa naprave je prikazana na sliki 2.76.



Slika 2.76: Prototip naprave MCE (Zevnik 2007)  
Figure 2.76 Prototip of a MCE isolator (Zevnik 2007)

MCE ležišča so sestavljena iz treh glavnih delov: jedra MCE, trajnih magnetov in obročev tuljave, kot je prikazano na sliki 2.76. Vso navpično obtežbo prenaša jedro MCE, ki je zasnovano enako kot pasivna ležišča, t.j. iz plasti elastomerov in jeklenih plošč (glej tudi sliko 2.72a). Bistvena razlika pa je v sestavi elastomera, saj ta v napravi MCE vsebuje feromagnetne železne delce, ki mu omogočajo spreminjanje strižne togosti glede na jakost magnetnega polja. Za več informacij o obnašanju izbranih magnetoreoloških materialov in njihovemu razvoju glej (Distl 2006; Zevnik 2007).

Ugotovljeno je bilo, da je za MCE idealna kombinacija čim mehkejše matrice in velike vsebnosti feromagnetnih delcev. Ker pa železni delčki povečujejo togost elastomera, je treba njihovo količino optimalno izbrati. Distl (2006) je povzel, da je najprimernejša vsebnost železnih delcev 30 % celotnega volumna. Za matrico elastomernega jedra naprave MCE so izbrali naravno gumo z nizkim elastičnim modulom, ki omogoča dobro povezavo z železnimi vključki in jeklenimi ploščami med vulkanizacijo.

Sestavni del MCE sistema je tudi kontrolni sistem (računalnik), ki s pomočjo vnaprej definirane kontrolnega algoritma preklaplja med stanji naprave. Za delovanje kontrolnega algoritma potrebujemo senzorje (akcelerografe), ki v realnem času zbirajo podatke o pospeških tal in konstrukcije, ter električno energijo, ki napaja kompenzacijske tuljave. Za vir energije so bile izbrane akumulatorske baterije, ki omogočajo hitro odzivnost in hkrati zagotavljajo delovanje sistema tudi v primeru izpada toka iz električnega omrežja.

#### **b) Kontrolni algoritem**

Naprava MCE je zasnovana tako, da ima razmeroma visoko strižno togost v prisotnosti magnetnega polja, ki ga zagotavljajo permanentni magneti (pasivno stanje). S tem zagotavljamo ustrezno togost konstrukcije za neseizmične vplive (veter, vibracije) in v primeru močnejših potresov. V primeru šibkejših potresov pa se magnetno polje z delovanjem tuljav izniči (aktivno stanje), kar povzroči padec strižne togosti naprave. Taka zasnova omogoča napravi MCE, da se v primeru odpovedi kontrolnega sistema obnaša kot klasično pasivno ležišče.

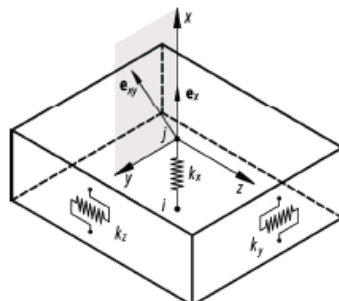
MCE ima torej dve različici pasivnega in eno različico aktivnega stanja, med katerimi lahko kontrolna naprava preklaplja glede na nastavljene parametre:

- **stanje 0** (pasivno): Potres ni bil zaznan, sistem je v stanju pripravljenosti. S pomočjo trajnih magnetov se vzdržuje velika togost naprave, predvsem zato, da se preprečijo nezaželene vibracije.
- **stanje 1** (aktivno): Zaznan je bil šibek potres. S pomočjo tuljav se izniči vpliv trajnih magnetov, kar zmanjša togost ležišča.
- **stanje 2** (pasivno): Zaznan je bil prehod v močnejši del potresa, med katerim moramo preprečiti velike pomike ležišč, da se le-ta ne poškodujejo. Tuljave se izklopijo in trajni magneti vzpostavijo prvotno magnetno polje. S tem je ponovno dosežena povečana togost ležišč v pasivnem stanju.

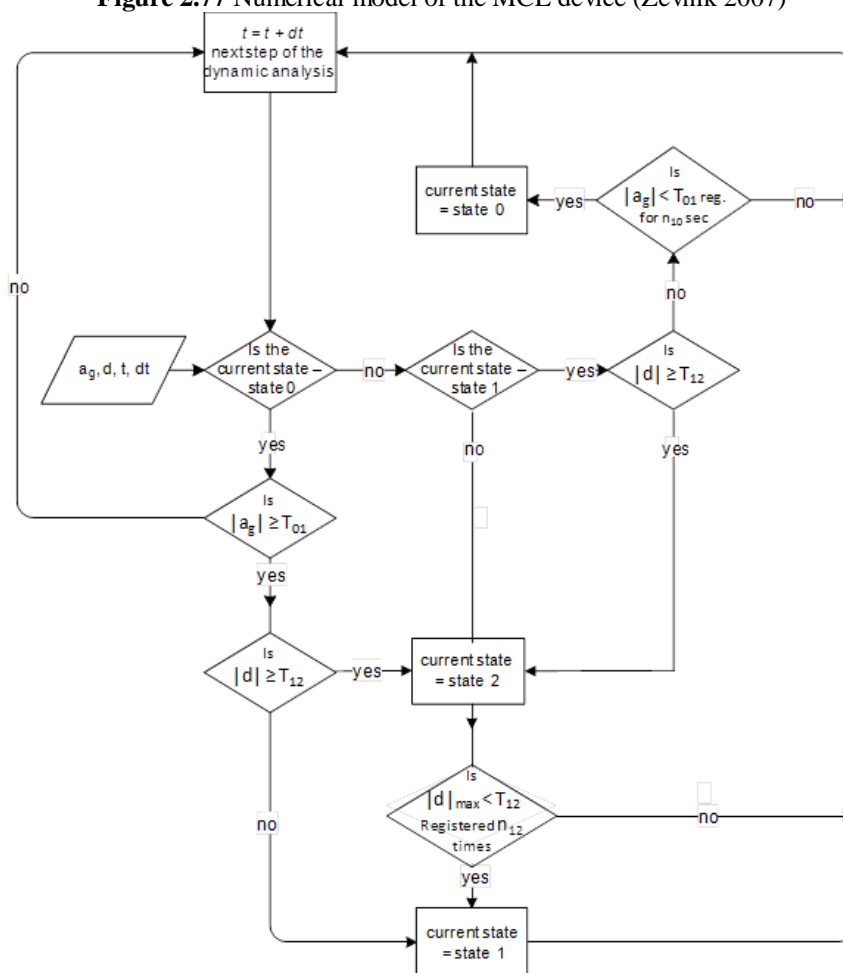
Odločitev glede prehoda iz nižjega v višje stanje je razmeroma preprosta (npr. iz začetnega pasivnega stanja preidemo v aktivno stanje bodisi, ko pospeški temeljnih tal, bodisi relativni pomiki ležišča dosežejo neko vnaprej določeno vrednost). Prehod v obratni smeri pa je nekoliko bolj zapleten. Z namenom, da bi se izognili neprestanemu preklapljanju med stanji, se odločitev glede prehoda iz višjega v nižje stanje ne sprejme na podlagi trenutnih vrednosti kontrolnih vrednosti, pač pa na podlagi časovnega poteka izbranih količin. Način preklapljanja med posameznimi stanji je grafično ponazorjen na sliki 2.78. Za več informacij glej (Rebecchi 2004; Zevnik 2007).

V okviru svoje doktorske disertacije je Zevnik (2007) v programski sistem OpenSees (McKenna *et al.* 2008) vgradil končni element s katerim lahko modeliramo konstrukcije izolirane s pomočjo MCE

naprav. Shema elementa je prikazana na sliki 2.77. Ta element smo uporabljali za modeliranje semi-aktivne izolacije. V primeru pasivne izolacije pa smo uporabljali t.i. Wen-ov histerezni model (Wen 1976). Za več informacij o modeliranju naprave MCE glej poglavje 5.6, oz. zgoraj omenjene reference, t.j. (Zevnik 2007; Isaković *et al.* 2010c; Vidrih *et al.* 2011).



**Slika 2.77:** Shema končnega elementa naprave MCE (Zevnik 2007)  
**Figure 2.77** Numerical model of the MCE device (Zevnik 2007)



- T01 pospešek pri katerem preide naprava iz stanja 0 v stanje 1  
 T12 pomik pri katerem preide naprava iz stanja 1 v stanje 2  
 n12 število ciklov v katerih mora biti največji pomik manjši od T12 po katerih preide naprava iz stanja 2 v 1  
 n10 dolžina časovnega intervala, v katerem pospeški ne presežejo vrednosti T10, po katerem preide naprava iz stanja 1 v stanje 0

**Slika 2.78:** Kontrolni algoritem naprave MCE (Vidrih *et al.* 2011)  
**Figure 2.78** The scheme of the MCE control algorithm (Vidrih *et al.* 2011)

Ta stran je namenoma prazna

### 3 ANALITIČNE IN EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE TIPIČNIH ŠKATLASTIH STEBROV S PREMAJHNO STRIŽNO NOSILNOSTJO

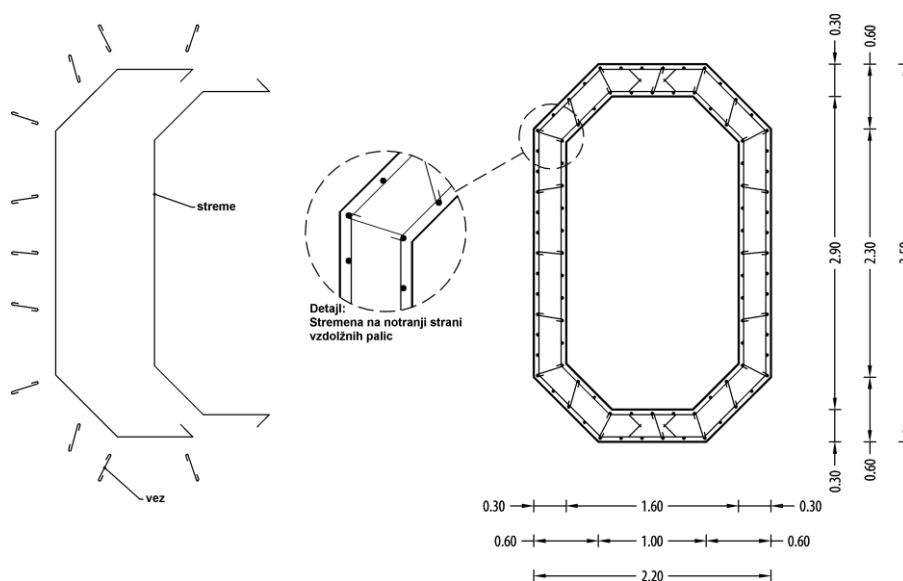
Eden izmed najpogostejših gradbenih materialov iz katerih se gradijo stebri stebrov premostitvenih konstrukcij v Sloveniji in Srednji Evropi je armiran beton. Podobno lahko glede na pregled projektantske prakse v mostogradnji na potresnih območjih, ki je podan npr. v poročilu fib 39 (fib 2007) lahko trdimo isto tudi za ZDA in Japonsko. Stebri so v primeru mostov in viaduktov, v kolikor v ta namen niso predvidene posebne izolacijske naprave, edini elementi, v katerih je običajno dopustno sipanje potresne energije (Zevnik 2007; Janberg 2010), zato je njihovemu projektiranju na potresnih območjih posvetiti posebno pozornost.

Stebri starejših viaduktov osrednji Evropi imajo večinoma škatlaste oblike prereзов, ki imajo več lastnosti, ki ugodno vplivajo na potresni odziv viadukta, ob enem pa so lahko tudi precej ekonomični. Kljub precej pogosti rabi v mostogradnji pa je bilo v eksperimentalnih študijah odziva škatlastih stebrov namenjeno razmeroma malo pozornosti v primerjavi s polnimi pravokotnimi ali krožnimi stebri (glej razdelek 2.2.1). V splošnem so eksperimentalne preiskave pokazale, da je obnašanje škatlastih stebrov dobro, kljub pomanjkljivim detajlom. Ugodne lastnosti škatlastih stebrov so upoštevane tudi v sodobnih standardih, saj za škatlaste prereze običajno veljajo blažje zahteve glede zagotavljanja objeta, kot v primeru polnih prereзов (ob upoštevanju določenih geometrijskih omejitev).

V Sloveniji je bilo v sedemdesetih letih prejšnjega stoletja zgrajenih nekaj viaduktov s stebri škatlastega prereza, ki imajo z današnjega stališča potresno varne gradnje neustrezne konstrukcijske detajle. Primer takega viadukta je starejši viadukt, ki je podprt s stebri, ki vsebujejo precej pomanjkljive konstrukcijske detajle, in sicer so projektanti zaradi lažje izvedbe s pomičnim opažem predvideli nenavadno postavitev stremen znotraj vzdolžnih armaturnih palic. Zaradi take postavitve stremen ta ne morejo izpolnjevati dveh od treh glavnih nalog, t.j. zagotavljanja objeta jedra prereza in preprečevanja uklona vzdolžne armature. Tretja naloga je še zagotavljanje strižne nosilnosti, a tudi za to so analitične študije potresnega odziva obravnavanega viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruiranih konstrukcij s škatlastimi stebri (Isaković in Fischinger 2006b) pokazale, da bi lahko predvsem v primeru krajših stebrov, zaradi nezadostne prečne armature, prišlo do kombinirane upogibno-strižne porušitve. Vsa armatura je, kot je bilo za tedanji čas značilno, gladka - kvalitete S240. Izvedba detajlov prečne armature je prikazana na sliki 3.1. Poleg tega je bil tudi preklop med palicami vzdolžne armature stebra in palicami, ki segajo iz temeljev, izveden v območju največjih obremenitev, t.j. na območju potencialnega plastičnega členka. Kar pomeni, da bi torej lahko prišlo tudi do porušitve (krhke) stika med preklapljenimi palicami ob vpetju.

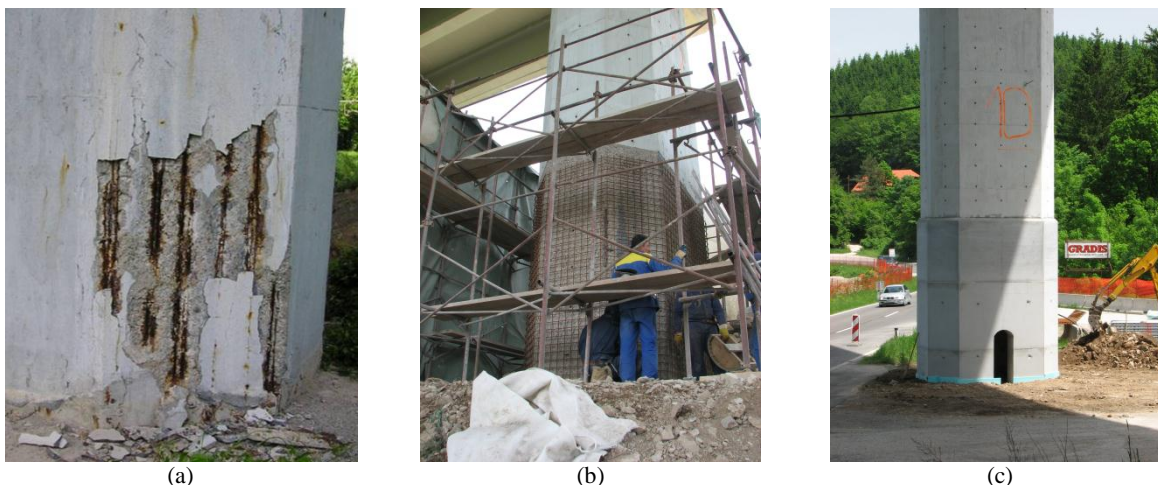
Zaradi vseh naštetih pomanjkljivosti ni bilo mogoče zanesljivo analitično napovedati odziva takih stebrov, zato smo v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije (ZAG) v okviru eksperimentalno-analitične študije potresnega odziva viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruiranih konstrukcij (Bevc 2006a; Isaković in Fischinger 2006b; Rejec 2006a; Vidrih 2006a) eksperimentalno preizkusili ciklični odziv dveh modelov škatlastih stebrov s podobnimi konstrukcijskimi detajli, kot so zgoraj naštet. Glavni cilj preiskav je bil dobiti vpogled v mehanizem porušitve, nosilnost, razvoj poškodb in duktilnost ter oceniti če, kdaj in kje nastopi uklon vertikalne armature tako na notranji kot zunanji površini stebra. Povzetek podatkov o preizkušancih in eksperimentalno analitične študije odziva neutrenjenih škatlastih stebrov so prikazane v poglavjih 3.1 do 3.2. Za več podrobnosti o preizkušancih in analitičnih študijah potresnega odziva prototipne konstrukcije glej zgoraj omenjene reference.





**Slika 3.1:** Prečni prerez stebra izbranega viadukta in detajli izvedbe armature (Isaković in Fischinger 2006b)  
**Figure 3.1:** Cross section of piers of the selected viaduct and reinforcement details (Isaković in Fischinger 2006b)

Kljub temu, da sta omenjeni eksperimentalni študiji sicer pokazali presenetljivo dober odziv (glede na konstrukcijske detajle) preizkušenih stebrov je v primeru krajšega stebra prišlo do nedopustne kombinirano upogibno-strižne porušitve. Zaradi tega smo preučili različne možnosti utrditve podobnih stebrov. Glede na to da je bila krovna plast dejanskih stebrov zaradi izrednih klimatskih razmer precej poškodovana (Slika 3.2a) in je bila zato predvidena sanacija stebrov, je bila tehnološko najbolj smotrna izvedba utrditve z betonskim plaščem. V okviru raziskovalne naloge z naslovom »Študije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi tehnologije potresne utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte« na Zavodu za gradbeništvo eksperimentalno ocenjena tudi možnost izvedbe utrditve stebrov z betonskim plaščem (glej 3.4), kasneje pa smo eksperimentalno preverili tudi učinkovitost strižne utrditve stebrov s pomočjo kompozitnih materialov (glej 3.5).



**Slika 3.2:** Stanje stebrov viadukta Ravbarkomanda pred sanacijo (a); Izvedba utrditve (b); Primer daljšega stebra po utrditvi (c) z betonskim plaščem

**Figure 3.2:** Ravbarkomanda piers before strengthening (a); during the strengthening (b); and after strengthening (c) with reinforced concrete jacket

Glede na razmeroma dober odziv eksperimentalno preizkušenega stebra utrjenega z betonskim plaščem in obširne analitične študije (Bevc 2006b; Isaković in Fischinger 2006b) je bila za utrditev stebrov izbrana 10 cm betonska obloga, armirana z mrežo Q503, na zunanji strani stebrov. Utrditve

stebrov viadukta Ravbarkomanda je bila izvedena leta 2008 (Sliki 3.2b/c). V primeru kratkih stebrov je bila utrditev izvedena po celotni višini, v ostalih pa je bilo zagotovljeno minimalno objetje na področju plastičnih členkov glede na zahteve standarda EN1998-2.

### 3.1 Opis eksperimentalno preizkušenih modelov stebrov

V podporo analitičnim študijam potresnega odziva tipičnih starejših viaduktov smo v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije izvedli dve preiskavi neutrjenih stebrov s škatlastim prereзом in dve preiskavi utrjenih škatlastih stebrov. Seznam preizkušenih modelov stebrov s škatlastim prereзом z osnovnimi podatki je podan v preglednici 3.1.

Glede na razpoložljive zmožnosti laboratorija sta bila kot prototipa stebrov izbrana dva stebra dejanskega starejšega viadukta, in sicer en kratek in en srednje visok steber. Najprej smo izvedli preiskavi neutrjenih stebrov NKŠS in NDŠS, nato pa smo pripravili še dva krajša modela, ki smo ju nato utrdili, in sicer enega z betonskim plaščem in enega s FRP plaščem. Preiskave smo izvedli okrog močne osi stebrov, to je v prečni smeri viadukta.

**Preglednica 3.1:** Seznam preizkušenih modelov stebrov s škatlastim prereзом

**Table 3.1:** The list of experimentally tested hollow box specimens

Oznaka	Opis	$f_c$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_{yw}$ [MPa]	$N$ [kN]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$v$
NKŠS	Neutrjen kratek škatlast steber	41,6	324	240	512	0,169	0,073
NDŠS	Neutrjen dolg škatlast steber	49,1	324	240	590	0,169	0,071
UKŠS-BPL	Kratek škatlast steber utrjen z betonskim plaščem	60,0	324	240	776	0,212	0,061
UKŠS-FRP	Kratek škatlast steber utrjen s trakovi iz CFRP	57,8	324	240	780	0,161	0,085

Za modeliranje stebrov je bila privzeta enostavna modelna (geometrijska) podobnost v razmerju M 1:4 (model: prototip). Pri tako izbrani modelni podobnosti so vse geometrijske veličine modelov stebrov manjše za štirikrat, medtem ko naj bi bile mehanske karakteristike izbranih materialov modela (beton, jeklo) enake oziroma čim bolj podobne dejanskim karakteristikam prototipa. Pri privzeti modelni podobnosti so tako vrednosti pomikov prototipa glede na vrednosti modela večji za 4-krat, prečnih sil za 4<sup>2</sup>-krat in upogibnih momentov za 4<sup>3</sup>-krat. V preglednici 3.2 so podane geometrijske karakteristike prečnega prečnih prerezov prototipa in modela.

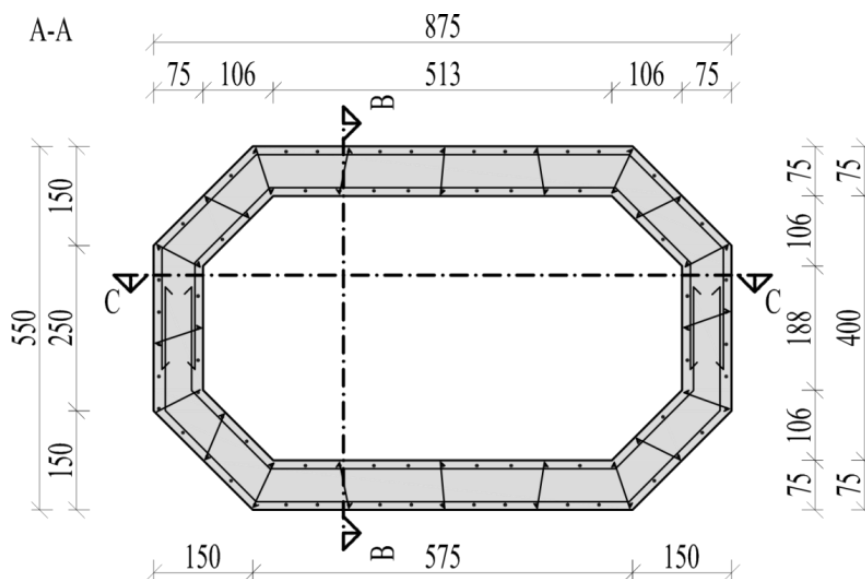
**Preglednica 3.2:** Geometrijske karakteristike prečnega prereza prototipa in modela škatlastega stebra

**Table 3.2:** The prototype and the model section properties

	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	$I_z$ [m <sup>4</sup> ]	$A_{yy}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{zz}$ [m <sup>2</sup> ]
Prototip	2,70	1,68	3,47	2,1	1,3
Model	0,169	0,00654	0,0136	0,12	0,08

Prečni prerez modela stebrov je imel dimenzije 87,5 x 55 cm, debelina sten pa je bila 7,5 cm. Skica prereza modela škatlastih stebrov je prikazana na sliki 3.3.

Stebri so bili temeljeni na masivnih betonskih blokih dimenzij 2,40 x 1,60 x 0,90 m. Na vrhu stebrov so bile izdelane betonska kape, preko katerih smo v stebre vnašali vertikalno in horizontalno silo (Slika 3.5).

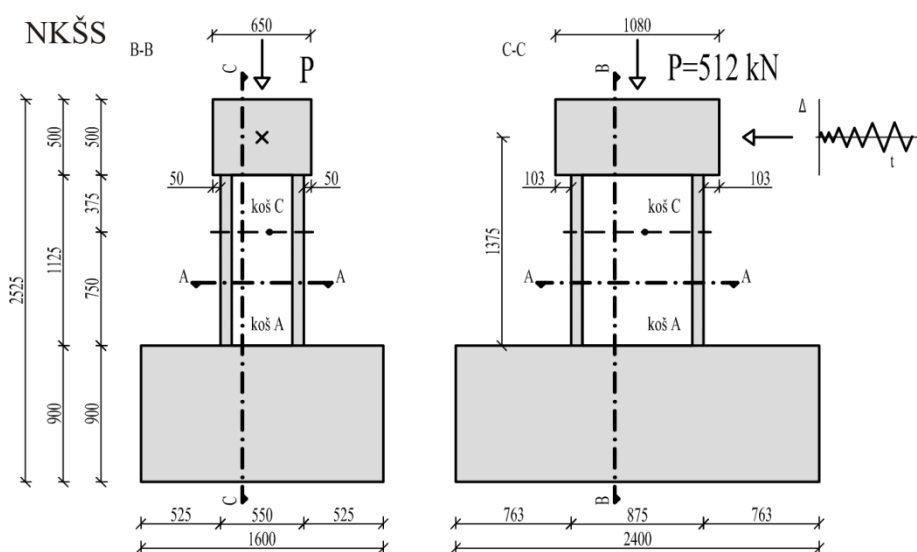


**Slika 3.3:** Dimenzije prereza preizkušancev s škatlastim prerezom  
**Figure 3.3:** Section dimensions of hollow box specimens

Višina modela NKŠS, ki je bil narejen na osnovi prototipa stebra 30 (glej sliko 5.30), je bila 1,125 m kot je prikazano na sliki 3.5 Višina modela NDŠS, ki je bil narejen na osnovi prototipa stebra 28 pa 3,625 m (Slika 3.5). Ker je bilo prijemališče horizontalne sile na sredini kape, je bil strižni razpon ( $M/V$ ) za oba stebra za 25 cm večji, t.j.  $L_{NKŠS}=1,375$  m,  $L_{NDŠS}=3,875$  m. Stebra sta bila izdelana v posameznih segmentih s tipičnim armaturnim košem segmenta, tako kot v prototipnih stebrih. NKŠS je bil tako izdelan iz dveh segmentov, in sicer segmenta A in C, NDŠS pa iz dveh segmentov A, dveh segmentov B in enega C. V preglednici 3.3 je podana armatura posameznih tipičnih segmentov obeh modelov. Armaturni načrt segmentov A in C je prikazan na slikah 3.6. in 3.7. Segment B je podoben, s to razliko, da ima vzdolžna armatura premer 4 mm in prečna armatura 3,4 mm.

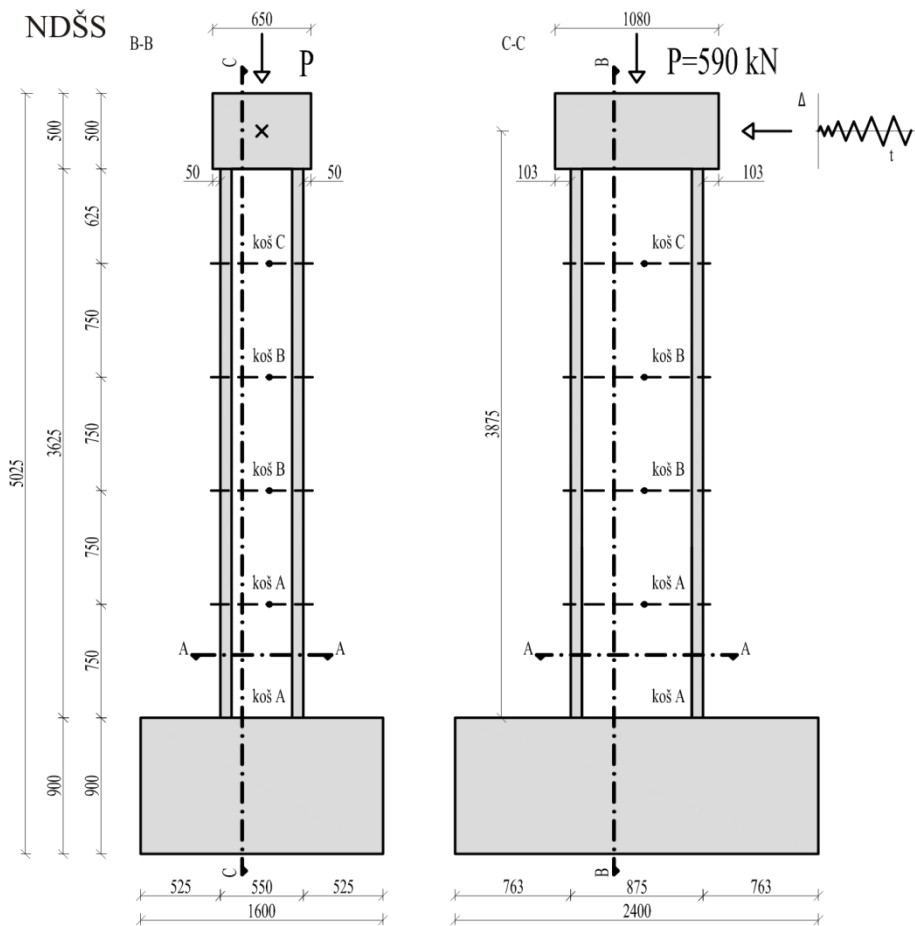
**Preglednica 3.3:** Armatura tipičnih segmentov modelov škatlastih stebrov NKŠS in NDŠS  
**Table 3.3:** Reinforcement in typical segments in hollow box column models NKŠS and NDŠS

Segment	Vzdolžna armatura	Stremenska armatura
A	$\phi$ 6 (POZ a, b, c)	$\phi$ 4/5 cm (POZ 1, 2)
B	$\phi$ 4	$\phi$ 3,4/5 cm
C	$\phi$ 3,4 (POZ d, e, f)	$\phi$ 2,5/5 cm (POZ 4, 5)

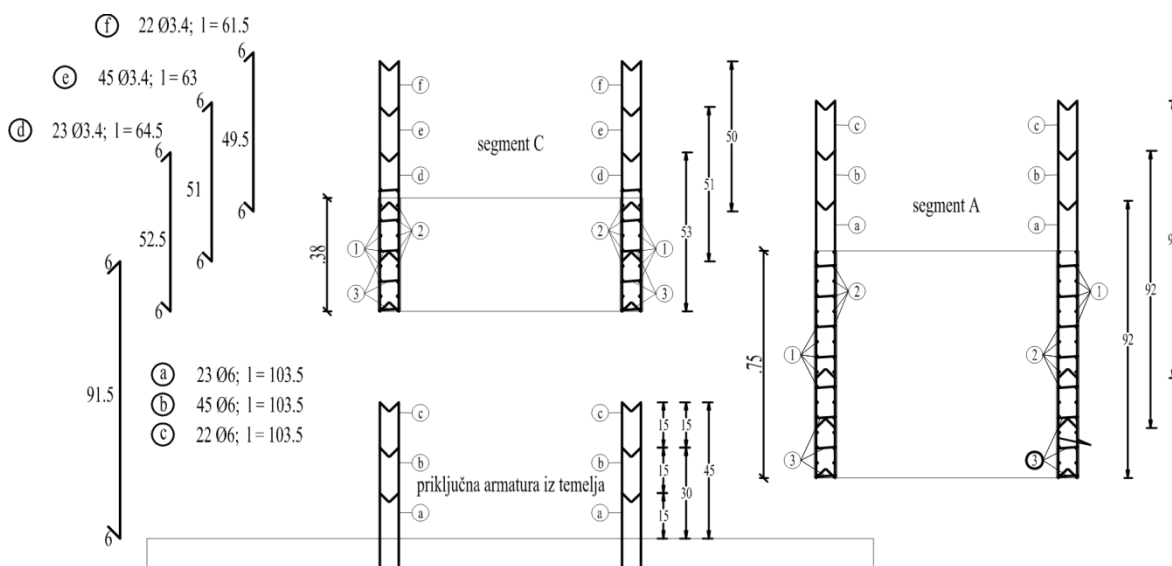


**Slika 3.4:** Dimenzije preizkušanca NKŠS  
**Figure 3.4:** Dimensions of NKŠS specimen

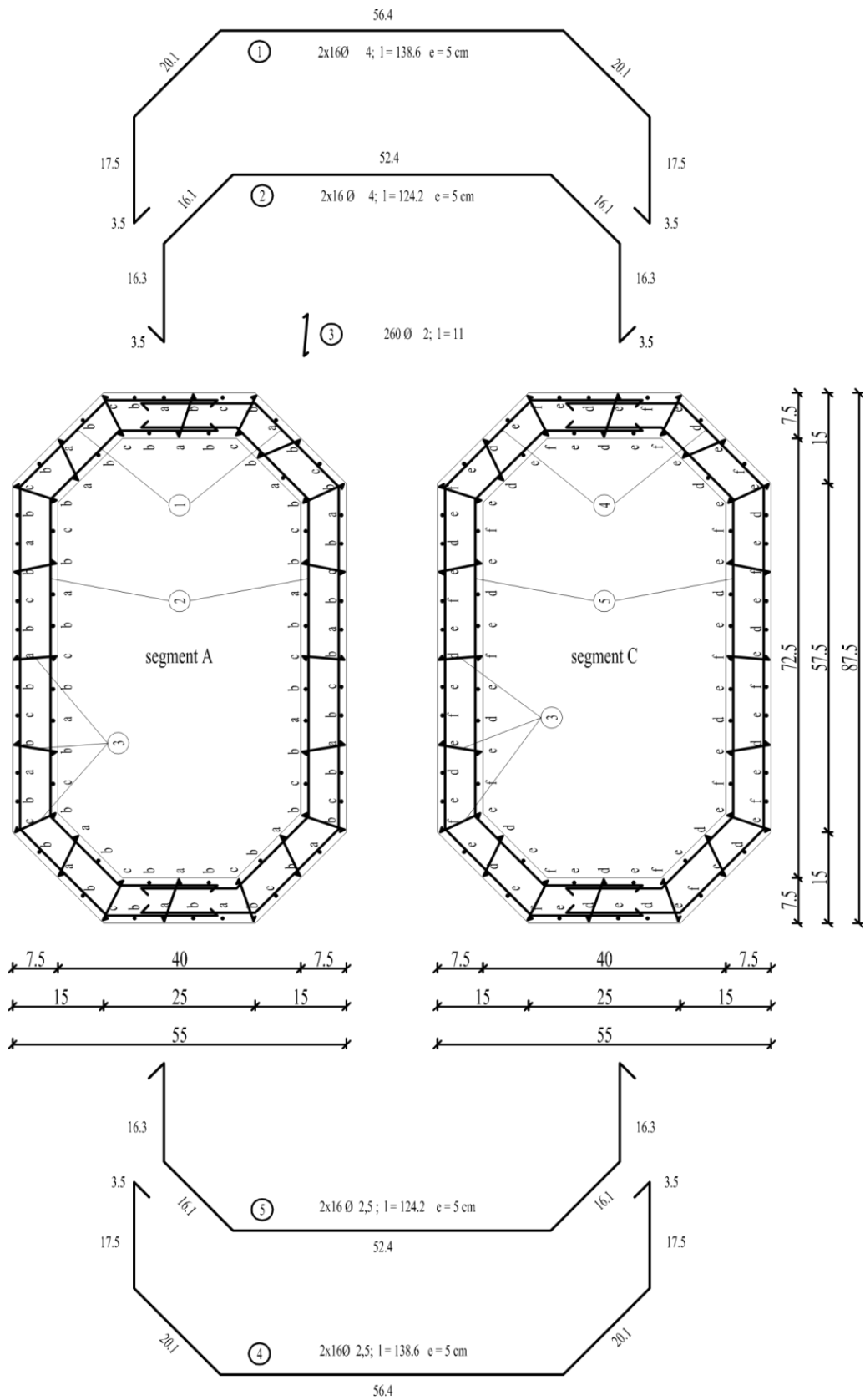
Na sliki 3.6 je prikazan način izvedbe preklopov vzdolžnih palic ob vpetju stebra v temeljni blok in preklopov na prehodu iz segmenta A v segment C. Podobni konstrukcijski detajli so bili uporabljeni tudi v modelu NDŠŠ z ustrezno armaturo glede na predpisane segmente, kot je podano v preglednici 3.3.



**Slika 3.5:** Dimenzije preizkušanca NDŠŠ  
**Figure 3.5:** Dimensions of NDŠŠ specimen



**Slika 3.6:** Armaturni načrt NKŠŠ; segmenta A in C  
**Figure 3.6:** Reinforcing plan for specimen NKŠŠ: segments A and C



Merjeno po zunanji strani armature

**Slika 3.7:** Armaturni načrt segmentov A in C modelov s škatlastim prerezom  
**Figure 3.7:** Reinforcement drawings for A and C segments for hollow box columns

## 3.2 Neutrjen kratek steber s škatlastim prerezom (NKŠS)

### 3.2.1 Opis preizkušanca NKŠS

#### a) Geometrija

Geometrija preizkušanca NKŠS je prikazana v razdelku 3.1.

#### b) Materiali

V preglednici 3.4 so podane mehanske karakteristike armature, ki smo jo uporabili pri izdelavi modelov. Za armaturo  $\phi 6$  smo izbrali mehko armaturo deklarirane kvalitete 240/360, za ostale premere armature pa žgana žica. Podane so povprečna napetost meji elastičnosti  $R_{p0,2}$ , povprečna natezna trdnost  $R_m$ , deformacija na meji elastičnosti  $\epsilon_y$  ob upoštevanju teoretične vrednosti elastičnega modula armature 200 GPa in deformacijo  $\epsilon_u$  pri doseženi maksimalni napetosti.

**Preglednica 3.4:** Mehanske lastnosti armature modelov škatlastih stebrov NKŠS in NDŠS

**Table 3.4:** Reinforcing material properties for models NKŠS and NDŠS

Premer [mm]	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	$\epsilon_y$ [‰]	$\epsilon_u$ [‰]
6	324	455	1,62	159
4	242	368	1,21	202
3,4	239	321	1,20	235
2,5	264	334	1,32	215

Iz preglednice 3.4 je razvidno, da je imela armatura premera  $\phi 6$  mm nazivne kvalitete 240/360 na osnovi opravljenih preiskav dejansko za 34 % višjo mejo elastičnosti in 26 % višjo natezno trdnost glede na nominalni vrednosti, kar je zanimiv podatek za izvedbo verjetnostnih študij z upoštevanjem nezanesljivosti materialnih karakteristik.

Izmerjena tlačna trdnost betona modela NKŠS določena na standardni kocki pred pričetkom preiskave je bila 52 MPa, oziroma preračunano na vrednost tlačne trdnosti na standardnem cilindru  $f_c=41,6$  MPa.

#### c) Velikost osnih sil v modelih

Vertikalno osno silo modelov stebrov smo določili na osnovi analize nivoja osnih sil zaradi lastne teže ob vpetju izbranih stebrov prototipne konstrukcije. Nivo osne sile v prototipnem stebru modela NKŠS, t.j.  $\eta_{k,s30}$ , ki ga določimo z izrazom (2.41), pri trdnostnem razredu betona C50/60 in površini prečnega prereza stebra  $A_c=2,7$  m<sup>2</sup> je torej:

$$\eta_{k,s30} = \frac{8200}{50000 \cdot 2,7} = 0,061 = \eta_{k,NKŠS} \quad (3.1)$$

Velikost osne sile modela NKŠS,  $N_{NKŠS}$ , ob upoštevanju površine prečnega prereza modela  $A_{cm}=0,169$  m<sup>2</sup> je tako enaka:

$$N_{NKŠS} = \eta_{k,s30} \cdot f_{ck} \cdot A_{cm} = 0,061 \cdot 50000 \cdot 0,169 = 512 \text{ kN} \quad (3.2)$$

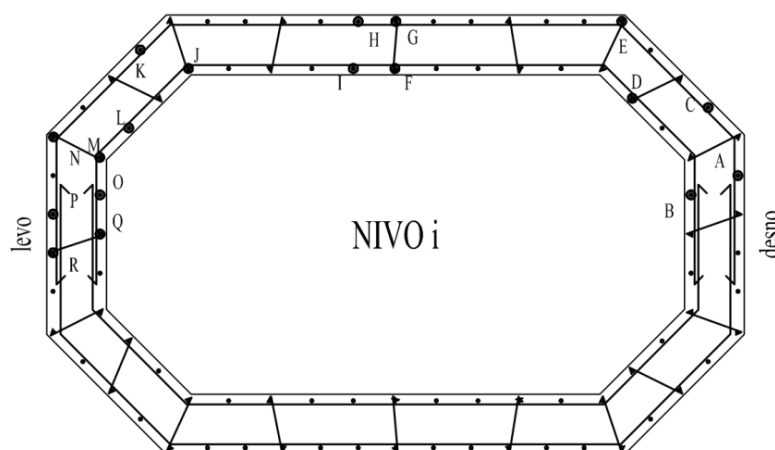
#### d) Opis preiskave in merilna mesta

Steber NKŠS je bil med preiskavo v ležečem položaju. Glede na analitično napoved odziva (glej 3.2.2) smo predvideli sistem obremenjevanja kjer smo do začetka tečenja armature kontrolirali silo, kasneje pa pomike. Vsaka faza je vsebovala po tri polne cikle (tri pozitivne in tri negativne). Potek faz in kontrolirane količine so prikazane v preglednici 3.5.

**Preglednica 3.5:** Faze obremenjevanja stebra NKŠS**Table 3.5:** Load phases for piers NKŠS

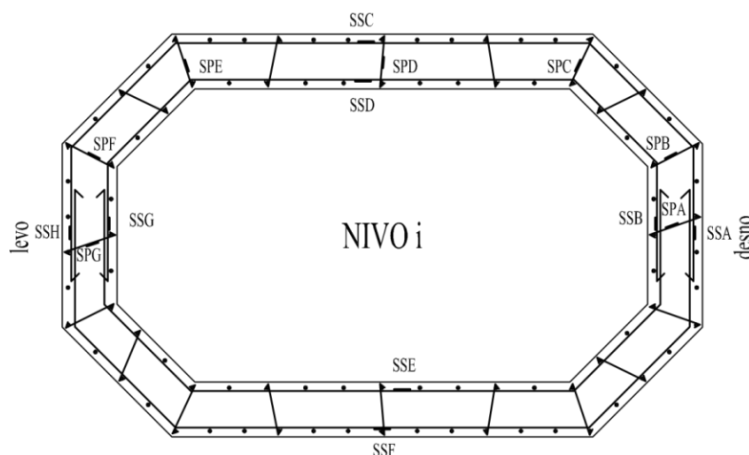
Faza	P [kN]	Δ [mm]
1	50	
2	100	
3	150	
4	190	
5	230	
6	255	
7	284	2,11
8		2,50
9		3,0
10		4,0
11		6,0
12		8,0
13		11,0
14		14,0
15		22,0
16		35,5

Tako na vertikalno kot na stremensko armaturo smo na izbranih mestih nalepili merilne lističe (angl. strain gauge). Situacija položaja merilnih lističev v stebri NKŠS je prikazana na sliki 3.8. Oznaka z pomeni višino merilnega mesta, oznaka V pa, da se merilni listič nahaja na vzdolžnih palicah. Na vseh nivojih, ki so prikazani tudi na sliki 3.1, smo uporabili enak razpored merilnih lističev. Primer: merilni listič V1 se nahaja na višini 0 mm na položaju A (glej sliko 3.8). Podobno je položaj merilnih lističev na prečni armaturi, t.j. na stremenih (oznaka SS) in na prečnih vezeh (oznaka SP), prikazan na sliki 3.9. Meritve vertikalnih deformacij vzdolž obeh krajnih stranic stebra in ukrivljenosti prerezov stebra smo vršili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov, kot je prikazano na sliki 3.1.



NIVO	z	A	B	C	D	E	F	G	H	I	J	K	L	M	N	O	P	Q	R
1	0	V1	V2	V3	V4	V5	V6	V7	V8	V9	V10	V11	V12	V13	V14	V15	V16	V17	V18
2	100	V19	V20	V21	V22	V23	V24	V25	V26	V27	V28	V29	V30	V31	V32	V33	V34	V35	V36
3	300	V37	V38	V39	V40	V41	V42	V43	V44	V45	V46	V47	V48	V49	V50	V51	V52	V53	V54
4	450	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/	/
5	600	V55	V56	V57	V58	V59	V60	V61	V62	V63	V64	V65	V66	V67	V68	V69	V70	V71	V72

**Slika 3.8:** Skica položaja merilnih lističev v prerezu na vzdolžnih palicah**Figure 3.8:** Longitudinal reinforcement strain gauges positions sketch

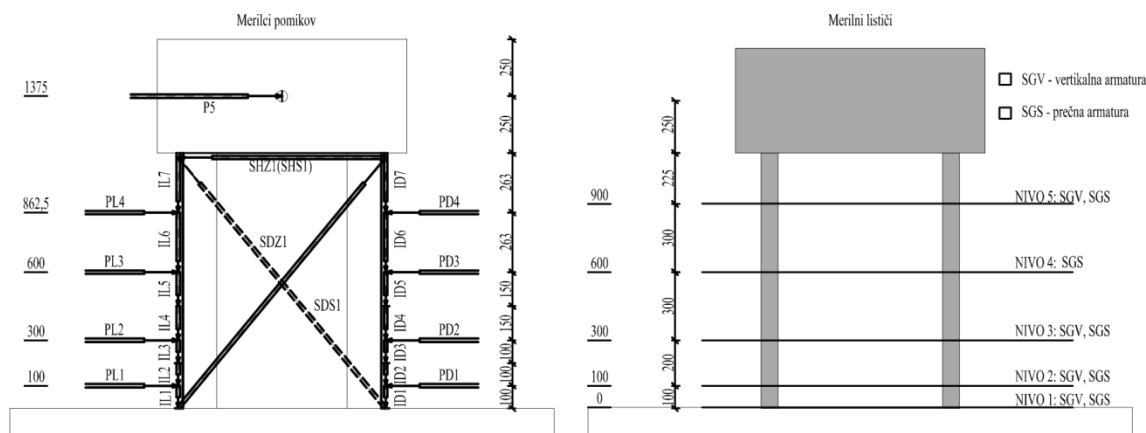


NIVO	z [mm]	SSA	SSB	SSC	SSD	SSE	SSF	SSG	SSH	SPA	SPB	SPC	SPD	SPE	SPF	SPG
1	0	SS1	SS2	SS3	SS4	SS5	SS6	SS7	SS8	SP1	SP2	SP3	SP4	SP5	SP6	SP7
2	100	SS9	SS10	SS11	SS12	SS13	SS14	SS15	SS16	SP8	SP9	SP10	SP11	SP12	SP13	SP14
3	300	SS17	SS18	SS19	SS20	SS21	SS22	SS23	SS24	SP15	SP16	SP17	SP18	SP19	SP20	SP21
4	450	SS25	SS26	SS27	SS28	SS29	SS30	SS31	SS32	SP22	SP23	SP24	SP25	SP26	SP27	SP28
5	600	SS33	SS34	SS35	SS36	SS37	SS38	SS39	SS40	SP29	SP30	SP31	SP32	SP33	SP34	SP35

**Slika 3.9:** Skica položaja merilnih lističev v prerezu na prečni armaturi (SS - stremena; SP - vezi)

**Figure 3.9:** Stirrup strain gauges positions sketch (SS - stirrups; SP - links)

Horizontalni pomik glave stebra smo merili s pomočjo induktivnega dajalnika pomikov nameščenega na tog kovinski nosilec, ki je bil pritrjen na temelju stebra. Horizontalne pomike po višini stebra in pomike zaradi strižnih deformacij smo merili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov, kot je prikazano na sliki 3.1.



**Slika 3.10:** Pozicija merskih mest na modelu NKŠS

**Figure 3.10:** Measuring positions in NKŠS model

### 3.2.2 Napoved odziva pred eksperimentom

V tem razdelku je podana analitična ocena histerezne ovojnice za oba stebra in primerjava z analitično napovedjo, ki so jo podali ob pripravi preiskave Bevc *et al.* (2006a). Pričakovani odziv smo določili po vseh metodah, ki so opisane v poglavju 2.2.5, in sicer:

- Semi-empirična metode
- Empirična metoda po standardu EN1998-3
- Empirična metoda po Haseltonu
- Metoda CAE

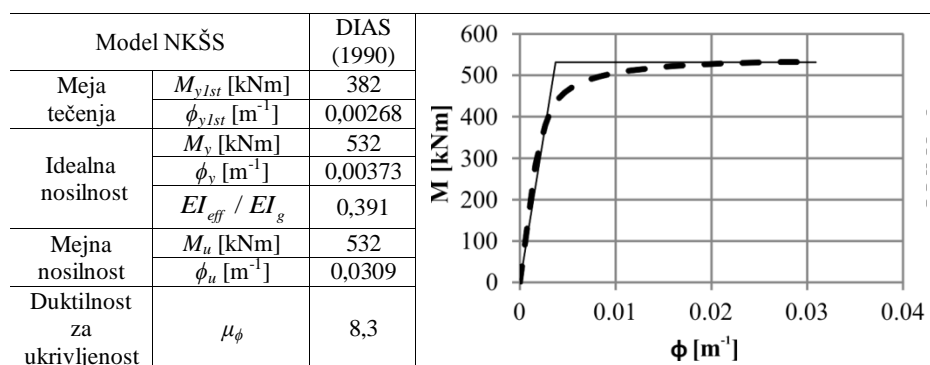


Po omenjenih metodah smo ocenili karakteristične točke histereznih ovojnic, in sicer točko ob nastanku razpok, točko na meji tečenja vzdolžne armature in mejno točko. Ker smo tako dobljene rezultate primerjali z eksperimentalnimi rezultati, v tem razdelku niso upoštevani ne varnostni faktorji za materiale, ne faktorji zaupanja (glede na standard EN1998-3). Upoštevane so torej eksperimentalno izmerjene vrednosti trdnosti materialov. Poleg tega smo ocenili tudi strižno nosilnost preizkušanca po treh metodah prikazanih v razdelku 2.2.6.

### a) Semi-empirične metode

Najprej smo izvedli analizo prereza, t.j. določili smo zvezi med momentom in ukrivljenostjo, kot je prikazana na sliki 3.11.. Analize smo izvajali s programoma DIAS (DIAS 1990) in OpenSees (McKenna *et al.* 2008). Pri analizah smo upoštevali eksperimentalno določene trdnostne karakteristike betona in armature (glej 3.2.1b), ter osno silo kot je podana v 3.2.1c). Pri tem smo uporabili model betona, ki je vključen v standardu EN1992-1-1 za nelinearno analizo, torej model, ki je podan z izrazom (2.25) in Menegotto-Pintov model jekla, ki ga opišemo z izrazom (2.57). Z uporabljenim modelom betona običajno modeliramo zvezo med napetostmi in deformacijami neobjetega betona, kar je v podanem primeru ustrezno, saj obstoječa prečna armatura ne more zagotoviti objetja prereza.

Na tem mestu je torej podana le analitična napoved treh karakterističnih točk ovojnic moment-rotacija, oziroma sila pomik. Na sliki 3.11 so primerjane karakteristične točke določene s programom DIAS. Idealno nosilnost prereza, t.j. nosilnost ob začetku tečenja armature, smo določili ob upoštevanju priporočil, kot so jih predlagali Priestley *et al.* (1996a). Razmerje med efektivno togostjo prereza in togostjo nerazpokanega prereza smo določili z izrazom (2.206).



**Slika 3.11:** Elasto-plastična idealizacija krivulje moment-ukrivljenost za model NKŠS  
**Figure 3.11:** Elastic-plastic idealisation of moment-curvature relationship for specimen NKŠS

Poleg karakteristične točke histerezne ovojnice na meji tečenja in mejne točke, ki ustreza stanju, ko je na robu prereza dosežena deformacija 3,5‰, smo določili tudi točko ob začetku nastanka razpok, in sicer s pomočjo izraza (2.8), torej:

$$M_{cr} = \left( 3,06 + \frac{0,512}{0,169} \right) \frac{2 \cdot 0,136}{0,875} = 206 \text{ kNm}; \quad \phi_{cr} = \frac{206}{33,74 \cdot 10^6 \cdot 0,0136} = 0,00045 \text{ m}^{-1}.$$

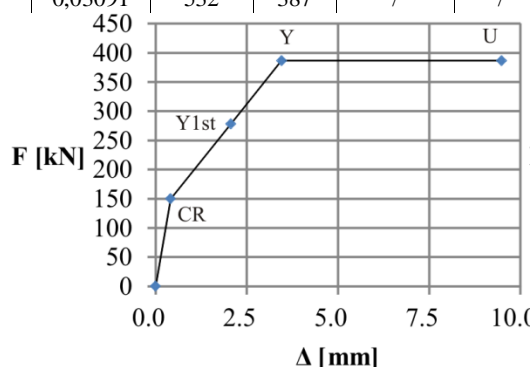
Natezno trdnost betona  $f_{cm}$  smo določili s pomočjo izraza (2.9), modul elastičnosti  $E_c$  pa s pomočjo izraza (2.25), t.j. v skladu z EN1992-1, na podlagi izmerjene tlačne trdnosti betona.

Na podlagi zgornjih analiz smo določili pričakovano zvezo med pomiki in silami, in sicer pomika ob nastanku razpok in ob začetku tečenja armature z uporabo izrazov (2.2) in (2.3), mejni zasuk pa s pomočjo izraza (2.122), z upoštevanjem dolžine plastičnega členka po (2.126), t.j. podobno kot Bevc *et al.* (2006a). Pri določitvi točke ob nastanku razpok in ob začetku tečenja robne armature smo pomikom zaradi upogiba prišteli še pomik zaradi striga, ki lahko igra v krajših stebrih pomembno vlogo in, ki ga določimo kot:

$$\Delta_{strig} = \frac{FL}{GA_s} \frac{EI_g}{EI_{eff}}$$

kjer smo upoštevali priporočilo (Priestley *et al.* 1996a; CEN 2004b), da se strižna togost spreminja proporcionalno z upogibno togostjo. Pri točki ob nastanku upogibnih razpok smo upoštevali togost nerazpokanega prereza, pri točki ob začetku tečenja pa efektivno togost prereza. Rezultati analiz so zbrani na sliki 3.12.

	točka <i>i</i>	$\phi_i$ [m <sup>-1</sup> ]	$M_i$ [kNm]	$F_i$ [kN]	$\Delta_{upogib}$ [mm]	$\Delta_{strig}$ [mm]	$\Delta$ [mm]	$\theta$ [%]
Model NKŠS $L=1,375$ m $L_{pl}=0,152$ m	<i>cr</i>	0,00045	206	150	0,28	0,13	0,4	0,03
	<i>y<sup>1st</sup></i>	0,00268	382	278	1,21	0,85	2,1	0,15
	<i>y</i>	/	532	387	/	/	3,5	0,25
	<i>u</i>	0,03091	532	387	/	/	9,5	0,69



**Slika 3.12:** Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za NKŠS  
**Figure 3.12:** Estimated tri-linear force-displacement relationship for NKŠS

V primeru modela NKŠS smo torej pričakovali duktilnost za pomike pri doseženi maksimalni sili (tri-linearna ovojnica) v vrednosti:

$$\mu_{\Delta, NKŠS} = \frac{\Delta_{u, NKŠS}}{\Delta_{y, NKŠS}} = \frac{9,5}{3,5} = 2,75.$$

### b) Empirični izrazi po EN1998-3 (CEN 2005c)

Geometrijski in materialni parametri modelov NKŠS in NDŠS ( $v$ ,  $f_c$ ,  $L/h$ ) ustrezajo eksperimentalni bazi, na podlagi katere so bili izpeljani empirični izrazi za oceno rotacijske kapacitete AB stebrov (glej poglavje 2.2.5b), zato smo ocenili njun zasuk na meji tečenja in mejni zasuk tudi z uporabo standarda EN1998-3.

Zasuk na meji tečenja smo določili z izrazom, ki ga standard EN1998-3 priporoča za stene, saj se obravnavani steber glede na definicijo v EN1992 uvršča med stene, t.j. z izrazom (2.140), oz. (2.141):

$$\theta_{yEC8/3, NKŠS} = 0,00268 \cdot \frac{1,375 + 1,0 \cdot 0,709}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,135 \frac{1375}{875} \right) + \frac{0,00162}{875} \frac{6 \cdot 324}{6\sqrt{41,6}}$$

$$\theta_{yEC8/3, NKŠS} = 0,00186(54\%) + 0,00158(46\%) + 0,00001(0\%) = 0,00345$$

oz.

$$\theta_{yEC8/3, NKŠS} = 0,00268 \cdot \frac{1,375 + 1,0 \cdot 0,709}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{1375}{875} \right) + 0,13 \cdot 0,00268 \frac{324}{\sqrt{41,6}}$$

$$\theta_{yEC8/3, NKŠS} = 0,00186(52,0\%) + 0,00161(45\%) + 0,00011(3\%) = 0,00357,$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja:

$$\Delta_{yEC8/3,NKSS} = \theta_{yEC8/3,NKSS} L = 0,00345 \cdot 1375 = 4,74 \text{ mm},$$

OZ.

$$\Delta_{yEC8/3,NKSS} = \theta_{yEC8/3,NKSS} L = 0,00357 \cdot 1375 = 4,91 \text{ mm}.$$

V zgornjih izrazih smo s tem, ko smo za faktor  $\alpha_V$  (glej 2.2.5b) vzeli vrednost 1,0, upoštevali, da bo strižna nosilnost betona ( $V_{Rd,c} = 156 \text{ kN}$ , glej 2.2.6a) presežena pred začetkom tečenja vzdolžne armature ( $V_y = M_y/L = 278 \text{ kN}$ ), torej, da pričakujemo nastanek strižnih razpok, kar pomeni nekoliko večjo podajnost in posledično večji pomik na meji tečenja.

Oba izraza, t.j. (2.140) in (2.141), dajeta primerljive vrednosti za pomik na meji tečenja, obenem pa sta v obeh primerih vrednosti precej večji od predhodno teoretično izračunanih pomikov na meji tečenja (3,5 mm).

Mejni zasuk modela stebra NKŠS ob predpostavki, da so uporabljeni konstrukcijski detajli neustrezni (faktor 0,825 in  $\alpha=0$ ) in, da gre za steno (delimo z 1,6), je glede na EN 1998-3 (izraz (2.135)) enak:

$$\theta_{uEC8/3,NKSS} = 0,825 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,6} 0,3^{0,073} \left[ \frac{0,025}{0,093} 41,6 \right]^{0,225} \left( \frac{1375}{875} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,0-0,0067 \frac{240}{41,6} \right)}$$

$$\theta_{uEC8/3,NKSS} = 0,00825 \cdot 0,916 \cdot 1,72 \cdot 1,17 \cdot 1,0 = 0,015,$$

kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik (pri padcu sile za 20%) v vrednosti:

$$\Delta_{uEC8/3,NKSS} = \theta_{uEC8/3,NKSS} L_{NKSS} = 0,015 \cdot 1375 = 21 \text{ mm}.$$

Razmerje med mehanskima deležema tlačne in natezne armature smo določili iz analize moment-ukrivljenost. Glede na EN1998-3 je bila pričakovana duktilnost za pomike:

$$\mu_{\Delta EC8/3,NKSS} = \frac{\Delta_{uEC8/3,NKSS}}{\Delta_{yEC8/3,NKSS}} = \frac{21}{4,74} = 4,43.$$

### c) Empirični izrazi po Haseltonu (Haselton 2006)

Čprav tako model stebra NKŠS kot NDŠS nista tipična predstavnika preizkušancev iz t.i. PEER-ove baze (PEER 2007) smo skušali oceniti eksperimentalni odziv obeh tudi z uporabo empiričnih izrazov po Haseltonu (2006) in z uporabo metode CAE (Peruš *et al.* 2006), ki temelji na enaki eksperimentalni bazi.

Togost razpokanega prereza določimo glede na empirične izraze po Haseltonu z izrazom (2.142), torej:

$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = -0,07 + 0,59 \cdot 0,073 + 0,07 \cdot 1,57 = 0,083,$$

torej upoštevamo minimalno vrednost:

$$\frac{EI_{eff}}{EI_g} = 0,20,$$

iz česar z izrazom (2.143) dobimo zasuk ob začetku tečenja:

$$\theta_{yH,NKSS} = \frac{LM_y}{3EI_{eff}} = \frac{1,375 \cdot 532}{3 \cdot 0,20 \cdot 3,37 \cdot 10^7 \cdot 0,0136} = 0,0027,$$

oziroma pomik

$$\Delta_{yH,NKSS} = \theta_{yH,NKSS} L = 0,0027 \cdot 1375 = 3,65 \text{ mm}.$$

Zasuk pri maksimalni nosilnosti pri monotoni obremenitvi  $\theta_{cap}$ , določimo z izrazom (2.145), t.j.:

$$\theta_{capH, NK\check{S}S} = 0,12 \cdot (1 + 0,4 \cdot 1,0) \cdot 0,2^{0,73} \cdot (0,02 + 40 \cdot 0,0067) \cdot 0,56^{0,416} \cdot 2,37^{0,151} = 0,0727.$$

Pripadajoči pomik je torej:

$$\Delta_{capH, NK\check{S}S} = \theta_{capH, NK\check{S}S} L = 0,0727 \cdot 1375 = 100 \text{ mm.}$$

Postkritični zasuk (pomik) znaša:

$$\theta_{pcH, NK\check{S}S} = 0,76 \cdot 0,031^{0,073} (0,02 + 40 \cdot 0,0067)^{1,02} = 0,166 \leq 0,1 \rightarrow \theta_{pcH, RK1} = 0,1$$

Kar pomeni pomik

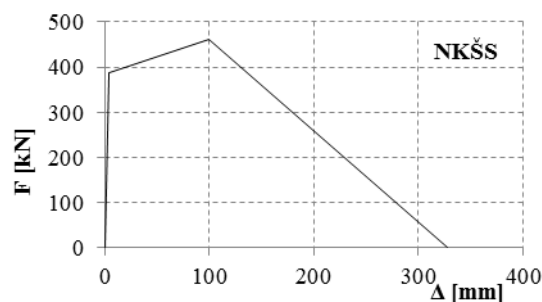
$$\Delta_{pcH, NK\check{S}S} = \theta_{pcH, NK\check{S}S} L = 0,1 \cdot 1375 = 137,5 \text{ mm.}$$

Določimo še razmerje med največjim momentom  $M_c$  in momentom na meji tečenja  $M_y$  z izrazom (2.144):

$$M_c / M_y = 1,25 \cdot 0,89^{0,073} \cdot 0,91^{0,416} = 1,19$$

Celotna zveza moment-zasuk oziroma sila-pomik je prikazana na sliki 3.13.

točka <i>i</i>	$\theta_i$	$M_i$ [kNm]	$\Delta_i$ [mm]	$F_i$ [kN]
y	0,003	532,0	3,7	386,9
c	0,073	634,0	100,0	461,1
c+pc	0,239	0,0	328,0	0,0



**Slika 3.13:** Ovojnica sila-pomik za model NKŠS določena po Haseltonu (2006)

**Figure 3.13:** Force-displacement envelope for specimen NKŠS determined using Haselton (2006)

#### d) Metoda CAE (Peruš *et al.* 2006)

Glede na opis metode (Peruš *et al.* 2006) in eksperimentalne baze, ki je objavljena v poročilu PEER 2007/03 (Haselton *et al.* 2008) smo v programskem okolju Matlab (The MathWorks 2010) pripravili procedure za uporabo metode CAE, ki je opisana v poglavju 2.2.5c). V originalni metodi za določitev mejne rotacije  $\theta_u$  in rotacije pri maksimalni sili  $\theta_m$  za vhodne parametre potrebujemo nivo osne sile  $\nu$ , podatke o količini objetja  $\alpha\rho_w$ , indeks strižnega razpona  $L/h$  in tlačno trdnost betona  $f_c$ . Za uteži smo uporabili privzete vrednosti, kot jih predlagajo avtorji metode.

Čeprav v primeru stebra NKŠS ne gre za tipičnega predstavnika eksperimentalne baze, ki je bila uporabljena za metodo CAE, saj gre bolj za steno, kot za steber, smo napoved odziva izvedli tudi s to metodo. Rezultati so prikazani spodaj:

	$\nu = \frac{512kN}{4,16 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1690cm^2} = 0,073 \in [0; 0,6]$
Vhodni parametri:	$\alpha\rho_w = 0,0 \in [0; 0,14]$
	$L/h = \frac{1375}{875} = 1,57 \notin [2,0; 6,0]$
	$f_c = 41,6MPa \in [20; 120]$
CAE	↓
Izhodni parametri	$\theta_m = 0,0267 \rightarrow \Delta_m = \theta_m L = 0,0267 \cdot 1375 = 37 \text{ mm}$
	$\theta_u = 0,0527 \rightarrow \Delta_u = \theta_u L = 0,0527 \cdot 1375 = 72 \text{ mm}$

### e) Strižna nosilnost

Glede na to, da je steber NKŠS precej kratek, smo lahko pričakovali, da bo igral strig precej pomembno vlogo. Strižno nosilnost preizkušanca smo ocenili z različnimi metodami, ki so opisane v poglavju 2.2.6. Primernost teh metod za oceno strižne nosilnosti škatlastih stebrov je bila že večkrat preverjena, npr. (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a) (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a; Xiao in Martirosyan 1998; Kowalsky in Priestley 2000; Yeh *et al.* 2001; Mo in Nien 2002; Yeh *et al.* 2002b; Yeh *et al.* 2002a; Mo *et al.* 2003; Biskinis *et al.* 2004; Mo *et al.* 2004; Calvi *et al.* 2005; Isaković *et al.* 2008a).

#### Standard EN1998-2

Ker je EN1998-2 uradni standard za projektiranje mostov smo strižno nosilnost stebra najprej ocenili po postopkih, ki so privzeti v njem, ob upoštevanju izmerjenih trdnosti materialov in brez upoštevanja varnostnih faktorjev. Po EN1998-2 določimo strižno nosilnost AB prereza brez stremenske armature  $V_{R,c}$  (projektna vrednost  $V_{Rd,c}$ ) z izrazom (2.157), t.j. kjer zaradi primerjave z drugimi metodami izraz (2.157) razdelimo na prispevek betona ( $V_C$ ) in prispevek osne sile ( $V_P$ ):

$$V_{R,c} = V_C + V_P = \left[ \frac{0,18}{1,0} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 875}} \right) (100 \cdot 0,5 \cdot 0,015 \cdot 41,6)^{1/3} + 0,15 \frac{0,512}{0,169} \right] 150 \cdot 0,9 \cdot 875 =$$

$$= 102 + 54 = 156 \text{ kN}$$

V zgornjem izrazu smo za natezno armaturo upoštevali polovico vzdolžne armature. Za primerjavo podajamo še projektno vrednost strižne nosilnosti AB prereza brez stremenske armature:

$$V_{Rd,c} = \frac{102}{1,5} + 54 = 67 + 54 = 121 \text{ kN}$$

Maksimalna prečna sila, ki jo prenese tak prerez ocenimo z izrazom (2.167), torej:

$$V_{R,max} = \frac{1 \cdot 150 \cdot 0,9 \cdot 875 \cdot 0,5 \cdot 41,6}{2} = 1106 \text{ kN}$$

Ker je pričakovana sila na meji tečenja ( $F_y = 278 \text{ kN}$ , glej sliko 3.12) precej večja od strižne nosilnosti betona ( $V_{R,c} = 156 \text{ kN}$ ) smo lahko pričakovali, da bo prišlo do nastanka strižnih razpok še pred začetkom tečenja vzdolžne armature.

Strižno nosilnost AB prereza s stremensko armaturo določimo z uporabo izraza (2.166):

$$V_{R,s} = \frac{4\phi 4}{50} 0,9 \cdot 875 \cdot 240 \cdot \cot 45 = 171 \text{ kN} (V_{Rd,s} = 149 \text{ kN})$$

Glede na zadnjo verzijo standarda EN1992-2 prispevka betona in stremen ne smemo seštevati, kar pomeni, da bi za strižno nosilnost stebra morali upoštevati le  $V_{R,s}$ . Načeloma bi lahko za naklon tlačnih diagonal uporabili večjo vrednost, vendar pa so eksperimentalni rezultati utemeljili uporabo vrednosti  $45^\circ$ . Če pa seštejemo prispevka betona in stremen, dobimo strižno nosilnost v vrednosti:

$$V_{R,EC8/2} = V_{R,c} + V_{R,s} = 147 + 171 = 318 \text{ kN}$$

#### Standard EN1998-3

Glede na standard EN1998-3 uporabimo za oceno strižne nosilnosti izraz (2.178). V preglednici 3.6 je prikazan izračun strižne nosilnosti (vse komponente) modela stebra NKŠS v odvisnosti od duktilnosti. Pri tem smo upoštevali računsko določen pomik na meji tečenja, t.j. pomik določen z izrazom (2.137) v razdelku 3.2.2b).

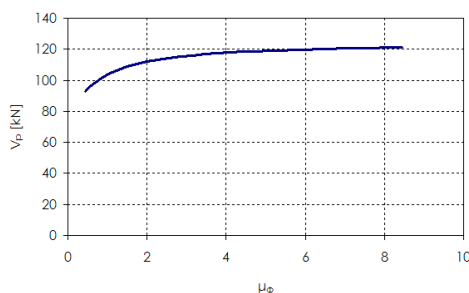
**Preglednica 3.6:** Strižna nosilnost stebra NKŠS po EN1998-3

**Table 3.6:** Specimen NKŠS shear strength determined by EN1998-3

$\mu_A = \Delta/\Delta_y$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\Delta$ [mm]	4,7	9,5	14,2	19,0	23,7	28,4	33,2	37,9	42,7	47,0
$k1$ (2.174)	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
	$k2 = 0,24$ (2.175)					$k3 = 0,75$ (2.176)				
$V_p$ (2.171) [kN]	110	110	110	110	110	110	110	110	110	110
$V_c$ (2.172) [kN]	137	130	123	116	110	103	103	103	103	103
$V_w$ (2.173) [kN]	171	162	154	145	137	128	128	128	128	128
$V_R$ (2.178) [kN]	418	403	387	372	357	341	341	341	341	341

Pri izračunu prispevka osne sile ( $V_p$ ; izraz (2.171)) smo upoštevali povprečno vrednost višine tlačne cone  $x$  po začetku tečenja armature in celotno dolžino elementa skupaj s kapo ( $L=1,615$  m). Dejansko pa se višina tlačne cone  $x$  z ukrivljenostjo spreminja. Na sliki 3.14 je prikazan odnos med prispevkom osne sile ( $V_p$ ) in duktilnostjo za ukrivljenost ob vpetju stebra. Višino tlačne cone smo pri tem ocenili iz tlačne deformacije na robu prereza in pripadajoče ukrivljenosti kot:

$$x_i = \frac{\varepsilon_{ci}}{\phi_i} \quad (3.3)$$



**Slika 3.14:** Prispevek osne sile k strižni nosilnosti v odvisnosti od duktilnosti za ukrivljenost  
**Figure 3.14:** Axial load contribution to shear strength in relationship with curvature ductility

Strižno nosilnost stebra (oz. v našem primeru upoštevamo, da gre za steno) omejeno z nosilnostjo tlačnih diagonal, t.j. največjo prečno silo, ki jo lahko taka stena prenese, določimo glede na standard EN1998-3 z izrazom (2.180). Rezultati so prikazani v preglednici 3.7.

**Preglednica 3.7:** Izračun strižne nosilnosti glede na EN1998-3 glede na nosilnost tlačnih diagonal

**Table 3.7:** Shear strength as controlled by web crushing by EN1998-3

$\mu_A = \Delta/\Delta_y$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$k_1^*$ (2.181)	1,00	0,94	0,88	0,82	0,76	0,70	0,70	0,70	0,70	0,70
	$k_2^* = 1,13$ (2.182)			$k_3^* = 1,44$ (2.183)			$k_4^* = 0,69$ (2.184)			
$V_{R,max}$ (2.180) [kN]	650	611	572	533	494	455	455	455	455	455

**UCSD**

Glede na UCSD določimo strižno nosilnost, kot je opisano v razdelku 2.2.6c). Prispevek osne sile ocenimo po metodi UCSD na enak način kot po EN1998-3, torej  $V_p=110$  kN. Tudi prispevek strižne armature je podoben kot po EN1998-3, le da pri metodi UCSD ne upoštevamo degradacije v odvisnosti od duktilnosti. Za stebre sicer predlagajo avtorji metode uporabo kota  $\theta=30^\circ$ , za stene pa kota  $45^\circ$  (Seible *et al.* 1995b). Tudi eksperimentalni rezultati potrjujejo izbiro slednje vrednosti (Bevc 2006a; Isaković in Fischinger 2006c; Isaković *et al.* 2008a), torej  $V_w = 171$  kN, kot v primeru EN1998-2.

Med obema modeloma, ki so ju predlagali Priestley *et al.* (Priestley *et al.* 1994; Priestley *et al.* 1996a; Kowalsky in Priestley 2000), t.j. UCSD-O in UCSD-R je razlika v dveh dodatnih faktorjih, ki posebej

zajemata vpliv strižnega razpona elementa in količine vzdolžne armature na prispevek betona k strižni nosilnosti elementa. Rezultati za obe metodi so prikazani v preglednicah 3.8 in 3.9. Za oceno pomika na meji tečenja smo tokrat uporabili vrednost ocenjeno po UCSD (glej 3.2.2a).

**Preglednica 3.8:** Izračun strižne nosilnosti stebra NKŠS po UCSD-O

**Table 3.8:** NKŠS specimen shear strength as determined by UCSD-O method

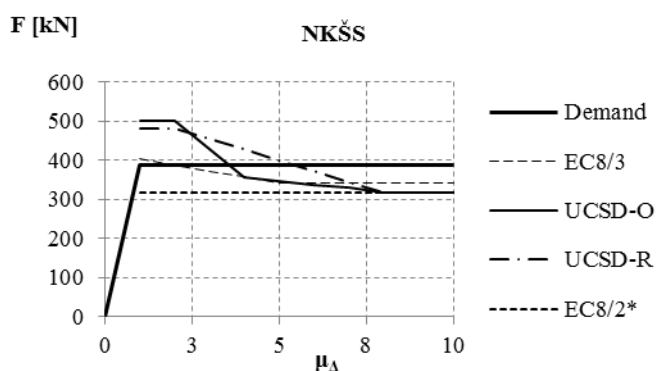
$\Delta$ [mm]	3,4	6,8	10,2	13,6	17,0	20,3	23,7	27,1	30,5	33,9
$\mu_{\Delta}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$V_P$ (2.171) [kN]	110									
$V_w$ (2.173) [kN]	171									
$\gamma$ (2.192)	0,290	0,290	0,195	0,100	0,088	0,075	0,063	0,050	0,050	0,050
$V_C$ (2.191) [kN]	221	221	149	76	67	57	48	38	38	38
$V_R$ (2.148) [kN]	502	502	430	357	348	338	329	319	319	319

**Preglednica 3.9:** Izračun strižne nosilnosti stebra NKŠS po UCSD-R

**Table 3.9:** NKŠS specimen shear strength as determined by UCSD-R method

$\Delta$ [mm]	3,4	6,8	10,2	13,6	17,0	20,3	23,7	27,1	30,5	33,9
$\mu_{\Delta}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$\alpha = 1,43$ (2.194)					$\beta = 0,8$ (2.195)					
$\gamma$ (2.196)	0,290	0,290	0,250	0,210	0,170	0,130	0,090	0,050	0,050	0,050
$V_P$ (2.171) [kN]	110									
$V_w$ (2.173) [kN]	171									
$V_C$ (2.193) [kN]	202	202	174	146	118	91	63	35	35	35
$V_R$ (2.148) [kN]	483	483	455	428	400	372	344	316	316	316

Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti določene po izbranih metodah v odvisnosti od duktilnosti za pomike je prikazana na sliki 3.15.



**Slika 3.15:** Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti določene po izbranih metodah

**Figure 3.15:** Comparison between shear demand and shear strength determined by various methods

### 3.2.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

V nadaljevanju so podani povzetki eksperimentalnega odziva modela stebra NKŠS po fazah. Karakteristične točke ovojnice, ocenjene glede na podlagi eksperimentalno dobljene histereze, za steber NKŠS so prikazane v preglednici 3.10. Za več podrobnosti o eksperimentalnem odzivu preizkušanca NKŠS glej poročilo (Bevc 2006a).

#### Faze (0) 1-4

Model stebra NKŠS smo najprej obremenili z osno silo 512 kN s pomočjo jeklenih zateg, nato smo začeli z obremenjevanjem v prečni smeri. Do začetka tretje faze na površini stebra NKŠS ni bilo opaziti nobenih razpok. V prvih ciklih tretje (150 kN) in četrte faze (190 kN) sta se pojavili prvi lasasti razpoki v betonu, najprej ob stiku temelja in stebra, nato na višini cca. 11 cm od vpetja.

**Preglednica 3.10:** Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov NKŠS (Bevc 2006a)

**Table 3.10:** Experimental results for models NKŠS (Bevc 2006a)

Opis	NKŠS
$F_{v'}$ – sila pri začetku lezenja skrajne plasti armature [kN]	284
$F_v$ – sila na meji lezenja armature [kN]	348
$\Delta_{v'}$ – pomik na začetku lezenja skrajne plasti armature [mm]	2,10
$\Delta_v$ – pomik na meji lezenja armature [mm]	3,41
$F_{max}$ – maksimalna dosežena horizontalna sila [kN]	394
$\Delta F_{max}$ – pomik pri maksimalni horizontalni sili [mm]	11,02
$\Delta_{max}$ – maksimalni pomik pred pričetkom porušitve [mm]	17,55
$\mu_{AFmax}$ – duktilnost glede na pomik pri maksimalni sili	3,23
$\theta_{Fmax}$ – zasuk stebra pri maksimalni sili [%]	0,80
$\theta_m$ – zasuk stebra pri maksimalnem pomiku [%]	1,28

**Fazi 5-6**

V peti fazi (230 kN) sta se razpoki širili približno pod kotom  $60^\circ$  glede na os stebra praktično do vpetja v steber. Do konca pete faze sta se pojavili še dve razpoki na višinah cca. 20 in 30 cm od vpetja. Potek razpok na notranji strani je bil podoben poteku na zunanji strani. Razpoke so se v šesti fazi dodatno širile.

**Fazi 7-8**

V sedmi fazi ( $\delta=2,11$  mm) je armatura na skrajnih zunanjih robovih prečnega prereza stekla. Pri tem pomiku je bila v negativni smeri dosežena sila 291 kN, v pozitivni pa 269 kN. Nove razpoke so se pojavile do višine 55 cm od vpetja. V osmi fazi ( $\sim 2,50$  mm) so nastale nove upogibno-strižne razpoke, ki so se širile pod kotom cca.  $40-50^\circ$  glede na os stebra. Do te faze so bile razpoke na območju pasnic upogibnega značaja, na prehodu v stojino pa so postopoma prehajale v strižne.

**Fazi 9-10**

V deveti fazi, ko je bil dosežen teoretični pomik na meji tečenja armature, je bila pri pomiku cca. 3,0 mm dosežena sila cca. 310 kN. Znotraj devete faze so se predvsem podaljševale obstoječe razpoke.

V deseti fazi (4,0 mm), ko je bila dosežena sila  $\sim 350$  kN, so se obstoječe razpoke podaljševale, nastale pa so tudi nove upogibno strižne razpoke do višine cca. 75 cm, ki so se nadaljevale pod kotom cca.  $40^\circ$ . V tej fazi so se začele pojavljati tudi vertikalne lasaste razpoke v področju preklopa vzdolžne armature iz temeljev.



**Slika 3.16:** (a) Razpoke na zgornji površini ob vpetju stebra po končani sedmi fazi obremenjevanja in (b) Razpoka vzdolž stika stebra s temeljem v prvem ciklu desete faze (Bevc 2006a)

**Figure 3.16:** (a) Crack pattern at upper surface at pier base after the seventh load phase and (b) Crack at pier base in first cycle of tenth load phase (Bevc 2006a)



**Faza 11 (6 mm)**

Tudi v enajsti fazi (6,0 mm) so nastajale nove upogibno-strižne razpoke, prav tako so nastale tudi nove vertikalne razpoke na področju preklapov vzdolžne armature. Vedno bolj je bilo vidno tudi močno odpiranje razpoke tik ob vpetju stebra.

**Faza 12 (8 mm)**

V dvanajsti fazi (8 mm) je prišlo do začetka lokalnega odpadanja krovnega sloja betona, kot je vidno na sliki 3.17a. Pri tem je bila dosežena sila cca. 380 kN.



**Slika 3.17:** (a) Lokalno luščenje betona okoli lokalno razkrite armature v prvem ciklu dvanajste faze ( $\Delta=2,7\Delta y$ ) in (b) Luščenje betona vzdolž armature v trinajsti fazi (Bevc 2006a)

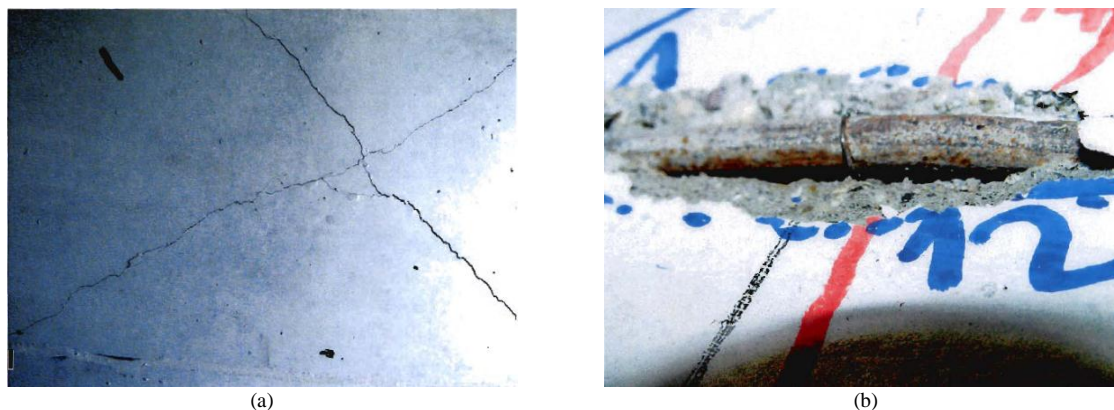
**Figure 3.17:** (a) Local delamination of concrete cover in the first cycle of twelfth load phase and (b) Local delamination of cover concrete in thirteenth load phase (Bevc 2006a)

**Faza 13 (8 mm)**

Potem, ko je vzdolžna armatura že stekla je horizontalna sila še naraščala do maksimalno dosežene sile 394 kN pri pomiku 11,02 mm, v trinajsti fazi. Pojavile so se nove vertikalne razpoke, ob tem so se tudi strižne razpoke podaljševale. V spodnjem delu stebra so se razpoke močno razširile (0,8 – 1,1 mm). Nadaljevalo se je tudi luščenje krovnega sloja betona, kot je vidno na sliki 3.17b. Na sliki 3.18a so prikazane strižne razpoke na notranji površini stebra v 13. fazi.

**Faza 14 (14 mm)**

V štirinajsti fazi (14,0 mm) je bila dosežena sila 392 kN. Po nadaljevanju luščenja krovnega sloja je v prvem ciklu pri pomiku cca. 12,5 mm prišlo do prvega vidnega uklona vzdolžne armature (Slika 3.18b). Luščenje krovnega sloja se je začelo tudi na bočnih površinah do višine 20 cm.



**Slika 3.18:** (a) Strižne razpoke na notranji strani stebra v fazi 13 in (b) uklon armature v fazi 14 (Bevc 2006a)

**Figure 3.18:** (a) Shear cracks at the inner side in 13<sup>th</sup> phase and (b) rebar buckling in 14<sup>th</sup> phase (Bevc 2006a)

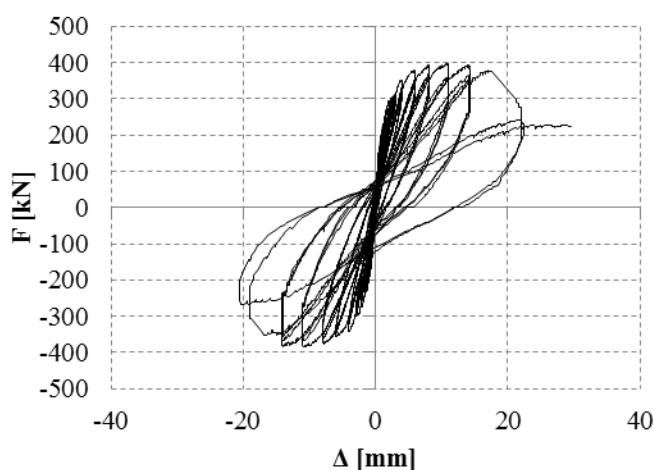
### Faza 15 (22 mm)

V petnajsti fazi (predviden pomik 22 mm) je pri pomiku 17,55 mm prišlo do nenadnega padca sile kot posledica širokih strižnih razpok in drobljenja betona vzdolž strižnih razpok. Ob tem je prišlo tudi do večjih poškodb v področju preklopa armature ob vznožju stebra v obliki odpadanja betona in uklona posameznih armaturnih palic (Slika 3.19). Podoben padec sile se je zgodil tudi pri obremenitvi v drugo smer. Krovna plast betona je odpadla tudi na notranji strani prereza. Pri naslednjih ciklih faze se je nadaljeval uklon vzdolžne armature in odpadanje betona. V zadnjem ciklu pri obremenitvi v levo do pomika 35,7 mm je prišlo do večjega uklona palic tako na zunanji kot notranji strani stebra. Opazne so bile tudi močne poškodbe betona vzdolž strižnih razpok.



**Slika 3.19:** (a) Drobljenje betona in (b) uklon armaturnih palic ob vpetju stebra v petnajsti fazi  
**Figure 3.19:** (a) Concrete crushing and (b) reinforcement buckling at pier base in fifteenth phase

Slika 3.20 prikazuje histerezni odziv modela stebra NKŠS do porušitve, na sliki 3.21 pa je prikazan preizkušanelec NKŠS po končani preiskavi. Na sliki 3.21 so lepo vidne strižne razpoke, ki so se formirale približno pod kotom 45°.



**Slika 3.20:** Histerezno obnašanje modela NKŠS  
**Figure 3.20:** Hysteretic behaviour of specimen NKŠS



**Slika 3.21:** NKŠS po končani preiskavi  
**Figure 3.21:** NKŠS after the experiment

### 3.2.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

Po končanih eksperimentih smo primerjali numerične napovedi in dejanski odziv preizkušancev ter v primeru neujemanja rezultatov skušali najti razloge, ter izboljšati matematične modele. Poleg tega smo dejanske trdnosti betona običajno izmerili šele na dan preizkusa, napoved pa smo opravili z uporabo predpostavljenih vrednosti. V preglednici 3.11 so prikazane eksperimentalno ocenjene karakteristične točke histerezne ovojnice, kot so jih ocenili (Bevc 2006a; Isaković in Fischinger 2006b).

**Preglednica 3.11:** Eksperimentalno določena ovojnica moment-zasuk (sila-pomik)**Table 3.11:** Experimentally determined moment-rotation (force-displacement) envelope

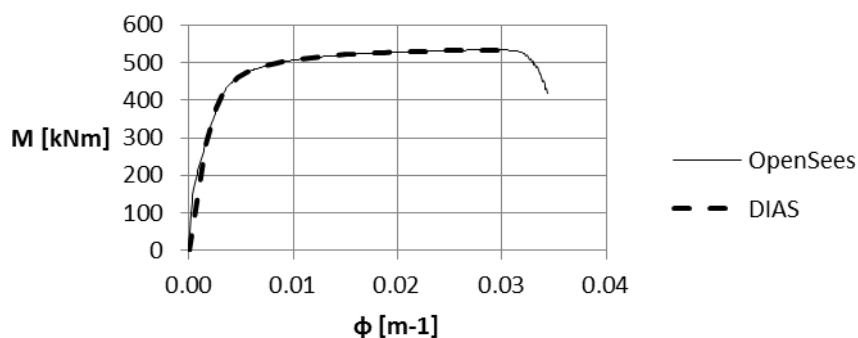
index i	$M_i$ [kNm]	$\theta_i$ [rad]	$F_i$ [kN]	$\Delta_i$ [mm]
y <sub>1</sub>	391	0,00153	284	2,10
y (Bevc 2006a)	530	0,00207	385	2,84
y* (Isaković in Fischinger 2006b)	479	0,00248	348	3,41
m	542	0,00801	394	11,02
u	433	0,01276	315	17,55

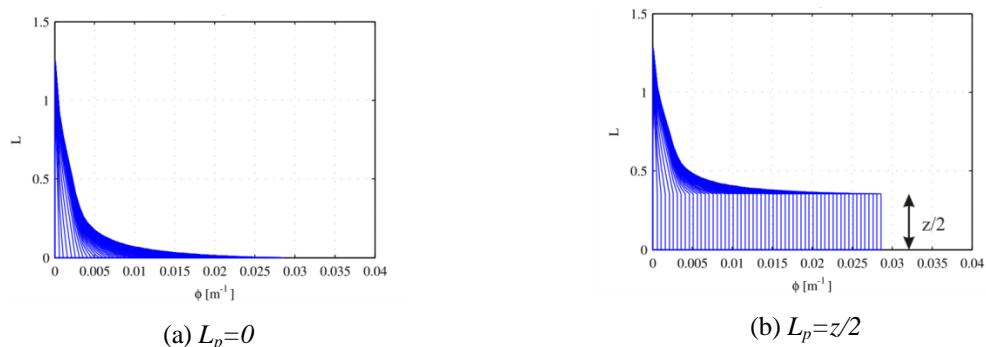
**a) Ocena histerezne ovojnice**

Glede na dejanske podatke o geometriji, materialih in osni sili smo po eksperimentu ponovno določili zvezo med momentom in ukrivljenostjo (slika 3.22), na podlagi katere smo z metodami opisanimi v razdelku 2.2.5 izračunali pričakovani odziv preizkušanca. Analize prereza smo opravili s programoma DIAS (DIAS 1990) in OpenSees (McKenna *et al.* 2008). Pri tem smo uporabili model betona, ki je vključen v standardu EN1992-1-1 za nelinearno analizo, ki je podan z izrazom (2.25) in Menegotto-Pintov model jekla, ki ga opišemo z izrazom (2.57).

Zvezo med upogibnim momentom in zasukom elementa smo nato določili analitično, t.j. z integracijo ukrivljenosti vzdolž elementa s pomočjo izraza (2.1). Teoretični potek ukrivljenosti vzdolž elementa za vsako točko ovojnice moment-ukrivljenost je prikazan na sliki 3.23a. Z integracijo ukrivljenosti dobimo zvezo med silami in pomiki, ki je prikazana na sliki 3.24 z rdečo črto (oznaka 0 v legendi).

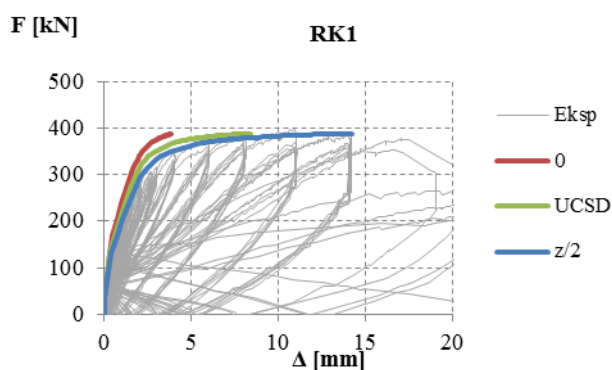
V obravnavanem primeru ne upoštevamo vplivov zdrsa vzdolžne armature in strižnih razpok na pomik elementa zato je togost stebra precenjena, ob tem pa je tudi rotacijska kapaciteta precej podcenjena. Boljše rezultate dobimo, če koncentracijo plastifikacijo in izvlek/zdrs armature upoštevamo z uporabo t.i. semi-empiričnega pristopa s pomočjo nadomestne dolžine plastičnega členka (2.122). Vpliv zdrsa/izvleka vzdolžne armature je odvisen predvsem od premera vzdolžnih palic, medtem ko je vpliv striga odvisen od geometrije elementa. Slednji igra pomembnejšo vlogo predvsem pri krajših stebrih, kjer zaradi večjih strižnih zahtev, ki lahko povzročijo nastanek strižnih razpok in relativno (napram dolžini) velikega območja plastifikacije (Priestley in Park 1987). Zato se je za kratke stebre izkazalo, da je bolj ustrezno, če namesto izraza (2.126) za dolžino plastičnega členka uporabimo izraz (2.134), s čimer zajamemo premik momentne črte za  $z/2$ . V tem primeru dobimo boljše ocene odnosa med silo in pomikom, kot lahko vidimo na sliki 3.24 ( $z/2$ ). Razpored ukrivljenosti vzdolž elementa je za tak primer prikazan na sliki 3.23b. Na sliki 3.24 je prikazana tudi zveza med pomikom in zasukom, če za dolžino plastičnega členka uporabimo izraz (2.126) (UCSD).

**Slika 3.22:** Zveza moment – ukrivljenost za steber NKŠS**Figure 3.22:** Moment-curvature relationship for the specimen NKŠS



**Slika 3.23:** Teoretični potek ukrivljenosti vzdolž stebra (a) brez upoštevanja širjenja plastifikacije in (b) z upoštevanjem dolžine plastičnega členka dolžine  $z/2$

**Figure 3.23:** Theoretical curvature distribution along the pier (a) without the plasticity spreading and (b) with plastic hinge length  $z/2$



**Slika 3.24:** Analitična zveza med silami in pomiki stebra z upoštevanjem različnih dolžin plastičnega členka (0, po UCSD in  $z/2$ ) v primerjavi z eksperimentalnimi rezultati

**Figure 3.24:** Analytical hysteretic envelope determined using different plastic length assumptions (0, UCSD and  $z/2$ ) compared to experimental results

Kot je omenjeno v poglavju 2, v vsakdanji praksi nelinearno zvezo med silami in pomiki aproksimiramo z bi-, oziroma tri-linearno ovojnico (Priestley in Park 1987; Fischinger 1988; Mo 1994; Priestley *et al.* 1996a; CEN 2005c). Karakteristične točke tri-linearne ovojnice so točka ob nastanku razpok ( $cr$ ), točka ob začetku tečenja vzdolžne armature ( $y$ ) in mejna točka ( $u$ ), ki jih določimo z izrazi z izrazi (2.2) - (2.5) (Glej slike 2.2 in 2.3).

V primeru krajših stebrov lahko strižna komponenta pomika igra precej pomembno vlogo, zato smo poleg upogibnih upoštevali tudi strižne deformacije. Običajno sicer pri tem upoštevamo, da se strižna togost med obremenjevanjem ne spreminja, vendar smo v naših analizah predpostavili, da se strižna togost manjša proporcionalno z upogibno togostjo (Priestley *et al.* 1996a; Cheng *et al.* 2003). Pomike v karakterističnih točkah ( $i=cr, y, u...$ )  $\Delta_{s,i}$  zaradi striga smo ocenili kot:

$$\Delta_{s,i} = \frac{F_i L}{(GA_s)_i}; \quad G = \frac{E_{cm}}{2(1+\nu)}, \quad (3.4)$$

kjer so

$F$ .....prečna sila

$L$ .....dolžina elementa

$(GA_s)_i$ .....efektivna strižna togost, za katero predpostavimo, da se zmanjšuje proporcionalno z upogibno togostjo

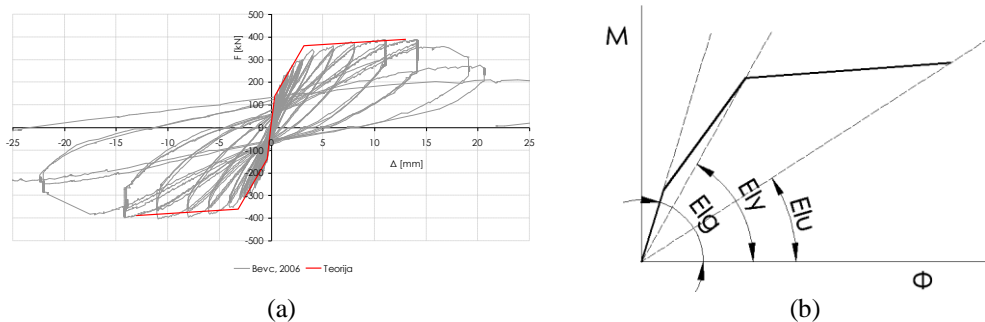
Tako lahko ocenimo prispevek striga za vsako izmed karakterističnih točk ovojnice sila pomik, in sicer strižni pomik ob nastanku upogibnih razpok  $\Delta_{s,cr}$ , strižni pomik ob začetku tečenja vzdolžne armature  $\Delta_{s,y}$  in mejni strižni pomik  $\Delta_{s,u}$ :

$$\Delta_{s,cr} = \frac{F_{cr}L}{(GA_s)_g}; \quad \Delta_{s,y} = \frac{F_yL}{(GA_s)_g \frac{EI_y}{EI_g}}; \quad \Delta_{s,u} = \frac{F_uL}{(GA_s)_g \frac{EI_u}{EI_g}}.$$

Razmerje med trenutno (sekantno) togostjo in togostjo nerazpokanega prereza (začetno togostjo) določimo kot:

$$\frac{EI_i}{EI_g} = \frac{M_i \phi_{cr}}{M_{cr} \phi_i}; \quad i = cr, y, u.$$

To je prikazano tudi na sliki 3.25b. Vrednosti posameznih spremenljivk so zbrane v preglednici 3.10, primerjava tako izračunane ovojnice in eksperimentalno določene histereze je prikazana na sliki 3.25a.



**Slika 3.25:** (a): Primerjava teoretično ocenjene tri-linearne ovojnice in eksperimentalnih rezultatov in (b): sekantna togost za oceno strižnega pomika  
**Figure 3.25:** (a) Comparison of analytical and experimental results and (b) secant stiffness for shear displacement estimation

Priestley *et al.* (1987; 1996a) podajajo izraze za bi-linearno aproksimacijo zveze med momenti in zasuki, oziroma med silami in pomiki, kot je opisano v razdelku 2.2.5a). Pri tem upoštevamo za dolžino plastičnega člena izraz (2.126), oz. (2.134).

**Preglednica 3.12:** Izračun ovojnice sila-pomik

**Table 3.12:** Force-displacement envelope calculation

$i$	$F_i$ [kN]	$\Delta_{b,i}$ [mm]	$\Delta_{s,i}$ [mm]	$\Delta_i = \Delta_{b,i} + \Delta_{s,i}$ [mm]	$\theta$	$\frac{EI_i}{EI_g}$
cr	139	0,3	0,1	0,38	0,00028	1,00
y	360	2,1	1,1	3,17	0,00231	0,27
u	390	4,3	8,8	13,07	0,00951	0,04

Ker je izraz za izračun mejnega pomika (2.123) izpeljan na podlagi empirične dolžine plastičnega člena upoštevamo korekcijo zaradi vpliva striga, kot je opisano zgoraj, le na pomik na meji razpok in pomik na meji tečenja. V primeru mejnega pomika je vpliv striga posredno zajet že v semi-empiričnem izrazu za dolžino plastičnega člena.

**Preglednica 3.13:** Izračun ovojnice sila-pomik po Priestley *et al.* (1996a)

**Table 3.13:** Force-displacement envelope calculation (Priestley *et al.* 1996a)

$i$	$F_i$ [kN]	$\Delta_{b,i}$ [mm]	$\Delta_{s,i}$ [mm]	$\Delta_i = \Delta_{b,i} + \Delta_{s,i}$ [mm]	$\theta$	$\frac{EI_i}{EI_g}$
cr	139	0,3	0,1	0,38	0,00028	1,00
y	360	2,5	0,9	3,39	0,00247	0,35
u	390	10,3	0,9	11,2	0,00814	-

V metodi, ki je opisana v informativnem dodatku E standarda EN1998-2 je predpostavljena uporaba elasto-plastične idealizacije odnosa moment-zasuk, oziroma sila-pomik, vendar lahko izraze smiselno uporabimo tudi pri uporabi tri-linearne ovojnice. Zasuk, oziroma pomik na meji nastanka upogibnih razpok ocenimo na enak način kot v prejšnjih metodah. Tudi zasuk na meji tečenja armature ocenimo podobno kot zgoraj. Dolžino plastičnega členka pa ocenimo z izrazom (2.125). Rezultati izračuna ovojnice so prikazani v preglednici 3.14.

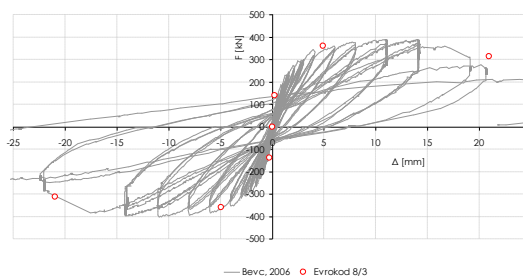
**Preglednica 3.14:** Izračun ovojnice sila-pomik po EN1998-2 (CEN 2005c)

**Table 3.14:** Force-displacement envelope calculation using EN1998-2 (CEN 2005c)

i	$F_i$ [kN]	$\Delta_{b,i}$ [mm]	$\Delta_{s,i}$ [mm]	$\Delta_i = \Delta_{b,i} + \Delta_{s,i}$ [mm]	$\theta_i$	$\frac{EI_i}{EI_g}$
cr	139	0,26	0,1	0,38	0,00028	1,00
y	360	2,8	0,9	3,68	0,00268	0,33
u	390	10,9	0,9	11,8	0,00859	-

Na sliki 3.26 so prikazane karakteristične točke histerezne ovojnice ocenjene po EN1998-3 (dodatno še točka ob nastanku razpok).

i	$F_i$ [kN]	$\theta_i$	$\Delta_i$ [mm]
y	360	0,0035	4,74
u	390*0,8	0,0152	20,9



**Slika 3.26:** Primerjava pomikov ocenjenih po EN1998-3 in eksperimentalnih rezultatov

**Figure 3.26:** Comparison of analytical and experimental results

V preglednici 3.15 so zbrane vrednosti za zasuk (pomik) na meji tečenja in mejna zasuk (pomik) ocenjena po zgoraj prikazanih metodah. Vrednosti so primerjane z eksperimentalno ocenjenimi vrednostmi (vrstica 1.). Glede na različno idealizirano zvezo med momentom in zasukom tako lahko dobimo dokaj različne duktilnosti za pomike. Do podobnih ugotovitev so prišli tudi Pinto et al. (2003a). Za AB steber, ki so ga obravnavali so z različnimi metodami dobili tri različne duktilnosti (tri-linearne: 3,2; bi-linearne: 8; in EN1998-3: 5,3). Na koncu so izbrali bi-linearno aproksimacijo (dejansko elasto-plastično), ki je najbolj ustrezala eksperimentalnim rezultatom.

**Preglednica 3.15:** Primerjava karakterističnih pomikov ocenjenih po različnih metodah

**Table 3.15:** The comparison of characteristic displacements estimated using different methods

	$\theta_y$ [rad]	$\Delta_y$ [mm]	$\theta_u$ [rad]	$\Delta_u$ [mm]	$\mu_d$	$\Delta_y/\Delta_{y,exp}$	$\Delta_u/\Delta_{u,exp}$
1. Eksperiment (Isaković in Fischinger 2006b)	0,00248	3,410	0,0128	17,6	5,1	1,00	1,00
2. Teorija (Fischinger 1988; Mo 1994)	0,00231	3,173	0,0095	13,1	4,1	0,93	0,74
3. Priestley (Priestley et al. 1996a)	0,00247	3,392	0,0081	11,2	3,3	0,99	0,64
4. EN1998-2 (CEN 2005c)	0,00268	3,679	0,0086	11,8	3,2	1,08	0,67
5. EN1998-3 (CEN 2005c)	0,00358	4,740	0,0152	20,9	4,3	1,44	1,19
6. EN1998-3*	0,00294	4,049	0,0152	20,9	5,2	1,19	1,19
7. Elasto-plastično	0,00336	4,618	0,0086	11,8	2,6	1,35	0,67

\* zanemarjen premik momentne črte ( $\alpha_V=0$ )

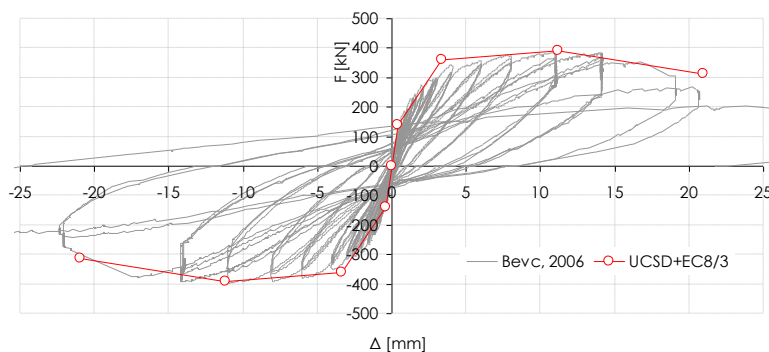
Če primerjamo vrednosti v preglednici 3.15 opazimo, da v primeru zasuka na meji tečenja še najbolj odstopajo rezultati dobljeni po metodi privzeti v EN1998-3 (vrstica 5.). Pri izračunu zasuka na meji tečenja smo za ukrivljenost na meji tečenja upoštevali idealizirano vrednost. Glede na empirične

izraze, ki sta jih za oceno ukrivljenosti na meji tečenja predlagala Panagiotakos in Fardis (2001), ocenjujemo, da je za uporabo izrazov (2.138) do (2.141) bolj primerna uporaba ukrivljenosti ob začetku tečenja robne armature (1<sup>st</sup> yield), kot korigirana vrednost. V primeru slednje dobimo še za cca. 70 %, v primeru prve pa cca. 40 % večji zasuk na meji tečenja od eksperimentalno določene vrednosti. V standardu EN1998-3 je predpostavljena uporaba elasto-plastične idealizacije odnosa med silo in pomikom, zato je definicija točke na meji tečenja nekoliko drugačna kot pri uporabi bi-, oziroma tri-linearne ovojnice. Da bi potrdili zgornje domneve smo ponovili izračun pomika na meji tečenja po teoriji z upoštevanjem elasto-plastične idealizacije krivulje moment-ukrivljenost (Slika 3.11). Tako dobljen pomik na meji tečenja se veliko bolje ujema s pomikom ocenjenim po EN1998-3 (vrstici 5. in 7. v preglednici 3.15). Torej bi lahko sklepali, da je uporaba izraza za oceno rotacije na meji tečenja po EN1998-3 manj primerna za uporabo z bi-, oziroma tri-linearne ovojnice z utrditvijo.

Po drugi strani pa je lahko tudi vpliv striga na pomik na meji tečenja precenjen, saj ga upoštevamo dvakrat, prvič posredno s premikom momentne linije v prvem in nato še neposredno z drugim členom. Poleg tega ima obravnavani steber strižni razpon (L/h) enak približno 1,5, kar je na spodnji meji eksperimentov (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003; Biskinis *et al.* 2004), ki so bili upoštevani pri pripravi izrazov (2.135)-(2.141), kar lahko tudi vodi do manj zanesljivih rezultatov.

Če zanemarimo vpliv premika momentne linije ( $\alpha_v=0$ ), se sicer bolj približamo eksperimentalno ocenjenemu rezultatu vendar je vrednost še vedno nekoliko večja (vrstica 6. v preglednici 3.15).

Če pogledamo rezultate za mejni pomik dobljene z uporabo semi-empiričnih izrazov z dolžino plastičnega členka po UCSD, oz. EN1998-2 opazimo, da ocenjena mejna pomika ( $\Delta_{u,UCSD}=11,2\text{ mm}$ ,  $\Delta_{u,EN1998-2}=11,8\text{ mm}$ ) bolj ustrežata eksperimentalno ocenjenemu pomiku pri maksimalni sili ( $\Delta_{m,Exp}=11\text{ mm}$ ), kot dejanskemu mejnemu pomiku. To je pričakovano saj smo tudi mejno ukrivljenost definirali kot ukrivljenost pri maksimalnem upogibnem momentu. Poleg tega je tudi mejni pomik ocenjen po EN1998-3 nekoliko večji, ker je mejno stanje blizu porušitve nekoliko drugače definirano (povratna doba potresa 2475 let), kot v EN1998-2 (povratna doba 475 let). Za oceno pomika pri mejnem stanju pomembnih poškodb vrednosti dobljene z izrazom (2.135), t.j. mejni pomik, množimo z 0,75 (CEN 2005c). Mejni zasuk ocenjen po EN1998-3, z upoštevanjem pravil za stene, se precej dobro ujema z eksperimentalno določenemu pomiku (~20 mm). Torej bi bilo primerno, da točko na meji tečenja ter točko pri maksimalni sili ocenimo po Priestley-u, oziroma s standardom EN1998-2, mejno točko pa po EN1998-3. Tako dobimo ovojnico prikazano na sliki 3.27, ki je primerna za gredne elemente s koncentrirano plastifikacijo, ki lahko zajamejo padec nosilnosti po doseženi maksimalni sili. To sicer velja v obravnavanem primeru, za posplošitev ugotovitve bi bilo potrebno opraviti širšo študijo.



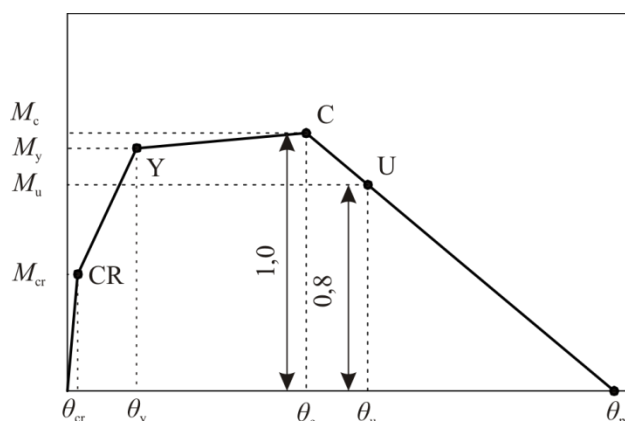
**Slika 3.27:** Predlagan način ocene zveze med silami in pomiki stebra  
**Figure 3.27:** Suggested method for force - displacement envelope calculation

Zasuk pri katerem bi nosilnost stebra padla na 0 določimo z linearno ekstrapolacijo skozi točki C in U (Slika 3.28), torej iz podobnosti trikotnikov

$$\frac{\theta_{pc} - \theta_c}{1,0} = \frac{\theta_{pc} - \theta_u}{0,80} \quad (3.5)$$

določimo

$$\theta_{pc} = 5\theta_u - 4\theta_c \quad (3.6)$$

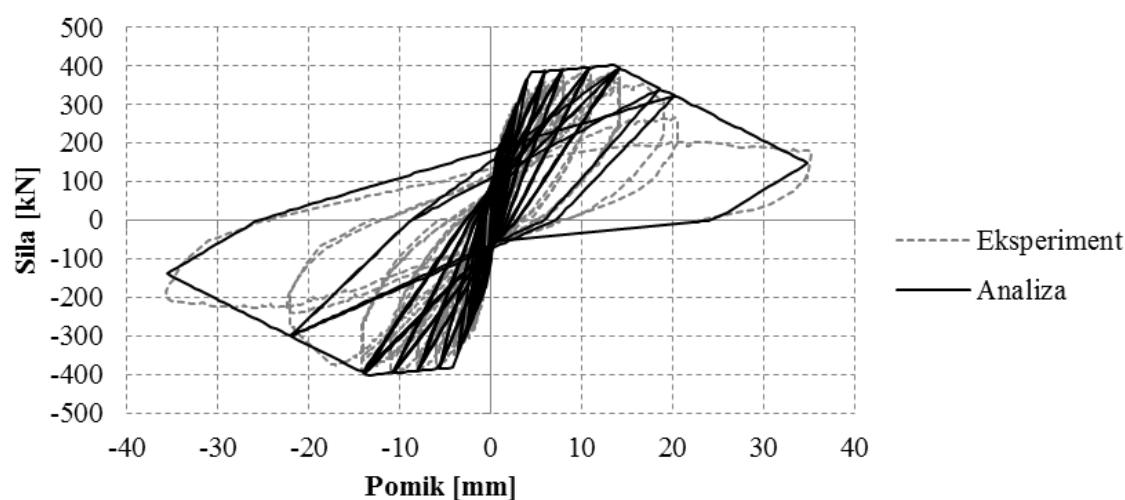


**Slika 3.28:** Ocena zveze med momenti in zasuki (silami in pomiki) stebra v postkritičnem območju  
**Figure 3.28:** Method for moment-rotation (force-displacement) envelope calculation in post critical region

## b) Ocena histereznega odziva

### *Gredni element s koncentrirano plastifikacijo*

Glede na zgoraj izračunane zveze med momentom in rotacijo smo v programu OpenSees pripravili ustrezen model z uporabo grednega elementa s koncentrirano plastifikacijo s Takedinimi histereznimi pravili. Za verifikacijo vgrajenih računskih postopkov za definicijo histereznih ovojníc smo s programskim orodjem PBEE Toolbox (glej poglavje 5.3.1) avtomatsko generirali matematični model preizkušanca NKŠS in izvedli ciklično analizo. Parameter razbremenitve histereznega modela je bil 0,8. Rezultat primerjave je prikazan na sliki 3.29. Za generacijo ovojníc smo upoštevali empirične enačbe, kot so podane v standardu EN1998-3. Ostali rezultati so zbrani v prilogi F (DVD).



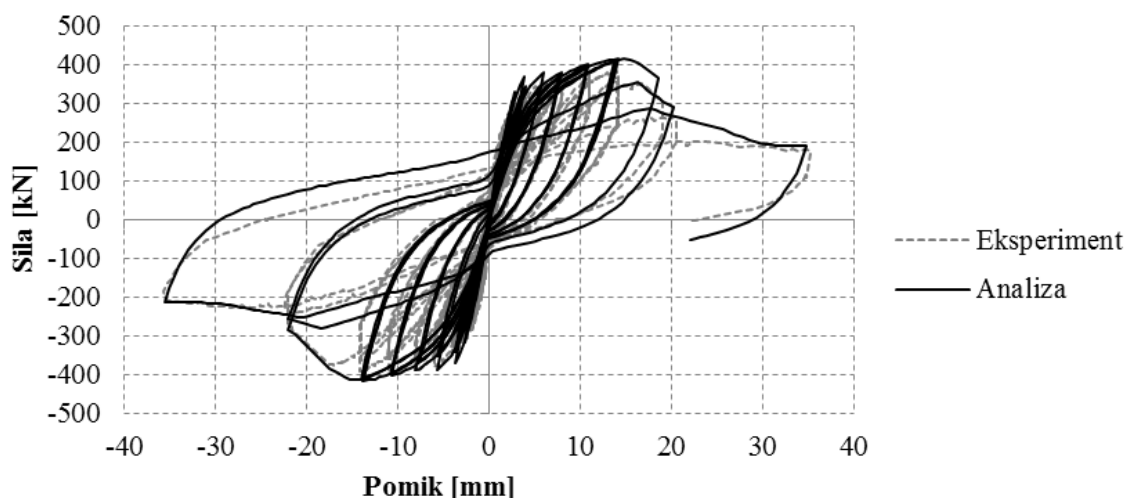
**Slika 3.29:** Primerjava eksperimentalnih rezultatov in računskih rezultatov dobljenih z uporabo grednega modela s Takedinimi histereznimi pravili ( $\beta=0,8$ )

**Figure 3.29:** Comparison of experimental and numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules ( $\beta=0,8$ )

### *Lamelni element*



Za analizo smo preverili uporabo vseh treh formulacij lamelnih elementov, ki so vgrajeni v program OpenSees. Kot najbolj splošen in uporaben se je za modeliranje stebrov izkazal model *BeamWithHinges*. Za konstitucijsko zvezo betona smo uporabili različne materialnimi modele, ki so na voljo v programu, prav tako tudi za jeklo. Izkazalo se je, da lahko s primerno izbiro parametrov že zelo enostavni konstitucijski zakoni zadovoljivo opišejo odziv stebra (seveda le do trenutka v katerem je prišlo do kombinirane upogibno-strižne porušitve). Primer analize z uporabo materialnih modelov *Concrete04* in *Steel02* in primerjava z eksperimentalnimi rezultati je prikazan na sliki 3.30. Pri tem smo pri jeklu upoštevali za Menegotto-Pintove parametre iz izraza (2.60) vrednosti  $R_0=10$ ,  $R_1=0,885$  in  $R_2=0,15$ , za beton pa smo predpostavili, da se po doseženi maksimalni nosilnosti »mehča« v skladu s Popovichevo krivuljo (2.20), t.j. nismo predpisali nenadnega padca nosilnosti betona po doseženi mejni deformaciji 3,5 ‰. Ostali rezultati so zbrani v prilogi F (DVD).



**Slika 3.30:** Primerjava eksperimentalnih in računskih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa  
**Figure 3.30:** Comparison of experimental and numerical results obtained using fibre model

### Element MVLEM

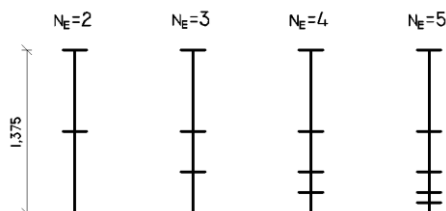
Steber NKŠS smo modelirali tudi z uporabo MVLEM elementov (glej poglavje 2.2.2c). Najprej smo iterativno ocenili potrebno število vzdolžnih vzmeti in število elementov vzdolž stebra. Pri tem smo najprej uporabili standardne parametre ( $\alpha=1,0$ ;  $\beta=1,5$ ;  $\gamma=1,05$ ;  $\delta=0,5$ ), nato pa še prilagojene parametre ( $\alpha=1,60$ ;  $\beta=1,3$ ;  $\gamma=1,00$ ;  $\delta=0,65$ ), kot jih je za škatlaste prereze predlagal Zevnik (2007). Strižni odziv smo pri tem najprej modelirali linearno-elastično, nato pa še z uporabo »shear slip« materiala. Določitev vseh karakteristik vzmeti je prikazana v nadaljevanju.

Steber	$L=$ 1,375 m		
	$A_c=$ 0,169 m <sup>2</sup>		
	$A_{cs}=$ 0,118 m <sup>2</sup>		
Beton:	$f_c=$ 41600 kN/m <sup>2</sup>	Jeklo:	$f_{sy}=$ 324000 kN/m <sup>2</sup>
	$\varepsilon_{co}=$ 0,00222		$f_{su}=$ 455000 kN/m <sup>2</sup>
	$\varepsilon_{cu}=$ 0,00350		$E_s=$ 2e8 kN/m <sup>2</sup>
	$f_{cu}=$ 20800 kN/m <sup>2</sup>		$\varepsilon_{sy}=$ 0,00162
	$E_{cm}=$ 3,37e7 kN/m <sup>2</sup>		$\varepsilon_{su}=$ 0,15900
	$G_c=$ 1,41e7 kN/m <sup>2</sup>		$u=$ 0,0041619 utrditev
	$f_{cm}=$ 3602 kN/m <sup>2</sup>		

Glede na priporočila (Kante 2005) smo steber razdelili na več elementov. Pri tem smo mrežo elementov gostili ob vpetju. Dolžino vsakega element bližje vpetju smo razpolovili, tako je npr. dolžina najkrajšega elementa v primeru petih elementov ( $n_e=5$ ) enaka:

$$l_e = \frac{L}{2^{n_e-1}} = \frac{1,375}{2^4} = 0,0859m$$

Elementi so vedno oštevilčeni od 1 do  $n_e$  od vpetja do vrha stebra.



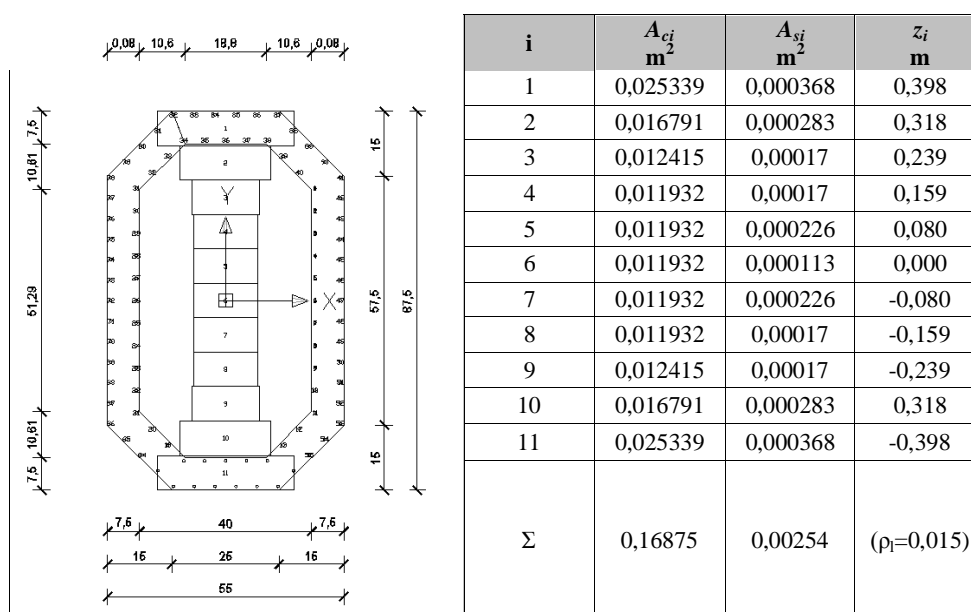
V preglednici 3.16 so prikazane dolžine elementov  $l_e$  za posamezno število delitev stebra na  $n_e$  elementov.

**Preglednica 3.16:** Dolžine elementov za različno število delitev stebra na elemente MVLEM

**Table 3.16:** Element lengths for different number of MVLEM elements

el\ $n_e$	2	3	4	5
5	-	-	-	0,6875
4	-	-	0,6875	0,34375
3	-	0,6875	0,34375	0,171875
2	0,6875	0,34375	0,171875	0,0859375
1	0,6875	0,34375	0,171875	0,0859375

Analize smo izvedli tudi za primer večjega števila elementov, vendar se je 5 elementov v tem primeru izkazalo za primerno izbiro. Nadaljnje drobljenje elementov namreč ni vodilo do boljših rezultatov. Prerez smo razdelili na različno število lamel, in sicer od 5 do 15, vendar smo na koncu izbrali 11 lamel, kot je prikazano na sliki 3.31:



**Slika 3.31:** Delitev preseza na lamele in njihove lastnosti za MVLEM element  
**Figure 3.31:** Section division to fibres and their properties for MVLEM element

V preglednici 3.17 so prikazane lastnosti vzmeti za element 1, t.j. tik ob vpetju, v primeru modeliranja stebra s petimi elementi. Pri izbrani delitvi prereza se izkaže, da je lahko v nekaterih lamelah (predvsem v središču prereza) sila pri nastanku razpok ( $F_{cri}$ ) višja od sile pri začetku tečenja armature ( $F_{yi}$ ). V takem primeru smo silo pri nastanku razpok omejili z 80 % sile pri začetku tečenja armature.

**Preglednica 3.17:** Lastnosti vertikalnih vzmeti v prvem elementu MVLEM

**Table 3.17:** Vertical springs properties for the MVLEM element No.1

i	$k_{i1} = \frac{A_{ci} E_c}{L}$	$k_{i3} = \frac{u A_{si} E_s}{L}$	$F_{cri} = f_{ctm} A_{ci}$	$F_{yi} = f_{sy} A_{si}$	$F_{ci} = f_c A_{ci}$	$F_{cui} = f_{cu} A_{ci}$	$\Delta_y = \varepsilon_{sy} L$	$\Delta_c = \varepsilon_{co} L$	$\Delta_{cu} = \varepsilon_{cu} L$
1	9948589	3564	91	119	1054	527	0,000139	0,000191	0,000301
2	6592609	2741	60	92	699	349			
3	4874219	1647	45	55	516	258			
4	4684622	1647	43	55	496	248			
5	4684622	2189	43	73	496	248			
6	4684622	1095	43	37*	496	248			
7	4684622	2189	43	73	496	248			
8	4684622	1647	43	55	496	248			
9	4874219	1647	45	55	516	258			
10	6592609	2741	60	92	699	349			
11	9948589	3564	91	119	1054	527			

Na začetku smo najprej predpostavili elastično strižno obnašanje, in sicer v enem primeru smo upoštevali togost nerazpokanega v drugem pa togost razpokanega stebra. Nato smo preverili še obnašanje z uporabo t.i. shear slip materiala. Karakteristike slednjega smo ocenili po priporočilih, ki jih predlagajo Calvi *et al.* (2005). V prvem primeru togost elastične vzmeti določimo kot:

$$k_{shear} = \frac{A_{c,s} G_c}{L},$$

v drugem pa kot:

$$k_{shear} = \frac{A_{c,s} G_c I_{cr}}{L I_g}.$$

V primeru nelinearne vzmeti smo za začetno togost uporabili togost nerazpokanega prereza, po nastanku razpok pa togost razpokanega.

Modela smo nato obremenili ciklično, kot v primeru grednega in lamelnega elementa. Zaradi boljše numerične stabilnosti smo korak obremenjevanja zmanjšali (0,1 mm). V nadaljevanju so v grafični podobi (za nekaj manjših in večjih ciklov) podani rezultati za steber razdeljen na 5 elementov s po 11 lamelami, kot je predhodno opisano. Ostali rezultati so zbrani v prilogi F (DVD).

### Elastičen strig - nerazpokani prerezi

$$G_c = 1,41e7 \text{ kN/m}^2 \quad A_c = 0,118 \text{ m}^2$$

Togosti strižnih vzmeti posameznih elementov so prikazane v preglednici 3.18:

**Preglednica 3.18:** Lastnosti strižnih vzmeti v elementih MVLEM za elastičen material

**Table 3.18:** Shear springs properties for the MVLEM element No.1 for elastic material

el	nerazpokani prerezi		razpokani prerezi	
	L m	$k_{shear}$ kN/m	L m	$k_{shear}$ kN/m
5	0,6875	2,416e6	0,6875	8,454e5
4	0,3438	4,831e6	0,3438	1,691e6
3	0,1719	9,662e6	0,1719	3,382e6
2	0,0859	1,932e7	0,0859	6,763e6
1	0,0859	1,932e7	0,0859	6,763e6

## Elastičen strig - razpokani prerezi

Efektivno togost prereza ocenimo npr. z izrazi podanimi v EN1998-2 Dodatek C. S tem dobimo:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = 0,35$$

Togosti strižnih vzmeti z upoštevanjem razpokanosti prereza so prikazane v preglednici 3.18.

## Nelinearen strig

Do nastanka strižnih razpok (pri sili  $V_c$ ) upoštevamo nerazpokano strižno togost, nato pa razpokano togost (bi-linearen diagram). V primeru uporabe kakih drugih materialov bi lahko glede na izraze, ki jih predlagajo Calvi et al. (2005) upoštevali še nadaljnje manjšanje togosti. Samo modeliranje nelinearnega striga je precej kompliciran problem, ki še dandanes ni docela raziskan in bi torej bilo potrebno druge možnosti še preučiti, vendar pa že uporaba omenjenega poenostavljenega postopka daje razmeroma dobre rezultate.

Lastnosti strižnih vzmeti posameznih elementov so prikazane v preglednici 3.19. Togost po doseženi sili  $V_c$  je torej enaka 35% začetne togosti (glej zgoraj). Silo  $V_c$  pri kateri nastanejo strižne razpoke smo ocenili z izrazom (3.7), ki ga predlaga standard ACI 318 (2002), ker se bolje ujema z eksperimentalno določeno silo pri kateri so nastale prve upogibno-strižne razpoke, kot npr. izraz (2.157) za  $V_{Rd,c}$ , ki je vključen v EN1992-1-1.

$$V_c = \left( 0,29\sqrt{f_c} + 0,3f_{pc} \right) b_w d + V_{pc} \quad (3.7)$$

$$V_c = \left( 0,29\sqrt{41,6} + 0,3 \frac{512000}{168750} \right) 150 \cdot 0,9 \cdot 875$$

$$V_c = 328kN$$

**Preglednica 3.19:** Lastnosti strižnih vzmeti v elementih MVLEM za material shear slip

**Table 3.19:** Shear springs properties for the MVLEM element No.1 for shear slip material

el	L m	$k_{shear,1}$ kN/m	Fy	$\Delta_y = \frac{F_y}{k_{shear,1}}$	utrditev	$\alpha$
5	0,6875	2,416e6	328,0	1,358e-4		
4	0,3438	4,831e6	328,0	6,789e-5		
3	0,1719	9,662e6	328,0	3,395e-5	0,35	0,5
2	0,0859	1,932e7	328,0	1,697e-5		
1	0,0859	1,932e7	328,0	1,697e-5		

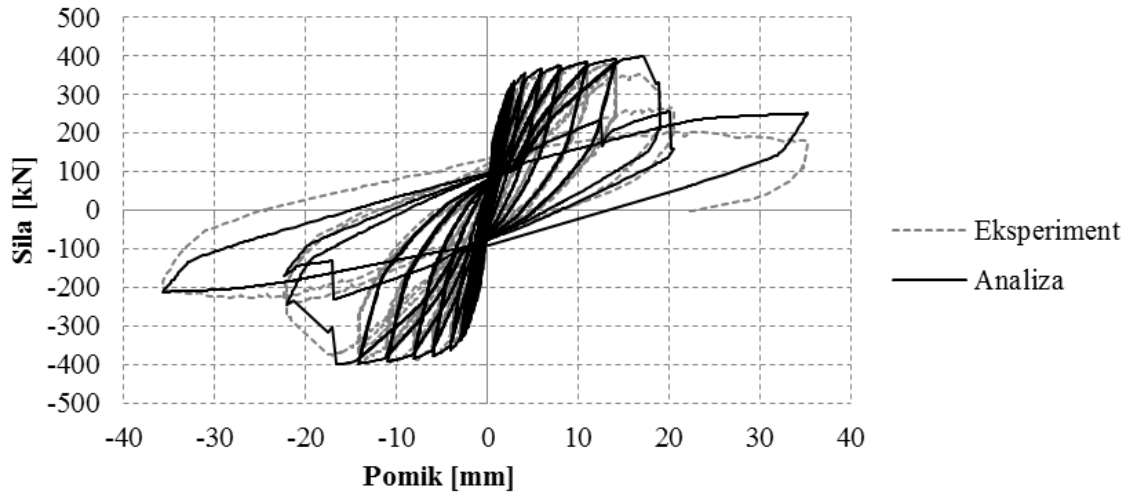
Glede na eksperimentalne rezultate so se večje upogibno-strižne razpoke pojavile pri sili cca. 300 kN (glej 3.2.3). Za primerjavo izračunamo tudi strižno nosilnost betona po EN1992-1-1<sup>3</sup>, t.j. z izrazom (2.157):

$$\begin{aligned} V_{Rc,EC2} &= \left[ C_{Rd,c} k (100\rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp} \right] b_w d = \\ &= \left[ 0,18 \cdot 1,5 (100 \cdot 0,011 \cdot 41,6)^{1/3} + 0,15 \cdot \frac{512000}{168750} \right] 150 \cdot 0,9 \cdot 875 = \\ &= 168kN \end{aligned}$$

ki je torej skoraj za polovico nižja od eksperimentalno določene sile ob nastanku strižnih razpok.

<sup>3</sup> Opomba: Vrednost za  $V_{Rc,EC2}$  na tem mestu je večja od vrednosti iz poglavja 3.2.2e), ker smo na tem mestu upoštevali dejanski delež natezne armature iz analize prereza, v napovedi pa smo predpostavili, da je v nategu le polovica vzdolžne armature.

Rezultati cikličnega odziva za izbrane vhodne parametre so prikazane na sliki 3.32. Sicer pa je že približen – začetni model, t.j. model s privzetimi standardnimi parametri in elastično strižno vzmetjo, dal razmeroma dobre globalne rezultate. S kompleksnejšim modelom pa smo uspeli precej dobro opisati celoten odziv po fazah, t.j. posamezne cikle.



**Slika 3.32:** Primerjava računskih in eksperimentalnih rezultatov za model MVLEM  
**Figure 3.32:** Comparison of numerical and experimental results for MVLEM element

### 3.3 Neutrjen srednje dolg steber s škatlastim prerezom (NDŠS)

#### 3.3.1 Opis preizkušanca NDŠS

##### a) Geometrija

Tudi geometrija preizkušanca NDŠS je predstavljena v poglavju 3.1.

##### b) Materiali

Armatura v stebru NDŠS je bila enaka kot v primeru NKŠS (glej 3.2.1b). Za NDŠS je bila izmerjena tlačna trdnost betona  $f_c=49,1$  MPa. V obeh primerih (NKŠS in NDŠS) je bil projektni trdnostni razred betona C50/60, ki je bil določen na podlagi eksperimentalnih preiskav tlačne trdnosti betona stebrov prototipnega viadukta.

##### c) Velikost osnih sil v modelih

Nivo osne sile v prototipnem stebru NDŠS,  $\eta_{k,S28}$ , pri trdnostnem razredu betona C50/60 in površini prečnega prereza stebra  $A_c=2,7$  m<sup>2</sup> je:

$$\eta_{k,S28} = \frac{8918}{50000 \cdot 2,7} = 0,066 = \eta_{k,NDŠS} \quad (3.8)$$

Velikost osne sile  $N_{NDŠS}$  modela NDŠS ob upoštevanju površine prečnega prereza modela  $A_{cm}=0,169$  m<sup>2</sup> je tako enaka:

$$N_{NDŠS} = \eta_{k,S28} \cdot f_{ck} \cdot A_{cm} = 0,066 \cdot 50000 \cdot 0,169 = 557 \text{ kN} \quad (3.9)$$

Dejansko je bila v primeru modela NDŠS uporabljena nekoliko višja osna sila, in sicer  $N_{NDŠS}=590$  kN.

##### d) Opis preiskave in merilna mesta

Steber NDŠS je bil med preiskavo v ležečem položaju. Glede na analitično napoved odziva (glej 3.2.2) smo predvideli sistem obremenjevanja kjer smo do začetka tečenja armature kontrolirali silo, kasneje pa pomike. Vsaka faza je vsebovala po tri polne cikle (tri pozitivne in tri negativne). Potek faz in kontrolirane količine so prikazane v preglednici 3.20.

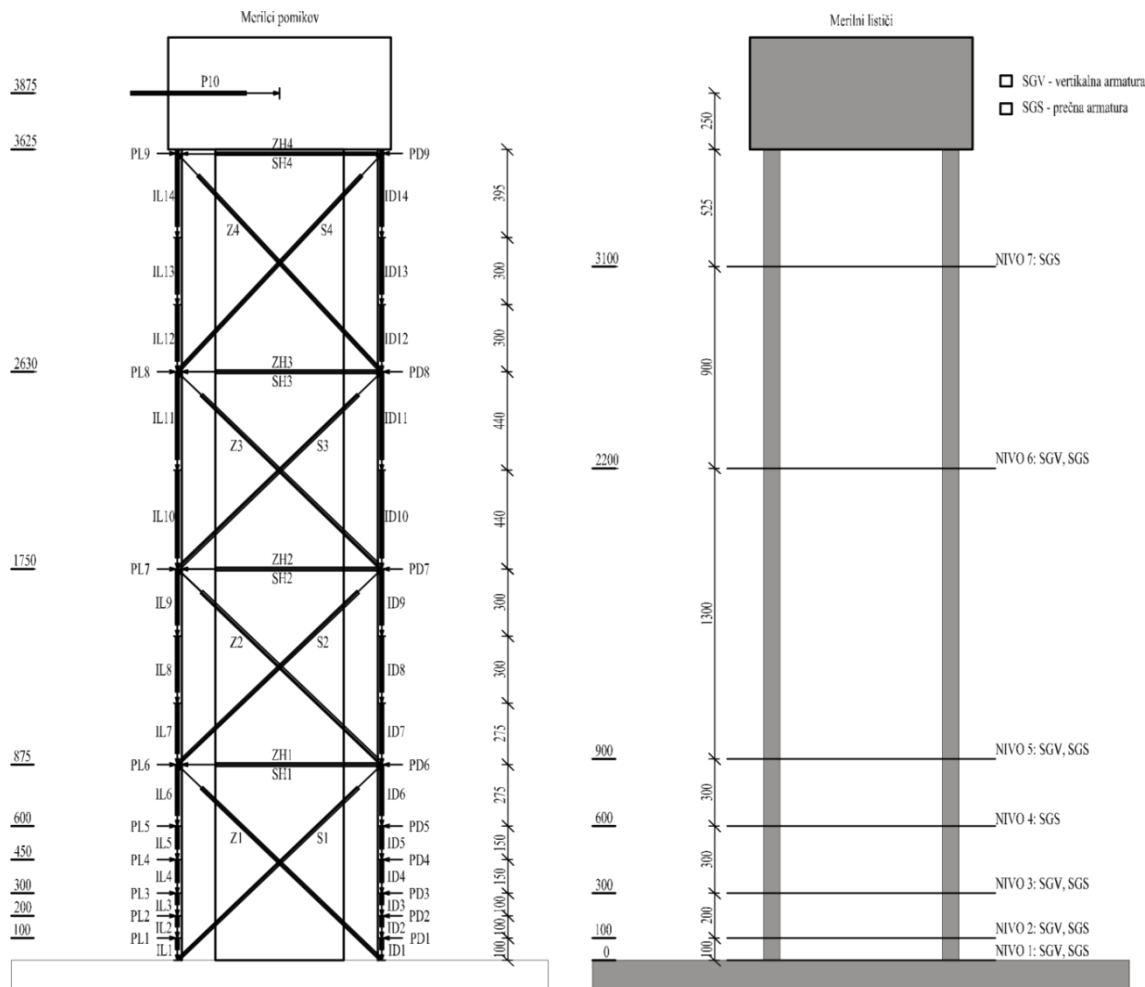
**Preglednica 3.20:** Faze obremenjevanja stebra NDŠS

**Table 3.20:** Load phases for pier NDŠS

Faza	P [kN]	$\Delta$ [mm]
1	24	
2	48	
3	74	
4	85	
5	98	
6	110	10,11
7		15
8		20
9		30
10		40
11		60
12		80
13		100
14		92

Podobno kot v primeru NKŠS (glej 3.2.1d) smo tako na vertikalno kot na stremensko armaturo na izbranih mestih nalepili merilne lističe. Uporabili smo enak razpored lističev, kot v primeru NKŠS le da smo poleg obstoječih pet nivojev dodali še dva nivoja z lističi (slika 3.33). Situacija položaja merilnih lističev v stebru NKŠS in NDŠS je prikazana na sliki 3.8. Meritve vertikalnih deformacij

vzdolž obeh krajnih stranic stebra in ukrivljenosti prereзов stebra smo vršili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov, kot je prikazano na sliki 3.33.



Slika 3.33: Pozicija merskih mest na modelu NDŠS  
Figure 3.33: Measuring positions in NDŠS model

### 3.3.2 Napoved odziva pred eksperimentom

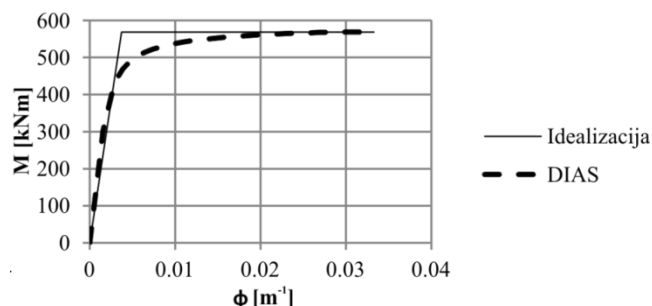
Za neutrjen srednje dolg stebel, t.j. model NDŠS smo opravili podobne analize kot za model NKŠS. Praktično vsi parametri v izračunih so enaki, razen osne sile, ki je v tem primeru znašala 590 kN in tlačne trdnosti betona, ki je bila v tem primeru nekoliko višja in sicer 49,1 MPa.

#### a) Analitična metoda

Podobno kot za model NKŠS smo tudi za model NDŠS najprej določili zvezo med momentom in ukrivljenostjo. Pri analizah smo upoštevali eksperimentalno določene trdnostne karakteristike betona in armature (glej 3.2.1b), ter osno silo kot je podana v 3.2.1c). Pri tem smo podobno kot v primeru NKŠS uporabili model betona, ki je vključen v standardu EN1992-1-1 za nelinearno analizo in Menegotto-Pintov model jekla.

V preglednici so primerjane karakteristične točke določene s programom DIAS. Za določitev histerezne ovojnice stebra NDŠS smo uporabili enake postopke, kot v primeru stebra NKŠS (glej 3.2.2a). Točko ob začetku nastanka razpok smo določili kot:

$$M_{cr} = \left( 4,02 + \frac{0,590}{0,169} \right) \frac{2 \cdot 0,0136}{0,875} = 233 \text{ kNm}; \quad \phi_{cr} = \frac{206}{35,46 \cdot 10^6 \cdot 0,0136} = 0,00048 \text{ m}^{-1}.$$



**Slika 3.34:** Elasto-plastična idealizacija krivulje moment-ukrivljenost za model NDŠŠ  
**Figure 3.34:** Elastic-plastic idealisation of moment-curvature relationship for specimen NDŠŠ

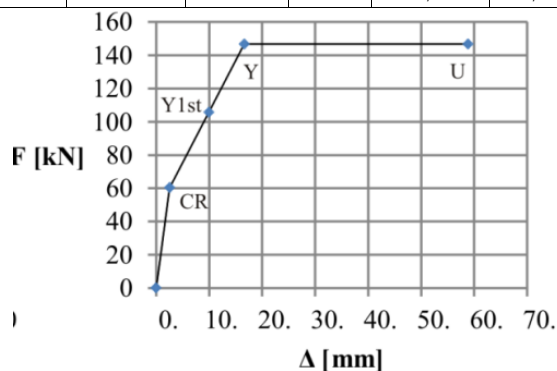
**Preglednica 3.21:** Rezultati analize moment-ukrivljenost za steber NDŠŠ

**Table 3.21:** Moment-curvature analysis results for specimen NDŠŠ

Model NDŠŠ		DIAS (1990)
Meja tečenja	$M_{y1st}$ [kNm]	409,8
	$\phi_{y1st}$ [m <sup>-1</sup> ]	0,0027
Idealna nosilnost	$M_y$ [kNm]	569
	$\phi_y$ [m <sup>-1</sup> ]	0,00374
Mejna nosilnost	$EI_{eff} / EI_g$	0,396
	$M_u$ [kNm]	569
Duktilnost za ukrivljenost	$\phi_u$ [m <sup>-1</sup> ]	0,03327
	$\mu_\phi$	8,9

Podobno kot za steber NKŠŠ smo določili tudi pričakovano zvezo med silo in pomikom, ki je prikazana na sliki 3.35.

	točka	$\phi$ [m <sup>-1</sup> ]	$M$ [kNm]	$F$ [kN]	$\Delta_{upogib}$ [mm]	$\Delta_{strig}$ [mm]	$\Delta$ [mm]	$\Theta$ [%]
Model NDŠŠ $L=3,875$ m $L_{pl}=0,353$ m	cr	0,00048	234	60	2,42	0,14	2,6	0,07
	y <sup>1st</sup>	0,00269	410	106	9,35	0,62	10,0	0,26
	y	/	569	147	/	/	16,6	0,43
	u	0,03328	569	147	/	/	58,9	1,52



**Slika 3.35:** Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za model NDŠŠ  
**Figure 3.35:** Estimated tri-linear force-displacement relationship for specimen NDŠŠ

V primeru modela NDŠŠ smo torej pričakovali duktilnost za pomike pri doseženi maksimalni sili (tri-linearna ovojnica) v vrednosti,

$$\mu_{\Delta, NDSS} = \frac{\Delta_{u, NDSS}}{\Delta_{y, NDSS}} = \frac{58,9}{16,6} = 3,54.$$

#### b) Empirični izrazi po EN1998-3 (CEN 2005c)



Podobno kot za model stebra NKŠS smo tudi za model stebra NDŠS določili zasuk na meji tečenja in mejni zasuk z empiričnimi izrazi, ki so privzeti v standardu EN1998-3 ob upoštevanju priporočil za stene in dejstva, da gre za stebre z neustreznimi konstrukcijskimi detajli. Zasuk na meji tečenja je tako:

$$\theta_y = 0,00269 \cdot \frac{3,875 + 0,0}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,135 \frac{3875}{875} \right) + \frac{0,00162}{875} \frac{6 \cdot 324}{6\sqrt{41,6}}$$

$$\theta_y = 0,00348(81,0\%) + 0,00089(18,8\%) + 0,00001(0,2\%) = 0,00429$$

oz.

$$\theta_y = 0,00269 \cdot \frac{3,875 + 0,0}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,125 \frac{3875}{875} \right) + 0,13 \cdot 0,00269 \frac{324}{\sqrt{41,6}}$$

$$\theta_y = 0,00348(77,8\%) + 0,00089(20,0\%) + 0,00010(2,2\%) = 0,00446,$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja:

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,00429 \cdot 3875 = 16,6 \text{ mm},$$

oz.

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,00446 \cdot 3875 = 17,30 \text{ mm}.$$

V zgornjih izrazih smo tokrat, za faktor  $\alpha_V$  (glej 2.2.5b) upoštevali vrednost  $\theta$ , saj je strižna nosilnost betona ( $V_{Rd,c}=168$  kN, glej 3.2.2e) večja od sile ob začetku tečenja vzdolžne armature ( $V_y=M_y/L=147$  kN).

Mejni zasuk modela stebra NDŠS ob istih predpostavkah kot pri stebri NKŠS, je glede na EN 1998-3 enak:

$$\theta_{um}^* = 0,825 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,6} 0,3^{0,071} \left[ \frac{0,025}{0,093} 49,1 \right]^{0,225} \left( \frac{3875}{875} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,0 \cdot 0,0067 \frac{240}{49,1} \right)}$$

$$\theta_{um}^* = 0,00825 \cdot 0,918 \cdot 1,77 \cdot 1,68 \cdot 1,0 = 0,0228,$$

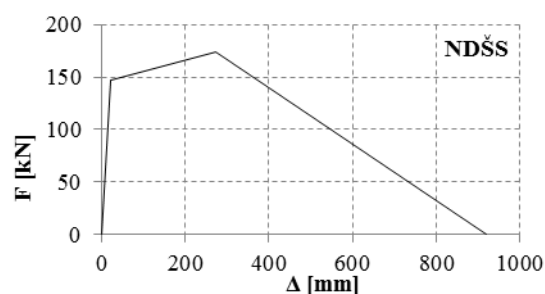
kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_{um} = \theta_{um} L = 0,0228 \cdot 3875 = 88 \text{ mm}$$

### c) Empirični izrazi po Haseltonu (2006)

Za steber NDŠS smo opravili enake analize kot v primeru stebra NKŠS (glej 3.2.2c). Rezultati so prikazani na sliki 3.36.

točka	$\theta$	$M$ [kNm]	$\Delta$ [mm]	$F$ [kN]
y	0,005	569	20,9	147
c	0,070	673	272,6	174
c+pc	0,237	0	919,0	0



Slika 3.36: Ovojnica sila-pomik za model NDŠS določena po Haseltonu (2006)

Figure 3.36: Force-displacement envelope for specimen NDŠS determined using Haselton's procedure (2006)

### d) Metoda CAE (Peruš *et al.* 2006)

Tudi steber NDŠS ni tipičen predstavnik t.i. PEER-ove eksperimentalne baze, vendar pa se kljub temu njegovi vhodni parametri ujemajo s parametri baze.

	$v = \frac{590kN}{4,91 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1690cm^2} = 0,071 \in [0;0,6]$
Vhodni parametri:	$\alpha_{\rho_w} = 0,0 \in [0;0,14]$
	$L/h = \frac{3875}{875} = 4,43 \in [2,0;6,0]$
	$f_c = 49,1MPa \in [20;120]$
CAE	↓
Izhodni parametri	$\theta_m = 0,0242 \rightarrow \Delta_m = \theta_m L = 0,0242 \cdot 3875 = 94 \text{ mm}$
	$\theta_u = 0,0450 \rightarrow \Delta_u = \theta_u L = 0,0450 \cdot 3875 = 174 \text{ mm}$

### e) Strižna nosilnost

Preizkušanecek NDŠS je za razliko od NKŠS razmeroma vitek, zato smo lahko pričakovali, da bo pri njegovem odziv upogibno obnašanje igralo večjo vlogo od strižnega. Strižno nosilnost preizkušanca smo podobno kot v primeru NKŠS ocenili z različnimi metodami, ki so opisane v poglavju 2.2.6.

#### Standard EN1998-2

Glede na standard EN1998-2 določimo strižno nosilnost AB prereza brez stremenske armature z izrazom (2.157), t.j.

$$V_{R,c} = \left[ \frac{0,18}{1,0} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 875}} \right) (100 \cdot 0,5 \cdot 0,015 \cdot 49,1)^{1/3} + 0,15 \frac{0,59}{0,169} \right] 150 \cdot 0,9 \cdot 875 =$$

$$V_{R,c} = 106 + 62 = 168kN \quad (V_{Rd,c} = 71 + 62 = 133kN)$$

Ker je strižna nosilnost betona večja od sile pri kateri smo pričakovali tečenje vzdolžne armature (146 kN) pričakujemo, da bo vpliv striga na podajnost precej manjša kot v primeru NKŠS. Strižno nosilnost stremenske armature ob vpetju je v primeru NDŠS enaka kot v primeru NKŠS:

$$V_{R,s} = \frac{4\phi 4}{50} 0,9 \cdot 875 \cdot 240 \cdot \cot 45 = 171kN \quad (V_{Rd,s} = 149kN)$$

Vsota vseh prispevkov je torej:

$$V_R = V_{R,s} + V_{R,c} = 168 + 171 = 339kN$$

#### Standard EN1998-3

Glede na standard EN1998-3 uporabimo za oceno strižne nosilnosti izraz (2.178). V preglednici 3.22 je prikazan izračun strižne nosilnosti (vse komponente) modela stebra NKŠS v odvisnosti od duktilnosti. Pri tem smo ohranili vse predpostavke, kot v primeru stebra NKŠS.

**Preglednica 3.22:** Strižna nosilnost stebra NKŠS po EN1998-3

**Table 3.22:** Specimen NKŠS shear strength determined by EN1998-3

$\mu_A = A/A_y$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
<b>k1 (2.174)</b>	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
<b>k2 (2.175)</b>						0,24					
<b>k3 (2.176)</b>						0,29					
<b>V<sub>P</sub> (2.171) [kN]</b>	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50	50
<b>V<sub>C</sub> (2.172) [kN]</b>	58	55	52	49	46	44	44	44	44	44	58
<b>V<sub>w</sub> (2.173) [kN]</b>	171	162	154	145	137	128	128	128	128	128	171
<b>V<sub>R</sub> (2.178) [kN]</b>	291	279	268	256	245	233	222	222	222	222	222

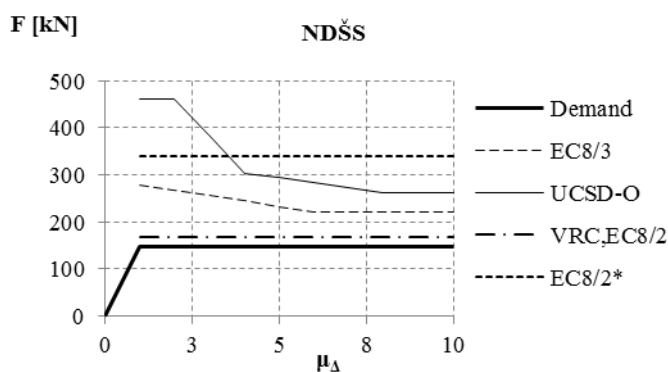
Podobno kot za NKŠS tudi za NDŠS prikazujemo povzetek izračuna strižne nosilnosti po UCSD-O metodi (2.2.6c) v preglednici 3.23.

**Preglednica 3.23:** Izračun strižne nosilnosti stebra NDŠS po UCSD-O

**Table 3.23:** NDŠS specimen shear strength as determined by UCSD-O method

$\Delta$ [mm]	3,4	6,8	10,2	13,6	17,0	20,3	23,7	27,1	30,5	33,9
$\mu_{\Delta}$	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
$V_P$ (2.171) [kN]	50									
$V_w$ (2.173) [kN]	171									
$\gamma$ (2.192)	0,29	0,29	0,195	0,10	0,088	0,075	0,063	0,05	0,05	0,05
$V_C$ (2.191) [kN]	240	240	240	161	83	72	62	52	41	41
$V_R$ (2.148) [kN]	461	461	461	382	304	293	283	273	262	262

Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti določene po izbranih metodah v odvisnosti od duktilnosti za pomike je prikazana na sliki 3.37. Na sliki 3.37 je prikazana tudi strižna nosilnost, če seštejemo prispevka stremen in betona (EC8/2\*).



**Slika 3.37:** Primerjava strižnih zahtev ( $F(\mu_{\Delta})$ ) in strižne nosilnosti za steber NDŠS  
**Figure 3.37:** Comparison between shear demand ( $F(\mu_{\Delta})$ ) and shear strength for NDŠS specimen

### 3.3.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

V nadaljevanju so podani povzetki eksperimentalnega odziva modela stebra NDŠS po fazah. Karakteristične točke ovojnice, ocenjene glede na podlagi eksperimentalno dobljene histereze, za steber NDŠS so prikazane v preglednici 3.24. Za več podrobnosti o eksperimentalnem odzivu preizkušanca NDŠS glej poročilo (Bevc 2006a).

**Preglednica 3.24:** Eksperimentalni rezultati obnašanja stebrov NDŠS (Bevc 2006a)

**Table 3.24:** Experimental results for models NDŠS (Bevc 2006a)

Opis	NDŠS
$F_y'$ – sila pri začetku lezenja skrajne plasti armature [kN]	109
$F_y$ – sila na meji lezenja armature [kN]	141
$\Delta y'$ – pomik na začetku lezenja skrajne plasti armature [mm]	10,11
$\Delta y$ – pomik na meji lezenja armature [mm]	16,65
$F_{max}$ – maksimalna dosežena horizontalna sila [kN]	158
$\Delta F_{max}$ – pomik pri maksimalni horizontalni sili [mm]	80
$\Delta m$ – maksimalni pomik pred pričetkom porušitve [mm]	92
$\mu \Delta F_{max}$ – duktilnost glede na pomik pri maksimalni sili	4,80
$\theta F_{max}$ – zasuk stebra pri maksimalni sili [%]	2,07
$\theta m$ – zasuk stebra pri maksimalnem pomiku [%]	2,37

#### Faza 0 ( $P=590$ kN)

Model stebra NKŠS smo obremenili z osno silo 590 kN s pomočjo jeklenih zateg.

#### Faze 1-4

Pri stebri NDŠS sta se prvi vidna razpoka pojavili v prvem ciklu tretje faze obremenjevanja (74 kN) na višini cca. 30 cm od vpetja stebra. V naslednjih dveh ciklih obremenjevanja se nove razpoke niso pojavile, temveč sta se obstoječi razpoki podaljševali. V četrti fazi (85 kN) so se pojavile nove razpoke, in sicer je v prvem ciklu v levo nastala nova razpoka na višini cca. 10 cm ter razpoka ob vpetju stebra v temelj. Novi razpoki, ki sta nastali na višini cca. 90 in 200 cm, sta potekali neposredno po delovnem stiku dveh segmentov. Pri obeh smereh obremenitve se je pojavil praktično enak vzorec razpok.

#### ***Fazi 5-6***

V peti fazi (98 kN) so se obstoječe razpoke podaljšale, nastale pa so tudi nove predvsem v območju do višine cca. 50 cm. V šesti fazi obremenjevanja (110 kN, 10 mm) je začela teči robna armatura. Nekatere obstoječe razpoke v spodnjem delu stebra so se podaljšale že preko polovice stebra, na obeh straneh so nastale tudi nove razpoke na višinah cca. 50, 70 in 100 cm. Podoben vzorec razpok se je pojavil tudi na notranji strani stebra.

#### ***Faza 7 (15 mm)***

V sedmi (15 mm) in osmi fazi (20 mm) so nastajale nove razpoke do višine 150 cm. Pri tem je bila največja širina razpok cca. 0,40 mm, v večini pa je bila okrog 0,10 mm.

#### ***Faza 8 (20 mm)***

Upogibna razpoka na delovnem stiku na višini 200 cm je bila široka 0,25 mm, in je do konca osme faze začela prehajati v strižno razpoko. Tečenje armature je nastopilo pri pomiku cca. 16,65 mm, pri sili 141 kN.

#### ***Faza 9 (30 mm)***

V deveti fazi (30 mm) so še vedno nastajale nove razpoke, ob tem so se obstoječe podaljševale. V tej fazi je prišlo že do začetka luščenja krovnega sloja betona na bočnih površinah stebra na višini 3-5 cm od vpetja. Maksimalne širine razpok so bil že cca. 0,95 mm, širina razpoke na višini 200 mm pa je bila 0,6 mm.

#### ***Faza 10 (40 mm)***

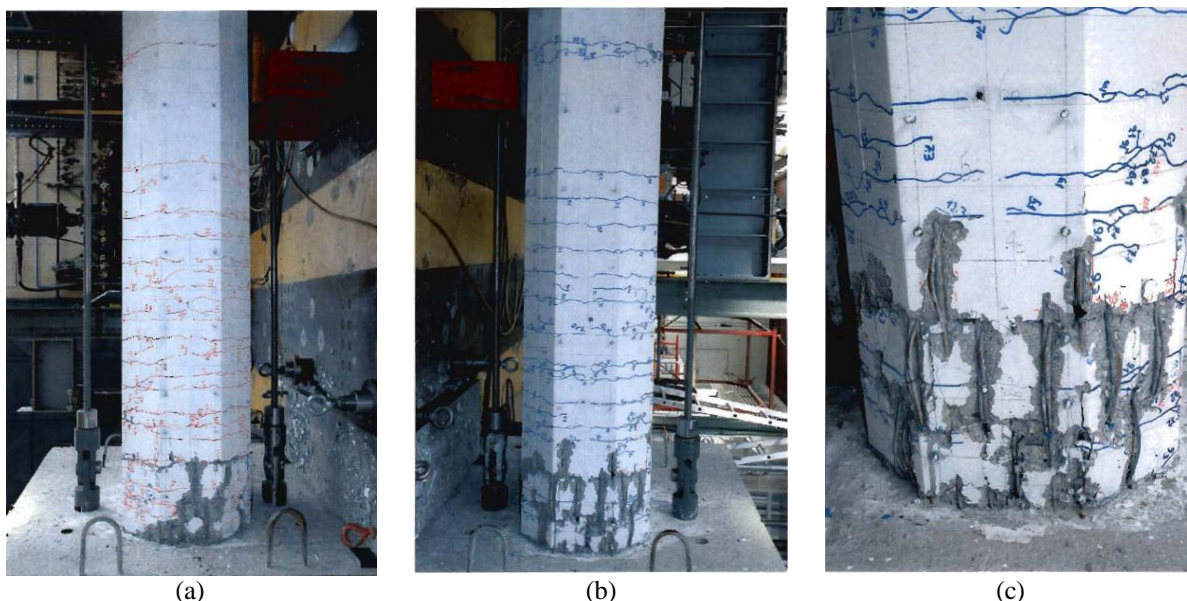
V deseti fazi (40 mm) je že prišlo do lokalnega uklona vzdolžne armature na območju odpadanja krovnega sloja.

#### ***Faza 11 (60 mm)***

V enajsti fazi (60 mm) so se na notranji strani stebra v vogalih pojavljati vertikalne razpoke do višine cca. 15 cm. V kasnejših ciklih enajste faze se je nadaljevalo lokalno luščenje krovnega sloja betona in uklanjanje vzdolžne armature.

#### ***Faza 12 (80 mm)***

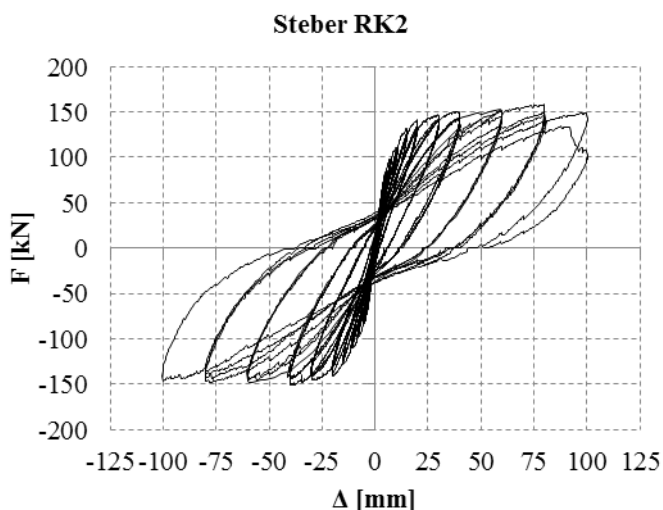
V dvanajsti fazi (80 mm) so bile poškodbe zaradi uklona armature, tako na zunanji, kot na notranji strani precej intenzivne. Te poškodbe so nastale predvsem na bočnih površinah stebra, do višine cca. 30 cm. V tej fazi je bila pri pomiku 80,00 mm dosežena največja prečna sila 158 kN. Duktilnost stebra za pomike  $\mu_{\Delta P_{max}}$  pri tej sili je tako znašala približno 4,8.



**Slika 3.38:** Poškodbe desne (a) in leve strani (b, c) stebra NDŠS po končani preiskavi  
**Figure 3.38:** Damage at the right (a) and left side (b,c) of the NDŠS specimen after the test

### Faza 13 (100 mm)

Porušitev stebra je nastopila pri pomiku 100 mm, t.j. v trinajsti fazi. Po pričakovanju so se najširše razpoke pojavile na mestih preklapov armature ob vpetju stebra v temelj na višinah ca. 15, 30 in 45 cm. Lokalni uklon armaturne palice v področju preklopa se je zgodil že pri pomiku 30 mm. Do uklona armaturnih palic na notranji strani je prišlo šele pri pomiku  $\delta = 80$  mm. Poškodovanost stebra na zunanji strani po končani preiskavi je prikazana na sliki 3.38. Poškodbe na notranji strani pa so prikazane na sliki 3.40. Celoten histerezni odziv stebra pa je prikazan na sliki 3.39.



**Slika 3.39:** Histerezno obnašanje modela NDŠS  
**Figure 3.39:** Hysteretic behaviour of specimen NDŠS



**Slika 3.40:** Odpadanje betona ob uklonu armaturnih palic na notranji površini stebra NDŠS pri pomiku  $\Delta = 100,0$  mm

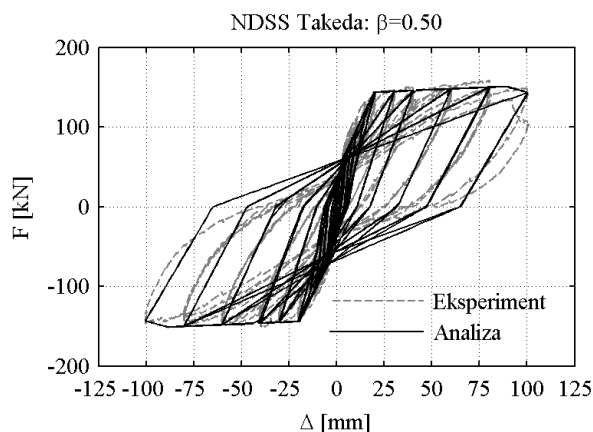
**Figure 3.40:** Concrete spalling and reinforcement buckling inside the pier NDŠS at horizontal displacement  $\Delta = 100,0$

### 3.3.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

Podobno kot za model stebra NKŠS smo tudi za model NDŠS pripravili različne nelinearne modele stebra. Rezultati cikličnih analiz in primerjava z eksperimentalnimi rezultati so prikazani v nadaljevanju. Tokrat ne prikazujemo določevanja histerezne ovojnice po eksperimentu, ker so postopki in rezultati enaki kot v napovedi odziva (glej 3.3.2).

### ***Gredni element s koncentrirano plastifikacijo***

Tudi za NDŠS smo pripravili gredni model s koncentrirano plastifikacijo s Takedinimi histereznimi pravili z uporabo programskega orodja PBEE Toolbox. Za določitev histerezne ovojnice smo upoštevali priporočila standarda EN1998-3 (glej 3.3.2b). Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov je prikazana na sliki 3.41. Raztežitveni parameter za Takedina histerezna pravila je imel vrednost 0,5.

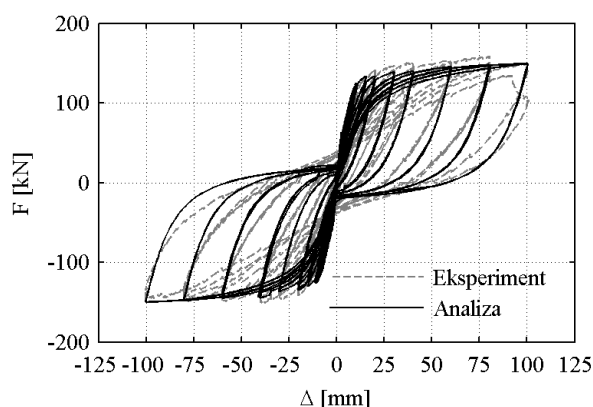


**Slika 3.41:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s Takedinimi histereznimi pravili za steber NDŠS

**Figure 3.41:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules

### ***Lamelni element***

Uporabili smo lamelni element tipa *beamWithHinges*, ki je vgrajen v program OpenSees. Prerez smo razdelili na lamele široke približno 1cm, podobno kot v primeru stebra NKŠS. Za določitev dolžine plastičnega členka smo uporabili izraz (2.126). Za opis konstitucijske zveze med napetostmi in deformacijami smo uporabili materiala *Concrete04* in *Steel02*.

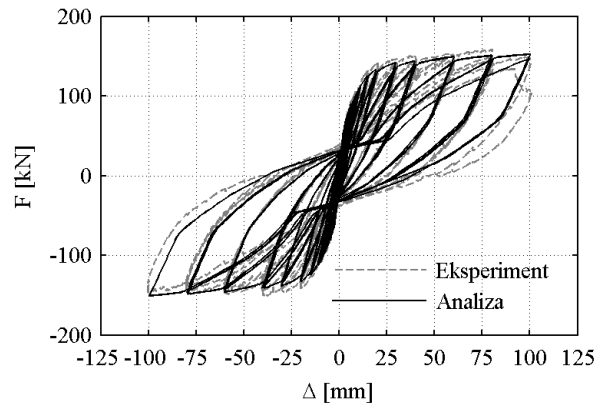


**Slika 3.42:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa

**Figure 3.42:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model

### ***Element MVLEM***

Model preizkušanca NDŠS smo pripravili na enak način kot za NKŠS, t.j. uporabili smo 5 elementov MVLEM z 11 vertikalnimi vzmetmi (glej). Strižno obnašanje smo opisali z elastičnim materialom s karakteristikami nerazpokanega prereza, saj nismo pričakovali strižnih razpok. Primerjava med analitičnimi in eksperimentalnimi rezultati je prikazana na sliki 3.43. Za parameter *c* smo upoštevali vrednost 0,4.



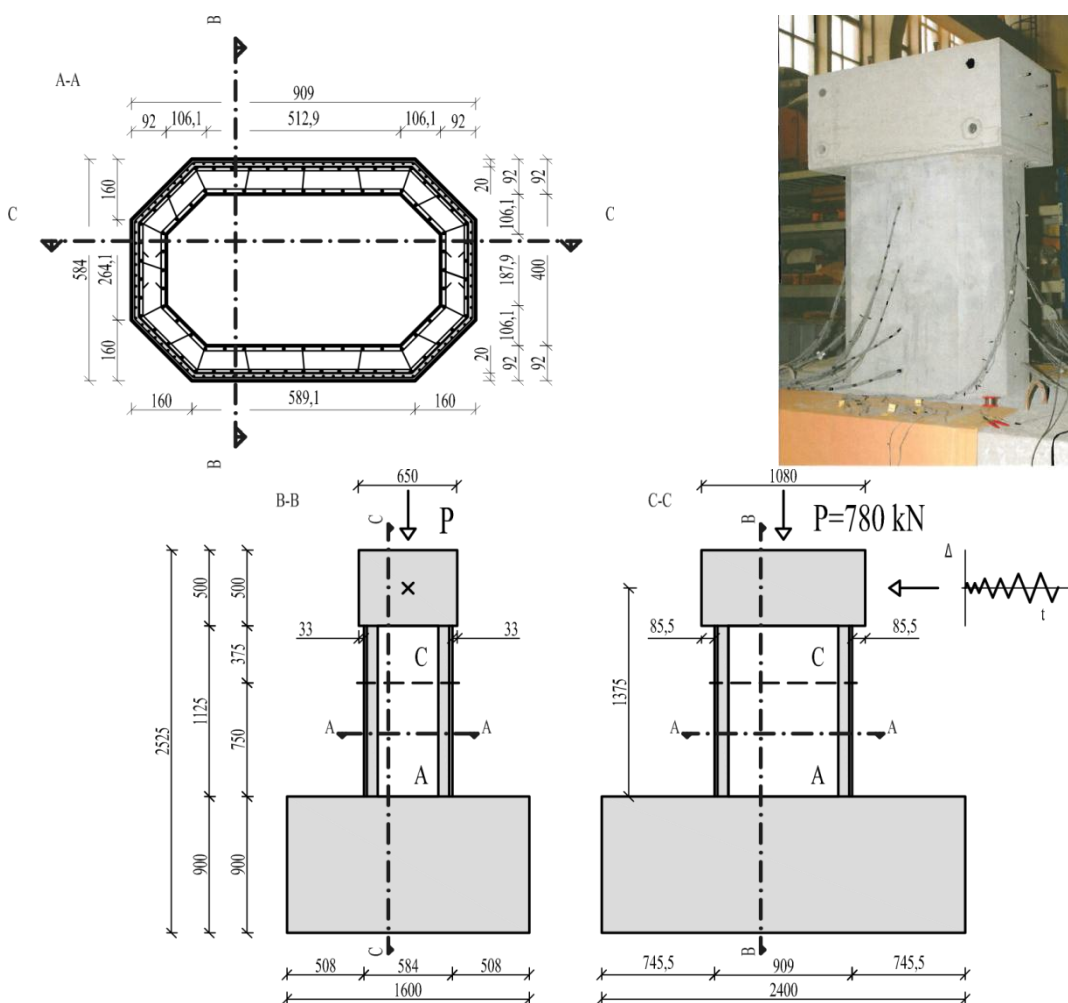
**Slika 3.43:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo elementa MVLEM  
**Figure 3.43:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using MVLEM elements

### 3.4 Škatlast steber utrjen z betonskim plaščem (UKŠS-BPL)

#### 3.4.1 Opis preizkušanca UKŠS-BPL

##### a) Geometrija

Preizkušanec UKŠS-BPL, t.j. model utrjenega stebra UKŠS-BPL je bil preizkušen podobno kot oba modela neutrjenih stebrov, t.j. uporabljena je bila enostavna modelna podobnost v merilu 1:4. Model UKŠS-BPL je imel enake dimenzije in je bil enako armiran kot model NKŠS (glej 3.2.1a), ki je bil izdelan na podlagi prototipa stebra dejanskega viadukta. Krovna plast betona na zunanji strani je bila najprej za 3 mm stanjšana, nato pa smo namestili dodatno 2 cm debelo plast betona armiranega z armaturno mrežo. Betonski plašč je bil na originalen steber sidran prek jeklenih sider.



Slika 3.44: Geometrija modela stebra UKŠS-BPL.

Figure 3.44: Geometry of the strengthened specimen UKŠS-BPL

##### b) Materiali

Za betoniranje stebra smo uporabili samozgoščevalni beton projektiranega trdnostnega razreda C50/60 z uporabo agregata z maksimalnim premerom zrna 8 mm in ustreznimi dodatki. Pred izvedbo plašča smo, zaradi zagotovitve boljšega oprijema s plaščem, zunanjo površino stebra speskali, nato pa so v rastru 10 x 10 cm vgradili kotna sidra premera 3,4 mm, na katera so pritrdili mrežo iz gladke armature premera 3,4 mm v rastru 2,5 x 2,5 cm. Pri tem je bila horizontalna armatura plašča na zunanji strani vertikalne armature. Pred betoniranjem plašča so ob vpetje stebra položili gumijast trak debeline 3mm, s katerim so preprečili fizični stik med plaščem in temeljem. Tudi za beton v plašču je bil uporabljen



samozgoščevalni beton projektiranega trdnostnega razreda C50/60, le da je bil tokrat uporabljen agregat z maksimalnim premerom zrna 2 mm.

### c) Velikost osne sile v modelu

Pred pričetkom ciklične preiskave utrjenega stebra so sodelavci z Zavoda za gradbeništvo Slovenije določili tlačno trdnost betona stebra in plašča, in sicer je bil beton stebra iz betona trdnostnega razreda C65/80 in plašča C55/67 (Bevc 2006b). Z namenom ohranitve enakega nivoja osne sile kot pri neutrjenem modelu NKŠS ( $\eta_k=0,061$ ) je bila pri modelu UKŠS-BPL uporabljena osna sila 780 kN, kar je cca. 50 % več kot v primeru neutrjenega plašča (512 kN). Dejanski nivo osne sile je bil torej (v skladu z EN1998-3 izračunano na celoten prerez in s karakteristikami plašča):

$$v = \frac{780}{0,212 \cdot 65,0} = 0,056$$

### d) Opis preiskave in merilna mesta

Podobno kot v primeru preizkušancev NKŠS in NDŠS je bil model UKŠS-BPL preiskovan v horizontalni legi. Tudi merilna mesta, t.j. položaj induktivnih merilcev pomikov in merilnih lističev je bil enak kot v primeru stebra NKŠS. Le na dodatni armaturi v plašču so bili uporabljeni dodatni merilni lističi. Postopek izvedbe testa je bil enak kot pri modelu NKŠS, z nekoliko spremenjenimi fazami obremenjevanja. Nanosu osne sile so sledili po trije cikli vsake faze, kot je prikazano v preglednici 3.3.

**Preglednica 3.25:** Faze obremenjevanja modela stebra utrjenega z betonskim plaščem (UKŠS-BPL)

**Table 3.25:** Load phases for the specimen strengthened with concrete jacket (UKŠS-BPL)

Faza	P [kN]	$\Delta$ [mm]
1	116	
2	232	
3	300	
4	350	
5	375	
6		3,00
7		5,00
8		7,50
9		11,70
10		15,00
11		20,00
12		28,00
13		36,00

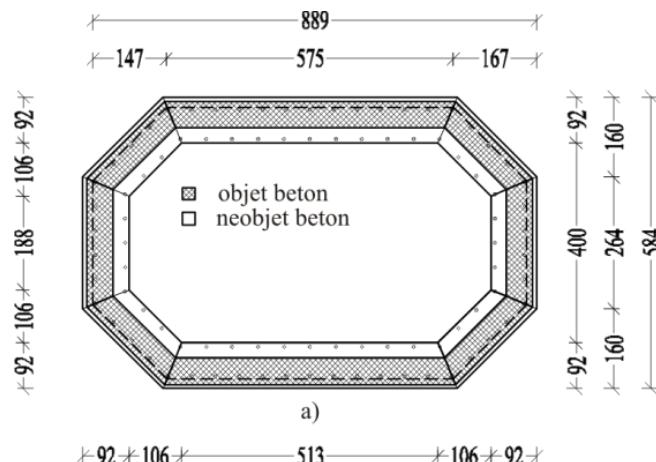
## 3.4.2 Napoved odziva pred eksperimentom

### a) Semi-empirična metoda

Podobno kot za neutrjena modela NKŠS in NDŠS smo najprej določili zvezo med momentom in ukrivljenostjo z analizo prereza. Pri analizah smo upoštevali eksperimentalno določene trdnostne karakteristike betona in armature (glej 3.4.1b), ter osno silo kot je podana v 3.4.1c). Pri tem smo podobno kot v primeru NKŠS uporabili model betona, ki je vključen v standardu EN1992-1-1 za nelinearno analizo in Menegotto-Pintov model jekla, kot je opisan v poglavju 2.2.3b).

V preglednici so primerjane karakteristične točke določene s programom OpenSees. Za določitev histerezne ovojnice stebra smo uporabili enake postopke, kot v primeru stebra NKŠS (glej 3.2.2a), s tem, da smo v primeru stebra UKŠS-BPL upoštevali, da je del prereza objet. V ta namen smo uporabili Mandrov model objetja, ki je opisan v poglavju 2.2.3a). Geometrija prereza ter položaj vzdolžne in prečne armature je prikazan na sliki 3.44. Glede na to, da je prerez objet le z zunanje strani smo za

efektivnost objeta predpostavili vrednost 0,5, ob tem, da smo upoštevali, da je objekt le del prereza med središčem sten stebra in težiščno osjo zunanjih stremen v plašču, kot je prikazano na sliki 3.45.



**Slika 3.45:** Delitev prereza na lamele in na objeti in neobjeti del  
**Figure 3.45:** Fiber modelling and division of the section to confined and unconfined parts

Karakteristike objetega betona določimo z izrazi (2.30)-(2.34), t.j.:

$$f_l = f_{ly} = f_{lz} = k_e \rho_{sw} f_{syw} = 0,5 \cdot 0,00395 \cdot 240 = 0,474 \text{ MPa}$$

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sy}}{sh_0} = \frac{3,4^2 \pi}{4 \cdot 25 \cdot 92} = 0,00395$$

$$\lambda = \frac{f_l}{f_{co}} = \frac{0,474}{60} = 0,0079$$

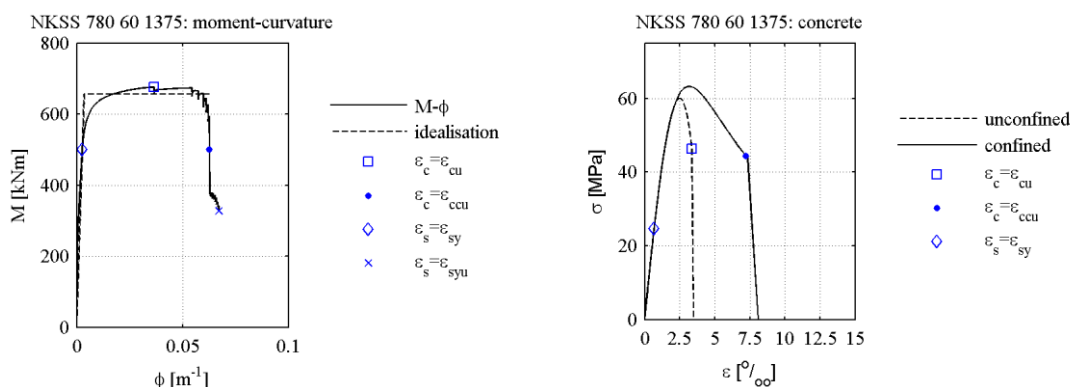
$$\frac{f_{cc}}{f_{co}} = 2,254 \sqrt{1 + 7,94\lambda} - 2,0\lambda - 1,254 = 2,254 \sqrt{1 + 7,94 \cdot 0,0079} - 2,0 \cdot 0,0079 - 1,254 = 1,054$$

$$f_{cc} = 1,054 \cdot 60 = 63,23 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{co} \left[ 1 + 5 \left( \frac{f_{cc}}{f_{co}} - 1 \right) \right] = 0,00249 \cdot [1 + 5(1,054 - 1)] = 0,00316$$

$$\varepsilon_{ccu} = 0,004 + \frac{1,4 \rho_{sw} f_{syw} \varepsilon_{su}}{f_{cc}} = 0,004 + \frac{1,4 \cdot 2 \cdot 0,00395 \cdot 240 \cdot 0,10}{63,23} = 0,00755$$

Pri tem smo za mejno deformacijo stremen konservativno predpostavili vrednost 10% (dejansko je bila izmerjena precej večja mejna deformacija, glej preglednico 3.4). Rezultati analize prereza so prikazani na sliki, skupaj z diagramom  $\sigma$ - $\varepsilon$  za objekt in neobjekt beton.



**Slika 3.46:** Zveza moment-ukrivljenost za UKŠS-BPL in pripadajoča zveza  $\sigma$ - $\varepsilon$  za beton  
**Figure 3.46:** Moment curvature relationship for the UKŠS-BPL specimen and accompanying concrete  $\sigma$ - $\varepsilon$  relationship

Po analizi prereza smo z integracijo ukrivljenosti vzdolže elementa določili zvezo med momentom in zasukom, oz. med silo in pomikom. Rezultati so zbrani v preglednici .

Moment in ukrivljenost ob nastanku upogibnih razpok smo določili kot:

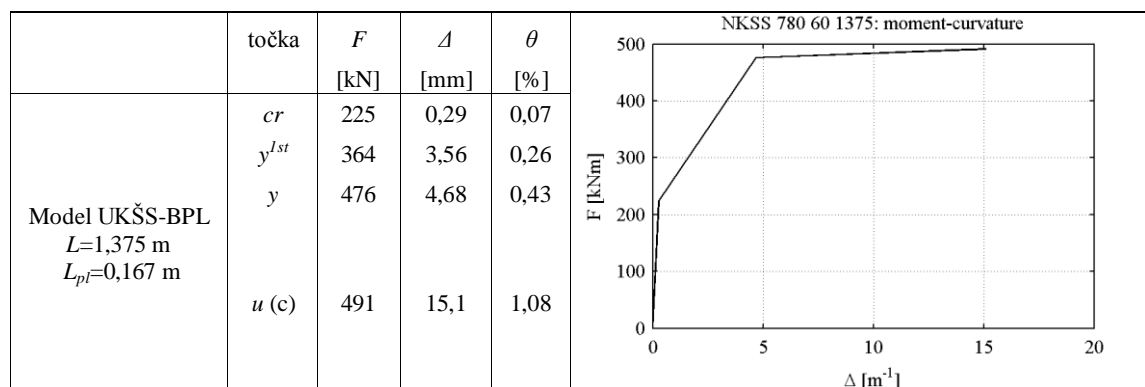
$$M_{cr} = \left( 4,41 + \frac{0,790}{0,212} \right) \frac{2 \cdot 0,018}{0,909} = 309 \text{ kNm}; \quad \phi_{cr} = \frac{309}{37,66 \cdot 10^6 \cdot 0,018} = 0,00046 \text{ m}^{-1}.$$

**Preglednica 3.26:** Rezultati analize moment-ukrivljenost za steber UKŠS-BPL

**Table 3.26:** Moment-curvature analysis results for specimen UKŠS-BPL

Model UKŠS-BPL		OpenSees
Nastanek razpok	$M_{cr}$ [kNm]	309
	$\phi_{cr}$ [ $\text{m}^{-1}$ ]	0,00046
Meja tečenja	$M_{y1st}$ [kNm]	500,6
	$\phi_{y1st}$ [ $\text{m}^{-1}$ ]	0,0027
Idealna nosilnost	$M_y$ [kNm]	655,8
	$\phi_y$ [ $\text{m}^{-1}$ ]	0,0035
	$EI_{eff} / EI_g$	0,27
Mejna nosilnost	$M_u$ [kNm]	676
	$\phi_u$ [ $\text{m}^{-1}$ ]	0,0627
Duktilnost za ukrivljenost	$\mu_\phi$	17,7

Podobno kot za steber NKŠS smo določili tudi pričakovano zvezo med silo in pomikom, ki je prikazana na sliki 3.35.



**Slika 3.47:** Predvidena tri-linearna zveza med silami in pomiki za model NDŠS

**Figure 3.47:** Estimated tri-linear force-displacement relationship for specimen NDŠS

### b) Empirični izrazi po EN1998-3

Tudi model UKŠS-BPL, podobno kot model NKŠS, ustreza eksperimentalni bazi, na podlagi katere so bili izpeljani empirični izrazi za oceno rotacijske kapacitete AB stebrov (glej poglavje 2.2.5b), ki so privzeti v EN1998-3.

Zasuk na meji tečenja smo določili z izrazom, ki ga standard EN1998-3 priporoča za stene, t.j. z izrazom (2.140), ob upoštevanju priporočil za prerez utrjene z betonskim plaščem (glej 2.4.1c)

$$\theta_y^* = 1,05\theta_y = 1,05 \left( 0,00261 \cdot \frac{1,375 + 1,0 \cdot 0,736}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,135 \frac{1375}{909} \right) + \frac{0,00162}{909} \frac{6 \cdot 324}{6\sqrt{60,0}} \right)$$

$$\theta_y = 1,05(0,00184(53,5\%) + 0,00162(46,3\%) + 0,00001(0,2\%)) = 0,0036$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja:

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,00361 \cdot 1375 = 4,96 \text{ mm}.$$

Z izrazom (2.141) dobimo le nekoliko večjo vrednost in sicer 5,12 mm. V zgornjem izračunu smo za faktor  $\alpha_V$  (glej 2.2.5b) upoštevali vrednost 1,0, saj je strižna nosilnost betona ( $V_{Rd,c}=217$  kN) presežena pred začetkom tečenja vzdolžne armature ( $V_y=M_y/L=355$  kN).

Mejni zasuk modela stebra UKŠS-BPL ob predpostavki, da so uporabljeni konstrukcijski detajli ustrezni in, da gre za steno, je glede na EN 1998-3:

$$\theta_u^* = \theta_u = 1,00 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,6} 0,3^{0,061} \left[ \frac{0,025}{0,093} 60,0 \right]^{0,225} \left( \frac{1375}{909} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,5 - 0,0094 \frac{240}{60,0} \right)}$$
$$\theta_u^* = 0,01 \cdot 0,929 \cdot 1,87 \cdot 1,16 \cdot 1,06 = 0,021,$$

kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_u = \theta_u L = 0,021 \cdot 1375 = 29 \text{ mm}.$$

Pri tem smo za učinkovitost objetja  $\alpha$  (oz.  $k_e$  v izrazu (2.31)) predpostavili vrednost 0,5. Dejansko ima faktor učinkovitosti objetja v zgornjem empiričnem izrazu precej majhen vpliv, saj v primeru, da objetja ne upoštevamo ( $\alpha=0,0$ ) dobimo vrednost pomika 28 mm, v primeru »polne« učinkovitosti ( $\alpha=1,0$ ) pa pomik 31 mm. Razlika je cca. 10%, kar je v primerjavi s koeficientom variacije empiričnega izraza (2.135), ki znaša cca. 30-55% zanemarljivo.

### c) Strižna nosilnost

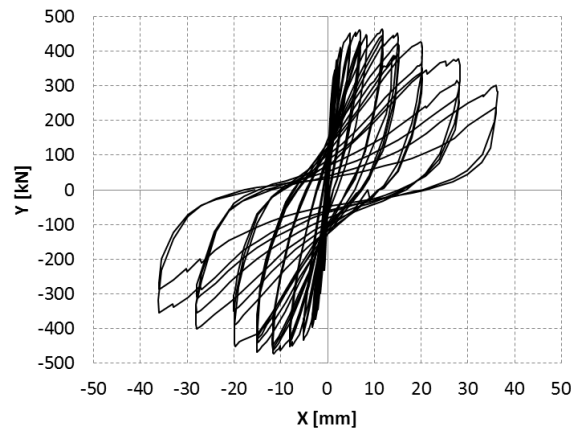
Strižno nosilnost stebra smo določili po vseh metodah, ki so opisane v razdelku 2.2.6. Izračuni pred in po eksperimentom se niso bistveno razlikovali, zato so prikazani le v razdelku 3.4.4a). Glede na to, da je bila strižna nosilnost neutrjenega stebra le nekoliko nižja od zahtev je bila izvedena minimalna strižna utrditev. Izračun potrebne debeline betonskega plašča in dodatne strižne armature za strižno utrditev stebra je bil opravljen na ZAG-u.

### 3.4.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

V tem razdelku je podan povzetek eksperimentalnega obnašanja po (Bevc 2006b). Najprej smo v steber nanegli osno silo 780 kN. Nato smo začeli s cikličnim obremenjevanjem, kot je prikazano v preglednici 3.3.

Natezna armatura ob vpetju stebra je pričela teči v četrti fazi obremenjevanja, in sicer pri horizontalni sili 325 kN. V tej fazi so se pojavile tudi vidne upogibne razpoke na površini stebra v območju med 10 do 30 cm od vpetja stebra. V peti fazi in šesti fazi so se pojavile nove upogibne razpoke v območju od 10 do 50 cm od vpetja stebra. Razpoke so bile dokaj enakomerno razporejene. Širina razpok se je gibala okoli 0,05 mm. V sedmi fazi so se pojavile upogibno-strižne razpoke. Do devete faze, v kateri je bila dosežena maksimalna sila v vrednosti 466 kN, pri pomiku 11,7 mm, so se obstoječe razpoke daljšale in pojavljale so se tudi nove strižne razpoke. V tej fazi se je tudi začel močno odpirati stik med temeljem in stebrom. V deseti fazi je že prišlo do rahlega padca sile v primerjavi s predhodno fazo in sicer v levo stran 452 kN, v desno pa 468 kN. Ob vpetju stebra je se je začel luščiti betonski plašč, na notranji strani pa je prišlo tudi do uklona posameznih armaturnih palic. V enajsti fazi so se poškodbe stebra na notranji strani nadaljevale, uklonile so se še dodatne palice. Stik med stebrom in temeljem se je močno odpiral, kar je imelo za posledico močne lokalne plastične deformacije armature. V dvanajsti fazi je prišlo tudi do pretrga vzdolžnih palic tako na notranji kot na zunanji strani stebra. Beton je bil močno poškodovan. V zadnji, trinajsti fazi je bila pri pomiku 36 mm pri obremenjevanju v levo dosežena maksimalna sila 304 kN, kar je cca. 65 % maksimalne sile dosežene v deveti fazi. Pri obremenjevanju v desno pa je bila dosežena sila 356 kN, kar je cca. 76% maksimalne sile dosežene v deveti fazi obremenjevanja. Zaradi uklona in pretrga vzdolžnih palic ter drobljenja betona tako na zunanji kot na notranji strani stebra je v drugem ciklu obremenjevanja prišlo do cca. 20 % padca sile v primerjavi s predhodnim ciklom. Zaradi znatnega padca prečne sile je bila preiskava zaključena.

Eksperimentalno določena histereza maksimalne horizontalne sile in pomika v osi glave stebra je prikazana na sliki 3.48.



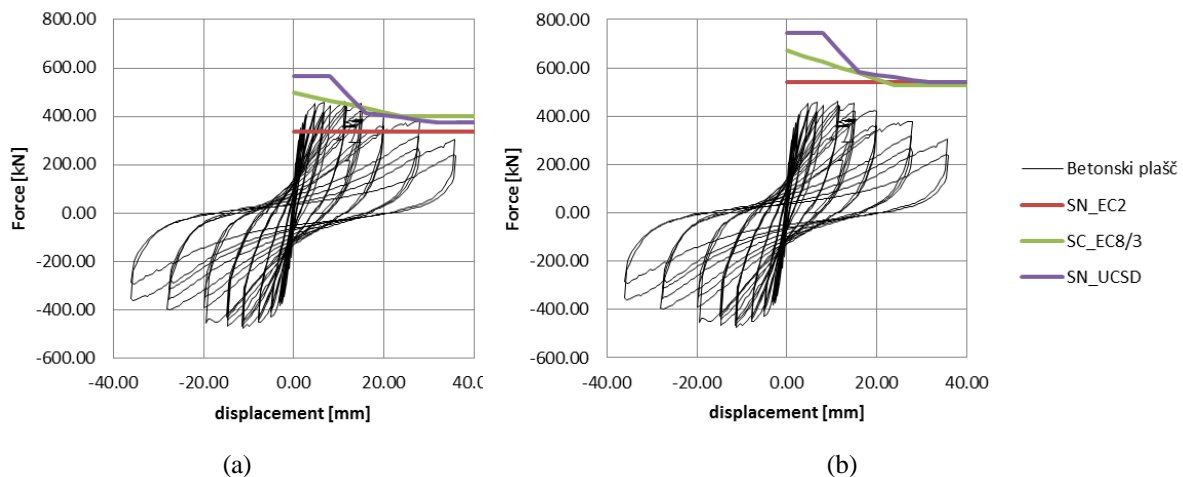
**Slika 3.48:** Histerezno obnašanje modela UKŠS-BPL  
**Figure 3.48:** Hysteretic behaviour of specimen UKŠS-BPL

### 3.4.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

#### a) Strižna nosilnost stebra

Preiskava kratkega škatlastega stebra utrjenega z AB plaščem je pokazala, da lahko ustrezno armiran, primerno debel AB plašč prepreči nekatere nedopustne načine porušitve, kot so strižna porušitev, uklon/zdrs vzdolžne armature, saj ni prišlo do nenadnega padca sile, kot v primeru neutrjenega stebra, kjer je prišlo do kombinirane upogibno-strižne porušitve.

Na sliki 3.49 je primerjana strižna nosilnost stebra, ki jo določimo z in brez upoštevanja prispevka plašča, s potresnimi zahtevami, ki izhajajo iz upogibne nosilnosti stebra. Analiza pokaže, da bi v prvem primeru tudi tokrat prišlo do strižne porušitve stebra cca. pri pomiku 13 mm. Približno isto vrednost napovedujeta tako metoda po UCSD in po EN1998-3. V primeru upoštevanja prispevka plašča pa dobimo zadostno strižno nosilnost, ki zagotavlja duktilnejši odziv stebra. Vrednosti s slik so prikazane tudi na preglednici 3.27.



**Slika 3.49:** Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti za primer brez (a) in z upoštevanjem prispevka plašča k strižni nosilnosti (b)

**Figure 3.49:** Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with taking jacket contribution to shear strength (b)

Strižno nosilnost stebra brez plašča smo najprej ocenili po postopkih, ki so privzeti v EN1998-2, ob upoštevanju izmerjenih trdnosti materialov in brez upoštevanja varnostnih faktorjev. Strižna nosilnost prereza UKŠS brez stremenske armature  $V_{R,c}$  (2.157), bi znašala:

$$V_{R,c} = V_C + V_P = \left[ \frac{0,18}{1,0} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 875}} \right) (100 \cdot 0,5 \cdot 0,015 \cdot 60,0)^{1/3} + 0,15 \frac{0,780}{0,169} \right] 150 \cdot 0,9 \cdot 875 =$$

$$= 106 + 82 = 188 \text{ kN}$$

z upoštevanjem obstoječe armature pa (2.166):

$$V_{R,s} = \frac{4\phi^4}{50} 0,9 \cdot 875 \cdot 240 \cdot \cot 45 = 171 \text{ kN}.$$

Če upoštevamo še dodatno prečno armaturo iz plašča pa znaša  $V_{R,s}$ :

$$V_{R,s} + V_{R,j} = \left( \frac{4\phi^4}{50} + \frac{2\phi^3,4}{25} \right) 0,9 \cdot 909 \cdot 240 \cdot \cot 45 = 178 + 128 \text{ kN} = 306 \text{ kN}.$$

Pri tem smo upoštevali, da je prerez za približno 4 cm višji. Če prispevka betona (celoten prerez) in stremen seštejemo, dobimo strižno nosilnost v vrednosti:

$$V_{R,EC8/2} = V_{R,s} + V_{R,c} = 306 + 220 = 526 \text{ kN}$$

Izračuni strižne nosilnosti po standardu EN1998-3 in UCSD-O so zbrani v preglednici 3.27.

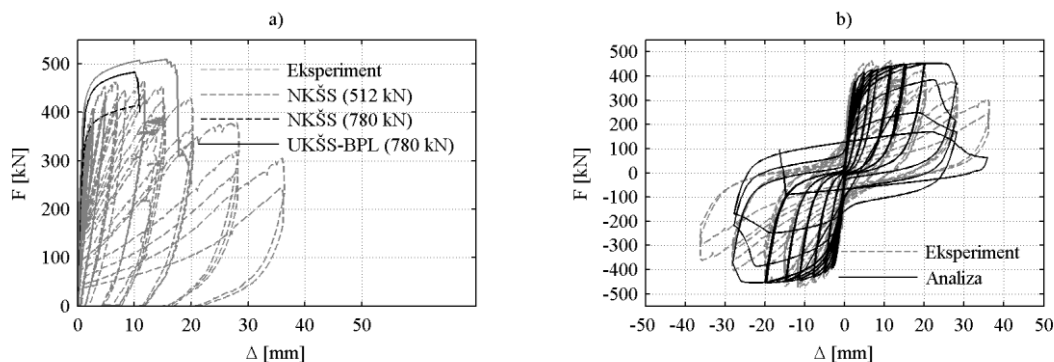
**Preglednica 3.27:** Strižna nosilnost stebra UKŠS-BPL po EN1998-3 in UCSD-O

**Table 3.27:** Specimen UKŠS-BPL shear strength determined by EN1998-3 and UCSD-O

	$\mu_A = A/A_y$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	<b>k1 (2.174)</b>	1,05	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
		<b>k<sub>2</sub> = 0,25 (2.175)</b>					<b>k<sub>3</sub> = 0,72 (2.176)</b>					
<b>EN1998-3</b>	<b>V<sub>P</sub> (2.171) [kN]</b>						175					
	<b>V<sub>C</sub> (2.172) [kN]</b>	170	161	153	145	137	129	121	121	121	121	121
	<b>V<sub>w</sub> (2.173) [kN]</b>	187	178	169	160	151	142	133	133	133	133	133
	<b>V<sub>j</sub> (2.173) [kN]</b>	135	128	122	116	109	103	96	96	96	96	96
	<b>V<sub>R</sub> (2.178) [kN]</b>	<b>666</b>	<b>642</b>	<b>619</b>	<b>596</b>	<b>572</b>	<b>549</b>	<b>525</b>	<b>525</b>	<b>525</b>	<b>525</b>	<b>525</b>
<b>UCSD-O</b>	<b>V<sub>P</sub> (2.171) [kN]</b>						175					
	<b>V<sub>w</sub> (2.173) [kN]</b>						178					
	<b>γ (2.192)</b>		0,29	0,29	0,195	0,1	0,0875	0,075	0,0625	0,05	0,05	0,05
	<b>V<sub>C</sub> (2.191) [kN]</b>		253	253	170	87	76	65	55	44	44	44
	<b>V<sub>j</sub> (2.173) [kN]</b>							144				
<b>V<sub>R</sub> (2.148) [kN]</b>		<b>734</b>	<b>734</b>	<b>651</b>	<b>568</b>	<b>557</b>	<b>546</b>	<b>535</b>	<b>524</b>	<b>524</b>	<b>524</b>	

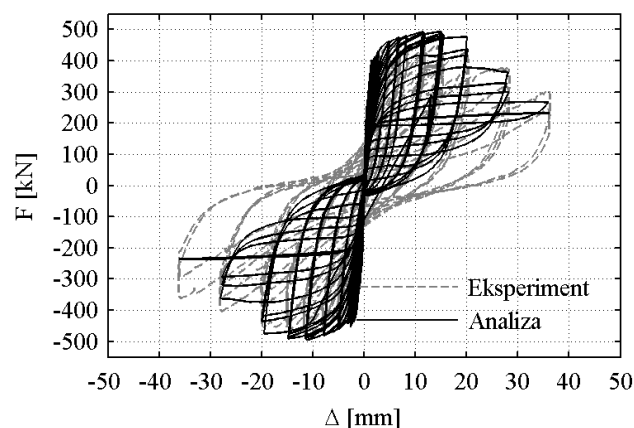
## b) Modeliranje histereznega odziva

Glede na ugotovitve študije eksperimentalnih rezultatov stebra UKŠS-BPL smo pripravili več numeričnih modelov stebra, in sicer smo se odločili, da skušamo odziv opisati z lamelnim elementnom *beamWithHinges*, ki je vgrajen v program OpenSees. Prvi model je bil praktično enak kot v primeru neutrenjenega stebra NKŠS (NKŠS - 512kN in 780 kN), le z razliko v tlačni trdnosti betona (60 namesto 41,6 MPa). V drugem modelu pa smo utjen steber obravnavali kot monoliten (UKŠS-BPL 780 kN). Namen tega modela je bil oceniti prispevek plašča k povečanju upogibne nosilnosti stebra, zato nismo upotevali ugodnega vpliva objetja. Izkaže se, da ima največji vpliv na povečanje upogibne nosilnosti prav povečana osna sila, ki je bila v primeru NKŠS enaka 512 kN, v primeru UKŠS-BPL pa 780 kN. Povečan prerez pa ima ob tem, kljub zanemarjenemu vplivu objetja, nekoliko boljšo duktilnost, kar je posledica povečane tlačne cone. Nato smo v model postopoma vnašali dodatne kompleksnosti, t.j. vpliv dodatnega objetja prereza in nizkociklično utrujanje armature. Ker je prerez objet le z zunanje strano smo predpostavili, da sega objeti del prereza približno od težišča zunanje prečne armature do središča debeline stene neutrenjenega stebra. S tem smo upoštevali, da tudi beton na notranji strain prereza ni objet. Zaradi razmeroma velike togosti plašča smo predpostavili, da do uklon vzdolžne armature ne igra pomembne vloge, oz. glede na pričakovano uklonsko dolžino, uklona nismo pričakovali pri manjših ciklih.



**Slika 3.50:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa: (a) vpliv osne sile na nosilnost utrjenega stebra; b) ciklični odziv osnovnega modela

**Figure 3.50:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model: a) axial force influence on element strength; b) basic model hysteretic response



**Slika 3.51:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa z upoštevanjem nizocikličnega utrujanja vzdolžne armature

**Figure 3.51:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model considering reinforcement low cycle fatigue

Ovojnici histereznega odziva na sliki se sicer precej dobro ujemata, vendar pa je bil izmerjen histerezni odziv stebra precej boljši. Glede na pomanjkljive eksperimentalne podatke z uporabljenim modelom težko natančneje kalibriramo analitični odziv.

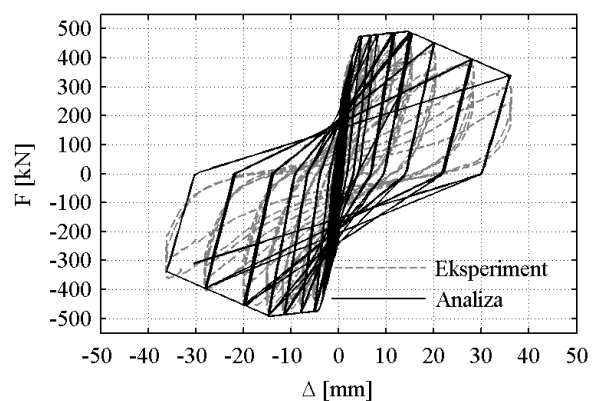
Izkazalo se je, da lahko uporabimo tudi gredni element s koncentrirano plastifikacijo s Takedinimi histereznimi pravili. Pri določitvi zveze med momentom in ukrivljenostjo smo prerež obravnavali kot monoliten, podobno kot v primeru uporabe lamelnega elementa zgoraj (glej tudi 3.4.2a). Na sliki 3.47 je prikazana histerezna ovojnica do največje sile, zato v skladu z ugotovitvami v 3.2.4a) določimo še ovojnico v postkritičnem območju, oz. zasuk (pomik) pri katerem bi nosilnost stebra padla na 0. Mejni zasuk smo določili z uporabo metode, ki je vključena v EN1998-3 (glej 3.4.2b), torej je postkritični zasuk enak:

$$\theta_c = 0,011$$

$$\theta_u = 0,021$$

$$\theta_{pc} = 5 \cdot 0,021 - 4 \cdot 0,011 = 0,061$$

Za definicijo Takedinih histereznih pravil s padajočo nosilnostjo potrebujemo le še koeficient razbremenitve  $\beta$ , za katerega smo privzeli vrednost 0,5. Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za tako določeno histerežno ovojnico je prikazana na sliki 3.52.



**Slika 3.52:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s Tekedinimi histereznimi pravili  
**Figure 3.52:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam element with lumped plasticity with Takeda hysteretic rules



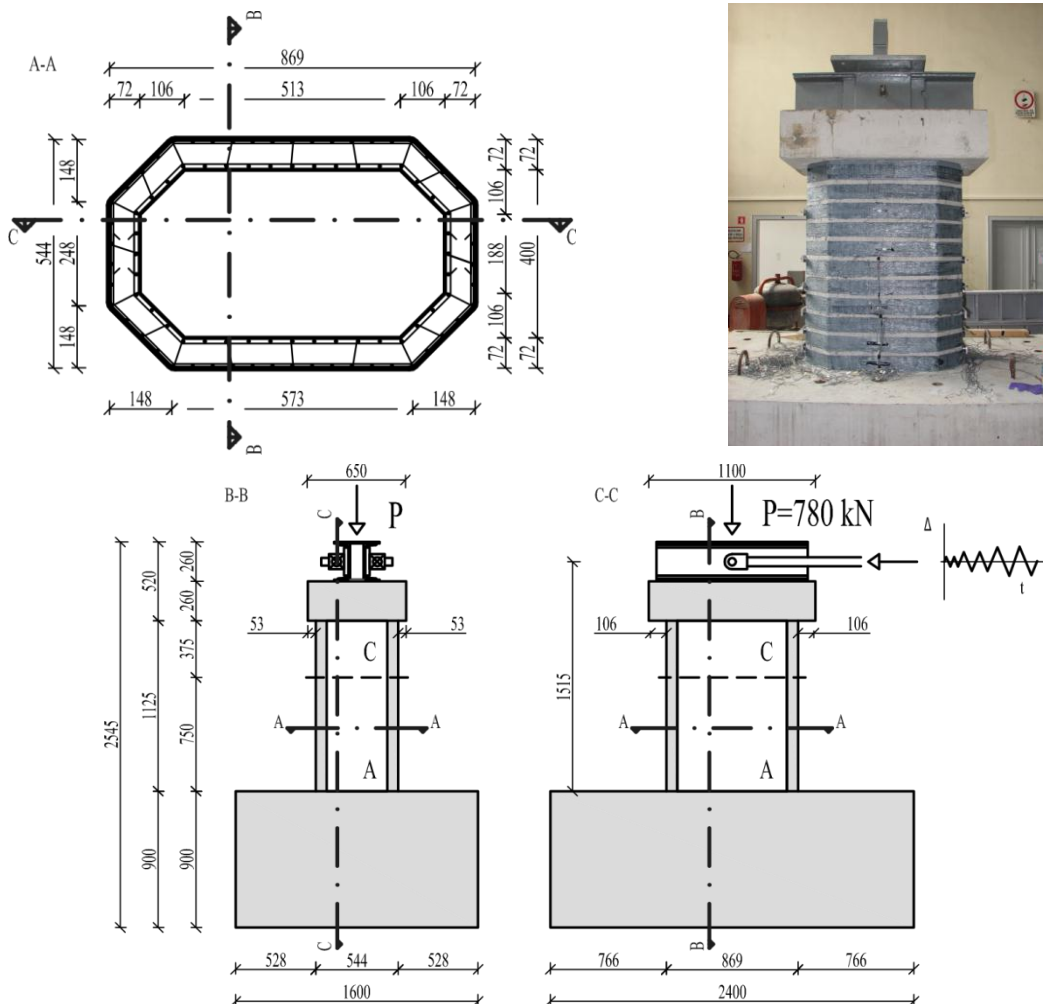
### 3.5 Škatlast steber utrjen s trakovi iz CFRP (UKŠS-FRP)

#### 3.5.1 Opis preizkušanca UKŠS-FRP

##### a) Geometrija

Preizkušanec UKŠS-FRP je bil preizkušen podobno kot oba modela neutrjenih stebrov, t.j. uporabljena je bila enostavna modelna podobnost v merilu 1:4. Model UKŠS-FRP je imel enake dimenzije in je bil enako armiran kot model NKŠS (glej 3.2), ki je bil izdelan na podlagi prototipa stebra 30 desnega objekta viadukta Ravbarkomanda, le da je bila krovna plast betona na zunanji strani za 3 mm tanjša. S tem smo, podobno kot v primeru preizkušanca UKŠS-BPL, upoštevali, da bi bilo potrebno obstoječo krovno plast betona na prototipnih stebrih ustrezno pripraviti (odstraniti dotrajan krovni sloj, peskanje).

Razlika med preizkušancem UKŠS-FRP in ostalima kratkima škatlastima stebroma je v strižnem razponu, in sicer je v primeru stebra UKŠS-FRP zaradi drugačne izvedbe kape horizontalna sila delovala na ročici 1,515 m, kot je prikazano na sliki 3.53, za razliko od ostalih dveh kjer je bila ročica 1,375 m.



Slika 3.53: Geometrija modela stebra utrjenega s trakovi iz ogljikovih vlaken  
Figure 3.53: The geometry of the specimen retrofitted by CFRP strips

##### b) Materiali

Za betoniranje stebra smo uporabili samozgoščevalni beton projektiranega trdnostnega razreda C50/60 z uporabo agregata z maksimalnim premerom zrna 8 mm in ustreznimi dodatki. Izmerjena tlačna trdnost betona na kocki je znašala 72 MPa, kar pomeni preračunano na cylinder 57,6 MPa. Armatura

stebra je bila v osnovi enaka kot v neutrnjenem preizkušancu (3.2.1b), s to razliko da je bila na nekaterih mestih precej zarjavela. Utrditev s CFRP trakovi je bila izvedena z ročnim polaganjem. Pri dimenzioniranju in analizah smo uporabili karakteristike materialov, t.j. vlaken in smole, ki jih je podal proizvajalec trakov, kot je prikazano v preglednici 3.3. Pri projektiranju smo predvideli tako uporabo steklenih, kot tudi ogljikovih vlaken, vendar smo se na koncu odločili za ogljikova vlakna, ki so bolj učinkovita pri zagotavljanju strižne nosilnosti (glej komentar v 2.4.1a).

**Preglednica 3.28:** Lastnosti komponent FRP (Sika d.o.o. 2009)

**Table 3.28:** FRP components properties (Sika d.o.o. 2009)

Mreže	SikaWrap-230C/45	SikaWrap-430G/25
Vrsta	Mreža iz ogljikovih vlaken.	Mreža iz steklenih vlaken.
Zgradba	Enosmerna.	Enosmerna.
Površinska teža	220 g/m ± 10 g/m	445 g/m
Debelina ene plasti vlaken ( $t_{fib}$ )	0,12 mm (neto površine vlaken)	0,17
Mejna nosilnost vlaken ( $f_{u,fib}$ )	≥4100 MPa	≥2300 MPa
Modul elastičnosti ( $E_{fib}$ )	234 GPa	76 GPa
Mejna deformacija vlaken	0,018	0,029
Smola	Sikadur 30	Sikadur 330
Vrsta	Malta za lepljenje na osnovi epoksidnih smol	Malta za lepljenje na osnovi epoksidnih smol
Št. komponent	2	2
Temperatura obdelave	8-35°C	10-35°C
Konsistence	Pastozno	Pastozno
Debelina slojev	1-30 mm	0,1-1 mm
Gostota svežega lepila	1,65 kg/l (A+B)	1,30 kg/l (A+B)
Razmerje mešanja	A:B=3:1 (teža)	A:B=4:1 (teža)

### c) Velikost osne sile v modelu

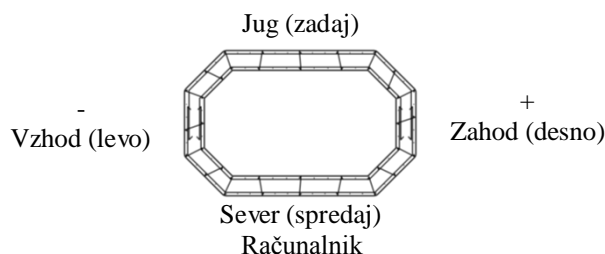
Zaradi primerjave odziva obeh utrjenih stebrov smo pri stebru UKŠS-FRP ohranili enako osno silo kot pri stebru UKŠS-BPL, kar pomeni da je bil nivo osne sile:

$$\nu = \frac{780}{0,161 \cdot 57,6} = 0,085$$

kar je nekoliko več, kot v ostalih primerih eksperimentalno preizkušenih škatlastih stebrov.

### d) Opis preiskave in merilna mesta

Steber je bil med preiskavo v pokončnem položaju, kot je prikazano na sliki 3.5. Glede na orientacijo laboratorija smo vsak cikel začeli v desno stran (zahod) gledano z vrha temelja proti glavi stebra. Merjeni pomiki pri fazah v desno (Z) imajo pozitiven predznak, pomiki v levo (V) pa negativen predznak (Slika 3.54). Razpoke, ki so nastale pri pomikih v desno smo označevali z modro barvo (leva polovica stebra), tiste, ki so nastale pri pomikih stebra v levo pa z rdečo (desna polovica stebra).



**Slika 3.54:** Orientacija preizkušanca v laboratoriju

**Figure 3.54:** Specimen orientation in the laboratory

Predvideli smo sistem obremenjevanja, ki smo ga v začetnih fazah (do začetka) lezenja armature kontrolirali s silo, v preostalih fazah pa s pomiki, kot je prikazano v preglednici 3.3. Na vsakem nivoju

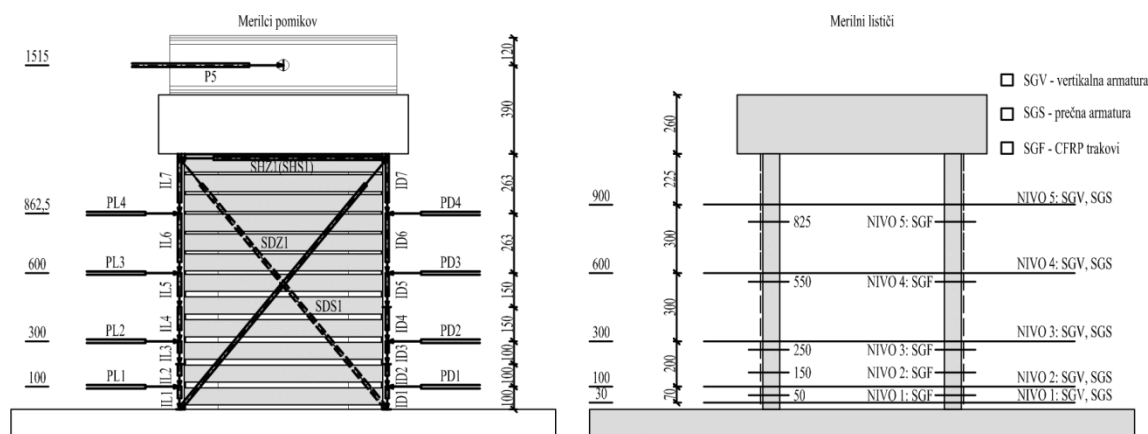
obremenitve smo izvedli po tri cikle izmeničnega obremenjevanja. Pri vsaki maksimalni obremenitvi v eno ali drugo smer je obremenitev trajala nekaj minut, odvisno od časa pregleda poškodb.

**Preglednica 3.29:** Faze obremenjevanja modela stebra utrjenega s CFRP plaščem (UKŠS-FRP)

**Table 3.29:** Load phases for the specimen strengthened with CFRP jacket (UKŠS-FRP)

Faza	P [kN]	$\Delta$ [mm]
Faza 0	Nanos vertikalne sile 780 kN	
Faza 1	60	
Faza 2	120	
Faza 3	180	
Faza 4	220	
Faza 5	250	
Faza 6	280	
Faza 7	310	
Faza 8	350	
Faza 9	380	
Faza 10		8
Faza 11		12
Faza 12		16
Faza 13		20
Faza 14		24
Faza 15		28
Faza 16		36
Faza 17		45

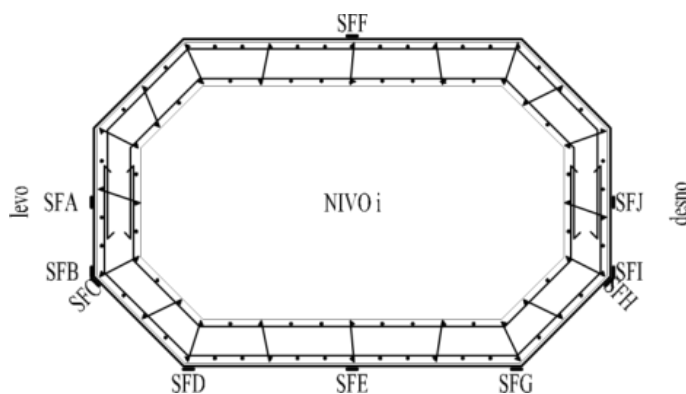
Pri vsakem maksimalnem doseženem pomiku smo pregledali površino stebra glede nastanka in razvoja razpok (kartiranje poškodb na površini stebra) ter drobljenje betona in eventualnega uklona in/ali pretrga armature tako na zunanji kot na notranji površini stebra. Razvoj poškodb smo tudi fotografirali. Skica merskih mest z induktivnimi merilci pomikov je prikazana na sliki 3.55, skupaj z nivoji na katerih so bili montirani merilni lističi.



**Slika 3.55:** Skica merskih položaja merskih mest na modelu UKŠS-FRP

**Figure 3.55:** Measuring locations on the UKŠS-FRP specimen

Ohranili smo vsa merilna mesta za merilne lističe na armaturnih palicah kot v primeru modela NKŠS, ki so prikazana na sliki. Dodatno smo uporabili 50 merilnih lističev na trakovih FRP (oznaka SFA-J), kot je prikazano na sliki 3.56. Poleg tega je bil nivo 1 merilnih lističev v primeru modela UKŠS-FRP na višini 3 cm, za razliko od neutrenega modela, kjer je bil na 0 cm. Razlog za to je bil v korodiranosti preklone vzdolžne armature iz temelja, ki je onemogočala učinkovito lepljenje merilnih lističev tik ob vpetju.



NIVO	z [mm]	SFA	SFB	SFC	SFD	SFE	SFF	SFG	SFH	SFI	SFJ
1	50	SF1	SF2	SF3	SF4	SF5	SF6	SF7	SF8	SF9	SF10
2	150	SF11	SF12	SF13	SF14	SF15	SF16	SF17	SF18	SF19	SF20
3	250	SF21	SF22	SF23	SF24	SF25	SF26	SF27	SF28	SF29	SF30
4	550	SF31	SF32	SF33	SF34	SF35	SF36	SF37	SF38	SF39	SF40
5	825	SF41	SF42	SF43	SF44	SF45	SF46	SF47	SF48	SF49	SF50

Slika 3.56: Položaj merilnih lističev na trakovih iz ogljikovih vlaken  
Figure 3.56: Strain gauges position on CFRP strips

### 3.5.2 Napoved odziva pred eksperimentom

Podobno kot v primeru neutrijejenih stebrov smo pred eksperimentom napovedali odziv preizkušanca. Za to smo uporabili vse primerne metode za oceno odziva AB stebrov (rotacijska kapaciteta, strižna nosilnost), ki so našteje v razdelkih 2.2.4-2.2.6, t.j.

- a) Semi-empirična metoda
- b) Empirični izrazi po standardu EN1998-3

#### a) Semi-empirična metoda

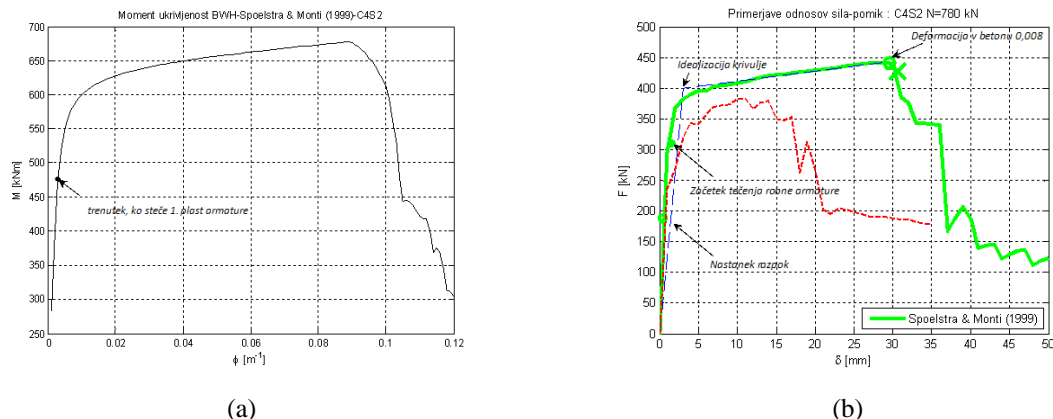
Vhodni podatki, ki smo jih uporabili v analizi prereza, in napovedane karakteristične točke histerezne ovojnice so prikazani v preglednici 3.30.

**Preglednica 3.30:** Napoved odziva stebra UKŠS-FRP

**Table 3.30:** Response prediction for specimen UKŠS-FRP

Tip trditve		CFRP 75/100 (ena plast)
$f_{cm,cube}$	71,5 MPa	tlačna trdnost betona na kocki
$f_{cm}$	57,2 MPa	tlačna trdnost betona na valju
$N$	780 kN	navpična sila v batu
$A_c$	0,161 m <sup>2</sup>	površina prereza
$\nu = \frac{N}{A_c f_{cm}}$	0,085	normirana osna napetost
$L_V$	1,515 m	strižni razpon
$F_{cr} (M_{cr})$	190 kN (285 kNm)	sila pri nastanku razpok
$F_{y,l} (M_{y,l})$	310 kN (470 kNm)	sila v trenutku, ko steče 1. plast armature
$F_y (M_y) a$	~400 kN (610 kNm)	sila v trenutku, ko steče pretežni del armature
$F_u (M_u) b$	450 kN (680 kNm)	maksimalna sila (najmanjša pričakovana)*
$F_u (M_u)$	465 kN (700 kNm)	maksimalna sila (največja pričakovana)*
$\delta_{cr}$	0,43 mm	pomik pri nastanku razpok
$\delta_{y,l}$	2,0 mm	pomik, ko steče 1. plast armature
$\delta_y$	~6,5 mm	pomik, ko steče pretežni del armature
$\delta_{max a}$	~30 mm	pomik pri maksimalni sili (najmanjši pričakovan)*
$\delta_{max b}$	~45 mm	pomik pri maksimalni sili (največji pričakovan)*

\* razlika nastane zaradi nezanesljivosti modelov vpliva objeta



**Slika 3.57:** (a) Analiza prereza: moment-ukrivljenost; (b) Predvidena ovojnica sile-pomik pri cikličnem testu  
**Figure 3.57:** (a) Section Analysis: moment-curvature (minimum expected); (b) Expected Force-Displacement envelope

### b) Empirični izrazi po EN1998-3

Zasuk na meji tečenja smo določili z izrazom, ki ga standard EN1998-3 priporoča za stene, t.j. z izrazom (2.140):

$$\theta_y = 0,00261 \cdot \frac{1,515}{3} + 0,002 \left( 1 - 0,135 \frac{1515}{869} \right) + \frac{0,00162}{869} \frac{6 \cdot 324}{6\sqrt{57,2}}$$

$$\theta_y = 0,00132(45,1\%) + 0,00153(52,2\%) + 0,00008(2,7\%) = 0,00293$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja:

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,00293 \cdot 1515 = 4,43 \text{ mm.}$$

V zgornjem izračunu smo za faktor  $\alpha_V$  (glej 2.2.5b) upoštevali vrednost 0,0, saj smo pričakovali, da bo FRP plašč omejil širjenje strižnih razpok. V primeru pravokotnih stebrov utrjenih s FRP lahko mejni zasuk glede na EN1998-3 določimo na več načinov, med drugim tudi z modifikacijo empiričnega izraza (2.135), kot je opisano v poglavju 2.4.2b).

Mejni zasuk modela stebra UKŠS-FRP ob predpostavki, da so uporabljeni konstrukcijski detajli ustrezni in, da gre za steno, je glede na EN 1998-3:

$$\theta_{um} = 1,00 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,6} 0,3^{0,0847} \left[ \frac{0,025}{0,093} 57,2 \right]^{0,225} \left( \frac{1515}{869} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,0 \cdot 0,0094 \cdot \frac{240}{57,2} + 0,26 \cdot 0,0125 \cdot \frac{3323}{57,2} \right)}$$

$$\theta_{um} = 0,01 \cdot 0,903 \cdot 1,85 \cdot 1,21 \cdot 1,06 = 0,0216,$$

kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_{um} = \theta_{um} L = 0,0216 \cdot 1515 = 32 \text{ mm.}$$

Geometrijski delež plašča znaša

$$\rho_f = 2 \frac{0,12}{144} \frac{75}{100} = 0,00125,$$

efektivna mejna napetost, ki smo jo določili z izrazom (2.365) pa

$$f_{f,e} = 0,015 \cdot 234000 \left( 1 - 0,7 \cdot 0,015 \cdot 234000 \frac{0,00125}{57,2} \right) = 3323 \text{ MPa.}$$

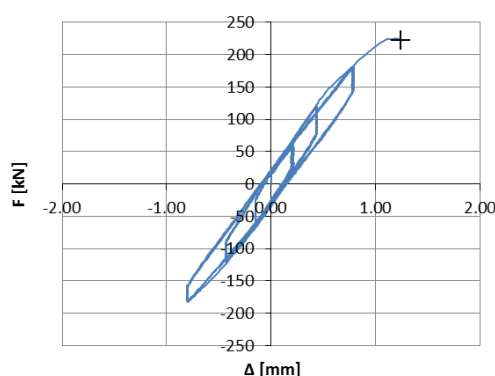
### 3.5.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

#### a) Odziv stebra po fazah

##### Faza 0 ( $P=780$ kN)

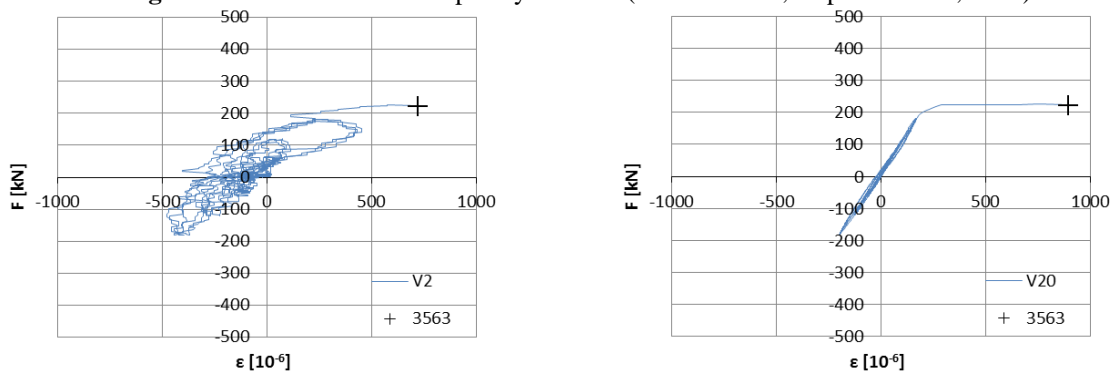
##### Faza 1-4

V prvih treh fazah se po pričakovanju ni pojavila nobena opazna razpoka. Do prvega padca togosti je prišlo v prvem ciklu četrte faze (4.1+) pri sili 220 kN (Slika 3.58). Ta padec togosti je bilo zaznati tudi na merilnih lističih V2 in V20 (Slika 3.59). Za fazo 4 je bila sprva predvidena sila 250 kN, vendar smo se pri sili 220 kN odločili, da dodamo še eno fazo. Pri sili 220 kN razpoke še niso bile opazne, meritve pa so zaznale razpoko širine 0,2 mm. Čeprav razpoke na zunanji strani niso bile vidne, predvidevamo, da so nastale pod CFRP trakovi. Do konca četrte faze je bilo mogoče zaznati razpoke širine ~0,1 mm, vendar tudi te niso bile vidne.



**Slika 3.58:** Prvi padec togosti v ciklu 4.1+ (Sila 220 kN, pomik 1,2mm)

**Figure 3.58:** First stiffness drop in cycle 4.1+ (Force 220 kN, displacement 1,2 mm)

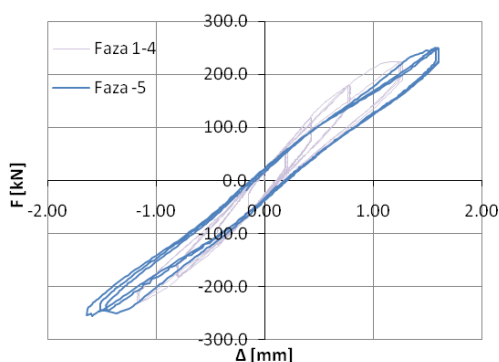


**Slika 3.59:** Prirast deformacij v merilnih lističih V2 in V20 v trenutku nastanka razpok

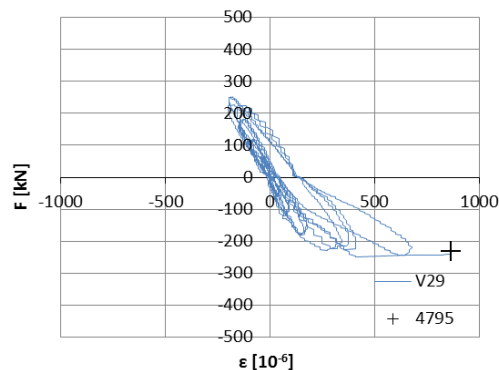
**Figure 3.59:** Deformation increase at straingauges V2 and V20 at the time of first crack formation

##### Faza 5

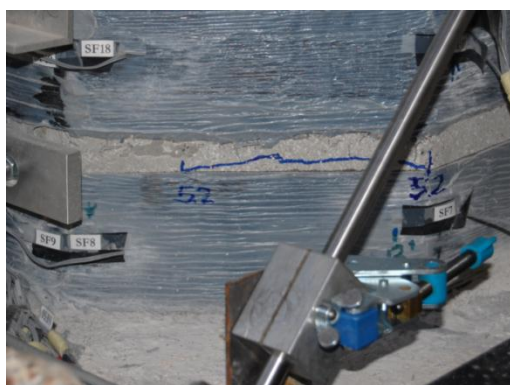
V 5. Fazi smo krmilili silo do 250 kN, pri tem je bil dosežen pomik cca. 1.5 mm (Slika 3.60). Prva vidna upogibna razpoka se je pojavila na vzhodni strani stebra v drugem ciklu pete faze (Slika 3.62). V tretjem ciklu so meritve zaznale razpoke 0,2 mm v dveh nivojih. V ciklu 5.3 + se je vidna razpoka na južni strani stebra razširila, razpoka na severni strani pa je ostala nespremenjena. V ciklu 5.3 – sta na zahodni strani nastali razpoki širine 0,2 mm na dveh nivojih. To je bilo zaznati tudi na merilnih lističih na vzdolžnih palicah, npr. V29, ki se nahaja približno na mestu razpoke (Slika 3.61).



**Slika 3.60:** Odnos sila-pomik do vključno 5. faze  
**Figure 3.60:** Force-displacement relation till phase 5



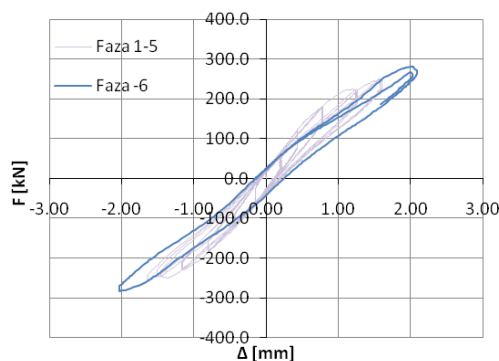
**Slika 3.61:** Prirast deformacij na merilnem lističu V29 v ciklu 5.1-, ko se pojavi prva vidna razpoka  
**Figure 3.61:** Deformation increase at strain gauge V29 at cycle 5.1- when the first crack became visible



**Slika 3.62:** Prva vidna razpoka (SV)  
**Figure 3.62:** First visible crack

#### **Faza 6 ( $F=280$ kN)**

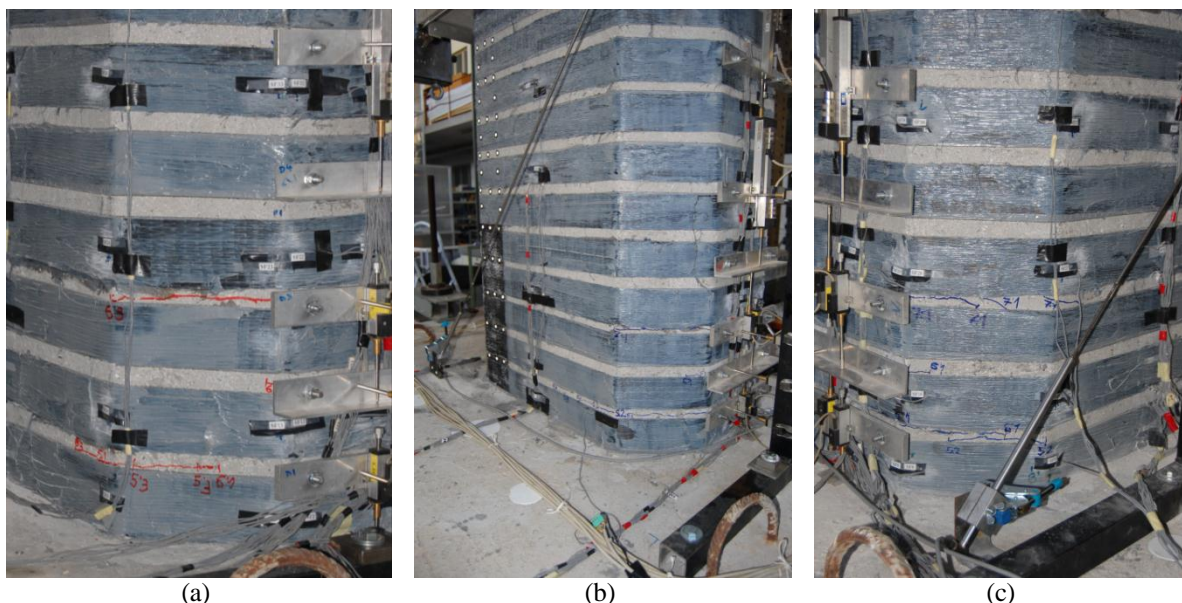
V tej fazi smo krmilili silo do 280 kN, pri tem je bil dosežen pomik cca. 2mm (Slika 3.63). V pozitivnem delu prvega cikla šeste faze (280 kN) sta bili zaznani razpoki širine 0,25 mm in 0,15 v dveh nivojih. Obe razpoki sta bili vidni na obeh straneh. V ciklu 6.1 - so postale vidne razpoke do višine cca. 25 cm. V drugem ciklu šeste faze so se razpoke širile, v tretjem ciklu pa so bile razpoke opazne že do višine 35 cm (Slika 3.64a).



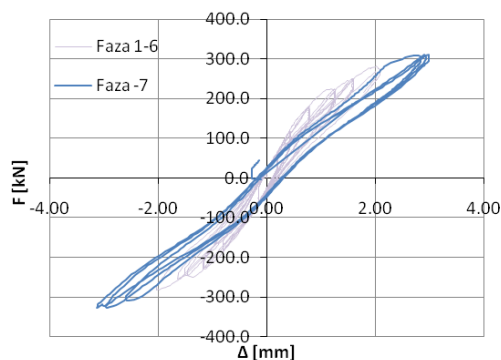
**Slika 3.63:** Odnos sila-pomik do vključno 6. faze  
**Figure 3.63:** Force-displacement relation until phase 6

#### **Faza 7 ( $F=310$ kN)**

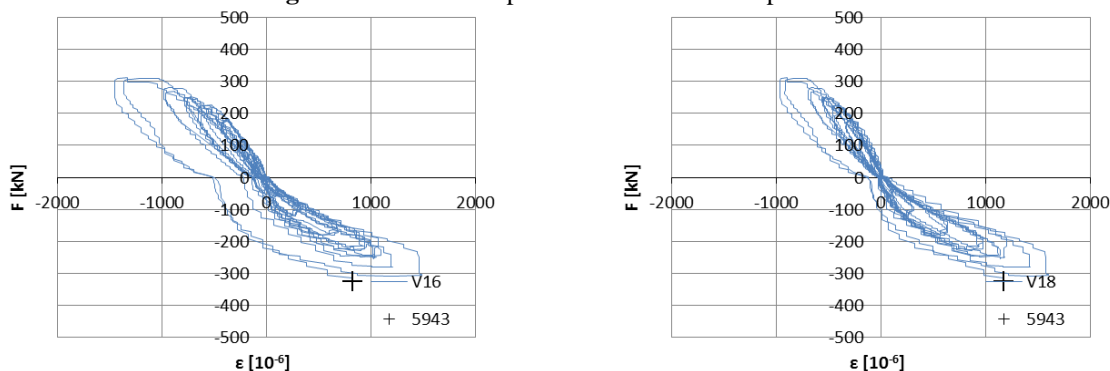
Pri sili 310 kN in pri pomiku 3mm (Slika 3.65) v sedmi fazi je bila robna armatura tik pred tečenjem (izmerjene deformacije na merilnih lističih V16 in V18 cca. 1600 $\mu$ s - glej sliko 3.66). Na obeh straneh so bile razpoke opazne v treh nivojih, t.j. do cca. 35 cm. Poleg tega razpoke pod trakovi še niso bile vidne. Do konca sedme faze so nastale nove razpoke do višine 50 cm. Pri tem je bila južna stran stebra občutno manj poškodovana (vsaj navidezno). Sliki 3.64 a in b prikazujeta steber po koncu 7 faze.



**Slika 3.64:** (a) Razpoke v fazi 6 (SZ); Preizkušane po končani 7. fazi: (b) južna stran, (c) severna stran  
**Figure 3.64:** (a) Cracks in phase 6 (NW); Specimen after phase 7: (b) south side, (c) north side



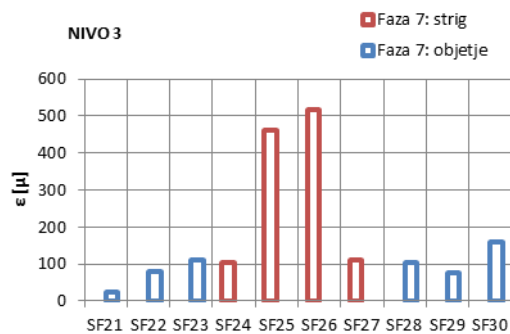
**Slika 3.65:** Odnos sila-pomik do vključno 7. faze (Sila 310 kN, pomik 3 mm)  
**Figure 3.65:** Force-displacement relation until phase 7



**Slika 3.66:** Začetek tečenja ( $\epsilon \approx 1600\mu$ ) zaznan v merilnih lističih V16 in V18 v 7 fazi  
**Figure 3.66:** Start of yielding ( $\epsilon \approx 1600\mu$ ) noticed at straingauges V16 in V18 in phase 7

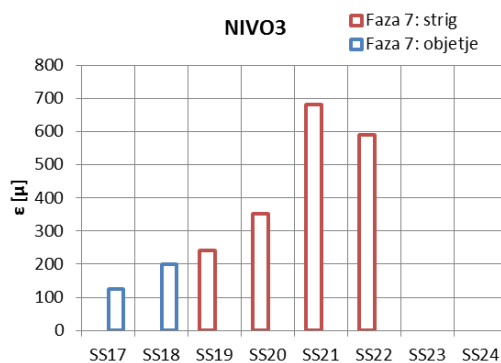
V tej fazi so začeli pri prevzemu striga aktivneje sodelovati tudi kompozitni trakovi, saj je bila npr. na mestu merilnega lističa SF25 (NIVO 3, cca. 25 cm od vpetja) pri doseženi maksimalni sili faze (310 kN) izmerjena deformacija cca.  $450\mu$  (Slika 3.67), medtem, ko je bila v predhodnih ciklih načeloma manjša od  $100\mu$ . Podobne deformacije (nivoji merilnih lističev na stremenih in kompozitnih trakovih ne sovpadajo) smo izmerili tudi na stremenih (Slika 3.68). Lističe, ki so nalepljeni vzdolž daljših stranic (stojin) smo uvrstili v skupino »strig« - rdeča, lističe ki so na krajših stranicah (pasnicah) pa v skupino »objetje« - modra, glede na funkcijo, ki jo opravlja plašč/stremena na mestu lističev. Za položaj merilnih lističev glej načrt merskih mest na slikah 3.55 in 3.56.





**Slika 3.67:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 7 na nivoju 3 (za položaj merilnih lističev glej načrt merskih mest - Slika 3.56).

**Figure 3.67:** Maximal strains at SGs on FRP in phase 7 at level 3 (See Figure 3.56 for SG locations)



**Slika 3.68:** Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 7 na nivoju 3 (za položaj merilnih lističev glej načrt merskih mest - Slika 3.55)

**Figure 3.68:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 7 at level 3 (See Figure 3.55 for SG locations)

### Faza 8 ( $F = 350\text{ kN}$ )

V osmi fazi so se pri sili 350 kN (pomik 4 mm) začele pojavljati, oz. odpirati strižne razpoke (nadaljevanje upogibnih) – vzorec podoben kot pri modelu NKŠS (cca.  $45^\circ$ ). Do konca osme faze so se pojavile razpoke tudi na višini 60 cm. Na južni strani stebra nismo opazili novih poškodb, medtem ko je bila severna stran bolj razpokana (Slika 3.69).



(a)

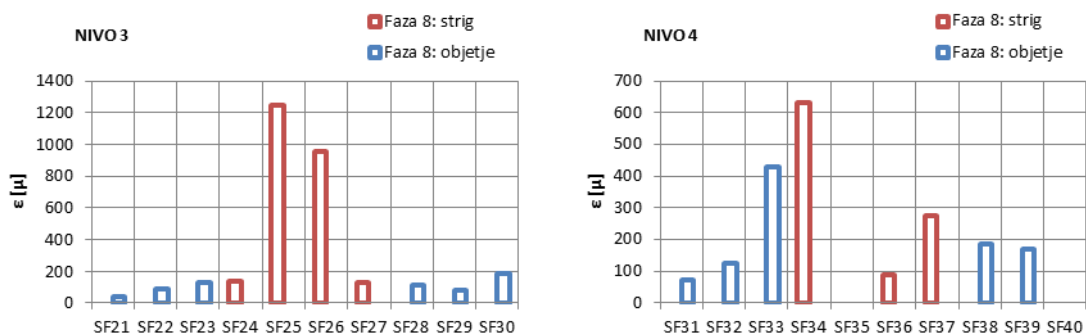
(b)

**Slika 3.69:** Preizkušanelec po končani fazi 8: (a) južna stran, (b) severna

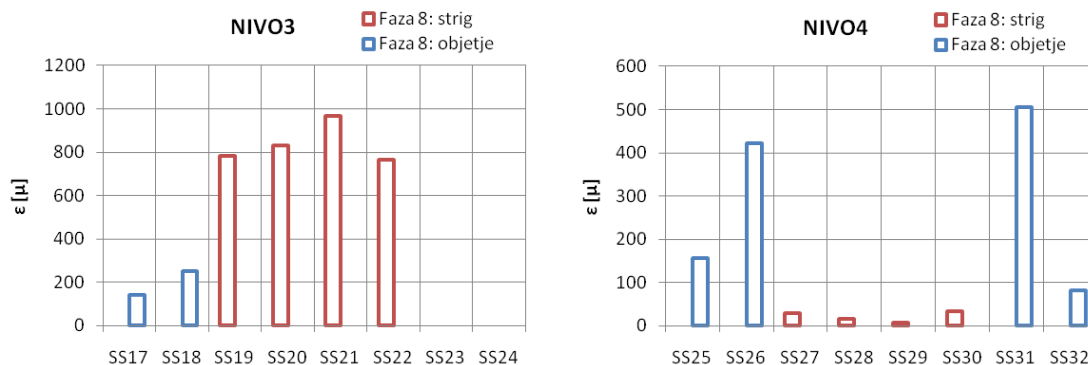
**Figure 3.69:** Specimen after phase 8: (a) south side, (b) north side

Na notranji strani stebra se je na vzhodni strani pojavila ozka upogibna razpoka na višini cca. 10 cm od vpetja stebra. Odpiranje strižnih razpok je bilo zaznati tudi na merilnih lističih nalepljenih na kompozitnih plaščih, in sicer na SF25 je bila dosežena deformacija  $\sim 1200\mu$ , na SF34 pa  $\sim 600\mu$  (Slika 3.70). Na nivoju višje, t.j. na nivoju 4, ki se je nahajal cca. 56 cm od vpetja stebra so bile izmerjene

večje deformacije na robu stojin, kar sovpada s potekom strižnih razpok. Podoben trend je bilo opaziti tudi na stremenski armaturi (Slika 3.71).

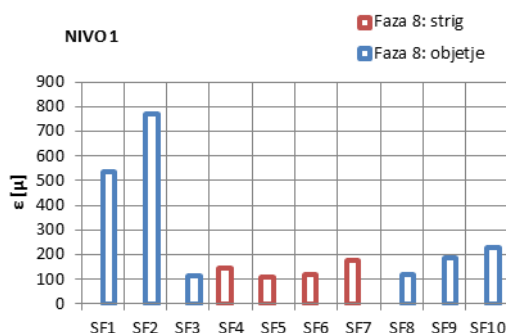


**Slika 3.70:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 8 na nivojih 3 in 4  
**Figure 3.70:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 8 at levels 3 and 4



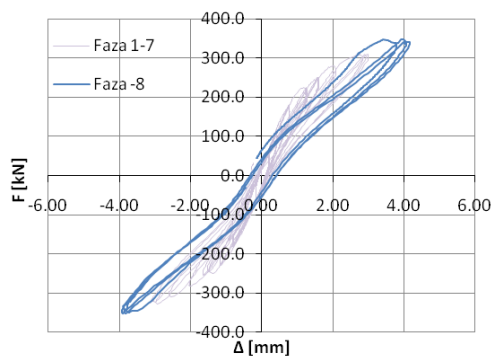
**Slika 3.71:** Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 8 na nivojih 3 in 4  
**Figure 3.71:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 8 at levels 3 and 4

Kompozitni trakovi tik ob vpetju stebra igrajo manj pomembno vlogo pri prevzemu strižnih sil, imajo pa toliko večjo vlogo pri zagotavljanju objetja betona. To se je poznalo tudi pri izmerjenih deformacijah saj so se na nivoju 1 večje deformacije pojavile v merilnih lističih na pasnicah, npr. na SF2 so bile izmerjene deformacije 750 μ (Slika 3.72). To je še bolj opazno v kasnejših fazah.



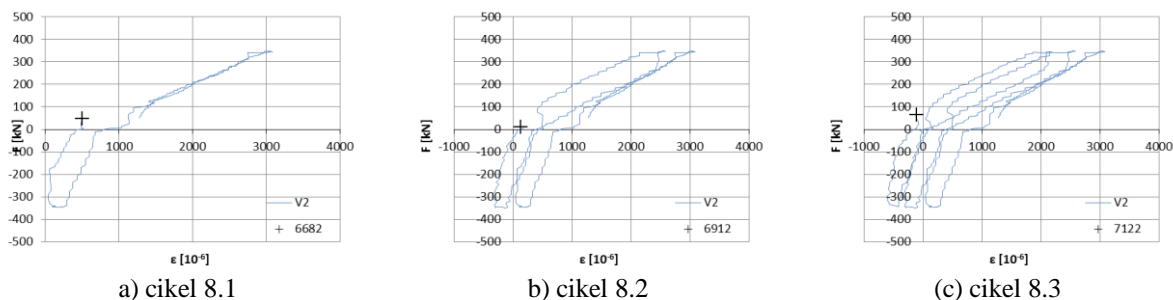
**Slika 3.72:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 8 na nivoju 1  
**Figure 3.72:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 8 at level 1

Zveza med silo in pomikom do vključno 8. faze je prikazana na sliki



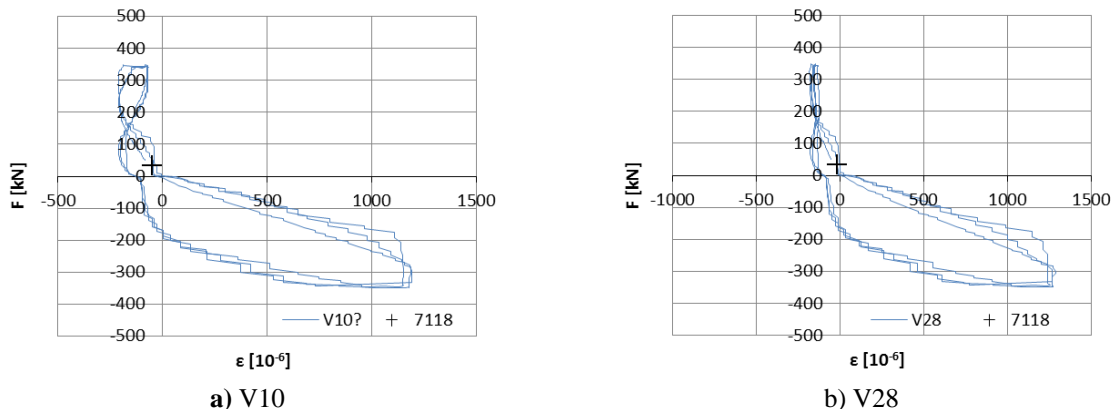
**Slika 3.73:** Odnos sila-pomik do vključno 8. faze (Sila 350 kN, pomik 4 mm)  
**Figure 3.73:** Force-displacement relation until phase 8

V tej fazi smo zaznali tudi začetek kombinacije zdrsa in uklona vzdolžne armature v tlaku na mestu merilnega lističa V2 (Slika 3.74). V merilnem lističu nad V2, t.j. V20, ki se nahaja na preklopljeni palici, nismo zaznal zdrsa, zato sklepamo, da je prenos sil med palicama, kljub začetku nezveznosti vzdolž preklopa ostal razmeroma dober.

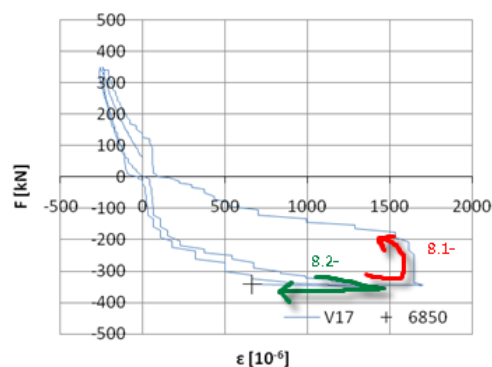


**Slika 3.74:** Deformacije na merilnem lističu V2 v fazi 8  
**Figure 3.74:** Deformations at SG V2 in phase 8

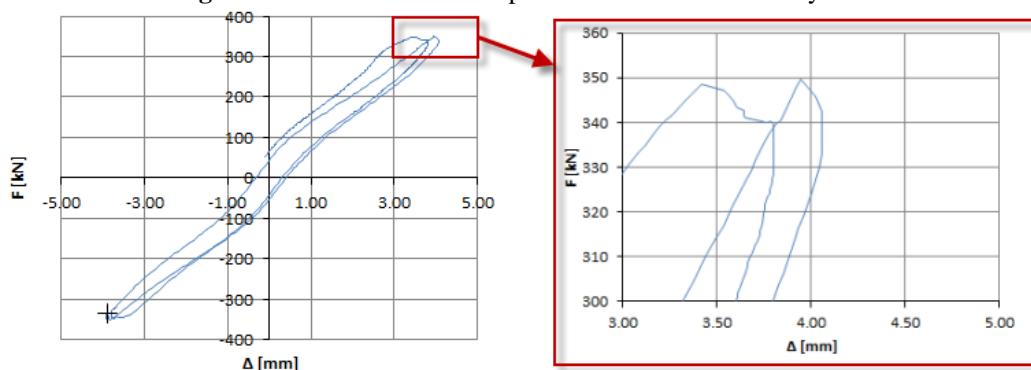
Zdrs armature vzdolž preklopa v tlaku je bilo do konca faze 8 zaznati tudi v armaturni palici na kateri sta se nahajala merilna lističa V10 in V28 (Slika 3.75 a in b). Ob pričetku zdrsa deformacija na lističu V10 hipno pade, kot vidimo na sliki 3.75 a), na merilnem lističu nad V10, t.j. V28, pa ostane deformacija konstantna, ker je po zdrsu palica praktično neobremenjena (Slika 3.75 b). Do zdrsa palice, tokrat v nategu, je v tej fazi prišlo tudi na mestu merilnega lističa V 17, in sicer v ciklu 8.2- (Slika 3.75). Na histerezi sila-pomik se zdrsu/ukloni poznajo kot rahel padec nosilnosti pri doseženem maksimalnem pomiku cikla in pri padcu togosti (Slika 3.77). Na ostalih merilnih lističih posebnosti nismo zaznali.



**Slika 3.75:** Zdrs/uklon palice v tlaku na mestu merilnih lističev V 10 in V28  
**Figure 3.75:** Slipping/buckling in compression at SG V10 and V28 in phase 8



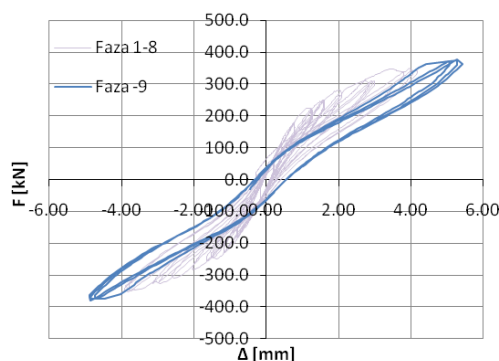
**Slika 3.76:** Zdrs palice na mestu merilnega lističa V17 v ciklu 8.2-  
**Figure 3.76:** Reinforcement slip at location of SG V17 in cycle 8.2-



**Slika 3.77:** Padeč sile pri maksimalnem doseženem pomiku cikla v fazi 8  
**Figure 3.77:** Force drop at maximum cycle displacement in phase 8

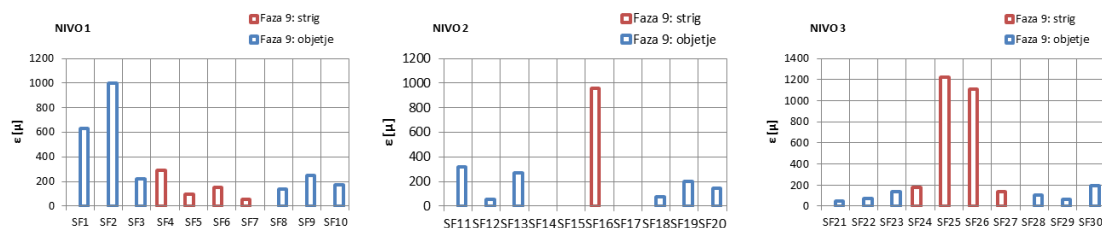
### Faza 9 ( $F=380$ kN)

V deveti fazi smo krmilili silo do vrednosti 380 kN, pri tem je bil dosežen maksimalni pomik cca. 5mm (Slika 3.78). Pri tej sili so se začele odpirati nove razpoke, ki so bile zaznavne v šestih nivojih. Upogibne razpoke spodaj in strižne razpoke zgoraj so se podaljševale. Pri pomiku cca. 5 mm ni bilo novih razpok. Do konca devete faze stečejo praktično vse robne palice opremljene z merilnimi lističi. Na notranji strani stebra so se odprle upogibne razpoke tudi v višjih nivojih. Pojavile so se tudi strižne razpoke, podobno kot na zunanji strani.



**Slika 3.78:** Odnos sila-pomik do vključno 9. faze  
**Figure 3.78:** Force-displacement relation until phase 9

Deformacije na kompozitnem traku ob vpetju stebra so v tej fazi prišle do cca. 1000  $\mu$ , in sicer so bile največje na robu pasnice, kjer tudi v splošnem pričakujemo koncentracije deformacij. Na sredini pasnice so bile deformacije cca. 600 $\mu$  (Slika 3.79). Kompozitni trakovi so prevzeli funkcijo objetja predvsem pri pomikih s pozitivnim predznakom, t.j. na zahodni pasnici, medtem ko se objetje na vzhodni strani v tej fazi še ni docela aktiviralo.



**Slika 3.79:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 9. fazi na nivojih 1, 2 in 3

**Figure 3.79:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 9 at levels 1-3

V deveti fazi se je palica z merilnim lističem V17 najverjetneje uklonila. Palica se nahaja na sredini pasnice, in sicer na notranji strani. Palica je bila preklopljena tik ob vpetju, t.j. tip palice a (Glej armaturni načrt na slikah 3.6 in 3.7). Nad merilnim lističem V17 se je nahajal merilni listič V35. Oglejmo si podrobneje odziv omenjene palice v fazi 9 (Slika 3.80):

#### Cikel 9.1+

V tem ciklu je bila palica v tlačni coni. Deformacije izmerjene na merilnih lističih V17 in V35 so bile cca.  $-200$  in  $-600\mu$  (zgoraj več - preklon).

#### Cikel 9.1-

Palica nato preide v nateg, kjer pri doseženi maksimalni sili ponovno pride do zdrsa, podobno kot v predhodni fazi.

#### Cikel 9.2+

Podobno kot v predhodnem ciklu se je tudi tokrat palica ujela in se vrnila v tlak do približno enakih deformacij, kot v predhodnem ciklu.

#### Cikel 9.2-

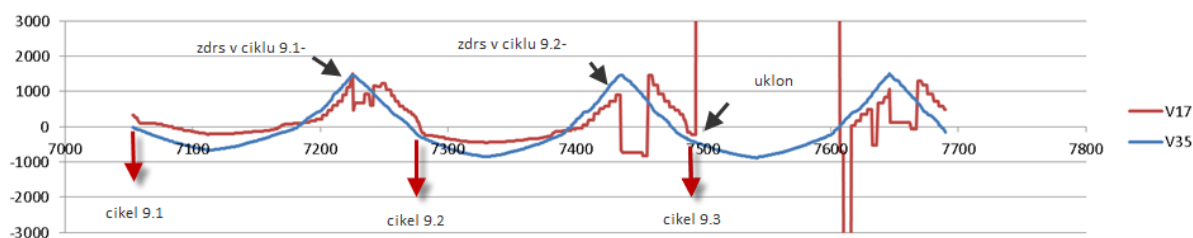
Palica je spet iz tlaka prešla v nateg, kjer je ponovno prišlo do hipnega padca deformacije - zdrsa. Palica se je sprostila celo tako, da je deformacija spremenila predznak.

#### Cikel 9.3+

Pri ponovni obremenitvi v tlak se je palica sicer spet ujela, vendar pri prehodu iz cikla 9.3+ v 9.3- prišlo do hipnega skoka deformacij, kar nakazuje uklon palice.

#### Cikel 9.3-

V ciklu 9.3- palica spet preide v nateg, kjer zopet zdrsne. Palica z lističem V35 se ob tem neodvisno deformira. Na fotografijah v notranjosti se v tej fazi sicer opazi le tanke razpoke, vendar ravno na tem mestu v kasnejših fazah odpade prvi del krovnega sloja betona.

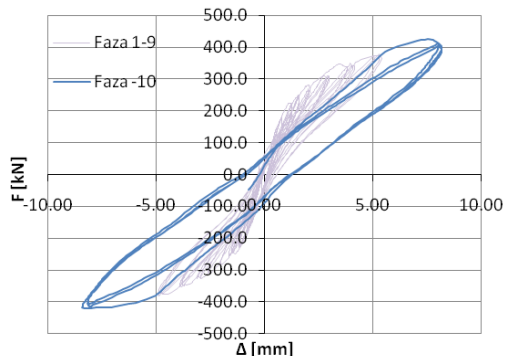


**Slika 3.80:** Časovni potek deformacij na lističih V17 in V35 v 9. fazi

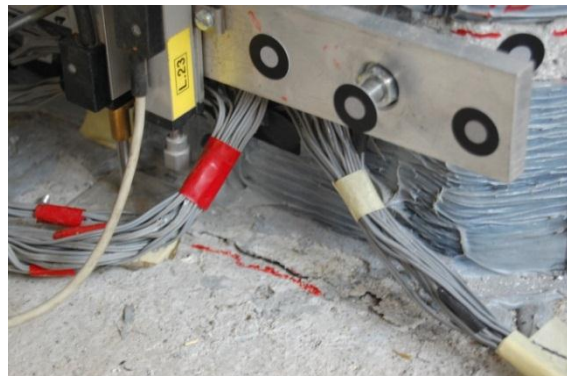
**Figure 3.80:** Deformation time-history at SGs V17 and V35 in phase 9

**Faza 10** ( $\Delta=8mm$ )

Z deseto fazo smo začeli s krmiljenjem pomika do 8 mm (Slika 3.81). Pri tem pomiku se je na vzhodni strani odprla razpoka tik ob vpetju stebra (steber odstopil od temelja) širine cca. 2 mm. Pri tem je bila sila 425 kN. Podobno se je zgodilo tudi na zahodni strani v negativnem delu cikla, kjer je bila sila nekoliko nižja, in sicer 410 kN.

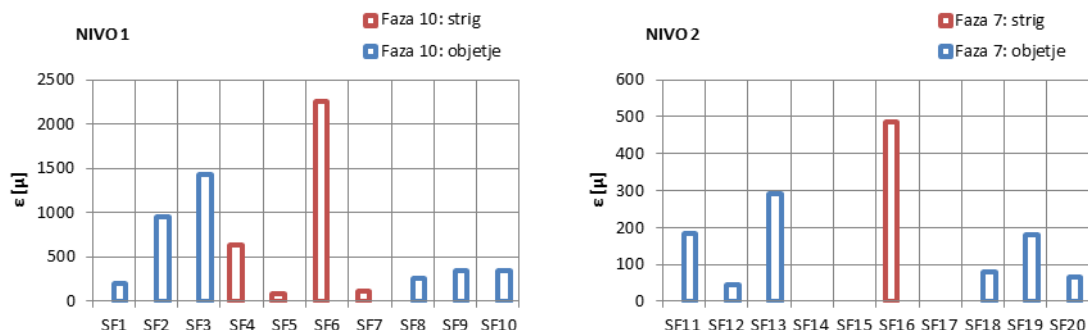


**Slika 3.81:** Odnos sila-pomik do vključno 10. faze  
**Figure 3.81:** Force-displacement relation until phase 10

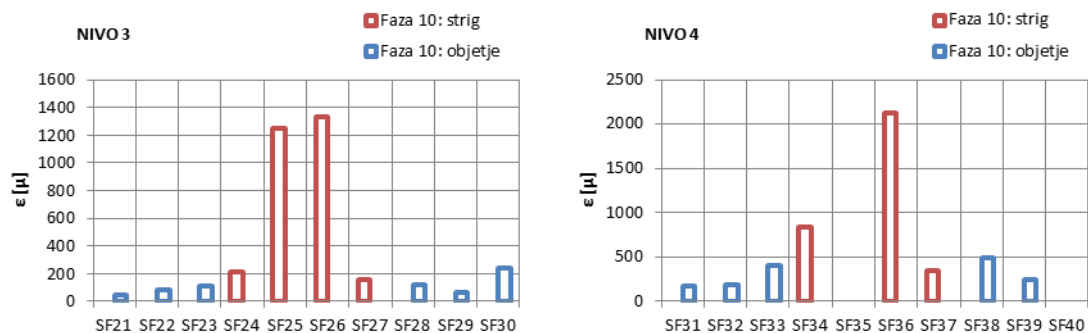


**Slika 3.82:** Po končani fazi 10: Odprta razpoka tik ob vpetju stebra (Z)  
**Figure 3.82:** Specimen after phase 10: Crack at the base (W)

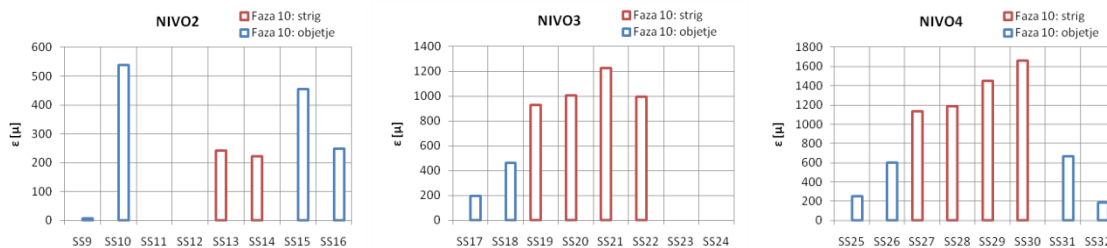
Nove strižne razpoke je bilo moč zaznati tudi v višjih nivojih. V tej fazi smo na merilnem lističu SF35 namerili deformacijo  $\sim 2100\mu$  (slika 3.84 - NIVO4), poleg tega pa se je tudi razpored deformacij po obodu prereza spremenil, saj so bile tokrat največje deformacije na tem nivoju na sredini stojine (primerjaj sliki 3.83 in 3.71). Maksimalne deformacije v trakovih na stojini se v tretjem nivoju niso več povečevale do konca preiskave. V tej fazi se je začelo tečenje stremen, in sicer na dveh nivojih 3 in 4, kot je vidno s slike 3.85 ( $\epsilon_y=1200\mu$ ).



**Slika 3.83:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 10. fazi na nivojih 1 in 2  
**Figure 3.83:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 10 at levels 1 and 2



**Slika 3.84:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v 10. fazi na nivojih 3 in 4  
**Figure 3.84:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 10 at levels 3 and 4

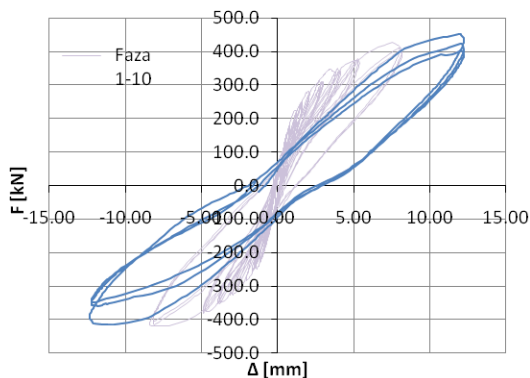


**Slika 3.85:** Največje dosežene deformacije v stremenih v 10. fazi na nivojih 2, 3 in 4  
**Figure 3.85:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 10 at levels 2-4

Iz slike 3.85 lahko razberemo, da na nivoju 2, t.j. cca. 10 cm od vpetja, kljub razmeroma slabi zasnovi stremen, ta delno pomagajo pri objetu betona, oz. pri prevzemanju prečnih nateznih napetosti.

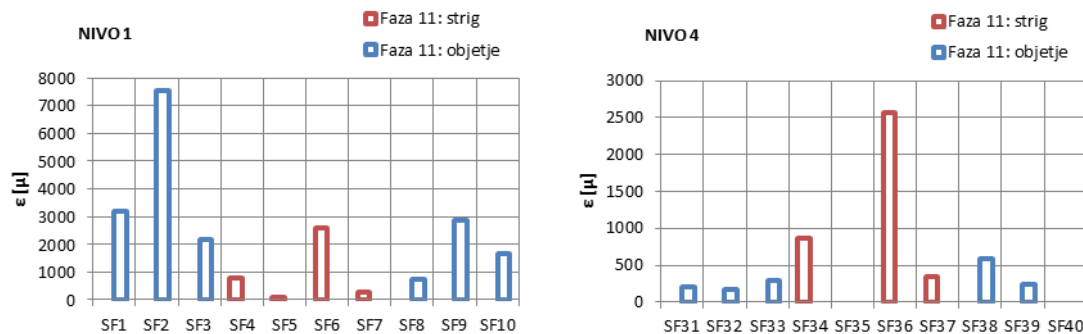
### Faza 11 ( $A=12\text{mm}$ )

V enajsti fazi smo krmilili pomik do 12 mm (Slika 3.86). Pri tem smo v prvem ciklu dosegli največjo silo v vrednosti 452 kN. V tej fazi se je pretrgala prva palica na zahodni strani (vizualni pregled), t.j. v negativnem delu cikla 11.2 (omenjena palica ni bila opremljena z merilnim lističem). Posledica tega je bil padec sile pri negativnih pomikih. Na notranji strani so se pojavljale nove razpoke tudi v višjih nivojih, obstoječe razpoke so se podaljševale.

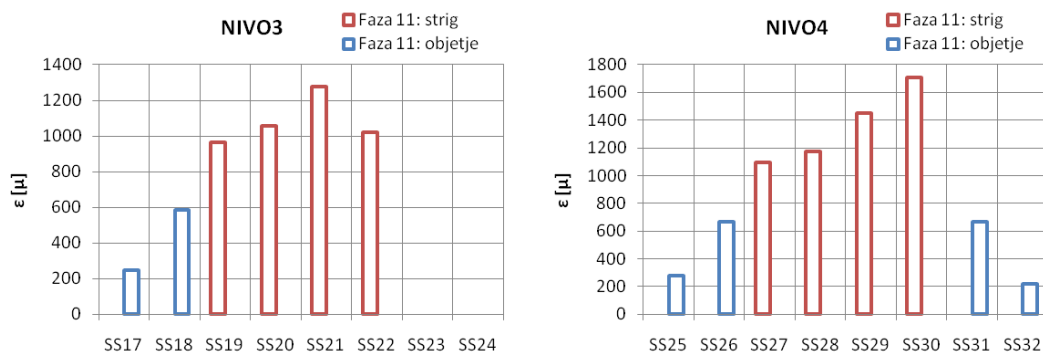


**Slika 3.86:** Odnos sila-pomik do vključno 11. faze  
**Figure 3.86:** Force-displacement relation until phase 11

Deformacije na kompozitnem traku ob vpetju stebra na zahodni pasnici so v tej fazi prišle do cca. 8000  $\mu$ , in sicer so bile tudi tokrat največje na robu pasnice. V tej fazi je tudi na vzhodni pasnici začelo delovati objetje, saj so bile tudi na tej strani izmerjene deformacije cca. 3000  $\mu$ . Največja deformacija zaradi striga v vrednosti cca. 2500  $\mu$  pa je bil izmerjena na nivoju 4 (Slika 3.87). V stremenih v primerjavi s prejšnjo fazo ni prišlo do bistvenega povečanja deformacij (Slika 3.88).



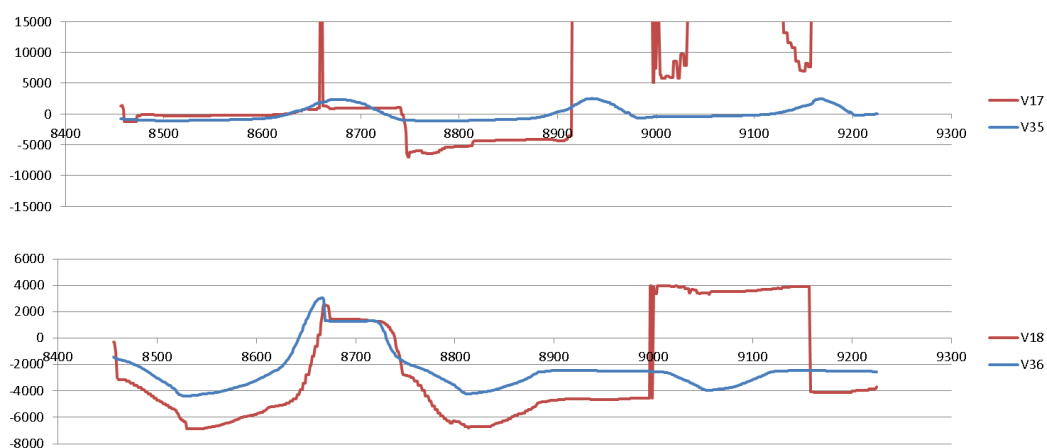
**Slika 3.87:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 11 na nivojih 1 in 4  
**Figure 3.87:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 11 at levels 1 and 4



**Slika 3.88:** Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 11 na nivojih 3 in 4

**Figure 3.88:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 11 at levels 3 and 4

V ciklu 11.1- je bil na mestu merilnega lističa V17 zaznan nov skok v deformaciji, podobno tudi na V18, kar verjetno označuje pretrg ene izmed sosednjih palic. Palica V17 je še nekaj časa sodelovala, vendar pa so meritve na lističu po večjih skokih precej nezanesljive torej lahko sklepamo na pretrg palice V17 v ciklu 11.2-. Po tem so sosednje palice prevzele večjo deformacijo – palica V18 je ostala do konca cikla v nategu, kar lahko označuje bodisi uklon bodisi zdrs te palice (dogodek v tlaku). Podobni skoki so se zgodili tudi v palicah V13 in V15. Do konca faze ostanejo skoraj vse omenjene palice v nategu. Kljub temu pa zaradi prenosa sil merilnih lističi v drugem nivoju kažejo sodelovanje palic.



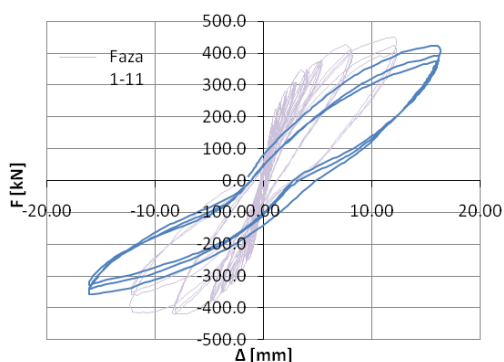
**Slika 3.89:** Časovni potek deformacij na lističih V17 (V35) in V18 (V36) v fazi 11

**Figure 3.89:** Deformation time-history at SGs V17 (V35) and V18 (V36) in phase 11

### **Faza 12 ( $\Delta=16\text{mm}$ )**

V dvanajsti fazi smo krmilili pomik do 16 mm (Slika 3.90). Na na vzhodni strani še ni prišlo do pretrga vzdolžnih palic, na zahodni pa sta se pretrgali še 2. Razpoka ob vpetju se je še naprej večala, beton ob stiku stebra s temeljem se je začel drobiti (Slika 3.91). V pozitivno stran je bila dosežena sila 425 kN, v negativno pa 350 kN. V tretjem ciklu enajste faze se je pretrgala še ena vzdolžna palica na zahodni strani. Na notranji strani so se začele pojavljati tudi ozke vertikalne razpoke – znak bodisi zdrsa bodisi uklona vzdolžne armature.





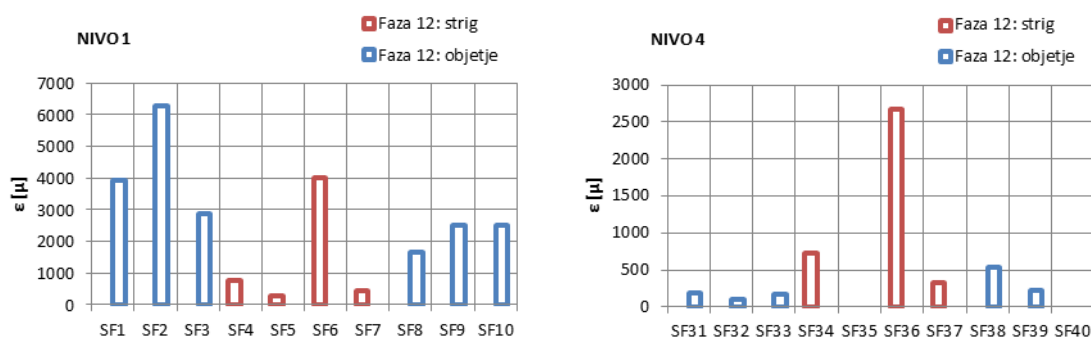
**Slika 3.90:** Odnos sila-pomik do vključno 12. faze  
**Figure 3.90:** Force-displacement relation until phase 12



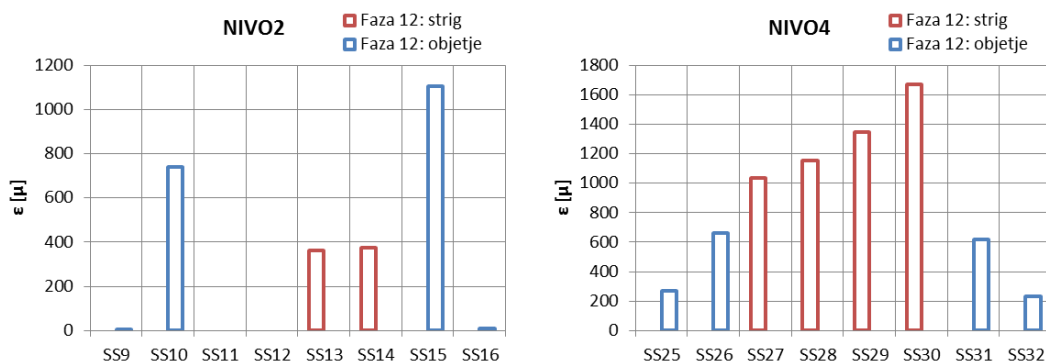
**Slika 3.91:** Po končani fazi 12: Odrpna razpoka tik ob vpetju stebra (V)

**Figure 3.91:** After phase 12: Crack at the pier base (E)

Deformacije na merilnih lističih na stremenih in na kompozitnih plaščih so se v fazi 12 še naprej večale, predvsem na mestu objetta, in sicer tokrat na tudi vzhodni pasnici, medtem ko so lističi, ki so merili deformacije zaradi striga, dosegali skoraj enake deformacije kot v predhodnji fazi, kar pomeni, da je zaradi razpoke ob vpetju prišlo do delne »izolacije« striga.



**Slika 3.92:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 12 na nivojih 1 in 4  
**Figure 3.92:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 12 at levels 1 and 4



**Slika 3.93:** Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 12 na nivojih 2 in 4  
**Figure 3.93:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 12 at levels 2 and 4

### Faza 13 ( $\Delta=20\text{ mm}$ )

V trinajsti fazi (pomik 20 mm) je na zahodni strani prišlo do vidnega uklona vzdolžne palice, zaradi česar je prišlo do začetka odlepitve spodnjega kompozitnega traku (ob vpetju). Na mestu uklona palice se je zaradi velike koncentracije napetosti v nadaljnjih fazah začel spodnji kompozitni trak trgati (Slika 3.94). To je povzročilo precejšnje povečanje deformacij v plašču in sicer je bila največja izmerjena deformacija na plašču  $12000\mu = 1,2\%$  (Slika 3.96). Strižne razpoke na stranicah stebra se niso več spreminjale. Zaradi uklona vzdolžne palice je prišlo tudi do lokalnega odpadanja krovnega sloja

betona na notranji strani na zahodni strani stebra (Slika 3.95), t.j. na mestu merilnega lističa V17, kjer smo že v predhodnih fazah zaznali uklon armature.



**Slika 3.94:** Uklon vzdolžne palice – začetek delaminacije ojačitvenega traku (JZ)

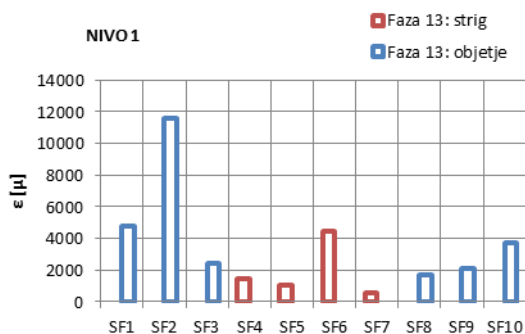
**Figure 3.94:** Longitudinal bar buckling – start of the CFRP strip delamination (SW)



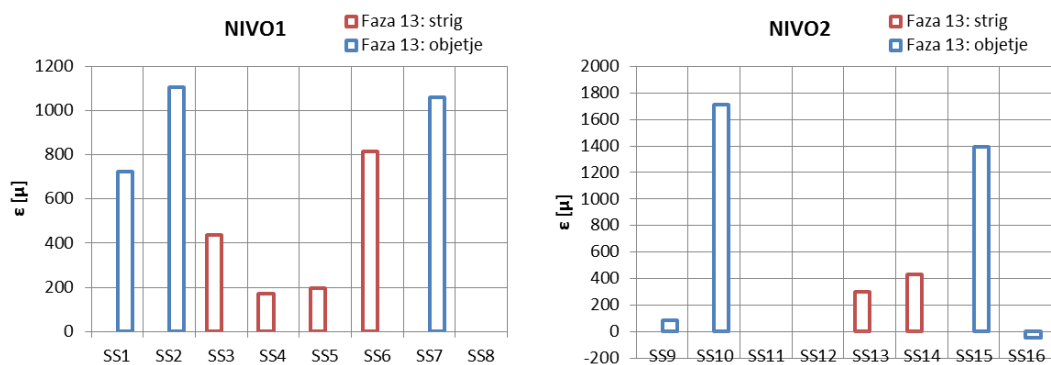
**Slika 3.95:** Začetek delaminacije betona na notranji strani zaradi uklona vzdolžne palice (Z)

**Figure 3.95:** Cover concrete delamination due to reinforcement buckling inside the pier (W)

Deformacije na merilnih lističih na stremenih in na kompozitnih trakovih ob vpetju, t.j. na mestu objetja so prikazane na slikah (Slika 3.96) in . V tej fazi je stekla tudi prečna armatura za objetje.

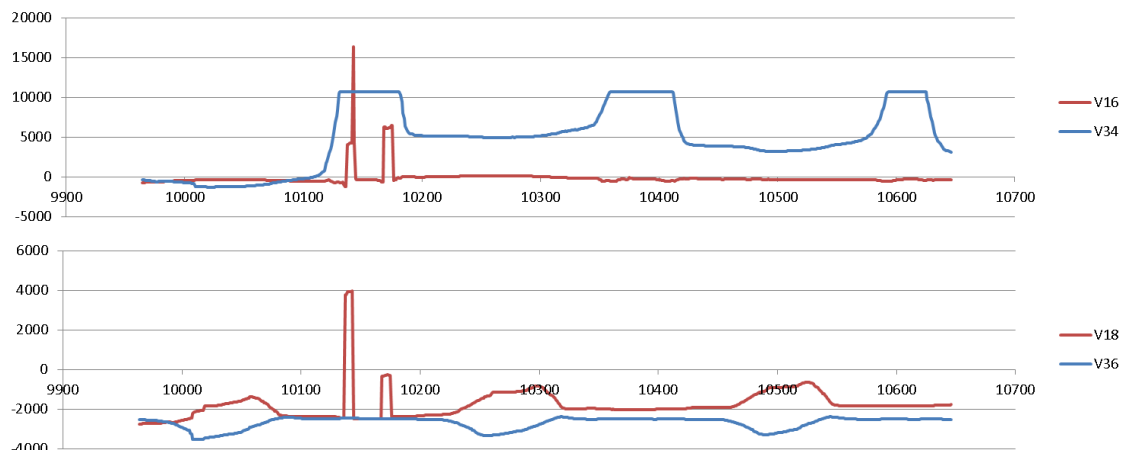


**Slika 3.96:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 13 na nivoju 1  
**Figure 3.96:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 13 at level 1



**Slika 3.97:** Največje dosežene deformacije v stremenih v fazi 13 na nivojih 1 in 2  
**Figure 3.97:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 13 at levels 1 and 2

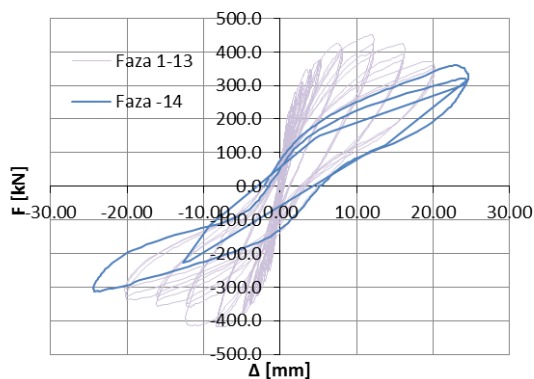
V tej fazi smo tudi na merilnih lističih V18 in V36 zaznali uklon, namreč oba lističa sta nalepljena na isti palici (tip b), vendar se deformacijam spremeni predznak, kar lahko nakazuje upogib palice. Palica z merilnim lističem V16 pa se je najverjetneje pretrgala, saj po ciklu 13.1- merilni listič V16 ni več kazal sprememb deformacij (Slika 3.98).



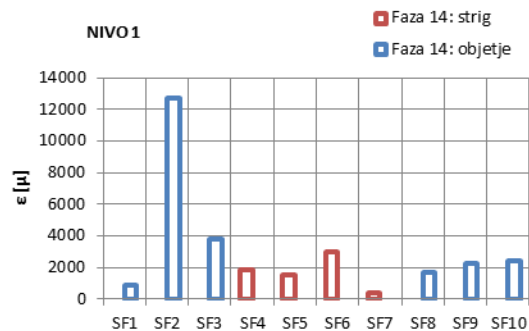
**Slika 3.98:** Časovni potek deformacij na lističih V16 (V34) in V18 (V36) v fazi 13  
**Figure 3.98:** Deformation time-history at SGs V16 (V34) and V18 (V36) in phase 13

#### Faza 14 ( $\Delta=24$ mm)

V fazi 14 smo vsiljevali pomik do 24 mm (Slika 3.99). Do konca faze se je trak na zahodni strani skoraj v celoti pretrgal/odlepil (Slika 3.101 a in b). Na zahodni strani se je pretrgalo še nekaj palic (Slika 3.101 c). Kompozitni trak ob vpetju stebra se je nato začel trgati tudi na vzhodni strani, tako na vogalih kot tudi na sredini tlačne cone (Slika 3.101 d in e). Pri tem je bila izmerjena največja deformacija v traku cca. 1,2 % (Slika 3.100). Največje deformacije so bile izmerjene v bližini vogalov. Po pretrgu ojačitvenega traku ob vpetju se je uklonilo več palic po celem zahodnem robu stebra (Slika 3.101 f). Na notranji strani stebra sta se uklonili še 2 vzdolžni palici (vidna delaminacija betona) na jugovzhodnem robu stebra (Slika 3.101 g). Do konca preizkusa je na notranji strani stebra odpadla večina krovnega sloja betona na področju pasnic (Slika 3.101 h in 3.108 a). Na sliki 3.108 b je prikazan preizkušanelec UKŠS-FRP po končani preiskavi.



**Slika 3.99:** Odnos sila-pomik do vključno 14. faze  
**Figure 3.99:** Force-displacement relation until phase 14



**Slika 3.100:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 14 na nivoju 1  
**Figure 3.100:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 14 at level 1



(a) Trganje traku na mestu uklona vzdolžne palice



(b) Dokončno pretrganje ojačitvenega traku ob vpetju



(c) Pretrgani palici ob vpetju stebra



(d) Delaminacija traku ob vpetju (J)



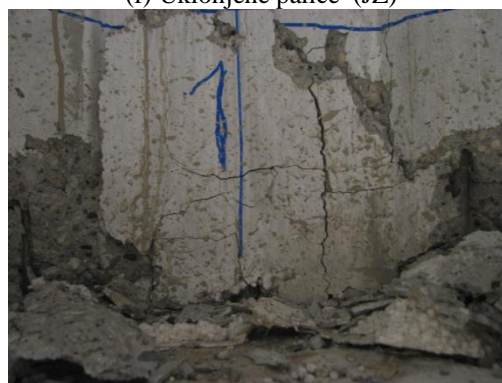
(e) Pretrgan ojačitveni trak (V)



(f) Uklonjene palice (JZ)



(g) Delaminacija betona zaradi uklonjenih palic (JV)



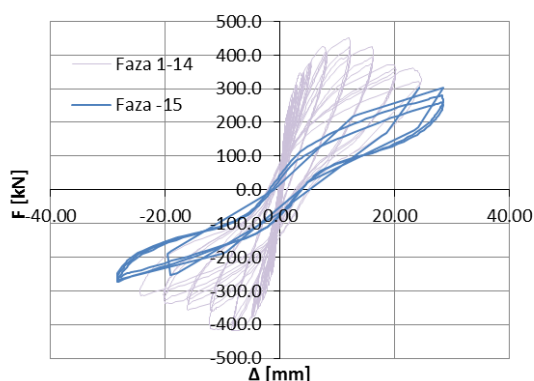
(h) Poškodbe stebra na notranji strani stebra (V)

**Slika 3.101:** Poškodbe preizkušanca UKŠS-FRP v fazi 14 in po končani preiskavi  
**Figure 3.101:** Damage of the UKŠS-FRP specimen in phase 14 and after the experiment

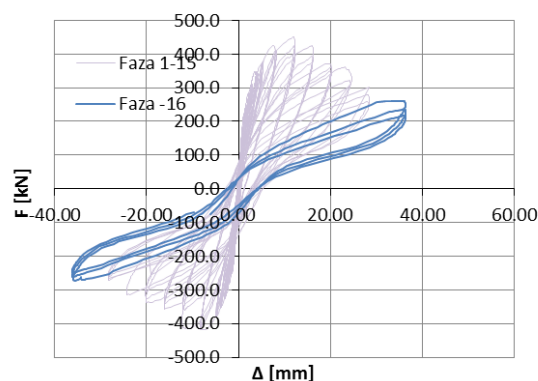
### Faze 15 - 17

Kljub temu, da smo ocenili, da je v predhodni fazi prišlo do porušitve stebra smo se odločili, da nadaljujemo s preizkusom, da bi dobili čim več podatkov o odzivu stebra v post-kritičnem območju. V fazi 15 smo tako vsiljevali pomik do 28 mm, pri tem je bila dosežena sila 300 kN (Slika 3.102). V

petnajsti fazi se je luščenje krovnega sloja betona na notranji strani nadaljevalo do višine cca. 20 cm od vpetja (Slika 3.101 g in h ter 3.108 a).



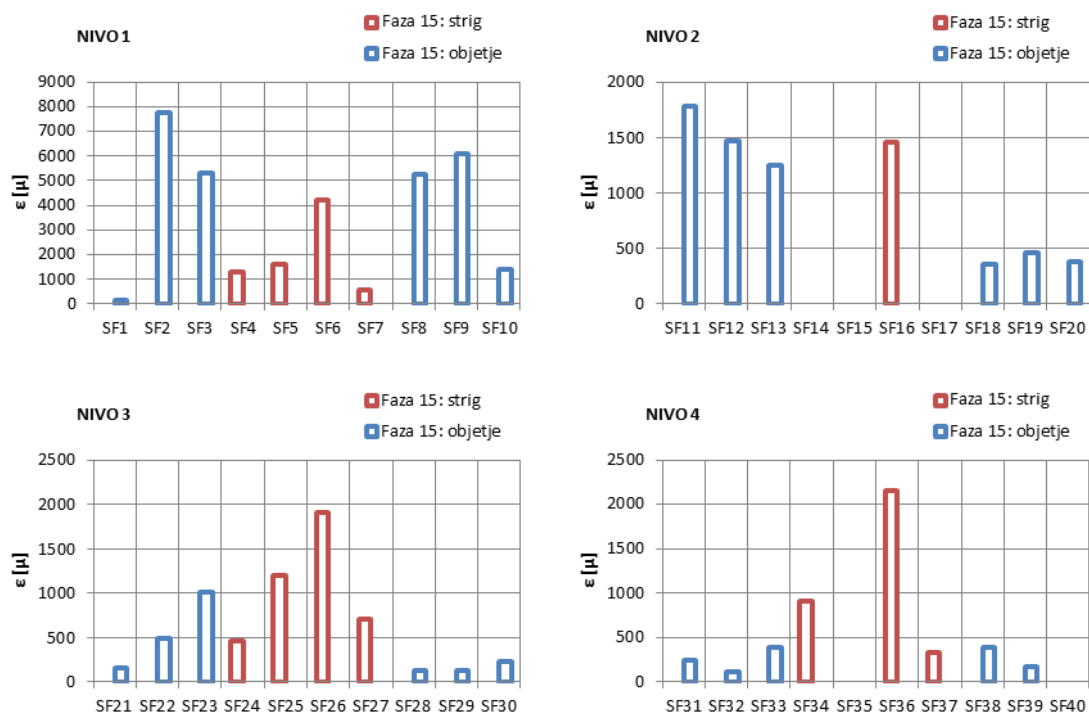
**Slika 3.102:** Odnos sila-pomik do vključno 15. faze  
**Figure 3.102:** Force-displacement relation until phase 15



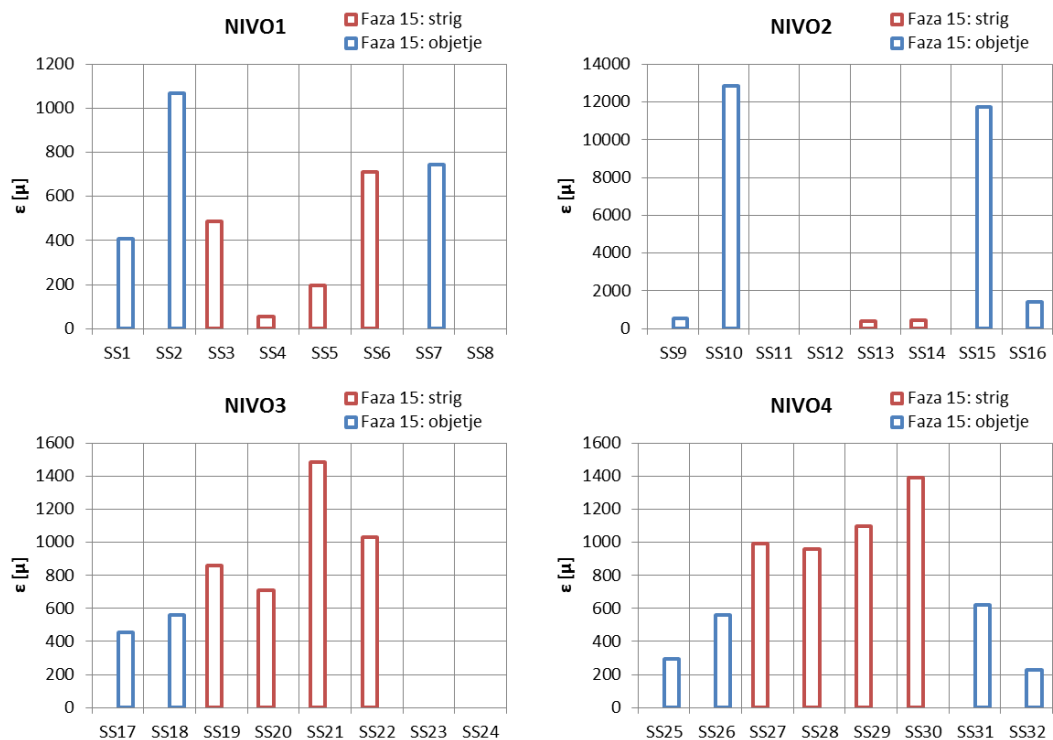
**Slika 3.103:** Odnos sila-pomik do vključno 16. faze  
**Figure 3.103:** Force-displacement relation until phase 16

Pretrg kompozitnih trakov smo zaznali tudi z merilnimi lističi, saj so se deformacije na lističih ob vpetju v splošnem zmanjšale. Ob tem pa so začeli zagotavljati objetje tudi trakovi v višjih nivojih (Slika 3.104). Podobno so se obnašala tudi stremena.

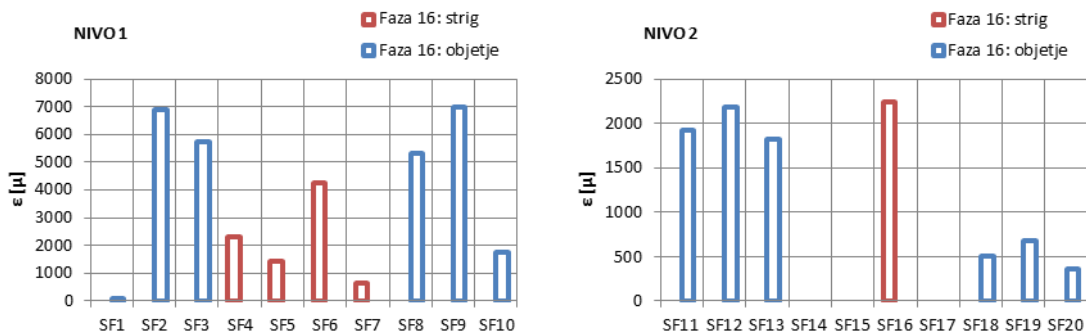
V fazi 16 smo vsiljevali pomik do 36 mm (Slika 3.103). Pri tem je bila dosežena največja sila 275 kN. Po koncu šestnajste faze je krovni sloj na področju pasnic na notranji strani praktično v celoti odpadel, tako da so se lahko vzdolžne palice neovirano uklanjale oz. je lahko prišlo do zdrsa po preklopu vzdolžne armature. Trak ob vpetju se je odlepil vzdolž celotne južne stranice, tako da na zahodni strani ni mogel več nuditi objetja, deformacije so se zato tam nekoliko zmanjšale, na vzhodni strani pa so se nekoliko povečale (Slika 3.104 in 3.106).



**Slika 3.104:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 15 na nivojih 1-4  
**Figure 3.104:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 15 at levels 1-4

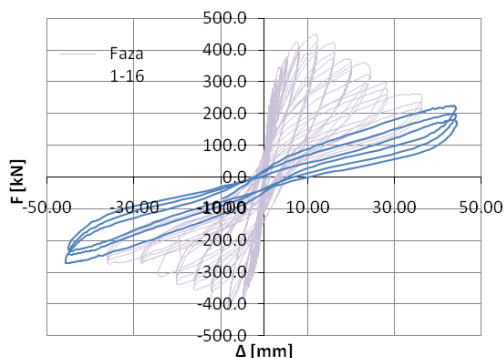


**Slika 3.105:** Največje dosežene deformacije na stremenih v fazi 15 na nivojih 1-4  
**Figure 3.105:** Maximal strains at SGs on stirrups in phase 15 at levels 1-4



**Slika 3.106:** Največje dosežene deformacije na kompozitnih trakovih v fazi 16 na nivojih 1 in 2  
**Figure 3.106:** Maximal strains at SGs on FRPs in phase 16 at levels 1 and 2

V fazi 17 smo vsiljevali pomik do 45 mm (Slika 3.107). Pri tem je bila dosežena maksimalna sila 272 kN, kar je praktično enako kot v predhodni fazi.



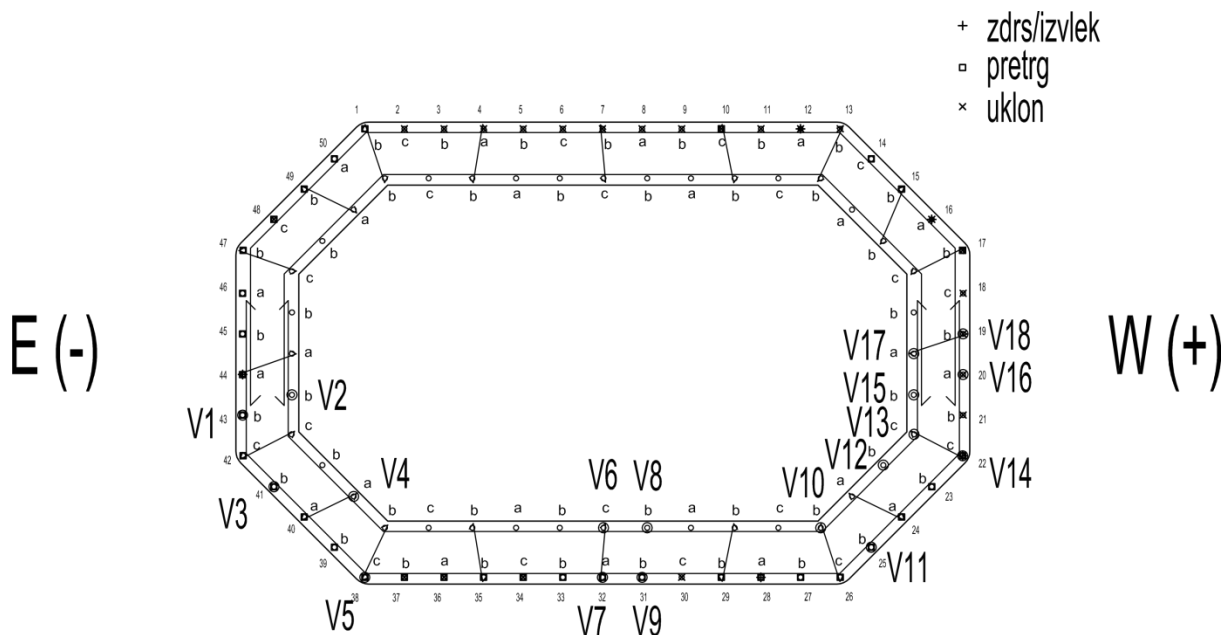
**Slika 3.107:** Odnos sila-pomik do vključno 17. faze  
**Figure 3.107:** Force-displacement relation until phase 17

Po preiskavi smo opravili pregled načinov porušitve zunanjih vzdolžnih palic. Ocenili smo ali je prišlo do zdrsa palice po preklopu, do uklona armature ali do pretrga, ali pa do kombinacije porušnih mehanizmov. Skica tipov porušitev zunanjih vzdolžnih palic je prikazana na sliki 3.109, slike poškodb pa so prikazane na slikah 3.110 a-d.



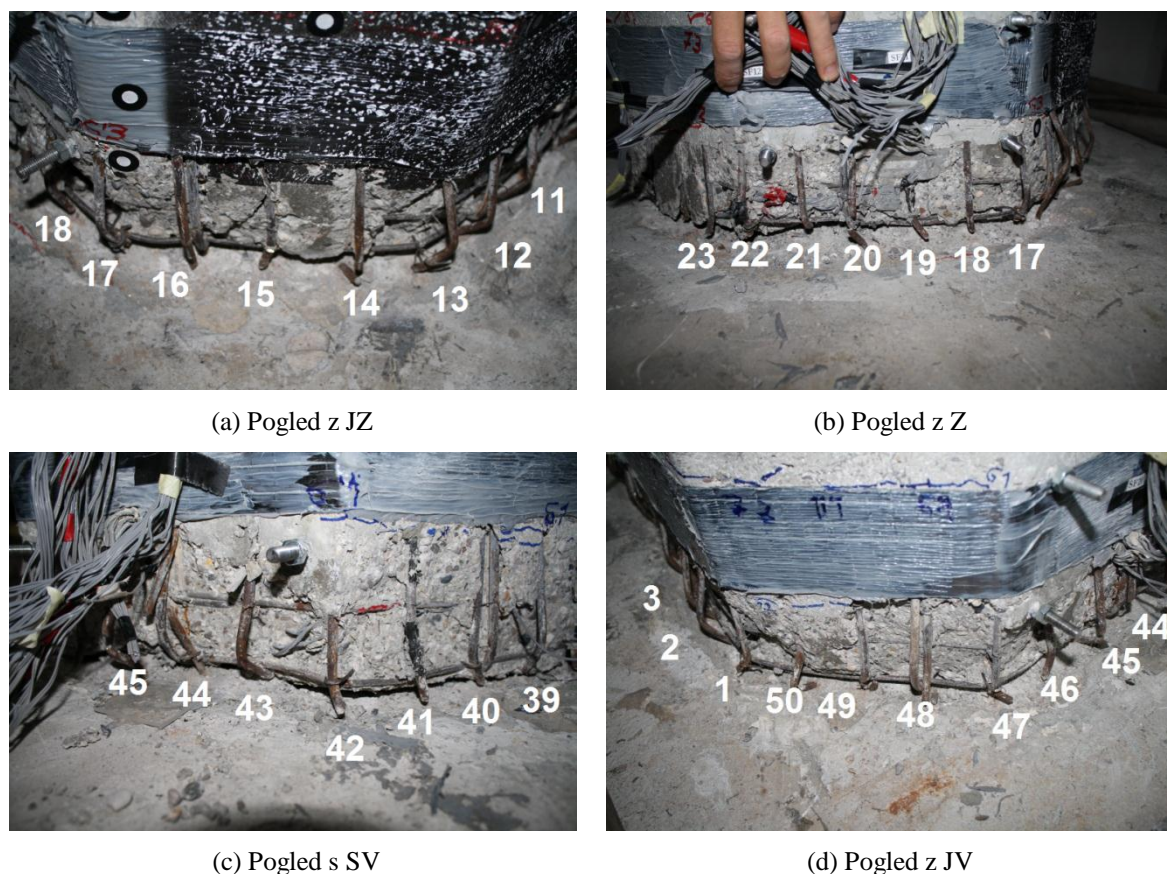
(a) Poškodbe stebra na notranji strani (Z)

(b) Steber UKŠS-FRP po končani preiskavi (S)

**Slika 3.108:** Preizkušanelec UKŠS-FRP po končani preiskavi**Figure 3.108:** UKŠS-FRP specimen after the experiment**Slika 3.109:** Tip porušitve zunanjih vzdolžnih palic**Figure 3.109:** Collapse type of the outer longitudinal reinforcement

Na sliki 3.109 lahko opazimo, da je do zdrsov/izvlekov armature prišlo predvsem pri palicah tipa a, t.j. palic, ki so preklopljene tik ob vpetju (glej sliko 3.6).

V preiskavi model UKŠS-FRP je bila preizkušena učinkovitost karbonskih trakov na povečanje strižne nosilnosti škatlastega stebra s konstrukcijskimi detajli, ki so z današnjega stališča neustrezni za potresno nevarna področja. Za zagotovitev strižne nosilnosti je bila uporabljena minimalna količina kompozitnih trakov. Trakovi so razmeroma dobro odigrali svojo vlogo kar se tiče prevzema striga, izbrana količina pa ni bila zadostna za preprečitev drugih neugodnih porušnih mehanizmov, kot so uklon in/ali zdrs vzdolžne armature.



**Slika 3.110:** Poškodbe vzdolžnih armaturnih palic ob vpetju po končani preiskavi  
**Figure 3.110:** Damage of longitudinal bars at the base after the experiment

### 3.5.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

V primeru stebra UKŠS-FRP je prišlo do precejšnjih razlik med napovedanim odzivom in eksperimentalno določenim odzivom predvsem v primeru mejnega pomika, saj smo pričakovali precej boljše obnašanje utrjenega stebra. Poleg tega je bilo tudi sipanje energije (»zastavaste« histerezne zanke) v primeru utrjenega stebra precej slabše kot v primeru neutrjenega stebra. V napovedi smo pričakovali, da bo izvedena strižna utrditev zadostovala za izboljšanje strižnega obnašanja in da bo obenem nudila tudi vsaj minimalno objetje robnemu sloju betona ter s tem omejila uklon in zdrsa vzdolžne armature na mestu preklopov. Izkazalo se je, da je bila utrditev za preprečitev strižne porušitve zadostna, vendar je bila količina objetja premajhna za preprečitev uklona vzdolžne armature in zdrsa vzdolž preklopov.

#### a) Analiza prereza

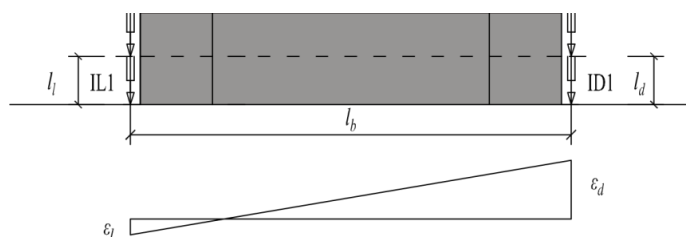
Najprej smo primerjali analitično ovojnico moment-ukrivljenost s ciklično zvezo med momentom in ukrivljenostjo iz eksperimenta, ki smo jo dobili iz meritev na vertikalnih induktivcih ob vpetju kot (Slika 3.111):

$$\phi_{\text{exp},i} = \frac{\varepsilon_l - \varepsilon_d}{l_b} = \frac{\frac{\Delta_l}{l_l} - \frac{\Delta_d}{l_d}}{l_b} \quad (3.10)$$

Pri tem je pomembno, da za pravilno oceno deformacij ob vpetju bazno dolžino induktivcev povečamo za prispevek zaradi penetracije plastifikacije v temelj (Hines *et al.* 2002b), t.j. za:

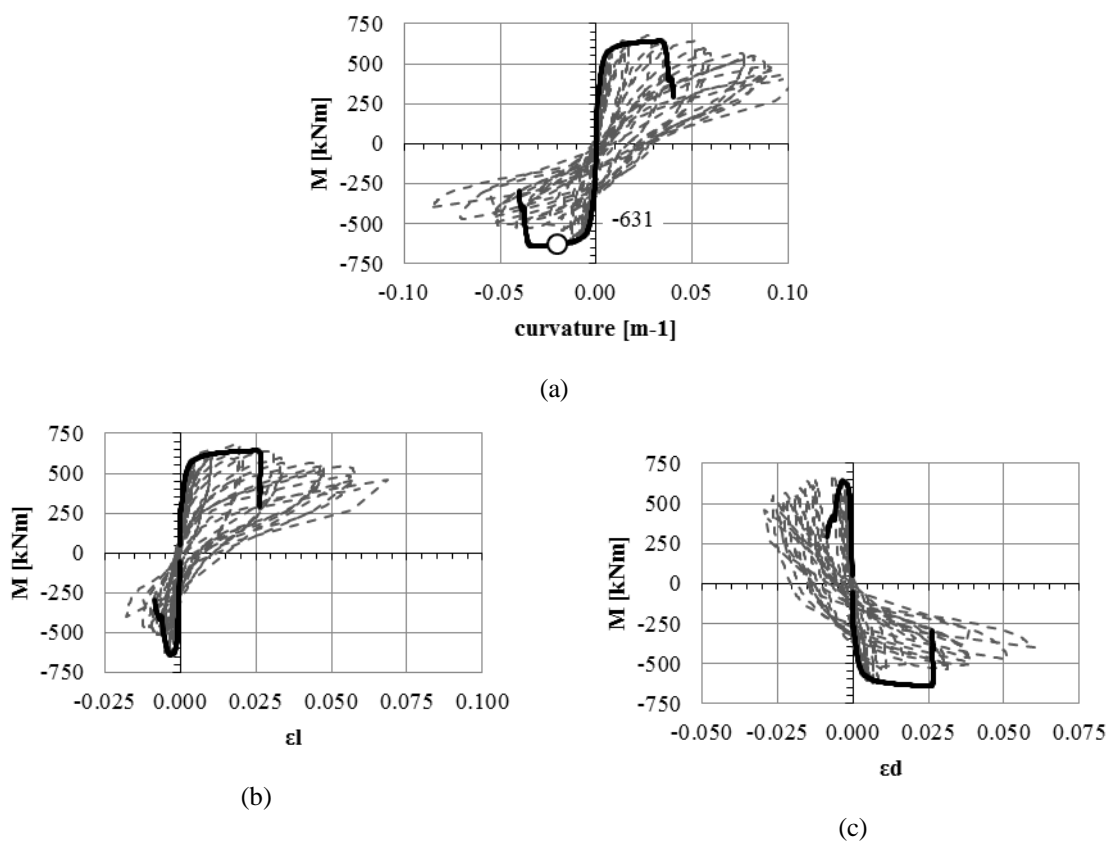
$$l_{l(d)}^* = l_{l(d)} + 0,044d_{bL}f_{sy}$$





**Slika 3.111:** Izračun ukrivljenosti iz meritev na induktivcih  
**Figure 3.111:** Curvature calculation from measurements at LVDTs

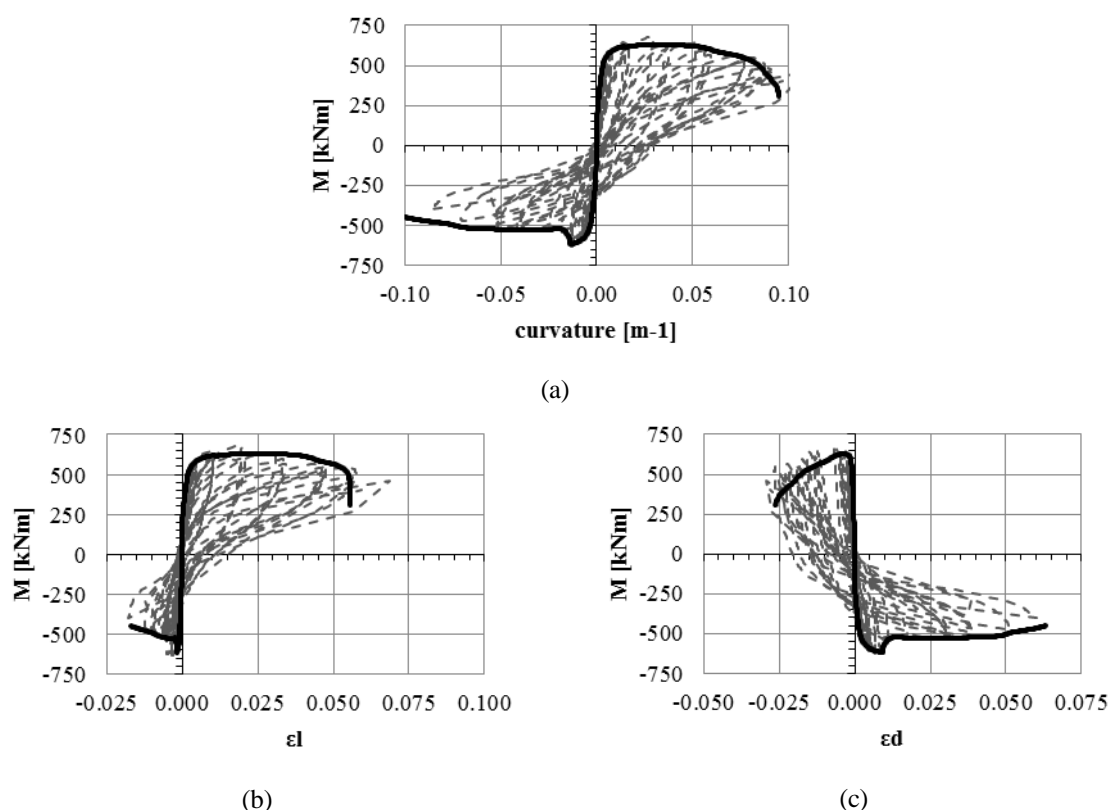
Najprej smo izvedli analizo prereza z upoštevanjem neobjetega betona. S tem smo upoštevali spodnjo mejo odziva, in ob enem ocenili ali so trakovi sploh sodelovali pri objetu. Rezultati primerjav zveze md momentom in ukrivljenostjo so prikazani na sliki 3.112.



**Slika 3.112:** Primerjava eksperimentalnih (črtkana črta) in analitičnih rezultatov za neobjet beton (polna črta): moment ukrivljenost (a); deformacija levo (b); deformacija desno (c)

**Figure 3.112:** Comparison of experimental results (dotted line) with analytical results with assumption of unconfined concrete (solid line): moment-curvature (a); deformation left (b); deformation right (c)

Izkaže se, da je beton vseeno nekoliko objet saj nosilnost ne pade tako hipno kot v primeru, da trakov ne bi imeli. V nadaljevanju smo opravili še nadaljnje analize z vpeljevanjem kompleksnosti v model, kot je objetje betona, različni materialni modeli, uklon, zdrs in celo pretrg vzdolžne armature. Prikazani so le končni rezultati, ostali so priloženi v prilogi F (DVD). Postopek modeliranja prereza in upoštevanja objetja v škatlastih stebrih je prikazan v 3.5.4f).

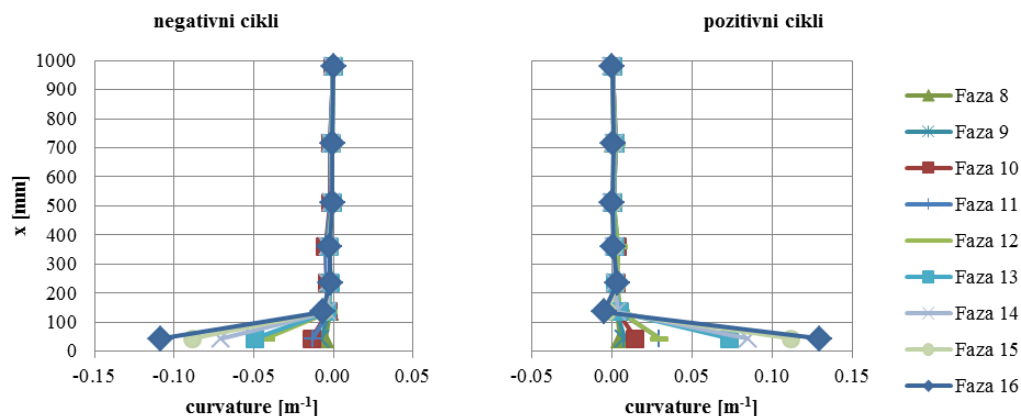


**Slika 3.113:** Primerjava eksperimentalnih (črtkana črta) in analitičnih rezultatov za objet beton z upoštevanjem zdrsa in uklona vzdolžne armature (polna črta): moment ukrivljenost (a); deformacija levo (b); deformacija desno (c)

**Figure 3.113:** Comparison of experimental results (dotted line) with analytical results with assumption of confined concrete, bar sli pand bar buckling (solid line): moment-curvature (a): deformation left (b); deformation right (c)

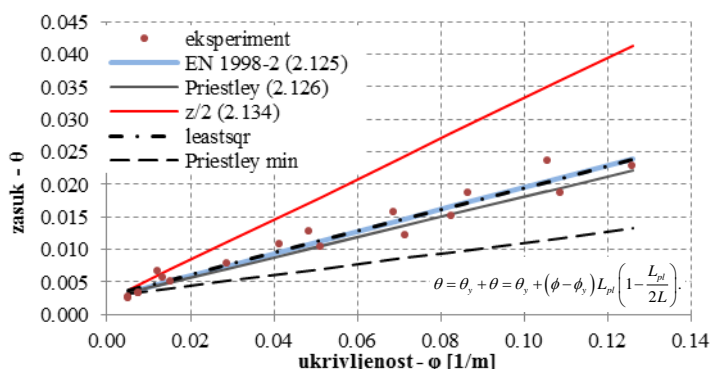
### b) Dolžina plastičnega členka

Za pravilno napoved mejne rotacije je potrebno pravilno oceniti t.i. dolžino plastičnega členka. V napovedi mejnega pomika (glej 3.5.2) smo upoštevali podobne predpostavke kot v primeru neutrjenega stebra, vendar je očitno, da je bila cona plastifikacije precej manjša. Na sliki 3.114 je prikazan potek ukrivljenosti v fazah od 8 do 16. Opazimo, da se večina plastičnih deformacij izvede tik ob vpetju stebra, t.j. na dolžini cca. 10 cm.



**Slika 3.114:** Potek ukrivljenosti vzdolž stebra v fazah 8 do 16  
**Figure 3.114:** Distribution of curvature along the specimen in phases 8 to 16

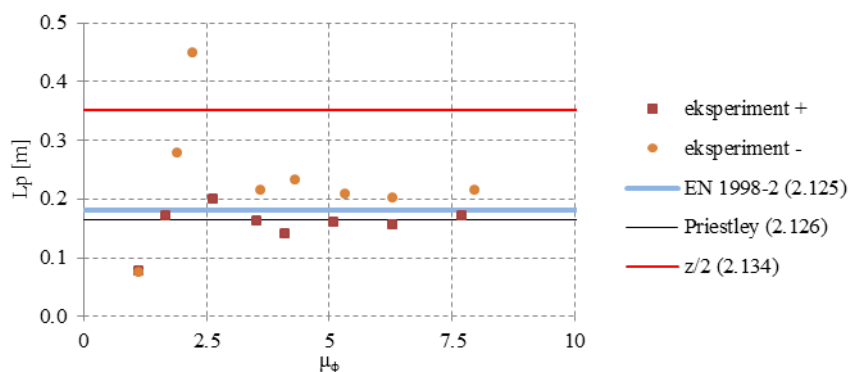
Za vse eksperimentalno določene točke ovojnice pri maksimumih ciklov po tečenju vzdolžne armature pri maksimalnih pomikih faze smo določili ukrivljenost  $z$  izrazom (3.10). Nato smo skušali kalibrirati empirično dolžino plastičnega členka iz izraza (2.122), kjer smo namesto vrednosti  $\phi_u$  upoštevali izmerjeno vrednost ukrivljenosti  $\phi_i$ . S tem smo dobili zvezo med ukrivljenostjo ob vpetju  $\phi$  in totalnim zasukom stebra  $\theta$ , ki je prikazana na sliki 3.115 s točkami. Na isti sliki so prikazane tudi zveze med ukrivljenostmi in zasuki, če uporabimo izraze za dolžino plastičnega členka po standardu EN1998-2 (Eurocode), po Priestleyu in, če upoštevamo premik momentne črte zaradi striga ( $z/2$ ). Za zasuk na meji tečenja smo uporabili analitično vrednost, ki smo jo izračunali z izrazom (2.121).



**Slika 3.115:** Zveza med zasukom in ukrivljenostjo  
**Figure 3.115:** Relationship between curvature and rotation

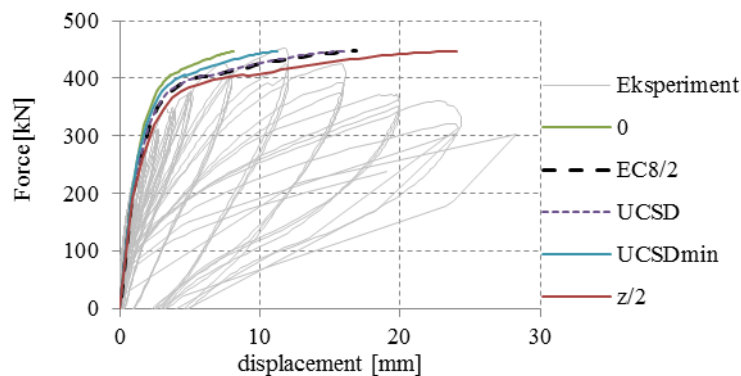
Izkaže se, da v tem primeru tako izraz po Priestleyu (2.126), kot izraz, ki je vključen v EN1998-2 (2.125) dajeta zelo dobre rezultate - primerjava s črtkano črto, ki predstavlja zvezo določeno po metodi najmanjših kvadratov (leastsqr). Iz tega sledi, da se je nominalna dolžina plastičnega členka v primerjavi z neutrenim stebrom praktično prepolovila, kjer smo za dolžino plastičnega členka upoštevali vrednost  $z/2$  (2.134). V primeru neutrenega stebra so se pojavile diagonalne razpoke, kot je to značilno za AB stene, oz. kratke stebre, ki povečajo območje plastifikacije vzdolžne armature. Zaradi trakov pa je bil v primeru UKŠS-FRP nastanek diagonalnih razpok omejen, kar je povzročilo, da se je začel stebri obnašati podobno kot stebri, kjer prevladuje upogib, kar pomeni koncentracijo plastifikacije na relativno kratkem območju (10% dolžine stebra) v bližini vpetja.

Na sliki 3.116 je prikazana zveza med dolžino plastičnega členka  $L_p$  in duktilnostjo za ukrivljenost  $\mu_\phi$ . Izkaže se, da eksperimentalni rezultati limitirajo k vrednostma, ki jih podajata EN1998-2 in Priestley.



**Slika 3.116:** Zveza med dolžino plastičnega členka in duktilnostjo za ukrivljenostjo  
**Figure 3.116:** Relationship between plastic hinge length and curvature ductility

Če torej ponovimo integracijo ukrivljenosti vzdolž stebra z upoštevanjem reducirane dolžine plastičnega členka z izrazom (2.125) ali (2.126), dobimo precej boljše ujemanje kot v primeru napovedi pred eksperimentom, ko smo za dolžino plastičnega členka upoštevali vrednost  $z/2$  (kot v primeru neutrenega stebra) in polno objekt prerez (Slika 3.117).

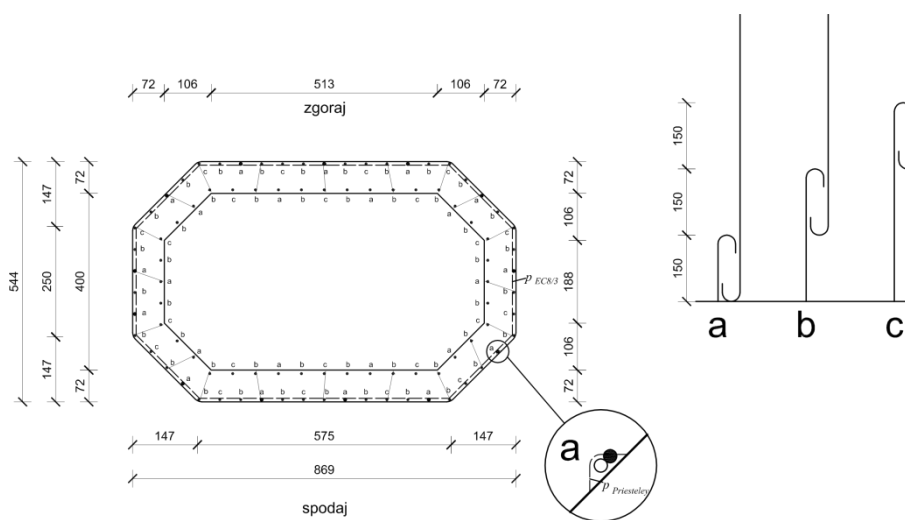


**Slika 3.117:** Primerjava med eksperimentalnimi rezultati in analitično histerezno ovojnico določeno z upoštevanjem različnih dolžin plastičnih členkov

**Figure 3.117:** Comparison between experimental results and analytical hysteretic envelope determined using different plastic hinge lengths

### c) Potrebna količina objetja za preprečitev zdrsa vzdolžne armature

Glede na eksperimentalne rezultate (sicer zelo redke) predhodno preizkušenih stebrov utrjenih s FRP je Fardis (2006) prišel do zaključka, da lahko v primeru dovolj dolgih preklpov ( $l > 15 d_b$ ) gladke armature s standardnimi kljukami ( $180^\circ$ ) učinek vpliva preklopa na rotacijsko kapaciteto in nosilnost stebra zanemarimo. Oba pogoja sta v našem primeru izpolnjena (kljuka  $180^\circ$ ,  $l = 150 \text{ mm} > 15 \times 6 \text{ mm} = 90 \text{ mm}$ ), pa je kljub temu v nekaterih primerih palic tipa »a« očitno prišlo tudi do zdrsa po preklopu (Slika 3.109). Zato smo s pomočjo izrazov, ki so opisani v poglavju 2.4.3, preverili kolikšno objetje bi potrebovali za preprečitev zdrsa.



**Slika 3.118:** Skica izvedbe preklpov vzdolžne armature v modelih s škatlastim prerezom

**Figure 3.118:** Reinforcement overlapping details in hollow box section specimens

Poudariti je potrebno, da so uporabljeni izrazi eksplicitno namenjeni analizi stebrov s krožnim prerezom in rebrasto armaturo z ravnimi preklpi. Z upoštevanjem priporočil za redukcijo učinkovitosti objetja (glej razdelek 2.4.2a) lahko izraze teoretično uporabimo tudi za analizo pravokotnih prerezov, vendar bi bilo to potrebno eksperimentalno preveriti. Z obema metodama dobimo relativno velike potrebne debeline plaščev. Priestley za izboljšanje učinkovitosti priporoča uporabo prednapetih plaščev bodisi z aktivnim objetjem (plašči napeti med utrjevanjem) bodisi z uporabo ekspanzijskega betona med obstoječim betonom in plaščem. Kvaliteta preklopa je med drugim odvisna tudi od debeline krovnega sloja, ki je bil v našem primeru zelo majhen (le 2 mm) kar je pomenilo še dodatne težave v zvezi z zdrsom armature vzdolž preklpov.

Kot je omenjeno v poglavju 2.4.3, izraz (2.398) ne zajema omejitve dolžine  $p$  («wide spaced bars», glej sliko 2.34). V premeru, da bi bile preklopljene vse palice na isti višini, ta razlika sicer ne bi igrala pomembne vloge. V primeru modela stebra Ravbarkomanda pa so preklopi izvedeni na treh nivojih (23 palic na 0-15 cm, 45 na 15-30 cm in 22 palic na 30-45 cm). Od tega jih je na zunanjem obodu 13 (oznaka **a** na sliki 3.118).

Glede na standard EN1998-3 določimo potrebno količino objetja za preprečitev zdrsa vzdolžne armature s pomočjo izrazov (2.399) in (2.398):

$$\sigma_l = \frac{A_s f_{yL}}{\left[ \frac{p}{2n} + 2(d_{bl} + c) \right] l_d} = \frac{28,3 \cdot 324}{\left[ \frac{2425}{2 \cdot 13} + 2(6+2) \right] 150} = \frac{9169}{16390} = 0,56 \text{ MPa}$$

$$t_f = \frac{D(\sigma_l - \sigma_{sw})}{2E_f \cdot 0,001} = \frac{144 \cdot 0,56}{2 \cdot 234000 \cdot 0,001} = \frac{81}{468} = 0,17 \text{ mm},$$

kar pomeni dve plasti FRP po 0,12 mm, vendar velja zgornji izraz le za krožni prerez z ekvivalentnim premerom  $D=b_w$  (širina stojin) objet s plaščem. Glede na EN1998-3 moramo v našem primeru upoštevati tudi redukcijo efektivnosti objetja v pravokotnem prerezu  $k_{ep}$ , in sicer z izrazom (2.289), in zaradi izvedbe s trakovi  $k_{es}$ , z izrazom (2.292). Če obravnavamo prerez kot poln (z zunanjimi dimenzijami) dobimo:

$$k_s = \frac{2R_c}{D} = \frac{2 \cdot 20}{869} = 0,045$$

$$k_g = \left( 1 - \frac{s_f}{2D} \right)^2 = \left( 1 - \frac{100}{2 \cdot 869} \right)^2 = 0,94^2 = 0,89$$

Torej bi bila potrebna debelina

$$t_f' = \frac{t_f}{k_s k_g} = \frac{0,17}{0,045 \cdot 0,89} = 4,5 \text{ mm},$$

Kar je zelo velika debelina (~34 plasti). Seveda zgornji izrazi niso namenjeni izračunu utrditev škatlastih stebrov. Poleg tega tudi ugoden učinek kljuk ni zajet - kot je omenjeno, izrazi so namreč namenjeni predvsem kontroli preklonov rebraste armature brez kljuk. Če za  $D$  upoštevamo  $b_w$ , t.j. le debelino sten dobimo:

$$k_s = \frac{2R_c}{D} = \frac{2 \cdot 20}{144} = 0,28$$

$$k_g = \left( 1 - \frac{s_f}{2D} \right)^2 = \left( 1 - \frac{100}{2 \cdot 144} \right)^2 = 0,65^2 = 0,43$$

$$t_f' = \frac{t_f}{k_s k_g} = \frac{0,17}{0,28 \cdot 0,43} = 1,4 \text{ mm}.$$

Kar je še vedno zelo veliko, saj bi potrebovali še vedno 12 plasti. Še enkrat poudarjamo, da so bili zgornji izrazi izpeljani za primer krožnih stebrov. Modifikacija na pravokotne stebre pa izhaja iz eksperimentalno preizkušenih prizem, kar ni primerljivo z mostnimi stebri. Na tem področju so potrebne še dodatne eksperimentalne raziskave.

Glede na izraz po Priestleyu (2.396) pa dobimo (ob upoštevanju  $p$  za večje razdalje med preklopljenimi palicami):

$$p_{\text{Priestley}} = \frac{s}{2} + 2(d_b + c) \leq 2\sqrt{2}(d_b + c)$$

$$p = \frac{2400}{2 \cdot 13} + 2(6 + 2) \leq 2\sqrt{2}(6 + 2)$$

$$p = 108 \leq 22,6$$

$$p = 22,6 \text{ mm}$$

V zgornjem izrazu je  $s$  povprečna razdalja med preklopljenimi vzdolžnimi palicami (obseg konture prereza znotraj vzdolžne armature deljeno s številom preklopljenih palic),  $d_b$  premer vzdolžnih palic in  $c$  debelina krovnega sloja.

$$\rho_{f,p} = \frac{A_s f_{yL}}{p L_s E_f \cdot 0,001} = \frac{28,3 \cdot 324}{22,6 \cdot 150 \cdot 234000 \cdot 0,001} = \frac{9169}{793260} = 0,01156$$

torej je potrebna debelina:

$$t_f = \frac{b_w \cdot \rho_f}{2} = \frac{144 \cdot 0,0116}{2} = 0,83 \text{ mm}$$

To pomeni ~7 plasti, vendar ponovno velja zgornji izraz za krožni prerez – za ekvivalenten pravokoten prerez bi potrebovali precej večjo debelino.

Ne glede na to, da so zgoraj izračunane potrebne količine objetja zelo velike, pa lahko zaključimo, da je bilo minimalno objetje, ki je bilo dejansko zagotovljeno vsekakor premalo za preprečitev zdrsa vzdolžne armature.

#### d) Potrebna količina objetja za preprečitev uklona vzdolžne armature

Ker je med preiskavo prišlo tudi do uklona vzdolžne armature na zunanji strani smo preverili tudi kolikšna bi bila potrebna armatura za preprečitev uklona. Izhajali smo iz izraza (2.415), oz. (2.67) t.j.

$$\frac{A_t}{s_T} = \frac{t_f b_f}{b_f} = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{16 \cdot 6 d_{bL} f_{yt}} = 4 \frac{6^2 \pi}{4} \frac{324}{16 \cdot 6 \cdot 6 \cdot 0,0015 \cdot 234000}$$

$$t_f = 0,312 \text{ mm}$$

kar pomeni:

$$n_f = \frac{t_f}{0,12} = \frac{0,3121}{0,12} = 2,6.$$

Torej bi potrebovali vsaj še dve dodatni plasti FRP.

#### e) Strižna nosilnost stebra

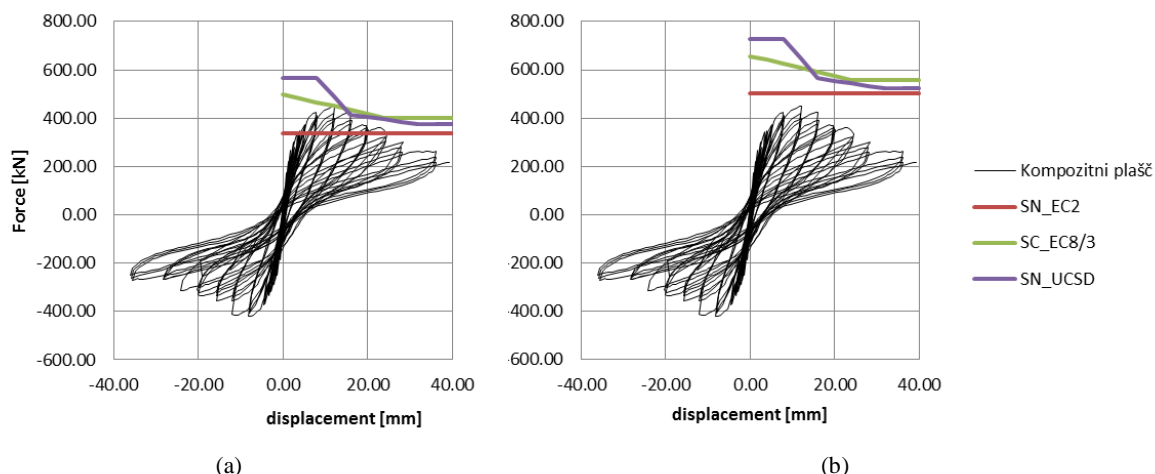
Podobno kot v primeru stebra UKŠS-BPL smo tudi za steber UKŠS-FRP primerjali strižno nosilnost stebra, ki jo določimo z in brez upoštevanja prispevka plašča, s potresnimi zahtevami, ki izhajajo iz upogibne nosilnosti stebra. Analiza pokaže, da bi v prvem primeru tudi tokrat prišlo do strižne porušitve stebra cca. pri pomiku 10 mm. Približno isto vrednost napovedujeta tako metoda po UCSD in po EN1998-3. V primeru upoštevanja prispevka plašča pa dobimo zadostno strižno nosilnost, ki zagotavlja duktilnejši odziv stebra. Rezultati so prikazani na sliki 3.119 in preglednici 3.31:

Strižna nosilnost, kot bi jo imel steber brez plašča glede na standard EN1998-2 je praktično enaka kot v primeru UKŠS-BPL (glej 3.4.4a). Prispevek FRP plašča določimo podobno kot prispevek stremen, in sicer z izrazom (2.259):

$$V_j = \frac{A_f}{s_f} f_j h \cot \theta = \frac{2 \cdot 0,12 \cdot 75}{100} \cdot 234000 \cdot 0,004 \cdot 869 \cdot 1,0 = 146 \text{ kN}$$

Pri tem smo upoštevali, da smo imeli trakove z eno plastjo vlaken debeline 0,12 mm in širine 75 mm, na razdalji 100 mm. Upoštevali smo, da je elastični modul vlaken 234000 MPa (preglednica 3.29), mejno deformacijo pa smo po priporočilih omejili na 0,004 (2.260). Višina prereza je bila 869 mm. To vrednost upoštevamo tudi namesto ročice notranjih sil. Nosilnost stebra po EN1998-2 torej znaša:

$$V_{R,EC8/2}^* = V_{R,c} + V_{R,s} + V_{R,j} = 189 + 170 + 146 = 505 \text{ kN}$$



**Slika 3.119:** Primerjava strižnih zahtev in strižne nosilnosti za primer brez (a) in s CFRP (b)  
**Figure 3.119:** Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with CFRP (b)

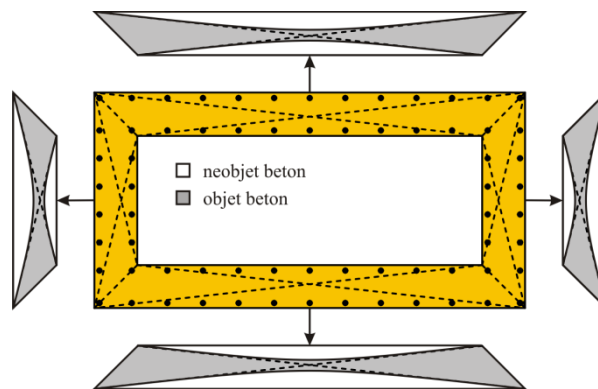
**Preglednica 3.31:** Strižna nosilnost stebra UKŠS-FRP po EN1998-3 in UCSD-O

**Table 3.31:** Specimen UKŠS-FRP shear strength determined by EN1998-3 and UCSD-O

	$\mu_d = A/A_y$	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
	<b><math>k_I</math> (2.174)</b>	1,05	1	0,95	0,90	0,85	0,8	0,75	0,75	0,75	0,75	0,75
		<b><math>k_2 = 0,25</math> (2.175)</b>					<b><math>k_3 = 0,72</math> (2.176)</b>					
<b>EN1998-3</b>	<b><math>V_P</math> (2.171) [kN]</b>	165										
	<b><math>V_C</math> (2.172) [kN]</b>	163	155	147	140	132	124	116	116	116	116	116
	<b><math>V_w</math> (2.173) [kN]</b>	178	170	161	153	144	136	127	127	127	127	127
	<b><math>V_j</math> (2.239) [kN]</b>	152 ( $\epsilon_{j,eff} = 0,007$ )										
	<b><math>V_R</math> (2.178) [kN]</b>	<b>657</b>	<b>641</b>	<b>625</b>	<b>609</b>	<b>592</b>	<b>576</b>	<b>560</b>	<b>560</b>	<b>560</b>	<b>560</b>	<b>560</b>
<b>UCSD-O</b>	<b><math>V_P</math> (2.171) [kN]</b>	165										
	<b><math>V_w</math> (2.173) [kN]</b>	170										
	<b><math>\gamma</math> (2.192)</b>	0,29	0,29	0,195	0,1	0,0875	0,075	0,0625	0,05	0,05	0,05	0,05
	<b><math>V_C</math> (2.191) [kN]</b>	247	247	166	85	75	64	53	43	43	43	43
	<b><math>V_j</math> (2.173) [kN]</b>	146 ( $\epsilon_{j,eff} = 0,004$ )										
<b><math>V_R</math> (2.148) [kN]</b>	<b>727</b>	<b>727</b>	<b>646</b>	<b>565</b>	<b>554</b>	<b>544</b>	<b>533</b>	<b>522</b>	<b>522</b>	<b>522</b>	<b>522</b>	

#### f) Modeliranje objetja betona s CFRP v škatlastih stebrih

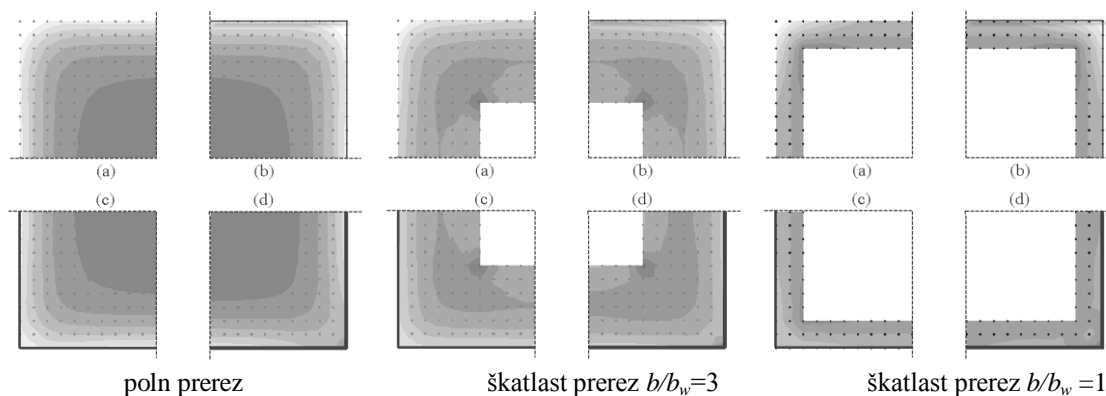
Glede na analize z uporabo 3D končnih elementov v elastičnem območju in eksperimentalne študije, ki so jih opravili Prota et al. (2006) lahko škatlaste stebre obravnavamo kot sklop povezanih sten, ki sodelujejo med seboj (Slika 3.120). Prečne deformacije v tlačnih stenah raztegujejo plašč, ki zato s pomočjo sosednjih sten povzroči triosno napetostno stanje v posamezni steni. Podobno kot v primeru pravokotnih sten reduciramo prečne napetosti s faktorjem  $k_{ep}$  zaradi t.i. ločnega efekta, ki ga določimo z izrazom (2.288).



**Slika 3.120:** Škatlaste stebre obravnavamo kot sklop povezanih sten  
**Figure 3.120:** Hollow box columns are treated as set of connected walls

Prota et al. (2006) so obravnavali škatlaste stebre, ki so imeli relativno debelejšje stene, kot stebel v našem primeru, zato smo v programu SAP2000 (CSI 2009) pripravili tudi lastne 3D modele, s katerimi smo verificirali ugoden vpliv sodelovanja sosednjih sten v škatlastih stebrih (v elastičnem območju, t.j. podobno kot predhodniki). Obravnavali smo 3 primere prereзов, in sicer poln prerez, škatlast prerez z debelejšimi stenami ( $b/b_w=3$ ) in škatlast prerez s tanjšimi stenami ( $b/b_w=10$ ) in 4 debeline objetja. Zaradi dvo-osne simetrije smo v vseh primerih obravnavali le  $\frac{1}{4}$  prereza.

Na sliki 3.121 so prikazane osne napetosti (temnejše so absolutno večje) v prerezu za izbrane oblike prereza in različne količine objetja (a): brez objetja, (b) ena plast, (c) 4 plasti in (d) osem plasti. V primeru polnega prereza lahko opazimo ločni efekt, t.j. večje napetosti v vogalih kot ob sredini stranic. V primeru škatlastega prereza opazimo koncentracije napetosti tudi ob stikih sten. Rezultati nakazujejo tudi, da večja debelina objetja lahko pomeni tudi večje učinkovito objeto območje, npr. če primerjamo sliki (a) in (d) za oba primerja škatlastega prereza.

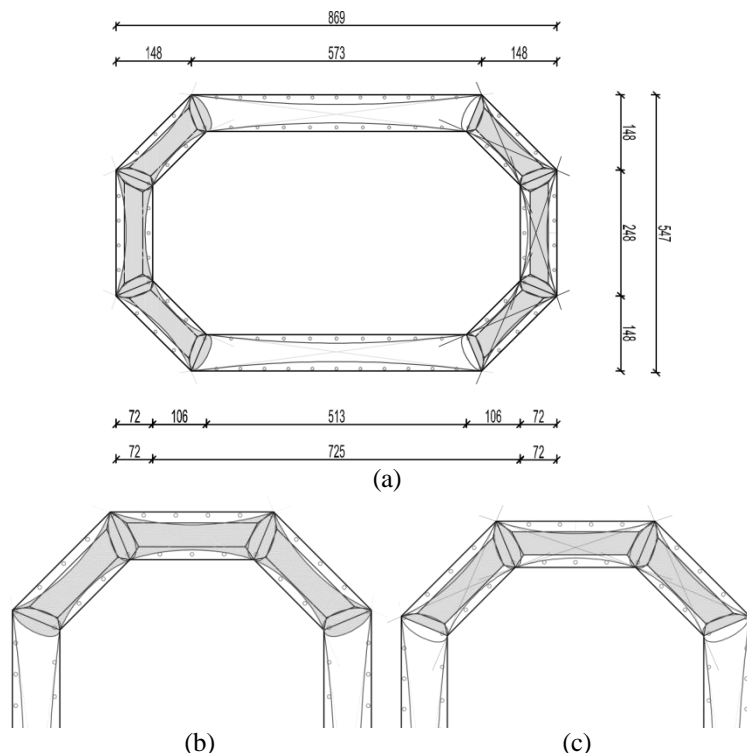


**Slika 3.121:** Napetosti v prerezu v odvisnosti od količine objetja: (a) brez objetja; (b) ena plast; (c) 4 plasti in (d) 8 plasti ter od oblike prereza

**Figure 3.121:** Section stresses in dependence with confinement quantity Comparison of shear demand and shear strength for the case without (a) and with CFRP (b)

Z upoštevanjem omenjenega pristopa smo tako obravnavali tudi eksperimentalno preizkušeni škatlasti stebel, t.j. prerez smo obravnavali kot sklop povezanih sten, ki so z zunanje strani objete s plaščem in z »ločnim efektom« v vogalih na notranji strani. Uporabljena delitev prereza je prikazana na sliki 3.122, pri tem smo za šrafirano območje upoštevali konstitucijski zakon za objeti beton, za nešrafirano pa za neobjetega. Pri tem smo objetje na območju stojine zanemarili, saj je bila tlačna cona v vsakem primeru izven tega področja.

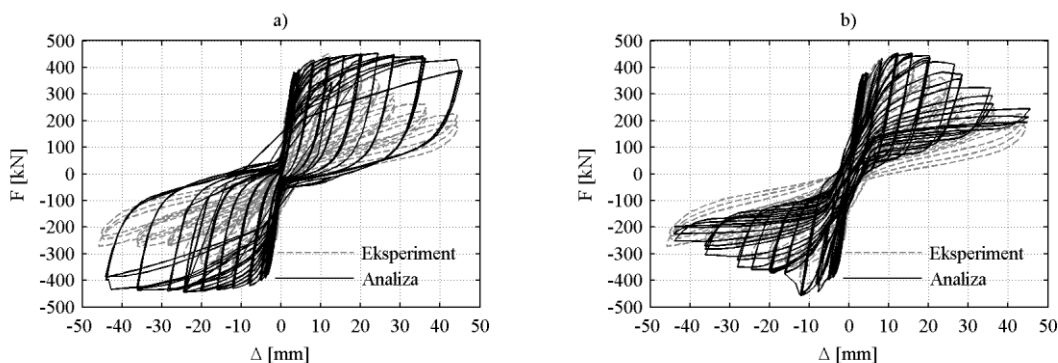




**Slika 3.122:** Modeliranje objeta v eksperimentalno preizkušenem stebru UKŠS-FRP (a); bližji pogled: ločni model (b); idealizacija za program OpenSees (c): šrafirano področje – objet beton  
**Figure 3.122:** Confinement modelling in experimentally tested specimen RK 4 (a); magnified view: arch model (b); idealization for OpenSees (c): hatched area – confined concrete

### g) Modeliranje histereznega odziva

Po eksperimentu smo pripravili nov matematični model stebra, saj so se model uporabljeni v napovedi odziva izkazali za preveč optimistične (3.123a). Glede na ugotovitve predstavljene v predhodnjih razdelkih smo najprej prerez stebra razdelili na lamele v skladu s priporočili predhodnega razdelka f). Nato smo dodatno “oslabili” prerez nekaterih vzdolžnih armaturnih palic, glede na meritve premerov pred izvedbo eksperimenta. Vzrok za zmanjšanje prerezov je bil v tem, da so bile nekatere palice priključne armature iz temeljev močno zarjavele. Dodatno smo upotevali še možnost uklona vzdolžne armature in nizkociklično utrujanje, ki smo ju zajeli z uporabo materialnega modela *ReinforcingSteel*, ki je vgrajen v program OpenSees. Glede na to, da vzdolžna armatura s stremeni praktično ni podprta, smo predvideli, da se lahko ukloni na razdalji med dvema trakovima, t.j. 100 mm. Drugi parametric uklona so bili privzeti. Tudi parametric nizkocikličnega utrujanja so bili enaki kot jih predlagajo avtorji materialnega modela .



**Slika 3.123:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa: (a) osnovni model; b) upoštevani uklon in nizkociklično utrujanje vzdolžne armature

**Figure 3.123:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using fiber model: a) basic model; b) reinforcement buckling and low cycle fatigue considered

### 3.6 Zaključki eksperimentalnih in analitičnih študij škatlastih mostnih stebrov

V primeru škatlastih stebrov so eksperimentalne raziskave pokazale, da lahko, kljub kopici neprimernih detajlov, ki so prisotni v takšnih stebrih, kot so npr. uporaba gladke armature, preklopi vzdolžne armature na mestu največjih momentov, nezadostna količina strižne armature, tako iz pogojev načrtovanja nosilnosti kot zagotavljanja objeta in preprečevanja uklona vzdolžne armature, ki je povrhu vsega postavljena na notranji strani vzdolžne armature, pričakujemo delno duktilno obnašanje stebrov. Dobro obnašanje je predvsem posledica nizkega nivoja osne sile, ki je tipičen v takšnih stebrih, in velike tlačne cone, ki je na razpolago pri škatlastih prerezih.

V primeru krajšega stebra je prišlo do upogibno-strižnih razpok približno istočasno kot do tečenja vzdolžne armature. Krovni sloj betona se je zaradi začenanja uklonjanja vzdolžne armature začel pri duktilnosti za pomike okrog 3 (glede na računsko mejo tečenja), vendar je do očitnega uklona palice prišlo šele pri duktilnosti cca. 4, t.j. skoraj istočasno, ko je nastala strižna razpoka po celi višini stebra. Šele kasneje so se začele uklanjati tudi vzdolžne palice na notranji strani stebra. Nenadni padec sile je nastopil pri duktilnosti 5,6 zaradi uklona vzdolžne armature na notranji strani stebra in poškodb vzdolž glavnih strižnih razpok, ki so nastale v zadnjih fazah obremenjevanja.

Pri daljšem stebri so se med obremenjevanjem pojavljale upogibne razpoke, in sicer so bile najširše na mestih preklonov vzdolžne armature. Na notranji strani so se poškodbe začele pojavljati šele pri duktilnosti cca. 5.7. Poleg poškodb zaradi delaminacije betona in uklona vzdolžne armature so bile prisotne tudi široke prečne razpoke na mestih preklonov armature. Med preiskavo daljšega stebra se je pokazala še ena potencialna pomanjkljivost tako izvedenih detajlov stebrov, saj se je na delovnem stiku dveh segmentov, kjer armaturni koš A preide v B, pojavila razpoka že pred tečenjem vzdolžne armature ob vpetju, kar bi lahko vodilo tudi do upogibne porušitve stebra na tej višini.

Za modeliranje cikličnega odziva obeh neutrijejenih stebrov smo preverili primernost uporabe treh makro modelov, ki so opisani v poglavju 2.2.2. V primeru daljšega stebra, kjer je prevladoval upogibni odziv so se za primerne izkazali vsi trije uporabljeni modeli, ki smo jih uporabili s standardnimi modelnimi parametri. V primeru krajšega stebra, kjer je igrala strižna podajnost pomembno vlogo pa smo to morali upoštevati z »zamikom« histerezne ovojnice, t.j. z zmanjšanjem togosti modela.

Eksperimentalne ovojnice smo primerjali z analitičnimi rezultati dobljenimi z različnimi metodami opisanimi v poglavju 2.2.5. Predvsem nas je zanimala ustreznost uporabe empiričnih izrazov, ki so vključeni v standard EN1998-3. Izkazalo se je, da so ti izrazi primerni za obravnavana stebra. Tradicionalni semi-empirični pristop se je izkazal kot ustrezen v primeru daljšega stebra, v primeru krajšega pa je bilo potrebno dodatno upoštevati prispevke strižnih deformacij. S tako modifikacijo izrazov smo dobili precej boljše ujemanje.

Strižno nosilnost stebrov smo ocenili po metodah opisanih v poglavju 2.2.6. Z izjemo izrazov, ki so vključeni v standard EN1998-2, oz. EN1992-1-1, ki so se izkazali za preveč konservativne, smo lahko z obema empiričnima izrazoma zelo dobro napovedali strižno porušitev krajšega stebra. Za daljši steber so vse tri uporabljene metode pokazale, da do strižne poružitve ne bo prišlo.

Kljub obetavnim rezultatom, ki sta jih dali preiskavi škatlastih stebrov se je potrebno zavedati, da so obstoječi stebri (npr. pred sanacijo viadukta Ravbarkomanda) izpostavljeni neugodnim klimatskim pogojem in, da bi lahko zaradi vplivov korozije armature in odpadanja krovnega sloja betona prišlo do slabšega obnašanja, kot je bilo opaženo med eksperimentom (glej sliko 3.2 a).

Preiskava kratkega škatlastega stebra utrjenega z AB plaščem (UKŠS-BPL) je pokazala, da lahko ustrezno armiran, primerno debel AB plašč prepreči nekatere nedopustne načine porušitve, kot so strižna porušitev, uklon in zdrs vzdolžne armature, saj ni prišlo do nenadnega padca sile, kot v primeru neutrjenega stebra. V primerjavi z neutrjenim stebrom je prišlo do povečanja prečne sile za cca. 18% vendar je bila večina povečanja posledica večje osne sile v stebru (780 kN napram 512 kN). Do maksimalne sile je tako pri neutrjenem, kot pri utrjenem stebru prišlo praktično pri istem pomiku, t.j. ~11 mm. Plašč je zagotovil enakomernjšo razporeditev razpok po višini stebra, medtem ko so bile pri neutrjenem stebru razpoke nekoliko širše na preklonih vzdolžne armature v bližini vpetja. Poleg tega je do uklona vzdolžne armature (na notranji strani) prišlo šele pri večjih pomikih (cca. 15 mm) kot v primeru neutrjenega stebra (na zunanji strani pri cca. 11 mm).

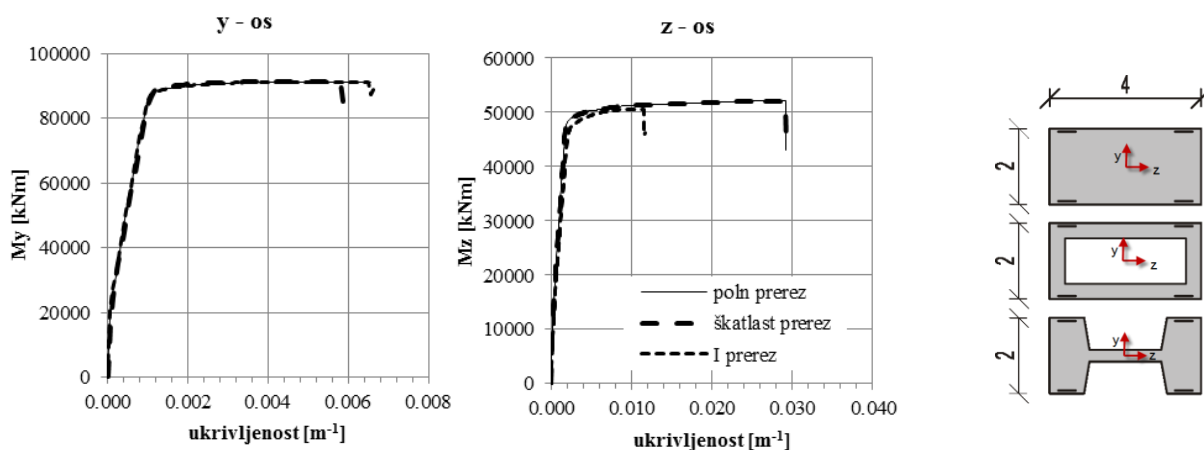
Tudi v primeru utrditve škatlastega stebra s FRP trakovi ni prišlo do nenadnega padca sile, vendar pa je bilo histerežno obnašanje tega stebra nekoliko slabše, saj se je steber po začetku tečenja vzdolžne armature praktično začel sukati kot togo telo ob vpetju. V primerjavi z neutrjenim stebrom se je dolžina plastifikacije praktično razpolovila. Možen razlog za slabši odziv stebra je lahko tudi precej korodirana priklopna armatura med temeljem in stebrom, kar je imelo za posledico manjše mejne deformacije vzdolžne armature, kar je vodilo do prezgodnjega trganja palic. Porušitev se je začela z uklanjanjem vzdolžne armature na zunanjem robu, ki so ji nato sledili zdrsi vzdolž preklonov armature. Trakovi so sicer uspešno preprečili nastanek strižnih razpok in posledično strižno porušitev, vendar se je ob tem odprla pot za druge nedopustne porušne mehanizme.

#### 4 ANALITIČNE IN EKSPERIMENTALNE ŠTUDIJE TIPIČNIH STEBROV S PREČNIM PREREZOM I-OBLIKE, KI IMAJO POMANJKLJIVO PREČNO ARMATURO ZA OBJETJE IN PREPREČEVANJE UKLONA UPOGIBNE ARMATURE

Stebri starejših viaduktov v Sloveniji imajo večinoma škatlaste oblike prerezov, ki imajo več lastnosti, ki ugodno vplivajo na potresni odziv viadukta, ob enem pa so lahko tudi precej ekonomični. Škatlaste stebre odlikuje predvsem manjša teža pri podobni nosilnosti in duktilnosti, kot ju imajo podobni polni stebri. Manjša teža pomeni tako manjšo maso, kot tudi manjše stroške materiala, vendar pa ob enem zahteva nekoliko večje izvedbene stroške zaradi zapletenejših armaturnih košev in dvojnega opaža. Ocenjeno je, da pri viadukih s stebri višine več kot 20 m prihranek materiala odtehta dodatno delo vezano na izvedbo dodatnega notranjega opaža.

V primeru viaduktov s krajšimi stebri (do 20 m) so se v Sloveniji, predvsem v zadnjih dvajsetih letih največkrat uporabljali stebri s prerezi »I« oblike (v nadaljevanju I-stebri). Podobna praksa je bila prisotna tudi drugod po Evropi (Nemčija, Francija, Španija), kjer pa so višine I-stebrov tudi večje, celo do 50 m (Janberg 2010). Na prvi pogled ima taka oblika prereza, v primerjavi polnim prerezom, podobne prednosti kot škatlasta (prihranek materiala, manjša masa...), s to razliko, da je prihranjena izdelava notranjega opaža, kar bistveno poenostavi in poceni izvedbo. Toda s stališča potresne obtežbe je obnašanje takih stebrov v smeri šibke osi, t.j. v vzdolžni smeri viadukta, manj ugodno kot v primeru stebrov s škatlastim prerezom. Razlog za to je predvsem v razmeroma majhni tlačni coni, ki brez ustrezne količine pravilno izvedene prečne armature, ne more zagotoviti duktilnega obnašanja stebra.

Na sliki 4.1 je primerjan odziv moment-ukrivljenost treh prerezov stebrov (polnega, škatlastega in I-prereza) z enakimi zunanjimi dimenzijami (4x2m) in približno enako upogibno nosilnostjo. Zvezo med momentom in ukrivljenost smo določili iterativno z variranjem deformacije na tlačnem robu prereza do deformacije 3,5 ‰, t.j. mejne deformacije neobjetega betona. Kot lahko razberemo s slike 4.1 je odziv vseh treh prerezov v smeri okrog osi y približno enak (prečna smer viadukta), medtem ko je v primeru osi z (vzdolžna smer) duktilnost I prereza približno trikrat manjša kot v primeru škatlastega in polnega prereza.



**Slika 4.1:** Primerjava odnosa moment ukrivljenost za poln, škatlast in I prerez okrog močne (y) in šibke (z) osi  
**Figure 4.1:** Comparison of the moment-curvature relationship for full, hollow and I shaped pier section for strong (y) and weak (z) direction

Seveda zgornjih rezultatov ne moremo kar tako posploševati, vendar je podoben trend vedno prisoten. Ne glede na pogosto uporabo I stebrov v mostogradnji pa v svetovnem merilu nismo zasledili preizkusov cikličnega odziva takšnih stebrov okrog šibke osi, t.j. v vzdolžni smeri mostu. Zato smo v podporo analitičnim študijam na Inštitutu za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije pripravili preiskave cikličnega odziva tipičnih I

stebrov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli, ki so predstavljene v tem poglavju. Najprej je prikazan potek izbire tipičnega prototipnega predstavnika stebrov z I prerezom, nato so predstavljene eksperimentalne preiskave. Pripravili smo dva preizkušanca v merilu 1:4. Najprej smo izvedli preiskavo cikličnega odziva neutrjenega stebra praktično do porušitve (glej 4.2), nato smo isti steber sanirali s pomočjo FRP plašča ter ga ponovno testirali (glej 4.3). Drugi preizkušanec pa smo utrdili že pred preiskavo (glej 4.4). V razdelku 4.5 so zbrane ugotovitve eksperimentalno-analične študije. Osnovni podatki o preizkušancih so prikazani v preglednici 4.1.

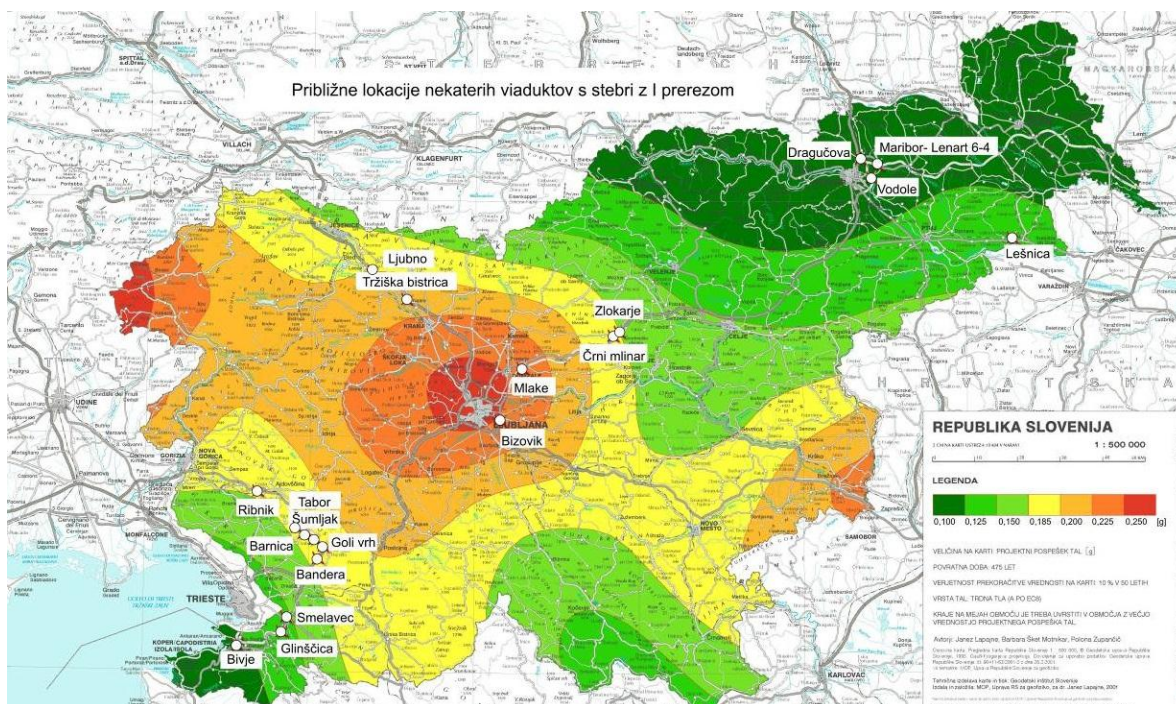
**Preglednica 4.1:** Seznam preizkušenih modelov stebrov z I prerezom

**Table 4.1:** List of experimentally tested specimens with I shaped sections

Oznaka	Opis	$f_c$ [MPa]	$f_y$ [MPa]	$f_{yw}$ [MPa]	$N$ [kN]	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$v$
NIS	Neutrjen I steber	29	630	240	1000	0,328	0,106
SIS-FRP	Predhodno poškodovan I steber saniran s CFRP	29	630	240	1000	0,328	0,106
UIS-FRP	I steber utrjen s CFRP	30	630	240	1000	0,328	0,100

#### 4.1 Določitev tipičnega stebra z I prerezom

Za razliko od škatlastih stebrov, kjer smo za prototipna stebra izbrali dva stebra dejanskega viadukta (glej poglavje 3), smo se v primeru eksperimentalnih preiskav I stebrov odločili, da za prototipni steber določimo tipičen prototipni steber z I prerezom. V ta namen smo opravili pregled geometrije in detajlov nekaterih slovenskih viaduktov z I stebri, ki so bili zgrajeni do leta 2005 v okviru Nacionalnega Avtocestnega programa Slovenije. Približne lokacije nekaterih obravnavanih viaduktov, oz. mostov, so prikazane na sliki 4.2, s katere lahko razberemo, da se večina obravnavanih viaduktov nahaja na področjih s projektnim pospeškom tal od 0,15 do 0,20 g, kar pomeni zmerne pospeške tal.



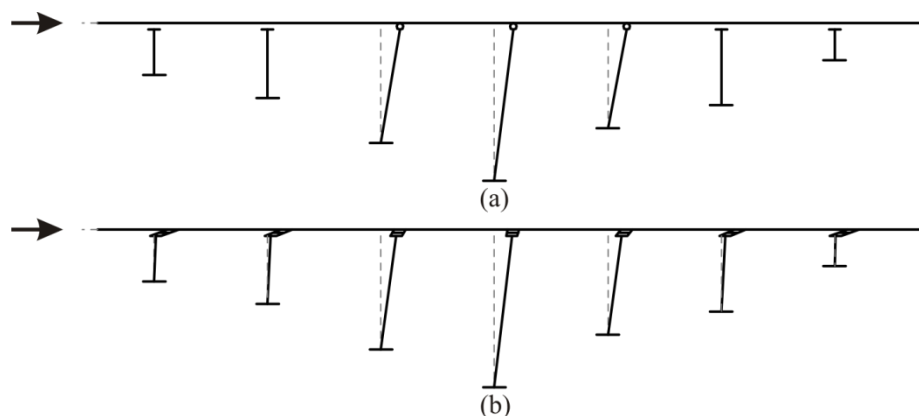
**Slika 4.2:** Lokacije izbranih viaduktov s stebri z I prerezom na karti potresne nevarnosti Slovenije

**Figure 4.2:** Locations of the selected viaducts with I shaped piers shown on earthquake hazard map of Slovenia

##### 4.1.1 Pregled slovenske projektantske prakse na področju viaduktov z I stebri

S konstrukcijskega stališča lahko obravnavane viadukte razdelimo v dve skupini, t.j. na skupino, pri kateri se vsa horizontalna obtežba v vzdolžni smeri prenaša prek nepomičnih ležišč le na določeno število daljših stebrov, navadno na sredini viadukta, in skupino pri kateri se horizontalna obtežba v vzdolžni smeri prenaša na vse stebre prek elastomernih ležišč, kot je skicirano na sliki 4.3.

Z uporabo elastomernih ležišč različnih debelin lahko sicer obtežbo relativno enakomerno razdelimo med vse stebre, vendar je v tem primeru uporaba redukcijskega faktorja  $q=3,5$ , kot je bil upoštevan v nekaterih takih projektih, nedopustna. Take mostove je potrebno obravnavati kot potresno izolirane za katere veljajo posebna določila standarda EN1998-2 (CEN 2005c), in za katere uporabljamo  $q=1,0$ . Poleg tega je potrebno v takem primeru uporabiti ustrezne certificirane tipe ležišč.



**Slika 4.3:** Odziv viadukta v vzdolžni smeri pri katerem vso obtežbo prevzame le nekaj daljših stebrov prek nepomičnih ležišč (a) in odziv viadukta pri katerem prevzamejo obtežbo vsi stebri prek elastomernih ležišč (b)  
**Figure 4.3:** Longitudinal direction response of a viaduct when the load is transmitted to a limited number of piers over fixed bearings (a) and response of a viaduct when the load is transmitted to all piers over elastomeric bearings

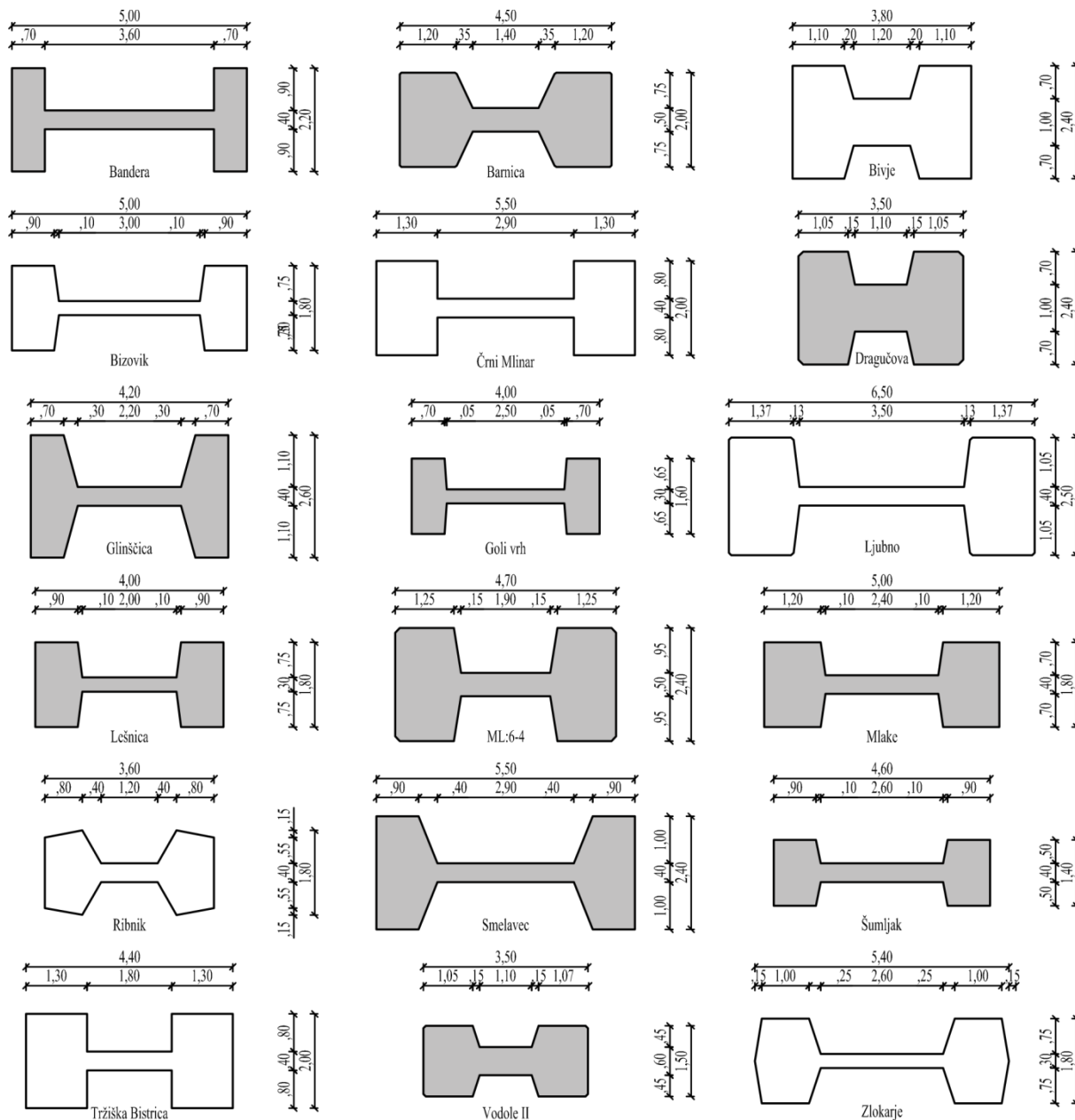
Na sliki 4.4 so prikazani tipični prerezi stebrov slovenskih viaduktov obeh zgoraj omenjenih skupin. V nalogi smo se posvetili predvsem odzivu prve skupine viaduktov, t.j. viaduktov z nepomičnimi ležišči, zato smo pri izbiri tipičnega prereza upoštevali le stebre takih viaduktov. Podatki o obravnavanih viaduktih so zbrani tudi v Prilogi D. Stebri viaduktov, ki so na sliki 4.4 niso šrafirani, spadajo v prvo skupino.

Tipični razponi obravnavanih viaduktov, ki so bili v glavnem zgrajeni po tehnologiji postopnega narivanja, segajo od 25 (Vodole II) do 48,5 m (Črni Mlinar). Glede na povprečne dimenzije prekladne konstrukcije, stalne teže in koristne obtežbe na viaduktu smo ocenili tudi povprečni nivo osnih sil  $\eta_k$  v stebrih (2.41). Ti znašajo od 0,07 (Mlake) do 0,11 (Zlokarje), v povprečju pa cca. 0,10, kar pomeni, da bi bilo glede na standard EN1998-2 v splošnem potrebno pri teh stebrih zagotoviti vsaj minimalno objetje jedra prereza, kot je predpisano z izrazom (2.42).

I stebri na Slovenskih avtocestah imajo dolžine od 2 (Mlake) do 30 m (Ljubno) in so v povprečju dolgi cca. 10 m. Temu ustrezajo strižni razponi  $L/h$  od 1 do 13, kar torej pomeni tako zelo čokate kot tudi zelo vitke stebre.

Poleg tipičnih oblik prerezov smo pregledali tudi količino vzdolžne in prečne armature in tipične konstrukcijske detajle izvedbe. Na sliki 4.5 so prikazani tipični načini izvedbe prečne armature v pasnicah I stebrov. Najpogosteje je uporabljena ena zunanja zanka, ki je preklopljena ob stiku pasnice in stojine (a), v nekaterih primerih pa je preklap izveden tudi po krajši stranici pasnice (b). Predvsem ta slednji detajl je precej vprašljiv, zato smo mu v eksperimentalni analizi posvetili večjo pozornost. Običajno sta vzdolž krajših stranic pasnice postavljeni po dve vrsti vzdolžne armature ( $\phi 28$ ), ostala armatura v pasnicah je manjšega premera, in sicer običajno  $\phi 19$  do  $\phi 25$ , v stojini pa  $\phi 14$  do  $\phi 19$ . Notranji sloj je tako podprt bodisi z eno večjo zaprto zanko (c) bodisi z več manjšimi zaprtimi ali odprtimi stremeni (d, e). Strižna armatura za prečno smer (f) je običajno sestavljena iz parov različno oblikovanih palic (ravne, U stremena, L ...). Tipični deleži vzdolžne armature  $\rho_l$  so 1%, deleži prečne armature  $\rho_{sv}$  pa okrog 0,3%. Običajno je ista količina stremen uporabljena po celotni višini stebra, razen v redkih primerih, kjer so bile eksplicitno upošteevane zahteve standarda za preprečitev uklona vzdolžne armature. V tem primeru je bila prečna armatura zgoščena na območju projektnih dolžin

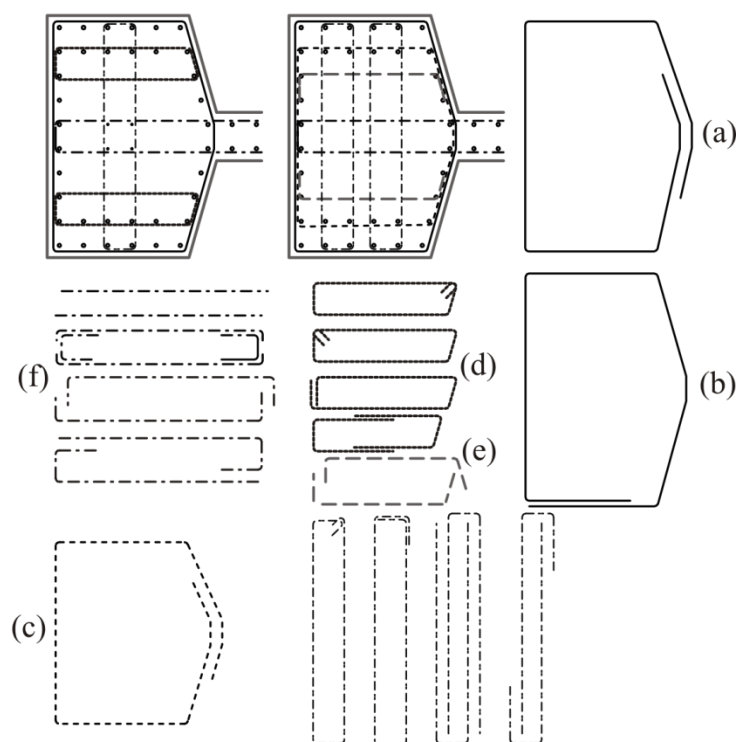
plastičnih členkov, kot to zahteva standard EN1998-2. Preklopi vzdolžne armature iz temeljev so običajno izvedeni na območju plastičnih členkov, in sicer v več nivojih.



**Slika 4.4:** Tipični prerezi I stebrov nekaterih izbranih viaduktov

**Figure 4.4:** Typical I shaped bridge pier sections

Projektni trdnostni razred betona v stebrih je bil v splošnem C30/37, v redkih primerih tudi C25/30 (stara oznaka MB 30, oz. MB35), projektna kvaliteta jekla pa bodisi S400 (RA400/500) bodisi S500 (Bst 500 S) tako za vzdolžno kot za stremensko armaturo (slednja predvsem v novejših viadukih). Meja tečenja dejansko vgrajenega jekla je bila tudi v primerih s predpisano kvaliteto S400 (npr. pri viaduktu Bizovik) običajno več od 500 MPa. To je s stališča potresne obtežbe in projektiranja po metodi načrtovanja nosilnosti lahko tudi nevarno, saj bi lahko zaradi prenizke upoštevanje upogibne nosilnosti stebrov prišlo tudi do nedopustnih načinov porušitve (npr. strižna porušitev ali porušitev temeljev...). Gladka armatura kvalitete S240 se je uporabljala le redko in sicer predvsem kot konstrukcijska armatura.



**Slika 4.5:** Skica tipičnih detajlov izvedbe prečne armature v pasnicah obravnavanih I stebrov  
**Figure 4.5:** Sketch of the shear reinforcing details in the considered I piers

#### 4.1.2 Projektiranje tipičnega stebra z I prerezom v skladu z vzorčnimi projekti

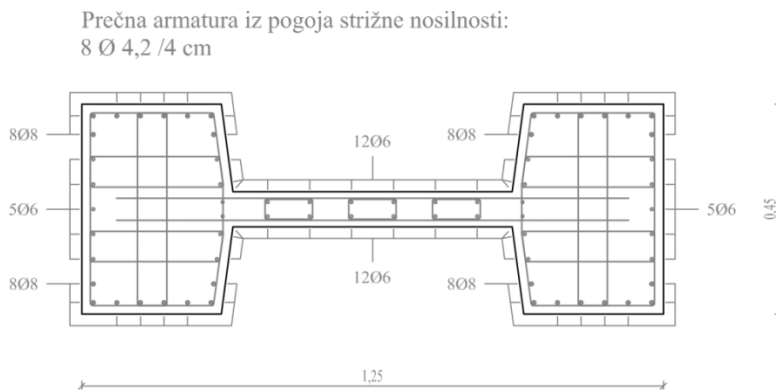
Prečno armaturo v modelu ( $M=1:4$ ) smo projektirali podobno kot v vzorčnih projektih prototipnih konstrukcij, kjer večinoma niso bila upoštevana določila standarda EN1998-2 glede preprečevanja uklona vzdolžne armature in objetja jedra prereza. Običajno je bila prečna armatura določena le iz pogoja strižne nosilnosti. Za primerjavo smo ob tem določili tudi prečno armaturo, ki bi bila potrebna glede na ostala dva pogoja (uklon in objetje). Torej smo obravnavali tri primere določitve prečne armature:

1. Načrtovanje nosilnosti (kot v večini vzorčnih projektov viaduktov)
2. Zahteve standarda EN1998-2 glede minimalnega objetja betona
3. Zahteve standarda EN1998-2 glede preprečevanja uklona vzdolžne armature

Celoten potek dimenzioniranja prečne armature je prikazan v Prilogi A. Skici potrebne prečne armature glede na posamezne zahteve (1., oz. 2. in 3.) sta prikazani na slikah 4.6 in 4.7. Pogoj za zagotavljanje minimalnega objetja betona je v tem primeru zahteval za malenkost večjo količino prečne armature kot pogoj za preprečitev uklona vzdolžne armature, zato je na sliki 4.7 prikazana le skica prečne armature iz pogoja objetja.

Glede na duktilnost, ki jo bi zagotovila ustrezna količina objetja glede na EN1998-2, smo nato projektirali potrebno debelino FRP plašča s katero lahko dosežemo podobno duktilnost.

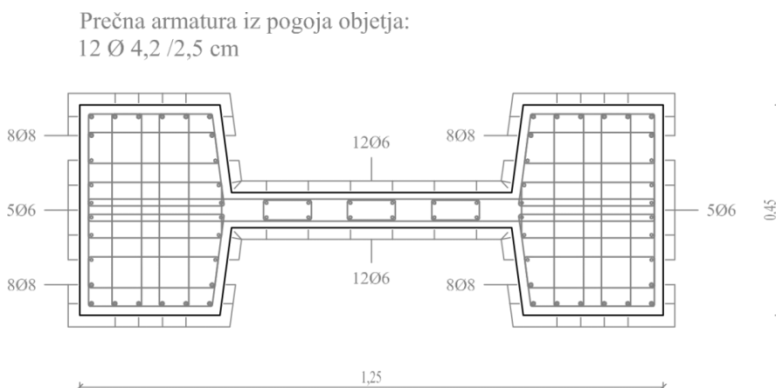




**Slika 4.6:** Skica prečne armature v modelu, ki je potrebna glede na zagotavljanje strižne nosilnosti po principu načrtovanja nosilnosti, izračunana kot v originalnem projektu dejanskega viadukta (DARS 1998)

**Figure 4.6:** Transverse reinforcement as required by shear strength requirements estimated from capacity design, as designed in the original project (DARS 1998)

Na sliki 4.6 je prikazana prečna armatura, ki bi bila potrebna glede na postopek načrtovanja nosilnosti (strižna armatura), vendar smo zaradi izredno visoke strižne nosilnosti betona  $V_{Rd,c}$  (dejansko bi bila potrebna minimalna prečna armatura) stremena vzdolž stebra razporedili na razdaljah 5 cm (v prototipnih konstrukcijah je standardna razdalja med stremeni 20 cm). V primeru upoštevanja zahtev glede objetja in uklona bi potrebovali skoraj dvakrat večjo količino prečne armature (glej sliko 4.7), kot izhaja iz pogoja načrtovanja nosilnosti.



**Slika 4.7:** Skica prečne armature v modelu, ki bi bila potrebna glede na pogoje minimalnega objetja v standardu EN1998-2

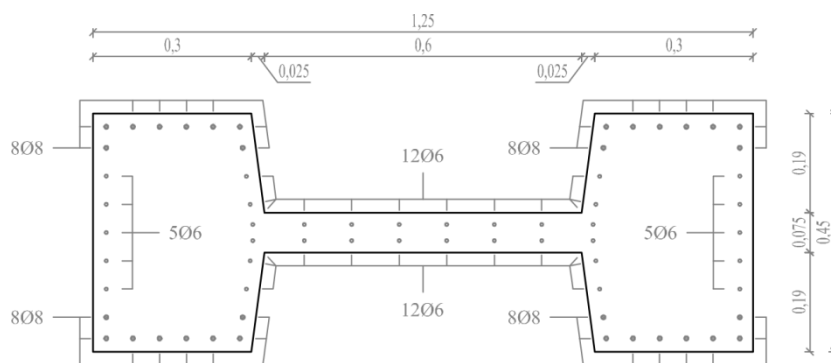
**Figure 4.7:** Transverse reinforcement as required by EN1998-2 minimum confinement requirements

## 4.2 Neutrjen steber z I prerezom (NIS)

### 4.2.1 Opis preizkušanca NIS

#### a) Geometrija

Glede na tipičen I steber v prototipnem merilu in razporežljive premere armature smo pripravili model preizkušanca v merilu 1:4, podobno kot v primeru škatlastih stebrov. Kot je opisano v predhodnem razdelku imajo tipični I stebri dolžino cca. 10 m, kar v izbranem merilu pomeni dolžino modela 2,5 m. Dimenzije prereza in skica vzdolžne armature so prikazane na sliki 4.8. Pri projektiranju smo določili delež vzdolžne armature 1%, vendar smo ga bili kasneje primorani zmanjšati, saj bi zaradi previsoke upogibne nosilnosti zaradi visoke meje tečenja jekla (glej preglednico 4.3) lahko preseglji kapaciteto opreme laboratorija. Delež vzdolžne armature v modelu je bil tako le 0,8%. Odločili smo se, da vzdolžno armaturo izvedemo v enem kosu, t.j. brez preklapov. Osnovni podatki o preizkušancu, ki ga označujemo z NIS (Neutrjen I steber), in njegovemu prototipu so zbrani v preglednici 4.2.



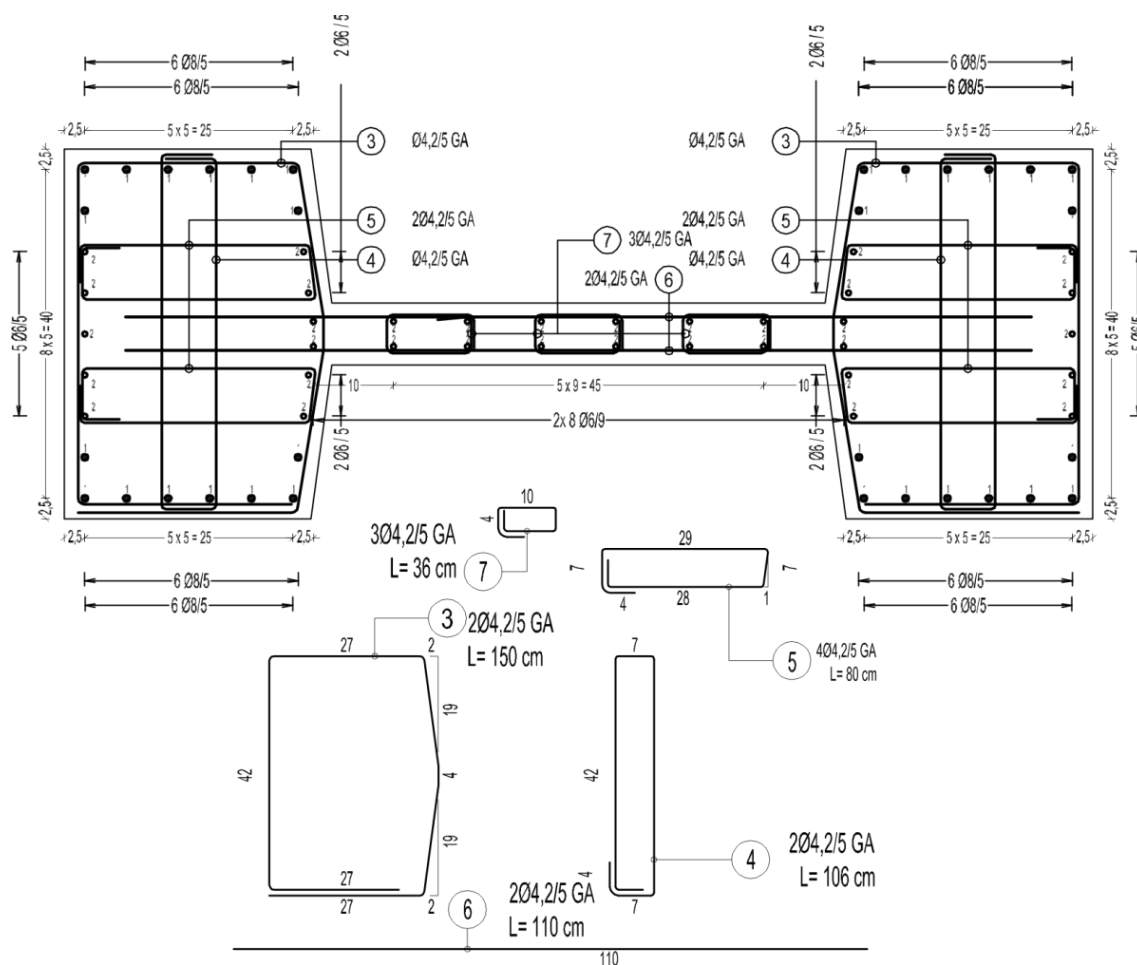
**Slika 4.8:** Dimenzije preizkušanca NIS in skica vzdolžne armature  
**Figure 4.8:** Dimensions of the NIS specimen and longitudinal reinforcement sketch

**Preglednica 4.2:** Osnovni podatki o prototipa in modela NIS

**Table 4.2:** Basic data about the NIS specimen and its prototype

L	$f_c$ [MPa]	$N$ [kN]	$\nu = \frac{N}{A_c f_c}$	$\rho_l = \frac{A_{sl}}{A_c}$	$A_c$ [m <sup>2</sup> ]	$I_y$ [m <sup>4</sup> ]	$I_z$ [m <sup>4</sup> ]	$A_{sy}$ [m <sup>2</sup> ]	$A_{sz}$ [m <sup>2</sup> ]
Prototip	10,0	29	16000	0,106	5,25	16,79	1,20	4,32	1,50
Model	2,5	29	1000	0,106	0,8%	0,328	0,0656	0,0047	0,27 9,38 10 <sup>-2</sup>

Skica prečne armature, ki smo jo določili glede na pregled slovenske prakse in izračun potrebne prečne armature iz pogoja strižne nosilnosti (glej 4.1.1 in 4.1.2) je prikazana na sliki 4.9.



**Slika 4.9:** Skica izvedbe prečne armature v preizkušancu NIS  
**Figure 4.9:** Transverse reinforcement sketch for NIS specimen

## b) Materiali

Projektni trdnostni razred betona je bil C30/37 ( $f_{ck} = 30$  MPa,  $f_{ck,cube} = 37$  MPa), izmerjena tlačna trdnost na kocki dan pred začetkom preiskave je bila 36 MPa, torej je bila ustrezna trdnost na valju cca.  $f_c = 29$  MPa. Vzdolžna armatura je bila kvalitete S500 ( $f_{yk}=500$  MPa). Ker za izvedbo prečnene armature nismo imeli na razpolago rebraste armature S400 (kot v tipičnih stebrih) s premerom 2,5 oz. 3,0 mm (v prototipu 10 in 12 mm) smo namesto te uporabili gladko armaturo S240 ( $f_{ywk}=240$  MPa) premera 4,2 mm, ki smo jo imeli na voljo. Izmerjene materialne karakteristike za oba uporabljena premera vzdolžnih palic, t.j.  $\phi 6$  in  $\phi 8$  (v prototipu  $\phi 25$  in  $\phi 29$ , oz.  $\phi 32$ ), in stremena so prikazane v preglednici 4.3.

**Preglednica 4.3:** Materialne karakteristike jekla vgrajenega v model NIS

**Table 4.3:** Model NIS reinforcing steel properties

Premer [mm]	$E_{sec}$ [GPa]	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	$\varepsilon_y$ [‰]	$\varepsilon_u$ [‰]
6	200	607	654	3,04	32
8	200	628	709	3,14	90
4,2	200	242	368	1,21	202

## c) Velikost osnih sil modela

Ker je povprečni nivo osne sile v I stebrih obravnavanih viaduktov cca.  $\eta_k=0,10$  smo to zahtevali tudi v modelu. Za model smo predvideli osno silo cca. 1000 kN, t.j.

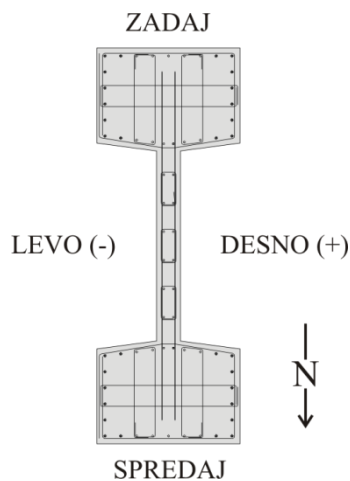
$$N = 0,1 \cdot f_{ck} \cdot A_c = 0,1 \cdot 30000 \cdot 0,3281 = 984 \text{ kN} \approx 1000 \text{ kN}$$

Ker je bila dejanska izmerjena tlačna trdnost nekoliko nižja ( $f_c=29$ MPa), je bil dejanski nivo osne sile enak:

$$\nu = \frac{N}{A_c \cdot f_c} = \frac{1000 \text{ kN}}{3281 \text{ cm}^2 \cdot 2,9 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}} \approx 0,106$$

## d) Opis preiskave in meritve

Model stebra NIS je bil med preiskavo v pokončnem položaju. Glede na orientacijo laboratorija smo vsako fazo začeli v desno stran (Zahod; Slika 4.10). Merjeni pomiki in sile pri ciklih v desno (Z) imajo pozitiven, pomiki v levo (Vzhod) pa negativen predznak. V vsaki fazi smo izvedli po tri cikle z enako amplitudo.



**Slika 4.10:** Orientacija preizkušanca NIS v hali  
**Figure 4.10:** NIS specimen orientation in the laboratory

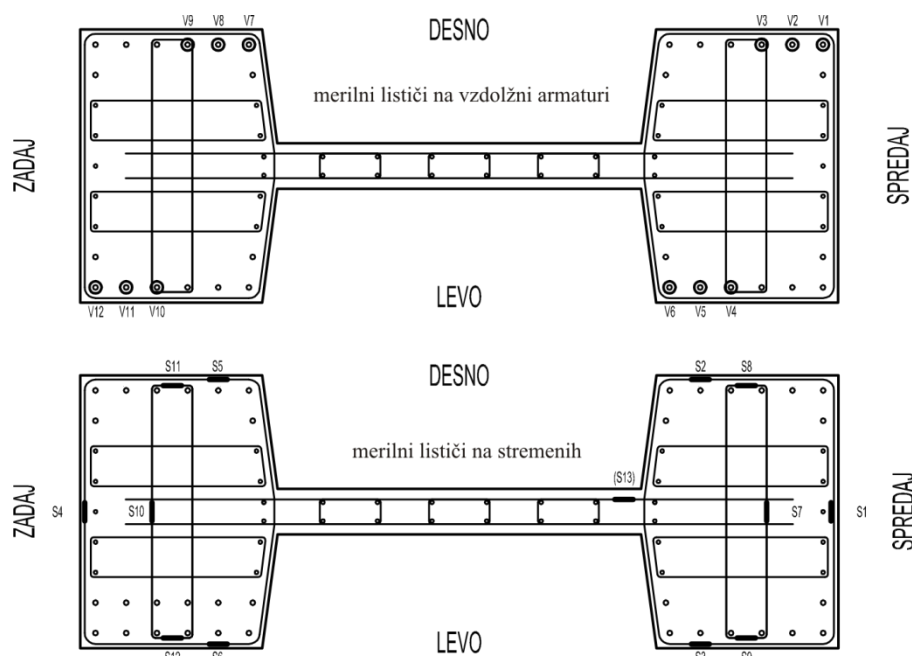
Predvideli smo sistem obremenjevanja, ki smo ga v začetnih fazah (do začetka) lezenja armature kontrolirali s silo, v preostalih fazah pa s pomiki. Postopek obremenjevanja je prikazan v preglednici 1, in sicer z odebeljeno pisavo je prikazana vsiljena količina, z navadno pa pripadajoča izmerjena količina. Npr. v fazi 1 smo kontrolirali silo do 20 kN, pri tem je bil izmerjen pomik v prijemališču sile enak 1,5 mm. Vsak cikel v eno ali drugo smer je trajal po nekaj minut, odvisno od časa pregleda poškodb in kartiranja razpok.

Pri vsakem maksimalnem doseženem pomiku smo pregledali površino stebra glede nastanka in razvoja razpok (kartiranje poškodb na površini stebra) ter drobljenje betona in eventualnega uklona in/ali pretrga armature. Razpoke, ki so nastale pri pomikih v desno smo označevali z modro barvo (leva polovica stebra), tiste, ki so nastale pri pomikih stebra v levo pa z rdečo (desna polovica stebra). Razvoj poškodb smo tudi fotografirali.

**Preglednica 4.4:** Faze obremenjevanja stebra NIS

**Table 4.4:** Load phases for pier NIS

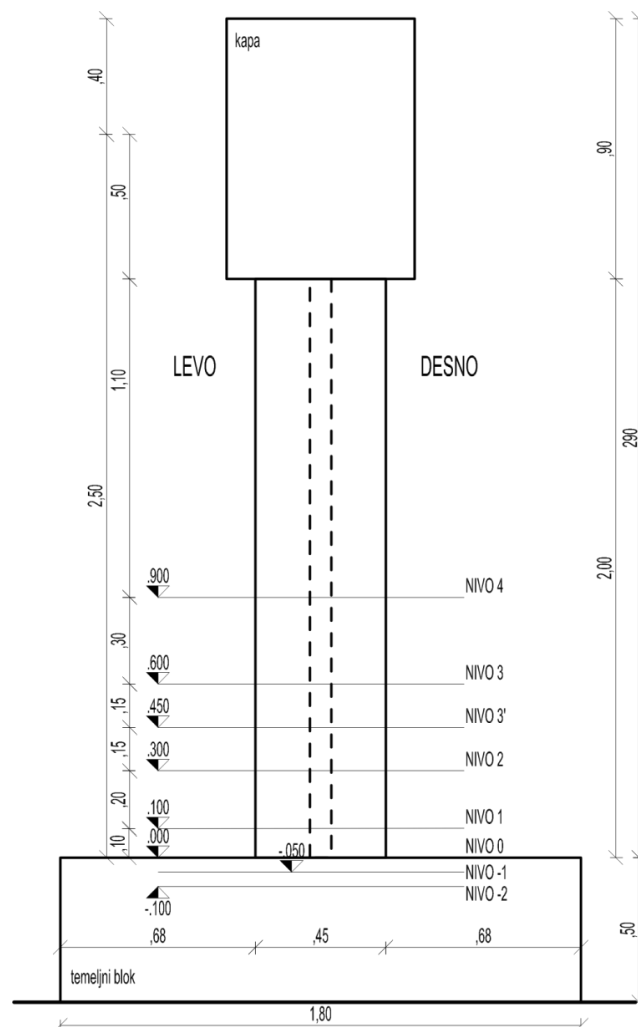
Faza	Sila kN	Pomik mm
0	Nanos vertikalne sile <b>1000</b> kN	0
1	<b>20</b>	1,5
2	<b>40</b>	3,1
3	<b>80</b>	7,5
4	<b>120</b>	15
5	<b>160</b>	25
6	180	<b>35</b>
7	199	<b>50</b>
8	190	<b>65</b>
9	184	<b>80</b>



**Slika 4.11:** Shema merilnih lističev v stebri: V – vzdolžna armatura, S – stremena  
**Figure 4.11:** Strain gauge position scheme: V longitudinal reinforcement, S - stirrups

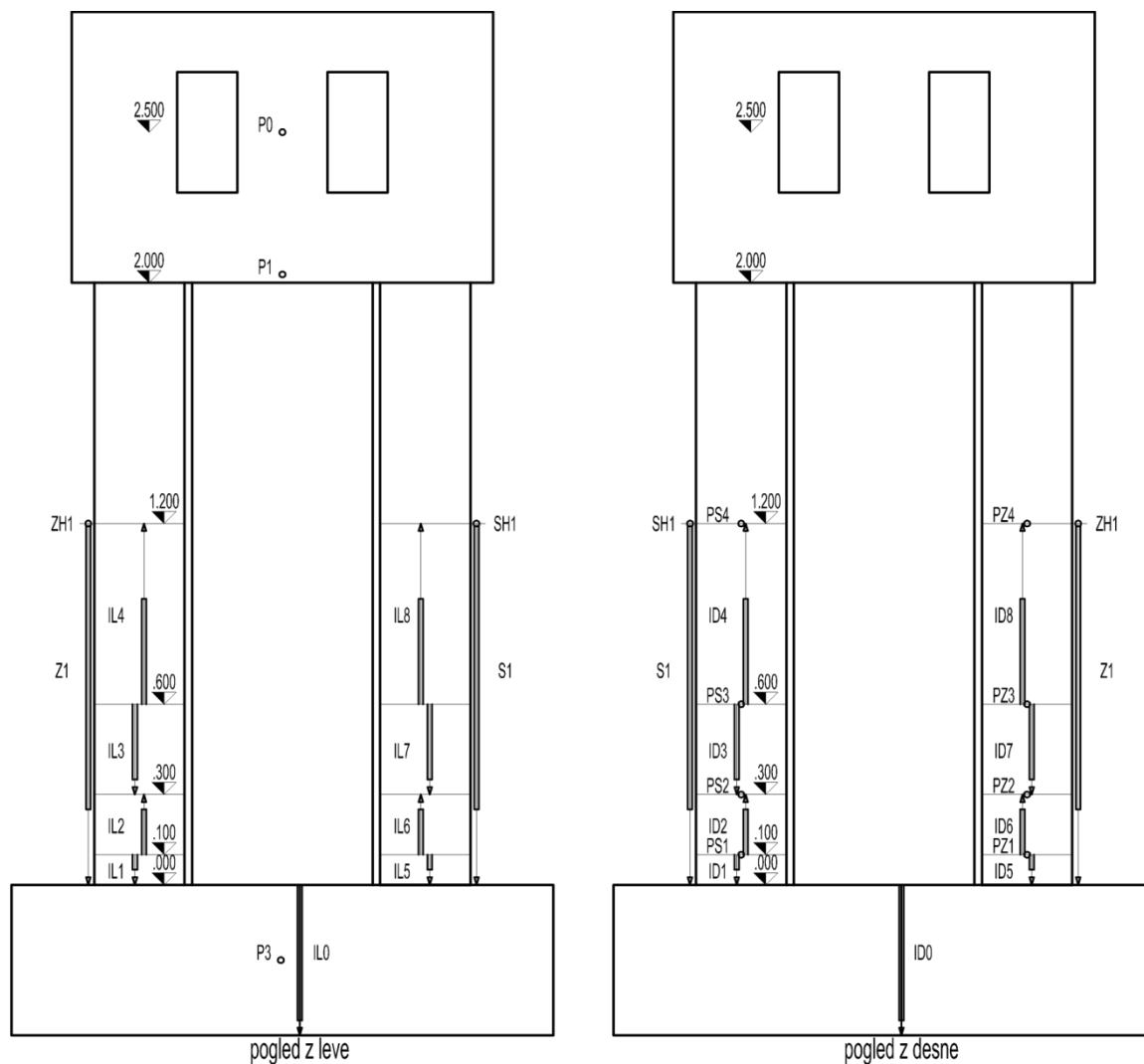
Merilne lističe za meritve deformacij smo nalepili na vzdolžno in stremensko armaturo stebra po shemah, kot sta prikazani na sliki 4.1. Oznake merilnih lističev so sestavljene iz nivoja na katerem se listič nahaja (N-2 do N4), iz tipa armaturne palice (vzdolžna V, streme S) in številke pozicije (1-12) v nivoju (-2 - 4). Primer: Merilni listič, ki se nahaja na vzdolžni palici tik ob vpetju stebra na poziciji 1 ima oznako N0-V1.

Višine na katerih se nahajajo posamezni nivoji merilnih lističev so prikazani na sliki 4.12. Nivoja N-2 in N-1 se nahajata 10 in 5 cm pod vrhom temelja, nivoji N0, N1, N2, N3 in N4 pa se nahajajo na 0, 10, 30, 60 in 90 cm nad temeljem. Merilni lističi na stremenih imajo namesto nivoja N0, kjer nismo pričakovali večjih prečnih deformacij, dodaten nivo N3' na višini 45 cm nad temeljem.



**Slika 4.12:** Višine nivojev merilnih lističev  
**Figure 4.12:** Strain gauge level heights

Meritve vertikalnih deformacij vzdolž obeh krajnih stranic stebra in ukrivljenosti prerezov stebra smo vršili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov, kot je prikazano na sliki 4.13. Horizontalni pomik glave stebra smo merili s pomočjo induktivnega dajalnika pomikov nameščenega na tog kovinski nosilec, ki je bil pritrjen na pomožni okvir. Horizontalne pomike po višini stebra in pomike zaradi strižnih deformacij smo merili z induktivnimi in potenciometričnimi dajalci pomikov (PS1-PS4 in PZ1-PZ4), kot je prikazano na sliki 4.13. Strižne deformacije smo merili s parom diagonalno postavljenih potenciometričnimi dajalcev pomikov.



Slika 4.13: Skica položaja induktivnih merilcev pomikov na stebru NIS

Figure 4.13: Model NIS LVDT position sketch

## 4.2.2 Napoved odziva pred eksperimentom

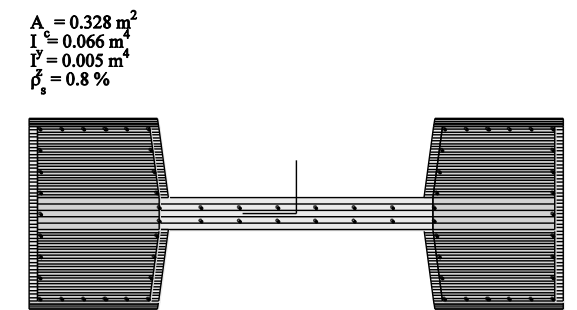
### a) Semi-empirična metoda

Ker v primeru I stebra v času projektiranja nismo poznali dejanskih materialnih karakteristik materialov smo opravili različne analize z upoštevanjem projektnih, karakterističnih in srednjih trdnosti materialov z in brez upoštevanja objetja betonskega jedra, ki smo ga enkrat določili iz zahtev načrtovanja nosilnosti in enkrat iz zahtev minimalne armature za objetje. Obravnavali smo naslednje primere:

- Projektne trdnosti materialov ( $f_{cd} = 20$  MPa;  $f_{yd} = 438$  MPa;  $L_{pl} = 0,302$  m)
- Karakteristične trdnosti materialov ( $f_{ck} = 30$  MPa;  $f_{yk} = 500$  MPa;  $L_{pl} = 0,310$  m)
- Srednje vrednosti trdnosti materialov – neobjet beton ( $f_{cm} = 38$  MPa;  $f_{ym} = 560$  MPa;  $L_{pl} = 0,317$  m)
- Srednje trdnosti materialov - prečna armatura iz načrtovanja nosilnosti ( $f_{yw} = 240$  MPa)
- Srednje trdnosti materialov – prečna armatura iz pogoja minimalnega objetja

Pri tem smo srednje vrednosti trdnosti materialov iz karakterističnih in dolžino plastičnega členka določili po priporočilih standardov Evrokod (CEN 2004a, 2005a). Karakteristike objetega betona smo določili z uporabo Mandrovega modela opisanega v poglavju 2.2.3a).

Analize moment – ukrivljenost smo opravili s programoma DIAS (DIAS 1990) in OpenSees (McKenna *et al.* 2008). Uporabljena delitev prereza na lamele v programu OpenSees je prikazana na sliki 4.14. Za vsakega izmed navedenih primerov so osnovni vhodni parametri in rezultati analiz zbrani v preglednici 4.50. Vhodni podatki, vmesni rezultati in postopek izračuna so prikazani v Prilogi A (A.1.2).



Slika 4.14: Delitev prereza na lamele v programu OpenSees (McKenna *et al.* 2008)

Figure 4.14: Fibre section in OpenSees (McKenna *et al.* 2008)

Preglednica 4.5: Povzetek izračuna karakterističnih točk ovojnice sila-pomik za model stebra NIS

Table 4.5: Calculation of characteristic points of force-displacement envelope for specimen NIS

	$f_c$ [MPa]	$f_y/f_t$ [MPa]	$f_{yw}$ [MPa]	$L_{pl}$ [mm]	točka	$\phi$ [m <sup>-1</sup> ]	$M$ [kNm]	$F$ [kN]	$\Delta_{upogib}$ [mm]	$\Delta_{strig}$ [mm]	$\Delta$ [mm]	$\theta$ [%]	$\mu_\phi$ $\mu_\Delta$
a)	20	434/522	/	302	cr	0,0008	96	38	1,67	0,15	2	0,07	2,56 1,50
					y <sup>1st</sup>	0,0088	300	120	15,56	0,46	16	0,64	
					y	0,0101	345	138	18,36	0,53	19	0,76	
					cover	0,0277	362	145	29,58	0,56	30	1,21	
b)	30	500	/	310	cr	0,0008	112	45	1,67	0,17	2	0,07	3,23 1,78
					y <sup>1st</sup>	0,0089	340	136	15,59	0,53	16	0,64	
					y	0,0106	403	161	19,23	0,62	20	0,79	
					cover	0,0345	422	169	36,60	0,65	37	1,49	
c)	38	560 600	240 8φ4 5cm	317	cr	0,0008	111	44	1,67	0,17	2	0,07	2,99 1,99
					y <sup>1st</sup>	0,0110	383	153	19,71	0,59	20	0,81	
					y	0,0126	439	176	23,14	0,68	24	0,95	
					cover	0,0312	459	184	37,29	0,71	38	1,52	
d)	38	560	240 8φ4 5cm	317	cr	0,0008	111	44	1,67	0,17	2	0,07	9,18 4,05
					y <sup>1st</sup>	0,0111	382	153	19,86	0,59	20	0,82	
					y	0,0132	456	182	24,37	0,71	25	1,00	
					cover	0,0319	464	186	38,60	0,72	39	1,57	
					u	0,1306	461	184	113,68	0,71	114	4,58	
e)	38	560	240 12φ4 2,5cm	317	cr	0,0008	111	44	1,67	0,17	2	0,07	22,0 8,68
					y <sup>1st</sup>	0,0110	382	153	19,70	0,59	20	0,81	
					y	0,0138	480	192	25,68	0,74	26	1,06	
					cover	0,0332	470	188	40,44	0,73	41	1,65	
					u	0,3082	485	194	249,64	0,75	250	10,02	

Izkaže se, da lahko pride v primeru e) prej do pretrga vzdolžne armature, kot do mejne deformacije objetega betona, kar pomeni da smo dosegli največjo možno duktilnost prereza, saj kljub dodatnemu objetju ne bi mogli zagotoviti boljšega obnašanja.

#### b) Empirični izrazi po EN1998-3

Ker parametri modela stebra NIS ustrezajo eksperimentalni bazi, na podlagi katere so bili izpeljani empirični izrazi za oceno rotacijske kapacitete AB stebrov (glej poglavje 2.2.5b), smo pred eksperimentom napovedali zasuka na meji tečenja in mejni zasuk tudi z uporabo standarda EN1998-3.

Glede na standard EN1998-3 določimo zasuk na meji tečenja z izrazom (2.137), oziroma, glede na to, da gre za steber, z izrazom (2.138) ali (2.139). Mejni zasuk pa določimo s pomočjo izraza (2.135). Pričakovan zasuk na meji tečenja torej znaša:

$$\theta_y = 0,011 \cdot \frac{2,5+0}{3} + 0,00135 \left( 1 + 1,5 \frac{450}{2500} \right) + \frac{0,00315}{410} \frac{8 \cdot 630}{6\sqrt{28,8}}$$

$$\theta_y = 0,0092(76\%) + 0,0017(14\%) + 0,0012(10\%) = 0,0121$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja cca.

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,0121 \cdot 2500 = 30,3mm.$$

Izraz (2.139), pa da zasuk na meji tečenja v vrednosti:

$$\theta_y = 0,011 \cdot \frac{2,5+0}{3} + 0,0013 \left( 1 + 1,5 \frac{450}{2500} \right) + 0,13 \cdot 0,000011 \frac{8 \cdot 630}{\sqrt{28,8}}$$

$$\theta_y = 0,0092(75\%) + 0,0017(14\%) + 0,0013(11\%) = 0,0122.$$

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,122 \cdot 2500 = 30,40mm$$

Opazimo, da dobimo z obema izrazoma, ki sta v EN1998-3 predvidena za oceno zasuka na meji tečenja, zelo podobne rezultate. Pričakovan mejni zasuk modela stebra NIS ob predpostavki, da so uporabljeni konstrukcijski detajli ustrezni je glede na EN 1998-3 enak:

$$\theta_u^* = 1,0 \frac{0,016}{1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 - 0,0037 \frac{240}{28,8} \right)}$$

$$\theta_u^* = 0,016 \cdot 0,86 \cdot 1,75 \cdot 1,82 \cdot 1,07 = 0,047$$

Če pa upoštevamo, da so uporabljeni detajli neustrezni pa:

$$\theta_u = 0,825 \frac{0,016}{1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{(0)}$$

$$\theta_u^* = 0,0825 \cdot 0,016 \cdot 0,86 \cdot 1,75 \cdot 1,82 \cdot 1,00 = 0,036$$

V prvem primeru pričakujemo mejni pomik v vrednosti

$$\Delta_u^* = \theta_y^* L = 0,0473 \cdot 2500 = 118mm$$

v drugem pa:

$$\Delta_u = \theta_y L = 0,0363 \cdot 2500 = 91mm.$$

Če mejni zasuk skušamo oceniti z vsoto elastičnega (2.137) in plastičnega (2.136) dela zasuka pa dobimo:

$$\theta_u^* = \theta_y + \theta_{u,pl}^*$$

$$\theta_u^* = \theta_y + \frac{0,0145}{1,0} 0,25^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} \right]^{0,30} 28,8^{0,2} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 - 0,0037 \frac{240}{28,8} \right)}$$

$$\theta_u^* = 0,012 + 0,0145 \cdot 0,84 \cdot 0,77 \cdot 1,96 \cdot 1,82 \cdot 1,07$$

$$\theta_u^* = 0,012 + 0,036 = 0,048$$

kar je zopet zelo podobno, kot v primeru direktnega izračuna mejnega zasuka. V primeru, ko imamo neustrezne konstrukcijske detajle pa znaša mejni zasuk:



$$\theta_u^* = \theta_y + 0,825 \frac{0,0145}{1,0} 0,25^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} \right]^{-0,30} 28,8^{0,2} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 - 0,0037 \frac{240}{28,8} \right)}$$

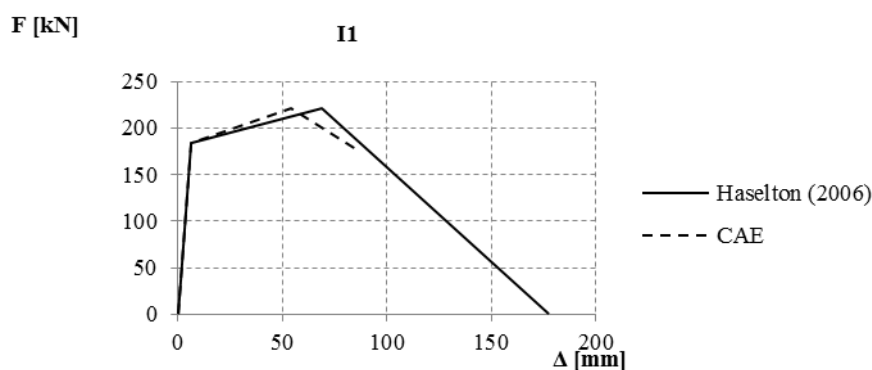
$$\theta_u^* = 0,012 + 0,825 \cdot 0,0145 \cdot 0,84 \cdot 0,77 \cdot 1,96 \cdot 1,82 \cdot 1,00$$

$$\theta_u^* = 0,012 + 0,033 = 0,040$$

Glede na podatke o koeficientu variacije, ki ga za zgornje empirične izraze podajajo (CEN 2005c) lahko pričakujemo mejno deformacijo v intervalu ( $\pm\sigma$ ) od 60 in 175 mm.

### c) Empirični izrazi po Haseltonu (2006)

Podobno kot za škatlasta stebra smo tudi za I steber določili monotono ovojnico po postopku, ki ga je predlagal Haselton (2006). Tako dobljena ovojnica je prikazana na sliki 4.15.



**Slika 4.15:** Monotona histerezna ovojnica za steber NIS določena po Haseltonu (2006) in CAE  
**Figure 4.15:** Monotonic hysteretic envelope for specimen NIS determined Haselton (2006) expressions and CAE

### d) Metoda CAE (Peruš *et al.* 2006)

	$\nu = \frac{1000 \text{ kN}}{2,88 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 3281 \text{ cm}^2} = 0,11 \in [0; 0,6]$
Vhodni parametri:	$\alpha \omega_w = 0,72 \cdot 0,004 \frac{240}{28,8} = 0,024 \in [0; 0,14]$
	$L/h = \frac{2500}{450} = 5,55 \in [2,0; 6,0]$
	$f_c = 28,8 \text{ MPa} \in [20; 120]$
CAE	↓
Izhodni parametri	$\theta_m = 0,0216 \rightarrow \Delta_m = \theta_m L = 0,0216 \cdot 2500 = 54 \text{ mm}$
	$\theta_u = 0,0340 \rightarrow \Delta_u = \theta_u L = 0,0340 \cdot 2500 = 85 \text{ mm}$

V tem primeru napoveduje metoda CAE približno enak mejni pomik (85 mm) kot empirična metoda, ki je vključena v standard EN1998-3, za primer neustreznih konstrukcijskih detajlov (90 mm).

### e) Strižna nosilnost

Ker je obravnavani preizkušanelec razmeroma vitek lahko pričakujemo izrazito upogibno obnašanje. Kljub temu smo preverili strižno nosilnost preizkušanca z različnimi metodami opisanimi v poglavju 2.2.6. Glede na standard EN1998-2 določimo strižno nosilnost AB prereza brez stremenske armature z izrazom (2.157), t.j.

$$V_{R,c} = \left[ \frac{0,18}{1,0} \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 450}} \right) (100 \cdot 0,5 \cdot 0,008 \cdot 28,8)^{1/3} + 0,15 \frac{1}{0,3281} \right] 600 \cdot 0,9 \cdot 450 =$$

$$V_{R,c} = 168 + 111 = 279 \text{ kN} \quad (V_{Rd,c} = 112 + 111 = 223 \text{ kN})$$

Glede na standard EN1998-3, pa uporabimo izraz (2.178). V preglednici je prikazan izračun strižne nosilnosti modela stebra NIS v odvisnosti od duktilnosti.

### 4.2.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

#### *Faza 0 (P=1000 kN)*

V fazi 0 smo steber obremenili z osno silo s pomočjo jeklenih zateg. Pri tem smo dosegli največjo osno silo v vrednosti 970 kN (izmerjena sila na dozah). Če temu prištejemo lastno težo stebra in kape, ki skupaj znašata cca. 35 kN, je bila v stebru dosežena osna sila ~1005 kN. Deformacije na merilnih lističih na vzdolžnih palicah ob vpetju stebra so znašale cca. -300μ (tlak ima negativen predznak).

#### *Faza 1 (F = 20 kN)*

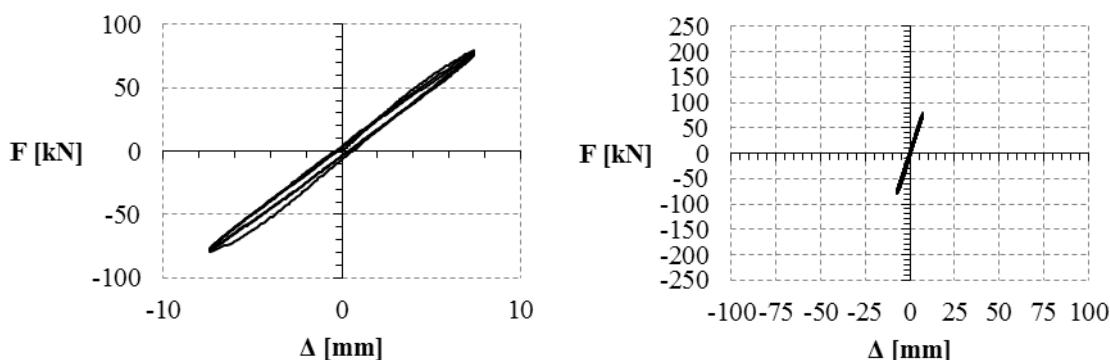
V prvi fazi po pričakovanju nismo opazili ne razpok ne spremembe togosti stebra saj je bila dosežena prečna sila za cca. 50% nižja od sile pri kateri bi lahko pričakovali nastanek prvih upogibnih razpok. Faza je obenem služila tudi testiranju merilnih mest. V fazi 1 smo dosegli maksimalni pomik cca. 1,5 mm.

#### *Faza 2 (F = 40 kN)*

V tej fazi je bila vsiljena prečna sila tik pod silo, pri kateri smo lahko pričakovali upogibne razpoke v betonu. Odziv stebra je bil temu ustrezno razmeroma linearno-elastičen. V fazi 2 smo dosegli pomik cca. 3,1 mm. Pri tem se vertikalna sila ni bistveno spreminjala.

#### *Faza 3 (F = 80 kN)*

Pri doseženi sili 80 kN smo v negativnem delu prvega cikla faze 3 (3.1-) opazili prvo vidno lasasto razpoko na pasnici spredaj desno cca. 10 cm nad temeljem. Pri tem je bil dosežen pomik cca. 7,5 mm. V naslednjem ciklu so se pojavile vidne razpoke na obeh pasnicah do višine cca. 60 cm nad temeljem na razdaljah 10 do 15 cm, tako na levi kot na desni strani. Nekaj več razpok je bilo na sprednji pasnici. V zadnjem ciklu faze so se obstoječe upogibne razpoke daljšale, nove pa so se pojavile tudi višje – tudi do višine 90 cm. Tudi v fazi 3 se vertikalna sila ni bistveno spreminjala (±5kN)



Slika 4.16: Histerezno obnašanje modela NIS do tretje faze  
Figure 4.16: Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase three

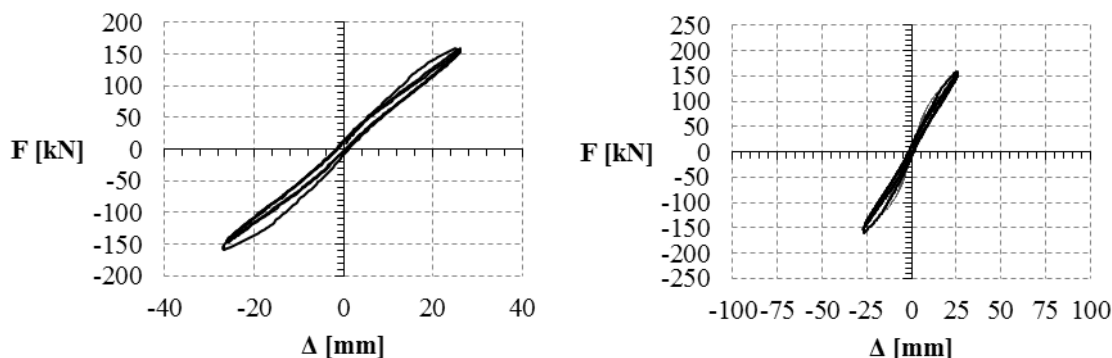
#### *Faza 4 (F = 120 kN)*

V fazi 4 smo kontrolirali silo do vrednosti 120 kN. Pri tem je bil dosežen pomik ~15 mm. Razpoke, ki so bile opažene v predhodnih fazah so se v ciklu 4.1 nekoliko podaljšale in bolj odprle, tako da so bile

vidne že čez celo širino pasnic. Nove razpoke so se pojavile tudi višje do višine cca. 150 cm. Togost stebra je že začela nekoliko padati, zaostale deformacije pri sili 0 so bile ~0,4 mm. Deformacije na merilnih lističih na vzdolžni armaturi so bile pod 2000  $\mu$ . V ciklu 4.2 je postala vidna razpoka tik ob vpetju stebra v temelj. V zadnjem ciklu faze 4.1- je prišlo do težav z ventilom bata pri sili -89 kN (suvanje ( $\pm 5$ kN)). Po odpravi težav smo izvedli dodaten cikel do sile 120 kN (cikel 4.4) pri katerem ni bilo opaziti nikakršnih novih poškodb. Prirastek vertikalne sile pri maksimalnem pomiku je bil cca. 10 kN).

#### **Faza 5 ( $F = 160$ kN)**

V fazi 5 smo kontrolirali silo do vrednosti 160 kN, t.j. približno do sile pri kateri je bilo pričakovati tečenje robne vzdolžne armature. Pri tem smo dosegli pomik cca. 26 mm. V fazi 5 so se pojavljale nove razpoke do višine cca. 100 cm od vpetja, stare so se podaljševale. V ciklu 5.2- so postale vidne tudi razpoke v stojini do višine cca. 60 cm. Podobno se je zgodilo tudi v ciklu 5.3+, ko smo dosegli silo 153 kN. V negativnem delu zadnjega cikla faze 5 (5.3-) pa je bila dosežena sila pri pomiku 26 mm 145 kN. Pri maksimumih cikla je bila osna sila v stebru cca. 987 kN. Na nekaterih merilnih lističih nalepljenih na vzdolžnih palicah, ki so bile v nategu, ob vpetju stebra so bile dosežene deformacije cca. 3000 $\mu$ .



**Slika 4.17:** Histerezno obnašanje modela NIS do pete faze  
**Figure 4.17:** Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase five

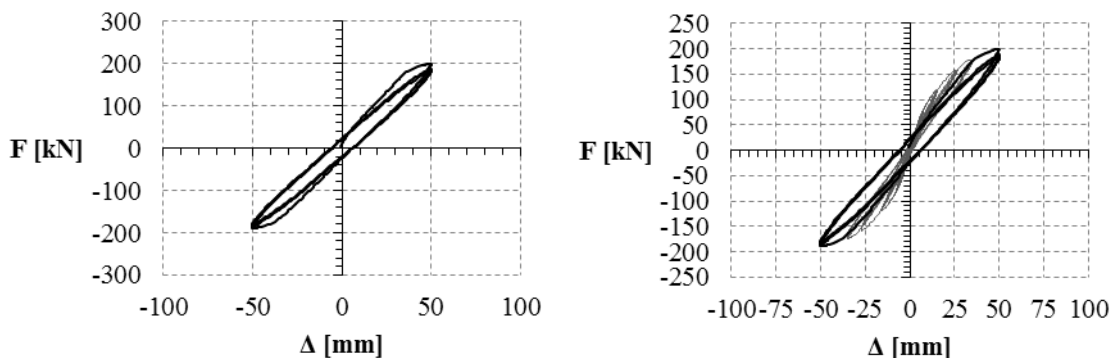
#### **Faza 6 ( $\delta = 35$ mm)**

V fazi 6 smo začeli kontrolirati pomik, ker smo že pričakovali tečenje vzdolžne armature. Pri pomiku 35 mm je bila dosežena sila 180 kN. Razpoka ob vpetju je bila tedaj široka že cca. 1 mm. V negativni smeri smo dosegli silo cca. -170 kN. Deformacije na merilnih lističih ob vpetju stebra so bile cca. 3800 $\mu$  (meja tečenja armature je bila cca. 3150 $\mu$ ). Odrplo se je tudi nekaj novih upogibnih razpok do višine 40 cm. Zaostali pomik je bil cca. 2 mm. V zadnjem ciklu je bila v pozitivni smeri dosežena sila 173 kN, v negativni pa 166 kN.

#### **Faza 7 ( $\delta = 50$ mm)**

V fazi 7 smo vsiljevali pomik do 50 mm. Pri tem je bila v ciklu 5.1+ dosežena največja prečna sila v vrednosti 199 kN, vendar je bila pri tem pomiku osna sila v stebru za cca. 10% večja od začetne t.j. 1065 kN. Zato smo v naslednji fazah vzdrževali tudi osno silo v stebru na vrednosti cca. 980 kN skozi celoten cikel. V negativni smeri smo dosegli silo 188 kN. V drugem ciklu je bila tako posledično pri pomiku 50 mm dosežena tudi nekoliko nižja sila, t.j. 188 kN, v negativni smeri pa 183 kN. Glede na meritve na vertikalnih induktivnih je bila na tlačnem robu v tej fazi izmerjena deformacija cca. 0,3% na nateznem pa cca. 1%. Razpoka tik ob vpetju se je že bolj občutno odpirala, v ciklu 7.2- se je močnejše odprla tudi razpoka v temelju, ki je bila sicer vidna že pred izvedbo preizkusa. V zadnjem ciklu faze 7 se je pojavila že prva razpoka na tlačni strani pasnice zadaj, ki je nakazovala začetek

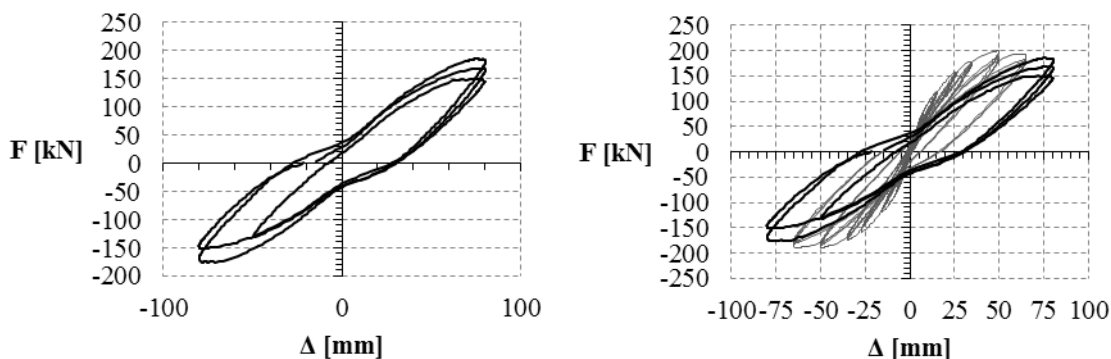
odpadanja krovnega sloja betona. Histerežno obnašanje stebra je bilo v tej fazi še stabilno, brez večjih padcev nosilnosti znotraj ciklov. Zaostala deformacija pri sili 0 je bila cca. 6 mm. V tej fazi se je občutneje poznalo že dviganje temelja (razlika cca. 3 mm), zato smo dodatno privili vijake, s katerimi je bil temelj pritrjen na tla laboratorija.



**Slika 4.18:** Histerežno obnašanje modela NIS do sedme faze  
**Figure 4.18:** Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase seven

**Faza 8 ( $\delta = 65$  mm)**

V fazi 8 smo krmilili pomik do vrednosti 65 mm (zasuk cca. 2,5%). Pri tem je bila dosežena največja sila 193 kN. Tlačen rob je bil že precej poškodovan, kar je potrdilo začetek odpadanja krovnega sloja v predhodni fazi, pri tem je bila pasnica spredaj bolj poškodovana desno, pasnica zadaj pa levo, kar je delno nakazovalo vpliv dvoosnega upogiba. Novih upogibnih razpok ni bilo več, občutneje odprte razpoke (cca. 0,5 mm) so bile do višine cca. 30 cm. Razpoka ob vpetju se je razširila čez celotno pasnico in je postala vidna tudi pod stojino. V zadnjem ciklu je bila prečna sila za cca. 5 kN manjša, kot največja sila v prvem, tako v pozitivni kot negativni strani. Zaostali pomik pri sili 0 je znašal cca. 16 mm, osna sila v stebru je bila v mejah 965-975 kN).

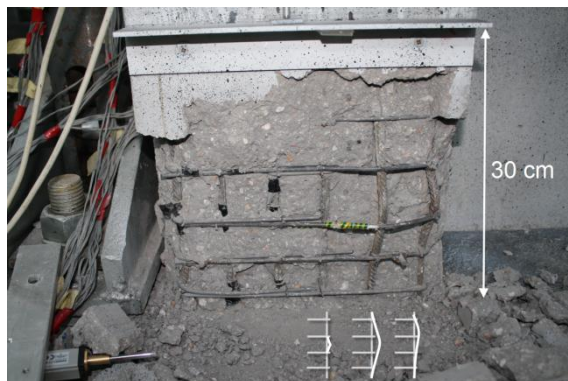


**Slika 4.19:** Histerežno obnašanje modela NIS do devete faze  
**Figure 4.19:** Hysteretic behaviour of specimen NIS until phase nine

**Faza 9 ( $\delta = 80$  mm)**

V fazi smo krmilili pomik do 80 mm. Pri tem pomiku je bila v pozitivnem delu prvega cikla dosežena sila 184 kN. Zaradi močnih poškodb krovnega sloja na pasnici spredaj so postale meritve na induktivnih merilcih ID1, ID2 in PS1 nezanesljive. V ciklu 9.1- se sliši pokanje, kar nakazuje zdrs (odpiranje) stremen. Krovni sloj na pasnici zadaj desno je tudi precej poškodovan. V ciklu 9.2+ smo opazili uklon vzdolžne armature na pasnici spredaj desno, zato smo prekinili eksperiment sredi cikla 9.2-, zaradi natančnejšega pregleda poškodb. Po oceni poškodb smo izvedli še celoten cikel 9.3, kjer je bila v pozitivni smeri dosežena sila 167 kN, v negativni pa le 150 kN. Zaostali pomik stebra je bil cca. 30 mm. Do konca preiskave se je tako uklonila še ena palica spredaj desno in, dve palici zadaj levo, in

sicer vse čez več nivojev stremen kar nakazuje prešibka stremena, oz. neustrezno podprtost vzdolžnih palic (Slika 4.20).



**Slika 4.20:** Uklon vzdolžne armature (zadaj levo)  
**Figure 4.20:** Reinforcement buckling (back left)

#### 4.2.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

##### a) Ocena histerezne ovojnice

V preglednici 4.60 so zbrani rezultati izračuna histerezne ovojnice za preizkušane NIS z upoštevanimi izmerjenimi trdnostnimi karakteristikami materialov kot so podane v razdelku 4.2.1b).

**Preglednica 4.6:** Povzetek izračuna karakterističnih točk ovojnice sila-pomik za model stebra NIS

**Table 4.6:** Calculation of characteristic points of force-displacement envelope for specimen NIS

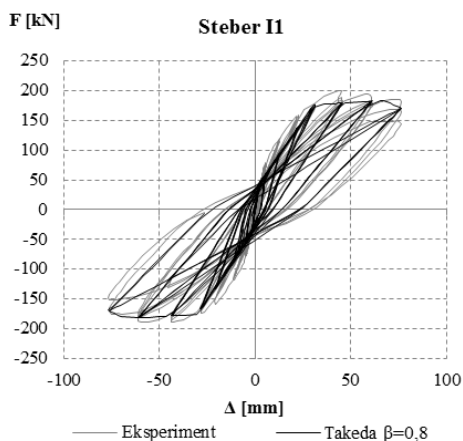
	$f_c$ [MPa]	$f_y/f_t$ [MPa]	$f_{yw}$ [MPa]	$L_{pl}$ [mm]	točka	$\phi$ [m <sup>-1</sup> ]	$M$ [kNm]	$F$ [kN]	$\Delta_{upogib}$ [mm]	$\Delta_{strig}$ [mm]	$\Delta$ [mm]	$\theta$ [%]	$\mu_\phi$ $\mu_\Delta$
neobjet	29	630 710	240 8 $\phi$ 4 5cm	317	cr	0,0008	111	44	1,7	0,2	1,8	0,07	2,48 1,63
					y <sup>1st</sup>	0,011	383	153	19,7	0,6	20,3	0,81	
					y	0,0126	439	176	23,1	0,7	23,8	0,95	
					cover	0,0312	459	184	38,0	0,7	38,7	1,55	
objet	29	630 710	240 12 $\phi$ 4 2,5cm	317	cr	0,0008	111	44	1,7	0,2	1,8	0,07	9,89 4,47
					y <sup>1st</sup>	0,0111	382	153	19,9	0,6	20,5	0,82	
					y	0,0132	456	182	24,4	0,7	25,1	1,00	
					cover	0,0319	464	186	38,3	0,7	39,0	1,56	
					u	0,1306	461	184	111,5	0,7	112,2	4,49	

##### b) Ocena histereznega odziva

Podobne analize cikličnega odziva kot v primeru škatlastih stebrov smo opravili tudi za model stebra z I prerezom. Tudi tokrat smo uporabili vse tri obravnavane tipe elementov, ki so opisani v poglavju 2.2.2. V nadaljevanju so primerjani tako dobljeni numerični rezultati z eksperimentalnimi rezultati.

##### *Gredni element s koncentrirano plastičnostjo*

Na sliki 4.21 je prikazana primerjava med eksperimentalnimi in analitičnimi rezultati, dobljenimi z uporabo grednega modela s koncentrirano plastičnostjo s Takedinimi histereznimi pravili. Prikazan je primer, ko smo karakteristične točke histerezne ovojnice določili z uporabo empiričnih izrazov po standardu EN1998-3 in za parameter razbremenitve  $\beta$  upoštevali vrednost 0,8. S takim enostavnim modelom razmeroma dobro opišemo globalni odziv preizkušanca. Opazna je razlika v nosilnosti v prvem kvadrantu, ki je bila posledica nekoliko večje osne sile v stebru, ki se je pojavila med eksperimentom.

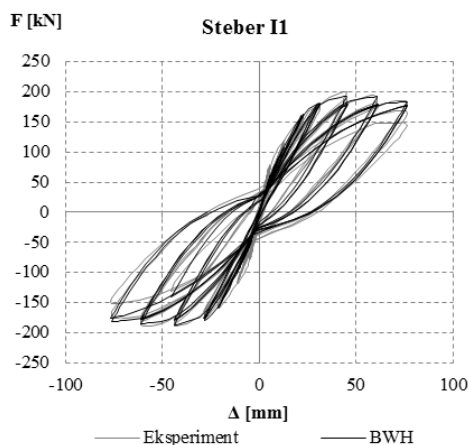


**Slika 4.21:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo grednega elementa s koncentrirano plastičnostjo s Takedinimi histereznimi pravili za steber NIS

**Figure 4.21:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using beam with hinges model with Takeda hysteretic rules

### Lamelni element

Za analizo smo uporabili lamelni element *beamWithHinges*, ki je vgrajen v programski sistem OpenSees (Slika 2.5). Za določitev dolžine plastičnega členka smo uporabili izraz (2.125), efektivno togost elementa pa smo določili po metodi 1, ki je predlagana v standardu EN1998-2 (glej razdelek 2.3.1a). Z upoštevanjem zmanjšane začetne togosti lahko tako tudi z lamelnim elementom razmeroma dobro opišemo tudi odziv pri manjših intenzitetah potresne obtežbe, kar je pri uporabi klasičnih lamelnih elementov lahko težavno. Ker je šlo v primeru obravnavanega stebra za izrazito upogibno obnašanje lahko njegov ciklični odziv opišemo že s precej enostavnimi konstitucijskimi zvezami za beton in jeklo (npr. *concrete04* in *steel02*). Seveda pa z njimi nismo mogli zajeti fenomenov, kot so uklon vzdolžne armature, nizkociklično utrujanje armature, postopno zapiranje razpok ipd. Primerjava eksperimentalnih rezultatov in analitičnih izrazov z uporabo lamelnega elementa je prikazana na sliki 4.22.



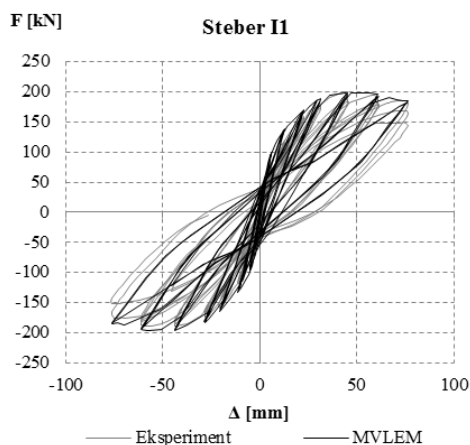
**Slika 4.22:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo lamelnega elementa

**Figure 4.22:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using fibre model

### Element MVLEM

Čprav je osnovni namen elementa MVLEM modeliranje nelinearnega odziva sten smo preverili njegovo ustreznost tudi za modeliranje eksperimentalno preizkušene I stebra. Na sliki 4.23 je prikazana primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov. Pri tem smo steber modelirali z uporabo dveh elementov MVLEM s po 7 vzdolžnimi vzmetmi in privzetimi parametri histerez.

Podobno kot v primeru lamelnega elementa lahko z elementom MVLEM zelo dobro opišemo histerezni odziv stebra vse do začetka uklona vzdolžne armature.



**Slika 4.23:** Primerjava eksperimentalnih in numeričnih rezultatov dobljenih z uporabo elementa MVLEM  
**Figure 4.23:** Comparison of experimental results with numerical results obtained using MVLEM elements

### 4.3 Predhodno poškodovan I steber, utrjen s plaščem iz ogljikovih vlaken (SIS-FRP)

#### 4.3.1 Opis preizkušanca SIS-FRP

Po končani preiskavi smo steber NIS, ki je opisan v poglavju 4.2.1, najprej sanirali z uporabo sanacijske malte, in ga nato ovili s plaščem iz CFRP do višine 60 cm, t.j. do dvakratne višine plastičnega členka, kot je priporočeno v literaturi (Priestley *et al.* 1996a). Ker nas je zanimal predvsem odziv pri večjih duktilnostih razpoke ob vpetju stebra nismo skušali injektirati, prav tako nismo poskušali ravnati uklonjenih palic ali stikovati (npr. z varjenjem) odprtih stremen. Poleg tega je bil namen preiskave tudi ovrednotiti učinkovitost sidranja FRP plašča na področju stika med pasnico in stojino z uporabo sider iz ogljikovih vlaken.

#### a) Geometrija in materiali

Preizkušanec SIS-FRP je torej saniran steber NIS, ki je opisan v poglavju 4.2.1a). Glede na to, da gre za isti steber so vse dimenzije enake. Razlika je le v tem, da smo robove pasnic pred montažo FRP plaščev zaoblili po navodilih proizvajalca FRP, kot je prikazano na sliki 4.2 (a).

Ker gre za isti steber so seveda tudi materiali enaki kot v primeru stebra NIS. Za utrditev smo uporabili mreže iz karbonskih vlaken (SikaWrap-230C/45) z istimi materialnimi karakteristikami kot pri utrjenem škatlastem stebri, kot so prikazane v preglednici 3.3. Pred nanosom sanacijske malte (Sika MonoTop®-412 N) smo temeljito odstranili poškodovan krovni sloj in pripravili površino betona po navodilih proizvajalca. Sanacijo s plaščem iz ogljikovih vlaken so izvedli strokovnjaki s podjetja Sika d.o.o. Plašči so bili sidrani z uporabo posebnih sider iz ogljikovih vlaken in sidrno maso (Sika AnchorFix-2) tik ob stikih med pasnico in stojino, kot je prikazano na sliki 4.2 (b, c).

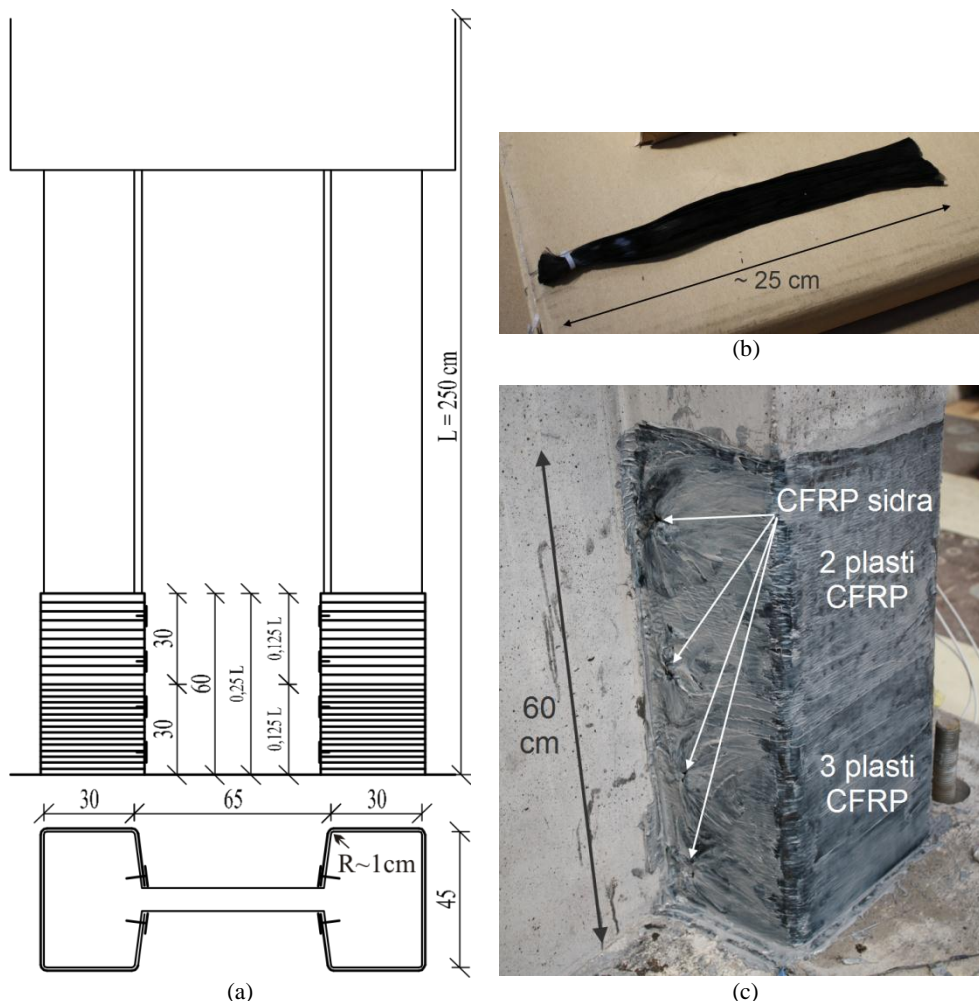
#### b) Velikost osne sile v modelu

Oсна sila v modelu je ostala enaka kot pri neutrjenem stebri, torej 1000 kN. V splošnem bi lahko steber utrdili ne da bi osno silo spustili, vendar smo zaradi načina izvedbe sanacije odstranili vertikalne zatege prek katerih smo vnašali osno silo v steber.

#### c) Opis preiskave in merilna mesta

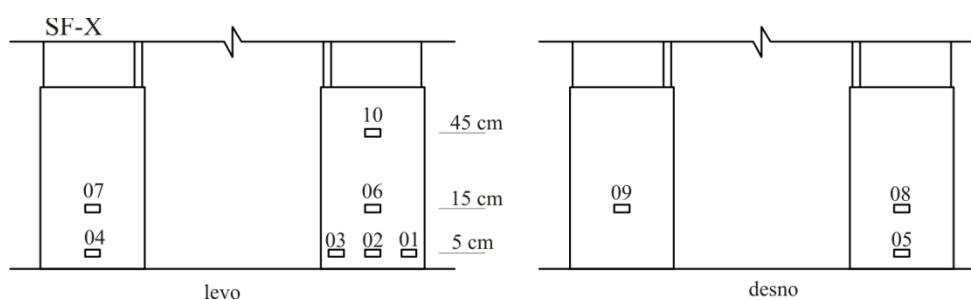
Pri tej preiskavi smo ohranili vsa še delujoča merilna mesta na merilnih lističih na armaturi stebra in enak razpored induktivnih dajalcev pomika, kot je prikazano na sliki 4.13. Poleg obstoječih merilnih lističev smo dodali še 10 merilnih lističev na zunanjo površino plašča, in sicer smo z njimi merili

deformacije prečno na os stebra. Merilne lističe na plašču smo označili s SF-X, kjer je X oznaka lokacije, kot je prikazano na sliki 4.3



**Slika 4.24:** Sanacija predhodno poškodovanega stebra NIS: skica izvedbe utrditve (a), CFRP sidro (b), slika utrjene pasnice (c)

**Figure 4.24:** Strengthening of the pre-damaged specimen NIS: strengthening scheme (a), CFRP anchor (b), strengthened flange (c)



**Slika 4.25:** Položaj merilnih lističev na CFRP plašču  
**Figure 4.25:** Strain-gauge locations at CFRP jacket

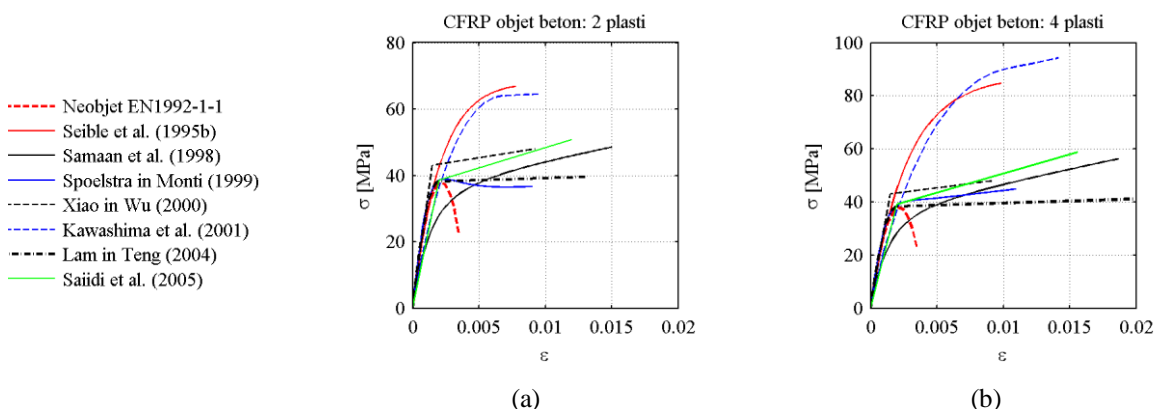
### 4.3.2 Napoved odziva pred eksperimentom

Namen preiskave predhodno poškodovanega stebra je bil predvsem preveriti učinkovitost izvedbe sidrnega sistema z uporabo posebnih sider iz karbonskih vlaken, na stiku med pasnico in stojino. Glede na to, da je bil steber po končani preiskavi močno poškodovan, saj je prišlo do uklona vzdolžne armature na več mestih, posebnega izboljšanja odziva nismo pričakovali. Vseeno smo, ob predpostavki, da je steber nepoškodovan in da sidra prenesejo zahtevane obremenitve, skušali napovedati odziv tako saniranega stebra.



### a) Semi-empirična metoda

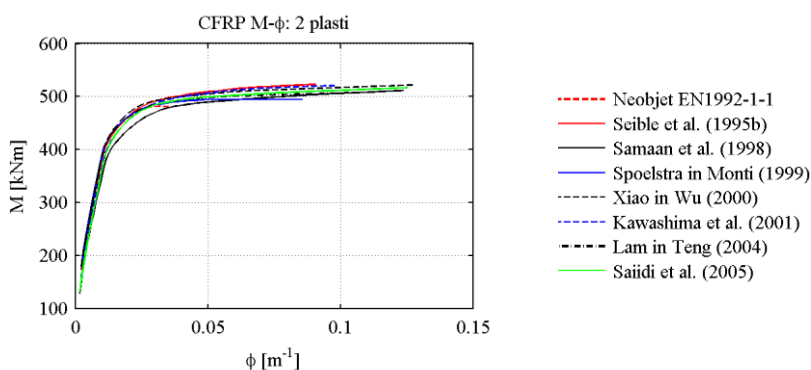
Analize moment-ukrivljenost smo opravljali s programoma OpenSees in DIAS. Pri tem smo uporabili ustrezne materialne modele, ki so se najbolj ujemali s predlaganimi konstitucijskimi zakoni, kot so jih predlagali različni avtorji za beton objet z elastičnim objetjem (glej 2.4.2b), t.j. bodisi *concrete01*, bodisi *concrete04*. V nadaljevanju so v grafični obliki prikazani odnosi med momentom in ukrivljenostjo ter pripadajoči konstitucijski zakoni za objeti beton. V napovedi smo upoštevali srednjo vrednost pričakovane tlačne trdnosti betona razreda C30/37, t.j. 38MPa.



**Slika 4.26:** Konstitucijski zakoni za objet beton; 2 plasti CFRP (a); 4 plasti CFRP (b)

**Figure 4.26:** Stress-strain relationship for concrete confined with: 2 CFRP layers (a) and 4 CFRP layers (b)

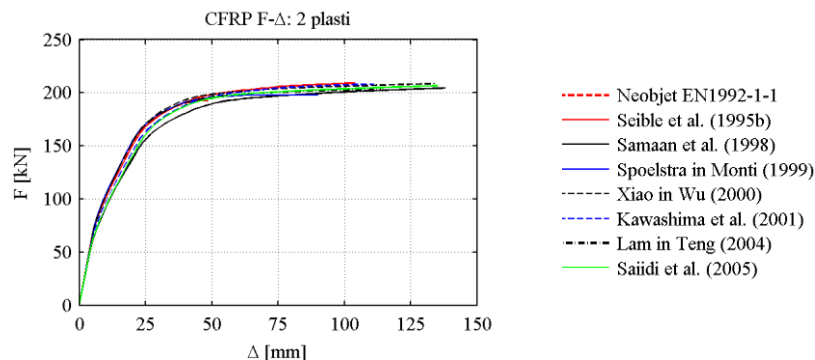
Na naslednji sliki so prikazani rezultati analiz prereza z upoštevanjem dveh plasti vlaken (brez upoštevanja ugodnega vpliva obstoječe prečne armature). Opazimo, da se upogibna nosilnost prereza kljub precej različnim zvezam med napetostmi in deformacijami objetega betona ne razlikuje bistveno. Večje razlike pa so v mejni ukrivljenosti. Razlog za to, da se upogibna nosilnost ne poveča bistveno je v tem, da je nivo osne sile v stebru razmeroma nizek ( $\nu \sim 0,1$ ), kar pomeni, da se nahajamo v območju interakcijskega diagrama, kjer igra največjo vlogo pri upogibni nosilnosti armatura.



**Slika 4.27:** Zveze  $M$ - $\phi$  za različne materialne modele objetega betona za 2 plasti CFRP

**Figure 4.27:** Moment-curvature relationships for different confined concrete constitutive laws for 2 CFRP layers

Največje duktilnosti za ukrivljenost dosežemo z modeli, ki predvidevajo največjo mejno deformacijo v betonu ( $\sim 0,13 m^{-1}$ ), kar pomeni mejni pomik cca. 13 cm.



**Slika 4.28:** Zveze  $F-\Delta$  za različne materialne modele objetega betona za 2 plasti CFRP  
**Figure 4.28:**  $F-\Delta$  relationships for different confined concrete constitutive laws for 2 CFRP layers

Zavedati se je potrebno, da v zgornjih izračunih nismo upoštevali več dejstev, in sicer:

- steber je bil predhodno močno poškodovan, kar pomeni, da lahko pričakujemo, da bo dejansko dosežena sila nižja in tudi da bo začetna togost manjša,
- vpliv obstoječih stremen na objetje jedra prereza smo zanemarili, kar pomeni, da bi bili v primeru nepoškodovanega stebra na varni strani
- upoštevali smo, da bodo CFRP sidra ob stojinah dobro opravila svojo nalogo, t.j. pričakujemo, da se plašč ne bo porušil na mestu sidranja.

Prikazane vrednost mejnega pomika po semi-empirični metodi se nanašajo na pomik pri doseženi največji sili, dejansko pa mejni pomik obravnavamo kot pomik, pri vrednosti, ko največja sila v prerezu pade za 20% (blizu porušitve). Če približno upoštevamo, da je pomik pri največji sili cca. 75% pomika blizu porušitve, lahko po semi empirični metodi pričakujemo mejni pomik cca.  $0,13/0,75=17$  cm.

### b) Empirični izrazi po EN1998-3

Glede na standard EN1998-3 zaradi utrditve stebra s FRP ne pričakujemo spremembe zasuka na meji tečenja, t.j. je pričakovan zasuk  $\theta_y$  utrjenega stebra enak, zasuku  $\theta_y$  neutrjenega stebra<sup>4</sup> (glej 4.2.2b):

$$\theta_y = 0,0121$$

kar pomeni, da je pričakovani pomik na meji tečenja cca.

$$\Delta_y = \theta_y L = 0,0121 \cdot 2500 = 30 \text{ mm.}$$

Mejni zasuk pa določimo podobno kot v primeru utrjenega škatlastega stebra, t.j. kot:

$$\theta_{u2} = 1,00 \frac{0,016}{1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 - 0,0037 \cdot \frac{240}{28,8} + 0,53 \cdot 0,016 \cdot \frac{3031}{28,8} \right)}$$

$$\theta_{u2} = 0,016 \cdot 0,86 \cdot 1,75 \cdot 1,82 \cdot 1,43 = 0,0625,$$

za 2 plasti vlaken, oz.

$$\theta_{u4} = 1,00 \frac{0,016}{1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 - 0,0037 \cdot \frac{240}{28,8} + 0,53 \cdot 0,032 \cdot \frac{2552}{28,8} \right)} = 0,016 \cdot 0,86 \cdot 1,75 \cdot 1,82 \cdot 1,73 = 0,0760,$$

za 4 plasti, kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_{u2} = \theta_{u2} L = 0,0625 \cdot 2500 = 156 \text{ mm.}$$

<sup>4</sup> Tukaj zopet zanemarimo dejstvo, da je bil steber pred preiskavo močno poškodovan, kar pomeni, da je dejanska začetna togost zelo verjetno precej nižja.

oz.

$$\Delta_{u4} = 0,076 \cdot 2500 = 190 \text{ mm.}$$

Dobimo torej nekoliko večjo vrednost za mejni pomik, kot po semi-empirični metodi, t.j. za 2 plasti dobimo tukaj vrednost 16 cm, po semi empirični metodi pa cca. 17 cm. Geometrijski delež plašča v primeru dveh plasti znaša

$$\rho_f = 4 \cdot 2 \frac{0,12}{600} = 0,0016,$$

efektivna mejna napetost, ki smo jo določili z izrazom (2.365) pa

$$f_{f,e} = 0,015 \cdot 234000 \left( 1 - 0,7 \cdot 0,015 \cdot 234000 \frac{0,0016}{28,8} \right) = 3031 \text{ MPa}$$

### 4.3.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

#### a) Odziv stebra po fazah

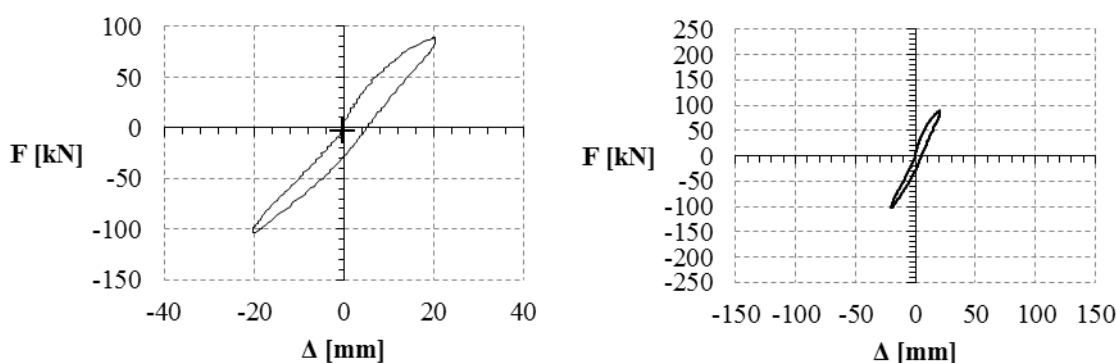
##### *Faza 0 (P=1000 kN)*

Najprej smo preko dveh vertikalnih zateznih palic v stebri vsilili osno silo v vrednosti cca. 1000 kN. Med preiskavo smo velikost osne sile večkrat korigirali, tako da smo zagotavljali čim bolj konstantno vrednost.

##### *Faza 1 ( $\Delta = \pm 20 \text{ mm}$ )*

V prvem ciklu prve faze, t.j. 1.1+ smo stebri vsilili pomik 20 mm. Pomik pri prvi fazi smo izbrali približno pri vrednosti pomika na meji tečenja neutrenjenega stebra (glej 4.2.3). Pri tem je bila dosežena sila 80 kN. Med obremenjevanjem je bilo že v prvi fazi slišati pokanje epoksidne smole, ki je bilo posledica odpiranja razpok. Največje zabeležene deformacije v plašču so bile cca.  $1000 \mu\text{s}$  (SF10).

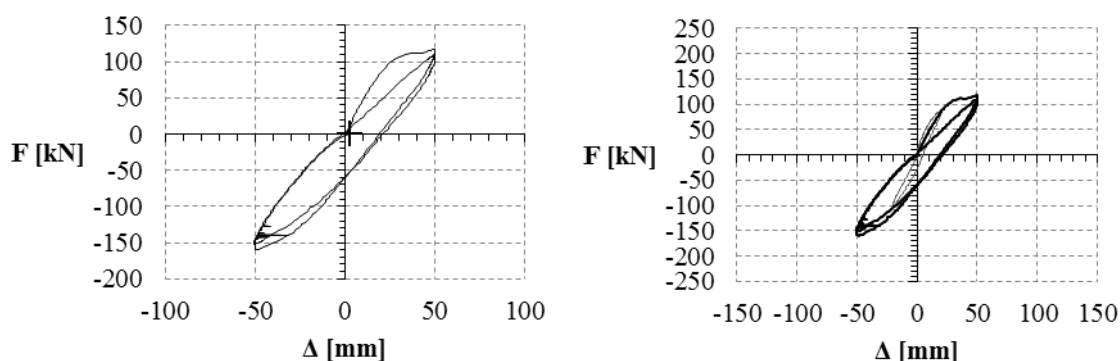
V negativnem delu prve faze, t.j. v ciklu 1.1-, smo opazili podobno obnašanje kot v pozitivnem delu cikla. Tokrat je bila maksimalna deformacija v plašču cca.  $\sim 800 \mu\text{s}$  (SF8). V prvi fazi smo izvedli le en poln cikel. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.29.



**Slika 4.29:** Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v prvi fazi  
**Figure 4.29:** Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in first phase

##### *Faza 2 ( $\Delta = \pm 50 \text{ mm}$ )*

V fazi 2 smo vsilili pomik 50 mm. Med obremenjevanjem se je še naprej nadaljevalo glasno pokanje epoksidne smole. Na pasnici zadaj desno je prišlo do začetka lokalnega uklona plašča na višini cca. 20 cm (Slika 4.31a). V tem ciklu je bila največja dosežena sila 110 kN. V negativnem delu prvega cikla druge faze, t.j.



**Slika 4.30:** Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v drugi fazi  
**Figure 4.30:** Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in second phase

2.1- je bila dosežena večja sila, in sicer 160 kN. Lokalni uklon plašča je bil viden tudi na pasnici spredaj levo.

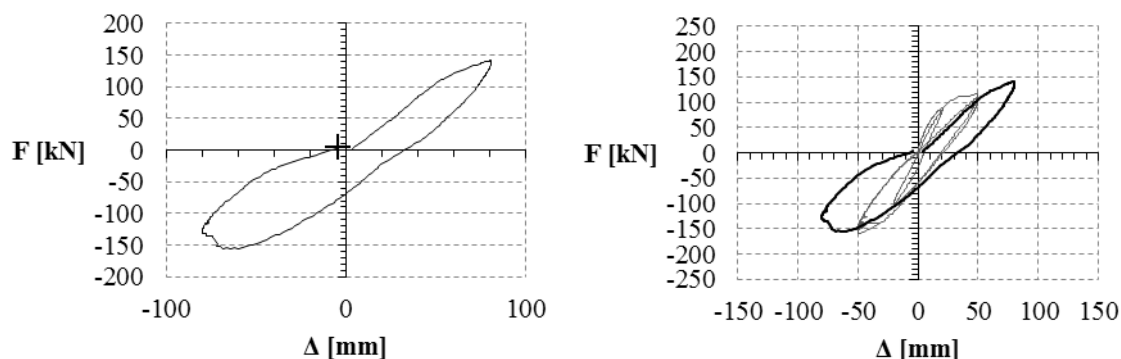
V pozitivnem delu drugega cikla druge faze, t.j. 2.2+ se pokanja epoksidne smole ni več slišalo. Lokalni uklon FRP se je zgodil tudi spredaj desno na višini cca. 35 cm – tik nad prehodom s treh na 2 plasti FRP. V vzdolžnih palicah je bila deformacija cca. 12000 $\mu$ s. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.30.



**Slika 4.31:** Lokalni uklon plašča zadaj desno v drugi fazi (a) in razpoka ob vpetju v tretji fazi (b)  
**Figure 4.31:** Local buckling of the FRP jacket in phase two (a) and crack at the pier base in phase three (b)

### **Faza 3 ( $\Delta = \pm 80$ mm)**

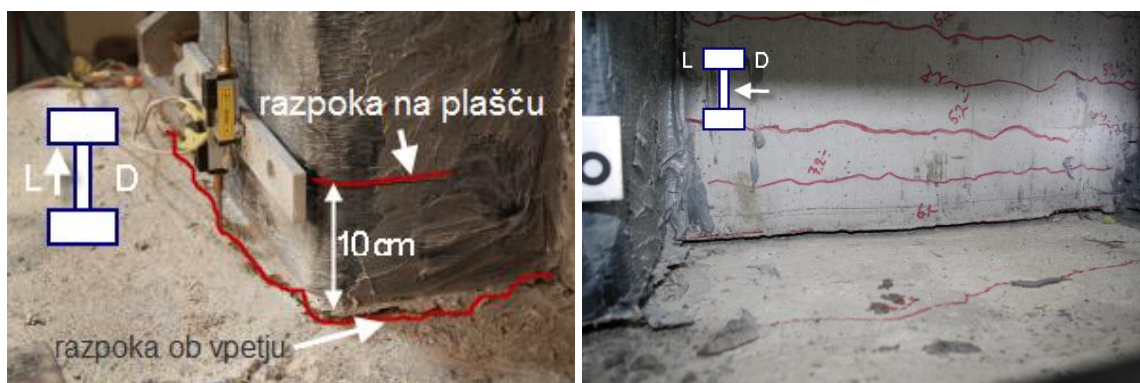
V ciklu 3.1+ se je začela občutneje odpirati razpoka na natezni strani stebra tik ob vpetju v temelj (Slika 4.31b). Na tlačni strani je bila nekoliko bolj poškodovana pasnica zadaj desno. Pri tem je bila dosežena sila 140 kN. V negativnem delu prvega cikla, t.j. 3.1-, je bil med obremenjevanjem do predvidenega pomika 80 mm dosežena maksimalna sila 155 kN pri pomiku cca. 60 mm. Sila je nato začela padati do 130 kN pri pomiku 80 mm. Med tem se je slišalo pokanje, ki je nakazovalo odpiranje stremen in najverjetneje tudi pretrg nekaterih vzdolžnih palic, vendar glede na meritve nismo mogli oceniti katerih. Pri tem je bila razpoka ob vpetju tako široko odprta, da se je videlo tudi skozi stojino. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.32.



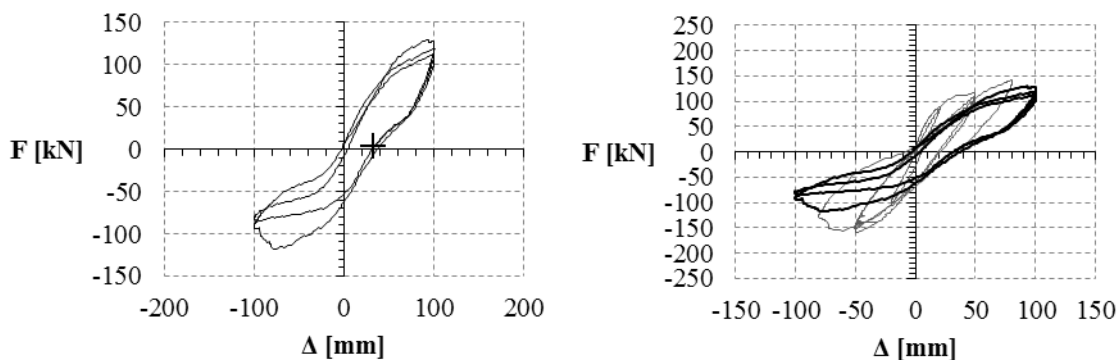
**Slika 4.32:** Histerezo obnašanje modela SIS-FRP v tretji fazi  
**Figure 4.32:** Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in third phase

#### Faza 4 ( $\Delta = \pm 100$ mm)

Pri obremenjevanju do predvidenega pomika 100 mm se je v prvem ciklu četrte faze pri doseženi sili 130 kN, zopet pri približno 60 mm, pretrgalo nekaj vzdolžnih palic, kar je povzročilo začetek padanja sile do 90 kN. Induktivni merilci pomikov ob vpetju na tlačni strani so odstopili. Tlačen beton je bil že zelo zdobljen. Razpoka ob vpetju je bila širša od 5 mm. Tudi v negativnem delu prvega cikla četrte faze se je pri pomiku 80 mm, podobno kot v predhodnem ciklu, začelo padanje sile. Tudi tokrat je bila razpoka ob vpetju zelo odprta, na tlačni strani pa je bil beton že precej zdobljen. Plašč je bil na videz nepoškodovan. Sloj sanacijske malte pod vlakni je odstopil, tako da plašč ni mogel učinkovito prevzeti prečnih napetosti.



**Slika 4.33:** Razpoka na FRP plašču zadaj levo (a) in razpoka ob vpetju po celotni pasnici v četrthi fazi (b)  
**Figure 4.33:** Crack on FRP jacket back left (a) and crack at the pier base in web in phase four (b)



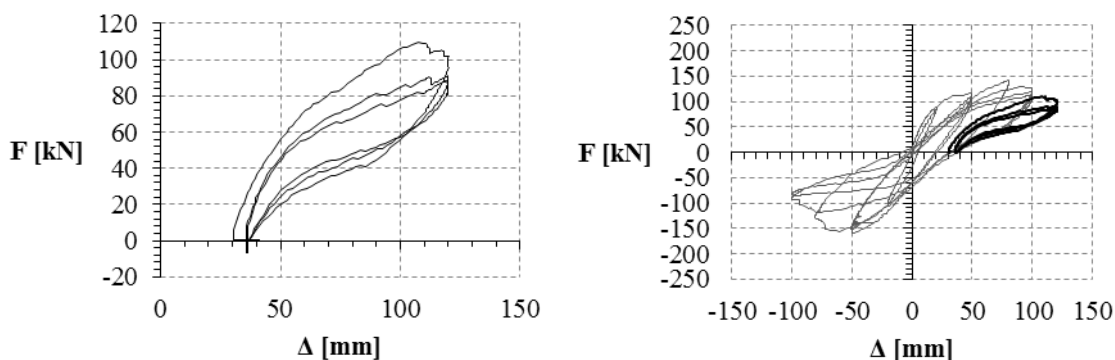
**Slika 4.34:** Histerezo obnašanje modela SIS-FRP v četrthi fazi  
**Figure 4.34:** Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in fourth phase

V drugem ciklu četrte faze jo bila vidna horizontalna razpoka tudi na plašču, in sicer na višini cca. 10 cm (Slika 4.33a), na tlačni strani pa je bil viden začetek uklona vzdolžne armature (Slika 4.33b). V negativnem delu istega cikla se je pretrgala večina vzdolžnih palic, celo palice v stojini prereza. Od

dvanajstih robnih vzdolžnih palic so bile nepretrgane le tri. V pozitivnem delu tretjega cikla se je pretrgala še ena palica na levi strani spredaj. Na tlačeni strani se je začela odlepitev plašča, približno do višine sidra ob stojini. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.34.

#### Faza 5 ( $\Delta = \pm 120$ mm)

Ker je bila na desni strani večina palic pretrganih smo se odločili, da do konca preiskave izvedemo le pozitivne cikle. V peti fazi je bila pri pomiku 120 mm dosežena sila 100 kN. Pri tem se je del FRP plašča ob vpetju skoraj v celoti odlepil (Slika 4.37). V naslednjih dveh ciklih do + 120 mm se je le nadaljevala delaminacija plašča ob vpetju in uklanjanja vzdolžne armature. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.35.

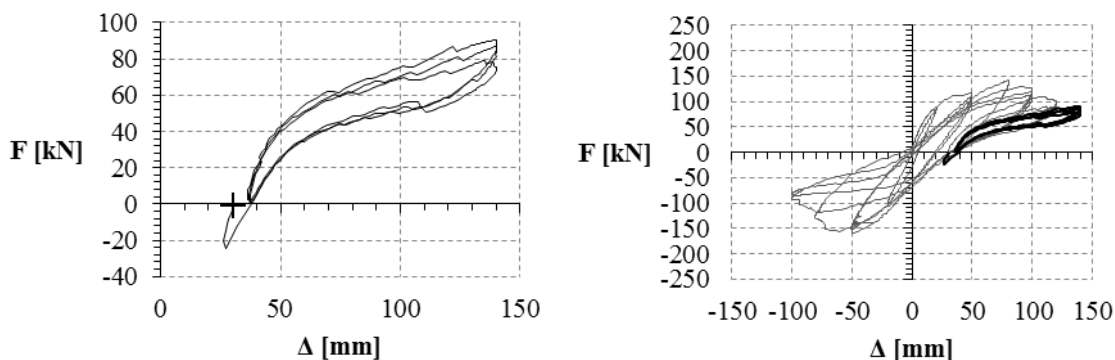


Slika 4.35: Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v peti fazi

Figure 4.35: Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in fifth phase

#### Faza 6 ( $\Delta = \pm 140$ mm)

Na koncu smo stebri vsilili še en cikel do pomika 140 mm. Pri tem se je pretrgalo še nekaj palic zadaj levo. Histerezni odziv preizkušanca v šesti fazi je prikazan na sliki 4.36.



Slika 4.36: Histerezno obnašanje modela SIS-FRP v šesti fazi

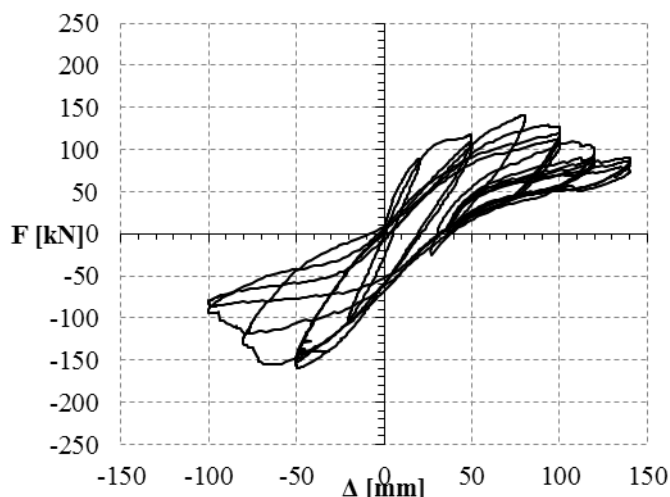
Figure 4.36: Hysteretic behaviour of specimen SIS-FRP in sixth phase



Slika 4.37: Odlepitev plašča ob vpetju  
Figure 4.37: FRP delamination at the base



(a)

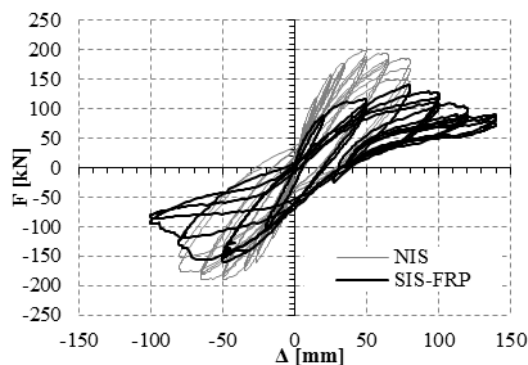


(b)

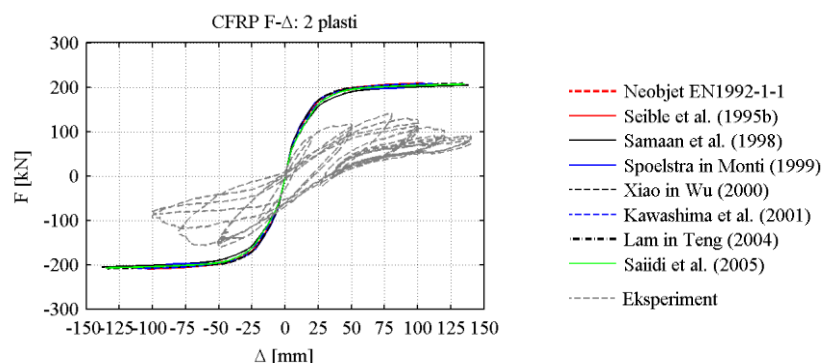
**Slika 4.38:** Preizkušavec SIS-FRP po končani preiskavi (a) in histerezni odziv (b)**Figure 4.38:** Specimen SIS-FRP after the experiment (a) and the hysteretic behaviour (b)

#### 4.3.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu

V tem razdelku najprej prikazujemo primerjave analitičnih napovedi ovojnic pred eksperimentom in eksperimentalnih rezultatov. Zaradi predhodne poškodovanosti stebra (glej 4.2.3), je bila napoved odziva precej otežena, saj bi v analizi morali upoštevati zgodovino obremenitve obstoječih materialov in ciklični odziv novih, dodanih materialov. Ker so bile armatne palice že uklonjene in precej plastificirane so te tudi narekemale odziv in zato nismo pričakovali, da bo dodano objetje imelo občuten vpliv na odziv. Na sliki 4.39 sta prikazana histerezi odziva za saniran (SIS-FRP) in neutrjen (NIS) model. Opazimo lahko, da je bila največja dosežena sila v saniranem stebru v pozitivni smeri (desno) praktično enaka največji sili v zadnjem ciklu neutrjenega stebra, medtem ko je bila v negativni smeri (levo) dosežena malenkost večja sila kot v zadnjem ciklu neutrjenega stebra. To potrjuje predpostavko, da so odziv narekemale predvsem armaturne palice.

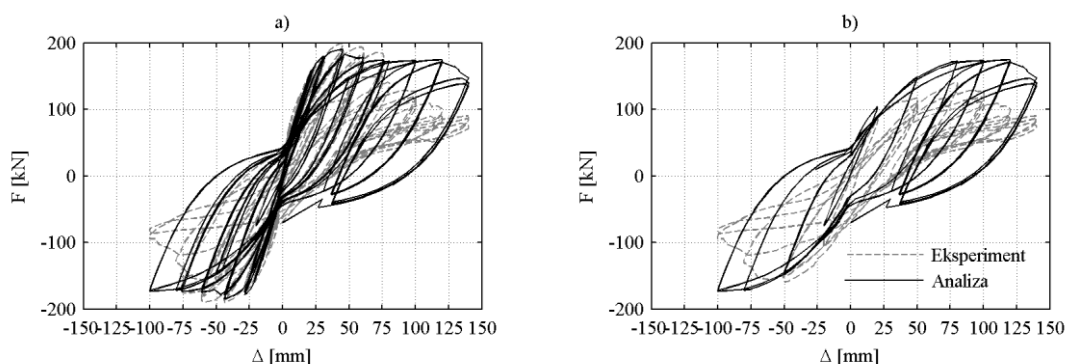
**Slika 4.39:** Primerjava histereznega odziva modelov NIS in SIS-FRP**Figure 4.39:** Comparison of the hysteretic response of specimens NIS and SIS-FRP

Na sliki 4.40 je prikazana primerjava napovedanih histereznih ovojnic (za primer predhodno nepoškodovanega stebra) in eksperimentalnega odziva stebra SIS-FRP. Kot je vidno s slike je bila dejansko dosežena nosilnost precej nižja.



**Slika 4.40:** Primerjava napovedi histereznih ovojníc in eksperimentalnega odziva SIS-FRP (črtkana črta)  
**Figure 4.40:** Comparison of the hysteretic envelope predictions and experimental response for SIS-FRP (dashed line)

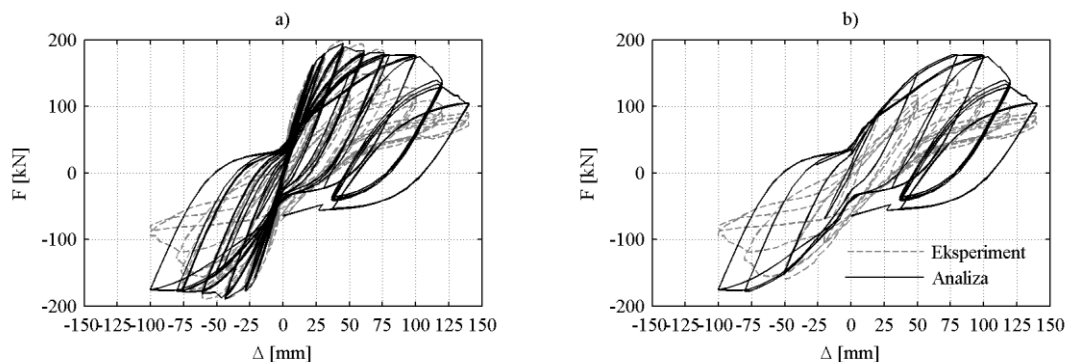
Da bi tudi analitično potrdili predpostavko, da je odziv stebra SIS-FRP narekoval odziv vzdolžne armature smo lamelni model stebra NIS (glej 4.2.4b) najprej ciklično obremenili z zgodovino pomikov iz preiskave NIS, nato smo nadaljevali izračun še z zgodovino pomikov za SIS-FRP.



**Slika 4.41:** Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: začetni model  
**Figure 4.41:** Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: initial model

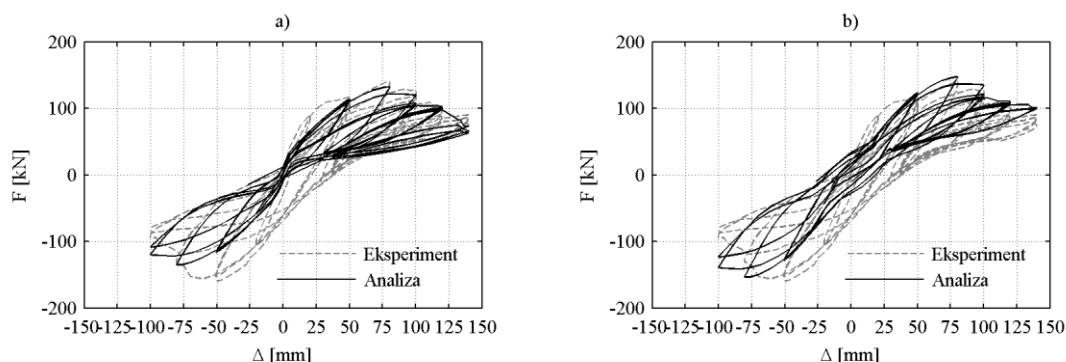
Rezultati teh analiz so prikazani na sliki 4.41, in sicer so na sliki a) prikazani rezultati za celotno analizo na sliki b) pa le del zgodovin, ki pripada modelu SIS-FRP. Opazimo, lahko torej, da če bi bila vzdolžna armatura nepoškodovana bi dosegli precej višjo silo, kot smo jo dejansko izmerili pri eksperimentalni analizi. Nato smo v računski model vpeljali dodatne kompleksnosti. Poleg upoštevanja mejnih deformacij za vzdolžno armaturo smo v model vplejali še možnost uklona vzdolžne armature, in sicer z upoštevanjem materialnega modela *ReinforcingSteel* (Kunnath *et al.* 2009) z modelom uklona po Gomesu in Appletonu (1997), s priporočenimi materialnimi parametri ( $l_{sr}=s/d_{bL}=50/8=6,25$ ;  $\beta=2,0$ ;  $r=0$ ;  $\gamma=0,5$ ). Samo ta korak ni bistveno izboljšal napovedi (Slika 4.42), zato smo dodatno upoštevali še vplive nizkocikličnega utrujanja armature, ki so v primeru krhke armature, kot je bila vgrajena v preizkušeni model stebra izkazali kot zelo pomembni. Poleg tega smo upoštevali še dejstvo, da vzdolžna armatura ni bila na vseh mestih enako podprta, torej dejstvo, da so se vzdolžne palice uklanjale z različnimi uklonskimi dolžinami (Slika 4.20).





**Slika 4.42:** Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: model z uklonom  
**Figure 4.42:** Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: buckling model

Najprej smo uporabili priporočene materialne parametre za nizko ciklično utrujanje ( $C_f=0,15$ ;  $\alpha=0,506$ ;  $C_d=0,389$ ), nato pa smo jih skušali skalibrirati tako, da bi čim boljše ujeli eksperimentalni odziv ( $C_f=0,15$ ;  $\alpha=0,50$ ;  $C_d=0,10$ ). S tem smo, vsaj kar se tiče ovojnice, oz. največjih sil v stebru dobili precej boljši rezultat, kot je vidno na sliki 4.43a. Nadalje smo nato upoštevali še, da je krovni sloj betona delno objet, t.j. da ne pričakujemo hipnega padca sile pri doseženi deformaciji cca.  $3,5\%$ , ampak, da se mu nosilnost počasi manjša, in, da se razpoke postopno zapirajo, t.j. da se zaradi neravnosti razpoke (angl. stuff in the cracks -SITC) pri povratku iz natega v tlak ta zapre že preden pridemo do nominalne deformacije 0. Tako smo dobili še nekoliko boljše rezultate, ki so prikazani na sliki 4.43b.



**Slika 4.43:** Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: model z  
nizkocikličnim utrujanjem (a) in postopnim zapiranjem razpok (b)

**Figure 4.43:** Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: model with low cycle fatigue  
(a) and stuff in the cracks (b)

Zgornje analize nam sicer služijo predvsem za poskus razlage odziva konkretnega preizkušanca. Za samo napoved odziva bi jih težko predvideli, saj bi se parametri od primera do primera najverjetneje razlikovali.

#### 4.4 I steber utrjen s plaščem iz ogljikovih vlaken (UIS-FRP)

##### 4.4.1 Opis preizkušanca UIS-FRP

###### a) Geometrija in materiali

Model UIS-FRP je bil povsem identičen kot NIS. Pred izvedbo utrditve s plaščem iz CFRP smo zaoblili ostre prereza v radiu 1-2 cm po navodilih proizvajalca vlaken, podobno kot v primeru predhodno poškodovanega I stebra (glej 4.3.1a). Tudi materiali so bili enaki kot v primeru stebra NIS. Lastnosti CFRP plašča so podane v preglednici 3.3.

###### b) Velikost osne sile v modelu

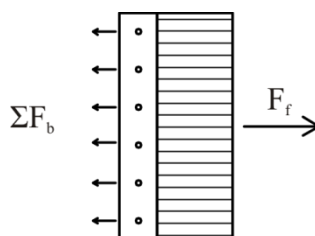
Oсна sila je bila 1000 kN, podobno kot pri neutrnjenem I stebru NIS.

### c) Opis preiskave in merilna mesta

Merilna mesta so bila identična kot v primeru neutrnjenega I stebra (glej sliko 4.13). Podobno kot v primeru predhodno poškodovanega I stebra smo na zunanjo površino plašča namestili še 10 merilnih lističev, s katerimi smo merili deformacije plašča v prečni smeri (osna smer vlaken). Prav tako smo merska mesta merilnih lističev na plašču označili s SF-X, kot v primeru stebra SIS-FRP (Slika 4.25).

### d) Sidranje plašča ob stojini

Preiskava utrjenega predhodno poškodovanega stebra je pokazala potencialne pomanjkljivosti sider iz ogljikovih vlaken, kot je prikazano v poglavju 4.3, zato smo skušali najti primernejšo rešitev za problem sidranja plašča ob stojini. Z namenom zagotovitve čim bolj zveznega sidranja smo se odločili za uporabo jeklenih ploščic, ki so bile pritrjene na steber z jeklenimi vijaki. Silo, ki so jo morali prevzeti vijaki  $\Sigma F_b$  smo določili iz nosilnosti plašča  $F_f$  pri efektivni deformaciji  $\varepsilon_{eff}=0,01$ , kot je prikazano na skici 4.44. Celoten potek dimenzioniranja sidrne ploščice je prikazan v prilogi A.3.

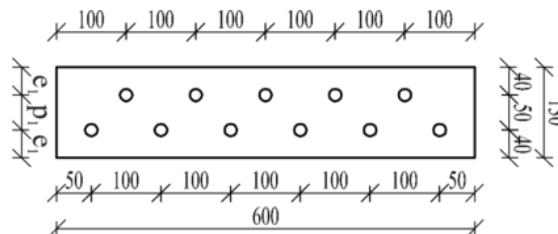


**Slika 4.44:** Dimenzioniranje sidrne ploščice  
**Figure 4.44:** Design of the anchor plate

Glede na zahteve smo določili potrebno število vijakov in debelino ploščice. Izbrali smo 11 vijakov M16 8.8, razporejenih kot je prikazano na skici 4.5 in ploščico dimenzij 600/130/8mm iz jekla S355.

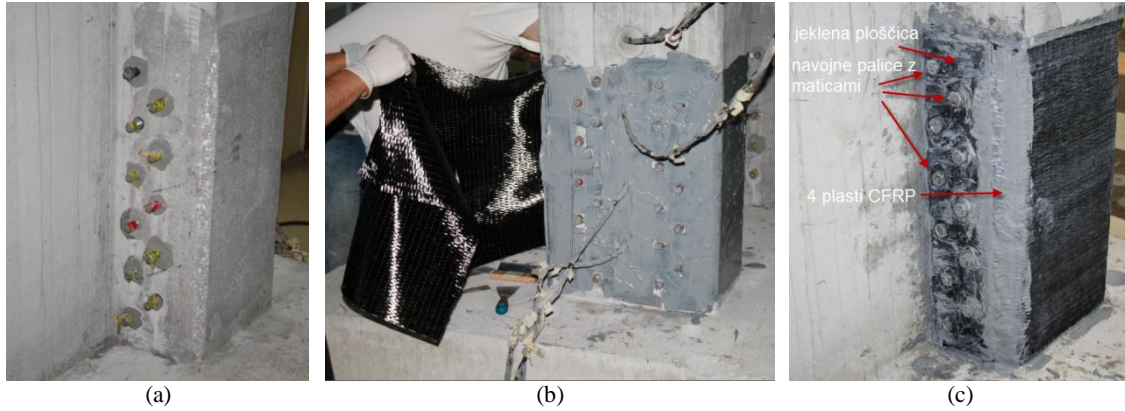
#### **Povzetek in načrt izvedbe sidranja:**

- 4 ploščice S355 600/130/8
- 4 x 11 navojnih palic M16 8.8 dolžine 35 cm
- 8 x 11 ustreznih matic in podložk (kotne podložke  $\sim 7^\circ$ )



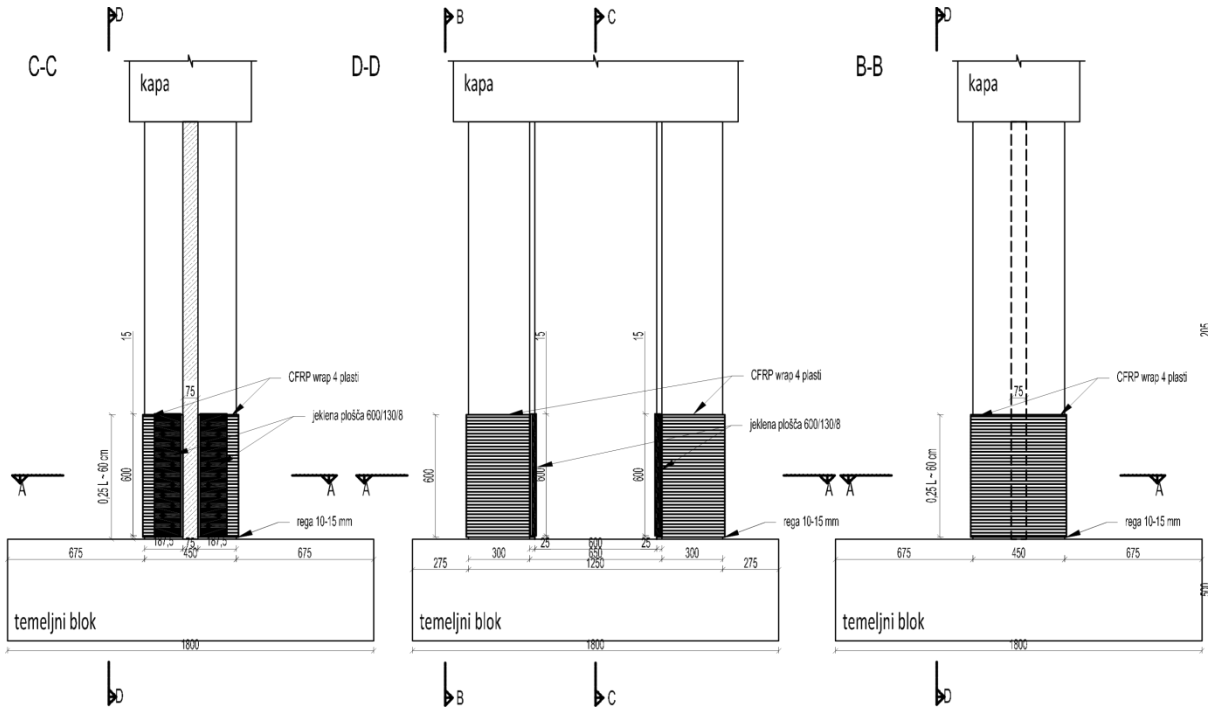
**Slika 4.45:** Skica jeklene ploščice za sidranje plašča iz CFRP ob stojini  
**Figure 4.45:** Sketch of the steel anchor plate

Površino stebra in robove smo pripravili v skladu z navodili proizvajalca vlaken, nato smo zvrtili luknje s premerom 25 mm skozi celo debelino pasnice v podanem rastru, tako da smo se pri vrtanju čim bolj izmaknili obstoječi armaturi. V ta namen smo na leseno lato predhodno označili položaj stremen. V luknje smo nato vstavili sidrne palice in jih zasidrili z ustrežno sidrno maso (Slika 4.46a). Na koncu smo obe pasnici ovili s po štirimi plastmi vlaken (Slika 4.46b), ter jih ob stiku med stojino in pasnico zasidrili z jeklenimi ploščicami, ki smo jih na steber pritrdili z vijaki (Slika 4.46c).

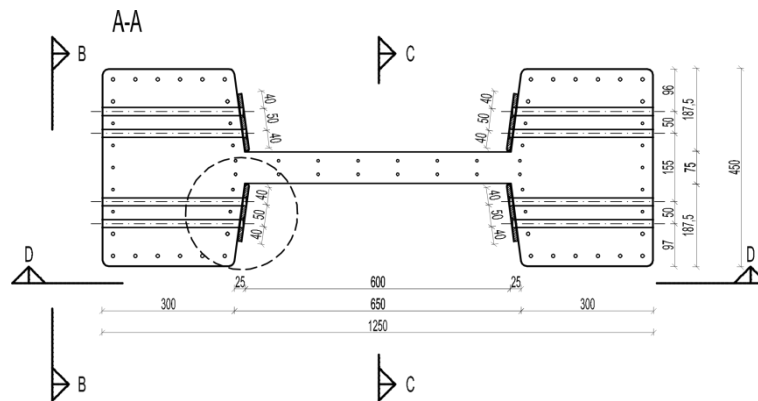


**Slika 4.46:** Izvedba utrditve: (a) pripravljeni vijaki, (b) nameščanje CFRP trakov, (c) končna izvedba  
**Figure 4.46:** Strengthening phases: (a) anchors, (b) CFRP laying, (c) final look

Skice izvedbe utrditve in položaj ploščic ter vijakov so prikazane na slikah 4.47 in 4.48.



**Slika 4.47:** Skica utrditve – sidranje z jeklenimi ploščicami: prerez in stranska pogleda  
**Figure 4.47:** Strengthening sketch – anchorage by steel plate: cross section and side views



**Slika 4.48:** Skica utrditve – sidranje z jeklenimi ploščicami: tloris  
**Figure 4.48:** Strengthening sketch – anchorage by steel plate: plan view

#### 4.4.2 Napoved odziva pred eksperimentom

##### a) Semi-empirična metoda

Rezultati analize prereza in pričakovane ovojnice preizkušanca UIS-FRP so praktično enaki kot v primeru SIS-FRP, zato jih tukaj ne bomo ponavljali. V primeru 4 plasti vlaken, kot smo jih uporabili pri preizkušancu UIS-FRP tako pričakujemo

##### b) Empirični izrazi po EN1998-3

Zasuk na meji tečenja smo določili z izrazom, ki ga standard EN1998-3 priporoča za stebre, t.j. z izrazom (2.138). Ob tem smo seveda tudi upoštevali priporočilo, da se zasuk na meji tečenja v primeru FRP plaščev ne spremeni, torej je pričakovani zasuk na meji tečenja enak kot pri preizkušancu NIS (glej 4.2.2b). Torej je znašal pričakovan pomik na meji tečenja tudi v primeru UIS-FRP:

$$\Delta_y = \theta_y L \approx 30 \text{ mm.}$$

Mejni zasuk modela stebra UIS-FRP ob predpostavki, da so uporabljeni konstrukcijski detajli ustrezni in, da gre za steber, je torej:

$$\theta_u = 1,00 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0+0,47 \cdot 0,0032 \frac{2525}{28,8} \right)}$$
$$\theta_u = 0,016 \cdot 0,857 \cdot 1,752 \cdot 1,822 \cdot 1,533 = 0,067,$$

kar pomeni, da lahko pričakujemo mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_u = \theta_u L = 0,0671 \cdot 2500 = 168 \text{ mm.}$$

Upoštevali smo, da geometrijski delež plašča znaša:

$$\rho_f = 4 \cdot 4 \frac{0,12}{30} = 0,0032.$$

Efektivna mejna napetost, ki smo jo določili z izrazom (2.365) pa

$$f_{f,e} = 0,015 \cdot 230000 \left( 1 - 0,7 \cdot 0,015 \cdot 230000 \frac{0,0032}{28,8} \right) = 2525 \text{ MPa}$$

Efektivnost objekta smo določili z izrazom (2.288), t.j. upoštevali smo, da gre za pravokoten prerez s stranicami  $b/h=30/45$  cm in radiem zaokrožitve robov  $R=2$  cm.

$$k_{ep} = 1 - \frac{(30/45)(45-4)^2 + (45/30)(30-4)^2}{3 \cdot 30 \cdot 45} = 0,47$$

Ob predpostavki, da so uporabljeni detajli ustrezni in s kombinacijo učinkov objekta stremen in FRP, bi lahko pričakovali mejni zasuk v vrednosti:

$$\theta_u = 1,00 \frac{0,016}{1,0 \cdot 1,0} 0,3^{0,13} \left[ \frac{0,055}{0,131} 28,8 \right]^{0,225} \left( \frac{2500}{450} \right)^{0,35} 25^{\left( 0,72 \cdot 0,0037 \cdot \frac{240}{28,8} + 0,47 \cdot 0,0032 \cdot \frac{2525}{28,8} \right)}$$
$$\theta_u = 0,016 \cdot 0,857 \cdot 1,752 \cdot 1,822 \cdot 1,646 = 0,072,$$

čemur ustreza mejni pomik v vrednosti:

$$\Delta_u = \theta_u L = 0,072 \cdot 2500 = 180 \text{ mm.}$$

#### 4.4.3 Obnašanje stebra med eksperimentom

##### a) Odziv stebra po fazah

**Faza 0 ( $N=1000$  kN)**

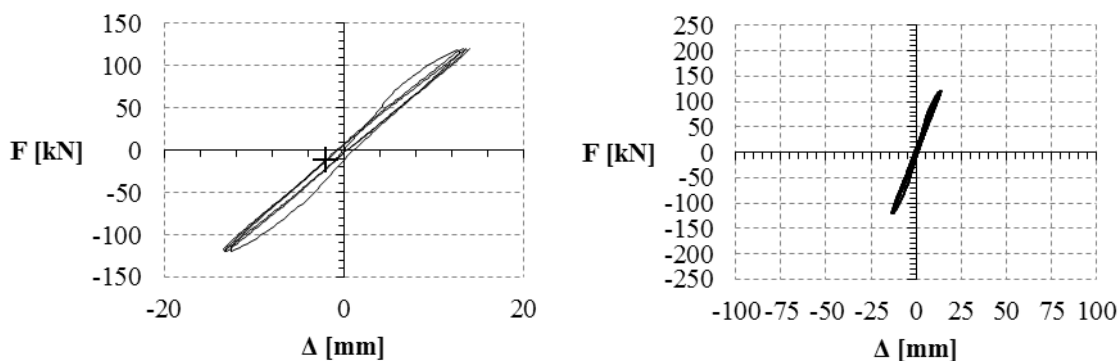
Najprej smo preizkušane UIS-FRP, podobno kot predhodne obremenili z osno silo cca. 1000 kN.

**Faza 1-3**

V začetnih fazah do teoretične sile pri nastanku upogibnih razpok nismo opazili nikakršnih posebnosti. V teh fazah smo krmilili silo do 60 kN v vsaki fazi smo jo povečali za 20 kN. Pri sili 60 kN je bila največja deformacija v vzdolžnih palicah cca.  $500\mu$ .

**Faza 4 ( $F=\pm 120$  kN)**

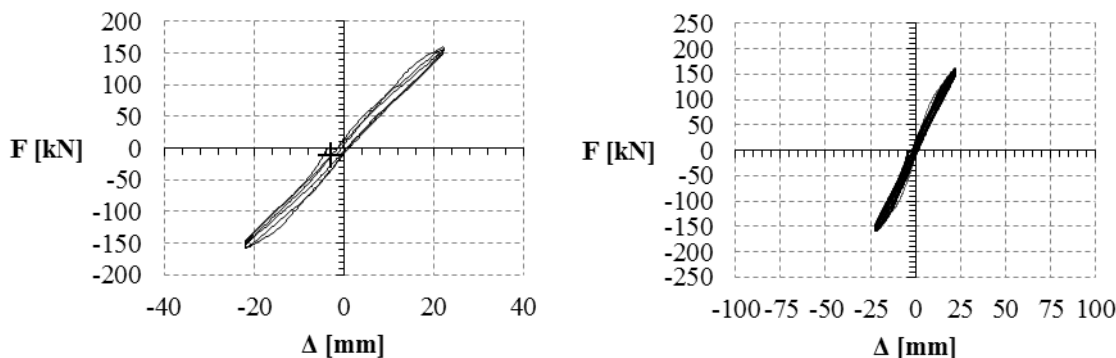
V prvem ciklu četrte faze je pri sili 120 kN in pomiku 12,55 mm nastala prva razpoka ob vpetju stebra, in sicer na obeh pasnicah. Tudi višje je bilo opaziti lasaste razpoke do višine cca. 90 cm. V naslednjih ciklih so se pojavljale lasaste razpoke tudi višje, do višine cca. 120 cm. Pri tem so bile izmerjene deformacije na merilnih lističih v robnih vzdolžnih palicah cca.  $1000-1500\mu$ . Razpoka ob vpetju se do konca faze ni širila. Histerezni odziv preizkušanca v četrthi fazi je prikazan na sliki 4.49.



**Slika 4.49:** Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do četrte faze  
**Figure 4.49:** Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase four

**Faza 5 ( $F=\pm 160$  kN)**

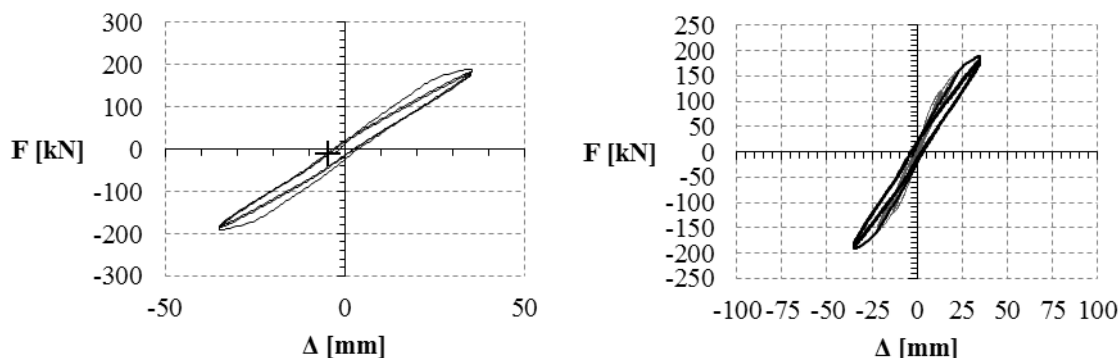
V fazi 5 smo krmilili silo do 160 kN. Pri tem smo dosegli pomik 22 mm (Slika 4.50). Med obremenjevanjem se je slišalo pokanje epoksidne smole. Do konca faze so vidne lasaste razpoke praktično do vrha stebra. Plastična deformacija na koncu faze je bile cca. 1,5 mm. Na merilnih lističih na robnih vzdolžnih palicah smo izmerili deformacijo cca.  $2800\mu$ , kar pomeni da smo bili tik pred začetkom tečenja. V drugem ciklu pete faze smo nekoliko privili vijake, s katerimi je bil temelj pritrjen na reakcijsko ploščo laboratorija, saj smo opazili da se rahlo dviguje. V tretjem ciklu pete faze se je pojavila razpoka v temelju, in sicer na obeh straneh stebra.



**Slika 4.50:** Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do pete faze  
**Figure 4.50:** Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase five

**Faza 6 ( $\Delta=\pm 35$  mm)**

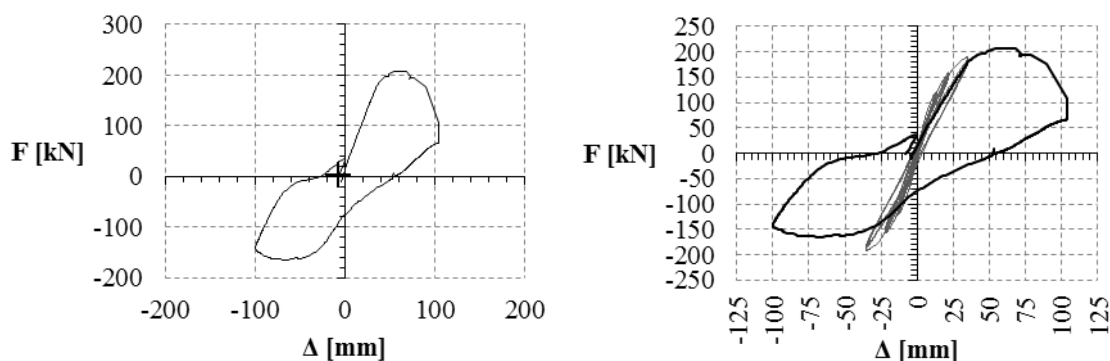
V fazi 6 smo začeli s krmiljenjem pomika in sicer do 35 mm. Pri tem je bila dosežena največja sila 189 kN v pozitivnem delu cikla, v negativnem pa 192 kN (Slika 4.51). Pri tem je bila izmerjena deformacija v vzdolžnih palicah cca. 6000 $\mu$ . Razpoka ob vpetju se je sicer rahlo odpirala, vendar so meritve zaznale plastifikacijo v armaturi tudi na višini cca. 30 cm. Na koncu faze je bila rezidualna deformacija cca. 2 mm. V drugem ciklu faze 6 so se pojavile razpoke tudi v stojini. Do konca faze je nastalo le nekaj novih razpok.



**Slika 4.51:** Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do šeste faze  
**Figure 4.51:** Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase six

#### *Faza 7 ( $\Delta = \pm 50$ mm)*

V sedmi fazi smo začeli z vsiljevanjem pomika do 50 mm, vendar pa je pri pomiku cca. 48 mm prišlo do pomanjkanja potiska v batu, kar je nato botrovalo k nenadzorovanemu pomiku bata, ki je hipno potegnil steber do porušitve (Slika 4.52). V trenutku so se potrgale praktično vse natezne palice, medtem ko je ostala tlačna cona nepoškodovana, ravno tako plašč.



**Slika 4.52:** Histerezno obnašanje modela UIS-FRP do sedme faze  
**Figure 4.52:** Hysteretic behaviour of specimen UIS-FRP until phase seven

#### **4.4.4 Ocena odziva stebra po eksperimentu**

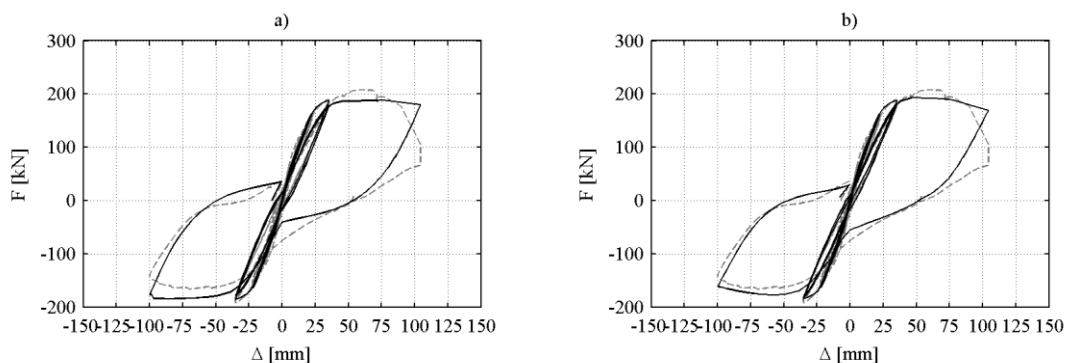
Kljub temu, da se je eksperiment ponesrečil smo glede na ugotovitve iz po-eksperimentalne analize preizkušanca SIS-FRP pripravili lamelni model s katerim smo skušali zajeti bistvene karakteristike problema, kot so objetje betona s FRP plaščem, možnost uklona armature, nizkociklično utrujenje armature in postopno zapiranje upogibnih razpok (glej 4.3.4). Primerjava eksperimentalnega in analitičnega odziva je prikazana na sliki 4.53, in sicer v primeru a) gre za osnovni model, v primeru b) pa za kompleksni model, podobno kot v primeru SIS-FRP. Podobno kot v primeru NIS je analitično določena največja prečna sila v stebru nekoliko nižja kot eksperimentalno izmerjena vrednost. Razlog za to je ponovno nekoliko večja dejanska osna sila kot v analizi kjer smo upoštevali konstantno vrednost 1000 kN (dejansko je bila največja izmerjena vrednost osne sile med sunkom v desno 1267

kN). Pri ponovitvi analize pri konstantni osni sili 1267 kN dobimo podobno največjo osno silo kot v eksperimentu (Slika 4.54).

Glede na ugotovitve glede obnašanja stebra s škatlastim prerezom utjenega s FRP trakovi (UKŠS-FRP) smo tudi v primeru UIS-FRP upoštevali, da se dolžina platičnega členka zmanjša. Dolžino plastičnega členka smo sicer določili z izrazom (2.126), z upoštevanjem priporočil o minimalni dolžini plastičnega členka v utrjenih prerezih po Priestley *et al.* (1996b):

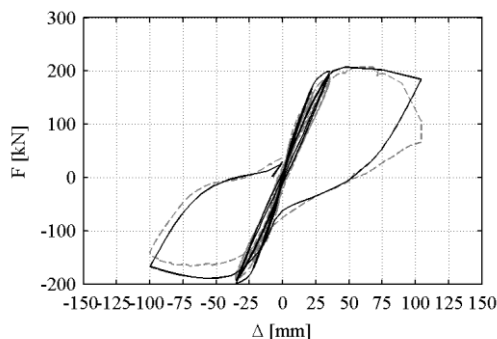
$$L_{pl} = 0,044d_{bL}f_{sy} + g = 0,044 \cdot 8 \cdot 630 + 15 = 237 \text{ mm}$$

kjer je  $g$  širina rege, ki smo jo pustili ob vpetju stebra (Slika 4.47).



**Slika 4.53:** Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP: osnovni model (a) in kompleksni model (b)

**Figure 4.53:** Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen: base model (a) and complex model (b)



**Slika 4.54:** Primerjava analitičnih in eksperimentalnih rezultatov za preizkušane SIS-FRP pri povečani osni sili (izmerjen maksimum 1270 kN)

**Figure 4.54:** Comparison analytical and experimental results SIS-FRP specimen considering larger axial force (as measured max 1270 kN)

#### 4.5 Zaključki eksperimentalnih študij mostnih stebrov z I prerezom

V primeru I stebrov smo najprej na podlagi posebne študije izbrali tipičen steber z I prerezom. Posebno pozornost smo namenili količini in izvedbi prečne armature v takih stebrih, za katero smo ugotovili, da v večini primerov ne zadostuje vsem zahtevam, ki jih zahteva standard EN1998-2. V določenih primerih je zagotovljena le polovica predpisane prečne armature. Poleg tega se v nekaterih primerih pojavljajo tudi primeri stremen, ki imajo preklope izvedene po zunanjem robu prereza, zato smo v eksperimentalnih preiskavah uporabili takšen detajl. Količina stremen je sicer zagotavljala zadostno strižno nosilnost stebra, ni pa zadoščala ostalim zahtevam standarda EN1998-2, glede zagotavljanja objeta jedra prereza in preprečitve uklona vzdolžne armature. Eksperimentalna preiskava je potrdila neustreznost takšnih detajlov saj je prišlo do uklona vzdolžne armature, ki mu je sledil padec sile za 20%, kar smo označili kot porušitev že pri duktilnosti cca. 2,3. Če upoštevamo dejstvo, da je takšna duktilnost določena brez kakršnihkoli varnostnih faktorjev, lahko sklepamo, da za

mostove, v katerih stebri vsebujejo podobna stremena, nikakor ne bi smeli upoštevati faktorja obnašanja 3,5, ki ga običajno upoštevamo pri projektiranju grednih mostov.

Po končani preiskavi smo steber NIS, ki je opisan v poglavju 3.1.2, najprej sanirali z uporabo sanacijske malte, in ga nato ovili s plaščem iz CFRP (SIS-FRP). Ker nas je zanimal predvsem odziv pri večjih duktilnostih razpoke ob vpetju stebra nismo skušali injektirati, prav tako nismo poskušali ravnati uklonjenih palic ali stikovati (npr. z varjenjem) odprtih stremen. Poleg tega je bil namen preiskave tudi ovrednotiti učinkovitost sidranja FRP plašča na področju stika med pasnico in stojino z uporabo sider iz ogljikovih vlaken. Zaradi precejšnjih poškodb stebra tako nismo pričakovali precejšnjega izboljšanje v smislu nosilnosti, zanimal pa nas je vpliv na duktilnost stebra. Preiskava je tako pokazala, da izvedba sider iz karbonskih vlaken za ta primer ni primerna, saj je sidranje zagotovljeno le točkovno, zato smo pri stebru UIS-FRP uporabili drugačen pristop za sidranje, in sicer smo uporabili jeklene ploščice, poleg tega pa se je pokazalo, da izbrana količina objekta ni zadostna za preprečitev uklona vzdolžne armature, zato smo pri stebru UIS-FRP uporabili 4 plasti CFRP. Preiskava stebra UIS-FRP je od začetka kazala, da se plastifikacija vzdolžne armature širi po višini in je zato nakazovala obetajoče rezultate, vendar pa je zaradi težav z opremo prišlo do prezgodnje porušitve stebra. V obeh primerih I stebrov se je pokazala tudi potencialna nevarnost uporabe razmeroma krhke armature, ki se jo običajno uporablja v vsakdanji praksi, saj v primeru majhne deformabilnosti jekla duktilnosti z uporabo plaščev z namenom izboljšanja razmer v tlačni coni praktično ne moremo efektivno povečati.



Ta stran je namenoma prazna

## 5 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA TIPIČNIH STAREJŠIH VIADUKTOV

Slučajnost potresne obtežba ima sicer velik vpliv na oceno verjetnosti prekoračitev mejnih stanj gradbene konstrukcije, vendar pa se v gradbenih konstrukcija pojavljajo tudi drugi viri negotovosti, ki lahko prav tako pomembno vplivajo na odziv konstrukcije pri potresni obtežbi. Pri potresnih analizah imajo te nezanesljivosti mogoče še večji pomen, kot pri statičnih analizah, saj je tudi matematično modeliranje konstrukcij izpostavljeno precejšnjim negotovostim.

V nalogi smo skušali na preprostih primerih oceniti vpliv nekaterih sistemskih parametrov, kot so geometrija prereza, tlačna trdnost betona, meja tečenja jekla in osna sila v stebrih, na odziv konstrukcije med potresi.

Izbrana metoda za oceno potresnega tveganja, t.i. metoda PEER z upoštevanjem epistemičnih nezanesljivosti je na kratko opisana v poglavju 5.1, krajši povzetek osnovne ideje zanesljivosti konstrukcij pa je podan tudi v poglavju 2, in sicer v razdelkih 2.3.2, 2.3.2a) in 2.3.2b).

V poglavju 5.2 smo na enostavnem primeru prikazali postopek izvedbe metode po korakih. Ovrednotili smo vpliv nezanesljivosti t.i. sistemskih parametrov, oziroma t.i. epistemičnih nezanesljivosti. Najprej smo opravili analizo z determinističnim modelom (angl. best estimate model - BEM), nato smo opravili 1000 »naivnih« Monte Carlo simulacij (angl. Simple Random Sampling - SRS) in nato še analize z nekaterimi metodami za zmanjševanje variance z uporabo t.i. stratificiranega vzorčenja (Latin Hypercube Sampling - LHS).

Za učinkovito izvedbo analiz potresnega tveganja je potrebno imeti na voljo primerna računalniška orodja, saj bi bila ročna obdelava ogromne količine rezultatov in priprave naključnih matematičnih modelov zelo zamudna. Zato smo razvili nekatera lastna programska orodja za pripravo modelov in obdelavo rezultatov analiz. Programska orodja so opisana v razdelku 5.3.

V poglavju 5.4 so opisane analizirane mostne konstrukcije na katerih smo ovrednotili vplive nekaterih parametrov na potresno tveganje, rezultati študije pa so povzeti v poglavju 5.5. Poleg tega smo na enostavnih primerih ovrednotili tudi možnost uporabe potresne izolacije za izboljšanje potresnega odziva mostov (Poglavje 5.6) in tudi vpliv načina modeliranja/izvedbe krajnih opornikov na potresne zahteve v stebrih razmeroma regularnega viadukta (Poglavje 5.7).

### 5.1 Opis metode, ki je uporabljena za oceno potresnega tveganja

Verjetnostni vidik potresnih vplivov zajema kdaj, kje in kako močni bodo prihodnji potresi. V to skupino sodijo tudi načini gibanja tal, torej oblika akceleroگرامov, pospeški, frekvence... Odziv in kapaciteta konstrukcij sta preverjena v ekstremnih nelinearnih območjih, kjer pričakujemo velike poškodbe, oziroma celo porušitve.

Če bi imeli na razpolago vse podatke o konstrukciji, vključno z geometrijo, s karakteristikami vgrajenih materialov in obtežbo, ki deluje nanjo, ter odziv konstrukcije na podano obtežbo, bi lahko z gotovostjo napovedali, če se konstrukcija bo, oziroma ne bo, porušila, oz. močno poškodovala v določenem časovnem obdobju. Vendar pa v inženirskih problemih vseh teh podatkov nimamo, oziroma ne poznamo njihovih točnih vrednosti, zato navadno predpostavimo njihove konservativne vrednosti. Negotovosti podatkov lahko navadno delimo v take, ki so posledica bodisi:

- naravnih vzrokov, kot so negotovost zaradi nepoznavanja obtežbe (npr. potres, veter, sneg) in razlik v materialnih karakteristikah vgrajenih materialov, bodisi
- človeških vzrokov, kot so negotovost odstopanja izvedenih vrednosti od projektnih (drugačen material, računske napake, spremembe v geometriji, matematični modeli itd...)

Pri ocenjevanju varnosti obstoječih konstrukcij imamo navadno na razpolago tudi meritve karakteristik konstrukcije (dimenzije, obtežba, lastnosti vgrajenih materialov...). Glede na to, da lahko

iz meritev dobimo veliko podatkov o konstrukciji, igra konservativnost, ki je še kako potrebna v času projektiranja, pri oceni obstoječih konstrukcij manj pomembno vlogo.

Vpliv negotovosti v oceni varnosti konstrukcije zajamemo z uporabo verjetnostnih metod, oziroma simulacij raznih možnih dogodkov. Osnove za oceno obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi s pomočjo verjetnostnih metod so podali Cornell *et al.* (2002) (glej 2.3.2b). V originalni metodi se navadno eksplicitno upošteva zgolj slučajnost, ki je posledica obremenitev z različnimi akcelerogrami (angl. record-to-record variability). Ostale nezanesljivosti se lahko upošteva eksplicitno ali z uporabo predpostavljenih slučajnih faktorjev.

Za oceno vpliva sistemskih parametrov na potresni odziv konstrukcije običajno izvedemo veliko število simulacij z upoštevanjem nezanesljivosti s pomočjo naključnih spremenljivk z uporabo t.i. metode Monte Carlo. Metoda je precej enostavna in lahko razumljiva, vendar pa je njena uporaba zamudna in se je zato v vsakdanji praksi običajno ne uporablja, z izjemo zelo preprostih primerov. V večjih inženirskih problemih, ki zahtevajo daljše računske čase, je primerneje uporabiti različne metode za zmanjševanje variance.

Za oceno verjetnosti prekoračitve mejnih stanj pri potresni obtežbi navadno uporabljamo t.i. stratificirano vzorčenje z bodisi Latinsko Hiper Kocko (angl. Latin Hyper Cube Sampling - LHS), bodisi z Opisnim vzorčenjem (angl. Descriptive Sampling – DS), ki sta opisani v razdelkih 5.1.1b), oz. 5.1.1c). Prvi je uporabo te metode v potresnem inženirstvu pri nas apliciral Dolšek (2009). V literaturi se navadno ne loči med obema metodama, vendar pa se pri originalni LHS metodi ohrani vsaj nekaj »naključnosti« pri generiranju spremenljivk, pri DS pa si preprosto izberemo vrednosti na polovici izbranih intervalov na krivuljah kumulativne verjetnostne krivulje (Saliby 1997). V osnovi pa sta postopka enaka. Uporaba stratificiranega vzorčenja je utemeljena z dejstvom, da je naključnost spremenljivk manj pomembno od njihovega vrstnega reda. S stratificiranim vzorčenjem lahko občutno zmanjšamo potrebno število simulacij, t.j. nekaj deset, namesto nekaj tisoč. Običajno je dovolj že dvakrat toliko simulacij kot je naključnih spremenljivk (Dolšek 2009). Po določitvi vrednosti spremenljivk z inverzno metodo moramo opraviti permutiranje vrstnega reda spremenljivk, tako da dosežemo želeno korelacijo med njimi. To opravimo z različnimi genetskimi algoritmi, kot je npr. simulirano ohlajanje (ang. »Simulated Annealing«), kot to predlagata Vorechovsky in Novak (2003; 2009).

V primerih, ko nas zanima zgolj naključnost pojava potresne obtežbe pa največkrat uporabljamo generiranje po pomembnosti, kot sta ga pri svojem delu uporabljala npr. Kante (2005) in Zevnik (2007).

### 5.1.1 Simulacije

V inženirskih problemih večkrat naletimo na spremenljivke, ki niso točno določene, pač pa lahko zasedejo določene vrednosti, za katere predpostavimo neko porazdelitveno funkcijo. Če želimo pridobiti neke naključne podatke lahko uporabimo t.i. generirane naključne spremenljivke, ki jih pripravimo z izvajanjem simulacij, t.j. z generiranjem slučajnih spremenljivk  $X$  z določeno porazdelitveno funkcijo  $F_X(x)$ , t.j. z metodo Monte Carlo (Turk 2008).

Generiranje vzorca slučajne spremenljivke  $X$  temelji na vzorcu enakomerno porazdeljene slučajne spremenljivke  $R$  s porazdelitveno funkcijo

$$F_R(r) = r, r \in [0,1] \quad (5.1)$$

Vzorca povsem slučajne spremenljivke ni lahko generirati. Zato z računalniki običajno generiramo vzorce tako imenovanih psevdo-slučajnih števil, ki so pravzaprav zaporedja determinističnih števil z zelo veliko periodo ponovitve. Ta zaporedja imajo enake lastnosti kot zaporedja povsem slučajnih

števil. Vzorec poljubno porazdeljene slučajne spremenljivke ali vektorja lahko generiramo z različnimi metodami, vendar pa, kot to navaja Turk (2008), najpogosteje uporabljamo inverzno metodo, ki je najprimernejša za generiranje neodvisnih slučajnih spremenljivk. V nadaljevanju so predstavljene metode vzorčenja, ki smo jih uporabili v okviru naloge.

#### a) Metoda Monte Carlo (tudi Simple random sampling - SRS)

Uporaba SRS zahteva veliko računskega časa, saj običajno zahteva ogromno število simulacij (tudi nekaj milijonov) in se v vsakdanji praksi navadno ne uporablja, čeprav je njena uporaba razmeroma enostavna. V splošnem jo lahko uporabljamo za poljubne aplikacije, vendar je, kljub vedno hitrejšim računalnikom, primernejša le za računsko manj zahtevne probleme. Na sliki 5.1 je s kvadrati prikazano generiranje naključne spremenljivke (npr. tlačne trdnosti betona,  $f_c$ ) z uporabo inverzne metode s pomočjo SRS

$$x_{j,i} = F^{-1} \left[ R_{j,i} \right]; i = 1, \dots, N_{sim}; j = 1, \dots, N_{var} \quad (5.2)$$

V zgornjem izrazu je  $x_{j,i}$  vrednost naključne spremenljivke s kumulativno porazdelitveno funkcijo  $F^{-1}(x)$ ,  $R_{j,i}$  pa vrednost naključne spremenljivke z enakomerno porazdelitvijo na intervalu  $[0,1]$ . Indeks  $i$  pomeni številko simulacije (od 1 do  $N_{sim}$ ), indeks  $j$  pa številko spremenljivke (od 1 do  $N_{var}$ ).

#### b) Vzorčenje z Latinsko hiper kocko (angl. Latin hypercube sampling - LHS)

Kot ena izmed metod za zmanjševanje variance se že nekaj časa uporablja t.i. stratificirano vzorčenje (McKay *et al.* 1979). Zagovorniki stratificiranega vzorčenja utemeljujejo uporabo LHS z dejstvom, da je naključnost spremenljivk manj pomembna od njihovega vrstnega reda in zato za analizo nepotrebna. S stratificiranim vzorčenjem lahko občutno zmanjšamo potrebno število simulacij  $N_{sim}$  (nekaj deset do sto, namesto nekaj tisoč). LHS vzorčenje opravimo z uporabo izraza (5.3).

$$x_{j,i} = F^{-1} \left[ \frac{(i-1 + R_i)}{N_{sim}} \right]; i = 1, \dots, N_{sim}; j = 1, \dots, N_{var} \quad (5.3)$$

#### c) Opisno vzorčenje (angl. Descriptive sampling - DS)

Opisno vzorčenje (DS), ki temelji na deterministični izbiri vhodnih vrednosti in njihovih naključnih permutacijah, predstavlja velik preskok v ideji izvajanja Monte Carlo simulacij. Pri tej metodi namreč pozabimo na idejo, da potrebujemo za opis naključnega obnašanja naključno generirane vrednosti (Saliby 1997). Lahko rečemo, da je DS pravzaprav nadgradnja LHS, v smislu, da izberemo namesto naključnega števila iz intervala  $i$ , kar vrednost na sredini intervala. V večini primerov iz novejših literature se pod pojmom LHS pravzaprav pojavlja DS. DS izvedemo z uporabo izraza:

$$x_{j,i} = F^{-1} \left[ \frac{(i-0,5)}{N_{var}} \right]; i = 1, \dots, N_{var}; j = 1, \dots, N_{sim} \quad (5.4)$$

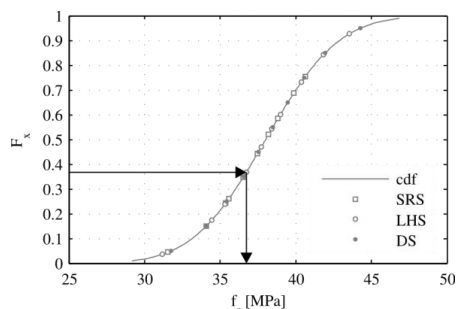
Nekateri drugi pristopi (npr. Huntington in Lyrintzis 1998) namesto vrednosti na polovici intervala predlagajo izbiro vrednosti na mediani intervala. S tem se ohrani več lastnosti porazdelitvene funkcije, kot v prvem primeru.

$$x_{j,i} = \frac{\int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} x \cdot f_i(x) dx}{\int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} f_i(x) dx} = N_{sim} \cdot \int_{y_{i,j-1}}^{y_{i,j}} x \cdot f_i(x) dx; i = 1, \dots, N_{sim}, j = 1, \dots, N_{var} \quad (5.5)$$

Ta metoda je primernejša v primerih, ko nas zanimajo predvsem vrednosti ob robovih porazdelitvene funkcije.

#### d) Primerjava uporabljenih metod

V primeru uporabe standardne Monte Carlo metode sta v generiranem vzorcu prisotna dva tipa variacije. Prvi je posledica naključnosti vzorca, drugi pa naključnosti zaporedja vrednosti. Glede na nekatere raziskovalce je le drugi tip neizogiben, prvi pa je pravzaprav nepotreben. Poznati moramo le število simulacij, oziroma število intervalov, iz katerih bomo zajemali vrednosti. Na sliki 5.1 so skupaj prikazani primeri generiranja naključne vrednosti tlačne trdnosti betona z inverzno metodo. Opazimo, da pri majhnem številu vzorcev SRS slabo zajame vrednosti iz celotnega intervala, medtem ko LHS, oz. DS zajemajo vzorce iz celotne zaloge vrednosti.

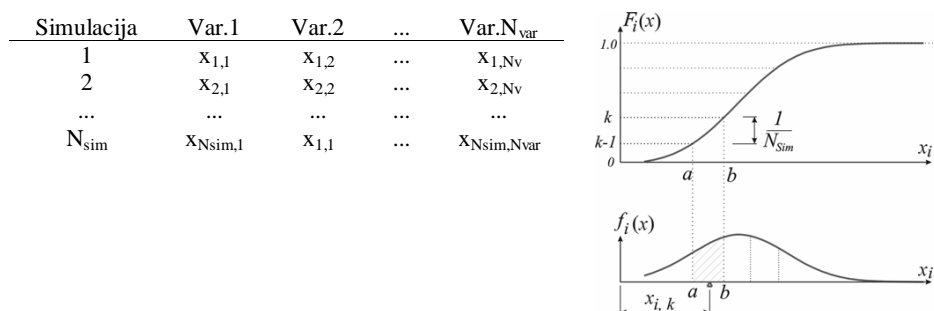


**Slika 5.1:** Primerjava vrednosti na CDF za različno generirane (SRS, LHS in DS) vrednosti tlačne trdnosti betona  $f_c$

**Figure 5.1:** Comparison of CDF values for different sampling methods (SRS, LHS and DS) values for concrete compressive strength  $f_c$

#### e) Simulirano ohlajanje (angl. Simulated Annealing)

Z uporabo stratificiranega vzorčenja (LHS oz. DS) se nam v vzorcu pojavi nezaželena korelacija med spremenljivkami. Npr. namesto, da bi bili 2 naključni spremenljivki popolnoma ne-korelirani, postaneta z uporabo LHS, oz. DS popolnoma korelirani. S permutiranjem vzorca (vrstnega reda) naključnih števil lahko minimiziramo razliko med ciljno in dejansko korelacijsko matriko. Problem se da rešiti npr. z uporabo t.i. Simuliranega ohlajanja, metode, ki sta jo predlagala Vorechovsky in Novak (2003). Pri nas je prvi to metodo za oceno potresnega tveganja uporabil Dolšek (2009) na primeru AB okvirjev.



**Slika 5.2:** Shema izvajanja stratificiranega vzorčenja (Vorechovsky in Novak 2003)

**Figure 5.2** Stratified sampling scheme (Vorechovsky in Novak 2003)

Problem neželene korelacije med naključnimi spremenljivkami je še posebej izrazit pri majhnih vzorcih (10-100), kot jih dobimo v primeru stratificiranega vzorčenja. Stratificirano vzorčenje se izvaja v dveh korakih. Najprej z inverzno metodo generiramo vsako izmed  $N_v$  spremenljivk posebej. S tem dobimo za vsako spremenljivko  $Var_i$  npr.  $N_{sim}$  vzorcev, kjer je  $N_{sim}$  predvideno število simulacij.

Nato z namenom doseganja predpisane korelacije med spremenljivkami urejamo (permutiramo) vrstni red elementov v vzorcu posameznih spremenljivk. Tukaj pride na vrsto uporaba t.i. genetskih algoritmov, oz. metode Simuliranega ohlajanja.

Po vzorčenju sta navadno prisotna dva problema povezana s korelacijo spremenljivk. Prvič, med vzorčenjem se pojavi nezaželena korelacija med spremenljivkami (stolpci v preglednici na sliki 5.2), kar je precej pogosto v primeru majhnega števila simulacij in drugič, ker so nekatere spremenljivke lahko korelirane med seboj se moramo čim bolj približati predpisani korelacijski matriki. Torej moramo vrednosti v stolpcih preglednice (Slika 5.2) preurediti, tako da odstranimo nezaželeno korelacijo, oz. da vpeljemo želeno korelacijo. Od uveljavitve stratificiranega vzorčenja v sedemdesetih letih prejšnjega stoletja (McKay *et al.* 1979) so se pojavile različne metode zagotovitve predpisane korelacije med spremenljivkami. Metode temeljijo na iterativnem osveževanju vzorčne matrike z naključnimi permutacijami vektorjev, kar v primeru velikega števila vzorcev pomeni veliko računskega časa, kar nadalje zmanjšuje prednosti uporabe stratificiranega vzorčenja. Pri metodi zagotavljanja zelene korelacijske matrike v primeru Simuliranega ohlajanja (Vorechovsky in Novak 2003) gre za optimizacijski problem, t.j. razlika med ciljno (predpisano) korelacijsko matriko  $K$  in generirano matriko  $S$  mora biti minimalna. V ta namen vpeljemo mero  $E$ , s katero ovrednotimo trenutni rezultat. Npr. maksimalno razliko med členi matrik  $K$  in  $S$

$$E_{\max} = \max_{1 \leq i < j \leq N_v} |S_{i,j} - K_{i,j}|, \quad (5.6)$$

ali npr. normo, ki zajema vsa odstopanja korelacijske matrike.

$$E_{\text{overall}} = \sqrt{\sum_{i=1}^{N_v-1} \sum_{j=i+1}^{N_v} (S_{i,j} - K_{i,j})^2} \quad (5.7)$$

*Norm E* je torej naša namenska funkcija optimizacijskega problema, projektne spremenljivke pa so povezane z vrstnim redom vzorcev (Slika 5.2). Znano je, da z različnimi determinističnimi optimizacijskimi metodami težko najdemo globalni minimum, ker se težko izognemo morebitnim lokalnim minimumom. Intuitivno lahko sklepamo, da ima naš problem več lokalnih minimumov, zato potrebujemo metodo, ki se bo z neko verjetnostjo znala izogniti lokalnim minimumom. Za to so se izkazali primerni genetski algoritmi, ki delujejo v dveh korakih: mutacija in izbira potomcev.

**Korak 1 (mutacija):** Z uporabo permutacijske matrike  $X$  naključno generiramo naključne vrstne rede v vzorcih spremenljivk. Nato določimo vrednost namenske funkcije *norm E* (imenovana tudi potomec - angl. offspring) z uporabo nove korelacijske matrike. Vrednost norme  $E$ , ki smo jo izračunali v prejšnjem koraku imenujemo starš (angl. parent).

**Korak 2 (izbira):** V tem koraku izbiramo med »staršem« in »potomcem«. V novo generacijo gre permutacijska matrika  $X$ , ki ustreza boljšemu, t.j. tistemu, pri katerem je vrednost namenske funkcije *norm E* manjša.

Vendar se tudi ta metoda lahko »ulovi« na lokalni minimum. Korak »izbira« lahko izboljšamo z optimizacijsko metodo imenovano Simulirano ohlajanje. Metoda je precej robustna in neodvisna od začetne permutacijske oblike. Metoda temelji na Boltzmann-ovi porazdelitvi:

$$P_r(E) \approx e^{\left(\frac{-\Delta E}{k_b T}\right)}, \quad (5.8)$$

kjer je  $\Delta E$  razlika med normama  $E$  pred in po izvedenem koraku. Z omenjeno porazdelitvijo opisujemo sistem v temperaturnem ravnotežju pri temperaturi  $T$ , ki ima energijo verjetnostno porazdeljeno med vsemi energijskimi stanji  $\Delta E$ . Boltzmann-ova konstanta  $k_b$  povezuje temperaturo in energijo sistema. Celo v primeru nizkih temperatur obstaja majhna verjetnost, da je sistem lokalno v zelo visokem energijskem stanju. Torej obstaja možnost, da se sistem premakne iz lokalnega energijskega minimuma bližje boljšemu minimumu. V koraku 2 (izbira) lahko pride do dveh možnosti:

1. Nova razporeditev potomcev prispeva k zmanjšanju *norm E*. Rezultat seveda sprejmemo za nadaljnji izračun.

2. Nova razporeditev potomcev ne zmanjša *norm E*. Tak potomec je sprejet z določno verjetnostjo glede na porazdelitev (5.8). Verjetnost sprejema se spreminja s temperaturo  $T$ . Pri tej metodi je verjetnost, da določimo globalni minimum precej večja kot pri determinističnih metodah. Za konstanto  $k_b$  lahko vzamemo, da je enaka 1. Pri uporabi metode se pojavi še problem kako nastaviti začetno temperaturo sistema. Glede na to, da ležijo vrednosti v korelacijski matriki v intervalu  $[-1,1]$  je maksimalna vrednost namenske funkcije *norm E* enaka 2. Torej lahko začetno temperaturo nastavimo na neko določeno vrednost. Temperatura sistema se spreminja s faktorjem  $f_T$ , za katerega v najpreprostejšem primeru lahko privzamemo vrednost 0,95.

$$T_{i+1} = T_i \cdot f_T, \quad (5.9)$$

### f) Osnovne slučajne spremenljivke v AB konstrukcijah

Na odziv AB konstrukcije med potresno obtežbo vplivajo različni viri nezanesljivosti. Poleg slučajnosti obtežbe, tako vertikalne kot potresne, so prisotne tudi nezanesljivosti materialnih karakteristik, geometrije in tudi nezanesljivosti uporabljenih matematičnih modelov. Obnašanje AB konstrukcij je, še posebej v neelastičnem območju, močno odvisno od omenjenih slučajnih spremenljivk, zato je v nadaljevanju podan pregled nekaterih slučajnih spremenljivk in njihov vpliv na odziv AB prereza (moment ukrivljenost) in na odziv elementa (moment - zasuk). Za analizo posameznega vpliva je bilo opravljenih po 10000 simulacij. V preglednici 5.1 so zbrane osnovne naključne spremenljivke, ki smo jih upoštevali pri analizah prereza, priporočeni koeficient variacije in tipi porazdelitev. Vrednosti so povzete po (SAKO 1999; Toratti *et al.* 2007). Potresna nevarnost je obravnavana v poglavju 5.1.4.

**Preglednica 5.1:** Koeficienti variacije in tipi porazdelitev količin (SAKO 1999; Toratti *et al.* 2007).

**Table 5.1:** Coefficients of variations and distribution types for selected variables (SAKO 1999; Toratti *et al.* 2007).

Vrsta parametra	Parameter	Koeficient variacije	Tip porazdelitve
Obtežba:	Lastna teža	0,06	Normalna
	Stalna	0,10	Normalna
	Koristna	0,40	Gumblova
Trdnost	Beton	0,10	Log - Normalna
	Armatura	0,04	Log - Normalna
Geometrija	Statična višina	0,02	Normalna
	Višina	0,02	Normalna
	Širina	0,02	Normalna

### 5.1.2 Inkrementalna dinamična analiza - IDA

Inkrementalna dinamična analiza (angl. Incremental dynamic analysis), oziroma IDA (Vamvatsikos in Cornell 2002) je parametrična metoda za oceno odziva konstrukcij pri potresni obtežbi. Konstrukcijo obremenimo s skupino akcelerogramov skaliranih na različne mere intenzitete (angl. Intensity Measure - IM) in tako pridobimo skupino krivulj (krivulje IDA) odziva konstrukcije, ki predstavljajo vrednost odziva konstrukcije, oz. mero poškodovanosti konstrukcije (angl. Damage measure - DM) v odvisnosti od IM. IDA torej omogoča določitev zveze med poškodovanostjo konstrukcije in intenziteto potresne obtežbe. Za mero intenzitete lahko izbiramo med različnimi parametri kot so npr.: maksimalni pospešek tal (PGA), maksimalna hitrost tal (PGV), spektralni pospešek tal pri prvem nihajnem času konstrukcije ( $S_a(T_1)$ ), ipd., za mero poškodovanosti pa lahko izbiramo npr. vzdolžne rotacije, maksimalni pomik konstrukcije, ipd.

Oblika IDA krivulj je odvisna tako od modela konstrukcije kot od izbranega akceleroograma. Različni akceleroogrami proizvedejo različne krivulje IDA, ki jih je težko napovedati vnaprej. Primer krivulj IDA je prikazan na sliki 5.12.

Pri naših analizah smo za IM izbrali PGA ( $a_g$ ), saj smo uporabljali generirane akceleroograme, pri katerih se je za enostavne mostove in AB hale izkazalo, da je raztros rezultatov podoben kot pri uporabi  $S_a$  (Zevnik 2007; Kramar 2008), za DM pa smo upoštevali največji pomik preklade pri nelinearni analizi. Analize lahko opravljamo po različnih algoritmih – po korakih (inkrementih), z iskanjem točke porušitve in dopolnjevanjem krivulje (angl. hunt and trace) ipd. V našem primeru, t.j. pri metodi intenzitete, nas sicer ne zanima celoten potek krivulj IDA do porušitve, temveč le do izbranih mejnih stanj. Ker pa se ta od primera do primera razlikujejo smo za analizo izbrali preprosto koračno metodo s predpisanim korakom do predpisane intenzitete pri kateri smo lahko pričakovali, da bo mejno stanje preseženo. Pri tem smo za »porušitev« razglasili pospešek, pri katerem je bilo v prvem stebru doseženo mejno stanje blizu porušitve. Običajno se za porušitev lahko upošteva različne kriterije, npr. ko pride do globalne nestabilnosti (numerične) konstrukcije, ali ko je preseženo določeno mejno stanje.

Nato smo opazovali tri mejna stanja, kot so upoštevana v standardu EN1998-3, torej mejno stanje preprečitve poškodb, mejno stanje pomembnih poškodb in mejno stanje blizu porušitve. Analize smo opravljali s programom OpenSees (McKenna *et al.* 2008) s pomočjo programskega orodja PBEE Toolbox (glej. 5.3.1).

### 5.1.3 Test skladnosti

Po izvedeni inkrementalni dinamični analizi določimo statistični vzorec seizmičnih kapacitet konstrukcije, npr. pospeškov pri katerih je doseženo izbrano mejno stanje konstrukcije. Pri tem smo uporabili t.i. Metodo Intenzitete (angl. Intensity Measure approach/IM approach), ki je opisana v poglavju 2.3.2b). Nato ta vzorec statistično obdelamo. S tem dobimo parametre predpostavljene porazdelitve in preverimo skladnost s predpostavljeno porazdelitvijo.

Za oceno parametrov smo v nalogi uporabili t.i. metodo momentov. Pri tej metodi parametre ocenimo iz momentov slučajne spremenljivke. Prva dva momenta predstavljata srednjo vrednost in varianco slučajne spremenljivke  $S_C$  (v našem primeru pospeška tal PGA):

$$\begin{aligned} m_{S_C} &= E[S_C] \\ \sigma_{S_C}^2 &= \text{var}[S_C] \end{aligned} \quad (5.10)$$

Parametra, ki definirata logaritemsko normalno porazdelitev nato izračunamo iz znanih zvez med parametri in momenti porazdelitev (Turk 2008):

$$\begin{aligned} \sigma_{\ln S_C}^2 &= \ln \left( \frac{\sigma_{S_C}^2}{m_{S_C}^2} + 1 \right) \\ \tilde{m}_{S_C} &= m_{S_C} \cdot \exp \left( -\frac{1}{2} \sigma_{\ln S_C}^2 \right). \end{aligned} \quad (5.11)$$

Potem, ko določimo parametre porazdelitve opravimo še test skladnosti. To lahko opravimo npr. s testom  $\chi^2$  ali s testom Kolmogorov-Smirnova. V okviru naloge smo uporabljali slednjo možnost in sicer s funkcijo *kstest*, ki je vgrajena v program Matlab. Prednost testa Kolmogorov-Smirnov je ta, da vzorca ni potrebno razvrščati v razrede, zato so rezultati tega testa običajno bolj zanesljivi (Kramar 2008). Za izvedbo testa Kolmogorov-Smirnov postavimo ničelno domnevo, da je izbrana slučajna spremenljivka porazdeljena npr. log-normalno, s parametri, ki smo jih določili v predhodnem koraku z metodo momentov. Izberemo npr. dokaj visoko stopnjo tveganja  $\alpha = 0,05$ . Iz primerjave empirične



( $F_X$ ) in teoretične porazdelitvene funkcije ( $F_X^*$ ) slučajne spremenljivke (npr. pospeška, pri katerem preide konstrukcija v izbrano mejno stanje) določimo statistiko  $D$ , kot:

$$D = \max_{j=1}^n |F_X(x_j) - F_X^*(x_j)| \quad (5.12)$$

Na podlagi testa ničelno domnevo bodisi potrdimo bodisi ovržemo.

#### 5.1.4 Potresna nevarnost

V standardu Evrokod 8 je projektni potresni vpliv,  $A_{Ed}$ , izražen kot referenčni potresni vpliv,  $A_{Ek}$ , ki pripada referenčni verjetnosti prekoračitve  $P_{NCR}$  v 50 letih, oz. v referenčni povratni dobi  $T_{NCR}$ , pomnožen s faktorjem pomembnosti  $\gamma_I$ , s katerim upoštevamo razlikovanje glede na zahtevano zanesljivost, torej:

$$A_{Ed} = \gamma_I A_{Ek} \quad (5.13)$$

Predpostavljeno je, da različne ravni zanesljivosti dosežemo tako, da spremenimo referenčni potresni vpliv, t.j. upoštevamo drugačno povratno dobo, ali, če uporabljamo linearno analizo, ustrezne učinke vpliva pomnožimo s faktorjem pomembnosti. Mostove glede na standard EN1998-2 klasificiramo v tri razrede pomembnosti glede na posledice njihove porušitve. Priporočeni razredi in faktorji pomembnosti vključno s pripadajočimi povratnimi dobami so prikazani v preglednici 5.2. Vsakemu razredu pomembnosti pripada ustrezen faktor pomembnosti, s katerim korigiramo referenčni potresni vpliv.

Poleg predpisanih faktorjev pomembnosti so v standardu EN1998-1 podani tudi napotki za določitev krivulje, oziroma funkcije, 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 (npr. PGA ali  $S_a(T)$ ), narejene pa so v sodelovanju gradbenikov, seizmologov in geologov, ob upoštevanju tektonskih prelomnic in zgodovine potresov na obravnavanem območju (Kramar 2008). Predpostavljeno je, da lahko na večini lokacij izrazimo letno verjetnost prekoračitve referenčnega pospeška tal  $H(a_{gR})$  v odvisnosti od  $a_{gR}$  kot:

$$H(a_{gR}) \sim k_0 a_{gR}^{-k}, \quad (5.14)$$

kjer je vrednost eksponenta  $k$  odvisna od seizmičnosti področja, vendar je v splošnem približno enaka 3,0 (CEN 2004b). Glede na to lahko za vsako lokacijo posebej, ob predpostavki, da poznamo  $k$ , določimo ustrezen faktor pomembnosti konstrukcije kot:

$$\gamma_I \sim \left( \frac{T_{LR}}{T_L} \right)^{-1/k}, \quad (5.15)$$

kjer je  $T_{LR}$  referenčna povratna doba (običajno 475 let) in  $T_L$  je izbrana povratna doba (npr. 1000 let).

**Preglednica 5.2:** Razredi pomembnosti mostov glede na EN1998-2 (CEN 2005c).

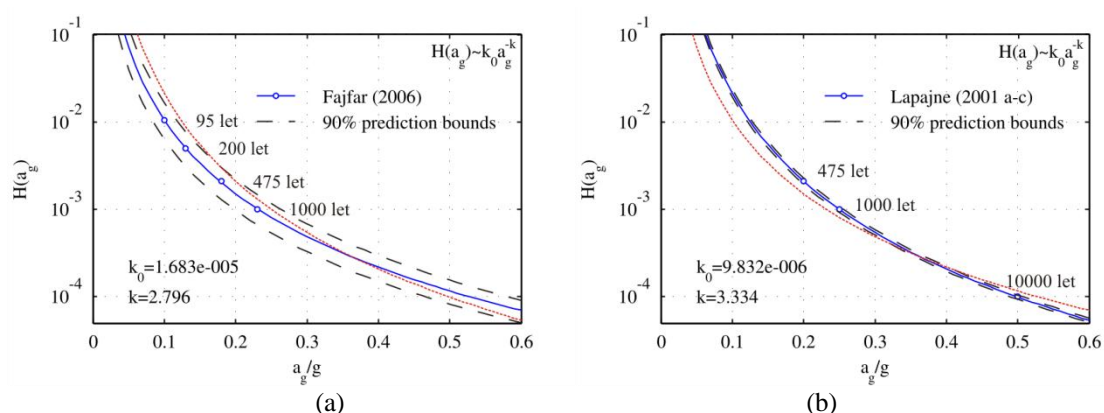
**Table 5.2:** Bridge importance classes (CEN 2005c)

Razred pomembnosti	Opis	Faktor pomembnosti $\gamma_I$
1	Manj pomembni	0,85 ( $T_{NCR} < 475$ let)
2	Običajni	1,00 ( $T_{NCR} = 475$ let)
3	Bolj pomembni	1,30 ( $T_{NCR} > 475$ let)

V splošnem bi bilo torej potrebno za vsako obravnavano lokacijo opraviti posebno študijo za določitev funkcije potresne nevarnosti, vendar se to, vsaj na področju Slovenije izvaja le izjemoma, in sicer le za zelo pomembne objekte (npr. NEK, viadukt Ravbarkomanda). V primeru, da imamo na voljo vsaj nekaj podatkov o seizmičnosti področja, npr. karte potresne nevarnosti za različne povratne dobe, lahko določimo koeficienta  $k$  in  $k_0$  iz izraza (5.14), po metodi najmanjših kvadratov. Tako

aproksimirana funkcija predstavlja dober približek potresne nevarnosti le na območju znanih točk, drugje pa je njena točnost vprašljiva. Boljše ko je ujemanje, večja je zanesljivost končnih rezultatov in obratno (Kramar 2008).

Primer funkcije potresne nevarnosti za področje viadukta Ravbarkomanda, ki je bila določena v posebni študiji (Fajfar *et al.* 2006) je prikazan na sliki 5.3a. Na sliki 5.3b pa je prikazana tudi funkcija potresne nevarnosti, ki smo jo določili s pomočjo treh kart za potresno nevarnost za tri povratne dobe, in sicer 475, 1000 in 10000 let (Lapajne *et al.* 2001c, 2001a, 2001b). Na obeh slikah je za primerjavo z rdečo prikazana krivulja s sosednje slike. Vrednosti pospeškov za izbrane povratne dobe so podane v preglednici, v kateri so prikazani tudi rezultati omenjene posebne študije. Kot to navajajo Fajfar *et al.* (2006), so razlike med vrednostmi določenimi v študiji, in vrednostmi odčitanimi iz kart potresne nevarnosti, posledica načina prikaza na kartah, saj prehodi med območji z istim projektnim pospeškom niso zvezni, temveč stopničasti.



**Slika 5.3:** Funkciji potresne nevarnosti za viadukt Ravbarkomanda določeni glede na različne vhodne podatke  
**Figure 5.3** Hazard curves for the Ravbarkomanda viaduct location determined using different input data

**Preglednica 5.3:** Vrednosti PGA za izbrane povratne dobe: a. vrednosti izračunane posebej za lokacijo viadukta Ravbarkomanda, (Fajfar *et al.* 2006) in b. vrednosti odčitane s kart potresne nevarnosti (Lapajne, 2001 a-c).

**Table 5.3:** PGA values for selected return periods: a. values determined in special study for Ravbarkomanda viaduct location (Fajfar *et al.* 2006) and b. values from available seismic hazard maps (Lapajne, 2001 a-c).

Povratna doba [let]	95	200	475	1000	10000
a. PGA [g] (Fajfar <i>et al.</i> 2006)	0,10	0,13	0,18	0,23	/
b. PGA [g] (Lapajne, 2001 a-c)	/	/	0,2	0,25	0,50

Iz slike 5.3 lahko razberemo, da je lahko odstopanje krivulje precej odvisno od vhodnih podatkov - na obeh slikah sta prikazani tudi območji za 90 % stopnjo zaupanja (črtkana črta) glede na vhodne podatke. Tako določena funkcija potresne nevarnosti je podvržena določenim nezanesljivostim, ki jo v izračunih upoštevamo kot je opisano v poglavju 2.3.2b). Pri tem smo podobno kot Kramar (2008) pri vseh funkcijah potresne nevarnosti v tej nalogi prevzeli vrednost  $\sigma_{lnHs}^2=0,25$ . Programsko orodje PBEE Toolbox, ki je opisano v poglavju 5.3.1, omogoča avtomatsko generacijo funkcije potresne nevarnosti glede na podane vhodne podatke.

Ko določimo parametra hazardne krivulje, t.j.  $k$  in  $k_0$ , z izrazom (5.14) določimo verjetnost prekoračitve mediane kapacitete  $H(m_{Sc})$ , ki jo določimo, npr. kot je opisano v predhodnem razdelku, z metodo momentov.

## 5.2 Povzetek metode na enostavnem primeru

Analize smo opravili na enostavnem modelu z eno prostostno stopnjo (Slika 5.4). Izbrali smo si navpičen armirano betonski steber. Prerez stebra je enak prerezu stebrov viadukta Ravbarkomanda (glej 5.4.1). Za obravnavo smo si izbrali model stebra v osi 28, z dolžino ( $L$ ) 16,5 m (Slika 5.30). Upoštevali smo beton trdnostnega razreda C50/60 ( $f_{cm} = 58$  MPa) in jeklo S240 ( $f_{yk} = 240$  MPa). Glede

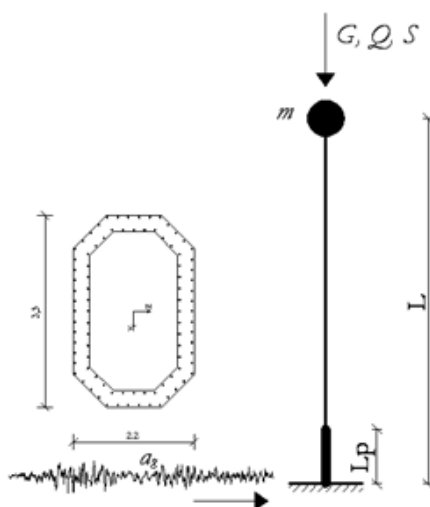
na predhodne analize smo določili vrednost osne sile v stebri zaradi lastne teže prekladi in stebra ter stalne in koristne obtežbe na prekladi (Vidrih, 2006). Deterministično določene vrednosti osne sile v stebri zaradi obtežbe na prekladi so podane v naslednji preglednici (vrednosti so zaokrožene, vsota vseh treh vplivov je 9500 kN). Upoštevana je tudi teža stebra s kapo.

**Preglednica 5.4:** Srednje vrednosti osnih sil v stebri

**Table 5.4:** Mean axial load values in selected pier

Vpliv	$m_x$
Lastna teža (G)	7500 kN
Stalna obtežba (S)	1500 kN
Koristna obtežba (Q)	500 kN

Koristna obtežba je pravzaprav prometna obtežba, ki jo določimo glede na standard EN1991-2, pomnožena s kombinacijskim faktorjem, ki je po EN1998-2 za pomembne cestne mostove enak 0,2.



**Slika 5.4:** Skica modela in pomen nekaterih spremenljivk

**Figure 5.4:** Model sketch and meaning of some of the parameters

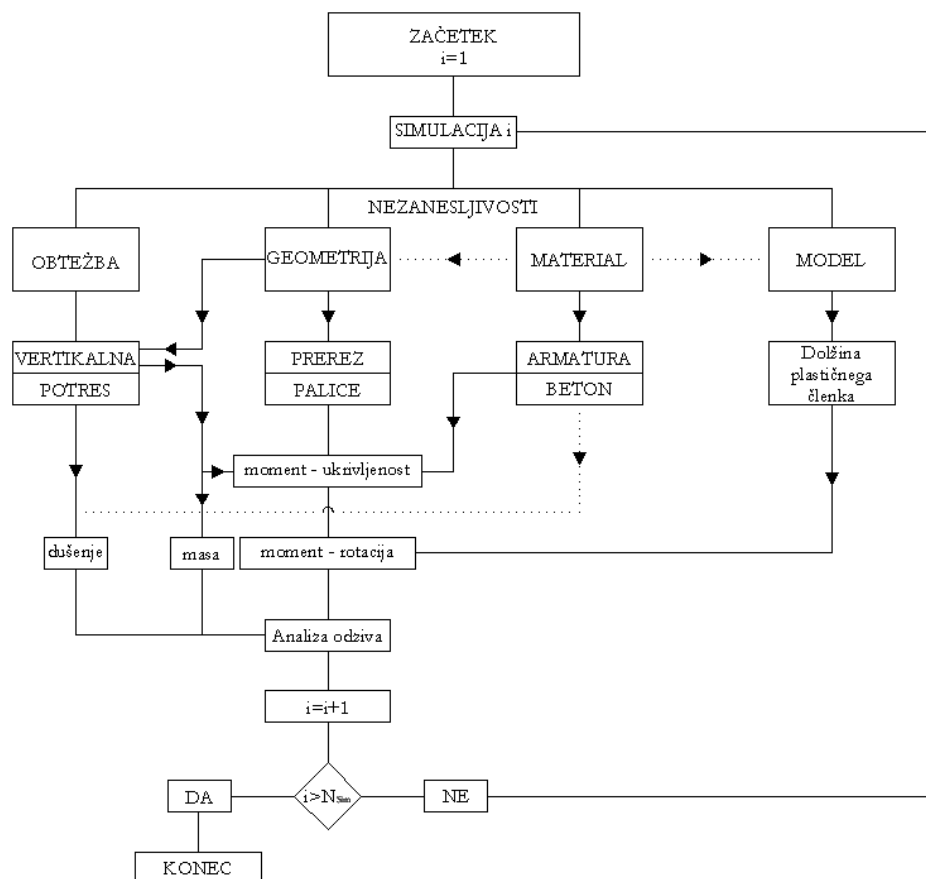
Nelinearnost je bila modelirana z enostavnim grednim elementom s koncentrirano plastičnostjo. Za določitev lastnosti plastičnega členka moramo vnaprej poznati zvezo med upogibnim momentom in rotacijo. Poleg samega vpliva na ranljivost konstrukcije je bila opravljena tudi analiza vpliva nezanesljivosti na raztros ovojnic moment-ukrivljenost in moment-rotacija. Obravnavali smo karakteristične točke ovojnic, torej točko ob nastanku razpok, točko ob začetku tečenja in točko pri maksimalnem momentu, pri ovojnici moment-rotacija pa tudi post-kritično obnašanje, oz. rotacijo pri kateri pade prečna sila v stebri na 80% nosilnosti stebra. Na odziv konstrukcije seveda vpliva tudi izbrano histerežno obnašanje členka. V primeru smo uporabili Takedina histerezna pravila (Takeda *et al.* 1970), vendar bi bilo za natančnejšo določitev vpliva t.i. epistemičnih nezanesljivosti smiselno uporabiti več različnih modelov. Za določitev potresne nevarnosti smo upoštevali krivuljo s slike 5.3b.

### 5.2.1 Simulacije

Glede na uporabljen model, t.j. gredni model s koncentrirano plastičnostjo s Takedinimi histereznimi pravili (Takeda *et al.* 1970) smo prilagodili tudi potek izvajanja simulacij. Najprej smo glede na upoštewane nezanesljivosti pripravili ovojnice moment-ukrivljenost, iz teh smo nato določili še lastnosti plastičnega členka, t.j. ovojnice moment-rotacija. V drugih študijah (npr. Haselton 2006; Kramar 2008) so raziskovalci upoštevali še dodatne podatke o raztrosih karakterističnih točk zveze med momentom in rotacijo na podlagi študije obsežnih eksperimentalnih baz.

Ko smo dobili tako pripravljen model smo opravili inkrementalne dinamične analize (IDA, Vamavatsikos in Cornell, 2002; glej poglavje 5.2.2) za 19 izbranih generiranih akcelorogramov.

Odnos moment - rotacija je torej odvisen od odnosa moment - ukrivljenost, ki pa je nadalje odvisen od geometrije prereza, od uporabljenih materialov in od osne sile (glej poglavje 2.2.2). Odziv na potresno obtežbo pa je odvisen od potresne obtežbe (oblike akcelerograma), dušenja, lastnosti modela, mase (ki je odvisna tudi od geometrije) itd. Poenostavljena shema poteka izvajanja posamezne simulacije je prikazana na sliki 5.5.



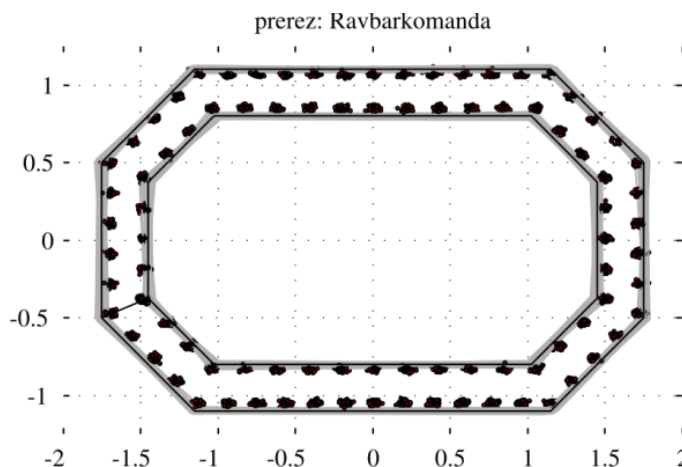
**Slika 5.5:** Shema izvajanja simulacij Monte Carlo  
**Figure 5.5** Monte Carlo simulations scheme

Najprej smo opazovali vpliv posameznih nezanesljivosti na ovojnico moment - ukrivljenost, torej na karakteristične točke tri-linearne ovojnice (točko ob nastanku razpok, točko ob začetku tečenja robne armature in mejno točko). V ta namen smo izvedli po 10000 naivnih Monte Carlo simulacij (glej poglavje 5.1.1a). Nato smo z uporabo empiričnih formul, ki so predlagane v standardu EN1998-3 pripravili ovojnice moment-rotacija. Upoštevali smo tudi degradacijo nosilnosti (negativna togost po doseženi največji nosilnosti). Pri tem smo zaradi poenostavitve (skušali smo namreč oceniti vpliva materialnih karakteristik in ne nezanesljivosti modela) omenjene izraze upoštevali deterministično, t.j. brez upoštevanja statistik kot so jih ob pripravi izrazov podali Fardis *et al.* (Panagiotakos in Fardis 2001; Fardis in Biskinis 2003; Biskinis *et al.* 2004). Omenjene analize vpliva posameznih spremenljivk bi sicer lahko izvedli tudi s t.i. občutljivostnimi študijami, vendar v tem primeru ne dobimo informacije o raztrosu rezultatov.

Za samo analizo časovnega odziva smo uporabili 1000 tako pripravljenih modelov. Torej smo za 1000 modelov izvedli po 19 IDA analiz. Zaradi obsežnega števila analiz (cca.  $1000 \times 19 \times 20 = 350000$  analiz nelinearnega časovnega odziva) smo pripravili procedure s katerimi smo lahko opravljali analize na večjem številu računalnikov oz. procesorjev hkrati. Vsak računalnik je po končanem delu shranil rezultate in jih poslal na strežnik preko elektronske pošte, tako da smo v vsakem trenutku vedeli, kakšen je status analiz, ne da bi bili fizično prisotni pri posameznem računalniku.

### a) Geometrija

Pri upoštevanju nezanesljivosti oblike prereza, prerez načeloma ni več simetričen. Na sliki 5.6 je primer 1000 generiranih prerezov. S črno je označen obris idealnega prereza in položaj armature, s sivo pa so narisani obrisi generiranih prerezov. S črnimi točkami so označeni položaji vzdolžne armature.



**Slika 5.6:** Simulacije možne geometrije prereza (op. asimetrija) in položaja vzdolžne armature  
**Figure 5.6** Simulations of possible geometries of the section and longitudinal bar locations

Glede na priporočila iz preglednice 5.1 lahko za vrednosti koeficientov variacije za geometrijo AB prerezov vzamemo vrednost 0,02 ter upoštevamo, da so dimenzije porazdeljene normalno. Glede na to, da sta višina in širina enako porazdeljeni smo problem posplošili tudi na koordinate vozlišč prereza. Tudi na dejanskem viaduktu Ravbarkomanda smo premerili nekaj tipičnih dimenzij stebrov in določili približno enak raztros (cca. 2 cm/m). Glede na to, da se pri gradnji stebrov viaduktov običajno uporabljajo relativno kvalitetni opaži so tudi odstopanja dimenzij zelo majhna. Seveda bi lahko upoštevali tudi merske napake, ampak to ni bil namen naloge. Kvalitetna izvedba in kontrola dimenzij prereza in položaja armature lahko precej vpliva na varnost AB konstrukcij, saj lahko npr. glede na informativni dodatek A standarda EN1992-1 v primeru majhnih odstopanj celo zmanjšamo parcialna varnostna faktorja za beton in/ali armaturo. Ker je tudi statična višina  $d$  podobno porazdeljena kot dimenzije prereza smo za položaj točk armature uporabili enako predpostavko kot pri koordinatah vozlišč prereza. Koeficient variacije ocenimo iz razmerja standardne deviacije in povprečne vrednosti vzorca:

$$CV = \frac{\sigma}{\bar{x}}. \quad (5.16)$$

Za generiranje naključnih spremenljivk potrebujemo podatek o srednji vrednosti spremenljivke, standardno deviacijo in tip porazdelitve. Iz znane povprečne vrednosti spremenljivke in koeficienta variacije določimo standardni odklon na naslednji način:

$$\sigma = CV \cdot \bar{x} \quad (5.17)$$

Na težave naletimo, kjer je  $\bar{x}$  enak 0, npr. koordinata  $x$ , oz.  $y$ , zato smo  $\sigma$  za posamezno točko določili koeficienta variacije dimenzij prereza. Ker je širina prereza:

$$b = \frac{x_1 + x_2}{2} - \frac{x_3 + x_4}{2} \quad (5.18)$$

je pričakovana vrednost širine prereza:

$$E(b) = E\left(\frac{x_1 + x_2}{2} - \frac{x_3 + x_4}{2}\right) = \frac{1}{2}(E(x_1) + E(x_2) - E(x_3) - E(x_4)) \quad (5.19)$$

in varianca

$$\text{var}(b) = \text{var}\left(\frac{x_1 + x_2}{2} - \frac{x_3 + x_4}{2}\right) = \frac{1}{4}(\text{var}(x_1) + \text{var}(x_2) + \text{var}(x_3) + \text{var}(x_4)), \quad (5.20)$$

torej

$$\text{var}(b) = \text{var}(x). \quad (5.21)$$

Upoštevamo, da so koordinate med seboj neodvisne. Torej je koeficient variacije koordinat vozlišč enak koeficientu variacije dimenzij prereza.

$$\begin{aligned} \sigma_x &= CV_x \cdot b \\ \sigma_y &= CV_y \cdot b \end{aligned} \quad (5.22)$$

Koordinate točk smo nato določili iz:

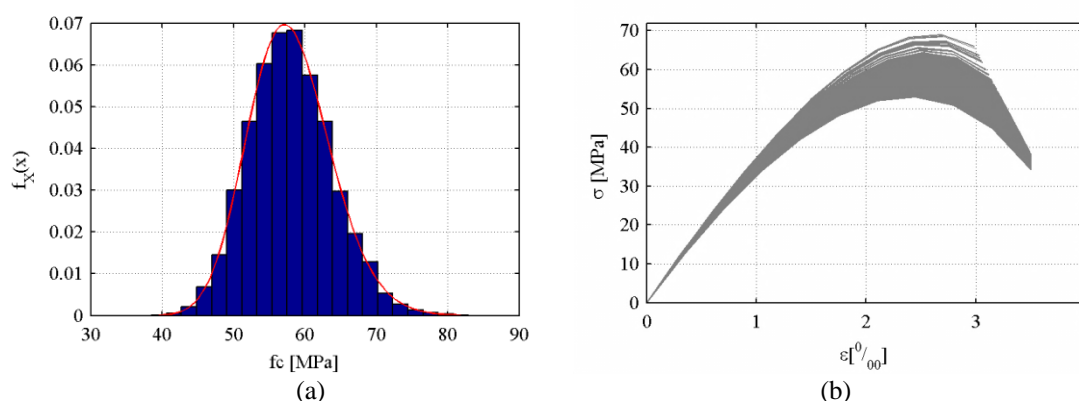
$$\begin{aligned} x_i &= \bar{x}_i + \text{rand}(0, \sigma_x) \\ y_i &= \bar{y}_i + \text{rand}(0, \sigma_y) \end{aligned} \quad (5.23)$$

kjer je  $\text{rand}()$  funkcija, ki vrne naključno število, ki je porazdeljeno z želeno porazdelitvijo.

## b) Materialne karakteristike

### Tlačna trdnost betona

Glede na preglednico 5.1 za tlačno trdnost betona predpostavimo logaritemsko normalno porazdelitev. Koeficienti variacije se lahko gibljejo od 10% do 20% odvisno od nadzora in kontrole kakovosti. Na spodnji sliki je prikazan histogram generiranih tlačnih trdnosti za primer betona trdnostnega razreda C50/60 ( $f_{cm}=58\text{Mpa}$ ,  $CV=10\%$ ), ki smo ga določili s pomočjo metode SRS (5.1.1a). Ostale lastnosti betona, t.j.  $\varepsilon_{co}$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $E_c$  in  $f_{cm}$ , smo povzeli po standardu EN1992:1-1, Preglednica 3.1 (CEN 2004a). S to poenostavitvijo smo predpostavili popolno korelacijo med lastnostmi betona. V nadaljnjih študijah bi lahko večjo pozornost namenili tudi temu problemu.



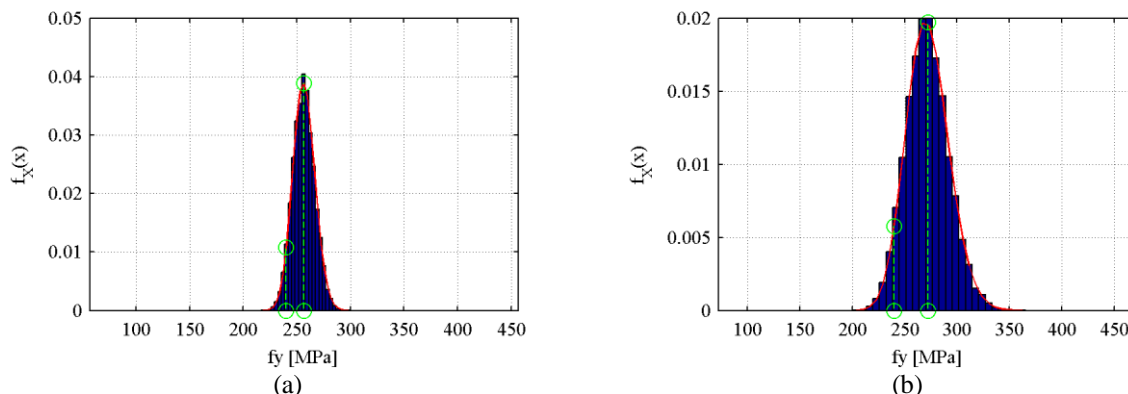
**Slika 5.7:** Histogram tlačnih trdnosti betona (a) in  $\sigma$ - $\varepsilon$  odnos za primer simuliranih tlačnih trdnosti za beton C50/60 (b)

**Figure 5.7** Concrete strength histogram (a) and stress-strain curves example for simulated compressive strength for concrete C50/60 (b)

### Meja tečenja jekla

Za porazdelitev meje tečenja jekla se navadno izbere Normalno ali Logaritemsko normalno porazdelitev. V našem primeru smo uporabili slednjo. Koeficient variacije je glede na preglednico 5.1 enak 4%, kar je veliko manj kot pri tlačni trdnosti betona, vendar ker je srednja vrednost meje tečenja

jekla veliko večja od tlačne trdnosti betona so lahko absolutne razlike v vrednosti meje tečenja podobnega velikostnega reda, kot pri betonu. Za približno oceno parametrov smo iz predpostavljene porazdelitve, poznane karakteristične vrednosti (5% fraktila) in predpostavljenega koeficienta variacije določili srednjo vrednost meje tečenja jekla. Histogram generiranih vrednosti je prikazan na sliki 5.8a.



**Slika 5.8:** Raztros meje tečenja jekla (S240) - (a) določeno s simulacijami s podatki ( $CV=4,0\%$ ) in (b) iz eksperimentalnih rezultatov ( $CV=7,45\%$ )

**Figure 5.8** Reinforcement Yield strength scatter (S240) based on (a) recommended CV value (4%) and (b) on experimentally determined CV value (7,45%)

Po opravljenih analizah smo na Zavodu za gradbeništvo Slovenije dobili tudi podatke o dejanskih meritvah na jeklih, ki so tipična v slovenski praksi (ZAG 2008). Iz podatkov smo določili, da je razlika med karakteristično vrednostjo in srednjo vrednostjo meje tečenja jekla okrog 1,12. V standardu EN1998-2 (CEN 2005a) je v dodatku E predlagana uporaba faktorja 1,15. Z omenjenimi podatki bi lahko ocenili npr. tudi raztrose natezne trdnosti,  $E$  modula in mejne deformacije tipičnega jekla.

Iz eksperimentalnih podatkov (3645 meritev) določimo pričakovano vrednost in standardni odklon:

$$\begin{aligned}\bar{X} &= 559,5 \text{ MPa} \\ \sigma_x &= 41,7 \text{ MPa}\end{aligned}\tag{5.23}$$

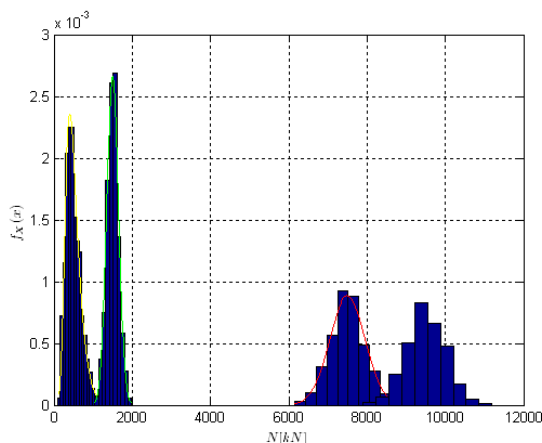
torej je koeficient variacije za te meritve (5.16) enak 0,075, kar je skoraj dvakrat več, kot smo predpostavili v naših analizah, glede na preglednico 5.1. Histogram simuliranih vrednosti za mejo tečenja jekla glede na eksperimentalne podatke je prikazan na sliki 5.8b.

### c) Osnova sila

Osnova sila vpliva tako na duktilnost kot nosilnost prereza, oziroma elementa. V analizi smo upoštevali osne sile, ki so posledica različnih vplivov (Preglednica 5.4). Ti so lastna teža, stalna obtežba in spremenljivi vplivi, kot je prikazano v preglednici 5.1. V primeru AB-mostu sta navadno lastna teža in stalna obtežba veliko večji od koristne obtežbe (potresna obtežna kombinacija).

$$N = G + S + Q\tag{5.24}$$

V analizah nismo upoštevali naključnega vpliva pojava prometa, temveč smo predpostavili vrednost, ki jo predlaga EN1998-2 (CEN 2005a). Ta priporoča za cestne mostove večje pomembnosti vrednost 0,2 prometne obtežbe določene po standardu EN1991-2 (CEN 2003). Histogram generiranih vrednosti komponent osne sile in njihove vsote je prikazan na sliki 5.9.



**Slika 5.9:** Histogrami osnih sil zaradi lastne teže – rdeča, stalnih vplivov (zeleni) in koristne obtežbe (rumena) ter njihove vsote.

**Figure 5.9** Axial loads histograms due to self-weight (red), permanent loads (green), traffic load (yellow) and their sum

#### d) Stratificirano vzorčenje in simulirano ohlajanje

V zgornjih primerih smo generirali naključne spremenljivke z uporabo SRS metode (glej 5.1.1a), ki je sicer primerna za enostavne izračune, za same analize konstrukcij pa smo raje uporabili stratificirano vzorčenje, in sicer z metodo LHS (glej 5.1.1b) in simuliranim ohlajanjem (glej 5.1.1e).

Oglejmo si primer dveh naključnih spremenljivk, npr. tlačne trdnosti betona  $f_c$  in meje tečenja jekla  $f_y$ . Glede na preglednico 5.1 za tlačno trdnost betona predpostavimo logaritemsko normalno, za mejo tečenja jekla pa normalno porazdelitev. Vzemimo npr. beton trdnostnega razreda C50/60 ( $f_{cm}=58MPa$ ) in jeklo s karakteristično mejo tečenja 240 MPa. V preglednici 5.5 so prikazani rezultati za 20 simulacij ( $N_{sim}=20$ ,  $N_v=2$ ). Zahtevamo, da sta spremenljivki nekorelirani, t.j. ciljna korelacijska matrika je enotska matrika. Iz korelacijske matrike teh dve spremenljivki (5.24) vidimo, da sta praktično povsem korelirani, kar je pričakovano.

$$K = \begin{bmatrix} 1.0000 & 0.9997 \\ 0.9997 & 1.0000 \end{bmatrix} \quad (5.24)$$

Nato začnemo s ohlajanjem, začetno temperaturo nastavimo na 1 in izvajamo mutacije. V vsakem koraku sprejmemo ustreznega potomca. Predpišemo, da končamo npr. ko pade  $T$  na  $10^{-3}$ , lahko pa bi predpisali tudi kak drug pogoj, npr. velikost  $norm E$ , največje število korakov, oz. mutacij itd... Na sliki 5.10 je prikazano kako se s časom (s koraki) spreminja temperatura sistema.

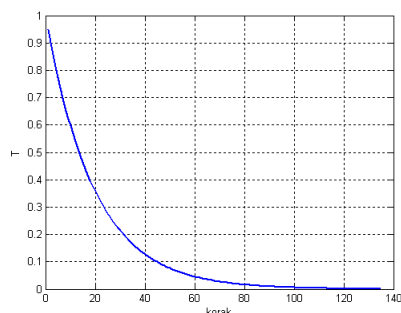
**Preglednica 5.5:** Primer izvajanja simulacij za dve ne korelirani spremenljivki, pred in po ohlajanju

**Table 5.5:** Example of LHS sampling for two uncorrelated variables, before and after simulated annealing

Simulacija	Var.1 $f_c$ [MPa]	Var.2 $f_v$ [MPa]	Var.1 $f_c$ [MPa]	Var.2 $f_v$ [MPa]	Var.1	Var.2
1	35,522	222,107	67,827	229,169	17	3
2	41,274	226,555	46,190	248,269	4	17
3	44,603	229,169	53,778	241,030	8	11
4	46,190	230,426	61,021	242,512	13	13
5	49,422	233,008	41,274	233,008	2	5
6	50,665	234,008	55,277	226,555	9	2
7	52,725	235,676	59,243	241,788	11	12
8	53,778	236,533	76,227	236,533	19	8
9	55,277	237,758	56,730	238,951	10	10
10	56,730	238,951	44,603	230,426	3	4
11	59,243	241,030	72,376	252,192	18	18



12	60,153	241,788	50,665	245,571	6	15
13	61,021	242,512	49,422	235,676	5	7
14	62,631	243,862	65,968	234,008	16	6
15	64,657	245,571	52,725	237,758	7	9
16	65,968	246,683	62,631	246,683	14	16
17	67,827	248,269	78,714	255,562	20	19
18	72,376	252,192	60,153	243,862	12	14
19	76,227	255,562	64,657	222,107	15	1
20	78,714	257,762	35,522	257,762	1	20

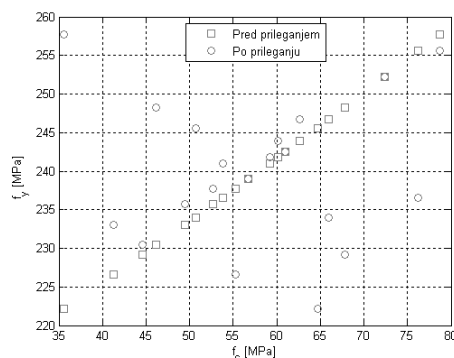


**Slika 5.10:** Spreminjanje T sistema s koraki  
**Figure 5.10:** Change of the system temperature T with steps

Po opravljenem ohlajanju sta spremenljivki ne korelirani, (večje število simulacij pripomore k boljšemu doseganju predpisane korelacije).

$$K = \begin{bmatrix} 1.000000 & -0.000004 \\ -0.000004 & 1.000000 \end{bmatrix}$$

Vse skupaj si oglejmo še na sliki 5.11, kjer je prikazana korelacija med spremenljivkama pred in po ohlajanju.



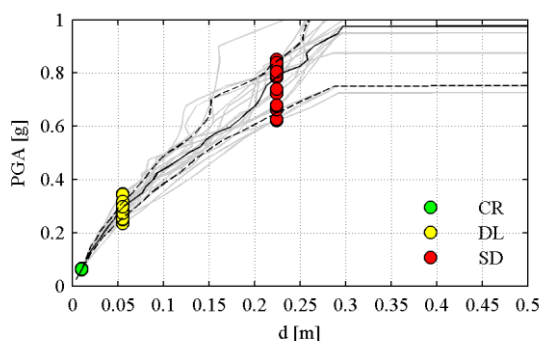
**Slika 5.11:** Primerjava korelacije med  $f_c$  in  $f_y$  pred (kvadrati) in po (krogci) simuliranem ohlajanju  
**Figure 5.11** Comparison of correlation between  $f_c$  and  $f_y$  before (square) and after (circle) the simulated annealing

V preglednici 5.5 je prikazan tudi končni vrstni red obeh spremenljivk in pripadajoče vrednosti po ohlajanju.

### 5.2.2 Inkrementalna dinamična analiza in test skladnosti

Pri naši analizi za mero intenzitete (IM) izberemo maksimalni pospešek tal (PGA), za mero poškodovanosti (DM) pa največji pomik mase pri nelinearni analizi. Analize lahko opravljamo po različnih algoritmih – po korakih, z iskanjem točke porušitve («hunt and trace») ipd. V našem primeru nas zanima celoten potek krivulj, ki jih bomo primerjali med seboj, zato za analizo izberemo preprosto koračno metodo s korakom 2,5% g. Opazujmo npr. mejno stanje pomembnih poškodb. Pri deterministični analizi ocenimo, da pride do omenjenega stanja okrog  $PGA=0,8$  (mediana vrednosti

pospeškov  $a_g$ , t.j. ordinat rdečih pik na sliki 5.12, glej nadaljevanje). Analize smo opravljali do  $a_g=1 g$ , torej smo za vsak akceleroگرام izvedli po 40 analiz. Na sliki 5.12 so prikazane krivulje IDA za determinističen model (t.i. best estimate model BEM). Prikazana so tudi ostala obravnavana mejna stanja konstrukcije, npr. nastanek upogibnih razpok (CR), začetek tečenja vzdolžne armature (DL) in mejno stanje pomembnih poškodb (SD), kot je definirano v standardu EN1998-3, t.j. kot 75% mejne rotacije.



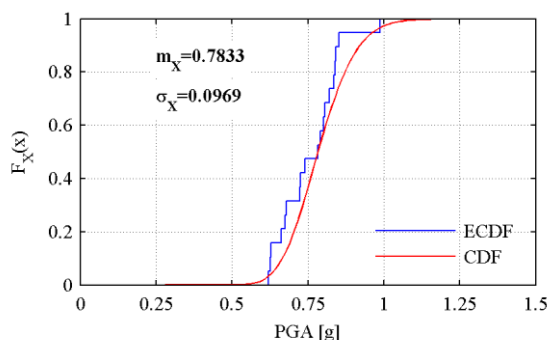
**Slika 5.12:** Primer IDA krivulj s prikazanimi mejnimi stanji (deterministična ocena); zelena: nastanek razpok; rumena: začetek tečenja armature; rdeča: mejno stanje pomembnih poškodb

**Figure 5.12:** IDA curves example with selected limit states (deterministic approach); green: cracking; yellow: reinforcement yielding; red: significant damage

#### a) Deterministični pristop - BEM (Best estimate model)

V tem primeru determinističnega pristopa imamo le en model, t.i. »best estimate model«. Sama analiza verjetnosti porušitve zaradi potresne obtežbe je tudi v tem primeru verjetnostna, vendar govorimo o determinističnem pristopu zaradi deterministično ocenjenih vhodnih podatkov (kvaliteta materialov, dimenzije...). Po pripravi modela opravimo nekaj (v našem primeru 19) inkrementalnih dinamičnih analiz (glej poglavje ). Kapacitete v tem primeru ležijo na navpični črti (Slika 5.12). Oglejmo si primer porazdelitve intenzitete za mejno stanje pomembnih poškodb, t.j. rotacije, ki je glede na EN1998-3 definirano kot 75 % mejne rotacije (rdeče točke na sliki 5.12). Oglejmo si raztrose intenzitet ( $a_g$ ) pri katerih je doseženo mejno stanje pomembnih poškodb.

Ker imamo v podanem primeru zelo majhen vzorec (19 analiz), se empirično določena krivulja ne ujema najboljše s teoretično. Predpostavili smo logaritemsko normalno porazdelitev. Ker je tudi natančnost določitve PGA, pri katerem je doseženo mejno stanje pomembnih poškodb majhna je tudi ujemanje slabše.



**Slika 5.13:** Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb, t.i. krivulja ranljivosti (modra) in teoretične CDF (rdeča).

**Figure 5.13:** Comparison of ECDF (blue) and CDF (red) of accelerations at SD limit state (i.e. fragility curves)

Opravimo preizkus Kolmogorova in Smirnova za ničelno domnevo, da je intenziteta  $X$ , pri kateri je v konstrukciji doseženo mejno stanje pomembnih poškodb porazdeljena logaritemsko normalno s pričakovano vrednostjo

$$m_x = 0,78g$$

in standardno deviacijo

$$\sigma_x = 0,097g.$$

Postavimo ničelno in alternativno domnevo:

$H_0$  : Slučajna spremenljivka  $X$  je porazdeljena logaritemsko normalno ( $m_x = 0,78$ ;  $\sigma_x = 0,097$ )

$H_1$  : Slučajna spremenljivka  $X$  ni porazdeljena tako.

Nato določimo empirično  $F_x^*(x_i)$  in teoretično porazdelitveno funkcijo  $F_x(x_i)$  ter statistiko  $D$ . Iz preglednice 5.6 lahko odčitamo, da je vrednost statistike  $D = 0,2029$ . Kritično območje oziroma območje zavrnitve ničelne domneve je  $[0,3015, 1]$ , kar lahko odčitamo npr. iz preglednice Kolmogorova in Smirnova za  $\alpha=0,05$  in  $n=19$  (Turk 2008). Ker vrednost statistike ne leži v območju zavrnitve ničelne domneve, je ne moremo zavrniti. Ne moremo trditi, da slučajna spremenljivka  $X$  (pospešek tal pri katerem konstrukcija doseže mejno stanje pomembnih poškodb) ni porazdeljena logaritemsko normalno s pričakovano vrednostjo  $m_x = 0,78g$  in standardno deviacijo  $\sigma_x = 0,097g$ . Preizkus lahko opravimo tudi z Matlabovim (The MathWorks 2010) ukazom *kstest*, ki smo ga uporabljali v vseh ostalih analizah.

**Preglednica 5.6:** Določitev statistike  $D$  v preizkusu Kolmogorova in Smirnova

**Table 5.6:** Kolmogorov-Smirnov test

$i$	$x_i$	$F_x^*(x_i)$	$F_x(x_i)$	$ \Delta F_i $	$i$	$x_i$	$F_x^*(x_i)$	$F_x(x_i)$	$ \Delta F_i $
1	0,6208	0,0526	0,0335	0,0191	11	0,7918	0,5789	0,534	0,0450
2	0,6269	0,1053	0,0397	0,0656	12	0,8028	0,6316	0,5769	0,0547
3	0,6279	0,1579	0,0408	0,1171	13	0,8058	0,6842	0,5884	0,0958
4	0,6623	0,2105	0,0931	0,1174	14	0,8206	0,7368	0,6431	0,0938
5	0,6742	0,2632	0,1188	0,1444	15	0,8351	0,7895	0,6931	0,0964
6	0,6791	0,3158	0,1305	0,1853	16	0,8404	0,8421	0,7102	0,1319
7	0,7237	0,3684	0,2664	0,102	17	0,8418	0,8947	0,7149	0,1798
8	0,7263	0,4211	0,2759	0,1452	18	0,8515	0,9474	0,7445	<b>0,2029</b>
9	0,7401	0,4737	0,3275	0,1462	19	0,9876	1	0,9661	0,0339
10	0,7833	0,5263	0,5	0,0263					

### b) Verjetnostni pristop

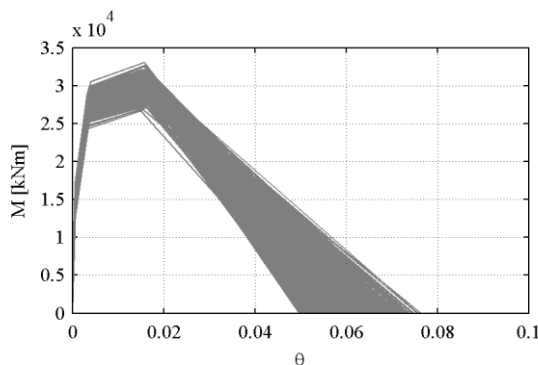
V primeru verjetnostnega pristopa pripravimo določeno število simuliranih konstrukcij, ki glede na raztros podatkov opisujejo možne lastnosti osnovne konstrukcije. Torej poleg nezanesljivosti potresne obtežbe skušamo zajeti tudi nezanesljivosti v konstrukciji. Primeri histereznih ovojníc moment-rotacija za 1000 naključno generiranih konstrukcij so prikazani na sliki 5.14. Za vsako konstrukcijo opravimo 19 inkrementalnih dinamičnih analiz. Kapacitete v tem primeru več ne ležijo na navpični črti ampak so »raztresene« okrog pričakovane vrednosti. Kot v »determinističnem« primeru (prejšnje podglavje) si oglejmo primer porazdelitve intenzitete za mejno stanje pomembnih poškodb, t.j. rotacije, ki je glede na EN1998-3 (CEN 2005c) definirano kot 75% mejne rotacije (rdeče točke na sliki 5.15).

### SRS (Simple Random Sampling)

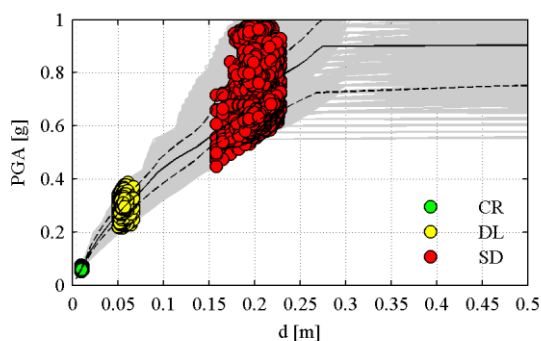
V primeru naivne metode Monte Carlo smo pripravili 1000 modelov obravnavane konstrukcije. Torej smo opravili

$$1000 \cdot 19 \cdot 40 = 760000$$

nelinearnih dinamičnih analiz (19 akceleroگرامov za 40 pospeškov, t.j. od 2,5%g s korakom 2,5% g do 1g). Na sliki 5.15 je prikazan povzetek vseh analiz IDA (za 1000 konstrukcij in 19 akceleroگرامov).

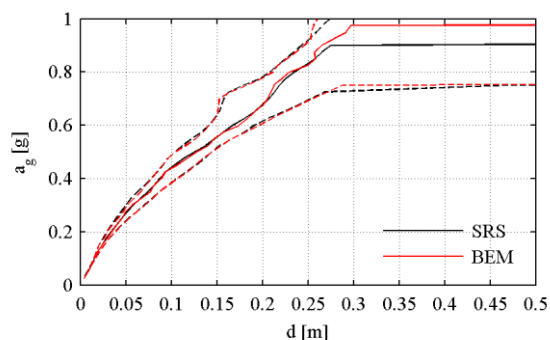


**Slika 5.14:** Histerezne ovojnice določene z navno metodo Monte Carlo  
**Figure 5.14:** Hysteretic envelopes determined using SRS



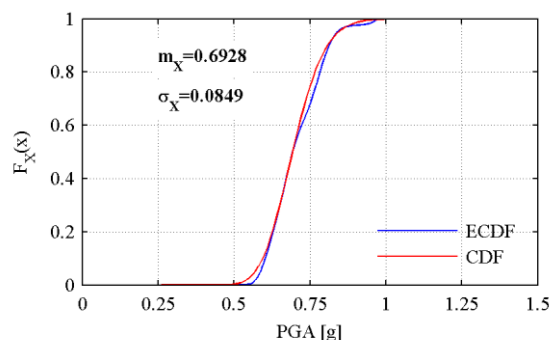
**Slika 5.15:** Krivulje IDA za posamezne akceleroگرامe, za 1000 modelov (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti)

**Figure 5.15:** IDA curves for 19 records, and 1000 models (grey) together with IDA summary (mean curve - solid line, and 16<sup>th</sup> and 84<sup>th</sup> percentile - dashed lines)



**Slika 5.16:** Primerjava povzetkov IDA krivulj z (rdeča) in brez (črna) upoštevanja nezanesljivosti sistemskih parametrov

**Figure 5.16:** Comparison of IDA summaries for Best estimate model (red) and SRS



**Slika 5.17:** Primerjava empirične kumulativne funkcije in teoretične CDF porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb

**Figure 5.17:** Comparison of ECDF and CDF of accelerations at SD limit state

**LHS (Latin Hyper Cube Sampling)**

Pri uporabi LHS smo za naključne spremenljivke izbrali le tlačno trdnost betona (SP1), mejo tečenja jekla (SP2) in osno silo ( $G$  (SP3),  $S$  (SP4),  $V$  (SP5)). Uporabili smo dvajset naključno generiranih konstrukcij. Predpostavili smo, da med naključnimi spremenljivkami ni korelacije. Neodvisnost spremenljivk je bila dosežena s t.i. metodo simuliranega ohlajanja (glej poglavje 5.1.1e). Korelacija med spremenljivkami je prikazana s korelacijskima matrikama pred in po ohlajanju. Na slikah v nadaljevanju je prikazana tudi korelacija med posameznimi pari spremenljivk, npr. med tlačno trdnostjo betona  $f_c$  in mejo tečenja jekla  $f_y$  (Slika 5.18a), ali osno silo v prerezu zaradi lastne teže  $G$  in prometne, oziroma spremenljive obtežbe  $Q$  (Slika 5.18e).

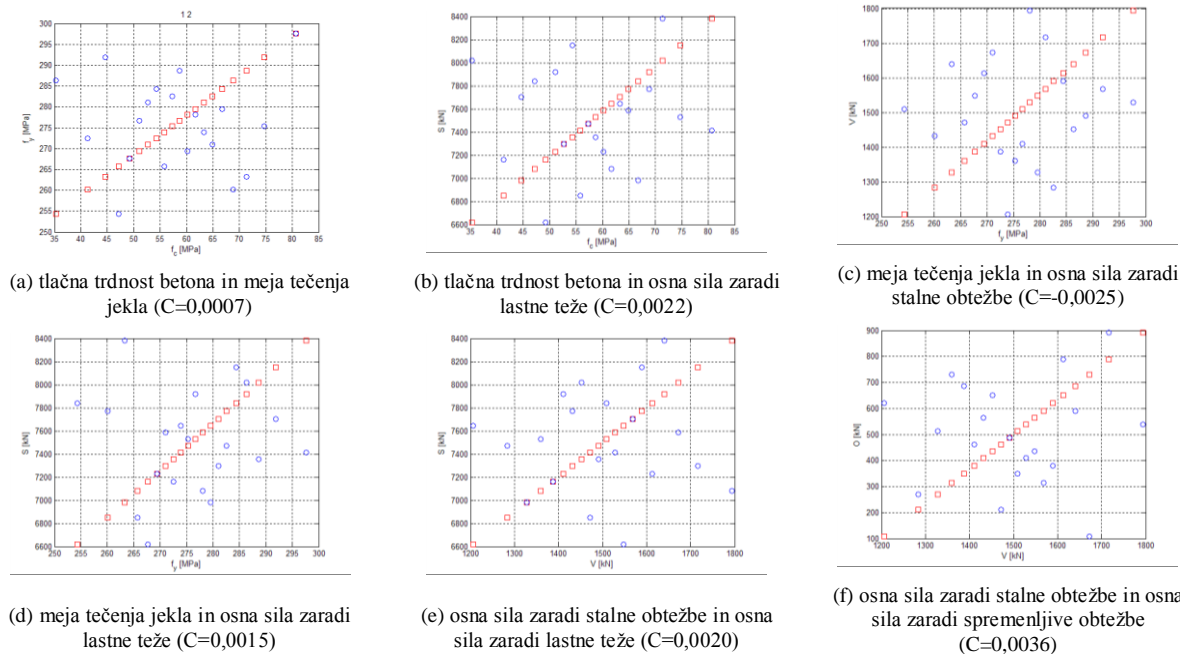
Zahtevana korelacija:

$$K_{cor,z} = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 1 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}$$

Dosežena korelacija:

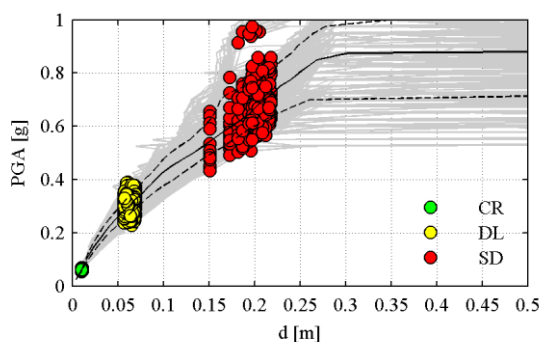
$$K_{cor,d} = \begin{bmatrix} 1.0000 & 0.0007 & -0.0054 & 0.0022 & 0.0009 \\ 0.0007 & 1.0000 & -0.0025 & 0.0015 & -0.0093 \\ -0.0054 & -0.0025 & 1.0000 & -0.0020 & 0.0036 \\ 0.0022 & 0.0015 & -0.0020 & 1.0000 & -0.0011 \\ 0.0009 & -0.0093 & 0.0036 & -0.0011 & 1.0000 \end{bmatrix}$$

Na naslednji sliki sta za izbrane spremenljivke prikazani začetna (rdeča) in končna (modra) korelacija.



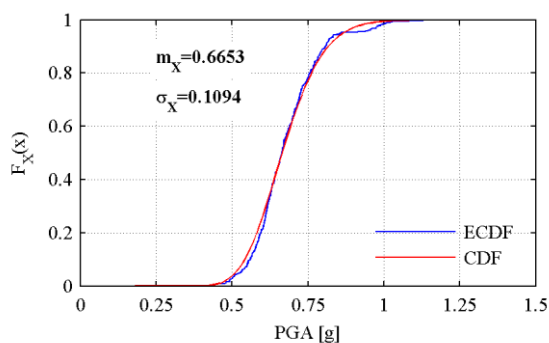
**Slika 5.18:** Korelacija med nekaterimi naključnimi spremenljivkami pred (rdeča) in po ohlajanju (modra)  
**Figure 5.18:** Correlation among selected random variables before (red) and after the Simulated Annealing (blue)

Glede na tako generirane spremenljivke smo pripravili 20 modelov konstrukcije na katerih smo opravili po 19 analiz IDA pri 40 vrednostih pospeška tal (Slika 5.19).



**Slika 5.19:** Krivulje IDA za posamezne akcelerograme (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti). S krogi so označeni pomiki ob nastanku razpok (zelena), ob začetku tečenja (rumena) in ob pojavu pomembnih poškodb  $-0,75\theta_u$  (rdeča)

**Figure 5.19:** IDA curves for individual records (grey) and mean and 16th (black solid) and 84th percentile curves (black dashed). Circles mark the selected limit states: green – CR, yellow -DL and red - SD



**Slika 5.20:** Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve (ECDF) (modra) in teoretične CDF (rdeča) PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb v primeru LHS

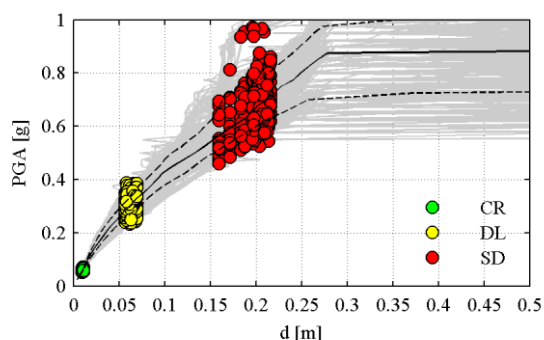
**Figure 5.20:** Comparison of empirical ECDF and theoretical CDF of PGAs at SD in case of LHS

Na sliki je prikazan raztros pospeška tal pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb, kot je definirano v standardu EN1998-3. Rezultati so primerjani z logaritemsko normalno kumulativno funkcijo z istimi parametri.

### c) DS (Descriptive Sampling)

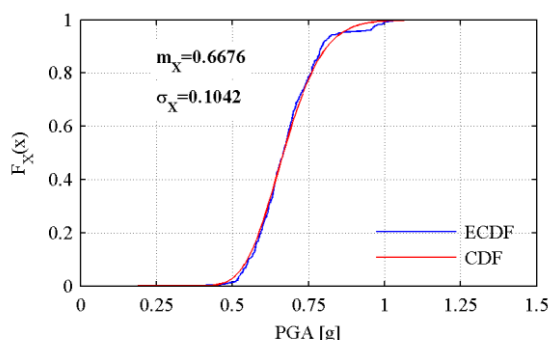
Potek dela je praktično enak kot v prejšnjem primeru. Izberemo 20 intervalov z enako verjetnostjo in nato za verjetnosti na sredini intervala z inverzno metodo določimo vrednosti naključnih spremenljivk. Ostali potek je enak kot pri LHS. Tudi v tem primeru imamo torej 20 modelov konstrukcije. Vsi rezultati analiz IDA so zbrani na sliki 5.21.

Na sliki 5.22 je prikazan raztros pospeška tal pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb, kot je definirano v standardu EN1998-3 (CEN, 2005c). Rezultati so primerjani z logaritemsko normalno kumulativno funkcijo z istimi parametri.



**Slika 5.21:** Krivulje IDA za posamezne akceleroگرامe (siva) ter povzetek krivulj (mediana – polna črna črta, in 16% ter 84% fraktili – črtkani črti). S krogi so označeni pomiki ob nastanku razpok (zeleni), ob začetku tečenja (rumeni) in ob pojavu pomembnih poškodbah -  $0,75\theta_u$  (rdeča)

**Figure 5.21:** IDA curves for individual records (grey) and mean and 16th (black solid) and 84th percentile curves (black dashed). Circles mark the selected limit states: green – CR, yellow -DL and red – SD



**Slika 5.22:** Primerjava empirične kumulativne funkcije porazdelitve PGA pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb (modra) in teoretične CDF (rdeča) v primeru DS.  
**Figure 5.22:** Comparison of empirical CDF of PGAs at SD and theoretical CDF in case of DS

### 5.2.3 Ocena potresnega tveganja

V naslednji preglednici so zbrane povprečne vrednosti in standardni odkloni pospeškov tal pri katerih pride v konstrukciji do prekoračitve mejnega stanja pomembnih poškodb, kot je definirano v EN1998-3 (CEN 2005c).

**Preglednica 5.7:** Srednje vrednosti ( $m_X$ ) in standardni odklon ( $\sigma_{X,\log}$ ) pospeškov tal pri katerih pride v obravnavani konstrukciji do mejnega stanja pomembnih poškodb

**Table 5.7:** Mean values and deviations of accelerations at SD limit state

Metoda	$m_X$ (g)	$\sigma_X$	$m_{X,\ln}$	$\sigma_{\ln,X}$
BEM	0,7833	0,0969	-0,2518	0,1232
SRS	0,6928	0,0849	-0,3745	0,1221
LHS	0,6653	0,1094	-0,4209	0,1633
DS	0,6676	0,1042	-0,4161	0,1551

Izkaže se, da lahko z uporabo deterministične metode v tem enostavnem primeru nekoliko precenimo pospešek pri katerem pride do mejnega stanja pomembnih poškodb (0,78 g). Tako naivna metoda Monte Carlo oz. SRS (0,69 g), kot stratificirani metodi LHS in DS (0,66 g), dajejo nekoliko nižje vrednosti, poleg tega so tudi standardni odkloni nekoliko večji (razen v primeru SRS). Iz tega sledi, da lahko pričakujemo večjo verjetnost porušitve za primere, ko upoštevamo sistemske nezanesljivosti. Zanimivo je tudi, da je bil v obravnavanem primeru tudi standardni raztros v primeru BEM večji kot v primeru SRS, kar lahko med drugim pripišemo manjšemu vzorcu (glede na nepristransko oceno variance).

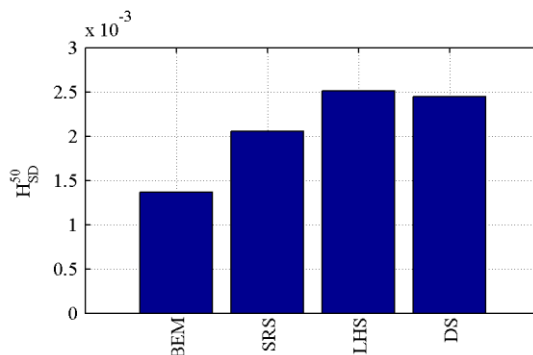
Ko smo določili statistike in krivuljo potresne nevarnosti uporabimo za oceno potresnega tveganja izraz (2.235), npr. za BEM:

$$H_{SD} = H(0,7833) \cdot \exp\left(\frac{1}{2} 3,334^2 0,1232^2\right) \cdot 1 \cdot \exp\left(\frac{1}{2} 0,25\right) = 0,27 \cdot 10^{-4},$$

kjer je  $H(0,7833)$  vrednost v krivulji potresne nevarnosti, oziroma v 50 letih:

$$H_{SD}^{50} = 1 - (1 - H_{SD})^{50} = 1 - (1 - 0,27 \cdot 10^{-4})^{50} = 0,0014.$$

Vrednosti za ostale primere so prikazane na sliki 5.23. V izračunu potresnega tveganja smo sicer nezanesljivosti določitve numeričnega modela zanemarili, t.j. za faktor  $C_U$  smo upoštevali vrednost 1,0. Izkaže se, da se v obravnavanem primeru tveganje ob upoštevanju modelnih zanesljivosti poveča približno za faktor 2, vendar bi za natančnejše zaključke morali opraviti obsežnejše študije.



**Slika 5.23:** Verjetnost prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve v 50 letih določeno brez in z upoštevanjem nezanesljivosti sistemskih parametrov

**Figure 5.23:** Probability of exceedance of SD limit state in 50 years without and with consideration of epistemic uncertainties

### 5.3 Programska orodja za analizo potresnega odziva mostov

#### 5.3.1 PBEE Toolbox

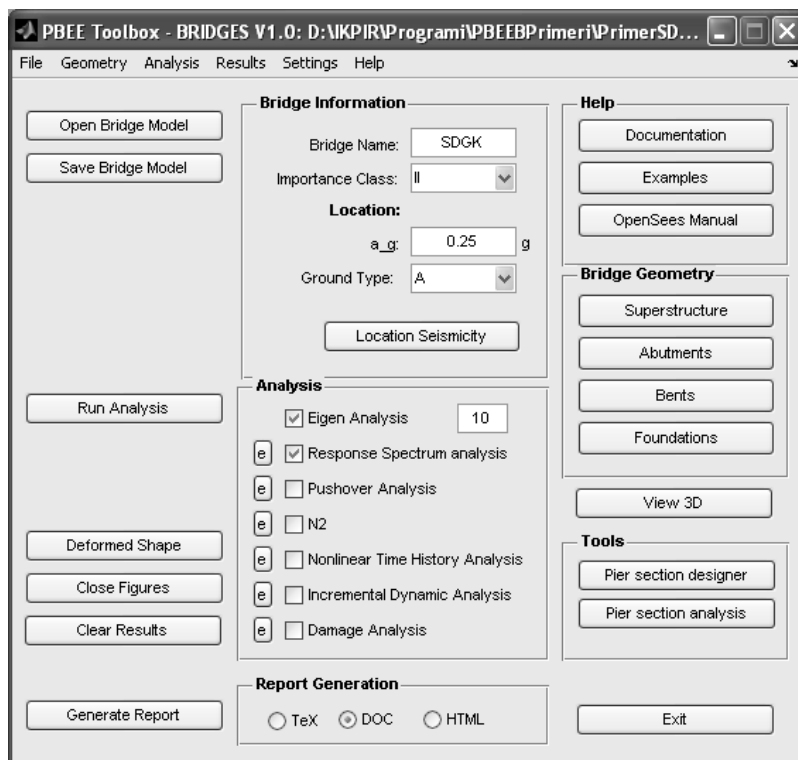
Čeprav sodobni komercialni računalniški programi za analizo konstrukcij, omogočajo izvajanje večine analiz v skladu s sodobnimi evropskimi standardi za projektiranje konstrukcij na potresnih območjih, večinoma ne podpirajo specifičnih zahtev za modeliranje (npr. avtomatsko upoštevanje razpokanosti elementov, spremenljivost potresne obtežbe vzdolž viadukta, regularnost konstrukcije, itd.). Zaradi tega je potrebno veliko dodatnega ročnega dela (v splošnem iterativnega) pri pripravi vhodnih podatkov za nelinearni modelov, kot pri analizi rezultatov, kar je lahko precej zamudno. Zato smo v nadgradili programsko orodje PBEE Toolbox, ki ga je v programskem okolju Matlab (The MathWorks 2010) razvil Dolsek (2010). PBEE Toolbox je bil originalno razvit za potresno analizo AB okvirjev v kombinaciji z odprto-kodnim sistemom za nelinearno analizo konstrukcij OpenSees (McKenna *et al.* 2008). Nadgrajena verzija orodja omogoča avtomatsko pripravo enostavnih modelov AB mostov, izvajanje različnih analiz, obdelavo rezultatov in generacijo preprostih poročil.

OpenSees (Open System for Earthquake Engineering Simulation) je programski sistem, ki ga razvijajo raziskovalci s PEER centra (Pacific earthquake engineering research). Programska koda sistema OpenSees je na spletu prosto dostopna, tako da ima vsak uporabnik možnost razširitev in prilagoditev programa za lastne potrebe, glede na specifičen problem.

Programsko orodje PBEE Toolbox – Bridges (PBEEB) je namenjeno oceni potresnega odziva enostavnih AB premostitvenih konstrukcij v skladu s standardom EN1998-2. Program deluje v programskem okolju Matlab, kjer lahko podatke o konstrukciji in analizah podajamo na različne načine, t.j. prek komandne vrstice, prek vhodnih datotek ali prek preprostega uporabniškega vmesnika (Slika 5.24). PBEEB avtomatsko pripravi vhodne datoteke za program OpenSees, požene izbrane analize, ter uvozi rezultate v Matlab, kjer jih predstavi v grafični obliki. Po končani analizi lahko avtomatsko pripravimo tudi osnovo za poročilo.

V programu so upoštevana nekatera določila standardov EN1998-2 in EN 1998-3 glede nelinearnega modeliranja odziva AB stebrov. Z uporabo PBEEB računalnik opravi večino dela, tako da se lahko uporabnik posveti predvsem analizi rezultatov. V nadaljevanju je podan kratek opis programa.

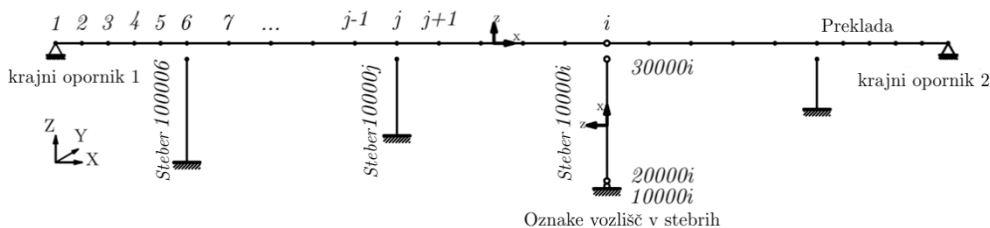




**Slika 5.24:** Glavno okno grafičnega uporabniškega vmesnika PBEE Toolbox – Bridges  
**Figure 5.24:** Main GUI form for PBEE Toolbox -Bridges

Vsi podatki o konstrukciji (splošne informacije, geometrija, materiali, analiza in rezultati) so shranjeni v Matlabovi strukturi »m\_bridge«. V nadaljevanju je podrobneje predstavljena vsebina podstrukture »m\_bridge.structure«, t.j. podstrukture, ki vsebuje podatke o konstrukciji mostu (materiali in geometrija).

Model mostu je določen z geometrijo preklade, geometrijo stebrov, robnimi pogoji na krajiščih preklade ter geometrijo temeljev. Model se sestavi povsem avtomatsko iz osnovnih podatkov o konstrukciji. Tipičen model (oštevilčevanje vozlišč in elementov ter uporabljeni globalni in lokalni koordinatni sistemi) je prikazan na sliki 5.25.

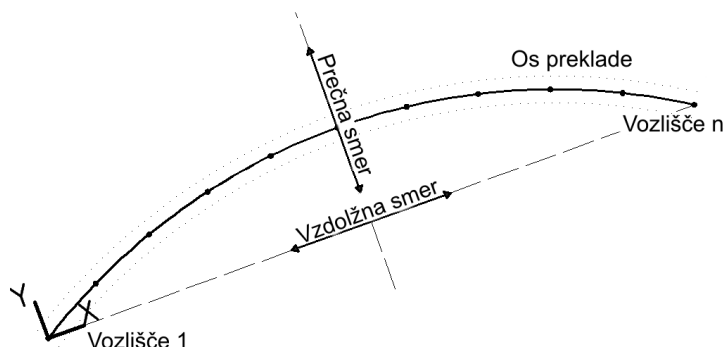


**Slika 5.25:** Matematični model mostu v PBEE Toolbox – Bridges  
**Figure 5.25** Bridge mathematical model in PBEE Toolbox -Bridges

### a) Prekladna konstrukcija

V analizi je predpostavljeno, da se prekladna konstrukcija obnaša linearno elastično, torej je za pripravo modela potrebno podati geometrijske karakteristike prereza, t.j. ploščino prereza,  $A_p$ , vztrajnostne momente okrog y in z osi,  $I_{py}$ ,  $I_{pz}$ , torzijski vztrajnostni moment,  $I_{px}$ , in strižna prereza za y in z smer,  $A_{psy}$  in  $I_{psz}$ , in elastični modul betona. Kot možnost lahko s programskim dodatkom geometrijo prereza preklade pripravimo tudi v okolju AutoCAD (Autodesk Inc. 2010) in jo izvozimo v PBEEB. Dodatni podatek za definicijo osi preklade so še dolžine razponov, horizontalna ukrivljenost in število elementov na katerega se razdeli posamezen razpon. Glede na geometrijo preklade se

avtomatsko definira tudi globalni koordinatni sistem ter vzdolžna in prečna smer konstrukcije kot sta definirani v EN1998-2 (Slika 5.26). Lokalne koordinatne osi elementov so prikazane na sliki 5.27.

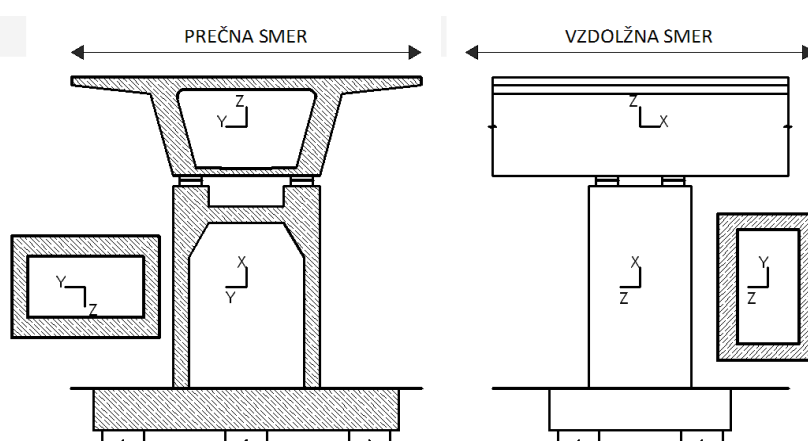


**Slika 5.26:** Definicija vzdolžne in prečne smeri analize v primeru ukrivljenega mostu  
**Figure 5.26:** Definition of longitudinal and transverse analysis direction in case of curved bridge

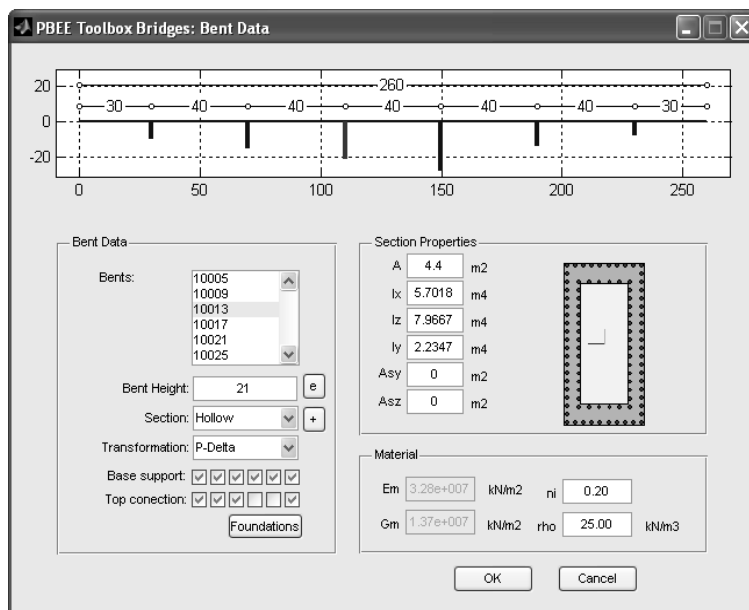
### b) Stebri

V mostovih, ki so projektirani po EN1998-2, lahko pričakujemo plastične deformacije le v stebrih. Zato so stebri modelirani z elementi s katerimi lahko opišemo njihov nelinearen odziv. Uporabljeni so gredni elementi s koncentrirano plastifikacijo (glej 2.2.2a), ki se v potresnem inženirstvu uporabljajo že vrsto let. V pripravi pa so tudi funkcije za avtomatsko generacijo lamelnih elementov in elementov MVLEM. Za definicijo takšnih modelov potrebujemo poleg geometrije prereza, še položaj in dimenzije vzdolžne armature v prerezu, konstitucijske modele betona in jekla ter parametre histereze. Oblike prerezov stebrov so v programu tipizirane, kar omogoča hitrejšo definicijo modela z uporabo grafičnega vmesnika (Slika 5.28). Podobno kot v primeru preklade lahko za definicijo geometrije prereza uporabimo tudi prirejene armaturne načrte iz programa AutoCAD (glej 5.3.2). Za pripravo modela moramo podati še dolžine posameznih stebrov. Položaj in orientacija stebrov je določena iz geometrije preklade in položaja stebra vzdolž osi preklade (Slika 5.25). V stebrih lahko upoštevamo tudi geometrijsko nelinearnost, in sicer s P-delta postopkom.

V trenutni verziji programa materialna nelinearnost upoštevana le za stebre. Predpostavljeno je, da se plastični členki tvorijo le ob vpetju stebrov. Povezava stebra in prekladne konstrukcije je modelirana z ležišči (glej sliko 5.25).



**Slika 5.27:** Lokalni koordinatni sistemi elementov.  
**Figure 5.27** Local coordinate systems



**Slika 5.28:** Uporabniško okno za definiranje geometrije stebrov v PBEE Toolbox - Bridges

**Figure 5.28:** GUI form for bridge pier properties definition

Na podlagi geometrije, konstitucijskih zakonov materialov in osne sile v stebrih se avtomatsko izračuna bodisi efektivna togost stebrov (Vidrih in Rejec 2008), ki jo potrebujemo za linearno analizo, ali pa ovojnice moment-rotacija v plastičnih členih stebrov. Karakteristične točke ovojnic plastičnih členkov se lahko določijo bodisi po postopku predvidenem v EN1998-2 ali EN1998-3, z ali brez upoštevanja padca nosilnosti ali možnosti strižne porušitve. Strižno nosilnost lahko izračunamo po postopku predlaganem v EN1998-2 ali EN1998-3 (glej 2.2.6). PBEEB omogoča tudi enostavno dodajanje ali spreminjanje obstoječih ovojnic moment-rotacija in vrednosti strižne nosilnosti.

### c) Krajni oporniki

Robne pogoje na krajiščih prekladne konstrukcije lahko v najpreprostejšem primeru opišemo z določenimi vrstami podpor (vrtljiva, drsna, ipd.), ali pa uporabimo elemente ničelne dolžine, s katerimi lahko modeliramo začetno rego med prekladno konstrukcijo in opornikom (v vzdolžni in prečni smeri) ter tudi togost in nosilnost opornika, krilnih zidov in/ali zaledne zemljine ter morebitno trenje med prekladno konstrukcijo in krajnim opornikom.

### d) Temelji

V splošnem je predpostavljeno, da so stebri togo vpeti v temeljna tla. Če je podajnost temeljnih tal pomembna za odziv, jo lahko modeliramo z ustreznimi elastičnimi vzmetmi, ali pa podamo dejansko geometrijo pilotne blazine in razporeda pilotov. Karakteristike vzmeti se avtomatsko določijo na podlagi geometrije temeljev in modulom reakcije temeljnih tal. Pod vsakim stebrom lahko definiramo drugačen tip in obliko temeljenja.

### e) Analiza in rezultati

Kot je bilo uvodoma omenjeno PBEEB služi predvsem za hitro pripravo modela, t.j. vhodnih datotek \*.tcl za program OpenSees s katerim se izvede analiza, obdelavo rezultatov in pripravo poročil. Rezultati se shranijo v tekstovne datoteke, ki se nato avtomatsko uvozijo v okolje Matlab-a za nadaljnjo obdelavo. V PBEEB so sicer vgrajeni praktično vsi tipi analize potresnega odziva mostov, ki so predvideni v EN1998-2, z izjemo enostavnih linearnih metod z eno prostostno stopnjo, ki so namenjene predvsem ročnim računom, vendar je glavni cilj PBEEB podpora pri hitri oceni potresnega odziva obstoječih AB mostov z uporabo nelinearnih metod analize, predvsem poenostavljene statične metode N2. Poleg same analize odziva omogoča PBEEB tudi kontrolo regularnosti mostov, tako z

namenom ocene ustreznosti uporabe linearnih metod analize, kot za oceno ustreznosti uporabe metode N2, sledenje nastanku poškodb v plastičnih členkih, avtomatsko izvajanje parametričnih in/ali verjetnostnih študij, itd. Zaradi odprtokodnega pristopa, pa se lahko PBEEB tudi enostavno nadgrajuje.

V skladu z EN1998-2 se pri določitvi mas konstrukcije upoštevajo karakteristične vrednosti stalnih vplivov (stalna obtežba) in navidezno stalne vrednosti spremenljivih vplivov (navpična prometna obtežba). Stalni vplivi se v PBEEB izračunajo avtomatsko glede na geometrijo elementov in specifično težo materialov, vpliv vertikalne prometne obtežbe pa se izračuna glede na priporočila standarda EN1998-2 in EN 1991-2. Dodatno lahko definiramo še morebitno drugo vertikalno obtežbo (npr. teža ne-konstrukcijskih elementov na prekladi, teža morebitnih prečnikov ali teža kape stebrov, ipd.). Vertikalna obtežba se pretvori v točkovne sile, ki delujejo v vozliščih elementov, v istih vozliščih je koncentrirana tudi masa.

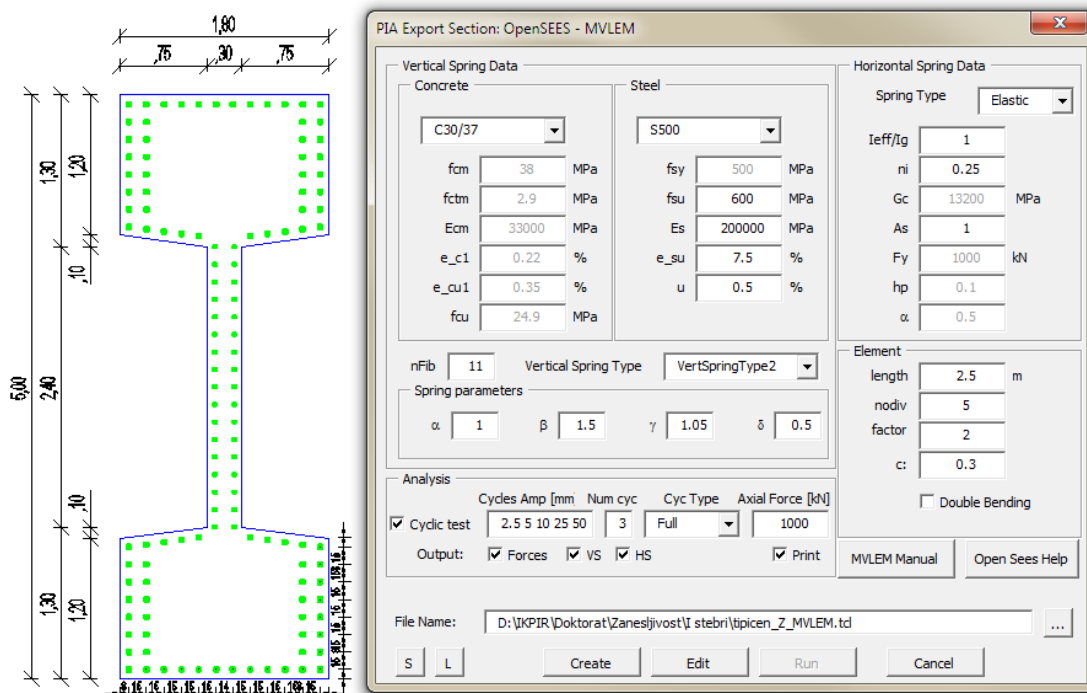
Pred izvedbo katerekoli analize v horizontalni smeri, se izvede analiza za vpliv stalne obtežbe. S tem se izračuna osne sile v stebrih, ki so potreben podatek za izračun nosilnosti in efektivnih togosti stebrov in/ali za izračun karakteristik plastičnih členkov.

Potresna obtežba je definirana s spektri odziva ali s primernimi akcelerogrami. S PBEEB lahko v skladu s principi projektiranja kontroliranega obnašanja avtomatsko ocenimo tudi pospeške temeljnih tal, ki ustrezajo drugačnim verjetnostnim pojavom potresa, t.j. drugačnim povratnim dobam, lahko pa tudi ocenimo pospešek pri katerem je doseženo določeno mejno stanje.

PBEEB omogoča tudi avtomatsko pripravo obtežnih primerov (vsiljeni pomiki) za upoštevanje prostorske spremenljivosti potresne obtežbe po poenostavljeni metodi podani v EN1998-2, ki se zahteva pri analizi daljših mostov, v določenih primerih že pri dolžini 300 m.

### **5.3.2 Predprocesor za definicijo prereзов v programu AutoCAD (PIA)**

Osnova za določitev rotacijskih kapacitet AB stebrov je poznavanje zvez med momenti in ukrivljenostmi za prereze vzdolž stebra. Za določitev slednjih zvez imamo na voljo več programov, kot so npr. CUMBIA (Montejo in Kowalsky 2007), DIAS (DIAS 1990), OpenSees (McKenna *et al.* 2008), PBEE Toolbox (Dolsek 2010), ipd. Večina omenjenih programov temelji na delitvi prereza na določeno število lamel, oz. vlaken, ki jim predpišemo ustrezne konstitucijske zakone (glej poglavji 2.2.2b) in 2.2.3). Pri večjem številu prereзов, še posebej, če ne gre za enostavne pravokotne, oz. krožne prereze, je ročno podajanje geometrije in konstitucijskih zakonov lahko precej zamudno in podvrženo napakam, zato smo se odločili, da tudi ta postopek avtomatiziramo, oz. poenostavimo, kot je le možno. Kot osnova za definicijo geometrije nam običajno služijo načrti, ki so v dandanes v večini primerov pripravljene s CAD programi kot je npr. AutoCAD (Autodesk Inc. 2010), zato smo pripravili sklop funkcij, ki omogoča definicijo in izvoz prereзов iz programa AutoCAD (Pre-processor In AutoCAD - PIA) v tekstovne datoteke ustreznih oblik, ki nam služijo kot vhodne datoteke pri uporabi izbranega programa za analizo prereza. V nekaterih primerih lahko tudi samo analizo zaženemo kar iz AutoCAD okolja. Tako lahko enostavno uporabimo bodisi obstoječe armaturne načrte bodisi narišemo lastne. Poleg vhodnih datotek za analizo prereзов lahko iz programa AutoCAD izvozimo tudi vhodne datoteke za uporabo elementa MVLEM (glej 2.2.2c). Primer pogovornega okna za izvoz vhodne datoteke iz programa AutoCAD za definicijo elementa MVLEM v programu OpenSees prikazan na sliki 5.29.



**Slika 5.29:** Primer pogovornega okna za izvoz geometrije iz programa AutoCAD (Autodesk Inc. 2010) v vhodno datoteko za definicijo elementa MVLEM v programu OpenSees (McKenna *et al.* 2008)

**Figure 5.29:** Example of windows form for MVLEM element definition in an OpenSees (McKenna *et al.* 2008) input file from AutoCAD (Autodesk Inc. 2010)

## 5.4 Analizirane konstrukcije

V tem poglavju so opisane analizirane mostne konstrukcije na katerih smo ovrednotili vplive izbranih sistemskih parametrov na potresno tveganje, rezultati študije pa so povzeti v poglavju 5.5. Obravnavali smo 2 tipa mostov, in sicer viadukte s škatlastimi in viadukte s t.i. I stebri. Najprej smo analize izvedli na primeru dveh dejanskih slovenskih viaduktov, ki so nam služili tudi kot prototipni konstrukciji za pripravo eksperimentalno preizkušanih modelov stebrov (glej poglavji 3 in 4). Nato pa smo na podlagi tipičnih viaduktov (glede na pregled projektantske prakse v Sloveniji nekaterih evropskih državah s podobno prakso) pripravili še po 18 idealiziranih konstrukcij z različnimi kombinacijami dolžin stebrov. Zopet smo v enem primeru predpostavili škatlaste, v drugem pa I stebre.

### 5.4.1 Dejanski starejši viadukt s stebri s škatlastim prerezom

V Sloveniji je bilo pred desetletji zgrajenih več viaduktov s škatlastimi stebri pri katerih so bili uporabljeni armaturni detajli, ki so z današnjega stališča gledano neprimerni za izvedbo stebrov na potresno ogroženih območjih. Uporabljena so bila namreč odprta stremena, ki se nahajajo na notranji strani vzdolžnih armaturnih palic. Tako vgrajena stremena ne morejo nuditi opore vzdolžnim palicam pred uklonom in zagotavljati objetja betonskega jedra prereza. Neustrezna je tudi izvedba preklonov vzdolžnih armaturnih palic saj se preklopi nahajajo na mestu največjih obremenitev, to je ob vpetju stebrov v temelje.

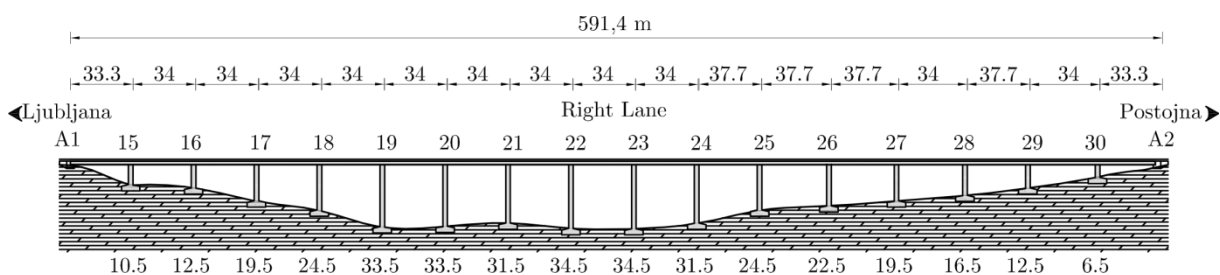
Študija viadukta Ravbarkomanda (Isaković in Fischinger 2006b) je pokazala, da so v takih objektih, ki so temeljeni na dobrih tleh, kjer projektni pospešek temeljnih tal ne presega 0,20 g, potencialno ogroženi le zelo kratki stebri. V teh bi lahko prišlo do krhke kombinirane strižno-upogibne porušitve. Za kritična so se izkazala tudi ležišča, saj so bili izračunani pomiki v večini večji od dopustnih. Eksperimentalno potrjena duktilnost za pomike stebrov znaša med 3 in 4 (glej poglavji 3.2.3 in 3.3.3), kar pomeni, da so zaradi ugodne oblike stebrov in nizkega nivoja osne sile izkazali zmerno duktilnost. Predstavljenih ugotovitev ne moremo posplošiti na objekte, ki so temeljeni na slabših tleh, saj v teh primerih lahko pričakuje večje potresne zahteve. Z viaduktom Ravbarkomanda tudi niso primerljivi

objekti z daljšimi razponi posameznih polj, saj so osne sile v stebrih v teh primerih večje, kar pomeni, da se duktilnost takih stebrov zmanjša (Zevnik 2007).

Dvaintrideset kilometrov dolg avtocestni odsek Vrhnika - Postojna je prvi zgrajen odsek sodobne štiripasovne avtoceste v Sloveniji. Gradnja odseka se je začela maja 1970, za promet pa so ga odprli decembra 1972. Na odseku je več viaduktov – viadukt Verd (630 m), viadukt Derviše (68,5 m), viadukt Ivanje Selo (225 m), viadukt Unec in viadukt Ravbarkomanda (591 m).

Viadukt Ravbarkomanda, ki je grajen v krivini, in sicer horizontalni radij 2000 m in vertikalni 100000 m, je sestavljen iz dveh ločenih objektov. Vsaka prometna smer poteka na ločeni konstrukciji. Za analizo smo uporabili desni del viadukta (stebri v oseh 15 – 30), ki je daljši kot levi in pri katerem so razlike v višinah posameznih stebrov večje. Vzdolžni prerez viadukta Ravbarkomanda je prikazana na sliki 5.30. Celotna dolžina obravnavane konstrukcije znaša 591,4 m. Največja višina stebra, skupaj s kapo, je 34,5m, najmanjša pa 6,5m. Več podatkov o viaduktu Ravbarkomanda lahko najdemo v (Isaković in Fischinger 2006b; Rejec 2006b; Vidrih 2006b; Zevnik 2007).

Viadukt Ravbarkomanda premošča in dvakrat križa dvotirno železniško progo, cesto prvega reda Ljubljana-Koper in cesto drugega reda Unec-Postojna. V primeru porušitve obeh objektov viadukta Ravbarkomanda bi tako verjetno prišlo do izjemnih indirektnih stroškov, saj bi ob enem izgubili obe glavni cestni prometni povezavi in edino železniško med Primorsko in Osrednjo Slovenijo (in tudi eno pomembnejših povezav med Zahodno in Vzhodno Evropo), kar nakazuje veliko pomembnost viadukta.



**Slika 5.30:** Vzdolžni prerez viadukta Ravbarkomanda  
**Figure 5.30** Ravbarkomanda viaduct side view

Za analizo viadukta Ravbarkomanda smo uporabili 19 akcelorogramov, ki so bili generirani na podlagi zapisov iz evropske baze zapisov močnih potresov, in, ki so bili v prejšnjih študijah uporabljeni za območje viadukta Ravbarkomanda (Isaković in Fischinger 2006b; Zevnik 2007).

Za analizo vpliva nezanesljivosti sistemskih parametrov smo pripravili 20 matematičnih modelov z uporabo stratificiranega vzorčenja (glej 5.1.1) ob upoštevanju priporočil za izbrane naključne spremenljivke, kot so podana v preglednici 5.1.

#### 5.4.2 Dejanski novejši viadukt s stebri z I prerezom

Kot primer dejanskega viadukta smo izbrali viadukt katerega je postopek za hitro oceno potresnega tveganja, kot je opisan v poglavju 2.3.2, označil kot najbolj potencialno ogroženega. Za oceno ogroženosti (R) smo za vsakega izmed obravnavanih slovenskih viaduktov s stebri z I prerezom (glej poglavje 4) ocenili potresno nevarnost (S) glede na pričakovan projektni pospešek tal ( $a_g$ ), ranljivost (V) glede na leto izgradnje (LI) ter pomembnost (I), glede na povprečni letni dnevni promet (PLDP). Pri tem smo uporabili izraz (2.215) ob predpostavki, da so vse uteži  $w_i$  enake 1,0. Potresno nevarnost in pomembnost smo razdelili v sedem razredov glede na projektni pospešek tal in povprečni letni dnevni promet (PLDP), ranljivost pa v šest razredov glede na leto izgradnje. Delitev na razrede in ustrezne vrednosti za V, S in I so prikazane v preglednici 5.8. V preglednici 5.9 so zbrani osnovni podatki o upoštevanih viaduktih in ocene njihove ranljivosti glede na izbrane predpostavke.

S to metodo ocene ogroženosti tipičnih I viaduktov na območju Slovenije z namenom ovrednotenja vrstnega reda izvajanja natančnejših analiz tveganja (angl. prioritization) se je kot najbolj ogrožen izkazal viadukt Bizovik, ki se nahaja na območju vzhodne ljubljanske obvoznice (glej sliko 4.2), t.j. na območju z najvišjo potresno nevarnostjo ( $a_g=0,250g$ ;  $S=1,0$ ) in ima ob tem največjo pomembnost ( $PLDP>60000$ ;  $I=1,0$ ). Praktično vsi obravnavani objekti so bili zgrajeni po letu 1990 ( $V=0,1-0,3$ ), ko smo v Sloveniji za projektiranje mostov sicer že začeli z upoštevanjem zahtev standardov Evrokod 8, vendar smo kljub temu to obdobje razdelili na tri dele, kot je prikazano v preglednici 5.8, zaradi upoštevanja prehodnega obdobja prehoda na nove standarde. Po letu 2008 pa je postala uporaba standardov Evrokod obvezna.

**Preglednica 5.8:** Vrednosti parametrov potresne nevarnosti (S), ranljivosti (V) in pomembnosti (I) za oceno potencialne ogroženosti izbranih viaduktov

**Table 5.8:** The values of the parameters for seismicity (S), vulnerability (V) and importance (I) for the estimation of the seismic risk of selected viaducts

ag/g	S (ag/g)	LI	V(LI)	PLDP	I(PLDP)
0,000 < 0,100	1/7	<1970	10/10	<10000	1/7
0,100 < 0,125	2/7	1970<1980	8/10	10000<20000	2/7
0,125 < 0,150	3/7	1980<1990	4/10	20000<30000	3/7
0,150 < 0,175	4/7	1990<1995	3/10	30000<40000	4/7
0,175 < 0,200	5/7	1995<2008	2/10	40000<50000	5/7
0,200 < 0,225	6/7	>2008	1/10	50000<60000	6/7
>0,225	7/7			>60000	7/7

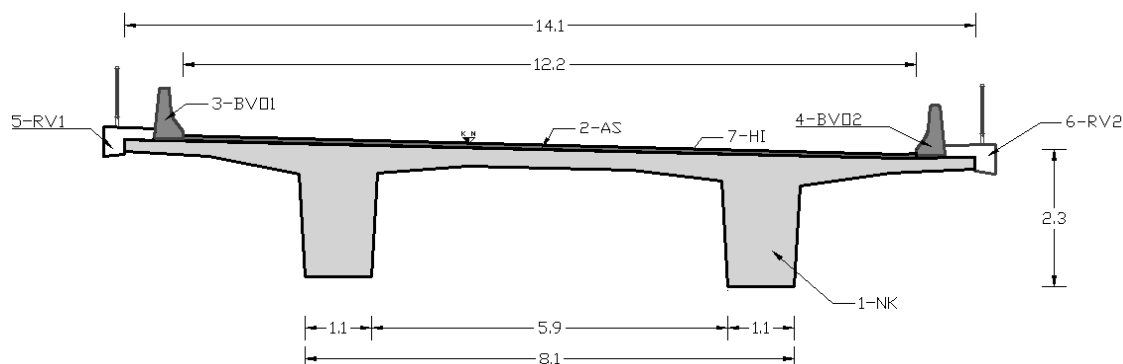
**Preglednica 5.9:** Ocena potencialne ogroženosti nekaterih viaduktov s stebri z I prerezom

**Table 5.9:** Potential risk estimation for selected viaducts with I shaped piers

Objekt	leto dokončanja	V	ag/g vir: (Lapajne et al. 2001c)	S	PLDP vir: (DC 2009)	I	R=VSI
Bandera	1994	0,3	0,175	0,7143	28955	0,3000	0,064
Barnica	2008	0,1	0,175	0,7143	9354	0,1000	0,007
Bivje	2004	0,1	0,100	0,2857	28016	0,3000	0,009
<b>Bizovik</b>	<b>1995</b>	<b>0,2</b>	<b>0,250</b>	<b>1,0000</b>	<b>61009</b>	<b>1,0000</b>	<b>0,200</b>
Črni Mlinar	2002	0,1	0,175	0,7143	36373	0,4000	0,029
Dragučova	2009	0,1	0,100	0,2857	31000	0,4000	0,011
Glinščica	2000	0,1	0,125	0,4286	21356	0,3000	0,013
Goli vrh	1995	0,2	0,175	0,7143	29900	0,3000	0,043
Ljubno	2010	0,1	0,175	0,7143	35000	0,4000	0,029
Lešnica (Ormož)	1997	0,2	0,200	0,8571	6081	0,1000	0,017
Mlake	2002	0,1	0,225	1,0000	42500	0,5000	0,050
Ribnik	1999	0,2	0,175	0,7143	12415	0,2000	0,029
Smelavec	2003	0,1	0,125	0,4286	20712	0,3000	0,013
Šumljak	2007	0,1	0,175	0,7143	9354	0,1000	0,007
Tržiška bistrica	2003	0,1	0,200	0,8571	35000	0,4000	0,034
V6-4	2009	0,1	0,100	0,2857	29000	0,3000	0,009
Vodole II	2009	0,1	0,100	0,2857	30000	0,4000	0,011
Zlokarje	2002	0,1	0,175	0,7143	36373	0,4000	0,029

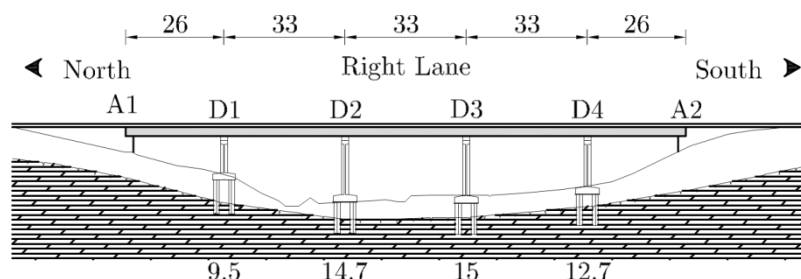
V okviru izgradnje vzhodne avtocestne ljubljanske obvoznice sta bila zgrajena tudi dva viadukta, ki premoščata dolino Bizoviškega potoka. Viadukt 6-1C premošča dolino s šestimi razponi in je dolžine 180 m med osemna krajnih opornikov, oziroma 222 m med koncema opornikov, viadukt 6-1D pa premošča dolino Bizoviškega potoka v 5 razponih in je dolžine 148 m med osemna krajnih opornikov, oziroma 186 m med koncema opornikov.

Prekladna konstrukcija viaduktov 6-1C in 6-1D je zasnovana kot prednapeta voziščna plošča z dvema rebroma, konstantnega prečnega prereza višine 220 cm, s prečniki samo na koncih objektov. Rebri sta spodaj širine 110, ob prehodu v ploščo pa 130 cm. Voziščna plošča je med rebri debeline 30 cm in se na notranji strani ob rebri vutasto odebeli na 45 cm. Konzola, ki je dolžine 1,90 m je na koncu debeline 20 cm in se enakomerno odebeli proti rebri na 50 cm (Slika 5.31).



**Slika 5.31:** Shema prereza preklade  
**Figure 5.31:** Superstructure section

Podporno konstrukcijo predstavljajo 5 (objekt C) oziroma 4 (Objekt D; Slika 5.32) vmesne podpore in po dva krajna opornika, ki se nadaljujeta v krilno steno dolžine do 16,0 m. Stebri imajo I prevez, ki je v glavi razvejan, tako da je zagotovljeno dovolj prostora za eventualno menjavo ležišč. Stebri so širine 500 cm, s pasnicama širine 180 cm, in debeline od 90 cm do 100 cm. Stojina je konstantne debeline 30 cm, v glavi stebra pa se v natezni coni odebeli na 180 cm. Višine stebrov, ki so spodaj elastično vpeti v pilotno blazino debeline 180 cm in tlorisnih dimenzij 6,00 m x 6,50 m, znašajo od 8,0 m do 15,0 m. Oba viadukta sta temeljena na uvrtnih pilotih premera 150 cm, ki segajo minimalno 4,50 m (3D) v kompaktno hribino (Ponting d.o.o. 2009).



**Slika 5.32:** Vzdolžna shema desnega objekta viadukta Bizovik  
**Figure 5.32:** Bizovik viaduct, right traffic lane

Vmesne podpore so zasnovane v skladu s pravili in principi, ki upoštevajo načrtovano obnašanje oziroma nosilnost konstrukcije (capacity design) v primeru potresne obtežbe v skladu s standardom EN1998-2. Niso pa upoštevana določila standarda EN1998-2 glede zagotavljanja objetja jedra prereza in preprečevanja uklona vzdolžne armature (glej poglavje 4). Na vseh vmesnih podporah so nameščena elastična ležišča iz armiranega elastomera, dimenzij 700/700 mm različnih debelin, oziroma fiksna neotopf ležišča v sredini zavorne enote, v skladu z zasnovo horizontalne stabilnosti objekta. Nepomična vozlišča so nameščena na 3 centralnih stebrih viadukta 6-1C in na 2 centralnih stebrih viadukta 6-1D in preprečujejo večje deformacije ali zdrs konstrukcije s stebra med potresom. Nepomična ležišča so dimenzionirana na maksimalne računске prečne sile, tako da se pri potresu tvorijo plastični členki v stebrih in pilotih prej kot popustijo ležišča (metoda varovalke).

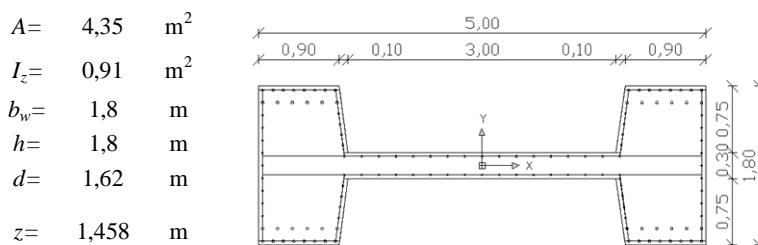


Na krajnih opornikih se prenaša obtežba prekladne konstrukcije na podporno konstrukcijo preko prečno nepomičnih neoprenskih ležišč (viadukt 6-1D), oziroma prečno nepomičnih drsnih ležišč (viadukt 6-1C).

Krajni oporniki so zasnovani kot masivni in so temeljeni na 6 oziroma 7 pilotih premera 125 cm, ki segajo minimalno 3,00 m v kompaktno hribinsko osnovo. Zaradi izredno težke konfiguracije terena se vi oporniki nadaljujejo v krilni zid, ki je dolžine od 14 do 18 m. Krilni zid leži na pilotni blazini in je elastično vpet v masivno čelno steno opornika, dodatno povezavo med čelno steno opornika in krilnim zidom pa še predstavlja prednapeta betonska natezna vez dimenzij 100 x 100 cm.

Pri objektu 6-1C, ki ima predvideni dilataciji D 160 z dvema tesnilnima trakovima je pod dilatacijo vzdrževalni hodnik z ustreznim dostopom. Na viaduktu 6-1D, kjer pa sta predvideni dilataciji D 100 (z enim trakom) je izvedba zaključka klasična, brez revizijskega hodnika.

Geometrijske karakteristike prereзов stebrov so prikazane na sliki 5.33:



Slika 5.33: Skica prereza stebrov viadukta Bizovik

Figure 5.33: Pier section sketch

Delež vzdolžne armature ob vpetju je ~1,2%. Uporabljen je beton C25/30 (MB35). Tako za vzdolžno kot za strižno armaturo je uporabljeno jeklo S400 (RA 400/500). Izračun vertikalne obtežbe na prekladi in mase je prikazana v preglednici 5.10.

**Preglednica 5.10:** Izračun obtežbe in mase prekladne konstrukcije

Table 5.10: Superstructure load and mass calculation

Oznaka	Opis	površina [m <sup>2</sup> ]	specifična teža [kN/m <sup>3</sup> ]	obtežba [kN/m]
1-NK	Nosilna konstrukcija	9,06	25	225,0
2-AS	Asfalt	0,98	25	24,5
3-BVO1	BVO desno	0,26	25	6,5
4-BVO2	BVO levo	0,26	25	6,5
5-RV1	Robni venec levo	0,26	25	6,5
6-RV2	Robni venec desno	0,26	25	6,5
7-HI	HI	0,14	11	1,5
	ograja za pešce 2x			~1
			$g = \Sigma$	~278

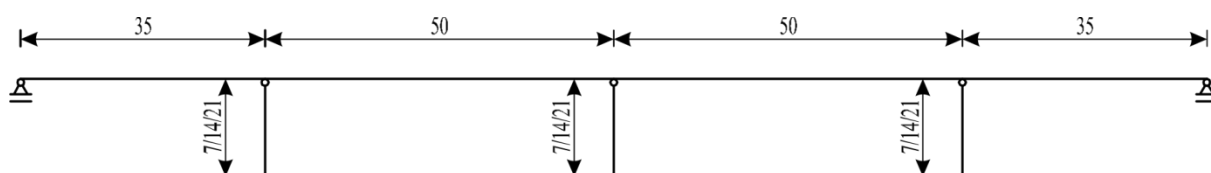
Porazdeljena masa na prekladi znaša torej:

$$m' = q / g \approx 28,3t / m$$

Glede na to, da so dolžine pilotov nad kompaktno hribino precej majhne, kar pomeni, da podajnost pilotov le malo vpliva na nihajni čas konstrukcije, smo v modelu predpostavili, da so stebri togo vpeti v pilotno blazino. Glede na originalni projekt naj bi se sicer v primeru močnejšega potresa lahko plastični členki pojavili tudi v pilotih, kar pa ni bil predmet raziskave. Vplive upoštevanjem interakcije med zemljino in konstrukcijo (angl. Soil-Structure Interaction - SSI) bi bilo v nadaljnjih analizah smiselno natančneje preučiti.

#### 5.4.3 Tipičen viadukt s stebri s škatlastim prerezom

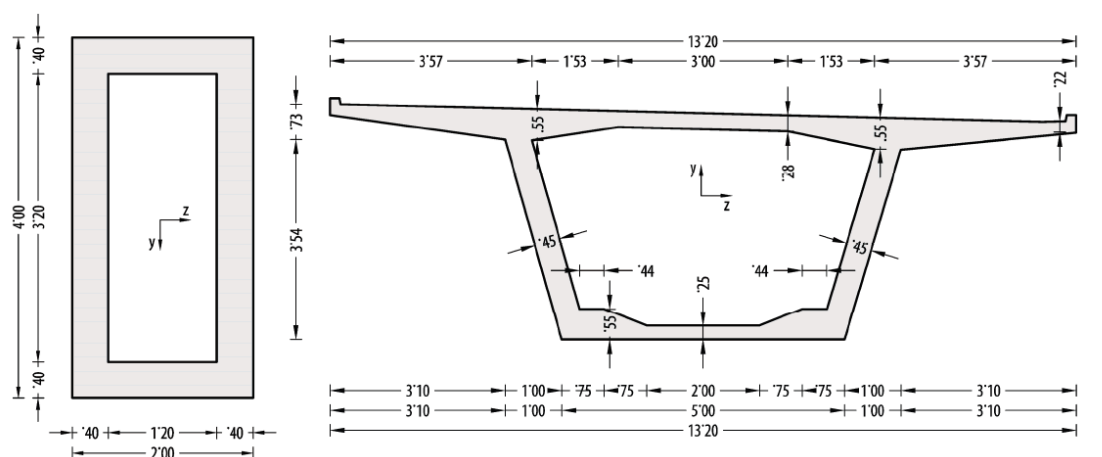
Za tipičen viadukt s škatlastimi stebri smo privzeli enako geometrijo, kot jo je pri svojem delu za analizo potresnega odziva tipičnih viaduktov z ustreznimi detajli upošteval Zevnik (2007). Predpostavljena je ravna prekladna konstrukcija skupne dolžine 170 m. Sestavljena je iz štirih polj, od katerih sta sredinski dolgi 50 m, stranski pa 35 m. Enotska višina stebrov znaša 7 m, vsak od treh stebrov pa je lahko visok eno, dve ali tri enote (slika 5.2). Na ta način dobimo osemnajst različnih konstrukcij, ki se med seboj razlikujejo po razporeditvi in višini stebrov. Viadukte smo podobno kot Zevnik označili s predpono V (za viadukt) in kombinacijo števil, ki ponazarjajo višino vsakega od stebrov. Na primer: viadukt z višinami stebrov 7 m, 14 m in 21 m ima oznako V123.



**Slika 5.34:** Vzdolžna shema tipičnega viadukta  
**Figure 5.34** Typical viaduct

Pri projektiranju vzdolžne armature smo upoštevali, da se viadukt nahaja na področju s projektnim pospeškom tal 0,25 g in da je temeljen na tleh tipa A. V skladu s tradicionalno prakso smo v modelu upoštevali nerazpokane prereze stebrov. Predvideli smo duktilno obnašanje, torej smo izbrali faktor obnašanja  $q=3,5$ .

Stebri viadukta so škatlasti, dimenzij  $2 \times 4$  m in s stenami debeline 0,40 m (Slika 5.35). Dimenzioniranje vzdolžne armature smo izvedli avtomatsko z uporabo programskega orodja PBEEB. Pri tem smo vnaprej pripravili škatlaste prereze z različnimi količinami vzdolžne armature, in sicer od 0,5 do 5% s korakom 0,25%. Program je tako sam izbral ustrezen prerez glede na rezultate modalne analize s spektri odziva, nato pa je z uporabo metode načrtovanja nosilnosti določil še potrebno količino prečne armature. Zaradi primerjave odziva s sodobnimi viadukti smo ohranili enak prerez preklade, kot ga je upošteval Zevnik (2007), čeprav so v tipičnih starejših viaduktih iz 70 let prejšnjega stoletja običajno pogostejše montažne prekladne konstrukcije.



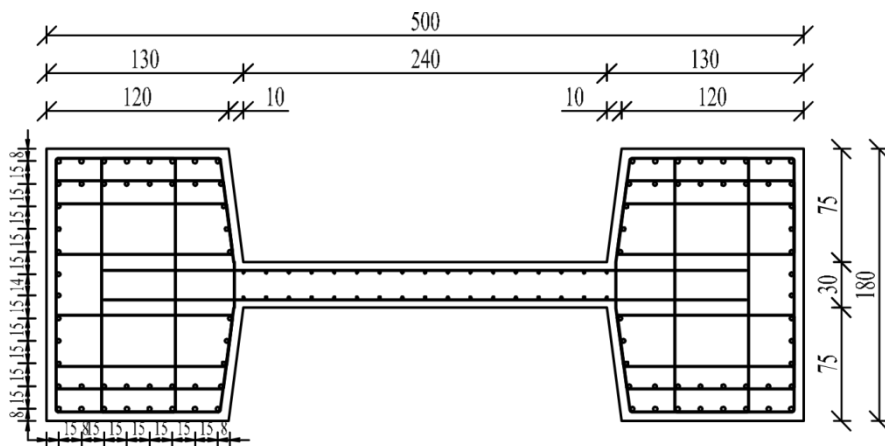
**Slika 5.35:** Prerez stebra in preklade (Zevnik 2007)  
**Figure 5.35** Pier and deck sections (Zevnik 2007)

Za oceno vplivov nezanesljivosti modela smo za vsakega izmed 18 viaduktov pripravili po 3 različne matematične modele, in sicer glede na priporočila standardov EN1998-2 in EN1998-3. Pri tem smo v slednjem primeru enkrat predvideli, da je strižna nosilnost stebrov ustrezna, t.j. da je bila pri projektiranju uporabljena metoda načrtovanja nosilnosti, v drugem pa smo količino prečne armature zmanjšali za faktor 3.

#### 5.4.4 Tipičen viadukt s stebri z I prerezom

Podobno kot v predhodnih študijah (Zevnik 2007), smo obravnavali konstrukcijski sistem viaduktov, tipičen za avtocestne sisteme v Srednji Evropi, ki smo ga določili glede na pregled tipičnih razponov in dolžin stebrov nekaterih viaduktov s stebri z I prerezom (Priloga D.2). Ker se je izkazalo, da so tipični razponi pri viaduktih z I stebri precej podobni kot v primeru škatlastih stebrov, kot jih je pri svojem delu upošteval Zevnik (2007), smo sklenili, da zaradi primerjave ohranimo enake dimenzije viaduktov, kot pri škatlastih stebrih (glej 5.4.3). Za oceno vpliva načina izvedbe krajnih opornikov, t.j. z nepomično, oz. pomično podporo smo vse analize opravili za oba tipa podpor.

Razlika je torej zgolj v obliki stebrov. Za tipičen prerez smo uporabili enake zunanje dimenzije stebra, kot smo jih določili v poglavju 4 in, ki je prikazan na sliki 5.36.



**Slika 5.36:** Tipičen I prerez  
**Figure 5.36** Typical I section

Sodobni standardi so v prakso vpeljali upoštevanje t.i. razpokanih prerezov, kar lahko precej vpliva na odziv viaduktov na potresno obtežbo in posledično na potrebno količino tako vzdolžne kot prečne armature. V okviru parametričnih študij smo skušali ovrednotiti tudi vpliv upoštevanja oz. neupoštevanja razpokanosti prerezov stebrov na odziv viaduktov. Predvideli smo naslednje primere, ki so opisani v razdelku 2.3.1a), t.j.:

- Nerazpokani prerezi
- Razpokani prerezi EN1998-1
- Razpokani prerezi EN1998-2: Metoda 1 in Metoda 2
- Razpokani prerezi EN1998-3

Za vsakega izmed zgoraj naštetih primerov smo najprej dimenzionirali vzdolžno armaturo, prečno armaturo pa smo nato določili po postopku načrtovanja nosilnosti. Za lažje delo smo pri vseh stebrih predpostavili enak razpored vzdolžne armature, kot je prikazan na sliki 5.36, večali smo le premere palic. Tako smo lahko izvedli avtomatsko dimenzioniranje vzdolžne armature, in sicer tako, da smo vnaprej pripravili prereze z deleži armature od 1 do 4% s korakom 0,25%, ki jih je program izbral na podlagi upogibnih zahtev iz potresne obtežne kombinacije.

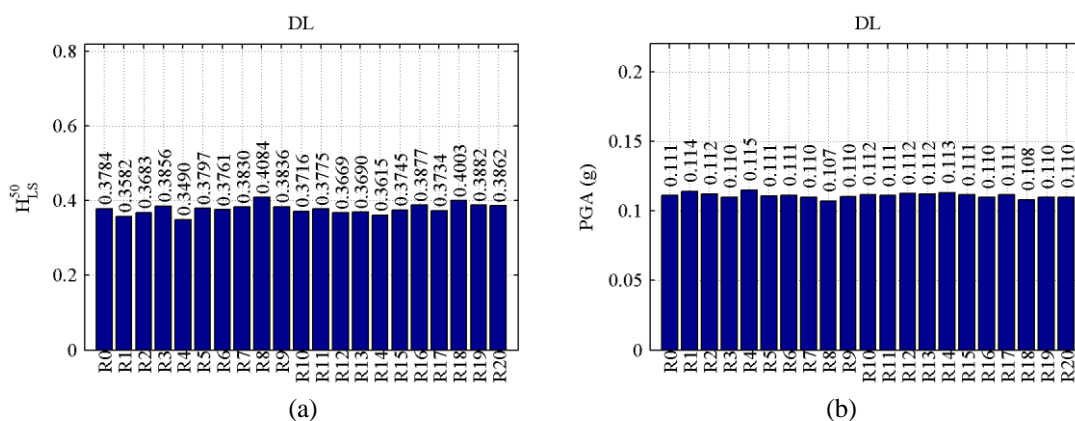
## 5.5 Rezultati študije

V tem razdelku so zbrani rezultati ocene potresnega tveganja za konstrukcije predstavljene v predhodnem razdelku. Najprej smo za dejanski starejši viadukt s škatlastimi stebri (5.5.1) izvedli analizo tveganja z upoštevanjem negotovosti glede sistemskih parametrov, podobno kot v enostavnem primeru iz poglavja 5.2. Na primeru dejanskega viadukta z I stebri (5.5.2) smo analizirali vpliv uporabe različnih metod analize na oceno pospeška pri katerem bi v konstrukciji prišlo do mejnega stanja pomembnih poškodb. Na primeru tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri (5.5.3) smo analizirali vpliv uporabljene metode za določitev histereznih ovojnic stebrov na oceno tveganja. Ob tem smo

dotatno predpostavili še dva skrajna primera prečne armature, t.j. primer pomanjkljive prečne armature, ki ne more zagotoviti zadostne strižne nosilnosti stebrov in primer prečne armature, ki bi bila potrebna glede na zahteve sodobnih standardov za gradnjo mostov na potresnih območjih. V primeru tipičnih viaduktov z I stebri (5.5.4) smo analizirali vpliv upoštevanja razpokanosti stebrov, t.j. efektivne togosti, na potresno tveganje takih viaduktov.

### 5.5.1 Dejanski starejši viadukt s škatlastimi stebri

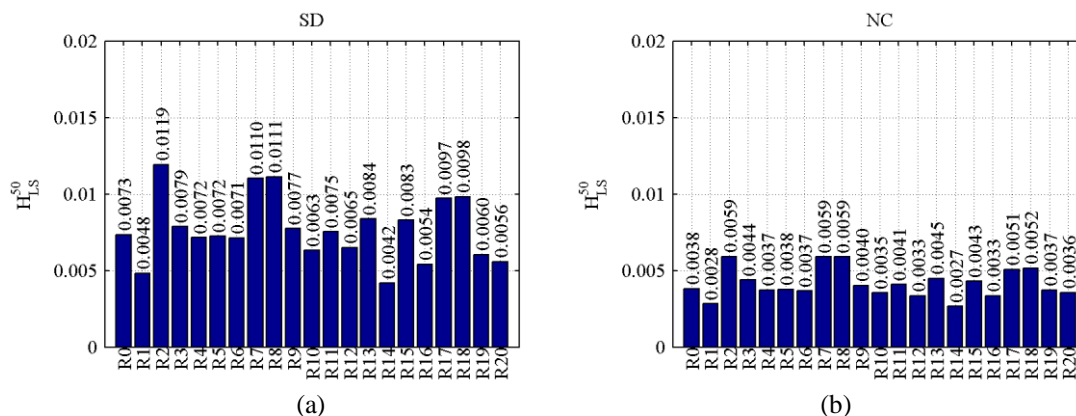
Na primeru geometrije dejanskega starejšega viadukta s škatlastimi stebri smo analizirali vpliv nekaterih sistemskih parametrov na potresno tveganje. V ta namen smo pripravili 20 matematičnih modelov viadukta z uporabo stratificiranega vzorčenja (glej 5.1.1) ob upoštevanju priporočil za izbrane naključne spremenljivke (tlačna trdnost betona, meja tečenja jekla, osna sila v stebrih, glede na lastno težo ter stalno in koristno obtežbo) kot so podana v preglednici 5.1. Za vsak tako pripravljen model smo nato izvedli inkrementalno dinamično analizo, na podlagi katere smo določili potresno tveganje za izbrana mejna stanja. V tem primeru smo se posvetili mejnima stanjema pomembnih poškodb (SD) in blizu porušitve (NC). Stebri, na katere se v dejanskem viaduktu prenaša vzdolžna obtežba, so s preklado povezani z elastomernimi ležišči, kar pomeni, da lahko pričakujemo da se večina deformacij izvede na ležiščih, torej so stebri praktično izolirani. V obravnavanem primeru pa smo upoštevali členkasto povezavo med stebri in preklado, da bi dobili čim večje obremenitve stebrov. V nadaljevanju smo seveda opravili tudi primerjave med tako »izolirano« in »neizolirano« konstrukcijo (glej 5.6).



**Slika 5.37:** Verjetnost prekoračitve mejnega stanja pomembnih poškodb za viadukt Ravbarkomanda določene s pomočjo LHS metode (20 modelov) (a) in mediane pospeškov pri katerem je doseženo mejno stanje (b).

**Figure 5.37:** Probabilities of exceedance of DL limit state for the Ravbarkomanda viaduct determined using LHS sampling (20 models) (a), and associated PGAs (b)

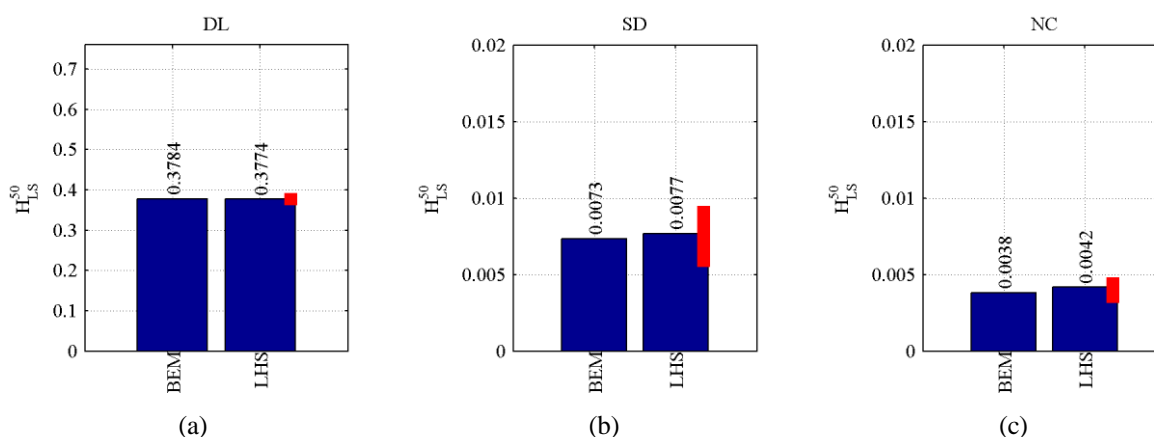
Na slikah 5.37a in 5.38 so prikazane ocenjene vrednosti tveganja za BEM (angl. Best Estimate Model, na sliki označen z R0) in 20 modelov (R1-R20) konstrukcije določenih na podlagi LHS vzorčenja. Za vzdolžno smer se izkaže, da bi bila taka konstrukcija precej ogrožena, saj je v nekaterih primerih verjetnost pojava pomembnih poškodb v stebrih skoraj 40% v 50 letih (Slika 5.37). Razlog za to je v definiciji globalnega mejnega stanja viadukta, za katerega smo privzeli trenutek, ko je v katerem koli izmed stebrov doseženo izbrano mejno stanje. Ker se obtežba v obravnavanem primeru prenaša na vse stebre so zahteve precej neenakomerno porazdeljene po stebrih in zato odpade večji del obtežbe na krajše stebre (oz. proporcionalno s togostjo), ki tako kontrolirajo odziv celotne konstrukcije. V praksi se sicer takim izvedbam viaduktov izogibamo, saj obtežbo v vzdolžni smeri običajno prek nepomičnih ležišč prenašamo na manjšo skupino daljših stebrov, medtem ko so na krajših bodisi drsna bodisi elastomerna ležišča. S slike 5.37 lahko razberemo tudi, da igra vpliv izbranih sistemskih parametrov precej majhen vpliv na oceno tveganja prekoračitve mejnega stanja nastanka poškodb. V primeru ostalih dveh obravnavanih stanj pa so razlike nekoliko večje, t.j. reda velikosti 2-3 (Slika 5.38).



**Slika 5.38:** Verjetnosti presežka mejnega stanja pomembnih poškodb (a) in mejnega stanja blizu porušitve (b) za 20 matematičnih modelov generiranih s stratificiranim vzorčenjem v vzdolžni smeri

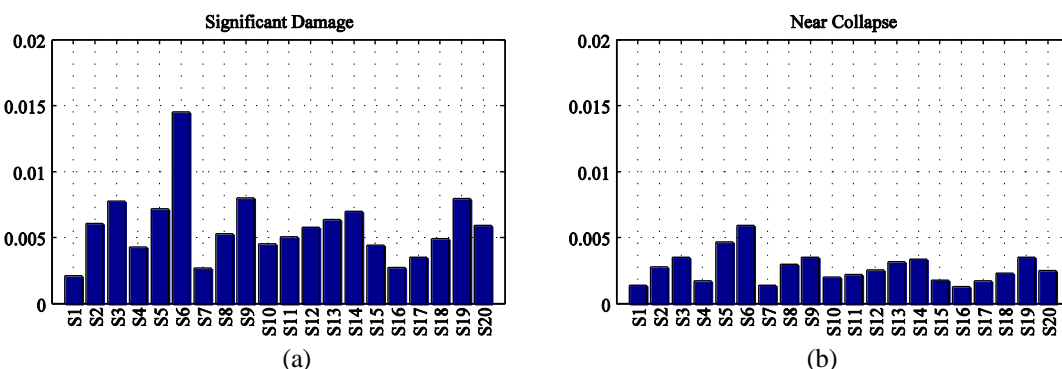
**Figure 5.38** Probability of exceedance of limit state of significant damage (a) and near collapse (b) for 20 mathematical models generated using stratified sampling in longitudinal direction

Na sliki 5.39 je prikazana primerjava vrednosti tveganja za presežek izbranih mejnih stanj, t.j. mejnega stanja preprečevanja poškodb (a-DL), mejnega stanja pomembnih poškodb (b-SD) in mejnega stanja blizu porušitve (c-NC).



**Slika 5.39:** Primerjava tveganja za presežek izbranih mejnih stanj za BEM in LHS (z rdečo je označeno območje  $\pm\sigma$ )

**Figure 5.39** Comparison of risk of exceedance of selected limit states for BEM and LHS (red line marks the area  $\pm\sigma$ )



**Slika 5.40:** Verjetnosti presežka mejnega stanja pomembnih poškodb (a) in mejnega stanja blizu porušitve (b) za 20 matematičnih modelov generiranih s stratificiranim vzorčenjem v prečni smeri

**Figure 5.40** Probability of exceedance of limit state of significant damage (a) and near collapse (b) for 20 mathematical models generated using stratified sampling in transverse direction

Tudi v prečni smeri se obtežba prenaša na vse stebre, vendar so v tem primeru zahteve manjše, saj se obtežba razmeroma enakomerno porazdeli med njimi, t.j. izbrani viadukt je razmeroma regularen. Glede na to je tudi ocenjeno potresno tveganje precej nižje (velikostni red 0,5% v 50 letih).

Glede na zgornje rezultate lahko vidimo, da vpliv obravnavanih sistemskih parametrov igra določeno vlogo pri oceni potresnega tveganja, vendar je red velikosti tveganja prekoračitve mejnega stanja blizu porušitve približno enak v vseh primerih  $\sim 1\%$  v 50 letih. Glede na raztrose rezultatov bi lahko skušali oceniti faktor  $C_U$  iz izraza (2.236), t.j. amplifikacijskega faktorja za zajem vplivov negotovosti določitve matematičnega modela (v obravnavanem primeru cca. 2-3).

### 5.5.2 Dejanski novejši viadukt s stebri z I prerezom

V primeru novejšega viadukta s stebri z I prerezom smo analizirali vpliv izbrane računske metode za oceno potresnega tveganja, in sicer smo uporabili modalno analizo s spektri odziva, metodo N2 in nelinearno analizo potresnega odziva. Z vsemi tremi metodami smo torej skušali oceniti pospešek tal pri katerem pričakujemo, da bo doseženo izbrano mejno stanje. Seveda lahko le s sklopom nelinearnih dinamičnih analiz, t.j. analiz IDA ocenimo tudi vpliv nezanesljivosti zaradi variacije v zapisih akcelerogramov (in posledično tveganje), z ostalima metodama pa dobimo le oceno za pospešek pri katerem dosežemo določeno mejno stanje. Na primeru obravnavanega viadukta smo tudi preverili primernost uporabe nelinearne statične analize za oceno potresnega odziva z uporabo Indeksa Aplikabilnosti (angl. Applicability index), t.j. oceno regularnosti viadukta.

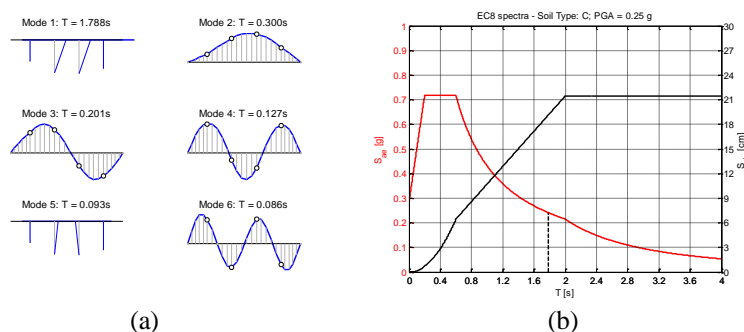
#### a) Modalna analiza s spektri odziva

Za modalno analizo s spektri odziva potrebujemo linearen model in ustrezen spekter pospeškov. Običajno jo uporabljamo za dimenzioniranje novih konstrukcij glede na informacijo o projektnem pospešku tal na lokaciji konstrukcije. V tem primeru pa smo jo uporabili v obratni smeri, t.j. iz kapacitete konstrukcije smo skušali določiti pri kakšnem pospešku bi bila ta presežena. Pri modeliranju konstrukcije smo uporabili 5 načinov določitve efektivne togosti stebrov, t.j.:

- Nerazpokani prerezi
- Razpokani prerezi EN1998-1
- Razpokani prerezi EN1998-2: Metoda 1 in Metoda 2
- Razpokani prerezi EN1998-3

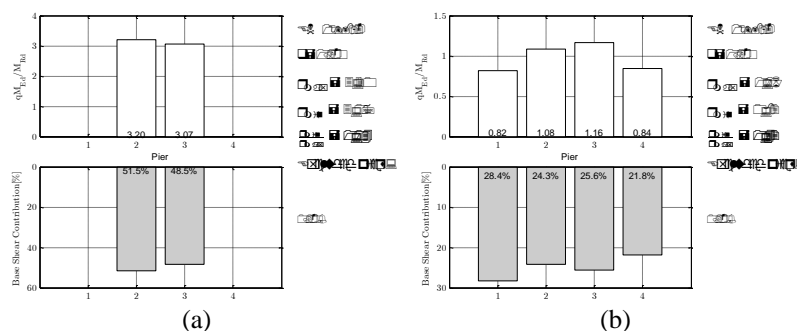
Pri izračunu smo uporabili elastičen spekter odziva po standardu EN1998-1 za tla C. V skladu z metodo smo predpostavili linearen odziv konstrukcije do porušitve, oziroma upoštevali smo pravilo enakosti pomikov (kar je v vzdolžni smeri upravičeno, saj so bili nihajni časi konstrukcij  $>1,5$  s). Vse analize smo izvedli z referenčnim pospeškom temeljnih tal  $0,25g$ . Nato smo z ekstrapolacijo določili pri kakšnem pospešku bi bilo določeno mejno stanje. Oglejmo si postopek na primeru objekta D z upoštevanjem nerazpokanih stebrov:

#### 1) izvedemo modalno analizo s spektri odziva



**Slika 5.41:** Analiza lastnega nihanja (a) in vrednosti v spektru pospeškov (pomikov) za prvi nihajni čas (b)  
**Figure 5.41** Eigen analysis (a) and values in acceleration (displacement) response spectrum (b)

2) določimo zahteve v stebrih, oz. razmerje med zahtevami (D) in kapacitetami (C)  $r=D/C$  (bodisi za primer nosilnosti, kot je prikazano na sliki 5.42, bodisi za primer mejnega zasuka)



**Slika 5.42:** Razmerje med zahtevami in kapacitetami ( $r=D/C$ ) v stebrih za vzdolžno (a) in prečno (b) smer  
**Figure 5.42** Demand-Capacity ratios ( $r=D/C$ ) in piers for longitudinal (a) and transverse (b) direction

3) določimo ustrezne pospeške s pomočjo linearne interpolacije.

Primer: s slike 5.42 lahko razberemo, da je pri pospešku 0,25 g upogibna nosilnost presežena za faktor 3,2, kar pomeni, da steber steče približno pri pospešku:

$$a_{g,DL} = \frac{a_{g,r}}{C/D} = \frac{0,25}{3,2} = 0,08g.$$

Tukaj smo upoštevali poenostavitev glede enakosti upogibnega momenta na meji tečenja in upogibne nosilnosti. V preglednici 5.11 so prikazane vrednosti za vse obravnavane primere.

**Preglednica 5.11:** Ocena kapacitete konstrukcije s pomočjo Modalne analize s spektri odziva  
**Table 5.11:** Capacity estimation using Modal response spectrum analysis

Metoda:	Vzdolžna smer				Prečna smer			
	$M_D/M_C$	$a_{g,DL}$	$\theta_D/\theta_C$	$a_{g,SD}$	$M_D/M_C$	$a_{g,DL}$	$\theta_D/\theta_C$	$a_{g,SD}$
Nerazpokani prerezi	3,20	0,08	0,29	0,88	1,16	0,22	0,05	5,21
EN1998-1	1,79	0,14	0,32	0,78	1,07	0,23	0,10	2,50
EN1998-2: Metoda 1	1,36	0,18	0,32	0,78	0,99	0,25	0,15	1,67
EN1998-2: Metoda 2	1,08	0,23	0,32	0,78	0,89	0,28	0,22	1,14
EN1998-3	1,00	0,25	0,32	0,78	0,81	0,31	0,25	1,00

Opazimo lahko, da igra upoštevanje razpokanosti prerezov pri oceni kapacitete (t.j. pospeška pri katerem je dosežena kapaciteta) z linearnimi metodami pomembno vlogo, saj lahko dobimo precej različne vrednosti pospeškov, še posebej v prečni smeri. V vzdolžni smeri so razlike manjše saj so nihajni časi konstrukcije blizu 2 s, t.j. časa ko v spektru pomikov vrednosti ne naraščajo več.

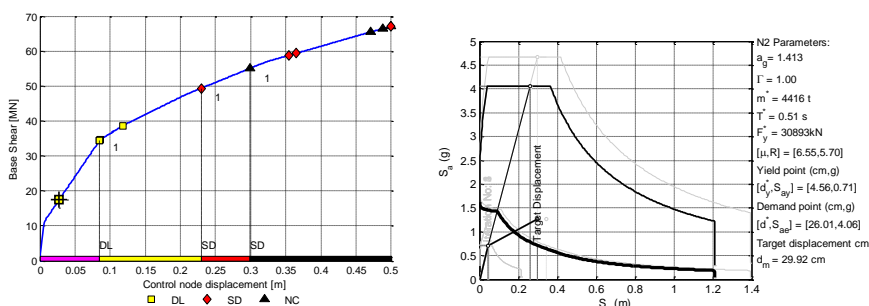
### b) Metoda N2

Podobno kot z modalno analizo s spektri odziva smo tudi z uporabo metode N2 ocenili kapaciteto konstrukcije. Pri tem smo pri analizah v prečni smeri predpostavili različne oblike obtežbe, in sicer:

- enakomerno,
- parabolično,
- proporcionalno prvi nihajni obliki,
- trikotno in
- sinusoidno

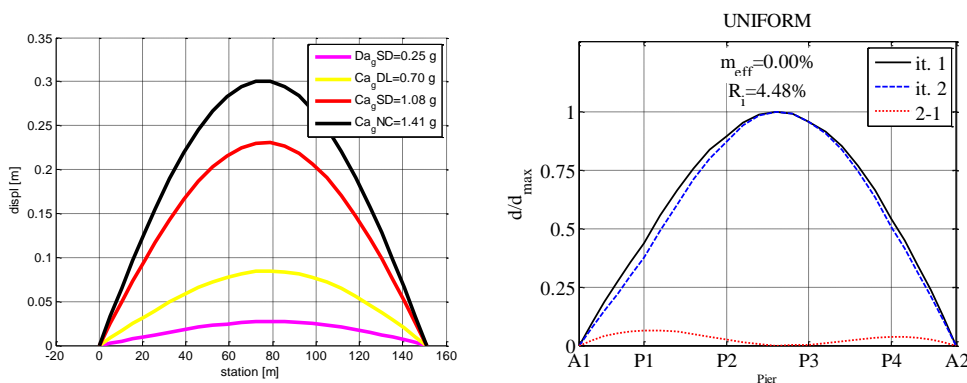
V vzdolžni smeri pa smo uporabili le enakomerno obliko obtežbe. Koraki metode N2 in posebnosti pri njeni uporabi v primeru mostov so predstavljeni v poglavju 2.3.1b). Tukaj podajamo le rezultate analiz, t.j. kapacitete konstrukcije, za zgoraj našete primere oblik obtežbe (

Preglednica 5.12).



Slika 5.43: Parametri metode N2: (levo) t.i. potisna krivulja; (desno) Spekter v AD formatu  
Figure 5.43 N2 method parameters: (left) pushover curve; (right) Spectrum in AD format

Po opravljeni analizi z N2 metodo za referenčni pospešek (Slika 5.43) tal smo z iterativno metodo določili tudi kapaciteto konstrukcije, t.j. pospeške, ki spravijo konstrukciji v izbrano mejno stanje (Slika 5.44). Primernost uporabe metode N2 smo preverili z uporabo Indeksa regularnosti.



Slika 5.44: Kapacitete konstrukcije in ustrezne deformirane lege (levo); Indeksa regularnosti (desno)  
Figure 5.44 Structure capacity and accompanying deformation lines (left); Index of applicability (right)

Preglednica 5.12: Ocena kapacitete konstrukcije s pomočjo metode N2

Table 5.12: Capacity estimation using N2 method

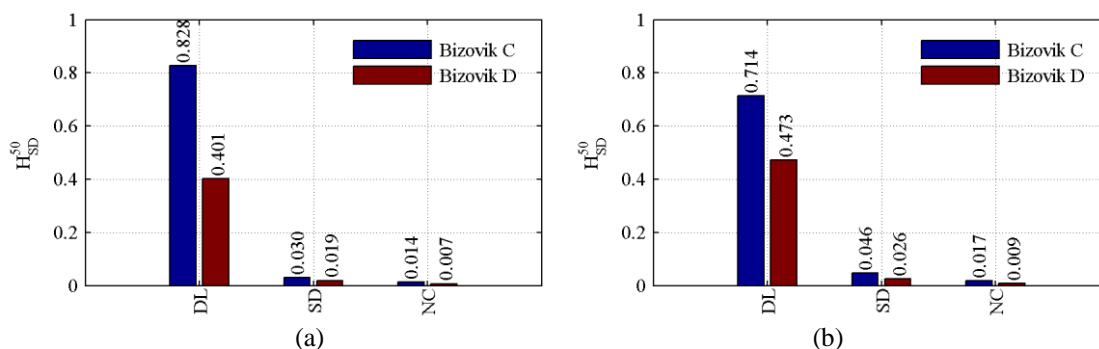
Smer	Obtežba	$C_{agDL}$ (g)	$C_{agSD}$ (g)	$C_{agNC}$ (g)	$A_i$ (%)
Prečna	enakomerna	0,70	1,08	1,41	4,48
	parabolična	0,61	0,99	1,29	1,81
	proporcionalno prvi nihajni obliki	0,59	1,03	1,33	1,32
	trikotno	0,58	0,96	1,25	1,77
	sinusoidna	0,61	0,98	1,29	1,77
Vzdolžna	enakomerna	0,26	0,59	0,78	0,00

c) Nelinearna analiza časovnega odziva

Kot je opisano v poglavju 5.4.2 se v obravnavanem viaduktu v vzdolžni smeri horizontalna obtežba prenaša na srednje (daljše) stebre. Pri takih viaduktih so običajno na krajših stebrih nameščena drsna ležišča, vendar pa so v obravnavanem viaduktu na krajnih stebrih in opornikih nameščena elastomerna ležišča prek katerih se lahko del obremenitev prenese tudi nanje. Za analizo vpliva take rabe ležišč smo pripravili po dva modela za vsakega izmed dveh objektov obravnavanega viadukta, t.j. C in D. V primeru upoštevanja ležišč dobimo nekoliko bolj togo konstrukcijo, kar sicer pomeni nekoliko večje sile vendar se v tem primeru obtežba prenese na več komponent. Izkaže se, da je vpliv ležišč na obe različen (Slika 5.45). Medtem ko se v primeru objekta C tveganje za nastanek poškodb nekoliko



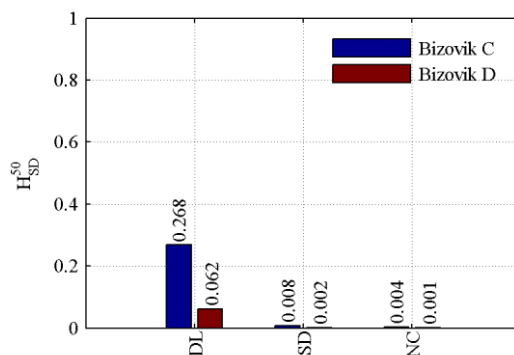
zmanjša se v objektu D nekoliko poveča. V primeru ostalih dveh mejnih stanj pa se tveganje z upoštevanjem ležišč nekoliko poveča.



**Slika 5.45:** Verjetnosti presežka izbranih mejnih stanj v 50 letih za obe konstrukciji viadukta Bizovik: (a), če zanemarimo ležišča na krajnih stebrih in (b), če jih upoštevamo - vzdolžna smer

**Figure 5.45** Probability of exceedance of selected limit states in 50 years for both Bizovik viaducts: (a), if bearings at end piers are neglected, and (b) if they are taken into account - longitudinal direction

V prečni smeri se potresna obtežba prenaša na vse stebre viadukta in krajna opornika prek nepomičnih ležišč. Izkaže se, da je tveganje za presežek vseh obravnavanih mejnih stanj v primeru daljšega objekta (C) večje za cca. faktor 4. Razlog za to je predvsem posledica oblike prereza, ki ne izhaja zgolj iz potresnih zahtev. Zaradi tega so stebri v prečni smeri izjemno odporni. V dejanskem primeru viadukta Bizovik so stebri sicer temeljeni na pilotni blazini, kot je opisano v razdelku 5.4.2. Glede na projekt je sicer tudi pričakovano, da se bodo v primeru močnejšega potresa plastični členki pojavili v pilotih.



**Slika 5.46:** Verjetnosti presežka izbranih mejnih stanj v 50 letih za obe konstrukciji viadukta Bizovik - prečna smer

**Figure 5.46** Probability of exceedance of selected limit states in 50 years for both Bizovik viaducts - transverse direction

#### d) Primerjava rezultatov

##### 5.5.3 Tipičen viadukt s škatlastimi stebri

Na primeru tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri, ki so predstavljeni v razdelku 5.4.3, smo analizirali vpliv uporabljene metode za določitev histereznih ovojníc stebrov (nezanesljivost modela) na oceno njihovega potresnega tveganja. Za določitev histereznih ovojníc stebrov smo uporabili dve metodi, in sicer glede na:

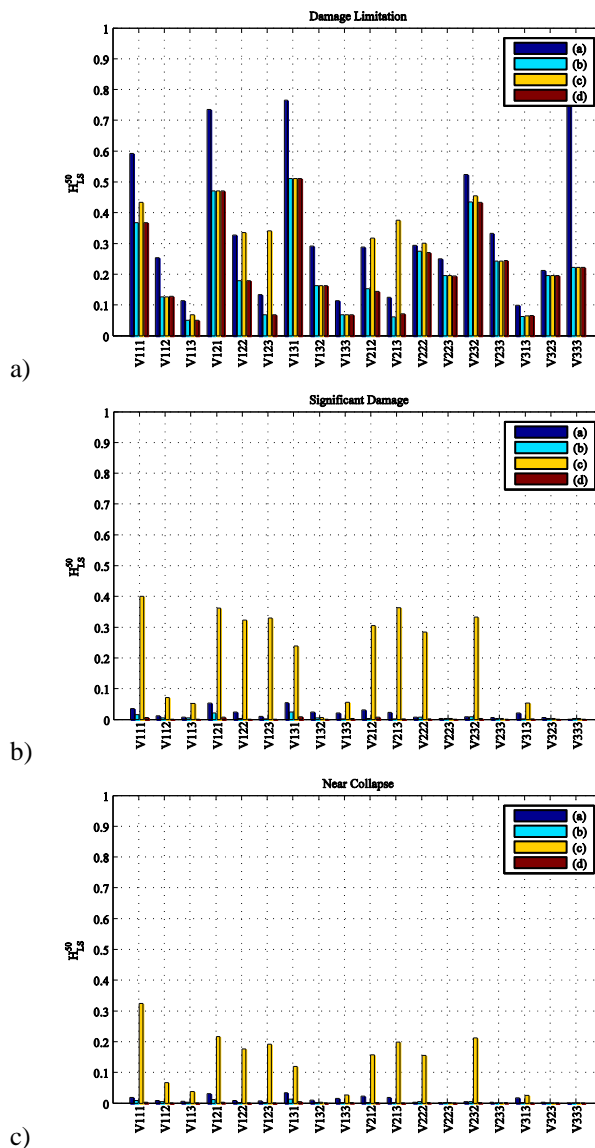
a) standard EN1998-2 (2.2.5a) in

b) standard EN1998-3 (2.2.5b).

Poleg tega smo za vsakega izmed 18 viaduktov pripravili še po 2 modela, pri katerih smo histerezne ovojnice določili z isto metodo kot v primeru b) le da smo enkrat upoštevali

c) 3x manjšo prečno armaturo od potrebne glede na načrtovanje nosilnosti in

d) prečno armaturo, ki bi bila potrebna glede na zahteve standarda EN1998-2 za objetje jedra prereza, oz. za preprečitev uklona vzdolžne armature.



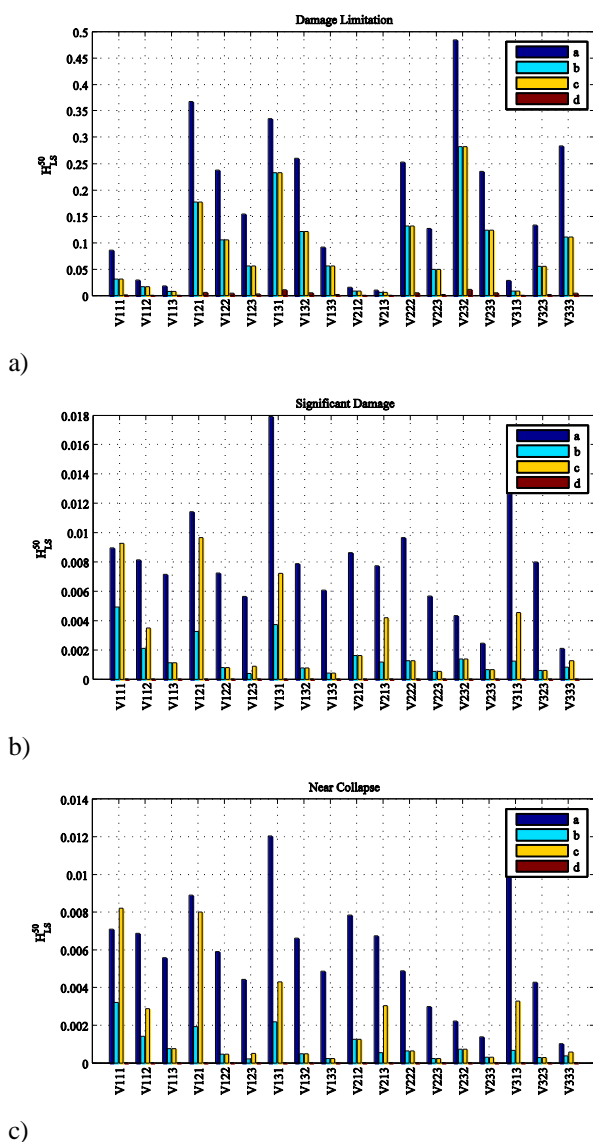
**Slika 5.47:** a) Verjetnosti presežka mejnega stanja preprečitve poškodb, b) mejnega stanja pomembnih poškodb in c) mejnega stanja blizu porušitve za 18 tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri - vzdolžna smer

**Figure 5.47** a) Probability of exceedance of limit state of damage limitation, b) significant damage and c) near collapse 18 typical viaducts with hollow columns - longitudinal direction

Najprej so za vsa tri obravnavana mejna stanja, kot so predvidena v standardu EN1998-3, t.j. mejno stanje preprečitve poškodb (DL), mejno stanje pomembnih poškodb (SD) in mejno stanje blizu porušitve (NC), prikazani rezultati za vzdolžno smer. Izkaže se, da v primeru mejnega stanja nastanka poškodb največje vrednosti model a. Razlog za to je v tem, da je rotacija na meji tečenja glede na standard EN1998-2 nekoliko manjša od rotacije, ki jo da empirična metoda, ki je privzeta v standarde EN1998-3 (model b). V tem primeru tudi za ostale 3 modele (b-c) ni bistvenih razlik, razen v primerih, kjer je bila strižna nosilnost nižja od sile na meji tečenja ( $M_{\sqrt{L}}$ ). Glede na to, da je krivulja potresne nevarnosti za nizke vrednosti pospeškov precej nezanesljiva moramo dobljene absolutne vrednosti tveganja jemati s precejšno rezervo, t.j. bolje jih je gledati le relativno. V primeru ostalih dveh mejnih stanj pa je absolutno največje tveganje prisotno v primeru c, kjer mejno stanje blizu porušitve narekuje strig. Tudi v takem primeru smo mejno stanje pomembnih poškodb definirali kot 75% rotacije blizu

porušitve, čeprav to ni popolnoma v skladu s standardom EN1998-3. Tveganje za modele b je precej manjše kot za modele a. Razlog za to je zopet v nekoliko večjih mejnih zasukih in definiciji mejnih stanj (za več razlag glej tudi 2.2.5 in razlage pri 3.2.4).

Do podobnih zaključkov pridemo tudi v primeru prečne smeri, t.j. največje tveganje za nastanek poškodb izkazuje model pripravljen po priporočilih EN1998-2. Za ostali dve mejni stanji pa se izkaže, da je lahko postopek po EN1998-2 včasih tudi bolj konservativen (a), kot če v metodi po EN1998-3 upoštevamo strižno porušitev (c). To se pojavi predvsem v primeru mostov, ki imajo zelo kratke stebre, za katere postopek po EN1998-2 ni najbolj primeren, saj zelo podceni dolžine plastičnih členkov in s tem tudi rotacijsko kapaciteto stebrov. V primeru (d) do pospeška 2g (do koder smo zaradi smiselnosti omejili račun) le v redkih primerih pride do pomembnih poškodb v stebrih, tako da je tveganje v primerjavi z ostalimi primeri viaduktov precej manjše. Torej lahko trdimo, da čeprav na prvi pogled zahteve standarda EN1998-2 glede količine in izvedbe prečne armature izgledajo pretirane lahko vsaj teoretično precej zmanjšajo tveganje pred porušitvijo stebrov. Seveda ob predpostavki, da so tudi uporabljeni materiali v skladu z zahtevami standardov.

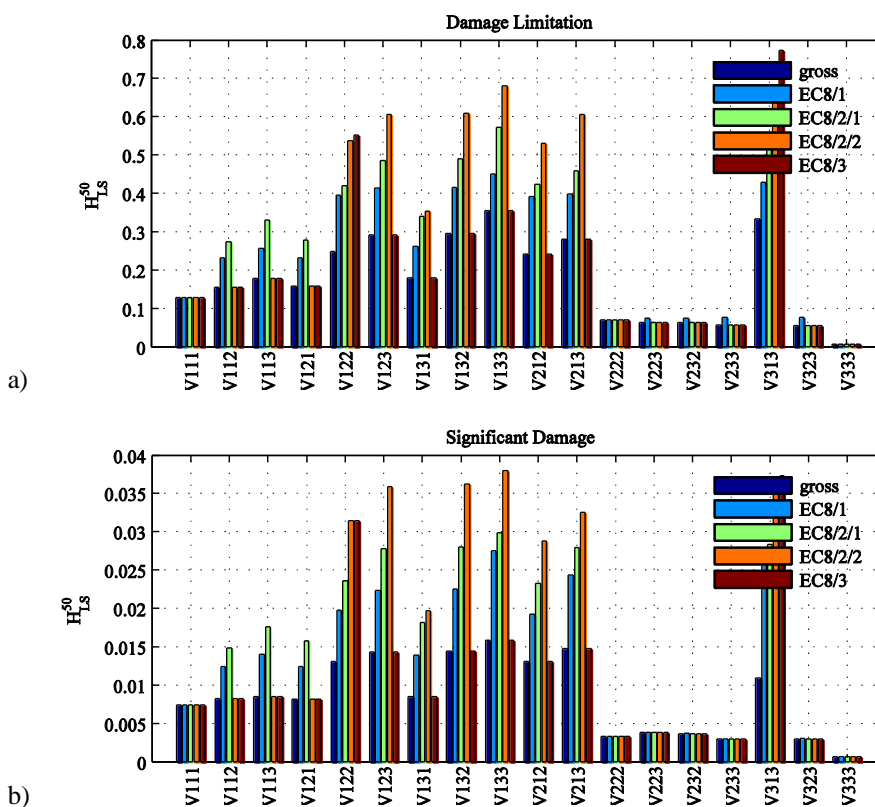


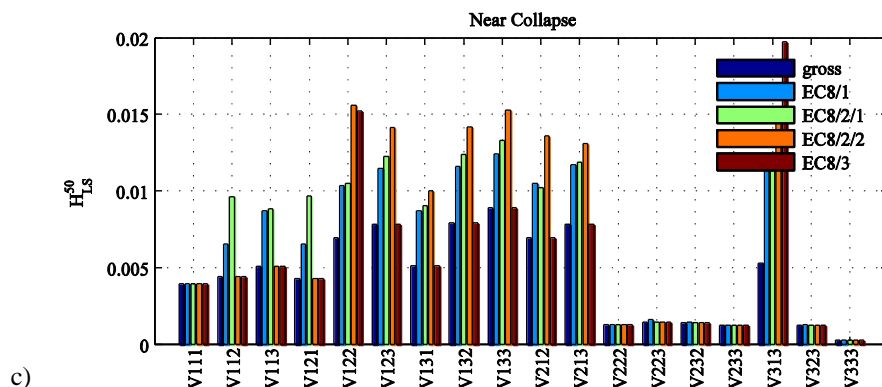
**Slika 5.48:** a) Verjetnosti presežka mejnega stanja preprečitve poškodb, b) mejnega stanja pomembnih poškodb in c) mejnega stanja blizu porušitve za 18 tipičnih viaduktov s škatlastimi stebri - prečna smer  
**Figure 5.48** a) Probability of exceedance of limit state of damage limitation, b) significant damage and c) near collapse 18 typical viaducts with hollow columns - transverse direction

### 5.5.4 Tipičen viadukt s stebri z I prerezom

Na primeru tipičnih viaduktov s stebri z I prerezom smo analizirali vpliv načina upoštevanja razpokanosti stebrov (začetne togosti) pri projektiranju na potresno tveganje. Kot je omenjeno v razdelku 5.4.4 smo glede na izbran način upoštevanja razpokanosti prerezov najprej dimenzionirali vzdolžno armaturo v stebrih, na podlagi katere smo s pomočjo metode načrtovanja nosilnosti določili še prečno armaturo. Tako smo dobili 90 (18 x 5) viaduktov z različno količino vzdolžne armature (razen v primerih kjer je zadostovala že minimalna vzdolžna armatura, t.j. 1%), za katere smo opravili analizo potresnega tveganja.

Glede mejnega stanja preprečevanja poškodb, lahko pričakujemo da bodo najmanjše tveganje izkazali viadukti z največjo upogibno nosilnostjo, t.j. viadukti, ki smo jih projektirali z upoštevanjem nerazpokanih prerezov. To se lepo kaže na sliki 5.49, saj so verjetnosti nastanka poškodb pri vseh viadukih najmanjše (prvi stolpci) prav pri upoštevanju nerazpokanih prerezov. Zanimivo pa je, da se podoben trend ohranja tudi pri mejnem stanju pomembnih poškodb (SD) in mejnem stanju blizu porušitve (NC). V tem primeru je do izraza prišla metoda načrtovanja nosilnosti, saj smo ob večji količini vzdolžne armature zagotovili tudi večjo količino stremen, kar je zadostovalo za ohranitev trenda verjetnosti prekoračitve vseh obravnavanih mejnih stanj. V nelinearnih analizah časovnega odziva smo upoštevali zveze med momenti in zasuki, ki smo jih določili na podlagi dejanske armature, materialnih karakteristik in osnih sil v stebrih.





c)

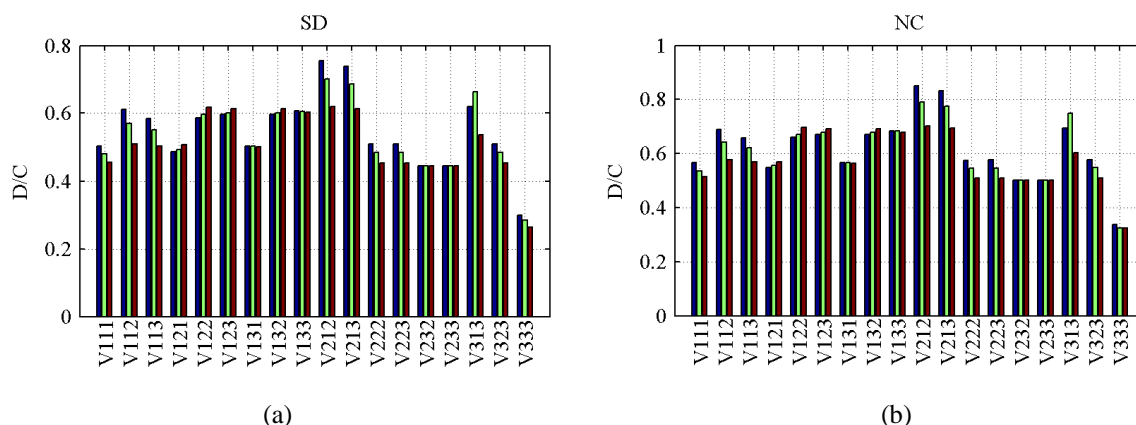
**Slika 5.49:** Verjetnosti presežka mejnega nastanka poškodb (a), mejnega stanja pomembnih poškodb (b) in mejnega stanja blizu porušitve (c) za 18 tipičnih viaduktov

**Figure 5.49** Probability of exceedance of limit states: DL (a); SD (b); NC (c) for 18 typical viaducts

Predvsem nas je zanimal odziv v vzdolžni smeri, saj v prečni smeri zaradi velike upogibne nosilnosti stebrov, ki sicer ne izhaja le iz potresnih zahtev, ne pride do večjih poškodb v stebrih na območju

Pri oceni tveganja smo uporabili enako funkcijo potresne nevarnosti kot v predhodnih razdelkih.

Na sklopu viaduktov, dimenzioniranih z nerazpokanimi prerezi smo analizirali tudi vpliv upoštevanja različnih stopenj vedenja o konstrukciji na ocenjeno razmerje med zahtevami in kapacitetami konstrukcij za izbrana mejna stanja (SD in NC). Upoštevali smo tri stopnje vedenja, ki so predvidene v standardu EN1998-3 (KL1, KL2 in KL3) tako, da smo z ustreznimi faktorji zaupanja ( $C_{KL1}=1,35$ ,  $C_{KL2}=1,2$  in  $C_{KL3}=1,0$ ) korigirali trdnosti materialov v skladu s standardom. Najprej smo iz funkcije potresne nevarnosti določili pospeške, ki ustrezajo v standardu predpisanim povratnim dobam, nato smo pri teh pospeških za vzdolžno smer izvedli N2 analize, s čimer smo določili potresne zahteve in tudi kapacitete, ki ustrezajo posameznemu mejnemu stanju izražene s PGA. Razmerje med zahtevami in kapacitetami (D/C) smo nanesli na absciso, kot je prikazano na slikah 5.50 a in b. Izkaže se, da so lahko v nekaterih primerih razmerja D/C pri KL3 tudi večja kot pri KL1, kar namiguje na to, da le upoštevanje faktorjev zanesljivosti ne vodi vedno do konservativnih rezultatov. Dodatno se pokaže, da je uporaba dodatnega mejnega stanja (NC), ki ni prisotno v EN1998-1 in EN1998-2 v primeru ocene potresnega odziva nujno, saj so lahko razmerja D/C v tem primeru drugačna kot v primeru SD.



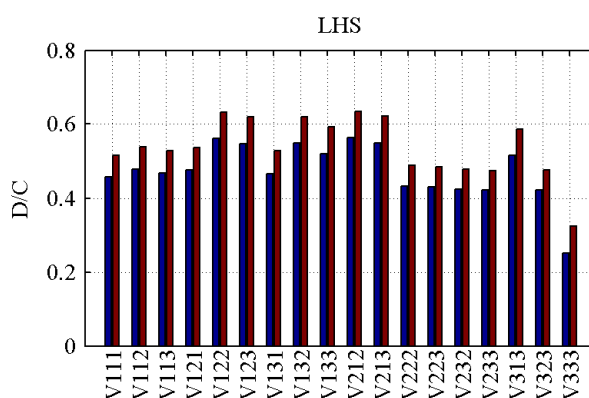
(a)

(b)

**Slika 5.50:** Razmerja D/C za SD (a) in NC (b) za 18 tipičnih viaduktov in 3 stopnje vedenja KL1 (modra), KL2 (zelena) in KL3 (rdeča)

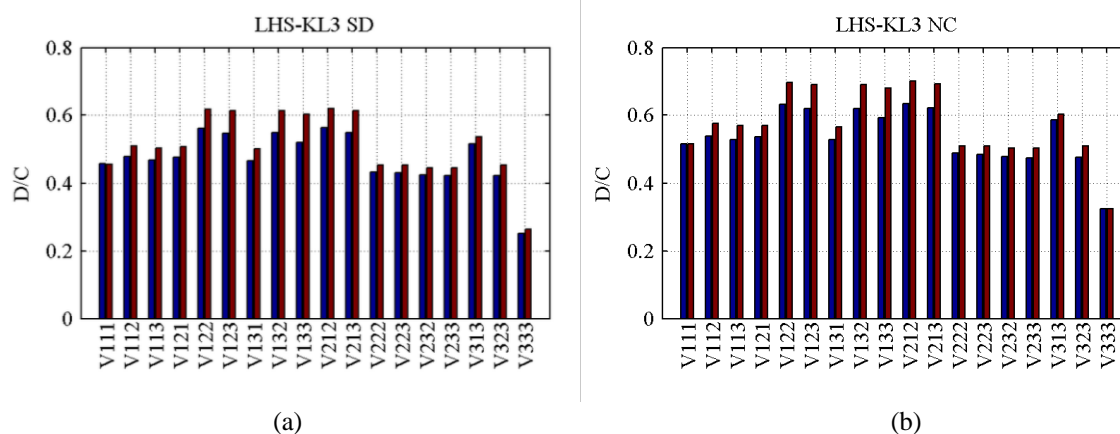
**Figure 5.50** D/C ratios for SD (a) and NC (b) for 18 typical viaducts and 3 knowledge levels KL1 (blue), KL2 (green) in KL3 (red)

Poleg tega smo za istih 18 viaduktov izvedli LHS ( $N_{Sim}=20$ ) analize in ravno tako primerjali razmerja D/C. Na sliki 5.51 so prikazana povprečja za vsako izmed 20 simulacij.



**Slika 5.51:** Povprečje razmerij D/C za SD (modra) in NC (rdeča) za 18 tipičnih viaduktov in LHS 20 simulacij  
**Figure 5.51** The average of D/C ratios for SD (blue) and NC (red) for 18 typical viaducts and 20 LHS simulations

Na sliki smo primerjali tudi razliko v D/C za KL3 in povprečje LHS. Izkaže se, da lahko upoštevanje KL3, ki je v nekem smislu BEM, vodi do manj konservativnih rezultatov. Skupaj z ugotovitvami zgoraj pa to nakazuje, da za upoštevanje nezanesljivosti parametrov problema v determinističnem pristopu, zgolj uporaba CF ne zadostuje.



**Slika 5.52:** Primerjava povprečje razmerij D/C (rdeča) za LHS in D/C za KL3 (modra) za SD (a) in NC (b) za 18 tipičnih viaduktov

**Figure 5.52** Comparison of averages of D/C ratios for LHS (red) and DC ratios for KL3 (blue) for SD (a) and NC (b) for 18 typical viaducts

## 5.6 Vpliv potresne izolacije na odziv mostov

Ideja uporabe potresne izolacije za izboljšanje potresnega odziva konstrukcij je razmeroma stara, vendar se ji posebna pozornost posveča šele v zadnjem času. Glavni namen uporabe potresne izolacije je premik osnovnega nihajnega časa izven območja predominantnih period potresov, s čimer zmanjšamo obremenitev konstrukcijskih elementov, poleg tega pa potresna izolacija zagotavlja dodatno disipiranje energije in dušenje. Potresni izolatorji so v osnovi posebna ležišča, npr. elastomerna ležišča z ali brez svinčenega jedra, ali trenjska/drсна ležišča.

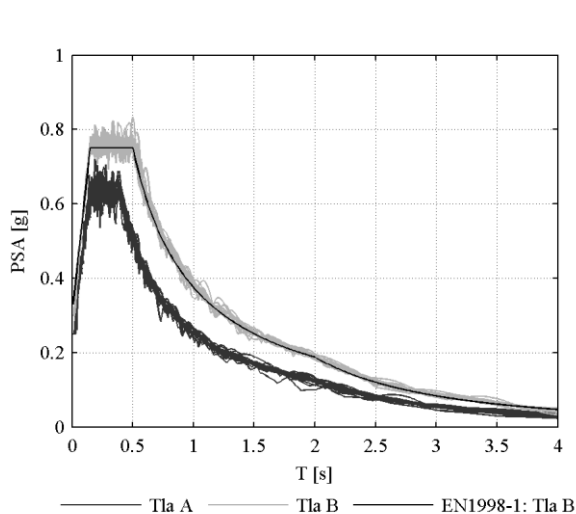
Ker imajo predvsem krajši mostovi nihajne čase ravno na področju predominantnih period potresov se v takih primerih uporaba potresne izolacije kaže kot obetajoča alternativa drugim načinom zagotavljanja potresne varnosti, zato smo analizirali potresni odziv nekaterih tipičnih krajših viaduktov izoliranih z različnimi tipi ležišč. Za primer obstoječega daljšega viadukta pa smo poskušali z izbiranjem različnih karakteristik ležišč čim bolj izboljšati njegov potresni odziv, t.j. preverili smo možnosti uporabe potresne izolacije kot utrditvenega ukrepa.

Pred tem pa smo analizirali vpliv različnih modelov izolacije in njihovih parametrov na obnašanje izolirane idealizirane konstrukcije z eno prostostno stopnjo, kar razmeroma dobro opiše odziv mostov v vzdolžni smeri, ki je predmet študije v tem razdelku. Izbrani viadukti imajo geometrijo enako kot viadukti obravnavani v prehodnih razdelkih, le da so v tem primeru kritični stebri izolirani s pomočjo potresne izolacije, in sicer bodisi s pasivnim bodisi s semi-aktivnim sistemom izolacije.

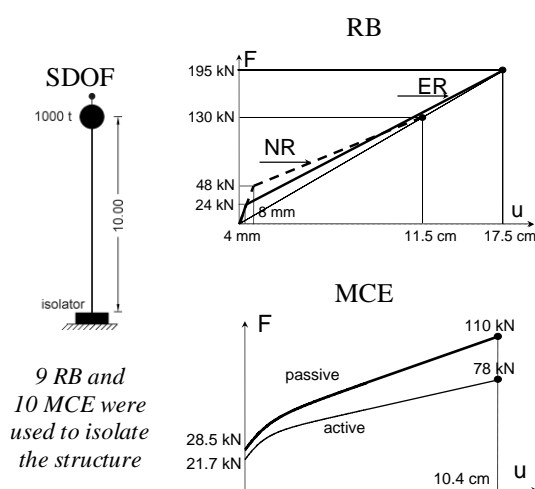
### 5.6.1 Sistem z eno prostostno stopnjo

Da bi dokazali učinkovitost semi-aktivnega sistema potresne izolacije, ki je opisan v poglavju 2.5.3, smo izvedli parametrično študijo, ki je zajemale idealizirane konstrukcije, enkrat izolirane s pasivnimi ležišči drugič s semi-aktivnimi ležišči. Prišli smo do podobnih zaključkov, kot Zevnik (2007), ki je izvedel podobne študije. Izkazalo se je, da kljub povečani togosti pri manjših pomikih v primeru klasičnih elastomernih ležišč, to ne ogroža integritete samih izoliranih konstrukcij, saj se obenem povečuje tudi ekvivalentno dušenje (glej sliko 2.73). Pospeški mas pa se kljub temu ne zmanjšujejo sorazmerno s padanjem intenzitete potresne obtežbe, pač pa nekoliko počasneje. Glede na to, da so šibkejši potresi pogostejši, je, relativno gledano, odziv konstrukcij med potresi nizke intenzitete kljub temu slabši. Najbolj so prizadete konstrukcije, izolirane z ležišči, ki izkazujejo visoko stopnjo nelinearnosti. Za napravo MCE smo ugotovili, da pravzaprav deluje kot kombinacija elastomernega ležišča in dušilca. Primerjava pospeškov mas pokaže, da so ti za konstrukcije, izolirane z napravo MCE v večini primerov manjši kot za tiste, kjer so uporabljena pasivna ležišča. Pokazalo se je tudi, da se učinkovitost naprave MCE povečuje z naraščanjem togosti izolirane konstrukcije (Zevnik 2007; Isaković *et al.* 2010b, 2010c).

Najprej smo analizirali vpliv različnih modelov izolacije na obnašanje idealizirane izolirane konstrukcije. Izbrana konstrukcija predstavlja model z eno prostostno stopnjo, s katerim lahko razmeroma dobro opišemo odziv tipičnih viaduktov v vzdolžni smeri. Analizirali smo vpliv različnih modelov ležišč in različnih togosti, ki so naštetih v nadaljevanju, in tudi različnih akceleroگرامov, in sicer sklop generiranih akceleroگرامov za tla A in sklop za tla B (v obeh primerih po 19 akceleroگرامov). Nelinearne analize časovnega odziva smo izvajali s programom OpenSees s pomočjo vmesnika v programskem okolju Matlab. Akceleroگرامe, kompatibilne s ciljnim spektrom, ki ustreza elastičnemu spektru po EN1998-1 za tla B smo generirali s pomočjo programa SYNTH (Naumoski 1998) na podlagi generiranih akceleroگرامov, ki ustrezajo spektru za tla A. Spektri vhodnih in izhodnih akceleroگرامov ter ciljni spekter so prikazani na sliki 5.53.



**Slika 5.53:** Elastični spekter odziva uporabljenih akceleroگرامov za tla A in B (5 % dušenje,  $a_{g,max} = 0,25$  g)  
**Figure 5.53** Elastic spectra for ground types A and B (5 % damping,  $PGA_d = 0,25$  g)



**Slika 5.54:** Model z eno prostostno stopnjo in lastnosti izolatorjev  
**Figure 5.54** The SDOF structure and the properties of the isolators

Lastnosti konstrukcije in izolatorjev, kot so prikazane na sliki 5.54 so bile izbrane tako, da znaša nihajni čas neizolirane konstrukcije 0,5 s, izolirane pa 2,0 s. Obravnavali smo 3 matematične modele ležišč, in sicer dva za modeliranje pasivne izolacije, t.j. bi-linearen model (BIN) in Wen-ov (WEN) model in enega za modeliranje semiaktivne izolacije (element MCE). V primeru pasivne izolacije smo obravnavali 2 primera ležišč, in sicer taka, da je v enem primeru odziv praktično linearno-elastičen (ER) in v drugem nelinearen (NR).

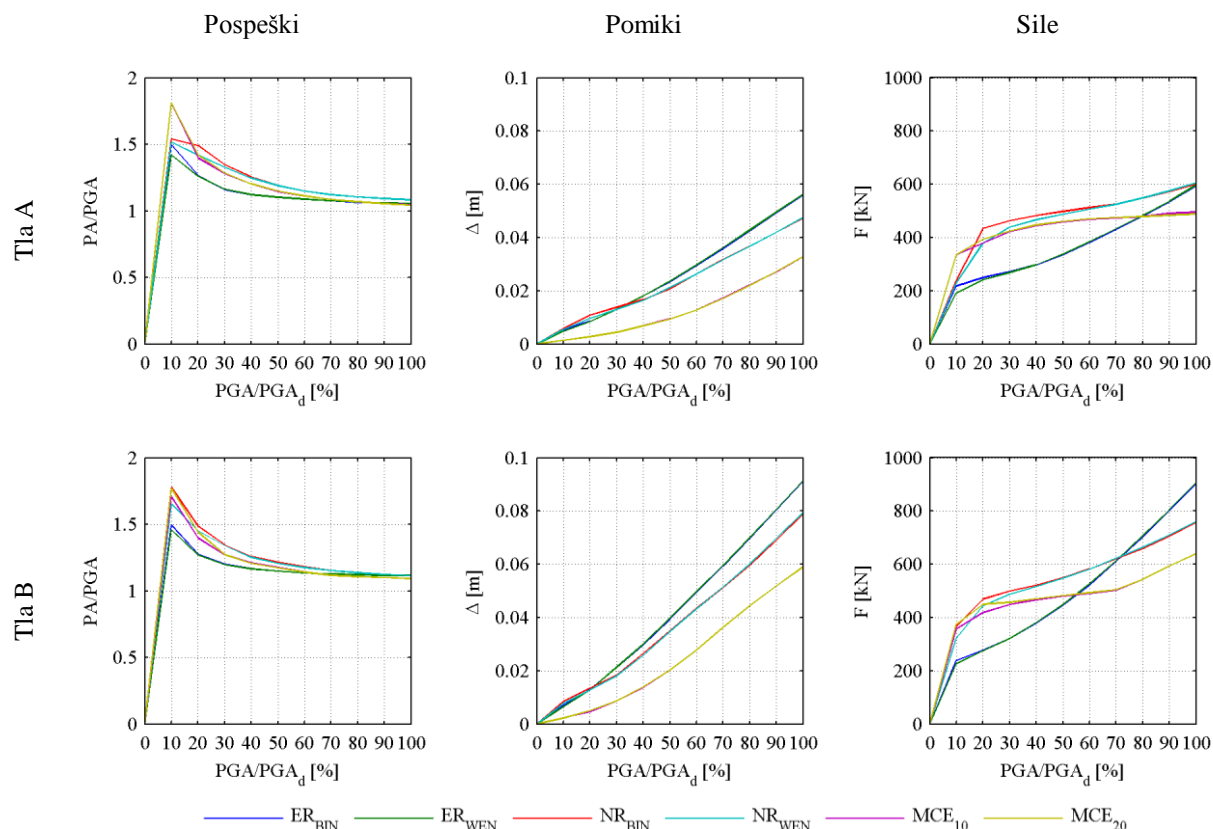
V najenostavnejšem primeru zvezo med silami in pomiki v ležiščih opišemo z bi-linearnim modelom, vendar se je izkazalo, da lahko z njim v primeru najmanjših intenzitet potresne obtežbe nekoliko precenimo pomike, saj bi-linearnen model do karakterističnega pomika  $\Delta_y$  ne izkazuje nikakršnega dušenja. V primeru močnejših potresov pa dajeta tako bi-linearen, kot Wen-ov model podobne rezultate. Več o uporabljenih numeričnih modelih in razlikah med njimi ter o njihovi uporabi je napisano npr. v (Zevnik 2007).

Za obravnavano konstrukcijo smo preverili tudi učinkovitost semiaktivne izolacije na njen potresni odziv. Za prehod med stanji naprave MCE smo uporabljali kontrolni algoritem, kot je npr. opisan v (Zevnik 2007), in sicer smo v enem primeru predpisali, da se prehod iz aktivnega v pasivno stanje izvede pri pospešku 0,1 ( $MCE_{10}$ ) projektnega pospeška in drugič pri pospešku 0,2 ( $MCE_{20}$ ) projektnega pospeška (0,25 g). Drugi trije parametri so bili v obeh primerih enaki, in sicer prehod iz stanja 1 v 2 se zgodi, ko je presežen pomik 5 cm, prehod iz stanja 2 v 1, ko v treh zaporednih ciklih ni presežen pomik 5 cm, in iz 1 v 0, ko v 2 sekundah ni presežen pospešek, predpisan za prehod iz stanja 0 v 1.

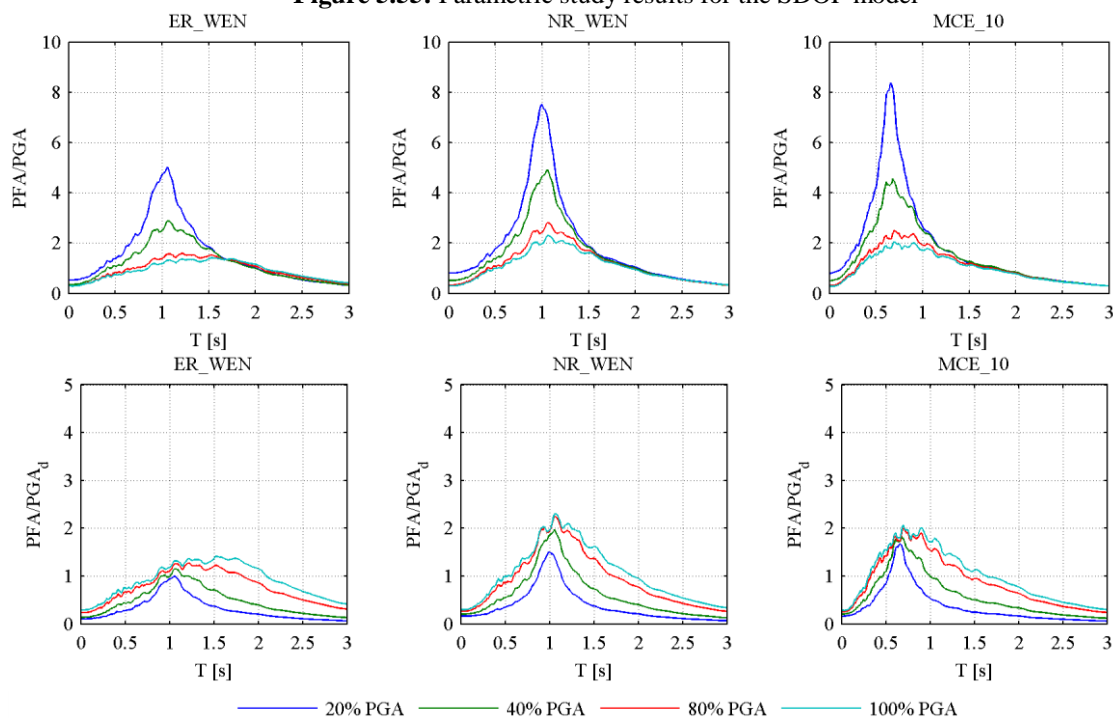
Za vsakega izmed izbranih akcelelogramov smo izvedli po deset nelinearnih analiz časovnega odziva do projektnega pospeška 0,25g ( $PGA_d$ ) s korakom 10%  $PGA_d$ . Na sliki so prikazani največji pospeški izmerjeni na konstrukciji (na mestu mase) normirani s trenutnim največjim pospeškom tal, največji doseženi pomiki na istem mestu in največje sile ob vpetju v odvisnosti od trenutnega največjega pospeška. Rezultati so prikazani tako za tla A kot za B.

Največja amplifikacija pospeškov (prikazujemo absolutne pospeške, relativni pospeški so proporcionalni s silami, zato jih ne prikazujemo) se je glede na analize zgodila pri 10% projektnega pospeška, saj je bil tedaj na konstrukciji izmerjen cca. dvakrat večji pospešek, kot je bil največji pospešek v analizi. Amplifikacija pospeška se do konca analiz zmanjša do vrednosti 1. t.j. pospešek na konstrukciji je bil približno enak pospešku tal. V nobenem primeru pa ni prišlo do večjih zahtev pri manjših intenzitetah kot pri projektne pospešku. Razlog za to gre pripisati predvsem dejstvu, da večjei togosti pri manjših intenzitetah ustreza tudi večje dušenje, kot je to ugotovil že Zevnik (2007). Zorej lahko potegnemo iz analiz podobne zaključke, kot predhodnik t.j., da sama konstrukcija med šibkimi potresi ni ogrožena. Drugače pa je z morebitno opremo v/na konstrukciji, ki je v primeru manjših intenzitet lahko veliko bolj obremenjena, kot pri projektne pospešku. To je nakazano že na sliki 5.55, več informacij pa dobimo iz slike t.i. etažnih spektrov za opremo s 2% dušenjem (Slika 5.56).





Slika 5.55: Rezultati parametričnih študij na SDOF modelu  
Figure 5.55: Parametric study results for the SDOF model



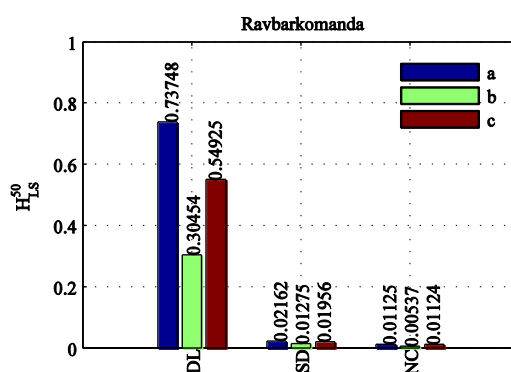
Slika 5.56: Etažni spektri za obravnavani SDOF model  
Figure 5.56: Floor spectra for the SDOF model

### 5.6.2 Daljši viadukt s stebri škatalastimi prerezi

V razdelku 5.5.1 smo obravnavali viadukt pri katerem se je potresna obtežba v vzdolžni smeri viadukta prenašala na vse stebre prek nepomičnih ležišč. V tem razdelku pa obravnavamo enak viadukt (za podatke o viaduktu glej 5.4.1), le da v tem primeru na stebre namestimo izolatorje, t.j.

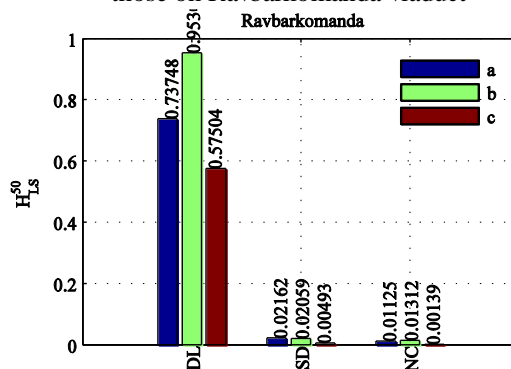
ustrezna elastomerna ležišča. Opravili smo tri sklope analiz. V prvem primeru smo obravnavali viadukt pri katerem je na vseh stebrih, ki prevzamejo obtežbo v vzdolžni smeri po osem enakih elastomernih ležišč (podobno kot v originalnem projektu viadukta Ravbarkomanda). V drugem primeru pa smo na stebrih predvideli različna ležišča glede na togost stebrov, t.j. na krajše stebre postavimo višja ležišča (bolj podajna), na daljše pa nižja (bolj toga), tako da zagotovimo približno enake togosti stebrov, poleg tega pa obtežbo prevzamemo z vsemi stebri. V tretjem primeru pa smo analizirali možnost uporabe drsnih ležišč kot možnost izolacije najkrajših stebrov, za referenco pa smo opravili tudi analizo na viaduktu, ki bi imel vse stebre členkasto povezane s preklado prek fiksnih ležišč. Maso ležišč smo v analizah nelinearnega časovnega odziva zanemarili. Potresno tveganje za tri izbrana mejna stanja (mejno stanje poškodb - DL, mejno stanje pomembnih poškodb - SD in mejno stanje blizu porušitve -NC) smo ocenili z izvedbo analiz IDA z 19 umetno generiranimi akcelerogrami za tip tal A. Omejimo se le na analize v vzdolžni smeri.

Na sliki 5.57 so prikazani rezultati analiz potresnega tveganja za prvi primer. Rezultati za viadukt z gumijastimi ležišči (angl. Natural Rubber Bearings - NRB) z enakimi dimenzijami kot v primeru viadukta Ravbarkomanda so prikazani z modro (a), za viadukt pri katerem smo predpostavili ležišča z visoko stopnjo dušenja (angl. High Damping Rubber Bearings - HDRB) so prikazani z zeleno (b), in za viadukt pri katerem smo predpostavili uporabo ležišč s svinčeno sredico (angl. Lead Rubber Bearing LRB) so prikazani z rdečo. Za vsa tri obravnavana mejna stanja se za najboljša izkažejo HDRB, ki imajo najnižjo začetno togost, kar npr. v primeru mejnega stanja DL pomeni, da je sila tečenja v bolj kritičnih stebrih dosežena najkasneje.



Slika 5.57: Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z ležišči podobnimi kot na viaduktu Ravbarkomanda

Figure 5.57 Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with bearings similar to those on Ravbarkomanda viaduct

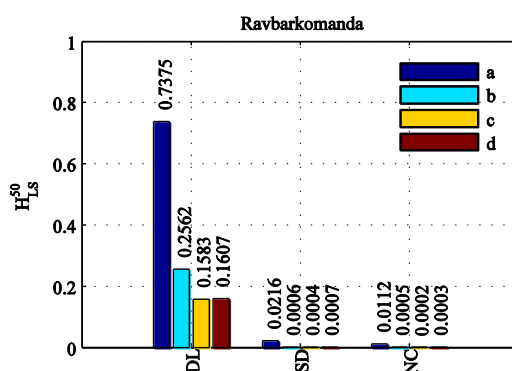


Slika 5.58: Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z različnimi kombinacijami fiksnih in drsnih ležišč

Figure 5.58 Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with different combinations of sliding and fixed bearings

Rezultati za drugi sklop analiz, kjer smo predpostavili uporabo drsnih ležišč na kratkih stebrih je prikazan na sliki 5.58. Podobno kot na sliki 5.57 je z modro označen referenčni viadukt (a). Z zeleno so prikazani rezultati za viadukt pri katerem smo predpostavili fiksna ležišča na vseh stebrih (b), z rdečo pa za viadukt pri katerem smo na vseh stebrih krajših od 20 m predpostavili drsna, pri vseh ostalih pa fiksna ležišča (c). Izkaže se, da se največje tveganje za prekoračitev mejnega stanja DL pojavi pri viaduktu, pri katerem smo na vseh stebrih predpostavili fiksna ležišča, kar je pričakovano saj v takem primeru odziv narekujejo najkrajši stebri. Najboljši pa je odziv viadukta, ki ima smiselno razporejena fiksna in drsna ležišča, tako da odziv narekujejo daljši stebri, ki imajo običajno na razpolago večjo kapaciteto za pomike.

Na sliki 5.59 pa so prikazani rezultati za viadukt pri katerem smo efektivne togosti ležišč določili tako, da so bile skupne togosti vseh stebrov čim bolj podobne. Podobno kot v prvem sklopu smo predpostavili tri tipe ležišč NRB (viadukt b), HDRB (viadukt c) in LRB (viadukt d).



**Slika 5.59:** Verjetnosti prekoračitve izbranih mejnih stanj za daljši viadukt z ležišči izbranimi na tak način, da je efektivna togost vseh stebrov enaka

**Figure 5.59** Probabilities of exceedance of selected limit states for a longer viaduct with bearings, selected in such a way that all the effective stiffness of the piers are the same

Zgornji rezultati kažejo, da lahko s primerno izbiro ležišč precej zmanjšamo potresno tveganje viadukta za vsa izbrana mejna stanja, kar torej pomeni manjšo škodo v šibkejših potresih in hkrati večjo varnost v primeru katastrofalnih dogodkov.

### 5.6.3 Krajši viadukti s stebri z I prerezom

Na primeru krajših viaduktov s stebri z I prerezom, ki so bili opisani v razdelku 5.4.4, smo analizirali vpliv uporabe potresne izolacije na njihov potresni odziv v vzdolžni smeri. V prvem sklopu so predstavljeni rezultati analiz za tri viadukte, ki imajo enako dolge stebre, t.j. V111 (7 m), V222 (14 m) in V333 (21 m) in jih lahko označimo kot regularne, nato pa so predstavljeni še rezultati za 2 manj regularna viadukta in sicer V123 in V313. Za vseh pet izbranih viaduktov smo pripravili po 4 računske modele, in sicer enega za neizolirano konstrukcijo in 3 za izolirane. Primerjali smo odziv neizolirane konstrukcije in konstrukcije izolirane s tremi različnimi tipi izolatorjev, in sicer elastomernih ležišč (angl. Natural Rubber Bearings - NRB), armiranih elastomernih ležišč z velikim dušenjem (angl. High Damping Rubber Bearings HDRB) in ležišč s svinčeno sredico (angl. Lead Rubber Bearings – LRB). V vseh primerih smo torej predvideli uporabo pasivnega izolacijskega sistema. Efektivno togost ležišč smo za vsak viadukt določili iz izbrane zahteve, kot so npr. zahtevali smo, da je skupna togost vseh podpor enaka, ali da mora biti osnovni nihajni čas izolirane konstrukcije dvakrat večji od nihajnega časa neizolirane, ali da mora imeti nihajni čas konstrukcije izbrano vrednost, npr. 2 s, ipd. V primeru ležišč ER smo zvezo med silami in pomiki v ležiščih opisali z elastičnim materialom, za ostala dva primera pa Wenovim modelom. Nelinearno odziv stebrov smo opisali z uporabo grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo s Takedinimi histereznimi pravili. Oceno potresnega odziva smo izvedli z analizami IDA z uporabo štirinajstih generiranih akceleroگرامov za tla C. Karakteristike ležišč smo

določili s pomočjo metode, ki je vključen v standard EN1998-2. Potresno tveganje za tri izbrana mejna stanja (mejno stanje poškodb - DL, mejno stanje pomembnih poškodb - SD in mejno stanje blizu porušitve - NC) smo ocenili z uporabo analiz IDA za izbrane generirane akcelerogramme za tip tal C (14 akcelerogramov).

### a) Viadukt V111

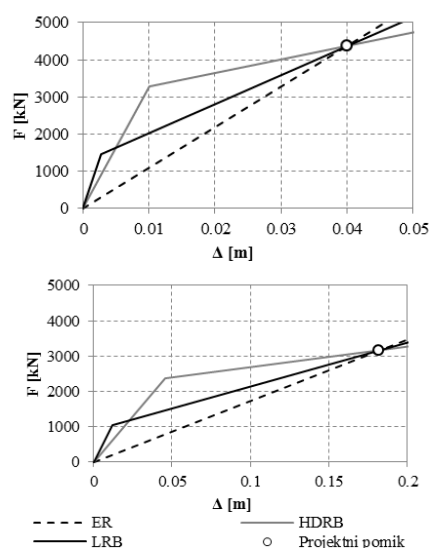
Viadukt V111 je med obravnavanimi viadukti najbolj tog. Prvi nihajni čas neizoliranega viadukta je cca. 0,5 s. V prvem primeru smo efektivno togost ležišč določili iz zahteve, da želimo prvi nihajni čas podvojiti, v drugem primeru pa smo zahtevali, da je nihajni čas izolirane konstrukcije enak 2s. Karakteristike tako določenih ležišč so prikazane na sliki 5.60.

Tip Ležišča	Efektivna togost [kN/m]	Začetna togost [kN/m]	Faktor utrditve	Meja tečenja [kN]
NRB	109500	/	/	/
HDRB	109500	328500	0,11	3285
LRB	109500	547500	0,14	1460

(a)

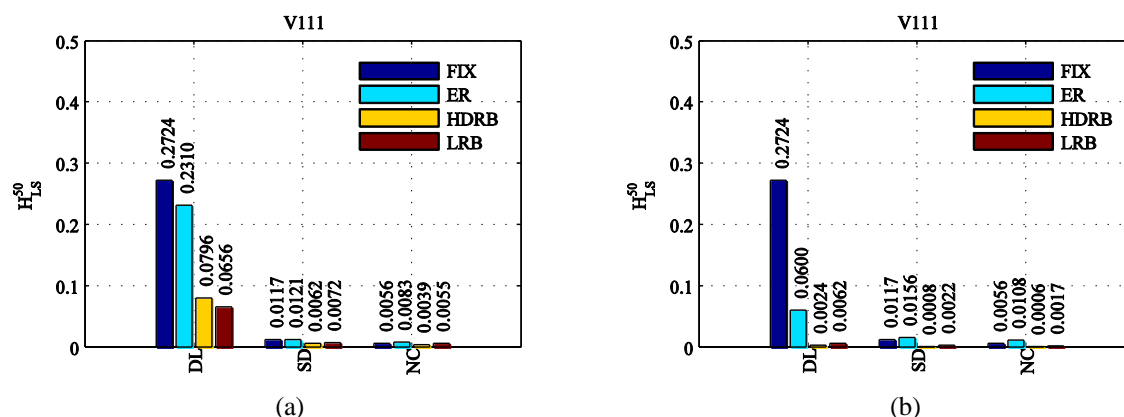
Tip Ležišča	Efektivna togost kN/m	Začetna togost [kN/m]	Faktor utrditve	Meja tečenja [kN]
NRB	17350	/	/	/
HDRB	17350	52050	0,11	2367
LRB	17350	86750	0,14	1052

(b)



**Slika 5.60:** Lastnosti elastomernih ležišč za primer, ko zahtevamo da je nihajni čas izolirane konstrukcije 2x daljši od časa neizolirane konstrukcije (a) in ko zahtevamo, da je nihajni čas izolirane konstrukcije enak 2 s (b).  
**Figure 5.60** Rubber bearing properties for the case when it is required that the first period of isolated structure is twice the time of non-isolated (a), and for the case when it is required that the first period of isolated structure equals 2 s (b).

Rezultati analize tveganja so za vse 4 primere in izbrana mejna stanja prikazani na sliki 5.61. Izkazalo se je, da lahko izbrana potresna izolacija precej izboljša varnost pred nastankom poškodb v stebrih viadukta – v primeru ko prvi nihajni čas povečamo na 2 s za red velikosti, t.j. s 27 % na 0,2 %. Podobno je tudi v primeru ostalih dveh mejnih stanj, kjer se tveganje približno razpolovi.



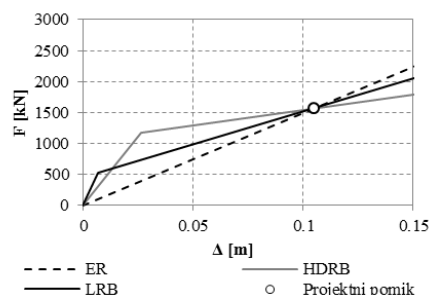
**Slika 5.61:** Verjetnost prekoračitve mejnega stanja za primer, ko zahtevamo da je nihajni čas izolirane konstrukcije 2x daljši od časa neizolirane konstrukcije (a) in ko zahtevamo, da je nihajni čas izolirane konstrukcije enak 2 s (b) v primerjavi z neizolirano konstrukcijo.

**Figure 5.61:** Probabilities of exceedance of selected limit states for a V111 viaduct with bearings, selected in such a way that the effective period is 2 times longer than the period of unisolated structure (a) and that the effective period equals 2s (b)

### b) Viadukt V222

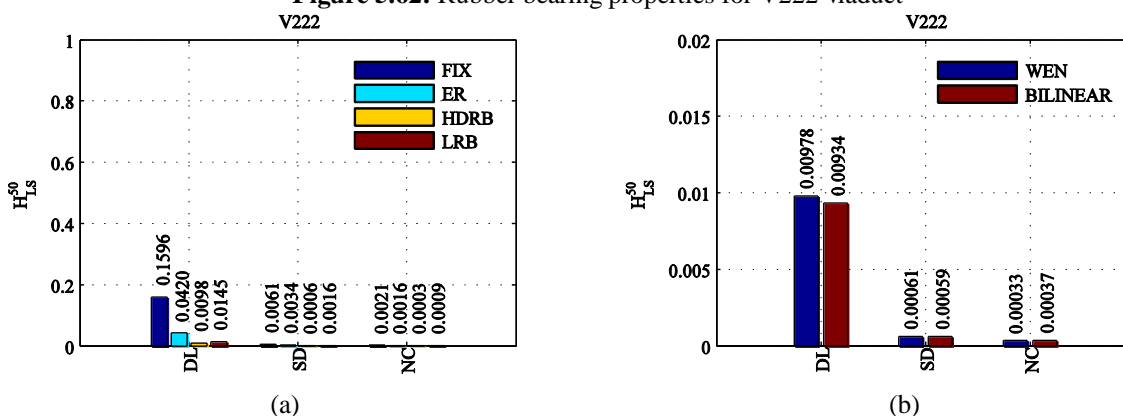
Nato smo obravnavali primer regularnega viadukta V222, ki je imel vse stebre enako dolge, t.j. 14 m. Podobno kot v predhodnem primeru smo poleg neizolirane konstrukcije obravnavali še tri tipe izolatorjev, in sicer: navadna elastomerna ležišča (ER), elastomerna ležišča z visokim dušenjem (HDRB) in elastomerna ležišča s svinčeno sredico (PRB). Efektivno togost ležišč smo določili iz zahteve da je osnovni nihajni čas izolirane konstrukcije dvakrat večji kot v primeru neizolirane. Lastnosti ležišč, ki so na vseh treh stebrih enaka so prikazane na sliki 5.62.

2x podaljšan prvi nihajni čas				
Tip Ležišča	Efektivna togost [kN/m]	Začetna togost [kN/m]	Utrditev	Meja tečenja [kN]
NRB	14950	/	/	/
HDRB	14950	44850	0,11	1177
LRB	14950	74750	0,14	523



Slika 5.62: Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V222

Figure 5.62: Rubber bearing properties for V222 viaduct



Slika 5.63: Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj za viadukt V222 (a) in primerjava vpliva uporabljenega matematičnega modela za opis nelinearnega odziva ležišč.

Figure 5.63: Probabilities of exceedance of selected limit states for a V222 viaduct (a), and comparison risks depending on the bearing mathematical model used

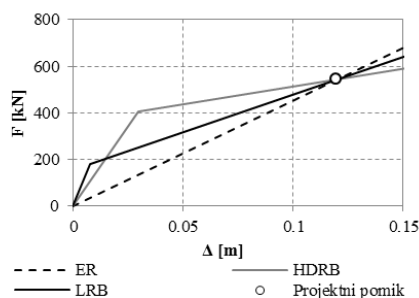
Poleg različnih tipov ležišč smo preverili tudi vpliv uporabe različnih matematičnih modelov ležišč na odziv konstrukcije, in sicer smo na primeru ležišč HDRB enkrat uporabili bi-linearno zvezo med silo in pomikom, drugič pa t.i. Wenov model. V izbranih analizah so bile razlike med obema modeloma zanemarljive. Razlike med modeloma so v splošnem bolj izrazite pri manjših intenzitetah potresa, ko so ležišča le malo deformirana, v našem primeru pa je bilo ležišče v trenutku začetka tečenja stebrov že precej deformirano.

### c) Viadukt V333

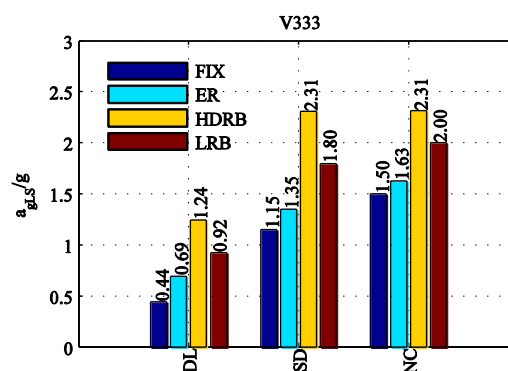
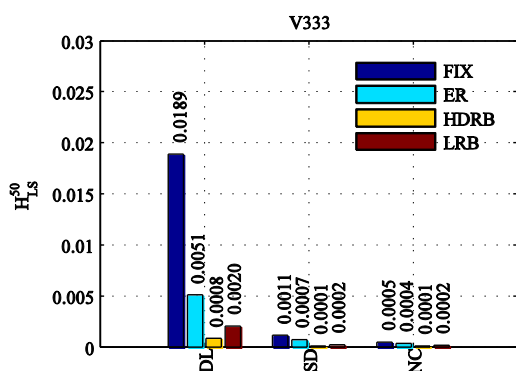
Tudi v primeru viadukta V333 smo efektivno togost izolacije določili iz pogoja, da je osnovni nihajni čas izolirane konstrukcije dvakrat daljši od neizolirane. Kljub relativno dolgemu nihajnemu času neizolirane konstrukcije je učinek ležišč opazen tudi pri tem viaduktu, saj se npr. mediana pospeška pri katerem bi prišlo do mejnega stanja nastanka poškodb poveča z 0,44 na 0,69 oz celo do 1,24 g, odvisno od izbranih karakteristik ležišča. Podobno se povečata tudi mediani kapacitet za ostali dve obravnavani mejni stanji, vendar pa je že tveganje neizolirane konstrukcije precej majhno, tako da je smotrnost uporabe izolacije v takem primeru vprašljiva.

2x podaljšan prvi nihajni čas

Tip Ležišča	Efektivna togost [kN/m]	Začetna togost [kN/m]	Faktor utrditve	Meja tečenja [kN]
NRB	4550	/	/	/
HDRB	4550	13650	0,11	407
LRB	4550	22750	0,14	181



**Slika 5.64:** Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V333  
**Figure 5.64:** Rubber bearing properties for V333 viaduct



**Slika 5.65:** Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj za viadukt V333 (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b).

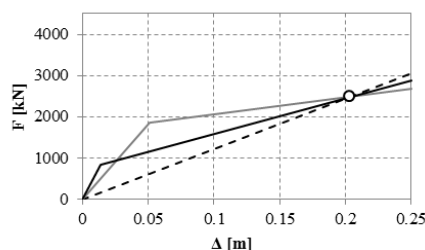
**Figure 5.65:** Probabilities of exceedance of selected limit states for a V333 viaduct (a), and associated PGAs (b)

#### d) Viadukt V123

Med manj regularnimi konstrukcijami smo se najprej odločili za viadukt V123 s stebri I preseza. Efektivno togost ležišč smo določili iz zahteve, da je skupna togost vseh treh stebrov enaka. To pomeni, da je bilo na najkrajšem stebri najbolj podajno ležišče na najdaljšem pa najbolj togo (v izbranem primeru smo na najdaljšem stebri predpostavili nepomično ležišče). Uporabljene karakteristike ležišč za vse obravnavane primere so prikazane na sliki 5.66.

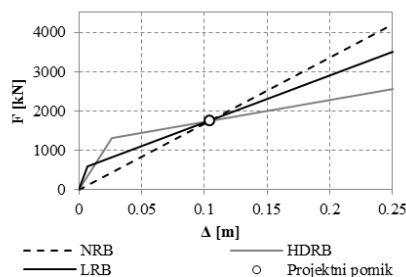
Ležišča nad kratkim stebrom

Tip Ležišča	Efektivna togost [kN/m]	Začetna togost [kN/m]	Faktor utrditve	Meja tečenja [kN]
NRB	1221	/	/	/
HDRB	12218	36654	0,11	1862
LRB	12218	61090	0,14	828



Ležišča nad srednjim stebrom

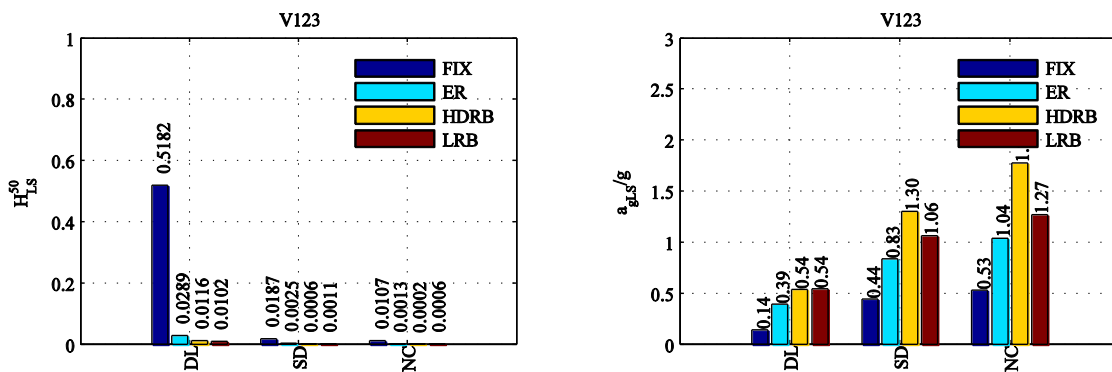
Tip Ležišča	Efektivna togost [kN/m]	Začetna togost [kN/m]	Faktor utrditve	Meja tečenja [kN]
NRB	16779	/	/	/
HDRB	16779	50337	0,11	1311
LRB	16779	838 6	0,14	583



Ležišča nad tretjim stebrom so nepomična

**Slika 5.66:** Lastnosti elastomernih ležišč za viadukt V123  
**Figure 5.66:** Rubber bearing properties for V123 viaduct

Rezultati potresnega tveganja so prikazani na sliki 5.67. Tudi tokrat opazimo, da lahko z uporabo potresne izolacije precej vplivamo na mejno stanje nastanka poškodb, saj zagotovimo enakomernejši razpored sil med stebri, kar zmanjša zahteve v stebrih, ki so najbolj obremenjeni v primeru fiksnih ležišč. Ob tem se hkrati zmanjša tudi tveganje za porušitev konstrukcije.

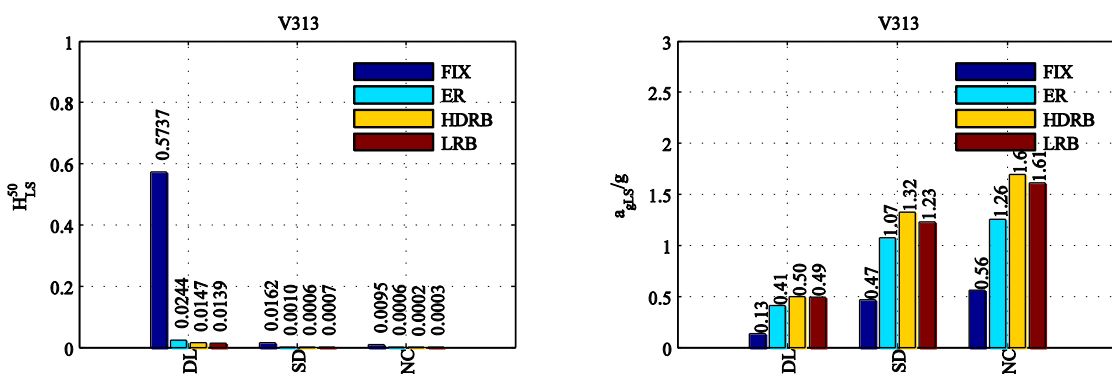


Slika 5.67: Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V123

Figure 5.67: Probabilities of exceedance of selected limit states for a V123 viaduct (a), and associated PGAs (b)

### e) Viadukt V313: Pasivna izolacija

Med obravnavanimi tipičnimi viadukti ima najbolj neregularno zasnovo viadukt z oznako V313, saj je srednji steber veliko bolj tog od ostalih dveh, kar pomeni, da mora prevzeti sorazmerno večji delež potresne sile od ostalih dveh. Efektivno togost ležišč smo tudi tokrat določili iz zahteve, da je skupna togost vseh treh stebrov enaka. Lastnosti tako dobljenih ležišč so enake kot v primeru krajšega stebra v viaduktu V123 (glej), ki so prikazane na sliki 5.66. Rezultati verjetnostne analize so prikazani na sliki 5.68. Tudi v tem primeru lahko z uporabo potresne izolacije zmanjšamo potresno tveganje za vsa izbrana mejna stanja, kar je posledica dejstva, da se zahteve v krajšem stebri tako v smislu sil kot tudi pomikov precej zmanjšajo na račun deformacij ležišča.



Slika 5.68: Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V313

Figure 5.68: Probabilities of exceedance of selected limit states for a V313 viaduct (a), and associated PGAs (b)

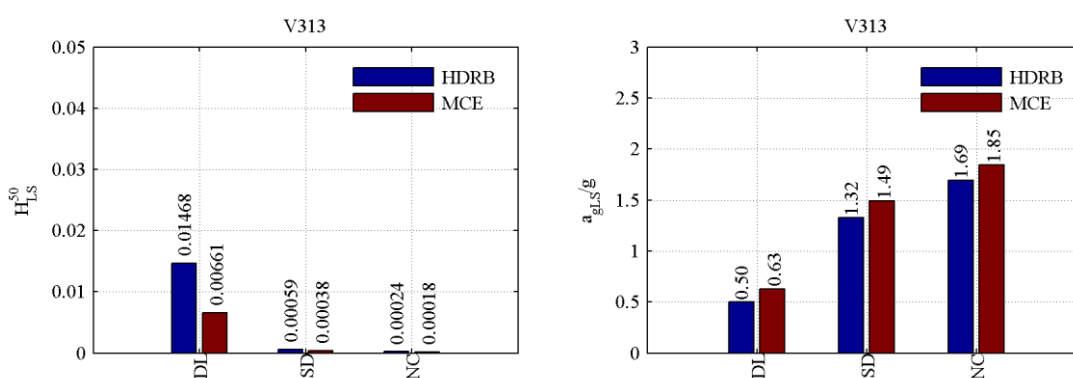
Tukaj se je pokazala pomembna razlika med mostovi, ki so vnaprej projektirani z uporabo potresne izolacije, in mostovi, pri katerih uporabimo potresno izolacijo kot utrditveni ukrep. Namreč v primeru vnaprej projektiranih mostov zagotovimo vsem stebrom ustrezno nosilnost, da ostanejo pri močnejših potresih nepoškodovani, v primeru obstoječih mostov pa je to težko zagotoviti. V obravnavanem primeru je bil viadukt projektiran, kot da nima ležišč (s faktorjem  $q=3,5$ ). Zaradi tega je večina obtežbe odpala na srednji steber, ki je bil posledično precej močnejše armiran kot stranska dva. Ko torej na srednji steber postavimo izolator, potresno obtežbo enakomerneje razporedimo med vsemi stebri - v

splošnem pripade vsakemu izmed stebrov enaka sila (proporcionalno s togostjo). Vendar, ker stranska stebra nimata dovolj velike nosilnosti začneta sedaj ta dva narekovati odziv.

#### f) Viadukt V313: Semi-aktivna izolacija

Za obravnavani viadukt smo predvideli tudi izvedbo potresne izolacije z uporabo semi-aktivnih izolacijskih naprav, kot so opisane v poglavju 2.5.3. Lastnosti ležišč smo določili podobno kot v predhodnem primeru, vrednosti parametrov kontrolnega algoritma pa smo ohranili enake kot v primeru SDOF modela zgoraj.

Za izbrane parametre se je izkazalo, da je tveganje v primeru uporabe MCE naprave nekoliko manjše kot v primeru uporabe HDRB za vsa obravnavana mejna stanja, kar nakazuje, da je bi lahko obravnavano napravo uporabili tudi v primerih aplikacije na podobnih neregularnih mostovih. S primernejšo izbiro parametrov bi lahko še dodatno izboljšali odziv.



**Slika 5.69:** Verjetnost prekoračitve izbranih mejnih stanj (a) in mediane pospeškov pri katerem so dosežena izbrana mejna stanja (b) za viadukt V313 izoliran s HDRB in MCE

**Figure 5.69:** Probabilities of exceedance of selected limit states (a), and associated PGAs (b) for a V313 viadukt isolated using HDRB and MCE

### 5.7 Vpliv modeliranja krajnih opornikov na potresni odziv

V tem razdelku so prikazane raziskave potresnega odziva tipičnega regularnega krajšega viadukta pri katerem predpostavimo različne robne pogoje na mestih krajnih opornikov viadukta. Upoštevali smo naslednje robne pogoje:

- omogočeni pomiki v prečni in vzdolžni smeri,
- omogočeni pomiki v vzdolžni smeri, preprečeni v prečni smeri,
- elastomerna ležišča podajna v obe smeri,
- omogočeni pomiki v vzdolžni smeri do pomika 5 cm (rega), omogočeni v prečni smeri,
- omogočeni pomiki v prečni smeri do pomika 5 cm, omogočeni v vzdolžni smeri
- omogočeni pomiki v obeh smereh do pomika 5 cm in
- omogočeni pomiki v vzdolžni smeri do pomika 5 cm, v prečni smeri upoštevano morebitno trenje med preklado in krajnim opornikom.

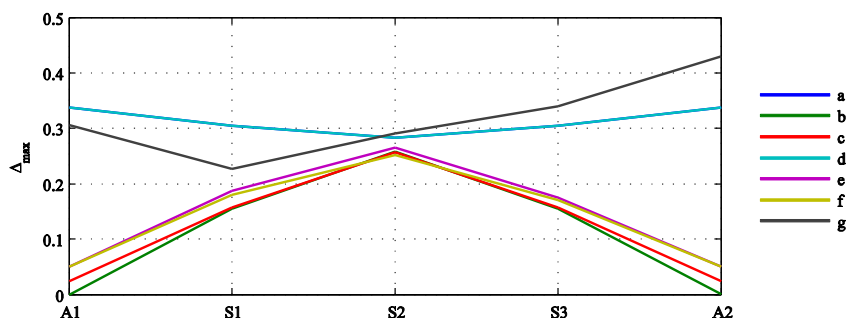
To smo upoštevali s pomočjo posebnega kontaktnega elementa, ki smo ga vgradili v programski paket OpenSees, ki je opisan v prilogi E.

V vseh primerih je geometrija konstrukcije enaka kot pri viaduktu V222 (t.j. dolžina vseh stebrov je 14 m). Stebri viadukta imajo nekoliko manjši prerez, kot v predhodnih analizah viaduktov s škatlastimi stebri (razmerje togosti preklade proti togosti stebrov je večje). Vsi stebri imajo enak delež vzdolžne armature, t.j. cca. 1%. Vse modele smo pripravili s programskim orodjem PBEE Toolbox, s katerim smo tudi poganjali vse analize nelinearnega časovnega odziva v programu OpenSees. Uporabili smo 14 generiranih akcelrogramov za tla C. Zaradi želje po zajemu interakcije med vzdolžno in prečno smerjo smo analize z vsakim izmed akcelrogramov izvedli za različne smeri potresa glede na



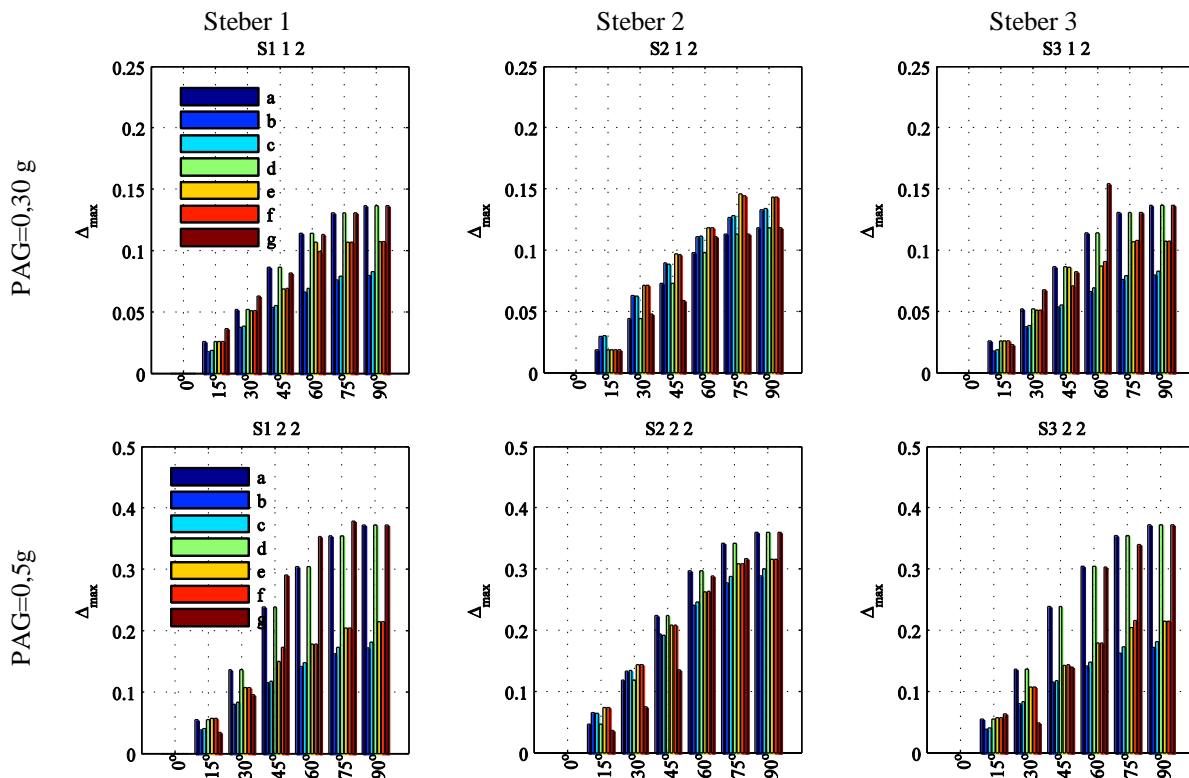
vzdolžno os viadukta, in sicer od 0 do 90° s korakom 15°. Analize smo izvedli za dve vrednosti PGA, in sicer za 0,30 g in 0,50 g.

Oglejmo si primer deformacijskih linij preklade v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnjih opornikov (Slika 5.70). Predpostavimo, da potres deluje pod kotom 75° na os viadukta (skoraj pravokotno). Izkaže se, da lahko v tem primeru zaradi trkov med preklado in krajnima opornikoma pride do dodatnega zasuka preklade, ki povzroči nekoliko večje zahteve v stebru S3 kot v primeru prečno nepodprte konstrukcije.

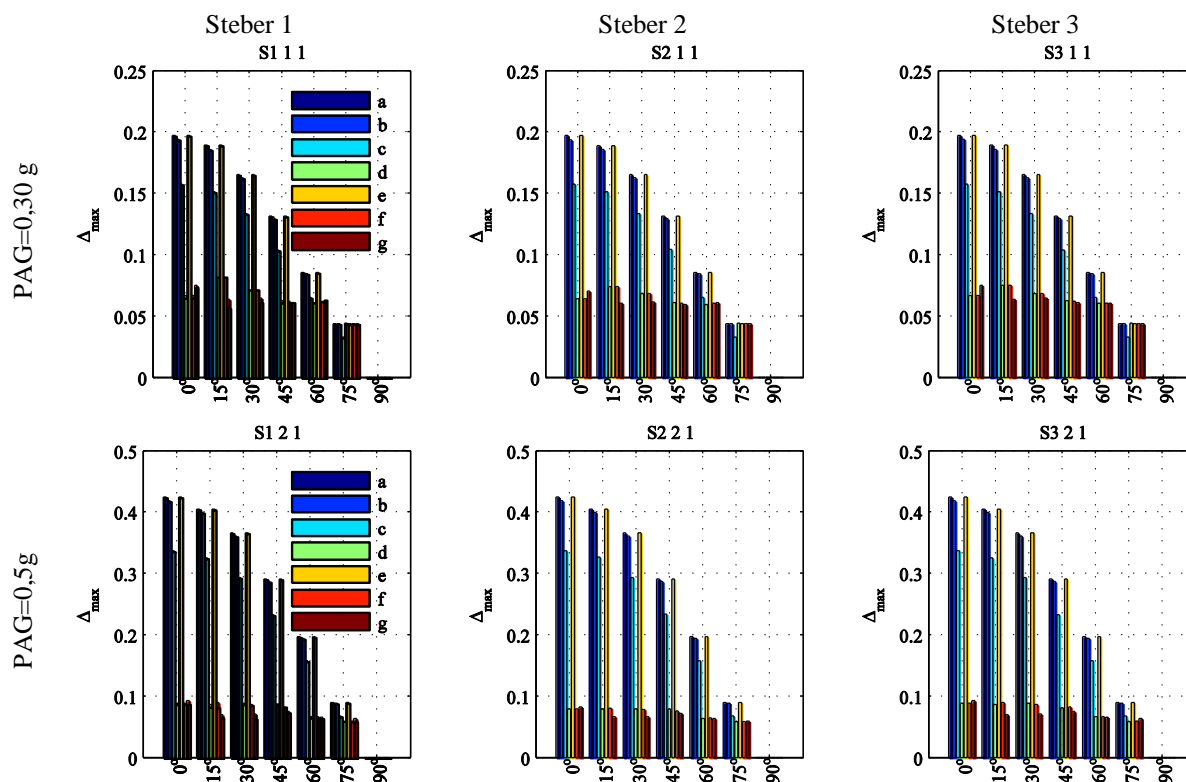


**Slika 5.70:** Deformacijska linija preklade v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnjih opornikov  
**Figure 5.70** Deck deformations as a function of modelling type of abutments

Še največji pomen ima primerjava deformacijskih linij *d* in *g*, t.j. primerov, ko je pomik na mestu krajnjih opornikov mogoč, le da v primeru *g* upoštevamo morebitno trenje med preklado in krajnima opornikoma. V primeru trka preklade in krajnega opornika se lahko konstrukcija zasuka okrog mesta stika, kar povzroči večje zahteve v bolj oddaljenem stebru (torzijski vpliv). Na naslednjih slikah so prikazane zahteve za pomike v vseh treh stebrih v odvisnosti od smeri delovanja potresne obtežbe.



**Slika 5.71:** Zahteve za pomike v stebrih v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnjih opornikov in smeri potresne obtežbe: prečna smer  
**Figure 5.71** Demands in bridge piers as a function of modelling of abutments and earthquake direction: transverse direction



Slika 5.72: deformacijska linija preklade v odvisnosti od načina modeliranja/izvedbe krajnih opornikov: vzdolžna smer

Figure 5.72 Demands in bridge piers as a function of modelling of abutments and earthquake direction: longitudinal direction

---

Ta stran je namenoma prazna

## 6 ZAKLJUČKI

V nalogi smo preučevali potresni odziv starejših viaduktov podprtih s škatlastimi stebri s konstrukcijskimi detajli, ki so z današnjega stališča neustrezni. Raziskave so pokazale, da so ogroženi tudi nekateri novejši viadukti, zaradi uporabe za potresna področja manj primernih stebrov z I prerezi. Kot najbolj pogosta konstrukcijska pomanjkljivost obstoječih stebrov se največkrat navaja (pre)majhna količina prečne armature, kar običajno pomeni (pre) nizko strižno nosilnost, (pre)majhno objetje jedra prereza in nevarnost uklona vzdolžne armature. Druge tipične pomanjkljivosti so npr. še preklopi vzdolžne armature na mestu največjih obremenitev, uporaba gladke armature, uporaba neduktilnega jekla in neupoštevanje principa načrtovanja nosilnosti (npr. stebri močnejši od temeljev, oz. kap stebrov, upogibna nosilnost stebrov večja od strižne nosilnosti, itd.). V primeru starejših slovenskih mostov se dodatno pojavlja še problem položaja stremenske armature, ki se nahaja na notranji strani vzdolžne armature, kar pomeni da stremena ne morejo zagotavljati ne objetja jedra prereza in niti zaščite pred uklonom vzdolžne armature. Drugi problem je tudi uporaba t.i. odprtih stremen, ki podobno kot stremena na notranji strani težko zagotavljajo duktilno obnašanje stebra. V nalogi smo raziskali vpliv opisanih pomanjkljivosti tipičnih AB mostnih stebrov na njihov potresni odziv. Pri tem so bile raziskave podprte z eksperimenti izvedenimi v sodelovanju z Zavodom za gradbeništvo Slovenije.

Velika pozornost v nalogi je posvečena tudi ukrepom za izboljšanje odziva kritičnih stebrov s pomočjo različnih metod potresnih utrditev. Samo področje potresnih utrditev je precej obsežno, zato smo se v okviru raziskav omejili predvsem na potresne utrditve betonskih mostov, konkretnije armiranobetonskih stebrov, ki imajo prečne prereze, ki so tipični za Centralno Evropo. Delno smo obravnavali tudi uporabo potresne izolacije kot možen ukrep potresne utrditve.

### 6.1 Zaključki eksperimentalnih študij neutrjenih stebrov

V primeru neutrjenih škatlastih stebrov so eksperimentalne raziskave pokazale, da lahko, kljub kopici neprimernih detajlov, ki se pojavljajo v takšnih stebrih pričakujemo delno duktilno obnašanje stebrov. Dobro obnašanje je predvsem posledica nizkega nivoja osne sile, ki je tipičen v takšnih stebrih, in velike tlačne cone, ki je na razpolago pri škatlastih prerezih.

V primeru krajšega stebra (NKŠS) je prišlo do upogibno-strižnih razpok približno istočasno kot do tečenja vzdolžne armature. Krovni sloj betona se je zaradi začenjanja uklanjanja vzdolžne armature začel pri duktilnosti za pomike okrog 2,1 (glede na eksperimentalno mejo tečenja), vendar je do očitnega uklona palice prišlo šele pri duktilnosti cca. 2,8, t.j. skoraj istočasno, ko je nastala strižna razpoka po celi višini stebra. Šele kasneje so se začele uklanjati tudi vzdolžne palice na notranji strani stebra. Nenadni padec sile je nastopil pri duktilnosti 3,9 zaradi uklona vzdolžne armature na notranji strani stebra in poškodb vzdolž glavnih strižnih razpok, ki so nastale v zadnjih fazah obremenjevanja.

Pri daljšem stebru (NDŠS) so se med obremenjevanjem pojavljale upogibne razpoke, in sicer so bile najširše na mestih preklopov vzdolžne armature. Na notranji strani so se poškodbe začele pojavljati šele pri duktilnosti cca. 5,7 (glede na računsko mejo tečenja). Poleg poškodb zaradi odpadanja krovnega sloja betona in uklona vzdolžne armature so bile prisotne tudi široke prečne razpoke na mestih preklopov armature. Med preiskavo daljšega stebra se je pokazala še ena potencialna pomanjkljivost tako izvedenih detajlov stebrov, saj se je na delovnem stiku dveh segmentov, kjer armaturni koš A preide v B, pojavila razpoka že pred tečenjem vzdolžne armature ob vpetju, kar bi lahko vodilo tudi do upogibne porušitve stebra na tej višini.

V primeru neutrjenega I stebra (NIS) smo najprej na podlagi posebne študije izbrali tipičen steber z I prerezom. Posebno pozornost smo namenili količini in izvedbi prečne armature v takih stebrih, za katero smo ugotovili, da v večini primerov ne zadostuje vsem zahtevam, ki jih zahteva standard

EN1998-2. V določenih primerih je zagotovljena le polovica predpisane prečne armature. Poleg tega se v nekaterih primerih pojavljajo tudi primeri stremen, ki imajo preklope izvedene po zunanjem robu prereza, zato smo v eksperimentalnih preiskavah uporabili takšen detajl. Količina stremen je sicer zagotavljala zadostno strižno nosilnost stebra, ni pa zadoščala ostalim zahtevam standarda EN1998-2, glede zagotavljanja objeta jedra prereza in preprečitve uklona vzdolžne armature. Eksperimentalna preiskava je potrdila neustreznost takšnih detajlov saj je prišlo do uklona vzdolžne armature, ki mu je sledil padec sile za 20%, kar smo označili kot porušitev že pri duktilnosti cca. 2,3. Če upoštevamo dejstvo, da je takšna duktilnost določena brez kakršnihkoli varnostnih faktorjev, lahko sklepamo, da za mostove, v katerih stebri vsebujejo podobna stremena, nikakor ne bi smeli upoštevati faktorja obnašanja 3,5, ki ga običajno upoštevamo pri projektiranju grednih mostov.

## 6.2 Zaključki eksperimentalnih študij utrjenih stebrov

Preiskava kratkega škatlastega stebra utrjenega z AB plaščem (UKŠS-BPL) je pokazala, da lahko ustrezno armiran, primerno debel AB plašč prepreči nekatere nedopustne načine porušitve, kot so strižna porušitev, uklon/zdrs vzdolžne armature, saj ni prišlo do nenadnega padca sile, kot v primeru neutrjenega stebra. V primerjavi z neutrjenim stebrom je prišlo do povečanja prečne sile za cca. 18% vendar je bila večina povečanja posledica večje osne sile v stebri (780 kN napram 512 kN). Do maksimalne sile je tako pri neutrjenem, kot pri utrjenem stebri prišlo praktično pri istem pomiku, t.j. ~11 mm. Plašč je zagotovil enakomernejšo razporeditev razpok po višini stebra, medtem ko so bile pri neutrjenem stebri razpoke izrazito širše na preklonih vzdolžne armature. Poleg tega je do uklona vzdolžne armature (na notranji strani) prišlo šele pri večjih pomikih (cca. 15 mm) kot v primeru neutrjenega stebra (na zunanji strani pri cca. 11 mm).

Tudi v primeru utrditve škatlastega stebra s FRP trakovi ni prišlo do nenadnega padca sile, kot v primeru neutrjenega stebra, vendar pa je bilo histerezo obnašanje tega stebra nekoliko slabše, saj se je steber po začetku tečenja vzdolžne armature začel sukati ob vpetju kot togo telo. V primerjavi z neutrjenim stebrom se je dolžina plastifikacije, t.j. dolžina plastičnega člena, razpolovila. Možen razlog za slabši odziv stebra je lahko tudi precej korodirana priklopna armatura med temeljem in stebrom, kar je imelo za posledico manjše mejne deformacije vzdolžne armature, kar je vodilo do prezgodnjega trganja palic. Porušitev se je začela z uklanjanjem vzdolžne armature na zunanjem robu, ki so ji nato sledili zdrsi vzdolž preklonov armature. Trakovi so torej sicer uspešno preprečili nastanek strižnih razpok in posledično strižno porušitev, vendar se je ob tem odprla pot za druge nedopustne porušne mehanizme, kot sta zdrs in uklon vzdolžne armature.

Velika pozornost je bila namenjena opisu objeta betona z zunanjim plaščem v primeru škatlastih stebrov. Materialni modeli za beton objet s FRP, ki so predstavljeni v literaturi so bili namreč izpeljani na podlagi osnih preiskav betonskih kvadrov in valjev. Glede na eksperimentalni odziv smo predlagali obravnavo škatlastih stebrov objeta s FRP plaščem, kot sklop povezanih sten, ki so z zunanje strani objete s FRP plaščem, z notranje pa s sosednjimi stenami zaradi ugodnega ločnega efekta. Izmed pregledanih modelov objeta betona smo predlagali uporabo modificiranega modela, ki sta ga predlagala Lam in Teng z modifikacijo mejne deformacije.

Strižno utrditev, t.j. potrebno debelino plašča smo določili na različne metode opisane v literaturi. Kot najbolj praktičen se je izkazal model, ki so ga predlagali raziskovalci z UCSD, čeprav smo tudi z modelom, ki je vključen v standard EN1998-3 dobili podobne debeline plašča.

V primeru eksperimentalnih preiskav I stebrov, ki imajo v splošnem dovolj visoko strižno nosilnost se je kot kritična izkazala nezadostna prečna armatura za zagotavljanje objeta jedra prereza in preprečitve uklona vzdolžne armature. Zato smo preučili možnosti utrditve takih stebrov. Zopet se je kot najbolj praktična metoda izkazala uporaba FRP plaščev, vendar se je ob tem pojavila težava sidranja plaščev ob stojini stebra. Da bi preučili ustreznost sidranja s FRP sidri, smo po končani

preiskavi steber NIS, najprej sanirali z uporabo sanacijske malte, in ga nato ovili s plaščem iz CFRP (SIS-FRP). Ker nas je zanimal predvsem odziv pri večjih duktilnostih razpoke ob vpetju stebra nismo skušali injektirati, prav tako nismo poskušali ravnati uklonjenih palic ali stikovati (npr. z varjenjem) odprtih stremen. Zaradi precejšnih poškodb stebra tako nismo pričakovali precejšnjega izboljšanje v smislu nosilnosti, zanimal pa nas je predvsem vpliv na duktilnost stebra. Preiskava je pokazala, da izvedba sider iz karbonskih vlaken za ta primer ni primerna, saj je sidranje zagotovljeno le točkovno. Zato smo pri naslednji preiskavi (UIS-FRP) uporabili drugačen pristop za sidranje, in sicer smo uporabili jeklene ploščice, s čimer smo zagotovili bolj zvezno sidranje. Poleg tega pa se je pokazalo, da količina objeta, ki je bila uporabljena pri (SIS-FRP) ni bila zadostna za preprečitev uklona vzdolžne armature, zato smo pri stebru UIS-FRP uporabili 4 plasti CFRP. Preiskava stebra UIS-FRP je od začetka kazala, da se plastifikacija vzdolžne armature širi po višini in je zato nakazovala obetajoče rezultate, vendar pa je zaradi težav z opremo prišlo do prezgodnje porušitve stebra. V obeh primerih I stebrov se je pokazala tudi potencialna nevarnost uporabe razmeroma krhke armature, ki se jo običajno uporablja v vsakdanji praksi, saj v primeru majhne deformabilnosti jekla duktilnosti z uporabo plaščev praktično ne moremo efektivno povečati.

### **6.3 Zaključki glede izbire matematičnih modelov starejših AB stebrov**

Za oceno potresnih zahtev v konstrukcijah imamo na voljo različna matematična orodja in modele s katerimi skušamo modelirati odziv dejanske konstrukcije. Ker v mostovih pričakujemo nelinearnosti predvsem v stebrih smo se v nalogi posvetili predvsem nelinearnim modelom stebrov.

Za modeliranje nelinearnega odziva linijskih AB elementov se v potresnem inženirstvu najpogosteje uporablja makro gredne elemente s koncentrirano plastičnostjo. Za njihovo uporabo je potrebno najprej določiti ustrezno histerezne ovojnice in histerezna pravila. Histerezne ovojnice lahko določimo na različne načine, npr. z uporabo semi-empiričnih in empiričnih metod, ki so vključene tudi v standardih ali pa z uporabo neparometričnih metod na podlagi nevronske mreže. V primeru eksperimentalno preizkušenih stebrov, pri katerih je prevladoval upogibni odziv, so se vsi trije pristopi izkazali kot primerljivi, v primeru stebrov, kjer je prevladovala strižna komponenta (krajši stebri) pa je bilo potrebno histerezne ovojnice ustrezno prilagoditi. Modifikacije so potrebne zaradi večje podajnosti takih stebrov, ki je posledica strižnih razpok v takih stebrov. Ob znani strižni nosilnosti stebra lahko histerezne ovojnice še dodatno prilagodimo, da upoštevajo hipn strižno porušitev elementa.

Kot drugo možnost smo uporabili t.i. lamelne elemente. Ti omogočajo modeliranje dvoosnega odziva AB stebrov ob hkratni interakciji med momentom in osno silo, kar v primeru uporabe grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo brez poenostavitve (psevdo 3D modeli) v večini računalniških programov ni možno. Poleg tega od uporabnika zahtevajo manj dela, saj ni potrebno vnaprej določati histereznih ovojnic. Podobno kot v primeru grednih elementov s koncentrirano plastičnostjo smo bili v primeru modeliranja krajših stebrov začetno togost zmanjšati. To lahko naredimo na različne načine, t.j. bodisi z dodajanjem dodatnih členkov ob vpetje, ali če to element omogoča z zmanjšanjem togosti elastičnega dela elementa.

Za oceno potresnega odziva AB stebrov, ki se obnašajo podobno kot stene, se je za primernega izkazal tudi makro element z več navpičnimi vzmetmi, t.j. MVLEM element, ki je bil delno razvit in vgrajen v različne računalniške programe za analizo konstrukcij v okviru Inštituta za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo.

Za modeliranje histereznega odziva neutrjenih stebrov so se ob ustreznih modifikacijah izkazali kot ustrezni vsi trije uporabljeni pristopi. Vsi imajo tako prednosti kot slabosti, ki pa jih ob ustreznih modifikacijah lahko vsaj delno odpravimo. Vsekakor pa je MVLEM bolj primeren za modeliranje odziva stebrov, ki so bolj podobni stenam, t.j. škatlastih stebrov, in I stebrov okrog močne osi.

Posebna formulacija lamelnega elementa pa se je izkazala kot primerna za uporabo tako v primeru sten kot stebrov. Tudi gredni element s koncentrirano plastičnostjo se je izkazal kot primeren za opis globalnega odziva tako utrjenih, kot neutrjenih stebrov.

#### **6.4 Zaključki o uporabi izbranih določil standarda Evrokod 8-3 pri oceni potresnega odziva AB mostov**

Ker so standardi s področja ocene potresnega odziva in potresnih utrditev konstrukcij (angl. seismic assessment and retrofit) namenjeni predvsem utrditvam stavb, smo preverili njihovo uporabnost, t.j. uporabnost metod, ki jih ti predlagajo, za analizo potresnega odziva premostitvenih konstrukcij. Večina empiričnih izrazov vključenih v omenjene standarde je bila namreč izpeljana na podlagi eksperimentov, ki so bili opravljeni na stebrih, ki so tipični v stavbah.

Standard EN1998-3 vsebuje v dodatku A specifične napotke za uporabo v primeru ocene potresnega odziva AB stavb, in sicer za določitev rotacijske kapacitete in strižne nosilnosti AB elementov. Poleg tega vsebuje tudi določbe glede projektiranja potresnih utrditev AB elementov z uporabo betonskih, jeklenih in FRP plaščev.

Glede na primerjave med analitičnimi in eksperimentalnimi rezultati lahko zaključimo, da so določila glede ocene rotacijske kapacitete in strižne nosilnosti AB elementov, ki so vključena v standard EN1998-3 primerna tudi za obravnavane mostne stebre. Tudi določila glede izračuna potrebne strižne utrditve (debeline plašča) dajejo podobne rezultate kot jih dobimo s primerljivimi izrazi iz literature, ki veljajo za mostne stebre, kljub temu da so precej bolj kompleksni.

Izrazi za določitev potrebne utrditve z namenom povečanja duktilnosti AB stebrov s pomočjo FRP plaščev, ki so vključeni v standardu EN1998-3 so bili izpeljani na podlagi analitičnih in eksperimentalnih študij stebrov s krožnimi prerezi, zato jih je potrebno v primeru pravokotnih stebrov ustrezno modificirati. Osnovne modifikacije so sicer vključene v standardu, vendar so te v primeru mostnih stebrov lahko precej konservativne. V primeru škatlastih stebrov in uporabe trakov so bile potrebne še dodatne modifikacije izrazov.

Literatura in omenjen standard pa ne podajajo nikakršnih določil glede dimenzioniranja debeline plaščev z namenom preprečitve uklona vzdolžne armature, kar se je izkazalo kot kritično v večini eksperimentalno preizkušenih stebrov. Tudi postopkov za preprečevanje zdrsa gladkih palic s standardnimi kljukami nismo zasledili. Glede slednjih navajajo nekateri raziskovalci, ki so preučevali podobne detajle, da je v primeru gladke armature s preklopi ustrezne dolžine ( $> 15 d_{bL}$ ) in standardnih kljuk (kar je bilo izpolnjeno v našem primeru), da utrditev ni potrebna. Kljub temu pa je do zdrsov armature pri nas prišlo, in sicer predvsem v tlaku, čemur je verjetno najbolj botrovala precej tanjša krovna plast, kot v ostalih primerih. Temu problemu bi bilo potrebno posvetiti dodatno pozornost.

Kot možnost za določitev potrebne debeline FRP plaščev za preprečitev uklona vzdolžne armature smo modificirali izraz, ki je vključen v standardu EN1998-2, za določitev potrebne količine prečne armature za preprečitev uklona vzdolžne armature.

#### **6.5 Zaključki študij potresnega tveganja mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli**

V okviru študij potresnega tveganja mostov z neustreznimi konstrukcijskimi detajli smo upoštevali tako t.i. aleatorne, kot tudi epistemične nezanesljivosti. Prve so upoštrevane že v osnovni metodi, ki so jo predlagali raziskovalci s PEER, drugim pa se večjo pozornost posveča predvsem v zadnjem času. Epistemične nezanesljivosti izhajajo iz pomanjkanja vedenja o dejanskih karakteristikah konstrukcije in znanja modeliranja nelinearnega odziva konstrukcij. Z namenom zajema epistemičnih nezanesljivosti v analizi zato običajno uporabljamo simulacije različnih možnih vrednosti spremenljivk, na podlagi katerih lahko ocenimo raztros rezultatov, ki so posledica teh negotovosti.

V splošnem za izvajanje simulacij uporabimo Monte Carlo metodo, ki pa je v osnovni obliki za dejanske konstrukcije preveč računsko zahtevna, zato namesto nje uporabljamo metode stratificiranega vzorčenja. Da bi potrdili ustreznost uporabe t.i. metode vzorčenja z latinsko hiper kocko (LHS) smo na enostavnem SDOF primeru izvedli analizo tveganja z uporabo klasične metode Monte Carlo in dveh metod s stratificiranim vzorčenjem. Analize so pokazale, da dobimo z uporabo vseh treh metod primerljive rezultate, zato smo LHS metodo uporabili tudi v primeru dejanskih konstrukcij. Obravnavali smo večje število mostov, in sicer dva dejanska viadukta (en dejanski viadukt s škatlastimi stebri in en viadukt z I stebri) ter po 18 tipičnih viaduktov s škatlastimi in I stebri.

Na primeru dejanskega starejšega viadukta s škatlastimi stebri smo analizirali vpliv epistemičnih nezanesljivosti. Izkazalo se je, da je tveganje za presežek obravnavanih mejnih stanj kljub neustreznim konstrukcijskim detajlom razmeroma majhno. Razlog za to gre pripisati predvsem ugodni obliki škatlastega prereza, nizkemu nivoju osne sile, dobrim pogojem temeljenja in razmeroma nizki seizmičnosti. V primeru upoštevanja epistemičnih negotovosti je bilo ocenjeno tveganje približno dvakrat večje, kot v primeru neupoštevanja.

Za izbiro potencialno najbolj ogroženega viadukta smo opravili pregled slovenskih viaduktov z I stebri. Potencialno ogroženost viaduktov smo določili na podlagi seizmičnosti področja, kjer se viadukti nahajajo, njihove pomembnosti in njihove ranljivosti. Seizmičnost področja smo ocenili glede na projektni pospešek tal, pomembnost glede na povprečno število vozil na dan in ranljivost glede na starost. Izmed obravnavanih viaduktov se je tako kot najbolj potencialno ogrožen izkazal viadukt Bizovik, ki se nahaja na vzhodni ljubljanski obvoznici. Na primeru tega viadukta z I stebri smo študirali vpliv uporabljene metode analize na oceno pospeškov pri katerih so bila dosežena izbrana mejna stanja. Predvsem za linearno metodo, t.j. modalno analizo s spektri odziva se je izkazalo, da je zelo pomembno kako modeliramo efektivno togost stebrov. Ker gre za razmeroma regularen viadukt sta obe uporabljeni nelinearni metodi dali podobne vrednosti.

Za obravnavanih tipičnih 18 viaduktov z različnimi dolžinami stebrov smo najprej dimenzionirali vzdolžno armaturo z modalno analizo s spektri odziva s predpostavljenim faktorjem obnašanja 3,5, nato smo določili še prečno armaturo iz pogoja zagotavljanja zadostne strižne nosilnosti. Za vsak primer smo najprej pripravili po 2 nelinearna modela, in sicer enkrat v skladu s priporočili standarda EN1998-2 in drugič s priporočili standarda EN1998-3. Dodatno smo pripravili še po dva modela, enkrat z upoštevanjem 3x manjše strižne armature, kot bi bila potrebna glede na sodobne standarde in enkrat s prečno armaturo, ki bi bila potrebna glede na zahteve za zagotavljanje objekta jedra prereza in preprečevanja uklona vzdolžne armature.

Podobno, kot v primeru viaduktov s škatlastimi stebri, smo tudi 18 viaduktov z I stebri najprej dimenzionirali podobno kot v vzorčnega projekta dejanskega viadukta z I stebri, t.j. prečno armaturo smo dimenzionirali s pomočjo načrtovanja nosilnosti, medtem ko zahtev glede objekta jedra prereza in preprečevanja uklona vzdolžne armature nismo upoštevali. Pri projektiranju vzdolžne armature smo upoštevali različne vrednosti efektivnih togosti stebrov, kot so opisani v Evrokodu 8. Izkazalo se je, da vodi uporaba nerazpokanih togosti stebrov do konstrukcij, ki imajo najmanjše tveganje za vsa obravnavana mejna stanja. Razlog za to je po eni strani večja upogibna nosilnost, ki posledično zahteva tudi več prečne armature.

Na primeru nekaterih obravnavanih tipičnih viaduktov smo preverili možnost uporabe potresne izolacije za zmanjšanje njihovega potresnega tveganja. Izkazalo se je, da je potresna izolacija še posebej učinkovita pri viaduktih s krajšimi nihajnimi časi in v primeru neregularnih viaduktov. Največji vpliv ima uporaba potresne izolacije na tveganje nastanka poškodb v konstrukciji.



V podporo izvajanju omenjenih verjetnostnih in parametričnih študij smo pripravili lastna programska orodja s katerimi smo lahko tako pripravljali vhodne podatke za uporabljen program za analizo potresnega odziva, kot obdelali ogromne količine rezultatov.

## VIRI

- AASHTO. 2005. AASHTO LRFD Bridge Design Specifications, Third Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials: 1536f.
- ACI. 2002. ACI 440.2R-02 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI Committee 440: 45f.
- ACI Committee 318 1995. Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95). American Concrete Institute Committee.
- ACI Committee 318. 2002. ACI 318-02 Building Code Requirements for Structural Concrete and Commentary, American Concrete Institute, Detroit, Mich.: 430f.
- ACI Committee 440. 2002. ACI 440.2R-02 Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures, ACI Committee 440: 45f.
- ACI Committee 440. 2008. ACI 440.2R-08 Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures, ACI Committee 440: 76f.
- Al-Salloum, Y.A. 2007. Influence of edge sharpness on the strength of square concrete columns confined with FRP composite laminates. *Composites Part B: Engineering* vol. 38. no. 5-6: pp. 640-650.
- Aquino, W., Hawkins, N.M. in Lange, D.A. 2004. Moisture Distribution in Partially Enclosed Concrete. *ACI Materials Journal* vol. 101. no. 4: pp. 259-265.
- ASCE. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, prepared by the American Society of Civil Engineers, Published by the Federal Emergency Management Agency, FEMA 356 Report, Washington, DC.:
- Ašanin Gole, P. 2004. Viadukti in mostovi na slovenskih avtocestah, DARS, Družba za avtoceste v Republiki Sloveniji, Celje.
- ATC-32. 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations, Applied Technology Council:
- Autodesk Inc. 2010. AutoCAD Verzija 2011.
- Aviram, A., Mackie, K. in Stojadinovic, B. 2008. Epistemic Uncertainty of Seismic Response Estimates for Reinforced Concrete Bridges. The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Peking, Kitajska, 12.-17. Oktober.
- Aydinoğlu, M. 2003. An Incremental Response Spectrum Analysis Procedure Based on Inelastic Spectral Displacements for Multi-Mode Seismic Performance Evaluation. *Bulletin of Earthquake Engineering* vol. 1. no. 1: pp. 3-36.
- Bae, S. in Bayrak, O. 2008. Plastic Hinge Length of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal* vol. 105. no. 3: pp. 290-300.
- Bae, S., Miseses, A.M. in Bayrak, O. 2005. Inelastic buckling of reinforcing bars. *Journal of Structural Engineering* vol. 131. no. 2: pp. 314-321.
- Basöz, N. in Kiremidjian, A.S. 1995. Bridge Prioritization for Seismic Retrofitting. V: National Seismic Conference on Bridges and Highways: "Progress in Research and Practice", San Diego, California, December 10-13, 1995. Stanford University.
- Bayrak, O. in Sheikh, S.A. 2001. Plastic hinge analysis. *Journal of Structural Engineering* vol. 127. no. 9: pp. 1092-1100.
- Berry, M.P., Lehman, D.E. in Lowes, L.N. 2008. Lumped-Plasticity Models for Performance Simulation of Bridge Columns. *ACI Structural Journal* vol. 105. no. 3: pp. 270-279.
- Bertero, V.V. 1987. Observations on Structural Pounding. *Proceedings International Conference on Mexico Earthquakes*, ASCE: pp. 264-278.
- Bevc, L., et al. 2006a, Poročilo o modelni preiskavi prototipa votlega stebra viadukta Ravbarkomanda. P 632/04-620-1, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Oddelek za konstrukcije, Odsek za masivne inženirske konstrukcije in mostove, Ljubljana, Slovenija.
- Bevc, L., et al. 2006b, Poročilo o raziskovalni nalogi: Studije in modelne preiskave potresne ranljivosti in predlogi tehnologije potresne utrditve za stebre viadukta Ravbarkomanda in sorodno konstruirane premostitvene objekte - preiskava utrjenega dokumenta. Zavod za gradbeništvo Slovenije, Oddelek za konstrukcije, Odsek za masivne inženirske konstrukcije in mostove, Ljubljana, Slovenija.

- Biskinis, D. in Fardis, M.N. 2009. Upgrading of Resistance and Cyclic Deformation Capacity of Deficient Concrete Columns, in Ilki, A., Karadogan, F., Pala, S. in Yuksel, E. (eds), *Seismic Risk Assessment and Retrofitting*, with Special Emphasis on Existing Low Rise Structures, Springer Verlag, Heidelberg, vol. 10: pp. 307-328, DOI 10.1007/978-90-481-2681-1\_15, [http://dx.doi.org/10.1007/978-90-481-2681-1\\_15](http://dx.doi.org/10.1007/978-90-481-2681-1_15).
- Biskinis, D.E. in Fardis, M.N. 2008. Cyclic Deformation Capacity, Resistance and Effective Stiffness of RC Members with or without Retrofitting The 14th World Conference on Earthquake Engineering. Beijing, China. October 12-17, 2008.
- Biskinis, D.E., Roupakias, G.K. in Fardis, M.N. 2004. Degradation of Shear Strength of Reinforced Concrete Members with Inelastic Cyclic Displacements. *ACI Structural Journal* vol. 101. no. 6: pp. 773-783.
- Braga, F., Gigliotti, R. in Laterza, M. 2006. Analytical Stress--Strain Relationship for Concrete Confined by Steel Stirrups and/or FRP Jackets. *Journal of Structural Engineering* vol. 132. no. 9: pp. 1402-1416.
- Caltrans. 2006. *Seismic Design Criteria 1.4*, California Department of Transportation, California.:
- Calvi, G.M. 1997. Seismic performance of RC bridges. *Progress in Structural Engineering and Materials* vol. 1. no. 1: pp. 50-56.
- Calvi, G.M., Pavese, A., Rasulo, A. in Bolognini, D. 2005. Experimental and Numerical Studies on the Seismic Response of R.C. Hollow Bridge Piers. *Bulletin of Earthquake Engineering* vol. 3. pp. 267-297.
- Causevic, M. in Mitrovic, S. 2011. Comparison between non-linear dynamic and static seismic analysis of structures according to European and US provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering* vol. 9. no. 2: pp. 467-489.
- Caušević, M. 2010. Retrofitting of short-to-medium span concrete bridges after strong intensity earthquakes. In Forde, M.C. (ed.), *Proceedings of the Structural Faults & Repair - 2010 International Conference, 2010, Edinburgh, UK*, pp. 1-10.
- CEN. 1994. *Eurocode 8: Design provisions for earthquake resistance of structures - Part 2: Bridges (ENV 1998-2:1994)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2003. *Eurocode 1: Actions on structures - Part 2: Traffic loads on bridges (EN 1991-2:2003)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2004a. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 1-1: General - Common rules for building and civil engineering structures (EN 1992-1-1:2004)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2004b. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1: General rules seismic actions and rules for buildings (EN 1998-1:2004)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2005a. *Eurocode 2: Design of concrete structures - Part 2: Bridges (EN 1992-2:2005)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2005b. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 2: Bridges (EN 1998-2:2005)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- CEN. 2005c. *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 3: Assessment and retrofit of buildings (EN 1998-3:2005)*, Brussels, Comite Europeen de Normalisation.:
- Chang, G.A. in Mander, J.B. 1994a, *Seismic Energy Based Fatigue Damage of Bridge Columns: Part I - Evaluation of Seismic Capacity*. NCEER Technical Report No. NCEER-94-0006, State University of New York, Buffalo, N. Y.
- Chang, G.A. in Mander, J.B. 1994b, *Seismic Energy Based Fatigue Damage of Bridge Columns: Part II - Evaluation of Seismic Demand*. NCEER Technical Report No. NCEER-94-0013, State University of New York, Buffalo, N. Y.
- Cheng C. T., Mo Y. L. in K., Y.Y. 2005. Evaluation of As-Built, Retrofitted, and Repaired Shear-Critical Hollow Bridge Columns under Earthquake-Type Loading. *Journal of Bridge Engineering*, ASCE vol. 10. no. 5: pp. 520-529.
- Cheng, C.T., Yang, J.C., Yeh, Y.K. in Chen, S.E. 2003. Seismic performance of repaired hollow-bridge piers. *Construction and Building Materials* vol. 17. no. 5: pp. 339-351.
- Chopra, A.K. in Goel, R.K. 2002. A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 31. pp. 561-582.

- Clough, R.W. in Johnston, S.B. 1966, Effect of stiffness degradation on earthquake ductility requirements. Structural and Materials Research, Structural Engineering Laboratory, University of California, Berkeley.
- CNR-DT 200/2004. 2004. Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures: materials, RC structures, prestressed RC structures, masonry structures: 144f.
- Collins, M.P. 1978. Towards a Rational Theory for RC Members in Shear. Journal of the Structural Division, ASCE vol. 104. no. 4: pp. 649-666.
- Cooper, J.D., Friedland, I.M., Buckle, I.G., Nimis, R.B. in Bobb, N.M. 1994. The Northridge Earthquake: Progress Made, Lessons Learned in Seismic Resistant Bridge Design. Public Road vol. 58. no. 1: pp. 26-36.
- Cornell, C.A. 1969. A probability-based structural code. Journal of American Concrete Institute vol. 66. no. 12: pp. 974-985.
- Cornell, C.A. 1996. Reliability-based earthquake-resistant design; The future. Paper No. 2166. Eleventh World Conference on Earthquake Engineering. Acapulco, Mehika. Elsevier Science Ltd.
- Cornell, C.A., Fatemeh, J., Hamburger, R.O. in Foutch, D.A. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. Journal of Structural Engineering vol. 128. no. 4: pp. 526-533.
- Cornell, C.A. in Krawinkler, H. 2000. Progress and Chalanges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News vol. 3. no. 2: pp. 1-3.
- CS. 2004, Design guidance for strengthening concrete structures with fibre composite materials. Technical Rep. No. 55, 2<sup>nd</sup> Ed. Concrete Society, Crowthorne, Berkshire, U.K.
- CSI. 2009. SAP 2000. Verzija 14.1.0.
- Čaušević, M., Fajfar, P., Fischinger, M. in Isaković, T. 2003. Proračun vijadukta na djelovanje sila potresa prema Eurokodu 8/2=Analyzing influence of seismic forces on viaducts according to Eurocode 8/2. Građevinar vol. 55. no. 3: pp. 143-153. (v hrvaščini).
- DARS. 1998. Projekt izvedenih del. Rednik II. Statični račun viadukta Bizovik. Viadukt Bizovik 6-1, krak "C" in "D". Inženirski biro PONTING d.o.o., Družba za avtoceste v R Sloveniji d.d., Celje, Slovenija:
- DC 2009. Karta prometnih obremenitev. PLDP - Povprečni letni dnevni promet, Direkcija RS za ceste [http://www.dc.gov.si/fileadmin/dc.gov.si/pageuploads/Promet/Karta\\_promet2009.pdf](http://www.dc.gov.si/fileadmin/dc.gov.si/pageuploads/Promet/Karta_promet2009.pdf) (Pridobljeno
- De Lorenzis, L. in Tepfers, R. 2003. Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites. Journal of Composites for Construction vol. 7. no. 3: pp. 219-237.
- Dhakal, R.P. in Maekawa, K. 2002a. Modeling for Postyield Buckling of Reinforcement. Journal of Structural Engineering vol. 128. no. 9: pp. 1139-1147.
- Dhakal, R.P. in Maekawa, K. 2002b. Reinforcement Stability and Fracture of Cover Concrete in Reinforced Concrete Members. Journal of Structural Engineering vol. 128. no. 10: pp. 1253-1262.
- DIAS. 1990. Program za račun nosilnosti in ukrivljenosti armiranobetonskih prevezov. Verzija
- Distl, J. 2006, Development of variable stiffness seismic isolators and vibration mitigation dampers based on magnetically controlled elastomer. Final Report. Maurer Sohne GmbH & Co. KG, (Available at: [distl@mchn.maurer-soehne.de](mailto:distl@mchn.maurer-soehne.de)).
- Dokken, R.A. 1995. An overview of characteristics of 65 seismically retrofitted highway bridge in California. Federal Highway Administration (FHWA), Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways: "Progress in Research and Practice". San Diego, California, December 10-13, 1995. vol. 1995-12.
- Dolsek, M. 2009. Incremental dynamic analysis with consideration of modeling uncertainties. Earthquake Engineering & Structural Dynamics vol. 38. no. 6: pp. 805-825.
- Dolsek, M. 2010. Development of computing environment for the seismic performance assessment of reinforced concrete frames by using simplified nonlinear models. Bulletin of Earthquake Engineering vol. 8. no. 6: pp. 1309-1329.

- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, FGG,
- Eligehausen, R. in Lettow, S. 2007, Formulation of Application Rules for Lap Splices in the New fib Model Code. Federation Internationale du Béton, Stuttgart.
- Elwood, K.J. in Eberhard, M.O. 2006, Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. A publication of the Pacific Earthquake Engineering Research Center, Research Digest No. 2006-1.
- Fajfar, P. 2000. A nonlinear analysis method for performance based design. *Earthquake Spectra* vol. 16. no. 3: pp. 573-592.
- Fajfar, P. 2007. Seismic assessment of structures by a practice-oriented method, in Ibrahimbegovic, A. in Kozar, I. (eds), *Extreme Man-Made and Natural Hazards in Dynamics of Structures*, Springer Netherlands, Dordrecht, The Netherlands.
- Fajfar, P. in Fischinger, M. 1987. Non-linear seismic analysis of RC buildings: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering* vol. 1. pp. 31-43.
- Fajfar, P. in Fischinger, M. 1988. N2 - A method for non-linear seismic analysis of regular buildings. *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*. Tokyo-Kyoto, Japan, 5: 111-116.
- Fajfar, P., Gašperšič, P. in Drobnič, D. 1997. A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures. V: Fajfar, P. (ur), Krawinkler, H. (ur), *Seismic design methodologies for the next generation of codes*. Bled, Slovenija.
- Fajfar, P., Lapajne, J., Šket, M.B., Poljak, M., Fischinger, M., Isaković, T. in Dolšek, M. 2006, *Projektni potresni parametri za viadukt Ravbarkomanda*. Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo (IKPIR), Ljubljana.
- Fajfar, P. in Peruš, I. 1997. A non-parametric approach to attenuation relations. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 1. no. 2: pp. 319-340.
- Fardis, M.N. 2006. Design rules for seismic retrofitting with FRPs according to Eurocode 8 and their background., in *fib bulletin 35: Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications*, Federation internationale du béton, Lausanne, Switzerland, pp. 199-217.
- Fardis, M.N. 2007, *Guidelines for Displacement-based Design of Buildings and Bridges*. LESSLOSS Report No. 2007/5, IUSS Press, Pavia. 218 f.
- Fardis, M.N. 2009. *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings based on EN-Eurocode 8*, vol. 8, Geotechnical, Geological, and Earthquake Engineering, Springer Netherlands.
- Fardis, M.N. in Biskinis, D.E. 2003. Deformation Capacity of RC Members, as Controlled by Flexure or Shear. In Kabayesawa, T. in Shiohara, H. (eds), *Performance-Based Engineering for Earthquake Resistant Reinforced Concrete Structures*, Tokyo, Japan, vol. A Volume Honoring Shunsuke Otani: pp. 511-530.
- Fardis, M.N. in Khalili, H. 1981. Concrete encased in fiberglass-reinforced-plastic. *Journal of the American Concrete Institute* vol. 78. no. 6: pp. 440-446.
- Faria, R., Pouca, N.V. in Delgado, R. 2000. Seismic behaviour of RC bridge piers: Numerical simulation and experimental validation. *12th World Conference on Earthquake Engineering*, Paper No. 0673.
- Faria, R., Pouca, N.V. in Delgado, R. 2004. Simulation of the cyclic behaviour of RC rectangular hollow section bridge piers via a detailed numerical model. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 8. no. 5: pp. 725-748.
- FEMA 1997. *NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*, FEMA 273. , Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C: .
- fib. 2001. *fib bulletin 14 - Technical report on the design and use of externally bonded fibre reinforced polymer reinforcement for reinforced concrete structures*, Federation internationale du béton, Lausanne, Switzerland:
- fib. 2006. *fib bulletin 35 - Retrofitting of concrete structures by externally bonded FRPs, with emphasis on seismic applications*, Federation internationale du béton, Lausanne, Switzerland:
- fib. 2007. *fib bulletin 39 - Seismic bridge design and retrofit - structural solutions*, Federation internationale du béton, Lausanne, Switzerland: 300f.

- Filippou, F.C., Popov, E.P. in Bertero, V.V. 1983, Effects of bond deterioration on hysteretic behavior of reinforced concrete joints. Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-83/19, University of California, Berkeley.
- Fischinger, M. 1988. Neelastična dinamična analiza armiranobetonskih zgradb pri potresni obremenitvi. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.:
- Fischinger, M. 1999. Projektiranje potresno odpornih armiranobetonskih konstrukcij 1.del: Splošno in stavbe, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Inštitut za konstrukcije, potresno inženirstvo in računalništvo, Ljubljana.
- Fischinger, M., Beg, D., Isaković, T., Tomažević, M. in Žarnić, R. 2004a. Performance Based Assessment - From General Methodologies to Specific Implementations. V: Fajfar, P. (ur), Krawinkler, H. (ur), Performance-Based Seismic Design Concepts and Implementation, Proceedings of the International Workshop. Bled, Slovenia, 28.6-1.7.2004.
- Fischinger, M., Isakovic, T. in Kante, P. 2004b. Implementation of a macro model to predict seismic response of RC structural walls. Computers & Concrete vol. 1. no. 2: pp. 211-226.
- Franchin, P., Pinto, P.E. in Rajeev, P. 2010. Confidence Factor? Journal of Earthquake Engineering vol. 14. no. 7: pp. 989-1007.
- Galardo, R.M. in Kawashima, K. 2006, Carbon Fiber Sheet Retrofit of Reinforced Concrete Bridge Columns Under Cyclic Loading. Tokio Institute of Technology - University of the Philippines, Tokyo.
- Galardo, R.Z. in Kawashima, K. 2008. Analysis of Carbon Fiber Sheet Retrofitted RC Bridge Columns. The 14.th WCEE. Beijing, China, October 12-17.
- Gallardo, R.Z. in Kawashima, K. 2009. Analysis of Carbon Fiber Sheet-Retrofitted RC Bridge Columns Under Lateral Cyclic Loading. Journal of Earthquake Engineering vol. 13. no. 2: pp. 129-154.
- Giuffrè, A. in Pinto, P.E. 1970. Il Comportamento Del Cemento Armato Per Sollecitazioni Cicliche di Forte Intensità. Giornale del Genio Civile vol. Maggio.
- Gomes, A. in Appleton, J. 1997. Nonlinear cyclic stress-strain relationship of reinforcing bars including buckling. Engineering Structures vol. 19. no. 10: pp. 822-826.
- Grabec, I. in Sachse, W. 1997. Synergetics of measurement. Prediction and control, Springer-Verlag, Berlin Heidelberg.
- Guner, S. in Vecchio, F.J. 2010a. Pushover Analysis of Shear-Critical Frames: Formulation. ACI Structural Journal vol. 107. no. 1: pp. 63-71.
- Guner, S. in Vecchio, F.J. 2010b. Pushover Analysis of Shear-Critical Frames: Verification and Application. ACI Structural Journal vol. 107. no. 1: pp. 72-81.
- Gupta, B. in Kunnath, S.K. 2000. Adaptive spectra-based pushover procedure for seismic evaluation of structures. Earthquake Spectra vol. 16. no. 2: pp. 367-392.
- Haselton, C.B. 2006. Assessing seismic collapse safety of modern reinforced concrete moment frame buildings. Stanford University,
- Haselton, C.B., Liel, A.B., Lange, S.T. in Deierlein, G.G. 2008, Beam-Column Element Model Calibrated for Predicting Flexural Response Leading to Global Collapse of RC Frame Buildings: PEER 2007/03. Pacific Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley.
- Hilleborg, A. 1989. The compression Stress-Strain Curve for Design of Reinforced Concrete Beams. In fracture Mechanics: Application to Concrete, ACI SP-118.
- Hines, E.M., Dazio, A. in Seible, F. 2002a, Seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confined boundary elements Phase I: Flexural tests, Phase II: Shear tests. Report SSRP 99/15, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, California.
- Hines, E.M., Dazio, A. in Seible, F. 2002b, Seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confined boundary elements Phase III: Web crushing tests. Report SSRP 2002/27, Department of Structural Engineering, University of California, San Diego, California.

- Hoshikuma, J., Kawashima, K., Nagaya, K. in Taylor, A.W. 1997. Stress-Strain Model for Confined Reinforced Concrete in Bridge Piers. *Journal of Structural Engineering* vol. 123. no. 5: pp. 624-633.
- Hosotani, M., Kawashima, K. in Hoshikuma, J. 1998. A stress-strain model for concrete cylinders confined by carbon fiber sheets (v japonščini). *Journal of Concrete Engineering, JSCE* 592 vol. 32. pp. 37-52.
- Huang, L., Hikosaka, H., Soma, T. in Satake, M. 1997. Seismic evaluation & retrofit of reinforced concrete tall bridge piers with hollow cross-section. In *Proceedings of the 7th International Conference on Structural Faults and Repair*.
- Huntington, D.E. in Lyrantzis, C.S. 1998. Improvements to and limitations of Latin hypercube sampling. *Probabilistic Engineering Mechanics* vol. 13. no. 4: pp. 245-253.
- Ibarra, L.F., Medina, R.A. in Krawinkler, H. 2005. Hysteretic models that incorporate strength and stiffness deterioration. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 34. no. 12: pp. 1489-1511.
- Inel, M. 2007. Modeling ultimate deformation capacity of RC columns using artificial neural networks. *Engineering Structures* vol. 29. no. 3: pp. 329-335.
- Isaković, T., Bevc, L. in Fischinger, M. 2008a. Modeling the Cyclic Flexural and Shear Response of the R. C. Hollow Box Columns of an Existing Viaduct. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 12. no. 7: pp. 1120-1138.
- Isaković, T. in Fischinger, M. 2006a. Higher modes in simplified inelastic seismic analysis of single column bent viaducts. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 35. pp. 95-14.
- Isaković, T. in Fischinger, M. 2006b. Potresna utrditev mostnih stebrov s polimernimi plašči, ojačanimi s karbonskimi vlakni. 28. Zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije. Bled, Slovenia, 19.-20.10.2006. SDGK.
- Isaković, T. in Fischinger, M. 2006c. Strižna nosilnost ciklično obremenjenih mostnih stebrov. *Gradbeni vestnik* vol. 55. no. 11: pp. 276-287.
- Isaković, T. in Fischinger, M. 2011. Recent Advances in the Seismic Analysis and Design of RC Bridges in Slovenia, in Dolšek, M. (ed.), *Protection of Built Environment Against Earthquakes*, Springer Netherlands, pp. 259-288, DOI 10.1007/978-94-007-1448-9\_13, [http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-1448-9\\_13](http://dx.doi.org/10.1007/978-94-007-1448-9_13).
- Isaković, T., Fischinger, M. in Kante, P. 2003. Bridges: when is a single mode seismic analysis adequate? *Structures & Buildings* vol. 156. no. SB2: pp. 165-173.
- Isaković, T., Nino Lazaro, M.P. in Fischinger, M. 2008b. Applicability of pushover methods for the seismic analysis of single-column bent viaducts. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 37. no. 8: pp. 1185-1202.
- Isaković, T., Vidrih, Z., Bevc, L., Bohinc, U. in Fischinger, M. 2010a. Shear strengthening of RC hollow box viaduct columns. V: GAREVSKI, Mihail (ur.). *Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering*. Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8.2010-3.9.2010. Proceedings. Kočani: MAEE, Macedonian Association for Earthquake Engineering: str. 1-8.
- Isaković, T., Zevnik, J. in Fischinger, M. 2010b. Floor response spectra in isolated structures subjected to earthquakes weaker than the design earthquake—Part I: Isolation with high-damping rubber bearings. *Structural Control and Health Monitoring* pp. n/a-n/a.
- Isaković, T., Zevnik, J. in Fischinger, M. 2010c. Floor response spectra in isolated structures, subjected to earthquakes weaker than the design earthquake—Part II: Isolation with magnetically controlled elastomeric bearings. *Structural Control and Health Monitoring* vol. 18. pp. 540-553.
- ISIS. 2006. Department of Civil Engineering, Q.s.U., ISIS Educational Module 4: An Introduction to FRP Strengthening of Concrete Structures, ISIS Canada: A Canadian Network of Centres of Excellence
- ISO. 1998. ISO 2394: General principles on reliability for structures, International Organisation for Standardization: 73f.
- Jalayer, F. 2003. *Direct Probabilistic Seismic Analysis: Implementing Non-linear Dynamic Assessments*. Stanford University,
- Jalayer, F., Iervolino, I. in Manfredi, G. 2010. Structural modeling uncertainties and their influence on seismic assessment of existing RC structures. *Structural Safety* vol. 32. no. 3: pp. 220-228.

- Janberg, N. 2010. Structurae - International Database and Gallery of Structures (version 5.2). <http://en.structurae.de>. 11.11.2010.
- Jankowski, R., Wilde, K. in Fujino, Y. 1998. Pounding of Superstructure Segments in Isolated Elevated Bridge During Earthquakes. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 27. pp. 487-502.
- Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.:
- Kappos, A.J., Paraskeva, T.S. in Sextos, A.G. 2004. Seismic assesment of a major bridge using modal pushover analysis and dynamic time-history analysis. *Proceedings of the 2004 International Conference on Computatioal & Experimental Engineering & Science*. Madeira, Portugalska, 26.-29. Julij.
- Karam, G. in Tabbara, M. 2005. Confinement Effectiveness in Rectangular Concrete Columns with Fiber Reinforced Polymer Wraps. *Journal of Composites for Construction* vol. 9. no. 5: pp. 388-396.
- Karbhari, V.M. 2005. Building materials for the renewal of civil infrastructure. *Reinforced Plastics* vol. 49. no. 1: pp. 14-25.
- Karbhari, V.M. in Zhao, L. 2000. Use of composites for 21st century civil infrastructure. *Computer methods in applied mechanics and engineering* vol. 185. pp. 433-454.
- Kawashima, K. 2009. Cyclic Loading Test Data of Reinforced Concrete Bridge Piers. Kawashima Laboratory, Department of Civil Engineering, Tokyo Institute of Technology, 2-12-1 O-okayama, Meguro, Tokyo 152-8552, Japan. <http://seismic.cv.titech.ac.jp/en/titdata/titdata.html>, 18.4.2011.
- Kawashima, K., Hosotani, M. in Yoneda, K. 2001. Carbon fiber retrofit of reinforced concrete bridge bents. *Toward new generation seismic design methodology of bridges*. Tokyo. Tokyo Institute of Technology.
- Kawashima, K., Unjoh, S. in Lida, H. 1990, Seismic inspection and seismic strengthening of reinforced concrete bridge piers with termination of main reinforcement at midheight. *Proceedings of the 1st US Japan Workshop on Seismic Retrofit of Bridges*.
- Kent, D.C. in Park, R. 1971. Flexural Members with Confined Concrete. *Journal of the Structural Division* vol. 97. no. 7: pp. 1969-1990.
- Kilar, V. in Koren, D. 2007. Potresna izolacija in neregularna zasnova v arhitekturi = Earthquake resistant insulation and irregular layouts in architecture. *AR, Arhit. razisk. (Tisk. izd.)*. vol. 1. pp. 57-66.
- Kim, J.K., Kim, I.H., Lim, H.W., Lee, J.H. in Lee, J.H. 2001. Cyclic Loading Test of Bridge Pier Models without Seismic Detailing. *8th East Asia-Pacific Conference on Structural Engineering and Construction*, Paper No. 1308. Singapore. Singapore.
- Kim, S.H. in Shinozuka, M. 2003. Effects of Seismically Induced Pounding at Expansion Joints of Concrete Bridges. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* vol. 129. no. 11.
- Kowalsky, M.J. in Priestley, M.J.N. 2000. Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. *ACI Structural Journal* vol. 97. no. 3: pp. 388-396.
- Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 177 ff.
- Kunde, M.C. in Jangid, R.S. 2003. Seismic behavior of isolated bridges: A-state-of-the-art review. *Electronic Journal of Structural Engineering* vol. 3. pp. 140-170.
- Kunnath, S.K., Heo, Y. in Mohle, J.F. 2009. Nonlinear Uniaxial Material Model for Reinforcing Steel Bars. *Journal of Structural Engineering* vol. 135. no. 4: pp. 335-343.
- Lam, L. in Teng, J.G. 2003a. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete. *Construction and Building Materials* vol. 17. no. 6-7: pp. 471-489.
- Lam, L. in Teng, J.G. 2003b. Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete in rectangular columns. *Journal of Reinforced Plastics and Composites* vol. 22. no. 13: pp. 1149-1186.
- Lam, L. in Teng, J.G. 2004. Ultimate Condition of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete. *Journal of Composites for Construction* vol. 8. no. 6: pp. 539-548.



- Lam, L. in Teng, J.G. 2009. Stress-strain model for FRP-confined concrete under cyclic axial compression. *Engineering Structures* vol. 31. no. 2: pp. 308-321.
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001a. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 1000 let, 1:500 000, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. [http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek\\_1000.html](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_1000.html) (Pridobljeno 10.1.2007)
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001b. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 10000 let, 1:500 000, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. [http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek\\_10000.html](http://www.arso.gov.si/potresi/podatki/pospesek_10000.html) (Pridobljeno 10.1.2007)
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001c. Potresna nevarnost Slovenije - projektni pospešek tal, MOP, Uprava Republike Slovenije za geofiziko, Ljubljana, Slovenija. [http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni\\_pospesek\\_tal.html](http://www.arso.gov.si/potresi/potresna%20nevarnost/projektni_pospesek_tal.html) (Pridobljeno 10.1.2007)
- Lapajne, J., Motnikar, B.Š. in Zupančič, P. 2001d. Tolmač karte potresne nevarnosti. MOP - Agencija RS za okolje, Urad za seizmologijo, Ljubljana, Slovenija.
- Lignola, G.P. 2006. RC hollow members confined with FRP: Experimental behavior and numerical modeling. Doktorska disertacija. Naples, Italy, University of Napoli "Federico II", 328f.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2007a. Deformability of Reinforced Concrete Hollow Columns Confined with CFRP. *ACI Structural Journal* vol. 104. no. 5: pp. 629-637.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2007b. Experimental Performance of RC Hollow Columns Confined with CFRP. *Journal of Composites for Construction, ASCE* vol. 11. no. 1: pp. 42-49.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2008a. Analysis of Reinforced Concrete Hollow Piers Behaviour: Benefits of FRP Confinement. The 14th WCEE. Beijing, China, 12-17 Oktober.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2008b. Effective Strain in FRP Jackets on Circular RC Columns. Fourth International Conference on FRP Composites in Civil Engineering (CICE2008). Zurich, Switzerland, 22-24 July 2008.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2008c. Non-linear modeling of RC rectangular hollow piers confined with CFRP. *Composite structures* vol. In Press, Corrected Proof.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2008d. Unified theory for confinement of RC solid and hollow circular columns. *Composites Part B: Engineering* vol. 39. no. 7-8: pp. 1151-1160.
- Lignola, G.P., Prota, A., Manfredi, G. in Cosenza, E. 2009. Non-linear modeling of RC rectangular hollow piers confined with CFRP. *Composite Structures* vol. 88. no. 1: pp. 56-64.
- Limkatanyu, S. in Spacone, E. 2003. Effects of reinforcement slippage on the non-linear response under cyclic loadings of RC frame structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 32. no. 15: pp. 2407-2424.
- Lupoi, A., Franchin, P. in Pinto, P.E. 2008a. Further probing of the suitability of push-over analysis for the seismic assessment of bridge structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. submitted.
- Lupoi, A., Franchin, P. in Pinto, P.E. 2008b. Further probing of the suitability of push-over analysis for the seismic assessment of bridge structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. Poslano v objavo.
- Lupoi, A., Franchin, P. in Schotanus, M. 2003. Seismic risk evaluation of RC bridge structures. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 32. no. 8: pp. 1275-1290.
- Lupoi, G., Lupoi, A. in Pinto, P.E. 2002. Seismic risk assessment of RC structures with the "2000 SAC/FEMA" method. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 6. no. 4: pp. 499 - 512.
- Maalej, M., Tanwongsva, S. in Paramasivam, P. 2003. Modelling of rectangular RC columns strengthened with FRP. *Cement and Concrete Composites* vol. 25. no. 2: pp. 263-276.
- Mackie, K. in Stojadinović, B. 2001. Probabilistic Seismic Demand Model for California Highway Bridges. *Journal of bridge engineering* vol. 6. no. 6: pp. 468-481.
- Malhotra, P.K. 1998. Dynamics of seismic pounding at expansion joints of concrete bridges. *J. Eng. Mech.* vol. 124. no. 7: pp. 74-802.
- Mander, J.B. 1983. Seismic design of bridge piers. Christchurch, New Zealand, University of Canterbury, Dept. of Civil Engineering:

- Mander, J.B., Priestley, M.J.N. in Park, R. 1988. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering, ASCE* vol. 114. no. 8: pp. 1804-1826.
- Massone, L.M. in Moroder, D. 2009. Buckling modeling of reinforcing bars with imperfections. *Engineering Structures* vol. 31. no. 3: pp. 758-767.
- Matthys, S. 2000. Structural behaviour and design of concrete members strengthened with externally bonded FRP reinforcement. Ghent, Belgija, Ghent University, Faculty of Engineering, Department of Structural Engineering, :
- Matthys, S., Taerwe, L. in Audenaert, K. 1999. Tests on axially loaded concrete columns confined by fiber reinforced polymer sheet wrapping. *Proc., FRPRCS-4. Baltimore.* pp. 217-228.
- Matthys, S., Toutanji, H. in Taerwe, L. 2006. Stress-Strain Behavior of Large-Scale Circular Columns Confined with FRP Composites. *Journal of Structural Engineering* vol. 132. no. 1: pp. 123-133.
- McKay, M.D., Beckman, R.J. in J., C.W. 1979. A comparison of three methods for selecting values of input variables in analysis of output from a computer code. *Technometrics* vol. 21. no. 2: pp. 239-245.
- McKenna, F., Fenves, G.L., Filippou, F.C. in Mazzoni, S. 2008. Open System for Earthquake Engineering Simulation. *Verzija 2.0.0.*
- Menegotto, M. in Pinto, P.E. 1973. Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending. *Symp. Resistance and ultimate deformability of structures acted on by well defined repeated loads, Proceedings, IABSE symposium.*
- Mirmiran, A. in Shahawy, M. 1996. A new concrete-filled hollow FRP composite column. *Composites Part B: Engineering* vol. 27. no. 3-4: pp. 263-268.
- Mirmiran, A. in Shahawy, M. 1997a. Behavior of Concrete Columns Confined by Fiber Composites. *Journal of Structural Engineering* vol. 124. no. 9: pp. 1025-1031.
- Mirmiran, A. in Shahawy, M. 1997b. Dilation characteristics of confined concrete. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials* vol. 2. no. 3: pp. 237-249.
- Mirmiran, A., Shahawy, M., Samaan, M., El Echary, H., Mastrapa, J.C. in Pico, O. 1998. Effect of Column Parameters on FRP-Confined Concrete. *Journal of Composites for Construction* vol. 2. no. 4: pp. 175-185.
- Mirmiran, A., Singhvi, A. in Monti, G. 2001. FRP-Confined Concrete Model. *Journal of Composites for Construction* vol. 5. no. 1: pp. 62-65.
- Mitchell, D. in Collins, M.P. 1974. Diagonal Compression Field Theory - A Rational Model for Structural Concrete in Pure Torsion. *ACI Journal Proceedings* vol. 71. no. 8: pp. 396-408.
- Mo, Y.L. 1994. *Dynamic behaviour of concrete structures*, vol. 44, 44 vols., *Developments in Civil Engineering*, Elsevier, Amsterdam, Netherlands.
- Mo, Y.L. in Nien, I.C. 2002. Seismic Performance of Hollow High-Strength Concrete Bridge Columns. *Journal of bridge engineering* no. 6: pp. 338-349.
- Mo, Y.L., Wong, D.C. in Maekawa, K. 2003. Seismic performance of Hollow Bridge Columns. *ACI Structural Journal* vol. 100. no. 3: pp. 337-348.
- Mo, Y.L., Yeh, Y.K., Cheng, C.T., Tsai, I.C. in Kao, C.C. 2001. Seismic performance and retrofit of hollow bridge columns. *Earthquake Engineering and Engineering Seismology* vol. 3. no. 1: pp. 59-66.
- Mo, Y.L., Yeh, Y.K. in Hsieh, D.M. 2004. Seismic Retrofit of Hollow Rectangular Bridge Columns. *Journal of Composites for Construction, ASCE* vol. 8. no. 1: pp. 43-51.
- Modarelli, R., Micelli, F. in Manni, O. 2005. FRP-Confinement of Hollow Concrete Cylinders and Prisms, in Shield, C.K., Busel, J.P., Walkup, S.L. in Gremel, D.D. (eds), *SP230: 7th International Symposium on Fiber-Reinforced (FRP) Polymer Reinforcement for Concrete Structures*, ACI, pp. 1029-1046.
- Montejo, L.A. in Kowalsky, M.J. 2007. CUMBIA: Set of codes for the analysis of reinforced concrete members - Theory and user guide. *Verzija 1.0.*
- Monti, G., Nistico, N. in Santini, S. 2001. Design of FRP Jackets for Upgrade of Circular Bridge Piers. *Journal of Composites for Construction* vol. 5. no. 2: pp. 94-101.
- Monti, G. in Nuti, C. 1992. Nonlinear Cyclic Behavior of Reinforcing Bars Including Buckling. *Journal of Structural Engineering* vol. 118. no. 12: pp. 3268-3284.

- Mostafaei, H., Vecchio, F.J. in Kabayasawa, T. 2009. Deformation Capacity of Reinforced Concrete Columns. *ACI Structural Journal* vol. 106. no. 2: pp. 187-195.
- Muguruma, H., Watanabe, S., Katsuta, S. in Tanaka, S. 1980. A Stress-Strain Model of Confined Concrete. *Proceedings, JCA Cement and Concrete*. Tokyo, Japan. Japan Cement Association. vol. 34: pp. 429-432.
- Muthukumar, S. 2003. A Contact Element Approach with Hysteresis Damping for the Analysis and Design of Pounding in Bridges. Ph.D. Thesis. Department of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology.
- Naumoski, D.N. 1998. Program SYNTH, Generator of artificial accelerograms compatible with a target spectrum. Verzija 1.0.
- Nelson, R.B., Saiidi, M. in Zadeh, S. 2007, Experimental Evaluation of Performance of Conventional Bridge Systems, Report No. CCEER-07-4, University of Nevada, Reno.
- NZS 3101. 1982. The design of Concrete structures, Part 1: Code of Practice, Part 2: Commentary, Standards Association of New Zealand, Wellington, New Zealand.
- Oehlers, D.J. in Seracino, R. 2004. Design of FRP and steel plated RC structures: retrofitting beams and slabs for strength, stiffness and ductility.
- Ogata, T. in Osada, K. 2000. Seismic retrofitting of expressway bridges in Japan. *Cement and Concrete Composites* vol. 22. no. 1: pp. 17-27.
- Oliva, M., Bae, H., Bank, L. in Russell, J. 2008. FRP Stay-in-Place Formwork for Floor and Deck Construction. *ACI Special Publication* vol. 257. pp. 109-132.
- Orakcal, K., Massone, L.M. in Wallace, J. 2006, Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled - Shear - Flexural Responses. Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley.
- Ozcan, O., Binici, B. in Ozcebe, G. 2010. Seismic strengthening of rectangular reinforced concrete columns using fiber reinforced polymers. *Engineering Structures* vol. 32. no. 4: pp. 964-973.
- Palermo, D. in Vecchio, F.J. 2003. Compression Field Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Reversed Loading: Formulation. *ACI Structural Journal* vol. 100. no. 5: pp. 616-625.
- Palermo, D. in Vecchio, F.J. 2004. Compression Field Modeling of Reinforced Concrete Subjected to Reversed Loading: Verification. *ACI Structural Journal* vol. 101. no. 2: pp. 155-164.
- Panagiotakos, T.B. in Fardis, M.N. 2001. Deformations of Reinforced Concrete Members at Yielding and Ultimate. *ACI Structural Journal* vol. 98. no. 2: pp. 135-148.
- Pantazopoulou, S.J. in Mills, R.H. 1995. Microstructural Aspects of the Mechanical Response of Plain Concrete. *ACI Structural Journal* vol. 92. no. 6: pp. 605-616.
- Pantelides, C.P. in Yan, Z. 2007. Confinement model of concrete with externally bonded FRP jackets or post-tensioned FRP shells. *Journal of Structural Engineering* vol. 133. no. 9: pp. 1288-1296.
- Papanikolaou, V.K. in Kappos, A.J. 2009a. Numerical study of confinement effectiveness in solid and hollow reinforced concrete bridge piers: Analysis results and discussion. *Computers & Structures* vol. 87. no. 21-22: pp. 1440-1450.
- Papanikolaou, V.K. in Kappos, A.J. 2009b. Numerical study of confinement effectiveness in solid and hollow reinforced concrete bridge piers: Methodology. *Computers & Structures* vol. 87. no. 21-22: pp. 1427-1439.
- Paulay, T. in Priestley, M.J.N. 1992. *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*, John Wiley and Sons, New York, 1992.
- Pavese, A., Bolognini, D. in Peloso, S. 2004. FRP seismic retrofit of RC square hollow section bridge piers. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 8. no. Special Issue 1: pp. 225-250.
- PEER 2007. PEER Structural Performance Database University of California, Berkeley, 30.8.2007, <http://nisee.berkeley.edu/spd>.
- Pellegrino, C. in Modena, C. 2010. Analytical Model for FRP Confinement of Concrete Columns with and without Internal Steel Reinforcement. *Journal of Composites for Construction* vol. 14. no. 6: pp. 693-705.
- Peruš, I. in Fajfar, P. 2007. Prediction of the force-drift envelope for RC columns in flexure by the CAE method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 36. no. 15: pp. 2345-2363.

- Peruš, I., Fajfar, P. in Grabec, I. 1994. Prediction of the seismic capacity of RC structural walls by non-parametric multidimensional regression. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* vol. 23. no. 10: pp. 1139-1155.
- Peruš, I., Poljanšek, K. in Fajfar, P. 2006. Flexural deformation capacity of rectangular RC columns determined by the CAE method. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 35. no. 12: pp. 1453-1470.
- Petrangeli, M., Pinto, P.E. in Vincenzo, C. 1999. Fiber Element for Cyclic Bending and Shear of RC Structures I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE* vol. 125. no. 9: pp. 994-1001.
- Pinto, A.V., Molina, J. in Tsionis, G. 2001, Cyclic Test on a Large-Scale Model of an Existing Tall Bridge Pier (Warth Bridge - Pier A70). *Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)*.
- Pinto, A.V., Molina, J. in Tsionis, G. 2003a. Cyclic tests on large-scale models of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* vol. 32. pp. 1995-2012.
- Pinto, A.V., Molina, J. in Tsionis, G. 2003b. Cyclic tests on large-scale models of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 32. no. 13: pp. 1995-2012.
- Pinto, A.V.U. 1996, Pseudodynamic and Shaking Table Tests on R. C. Bridges (Report No. 5). *Ispra: The European Laboratory for Structural Assessment (ELSA)*.
- Pinto, P.E. 2005. The Eurocode 8-part 3: The new european code for the seismic assessment of existing structures. *Asian Journal of Civil Engineering (Building and housing)* vol. 6. no. 5: pp. 447-456.
- Ponting d.o.o. 2009. Spletna stran podjetja Ponting d.o.o. Maribor. <http://www.ponting.si> (Pridobljeno 01.06.2009)
- Popovics, S. 1970. A Review of Stress-Strain Relationships for Concrete. *ACI Journal, Journal Proceedings* vol. 67. no. 3: pp. 243-248.
- Popovics, S. 1973. Numerical approach to the complete stress-strain relation for concrete. *Construction and Building Materials* vol. 9. no. 6: pp. 583-599.
- Poston, R.W., Breen, J.E. in Roesset, J.M. 1985a. Analysis of nonprismatic or hollow slender concrete bridge piers. *ACI Journal* vol. 82. no. 5: pp. 731-739.
- Poston, R.W., Gilliam, T.E., Yamamoto, Y. in Breen, J.E. 1985b. Hollow concrete bridge pier behavior. *ACI Journal* vol. 82. no. 6: pp. 779-787.
- Priesley, M.J.N., Calvi, G.M. in Kowalsky, M.J. 2007. *Displacement Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia.
- Priestley, M.J.N., Calvi, G.M. in Kowalsky, M.J. 2007. *Displacement-Based Seismic Design of Structures*, IUSS Press, Pavia.
- Priestley, M.J.N. in Park, R. 1987. Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading. *ACI Structural Journal* vol. 88. no. 1: pp. 61-75.
- Priestley, M.J.N. in Seible, F. 1995. Design of seismic retrofit measures for concrete and masonry structures. *Construction and Building Materials* vol. 9. no. 6: pp. 365-377.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. in Calvi, G.M. 1996a. *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.
- Priestley, M.J.N., Seible, F. in Calvi, G.M. 1996b. *Seismic design and retrofit of bridges*, Wiley, New York.
- Priestley, M.J.N., Verma, R. in Xiao, Y. 1994. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. *Journal of Structural Engineering* vol. 120. no. 8: pp. 2310-2329.
- Psycharis, I.N. 2011. Seismic isolation of bridges, *Seismic design of bridges*, Lecture 4. National technical university of Athens, Laboratory for earthquake engineering, prosojnice s predavanj.
- Ranzo, G. in Priestley, M.J.N. 2000. Seismic Performance of Large RC Circular Hollow Columns. *12th World Conference on Earthquake Engineering, Conference Proceedings (CDROM)*, Paper No. 0250. Auckland, New Zealand. .
- Rebecchi, V. 2004, Design of Control algorithm, VAST-IMAGE Document VIP-CR-EH-1-02 (Version 1.0). Seriate, Centro Elettrotecnico Sperimentale Italiano (CESI), (Available at: [valter.rebecchi@enel.it](mailto:valter.rebecchi@enel.it)).

- Rejec, K. 2006a. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda - Vzdolžna smer. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 135f.
- Rejec, K. 2006b. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda - Vzdolžna smer. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 135 ff.
- Richard, R.M. in Abbott, B.J. 1975. Versatile elastic-plastic stress strain formula. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE vol. 101. no. 4: pp. 511-515.
- Richart, F.E., Brandtzaeg, A. in Brown, R.L. 1928, A Study of the Failure of Concrete Under Combined Compressive Stresses. Univ. of Illinois Engineering Experimental Station, Champaign, Ill, Bulletin 185.
- Rodriguez, M. in Park, R. 1994. Seismic load tests on RC columns strengthened by jacketing. *ACI Structural Journal* vol. 91. no. 2: pp. 150-159.
- Saafi, M., Toutanji, H. in Li, Z. 1999. Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes. *ACI Materials Journal* vol. 96. no. 4: pp. 500-509.
- Saatcioglu, M. in Razvi, S.R. 1992. Strength and Ductility of Confined Concrete. *Journal of the Structural Division* vol. 118. no. 6: pp. 1590-1607.
- Saiidi, M. 2008. Seismic Performance of Bridge System with Conventional and Innovative Design - A Webinar Presentation, University of Nevada, Reno 15.4.2008, <http://www.nees.org/ebrownbag/bridgesystems.php>.
- Saiidi, M.S., Sureshkumar, K. in Pulido, C. 2005. Simple Carbon-Fiber-Reinforced-Plastic-Confined Concrete Model for Moment-Curvature Analysis. *Journal of Composites for Construction*, ASCE vol. 9. no. 1: pp. 101-104.
- Saiidi, M.S., Wehbe, N.I., Sanders, D.H. in Caywood, C.J. 2001. Shear Retrofit of Flared RC Bridge Columns Subjected to Earthquakes, vol. 6, ASCE.
- SAKO 1999, Basis of design of structures - proposals for modification of partial safety factors in Eurocodes. Joint committee of NKB and INSTA-B. NKB Committee and work reports, 1999:01 E.
- Saliby, E. 1997. Descriptive sampling: An improvement over Latin hypercube sampling. *Proceedings of the 1997 Winter Simulation Conference*. San Diego, CA, December 1997. The Society for Computer Simulation International (SCS).
- Samaan, M., Mirmiran, A. in Shahawy, M. 1998. Model of concrete confined by fiber composites. *Journal of Structural Engineering* vol. 124. no. 9: pp. 1025-1031.
- Santa Maria, H., Wood, S.L. in Breen, J.E. 2006. Behavior of hollow, rectangular reinforced concrete piers subjected to biaxial loading. *ACI Structural Journal* vol. 103. no. 3: pp. 390-398.
- Sato, Y. in Ko, H. 2007. Experimental investigation of conditions of lateral shear reinforcements in RC columns accompanied by buckling of longitudinal bars. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 36. no. 12: pp. 1685-1699.
- Sato, Y. in Ko, H. 2008. Modeling of Reinforcement Buckling in RC Columns Confined with FRP. *Journal of Advanced Concrete Technology* vol. 6. no. 1: pp. 195-204.
- Scribner, C.F. 1986. Reinforcement buckling in reinforced concrete flexural members. *ACI Journal* vol. 83. no. 6: pp. 966-973.
- Seible, F., Hegemier, G.A., Priestley, M.J.N. in Innamorato, D. 1995a. Developments in Bridge Column Jacketing Using Advanced Composites. *Proceedings of the National Seismic Conference on Bridges and Highways: Progress in Research and Practice*; San Diego, CA, December 10-13, 1995. Publisher, place of publication unknown, 1995, Poster section.
- Seible, F., Priestley, M.J.N., Hegemier, G.A. in Innamorato, D. 1995b. Earthquake retrofit of bridge columns with continuous fiber jackets, Vol. II, in *Design guidelines*, Advanced Compos. Technol. Transfer Consortium, Rep. No. ACTT-95/08, University of California, San Diego.
- Seible, F., Priestley, M.J.N., Hegemier, G.A. in Innamorato, D. 1997. Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets. *Journal of Composites for Construction*, ASCE vol. 1. no. 2: pp. 52-62.
- Sezen, H. in Moehle, J.P. 2004. Shear strength model for lightly reinforced concrete columns. *Journal of Structural Engineering* vol. 130. no. 11: pp. 1692-1703.

- Shahawy, M., Mirmiran, A. in Beitelman, T. 2000. Tests and modeling of carbon-wrapped concrete columns. *Composites: Part B* vol. 31. pp. 471-480.
- Shahidzadeh, M.S., Amani, A. in Motaghed, S. 2011. FRP-steel relation in circular columns to make equal confinement. *Journal of applied sciences* vol. 11. no. 5: pp. 778-787.
- Shao, Y., Zhu, Z. in Mirmiran, A. 2006. Cyclic modeling of FRP-confined concrete with improved ductility. *Cement & Concrete Composites* vol. 28. no. 10: pp. 959-968.
- Sheikh, S.A. in Uzumeri, S.M. 1982. Analytical model for concrete confinement in tied columns. *Journal of structural Division* vol. 108. no. 12: pp. 2703-2722.
- Sika d.o.o. 2009. *Gradbeništvo, Katalog proizvodov: Popravilo, zaščita in ojačevanje.*
- Spacone, E., Filippou, F.C. in Taucer, F.F. 1996. Fibre Beam-Column Model for Non-linear analysis of R/C Frames: Part 1. Formulation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 25. no. 7: pp. 711-725.
- Spoelstra, M.R. in Monti, G. 1999. FRP-Confined Concrete Model. *Journal of Composites for Construction, ASCE* vol. 3. no. 3: pp. 143-150.
- Stanton, J.F. in McNiven, H.D. 1979, *The Development of a Mathematical Model to Predict the Flexural Response of Reinforced Concrete Beams to Cyclic Loads, Using System Identification.* Earthquake Engineering Research Center, Report UCB/EERC-79/02, University of California, Berkeley.
- Suda, K., Shimbo, H., Masukawa, J. in Murayama, Y. 1996. Characteristics of longitudinal reinforcing bars in hollow column with ties. *Proceedings of Japan Concrete Institute (v Japonščini)* vol. 18. no. 2: pp. 725-730.
- Takeda, T., Sozen, M.A. in Nielsen, N.N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *ASCE Journal of Structural Division* vol. 96. no. 12: pp. 2557-2573.
- Tan, K. 2002. Strength enhancement of rectangular reinforced concrete columns using fiber-reinforced polymer. *Journal of Composites for Construction* vol. 6. no. 3: pp. 175-183.
- Tanoue, K., Nakamura, H., Saito, S. in Higai, T. 2002. Modeling of stress-average strain relationship of buckled reinforcing bars under cyclic loading. *Proceedings of Japan Concrete Institute (v Japonščini)* vol. 24. no. 2: pp. 223-228.
- Taylor, A.W. in Breen, J.E. 1994. Design recommendations for thin-walled box piers and pylons. *Concrete International* vol. 16. no. 12: pp. 36-41.
- Taylor, A.W., Rowell, R.B. in Breen, J.E. 1995. Behavior of thin-walled concrete box piers. *ACI Structural Journal* vol. 92. no. 3: pp. 319-333.
- Teng, J.G., Jiang, T., Lam, L. in Luo, Y.Z. 2009. Refinement of a Design-Oriented Stress-Strain Model for FRP-Confined Concrete. *Journal of Composites for Construction* vol. 13. no. 4: pp. 269-278.
- The MathWorks. 2010. *MATLAB the Language of Technical Computing.* <http://www.mathworks.com/>. Verzija 7.10.0.499 (R2010a).
- Toratti, T., Schnabl, S. in Turk, G. 2007. Reliability analysis of a glulam beam. *Structural Safety* vol. 29. no. 4: pp. 279-293.
- Triantafillou, T.C. 1998. Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites. *ACI Structural Journal* vol. 95. no. 2: pp. 107-115.
- Triantafillou, T.C. 2001. Seismic retrofitting of structures with fibre-reinforced polymers. *Progress in Structural Engineering and Materials* vol. 3. no. 1: pp. 57-65.
- Tsai, W.T. 1988. Uniaxial Compressional Stress-Strain Relation of Concrete. *Journal of Structural Engineering* vol. 114. no. 9: pp. 2133-2136.
- Tsionis, G. in Pinto, A. 2007. Numerical Analysis of RC Bridge Piers with Rectangular Hollow Cross-section Retrofitted with FRP Jackets. *Journal of Earthquake Engineering* vol. 11. no. 4: pp. 607-630.
- Tsionis, G. in Pinto, A.V. 2004, *Design guidelines for retrofitting of existing bridge piers with rectangular hollow cross-section using fibre reinforced polymers (FRP).* Institute for the protection and the security of citizen, European Laboratory for structural Assessment, Ispra, Italy.
- Turk, G. 2008. *Verjetnostni račun in statistika (Delovna različica učbenika).* Ljubljana. <http://km.fgg.uni-lj.si/PREDMETI/sei/vrs.pdf> (Pridobljeno 30.4.2008)

- Vamvatsikos, D. in Cornell, C.A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics* vol. 31. no. 3: pp. 491-514.
- Vamvatsikos, D. in Sigalas, I. 2005. Seismic performance evaluation of a horizontally curved highway bridge using incremental dynamic analysis in 3D. *Proceedings of the 4th European Workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*. Thessaloniki, Greece. .
- Vecchio, F.J. in Collins, M.P. 1986. The Modified Compression-Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *ACI Journal* vol. 83. no. 2: pp. 219-231.
- Veletsos, A.S. in 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.
- Vidrih, Z. 2006a. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda - Prečna smer. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 117f.
- Vidrih, Z. 2006b. Analiza potresnega odziva in potresne utrditve viadukta Ravbarkomanda - Prečna smer. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 117 ff.
- Vidrih, Z., Fischinger, M. in Isakovic, T. 2011. Numerical investigation on smart magnetically controlled elastomeric bearings. *Journal of Vibration and Control* vol. (in press).
- Vidrih, Z. in Rejec, K. 2008. Efektivna togost armiranobetonskih stebrov. V: Lopatič, J., Markelj, V. in Saje, F. (ur). *Zbornik 30. zborovanja gradbenih konstruktorjev Slovenije*. Bled, Festivalna dvorana, 9. - 10. oktober 2008. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev: str. 211-218.
- Vorechovsky, M. in Novak, D. 2003. Statistical correlation in stratified sampling. V: Der Kiureghian, A., Madant, S., Pestana, J.M. (Eds.), *ICAPS 9, Proc. Of International conference on Applications of Statistics and Probability in Civil Engineering*. San Francisco, pp. 119-124. Millpress, Rotterdam.
- Vorechovsky, M. in Novak, D. 2009. Correlation control in small-sample Monte Carlo type simulations I: A simulated annealing approach. *Probabilistic Engineering Mechanics* vol. 24. no. 3: pp. 452-462.
- Wang, C.J. in Shih, M.H. 2007. Performance study of a bridge involving sliding decks and pounded abutment during a violent earthquake. *Engineering Structures* vol. 29. pp. 802-812.
- Wang, L.-M. in Wu, Y.-F. 2008. Effect of corner radius on the performance of CFRP-confined square concrete columns: Test. *Engineering Structures* vol. 30. no. 2: pp. 493-505.
- Wehbe, N.I., Saiidi, M.S. in Sanders, D.H. 1999. Seismic Performance of Rectangular Bridge Columns with Moderate Confinement. *ACI Structural Journal* vol. 96. no. 2: pp. 248-258.
- Wen, Y.K. 1976. Method of random vibration of hysteretic systems. *Journal for Engineering Mechanics Division* vol. 102. pp. 249-263.
- Whittaker, D., Park, R. in Priesley, M.J.N. 1987. Experimental tests on hollow circular columns for use in offshore concrete platforms. *Proceedings of the 3rd Pacific Conference on Earthquake Engineering*.
- Wright, T., DesRoches, R. in Padgett, J.E. 2011. Bridge Seismic Retrofitting Practices in the Central and Southeastern United States. *Journal of bridge engineering* vol. 16. no. 1: pp. 82-92.
- Xiao, Y. in Martirosyan, A. 1998. Seismic performance of highstrength concrete columns. *Journal of Structural Engineering* vol. 124. no. 3: pp. 241-251.
- Xiao, Y. in Wu, H. 2000. Compressive Behavior of Concrete Confined by Carbon Fiber Composite Jackets. *Journal of Materials in Civil Engineering* vol. 12. no. 2: pp. 139-146.
- Yan, Z., Pantelides, C.P. in Reaveley, L.D. 2005. Shape Modification with Expansive Cement Concrete for Confinement with FRP Composites. *ACI Special Publication* vol. 230. pp. 1047-1066.
- Yang, X.B., Wei, J., Nanni, A. in Dharani, L.R. 2004. Shape effect on the performance of carbon fiber reinforced polymer wraps. *Journal of Composites for Construction* vol. 8. no. 5: pp. 444-451.
- Yeh, Y.-K. in Mo, Y.L. 2005. Shear Retrofit of Hollow Bridge Piers with Carbon Fiber-Reinforced Polymer Sheets. *Journal of Composites for Construction, ASCE* vol. 9. no. 4: pp. 327-336.
- Yeh, Y.K., Mo, Y.L. in Yang, C.Y. 2001. Seismic performance of Hollow Circular Bridge Piers. *ACI Structural Journal* vol. 98. no. 6: pp. 862-871.

- Yeh, Y.K., Mo, Y.L. in Yang, C.Y. 2002a. Full-scale tests on rectangular hollow bridge piers. *Materials and Structures* vol. 35. pp. 117-125.
- Yeh, Y.K., Mo, Y.L. in Yang, C.Y. 2002b. Seismic performance of rectangular hollow bridge columns. *Journal of Structural Engineering* vol. 128. no. 1: pp. 60-68.
- Zadeh, S. in Saiidi, M. 2007. Pre-test Analytical Studies of NEESR-SG 4-Span Bridge Model Using OpenSees, Report No. CCEER-07-3. University of Nevada, Reno.
- ZAG 2008. Meritve trdnosti jekla - rebrasta armatura. Osebna komunikacija. Ljubljana.
- Zahn, F.A., Park, R. in Priestley, M.J.N. 1990. Flexural Strength and Ductility of Circular Hollow Reinforced Concrete Columns without Confinement on Inside Face. *ACI Structural Journal* vol. 87. no. 2: pp. 156-166.
- Zevnik, J. 2007. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi stebri. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo, Oddelek za gradbeništvo, Konstrukcijska smer.: 181 ff.
- Zhang, J. in Foschi, R.O. 2004. Performance-based design and seismic reliability analysis using designed experiments and neural networks. *Probabilistic Engineering Mechanics* vol. 19. pp. 259-267.
- Zhu, P., Abe, M. in Fuzino, Y. 2002. Modelling Three-dimensional Non-linear Seismic Performance of Elevated Bridges with Emphasis on Pounding of Girders. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* vol. 31. pp. 1891-1913.
- Zupan, D. in Saje, M. 2005. Analytical integration of stress field and tangent material moduli over concrete cross-sections. *Computers & Structures* vol. 83. no. 28-30: pp. 2368-2380.
- Žarnić, R. 2002. Utrditev konstrukcij z armiranimi plastičnimi masami. *Gradbeni vestnik* vol. 51. pp. 279-289.





## **Priloga A**

### **Dimenzioniranje preizkušancev z I prerezom**

## A.1 Neutrjen steber (NIS)

### A.1.1 Dimenzioniranje prečne armature

#### A.1.1.1 Upoštevanje zahtev glede strižne nosilnosti

Zahteve za strižno nosilnost  $V_o$  smo določili podobno kot so bile določene v originalnem projektu za viadukt Bizovik (DARS 1998), kjer je bila upogibna nosilnost pomnožena s faktorjem dodatne nosilnosti  $\gamma_o = 1,4$ , kar je v skladu s predstandardom ENV1998-2 (CEN 1994) in kar je za obravnavani primer v primerjavi s trenutno veljavnim standardom EN1998-2 (CEN 2005c) na varni strani V EN1998-2 je predpisan faktor dodatne nosilnosti odvisen od nivoja osne sile  $\eta_k$ .

$$\gamma_o = 1,35 \cdot \begin{cases} 1,0; & \text{če } \eta_k \leq 0,1 \\ 1 + 2(\eta_k - 0,1)^2; & \text{sicer} \end{cases}$$

Projektna upogibna nosilnost preizkušanca je bila 362 kNm (glej A.1.2.1), kar pomeni, da je bila največja pričakovana prečna sila v stebru:

$$V_o = \frac{M_o}{L} = \frac{\gamma_o M_{Rd}}{L} = \frac{1,4 \cdot 362 \text{ kNm}}{2,5 \text{ m}} = 203 \text{ kN}$$

Projektno strižno nosilnost betona glede na EN1992 določimo z izrazom (2.157), t.j. :

$$\begin{aligned} V_{Rd,c,EC8/2} &= \left[ \frac{0,18}{1,5} \cdot \left( 1 + \sqrt{\frac{200}{0,9 \cdot 450}} \right) (100 \cdot 0,004 \cdot 30)^{1/3} + 0,15 \cdot 3 \right] \cdot 0,9 \cdot 600 \cdot 450 = \\ &= [0,12 \cdot 1,703 \cdot 2,29 + 0,45] \cdot 243000 = 223 \text{ kN} \end{aligned}$$

Ker je

$$V_{Rd,c,EC8/2} = 223 \text{ kN} \geq 203 \text{ kN} = V_o$$

za prevzem strižne sile zadostuje minimalna strižna armatura. Če strižno armaturo izračunamo kot v projektu Bizovik, t.j. strižno nosilnost betona zanemarimo:

$$V_{Rd,s} \geq V_o$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} f_{ywd} z \geq V_o$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{V_o}{f_{ywd} z} = \frac{203 \text{ kN}}{1,15 \text{ cm}^2 \cdot 0,81 \cdot 45 \text{ cm}} = 0,267 \frac{\text{cm}^2}{\text{cm}} = 27 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

potrebujemo torej npr.:

$$8\phi 4,2 / 4 \text{ cm}$$

$$\frac{A_{sw,dej}}{s} = 8 \cdot 0,42^2 \frac{\pi}{4} \cdot \frac{100}{4} = 27,8 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}}$$

Ker pa zadostuje že minimalna armatura smo izbrali podobno armaturo kot v stebrih viadukta Bizovik, kjer je razdalja med stremeni  $s=20$  cm (t.j. v merilu 1:4  $s=5$  cm):

$$8\phi 4,2 / 5 \text{ cm} (A_{sw,dej} = 22,2 \frac{\text{cm}^2}{\text{m}})$$

#### A.1.1.2 Zahteve EN1998-2 glede objetja

Pričakovani nivo osne sile v stebrih viadukta je bil 0,1, t.j.

$$\eta_k = \frac{N_{Ed}}{A_c f_{ck}} = \frac{1000kN}{3280cm^2 \cdot 3,0 \frac{kN}{cm^2}} = 0,101$$

kar je več od 0,08.

$$\eta_k > 0,08$$

Torej moramo zagotoviti objetje glede na člen 6.2.1.4, razen v primeru, da je mogoče doseči duktilnost za ukrivljenost večjo od 13 ne da bi preseglei mejno deformacijo betona na robu prereza ( $3,5\text{‰}$ ). Temu pogoju ni zadoščeno. Z upoštevanjem karakterističnih vrednosti trdnosti materialov je duktilnost za ukrivljenost glede na ukrivljenost na meji tečenja robne armature (first yield) le 3,8 (glej A.1.2.2). Torej moramo zagotoviti objetje glede na zahteve člena 6.2.1.4 standarda EN1998-2 (glej razdelek 2.2.3a).

$$\omega_{wd,r} = \max\left(\omega_{wd,req}; \frac{2}{3}\omega_{w,min}\right) = \max(0,05; 0,12)$$

$$\omega_{wd,r} = 0,12$$

Iz pogoja strižne nosilnosti smo v prejšnjem razdelku izračunali, da potrebujemo npr.  $8\phi 4,2/5cm$ , kar pomeni, da je mehanski delež prečne armature  $\omega_{wd}$

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{A_{sw}}{sb} \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{4\pi 4,2^2}{4 \cdot 50 \cdot 265} \frac{1,15}{30} = 0,044$$

kar je skoraj 3x manj, kot to zahteva pogoj objetja betonskega jedra. Potrebujemo torej:

$$\rho_w = \frac{A_{sw}}{sb} = \frac{A_{sw}}{s} \frac{1}{b}$$

$$\omega_{wd} = \rho_w \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \rho_w \frac{1,15}{30} = \rho_w \cdot 10,43 \geq \omega_{wd,r} = 0,12$$

$$\rho_w \cdot 10,43 \geq 0,12$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \frac{1}{b} \cdot 10,43 \geq 0,12$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \geq \frac{0,12 \cdot b}{10,43} = \frac{0,12 \cdot 26,5}{10,43} = 30,5 \frac{cm^2}{m}$$

Izberemo (v eni pasnici):

$$6 \cdot \phi 4,2 / 2,5cm$$

Za izpolnitev pogoja objetja bi tako potrebovali naslednjo armaturo:

$$\frac{A_{sw,dej}}{s} = 12 \cdot 0,42^2 \frac{\pi}{4} \frac{100}{2,5} = 66,50 \frac{cm^2}{m}$$

Enako količino armature je potrebno zagotoviti tudi za vzdolžno smer.

### A.1.1.3 Zahteve EN1998-2 glede preprečitve uklona vzdolžne armature

Standard EN1998-2 zahteva za preprečitev uklona vzdolžne armature naslednja dva pogoja, in sicer, da je maksimalni razmik med stremeni manjši od (2.64):

$$s_{(L)} \leq \delta d_{bL} = 6d_{bL} = 6 \cdot 8 = 48 \text{ mm}$$

$$5 \leq \delta = 2,5 \left( f_{ik} / f_{yk} \right) + 2,25 = 2,5(368/242) + 2,25 = 6,27 \leq 6$$

$$s_{(T)} \leq 50 \text{ mm} (200 \text{ mm} \text{ prototip})$$

ter, da minimalna količina količina prečne armature v posameznem nivoju stremen zadostuje izrazu (2.66):

$$\min \left( \frac{A_t}{s_{(T)}} \right) = \frac{\Sigma A_s f_{ys}}{1,6 f_{yt}} \text{ (mm}^2/\text{m)}$$

$$\min \left( \frac{A_t}{s_{(T)}} \right) = \frac{1 \cdot 8^2 \pi \cdot 500}{4 \cdot 1,6 \cdot 240} = 65,5 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Pri tem smo upoštevali, da je vsaka vzdolžna palica podprta s stremeni, kot je prikazano na sliki 4.70. Ob upoštevanju  $s_T=25$  mm dobimo minimalni prerez stremena

$$\min(A_t) = 65,5 \cdot 0,025 = 1,6 \text{ mm}^2,$$

kar pomeni, da je potreben minimalni premer stremena enak

$$\min(\phi) = 2 \sqrt{\frac{1,6}{\pi}} = 1,4 \text{ mm.}$$

Pogoj minimalnega objeta je bolj strog, torej izberemo  $12\phi 4,2/2,5$  cm, kot je prikazano na skici 4.70. Če bi ohranili razpored in količino prečne armature, kot je prikazan na skici 4.6, t.j. v tem primeru odpade v povprečju na vsako stremensko palico (4 kom) 1,5 vzdolžne palice (6 kom).

$$\min \left( \frac{A_t}{50} \right) = \frac{1,5 \cdot 8^2 \pi \cdot 500}{4 \cdot 1,6 \cdot 240} = 98,2 \text{ mm}^2/\text{m}$$

Ob upoštevanju  $s_T=50$  mm dobimo minimalni prerez stremena

$$\min(A_t) = 98,2 \cdot 0,05 = 4,91 \text{ mm}^2,$$

kar pomeni, da je potreben minimalni premer stremena enak

$$\min(\phi) = 2 \sqrt{\frac{4,91}{\pi}} = 2,5 \text{ mm.}$$

Torej je tudi pogoj, ki izhaja iz načrtovanja strižne nosilnosti strožji od pogoja za preprečitev uklona vzdolžne armature.

### A.1.2 Pričakovan odziv I stebra

Ker v času projektiranja nismo poznali dejanskih materialnih karakteristik materialov smo opravili različne analize z upoštevanjem projektnih, karakterističnih in srednjih trdnosti materialov z in brez upoštevanja objeta betonskega jedra. Analize moment – ukrivljenost smo opravili s programoma DIAS (DIAS 1990) in OpenSees(McKenna *et al.* 2008). Rezultati so tokrat prikazani le za slednjega. Uporabljen delitev prereza na lamele je prikazana na sliki 4.14.

Uporabljeni materiali:

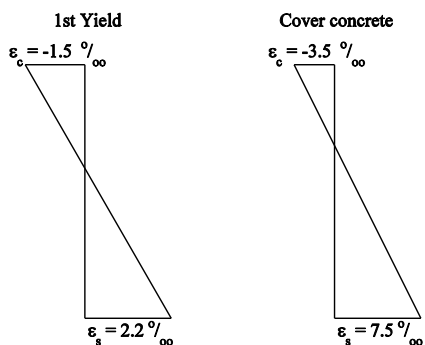
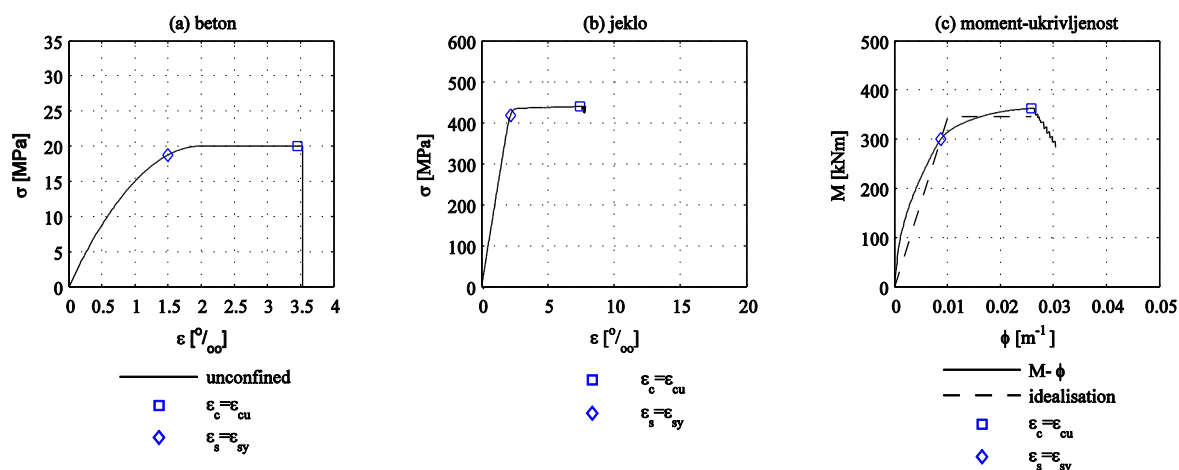
- Beton: **C30/37**
- Vzdolžna armatura: **S500**
- Prečna armatura: **GA240**

### A.1.2.1 Projektne trdnosti materialov

Vse analize v nadaljevanju smo izvedli s programom OpenSees prek vmesnika v programu Matlab. Prerez je bil v vseh primerih razdeljen na lamele debeline cca. 1 cm, kot je prikazano na sliki 4.14.

- upoštevane so projektne vrednosti trdnosti materialov, t.j.

$$f_{cd} = 20 \text{ MPa}; f_{yd} = 438 \text{ MPa}; L_{pl}(EN1998-2)=0,302 \text{ m}$$



Karakteristične točke ovojnice moment - ukrivljenost:

	Moment [kNm]	Ukrivljenost [m <sup>-1</sup> ]
Začetek tečenja robne armature	300	0,0088
Tečenje armature	345	0,0101
Deformacija 3,5‰ na robu prereza	362	0,0277

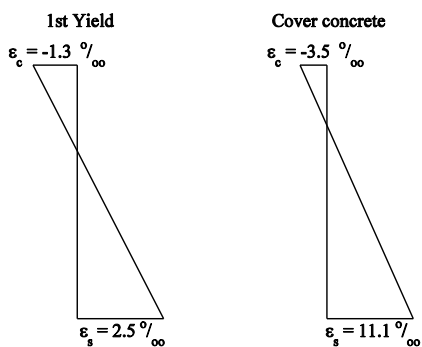
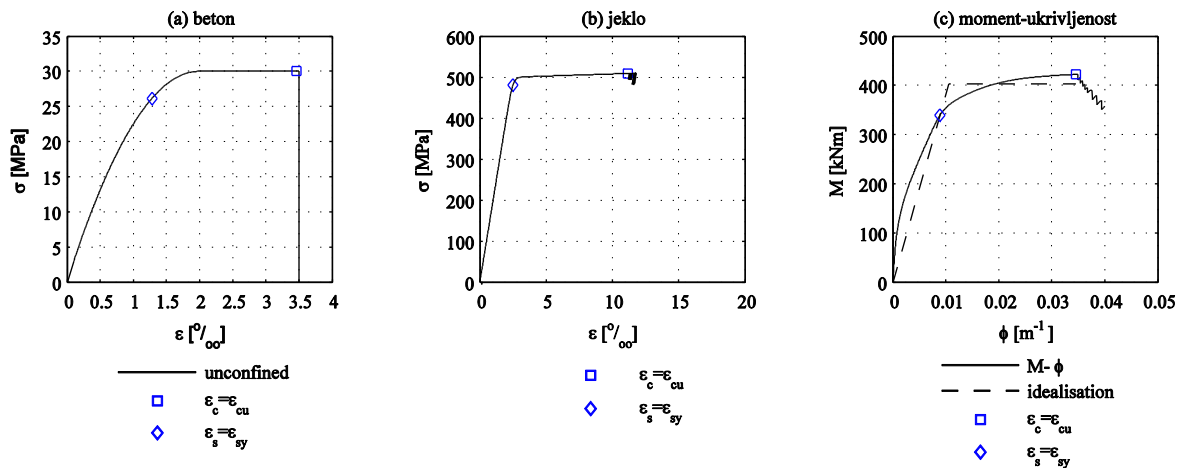
Analiza prereza modela NIS v programu OpenSees, projektne trdnosti materialov  
Section analysis in OpenSees program, design material strengths

Duktilnost za ukrivljenost za primer projektne vrednosti trdnosti materialov v obravnavanem prerezu znaša le 2,56, kar približno ustreza duktilnosti za pomike 1,5 ( $L_{pl}=302\text{mm}$ ).

### A.1.2.2 Karakteristične trdnosti materialov

- upoštevane so karakteristične vrednosti trdnosti materialov

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}; f_{yk} = 500 \text{ MPa}; L_{pl} = 0,310 \text{ m}$$



Karakteristične točke ovojnice moment - ukrivljenost:

	Moment [kNm]	Ukrivljenost [m <sup>-1</sup> ]
Začetek tečenja robne armature	342	0,0091
Tečenje armature	403	0,0107
Deformacija 3,5‰ na robu prereza	422	0,0346

Analiza prereza modela NIS v programu OpenSees, karakteristične trdnosti materialov  
Section analysis in OpenSees program, characteristic material strengths

Duktilnost za ukrivljenost za primer karakterističnih vrednosti trdnosti materialov v obravnavanem prerezu znaša le 3,23, kar približno ustreza duktilnosti za pomike 1,78 ( $L_{pl}=310\text{mm}$ ).

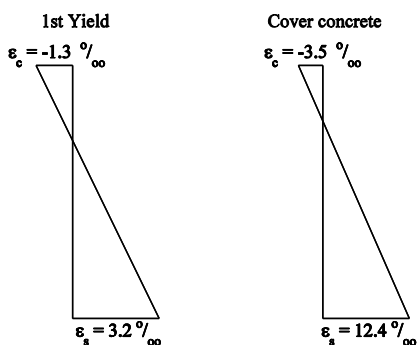
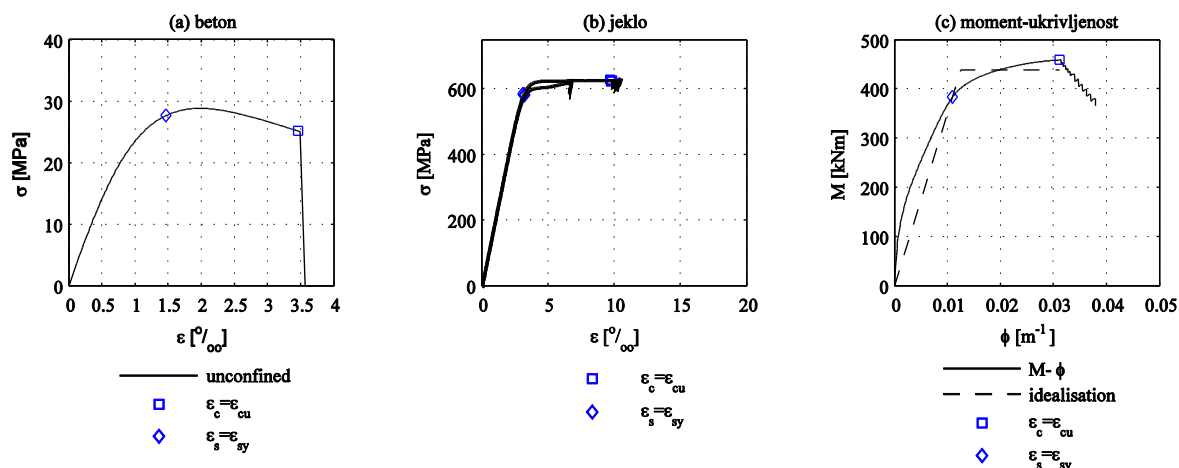
### A.1.2.3 Srednje vrednosti trdnosti materialov – neobjet beton

- upoštevane so srednje vrednosti trdnosti materialov, brez upoštevanja objekta betona (neustrezni detajli):

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

$$f_{ym}/f_m = 628/709 \text{ MPa} - \phi 8; 607/654 \text{ MPa} - \phi 6$$

$$f_{yw} = 240 \text{ MPa}$$



Karakteristične točke ovojnice moment - ukrivljenost:

	Moment [kNm]	Ukrivljenost [m <sup>-1</sup> ]
Začetek tečenja robne armature	395	0,0107
Tečenje armature	464	0,0126
Deformacija 3,5‰ na robu prereza	488	0,0376

Analiza prereza modela NIS v programu OpenSees, srednje trdnosti materialov  
Section analysis in OpenSees program, median material strengths

Duktilnost za ukrivljenost za srednje vrednosti trdnosti v obravnavanem prerezu znaša le 2,99, kar približno ustreza duktilnosti za pomike 1,99 ( $L_{pl}=326$  mm). Torej je v primeru srednjih vrednosti duktilnost za ukrivljenost celo nekoliko manjša od primera karakterističnih vrednosti. Razlog za to je v večji ukrivljenosti na meji tečenja, ki je posledica precej višjih trdnosti jekla.



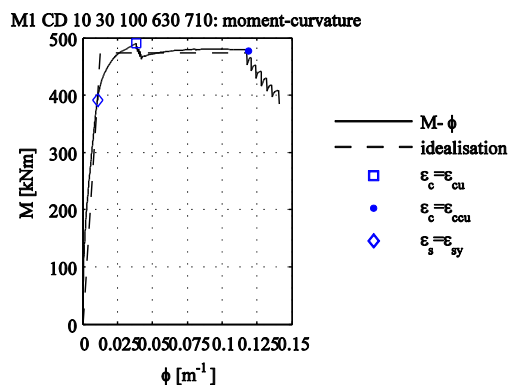
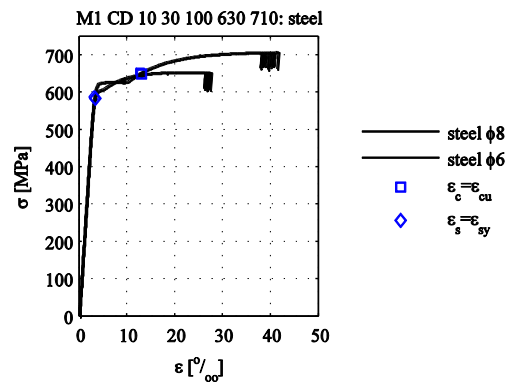
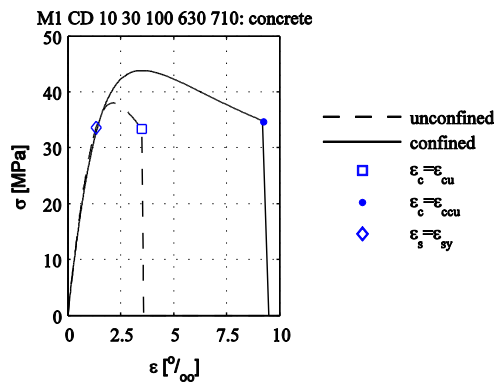
**A.1.2.4 Srednje trdnosti materialov – prečna armatura iz načrtovanja nosilnosti**

- upoštevane so srednje karakteristike materialov (karakteristike objetege betona izračunane z Mandrovim modelom z upoštevanjo mejno deformacijo stremen 10% in predpostavko, da so izvedeni detajli v skladu z EN1998-2)

$f_{cm} = 38MPa$

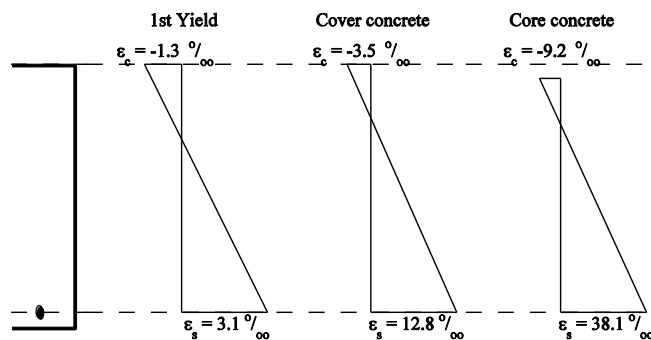
$f_{ym}/f_{im} = 628/709 MPa - \phi 8; 607/654 MPa - \phi 6$

$f_{yw} = 240 MPa$



Karakteristične točke ovojnice moment - ukrivljenost:

	Moment [kNm]	Ukrivljenost [m-1]
Začetek tečenja robne armature	391	0,0106
Tečenje armature	474	0,0128
Deformacija 3,5‰ na robu prereza	490	0,0385
Mejna ukrivljenost	480	0,1179



Analiza prereza modela NIS v programu OpenSees, objetje iz načrtovanja nosilnosti  
Section analysis in OpenSees program, confinement from capacity design

Duktilnost za ukrivljenost v obravnavanem prerezu znaša 9,18, kar približno ustreza duktilnosti za pomike 4,05 ( $L_{pl}=326mm$ ).

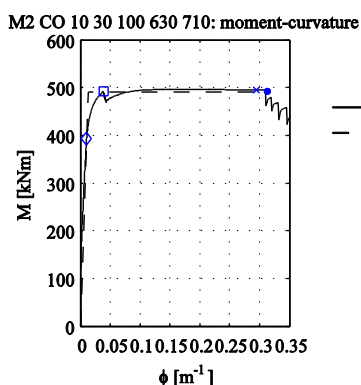
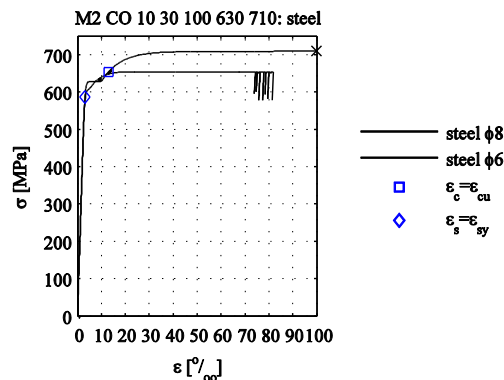
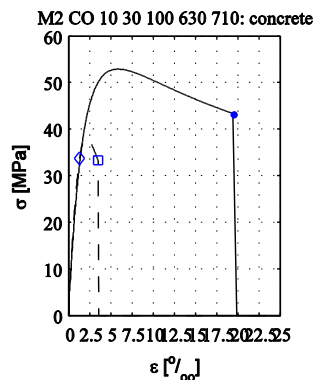
### A.1.2.5 Srednje trdnosti materialov – prečna armatura iz pogoja minimalnega objetja

- upoštevane so srednje karakteristike materialov (karakteristike objetega betona izračunane z Mandrovim modelom z upoštevanjo mejno deformacijo stremen 10% in predpostavko, da so izvedeni detajli v skladu z EN1998-2)

$$f_{cm} = 38 \text{ MPa}$$

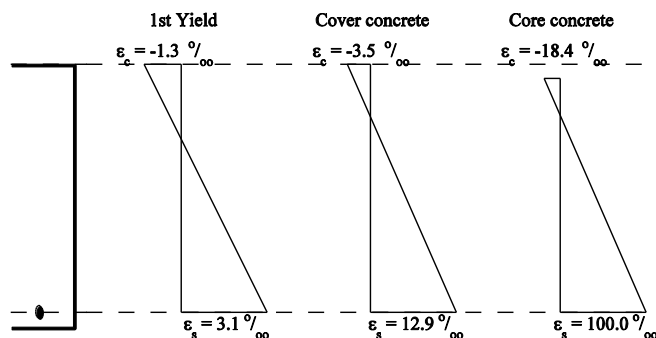
$$f_{ym}/f_{tm} = 628/709 \text{ MPa} - \phi 8; 607/654 \text{ MPa} - \phi 6$$

$$f_{yw} = 240 \text{ MPa}$$



Karakteristične točke ovojnice moment - ukrivljenost:

	Moment [kNm]	Ukrivljenost [m <sup>-1</sup> ]
Začetek tečenja robne armature	391	0,0106
Tečenje armature	474	0,0128
Deformacija 3,5‰ na robu prereza	490	0,0385
Mejna ukrivljenost	480	0,1179



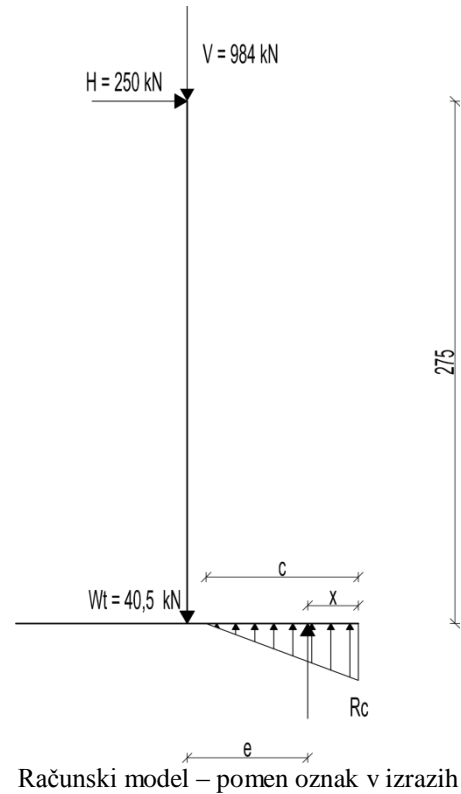
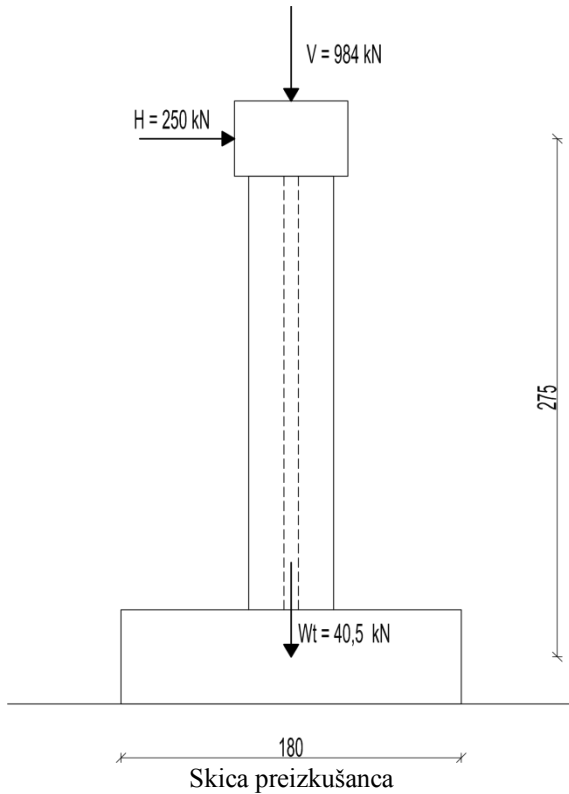
Analiza prereza modela NIS v programu OpenSees, objetje iz pogoja minimalnega objetja  
Section analysis in OpenSees program, confinement from minimum confinement requirements

Duktilnost za ukrivljenost v obravnavanem prerezu znaša 22,03, kar približno ustreza duktilnosti za pomike 8,68 (L<sub>pl</sub>=326mm).

V podanem primeru lahko pride prej do pretrga vzdolžne armature, kot do mejne deformacije objetega betona. Duktilnost za ukrivljenost je v tem primeru 22, kar ni realna vrednost. Ko pride do pretrga vzdolžne armature (deformacija ~ 10%) je tlačna deformacija na robu jedra prereza ~1,8%.

### A.1.3 Dimenzioniranje temeljnega bloka

#### A.1.3.1 Dimenzioniranje temelja kot na zemljini



Izračun napetosti na robu temelja:

$$\sigma_r = \frac{N}{A} \pm \frac{M}{W}$$

$$N = V + Wt = 984 + 40,5 = 1025 \text{ kN}$$

$$M = H \cdot L = 250 \text{ kN} \cdot 275 \text{ cm} = 68750 \text{ kNcm}$$

$$A = b \cdot h = 1,8 \cdot 1,8 = 3,24 \text{ m}^2$$

$$W = \frac{bh^2}{6} = \frac{1,8^3}{6} = 0,972 \text{ m}^3$$

$$\sigma_1 = \frac{1025}{3,24} + \frac{687,50}{0,972} = 316 + 707 = 1024 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (\text{tlak})$$

$$\sigma_2 = \frac{720,5}{3,24} - \frac{510}{0,972} = 316 - 707 = -391 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} (\text{nateg})$$

Ker se na enem robu temelja lahko pojavijo natezne napetosti (rezultanta sil izven jedra prereza), te v izračunu izločimo. V tem primeru največjo napetost izračunamo iz ravnotežnega pogoja

$$N = \frac{bc}{2} \sigma_{\max}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{2N}{cb}$$

kjer je  $c$ , višina tlačne cone, ki jo izračunamo iz ekscentričnosti  $e$

$$e = \frac{M}{N} = \frac{688}{1025} = 0,67m$$

$$c = 3x = 3\left(\frac{b}{2} - e\right) = 3\left(\frac{1,8}{2} - 0,67\right) = 0,69m$$

torej:

$$\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 1025}{0,69 \cdot 1,8} \approx 1657 \frac{kN}{m^2}$$

Največji upogibni moment v temelju znaša:

$$M_{\max} = N \cdot e = M = 688kNm$$

### A.1.3.2 Dimenzioniranje temelja – upoštevana sidra

Natezne sile prevzamemo z dvema sidroma. Potek napetosti pod temeljem ocenimo z analizo prereza temelja (ob stiku med temeljem in reakcijsko ploščo). Ob znani zunanji obtežbi ( $N$  in  $M$ ) poiščemo ravnotežje prereza. Upoštevali smo naslednje podatke:

Modul elastičnosti jekla: 200 GPa

Modul elastičnosti betona: 30 GPa - predpostavimo elastično obnašanje betona (dosežena napetost < 10 %  $f_{cd}$ ).

Zunanja obtežba je enaka kot v prejšnjem primeru:

$$N = 1025kN$$

$$M = 687,5kNm$$

Iščemo tak potek deformacij (iteracije, Bernoullijeva hipoteza), da bo ravnotežju sil v prerezu zadoščeno. Izkaže se, da je višina tlačne cone  $c$  (glej naslednjo sliko) 71 cm. Pri tem je na robu betona dosežena napetost 1,6 MPa. Rezultanta tlačnih napetosti  $C$  v velikosti 1032 kN deluje 66 cm od težišča prereza, rezultanta natezних napetosti v velikosti 7,4 kN, pa deluje 60 cm od težišča prereza.

Kontrola:

$$\sum Z = 0;$$

$$N + R - C = 1024,5 + 7,4 - 1031,9 = 0$$

$$\sum M_r = 0;$$

$$M - 0,6 \cdot R_s - 0,66 \cdot R_c = 687,5 - 0,6 \cdot 7,4 - 0,6619 \cdot 1031,9 = 0$$

Horizontalno obtežbo prevzamemo s štirimi molzniki + trenje.

Največji in najmanjši upogibni moment v temelju znašata:

$$M_{\max} = R_c \cdot e = 1031,9 \cdot 0,662 = 683kNm$$

$$M_{\min} = R_s \cdot 0,60 = 7,4 \cdot 0,60 = -4,44kNm$$

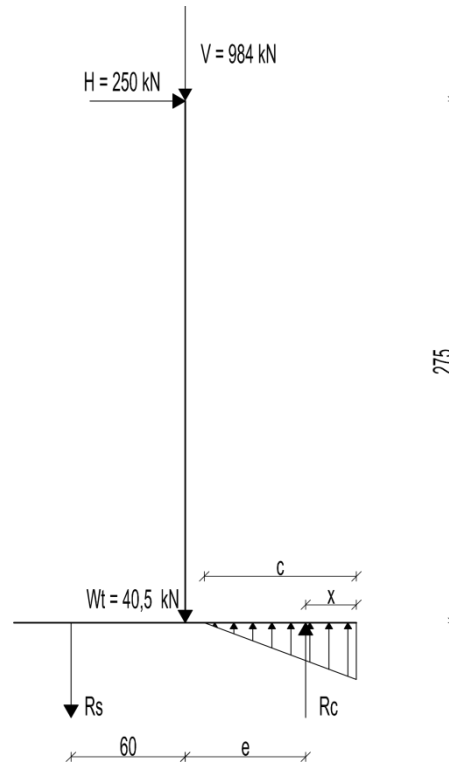
Določitev potrebne količine vzdolžne armature (S400,  $f_{yd}=34,78$  kN/cm<sup>2</sup>):

$$M_{\max} = 683 \text{ kNm}$$

$$z = 0,81 \cdot h = 0,81 \cdot 50 = 42,3 \text{ cm}$$

$$F = \frac{M_{\max}}{z} = \frac{68300 \text{ kNcm}}{42,3 \text{ cm}} = 1615 \text{ kN}$$

$$A_{s,r} = \frac{F}{f_{yd}} = \frac{1615 \text{ kNcm}^2}{34,78 \text{ kN}} = 46,4 \text{ cm}^2$$



Računski model – pomen oznak v izrazih

Izberem npr. 16  $\Phi 20$  ( $A_{dej} = 50,3 \text{ cm}^2$ ). Delež armiranja je 0,56%. Na zgornji strani temelja zagotovimo vsaj minimalno armaturo, t.j.  $A_{s,\min} = 0,0013bd = 0,0013 \cdot 180 \cdot 45 = 10,5 \text{ cm}^2$ .

### A.1.3.3 Kontrola prevrnitve:

Kontrola (prevrnitev okrog roba temelja - Moment prevrnitve ( $M_{RP}$  mora biti manjši od momenta, ki prevrnitev zavira ( $M_{RZ}$ ))

$$\sum M_{RP} \leq \sum M_{RZ};$$

$$\sum M_{RP} = H \cdot 3 \text{ m} = 750 \text{ kNm}$$

$$\sum M_{RZ} = N \cdot 0,9 \text{ m} = 1024,5 \cdot 0,9 = 922 \text{ kNm}$$

Varnost proti prevrnitvi je torej (brez upoštevanja sider):

$$F_{pr} = \frac{M_{RZ}}{M_{RP}} = \frac{922}{750} = 1,23$$

## A.2 Predhodno poškodovan I steber utrjen s CFRP (SIS-FRP)

### A.2.1 Dimenzioniranje plašča

Z utrditvenim ukrepom (kompozitni plašč iz CFRP, GFRP) – moramo zagotoviti tako mejno deformacijo v betonu, oz. mejno ukrivljenost, da bomo dosegli enak maksimalni pomik stebra, kot v primeru objetja, ki ga zahteva standard EN1998-2. Večina analiz je povzeta v razdelku 4.3.2, tako za 2, kot za 4 plasti vlaken, ki smo jih upoštevali pri stebru UIS-FRP.

### A.3 I steber utrjen s CFRP (UIS-FRP)

#### A.3.1 Dimenzioniranje plašča

Glede na preiskavo utrjenega predhodno poškodovanega I stebra se je izkazalo, da izračunana količina objetja ne zadošča za preprečitev uklona vzdolžne armature. Poleg tega je prišlo do lokalnega uklona plašča tudi tik nad mestom zmanjšanja števila trakov s treh na dve plasti. Zato smo se odločili da po celotni računski dolžini plastičnega členka uporabimo enako debelino plašča, in sicer 4 plasti. 4 plasti smo določili iz pogoja za preprečitev uklona vzdolžne armature s prilagoditvijo izraza (2.66), ki sicer velja za stremena.

$$\min\left(\frac{A_t}{s_T}\right) = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{1,6 f_{yt}} \left( mm^2 / m \right),$$

oziroma izraza (2.67)

$$\frac{A_t}{s_T} = \frac{\Sigma A_s f_{sy}}{16 \cdot 6 d_{bL} f_{yt}}.$$

Torej je potrebna debelina plašča:

$$\frac{t_f b_f}{b_f} = 4 \frac{8^2 \pi}{4} \frac{630}{16 \cdot 6 \cdot 8 \cdot 0,0015 \cdot 234000}$$

$$t_f = \frac{8^2 \pi 630}{768 \cdot 351} = 0,4699 mm$$

kar pomeni:

$$n_f = \frac{t_f}{0,12} = 3,92,$$

torej 4 plasti. Pri tem smo upoštevali materialne podatke iz preglednice 3.3. Za mejno deformacijo vlaken pa smo konservativno predpostavili podobno deformacijo kot, jo običajno upoštevamo v primeru utrjevanja za preprečitev zdrsa vzdolžne armature 0,0015 (Glej 2.4.3).

#### A.3.2 Sidranje plašča ob stojini

Preiskava utrjenega predhodno poškodovanega stebra je pokazala potencialne pomanjkljivosti sider iz ogljikovih vlaken, kot je prikazano v poglavju 4.3, zato smo skušali najti primernejšo rešitev za problem sidranja plašča ob stojini. Z namenom zagotovitve čim bolj zveznega sidranja smo se odločili za uporabo jeklenih ploščic, ki so bile pritrjene na steber z jeklenimi vijaki.

##### A.3.2.1 Obtežba

Silo, ki so jo morali prevzeti vijaki smo določili iz nosilnosti plašča pri efektivni deformaciji  $\varepsilon_{eff}=0,01$ , t.j.:

$$F_f = A_f \sigma_f = A_f \cdot \varepsilon_{eff} E_f = n_f t_f w_f \varepsilon_{eff} E_f$$

$$F_f = 4 \cdot 0,12 \cdot 600 \cdot 0,01 \cdot 234000 = 674 \text{ kN}$$

### A.3.2.2 Potrebno število vijakov: strižna nosilnost vijakov

Strižno nosilnost vijaka določimo kot:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,6 f_{ub} A_s}{\gamma_{Mb}}, \quad (5.25)$$

kjer so

$f_{ub}$ .....mejna nosilnost vijaka

$A_s$ .....neto prerez vijaka

$\gamma_{Mb}$ .....parcialni varnostni faktor za vezna sredstva, ki je enak 1,2.

Izberemo vijake M16 8.8. Potrebno število vijakov  $n_b$  določimo iz pogoja:

$$n_b F_{v,Rd} \geq F_f, \quad (5.26)$$

torej:

$$n_b \frac{0,6 \cdot 80 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2} \cdot 1,57 \text{ cm}^2}{1,25} \geq 674 \text{ kN}$$

$$n_b 60,3 \text{ kN} \geq 674 \text{ kN}$$

$$n_b \geq \frac{674}{60,3} = 11,2 \sim 11 \text{ kom}$$

Potrebujemo torej 11 vijakov. Ob upoštevanju geometrijskih pogojev glede razmika med luknjami v ploščici in razdaljami med luknjami in robom ploščice izberemo postavitev vijakov, kot je prikazana na sliki 4.5.

### A.3.2.3 Potrebna debelina ploščice:bočni pritisk

Nosilnost vijaka na bočni pritisk določimo kot:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \alpha f_u dt}{\gamma_{Mb}} \quad (5.27)$$

kjer je  $\alpha$ :

$$\alpha = \min \left( \frac{e_1}{3d_0}; \frac{p_1}{3d_0} - \frac{1}{4}; \frac{f_{ub}}{f_u}; 1,0 \right) \quad (5.28)$$

Ob upoštevanju geometrije, ki je prikazana na sliki 4.5 ,premera luknje  $d_0=18$  mm in ploščice iz jekla S355 dobimo za  $\alpha$  vrednost:

$$\alpha = \min \left( \frac{40}{3 \cdot 18}; \frac{50}{3 \cdot 18} - 0,25; \frac{80}{51}; 1,0 \right)$$

$$\alpha = \min(0,74; 0,68; 1,57; 1,0)$$

$$\alpha = 0,68 \quad (5.29)$$

Debelino ploščice  $t$  določimo bodisi iz pogoja:

$$n_b F_{b,Rd} \geq F_f, \quad (5.30)$$

ali iz pogoja:

$$F_{b,Rd} \geq F_{v,Rd} \quad (5.31)$$

t.j. iz zahteve da je nosilnost vijakov na bočni pritisk vsaj enaka nosilnosti vijakov na strig. Potrebna debelina ploščice je torej:

$$F_{b,Rd} = \frac{2,5 \cdot 0,68 \cdot 51 \frac{kN}{cm^2} \cdot 1,6cm \cdot t}{1,25} \geq F_{b,Rd} = 60,3kN$$
$$111 \cdot t = 60,3cm$$
$$t = \frac{60,3}{111} = 0,55cm$$

Zadostovala bi torej že ploščica debeline 6 mm, vendar smo izbrali ploščico debeline 8 mm, zaradi morebitne nenatančnosti pri vrtanju lukenj skozi beton.

#### A.3.2.4 Kontrola betona:nosilnost moznika

Nosilnost moznika v stiku z betonom določimo kot:

$$F_{c,Rd} = 0,29\alpha d^2 \sqrt{f_{ck} E_{cm}} \quad (5.32)$$

Zahtevamo, da je nosilnost moznika v betonu večja od strižne nosilnosti vijaka:

$$F_{c,Rd} \geq F_{v,Rd}$$

Ob upoštevanju  $\alpha=1,0$ ,  $f_{ak}=3,0kN/cm^2$  in  $E_{cm}=3300 kN/cm^2$  dobimo:

$$F_{c,Rd} = 0,29 \cdot 1,0 \cdot 1,6^2 \sqrt{3,0 \cdot 3300} = 93,5kN \geq 60,3kN$$

Kar ustreza zgornjemu pogoju.

#### A.3.2.5 Povzetek sidrnega sistema:

4 ploščice S355 600/130/8

4 x 11 navojnih palic M16 8.8 dolžine 35 cm

8 x 11 ustreznih matic in podložk (kotne podložke  $\sim 7^\circ$ )





## **Priloga B**

### **Dimenzioniranje preizkušancev s škatlastim prerezom**

## B.1 Rezultati preiskav materialnih karakteristik

### B.1.1 Kratek steber (NKŠS)

#### Beton:

Tlačna trdnost betona na kocki 15x15x15 cm v času preiskave je bila 52 MPa.

#### Armatura (povprečna vrednost izmerjenih vrednosti):

Premer [mm]	$R_{p0,2}$ [MPa]	$R_m$ [MPa]	$\varepsilon_y$ [‰]	$E$ [GPa]	$\varepsilon_u$ [‰]
6	324	455	1,62	197	159
4	242	368	1,21	209	202
3,4	239	321	1,20	187	235
2,5	264	334	1,32	200	215

Nr	vzorec	d0 mm	$E_{secant}$ GPa	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$F_{max}$ kN	$A_{gt}$ %
1	Z/1956/05	6,0	185	324	323	456	12,88	16,4
2	Z/1957/05	6,0	209	326	328	455	12,87	14,9
3	Z/1958/05	6,0	196	321	324	456	12,90	15,4
4	Z/1959/05	6,0	198	335	-	458	12,94	14,1
5	Z/1960/05	6,0	197	312	315	451	12,75	18,7

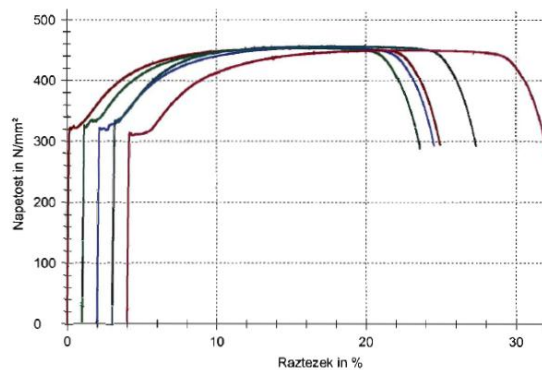
Statistika:

Series	$E_{secant}$ GPa	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$F_{max}$ kN	$A_{gt}$ %
n = 5						
x	197	323	323	455	12,87	15,9
s	8	8	5	2	0,07	1,8
v	4,31	2,54	1,67	0,54	0,54	11,15

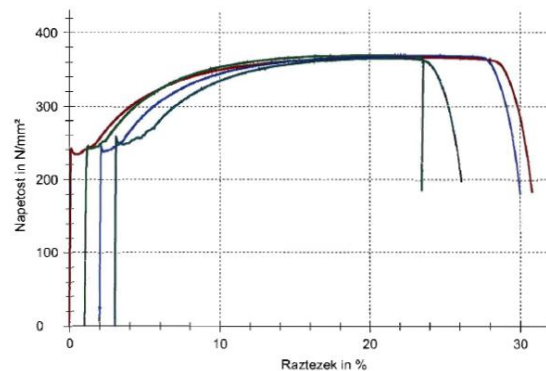
Nr	vzorec	d0 mm	$E_{secant}$ GPa	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$F_{max}$ kN	$A_{gt}$ %
1	Z/1952/05	4,0	196	236	243	367	4,62	21,9
2	Z/1953/05	4,0	197	243	245	370	4,65	19,8
3	Z/1954/05	4,0	210	238	246	370	4,64	21,3
4	Z/1955/05	4,0	232	251	259	366	4,60	17,7

Statistika:

Series	$E_{secant}$ GPa	$R_{p0,2}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_{eH}$ N/mm <sup>2</sup>	$R_m$ N/mm <sup>2</sup>	$F_{max}$ kN	$A_{gt}$ %
n = 4						
x	209	242	248	368	4,63	20,2
s	17	7	7	2	0,02	1,9
v	8,05	2,74	2,91	0,52	0,52	9,18



(a)



(b)

Slika B.1: Rezultati preiskave armature premera 6 mm (a) in 4 mm (b) (Bevc 2006a)

### B.1.1.2 Dolgi steber (NDŠS)

#### Beton:

Tlačna trdnost betona na kocki 15x15x15 cm v času preiskave:

Segment od 0 do 89 cm višine: 61,7 MPa.

Segment od 89 do 201 cm višine: 63,5 MPa.

Segment od 201 do 280 cm višine: 79,5 MPa.

Segment od 280 do 363 cm višine: 67,7 MPa.

Armatura je bila enaka kot v primeru NKŠS.

## **Priloga C**

### **Baza eksperimentalnih preiskav stebrov s škatlastim prerezom**

## C.1 Eksperimentalna baza: Podatki

Specimen no. Reference	type	Geometry											Load		Material					
		<i>L</i>	<i>h</i>	<i>L/h</i>	<i>h'</i>	<i>w</i>	<i>w'</i>	<i>th</i>	<i>tw</i>	<i>h'/th</i>	<i>Ac</i>	<i>P</i>	<i>v</i>	<i>f<sub>c</sub></i>	<i>E<sub>s</sub></i>	<i>f<sub>y</sub></i>	<i>f<sub>su</sub></i>	<i>f<sub>yw</sub></i>		
		D	D'										<i>P</i>							
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	kN	Acfc	MPa	GPa	MPa	MPa	MPa			
1	Bevc 2006	Short	R*	1375	875	1.57	725	550	400	75	75	9.67	191250	512	0.06	41.6	197.0	324	240	
2	Bevc 2006	Long	R*	3785	875	4.33	725	550	400	75	75	9.67	191250	590	0.06	49.1	197.0	324	240	
3	Calvi 2005	S250	R	900	450	2.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	250	0.06	35.0	200.0	550	670	550
4	Calvi 2005	S500	R	900	450	2.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	500	0.19	23.7	200.0	550	670	550
5	Calvi 2005	S750	R	900	450	2.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	750	0.21	32.3	200.0	550	670	550
6	Calvi 2005	T250	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	250	0.07	30.3	200.0	550	670	550
7	Calvi 2005	T500A	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	500	0.15	29.7	200.0	550	670	550
8	Calvi 2005	T500B	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	500	0.14	32.7	200.0	550	670	550
9	Calvi 2005	T750	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	750	0.22	30.8	200.0	550	670	550
10	Calvi 2005	T500R	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	500	0.19	23.2	200.0	550	670	550
11	Calvi 2005	T250L	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	250	0.09	23.6	200.0	550	670	550
12	Calvi 2005	T500L	R	1350	450	3.00	300	450	300	75	75	4.00	112500	500	0.14	31.5	200.0	550	670	550
13	Kawashima	TP036	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.07	27.9	200.0	374	363	
14	Kawashima	TP037	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.07	28.6	200.0	374	363	
15	Kawashima	TP038	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.07	28.6	200.0	374	363	
16	Kawashima	TP039	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.07	27.9	200.0	374	363	
17	Kawashima 2001	TP040	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.08	24.0	200.0	374	363	
18	Kawashima 2001	TP041	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	0	0.00	29.7	200.0	374	363	
19	Kawashima 2001	TP042	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	230	0.08	24.0	200.0	374	363	
20	Kawashima 2001	TP043	R	1350	400	3.38	200	400	200	100	100	2.00	120000	0	0.00	25.7	200.0	374	363	
21	Kim 2001	HR1	R	5220	1040	5.02	740	600	300	150	150	4.93	402000	650	0.05	31.1	200.0	400	400	
22	Kim 2001	HR2	R	5220	1040	5.02	740	600	300	150	150	4.93	402000	650	0.05	31.1	200.0	400	400	
23	Mander 1983	CA	R	3200	750	4.27	510	750	510	120	120	4.25	302400	907	0.10	30.0	200.0	335	320	
24	Mander 1983	CB	R	3200	750	4.27	510	750	510	120	120	4.25	302400	4536	0.50	30.0	200.0	335	320	
25	Mander 1983	CC	R	3200	750	4.27	510	750	510	120	120	4.25	302400	2630	0.30	29.0	200.0	335	320	
26	Mander 1983	CD	R	3200	750	4.27	510	750	510	120	120	4.25	302400	2630	0.30	29.0	200.0	335	320	
27	Mo 2002	HS-1	R	1800	500	3.60	260	500	260	120	120	2.17	182400	1000	0.09	58.1	200.0	476	480	
28	Mo 2002	HS-2	R	1800	500	3.60	260	500	260	120	120	2.17	182400	1500	0.13	62.5	200.0	476	480	
29	Mo 2002	HI-1-a	R	1800	500	3.60	260	500	260	120	120	2.17	182400	1000	0.08	70.0	200.0	476	480	
30	Mo 2002	HI-2-a	R	1800	500	3.60	260	500	260	120	120	2.17	182400	1500	0.13	61.1	200.0	476	480	
31	Mo 2002	HI-1-b	R	1500	500	3.00	260	500	260	120	120	2.17	182400	1000	0.11	50.5	200.0	476	363	
32	Mo 2002	HI-0-b	R	1500	500	3.00	260	500	260	120	120	2.17	182400	500	0.06	49.7	200.0	476	363	
33	Mo 2003	NA4	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	900	0.19	30.1	200.0	460	400	
34	Mo 2003	NB4	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.09	30.1	200.0	460	400	
35	Mo 2003	NA8	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.11	24.6	200.0	460	400	
36	Mo 2003	NB8	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.11	24.6	200.0	460	400	
37	Mo 2003	HA4	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	900	0.11	49.9	200.0	460	400	
38	Mo 2003	HB4	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.06	49.9	200.0	460	400	
39	Mo 2003	HA8	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.08	35.8	200.0	460	400	
40	Mo 2003	HB8	R	2000	500	4.00	300	500	300	100	100	3.00	160000	450	0.08	35.8	200.0	460	400	
41	Mo 2004	NS1	R	1800	500	3.60	260	500	260	120	120	2.17	182400	500	0.08	32.6	200.0	476	480	

Specimen no. Reference	type		Geometry										Load		Material					
			<i>L</i>	<i>h</i>	<i>L/h</i>	<i>h'</i>	<i>w</i>	<i>w'</i>	<i>th</i>	<i>tw</i>	<i>h'/th</i>	<i>Ac</i>	<i>P</i>	<i>v</i>	<i>f<sub>c</sub></i>	<i>E<sub>s</sub></i>	<i>f<sub>y</sub></i>	<i>f<sub>su</sub></i>	<i>f<sub>yw</sub></i>	
			<b>D</b>	<b>D'</b>										<i>P</i>						
mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm <sup>2</sup>	kN	Ac/fc	MPa	GPa	MPa	MPa	MPa		
42	Mo 2004	NNIS-b	R	1500	500	3.00	260	500	260	120	120	2.17	182400	500	0.14	20.2	200.0	476	405	
43	Mo 2004	UR0	R	1500	500	3.00	260	500	260	120	120	2.17	182400	500	0.08	34.4	200.0	423		
44	Pinto 2003	A70	R	6500	2740	2.37	2320	1024	684	210	170	11.05	1218880	3820	0.08	38.9	200.0	543	540	
45	Pinto 2003	A40	R	14000	2740	5.11	2320	1024	684	210	170	11.05	1218880	4050	0.06	51.6	200.0	506	546	
46	Ranzo 2000	HS1	C	2500	1560	1.60	1256	0	0	152	0	8.26	672351	1344.7	0.05	40.0	195	450	700	635
47	Ranzo 2000	HS2	C	2500	1524	1.64	1246	0	0	139	0	8.96	604804	1209.6	0.05	40.0	195	450	700	635
48	Ranzo 2000	HS3	C	2500	1524	1.64	1246	0	0	139	0	8.96	604804	3175.2	0.15	35.0	195	450	700	635
49	Takahashi 2002	H4-1	R	1200	320	3.75	150	320	150	85	85	1.76	79900	0	0.00	32.8	200.0	295	345	
50	Takahashi 2002	H4-2	R	1200	320	3.75	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	295	345	
51	Takahashi 2002	H4-3	R	1200	320	3.75	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	295	345	
52	Takahashi 2002	H4-4	R	1200	320	3.75	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	295	345	
53	Takahashi 2002	H4-5	R	1200	320	3.75	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	373	299	
54	Takahashi 2002	H2-1	R	600	320	1.88	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	295	345	
55	Takahashi 2002	H2-2	R	600	320	1.88	150	320	150	85	85	1.76	79900	295	0.11	32.8	200.0	295	345	
56	Takahashi 2002	H4-6	R	1200	320	3.75	200	320	200	60	60	3.33	62400	231	0.11	32.8	200.0	295	345	
57	Takahashi 2002	H4-7	R	1200	320	3.75	200	320	200	60	60	3.33	62400	231	0.11	32.8	200.0	295	345	
58	Takahashi 2002	H4-8	R	1200	320	3.75	200	320	200	60	60	3.33	62400	231	0.11	32.8	200.0	295	345	
59	Yeh 2001	PS1-C	C	5500	1500	3.67	900	0	0	300	0	3.00	1130973	3600	0.10	31.7	200.0	418	410	
60	Yeh 2001	PNIS-C	C	5500	1500	3.67	900	0	0	300	0	3.00	1130973	3600	0.09	33.8	200.0	418	410	
61	Yeh 2001	PUIS-FRP-C	C	3500	1500	2.33	900	0	0	300	0	3.00	1130973	3600	0.10	33.2	200.0	423	392	
62	Yeh 2002a	MS1	R	5400	1500	3.60	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	4500	0.10	32.6	200.0	476	345	
63	Yeh 2002a	MS2	R	5400	1500	3.60	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	9000	0.20	30.6	200.0	476	480	
64	Yeh 2002a	MNIS	R	5400	1500	3.60	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	4500	0.09	33.6	200.0	476	480	
65	Yeh 2002a	MUIS-FRP	R	5400	1500	3.60	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	9000	0.21	29.1	200.0	476	480	
66	Yeh 2002b	PS1	R	6500	1500	4.33	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	4000	0.08	34.0	200.0	460	343	
67	Yeh 2002b	PNIS	R	4500	1500	3.00	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	4000	0.08	34.0	200.0	460	510	
68	Yeh 2002b	PUIS-FRP	R	3500	1500	2.33	900	1500	900	300	300	3.00	1440000	3600	0.08	32.0	200.0	418	420	
69	Zahn 1990	U1	C	1625	400	4.06	212	400	212	94	94	2.26	90365	250	0.09	30.0	200.0	306	471	306
70	Zahn 1990	U2	C	1625	400	4.06	212	400	212	94	94	2.26	90365	1000	0.37	30.0	200.0	306	471	306
71	Zahn 1990	U3	C	1625	400	4.06	250	400	250	75	75	3.33	76576	500	0.22	30.0	200.0	306	471	306
72	Zahn 1990	U4	C	1625	400	4.06	250	400	250	75	75	3.33	76576	350	0.15	30.0	200.0	306	471	306
73	Zahn 1990	U5	C	1625	400	4.06	290	400	290	55	55	5.27	59612	400	0.22	30.0	200.0	306	471	306
74	Zahn 1990	U6	C	1625	400	4.06	290	400	290	55	55	5.27	59612	1000	0.56	30.0	200.0	306	471	306

## C.2 Eksperimentalna baza: Rezultati

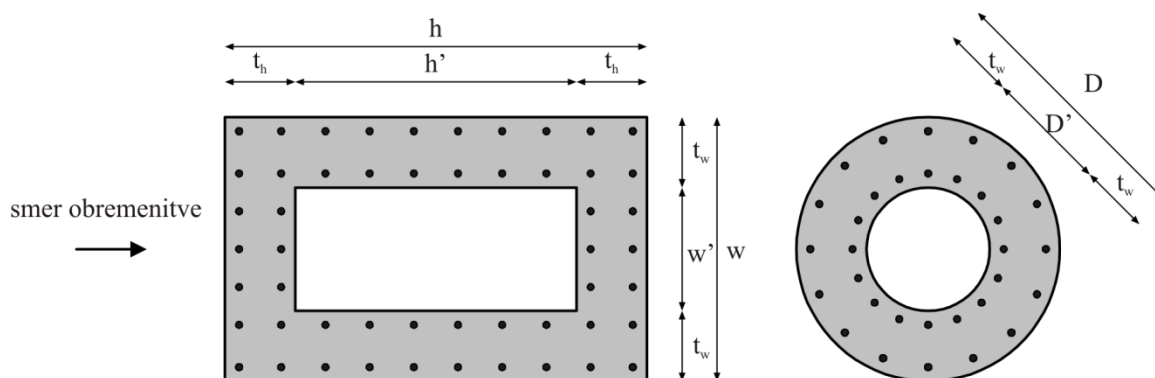
	Specimen no.	Reference	Longitudinal reinforcement			Stirrups				Results									
			dbL	n	$\rho_L$	dbw	s	no.	$\rho_s$	Y			M			U		failure type	
			mm		%	mm	mm			u	$\theta$	F	u	$\theta$	F	u	$\theta$		$\mu$
1	Bevc 2006	Short	6.00	90	1.33	4	50	4	0.00670	3.4	0.25	348	11.0	0.80	394	17.6	1.28	5.15	2
2	Bevc 2006	Long	6.00	90	1.33	4	50	4	0.00670	16.7	0.44	141	80.0	2.11	158	92.0	2.43	5.53	1
3	Calvi 2005	S250	8.00	24	1.07	3	75	2	0.00126	7.2	0.80	200	15.3	1.70	220	19.8	2.20	2.75	3
4	Calvi 2005	S500	8.00	24	1.07	3	75	2	0.00126	4.5	0.50	200	7.2	0.80	250	13.5	1.50	3.00	3
5	Calvi 2005	S750	8.00	24	1.07	3	75	2	0.00126	3.6	0.40	250	9.0	1.00	320	13.5	1.50	3.75	3
6	Calvi 2005	T250	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	12.2	0.90	180	27.0	2.00	220	35.1	2.60	2.89	2
7	Calvi 2005	T500A	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	12.2	0.90	190	13.5	1.00	210	20.3	1.50	1.67	2
8	Calvi 2005	T500B	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	13.5	1.00	200	27.0	2.00	230	33.8	2.50	2.50	2
9	Calvi 2005	T750	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	11.5	0.85	210	25.7	1.90	260	27.0	2.00	2.35	2
10	Calvi 2005	T500R	8.00	24	1.07	3	75	2	0.00126	10.1	0.75	200	14.9	1.10	260	20.3	1.50	2.00	2
11	Calvi 2005	T250L	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	10.1	0.75	160	27.0	2.00	240	29.7	2.20	2.93	1
12	Calvi 2005	T500L	8.00	40	1.79	3	75	4	0.00251	10.1	0.75	150	13.5	1.00	180	16.2	1.20	1.60	1
13	Kawashima	TP036	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	12.0	0.89	160	37.0	2.74	170	59.0	4.37	4.92	
14	Kawashima	TP037	13.00	24	2.65	3	100	4	0.00141	13.0	0.96	180	38.0	2.81	200	56.0	4.15	4.31	
15	Kawashima	TP038	13.00	24	2.65	3	100	4	0.00141	11.0	0.81	180	30.0	2.22	195	43.0	3.19	3.91	
16	Kawashima	TP039	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	12.0	0.89	165	40.0	2.96	176	70.0	5.19	5.83	
17	Kawashima 2001	TP040	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	10.0	0.74	180	35.0	2.59	185	55.0	4.07	5.50	
18	Kawashima 2001	TP041	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	14.0	1.04	180	37.0	2.74	185	65.0	4.81	4.64	
19	Kawashima 2001	TP042	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	12.0	0.89	180	38.0	2.81	185	68.0	5.04	5.67	
20	Kawashima 2001	TP043	13.00	24	2.65	6	100	4	0.00565	0.00			0.00						
21	Kim 2001	HR1	10.00	60	1.17	4.8	60	4	0.00402	40.0	0.77	136	200.0	3.83	136	374.0	7.16	9.35	
22	Kim 2001	HR2	10.00	60	1.17	4.8	60	4	0.00402	44.0	0.84	138	308.0	5.90	138	240.0	4.60	5.45	
23	Mander 1983	CA	10.00	60	1.56	6	60	4	0.00785	14.0	0.44	205	0.00	255	102.0	3.19	7.29	0	
24	Mander 1983	CB	10.00	60	1.56	6	30	4	0.01571	11.0	0.34	351	0.00	373	35.2	1.10	3.20	2	
25	Mander 1983	CC	10.00	60	1.56	6	40	4	0.01178	13.0	0.41	340	0.00	368	96.0	3.00	7.38	1	
26	Mander 1983	CD	10.00	60	1.56	6	60	4	0.00785	13.0	0.41	340	0.00	368	67.5	2.11	5.19	1	
27	Mo 2002	HS-1	9.50	48	1.87	6	50	4	0.00942	18.2	1.01	250	0.00	333	83.6	4.64	4.59	1	
28	Mo 2002	HS-2	9.50	48	1.87	6	50	4	0.00942	18.4	1.02	296	0.00	360	78.9	4.38	4.29	1	
29	Mo 2002	HI-1-a	9.50	48	1.87	4	40	4	0.00524	19.1	1.06	280	0.00	332	86.8	4.82	4.54	1	
30	Mo 2002	HI-2-a	9.50	48	1.87	4	40	4	0.00524	19.1	1.06	294	0.00	350	73.6	4.09	3.85	2	
31	Mo 2002	HI-1-b	9.50	48	1.87	4	40	4	0.00524	15.7	1.05	322	0.00	364	69.3	4.62	4.41	3	
32	Mo 2002	HI-0-b	9.50	48	1.87	4	40	4	0.00524	15.1	1.01	255	0.00	302	71.2	4.75	4.72	2	
33	Mo 2003	NA4	6.00	64	1.13	4	40	4	0.00628	10.8	0.54	100	0.00	178	40.0	2.00	3.70	1	
34	Mo 2003	NB4	6.00	64	1.13	4	40	4	0.00628	7.0	0.35	79	0.00	171	43.1	2.16	6.16	1	
35	Mo 2003	NA8	6.00	64	1.13	4	80	4	0.00314	7.1	0.36	85	0.00	173	44.1	2.21	6.21	1	
36	Mo 2003	NB8	6.00	64	1.13	4	80	4	0.00314	6.5	0.33	75	0.00	172	40.8	2.04	6.28	1	
37	Mo 2003	HA4	6.00	64	1.13	4	40	4	0.00628	6.9	0.35	105	0.00	215	38.8	1.94	5.62	1	
38	Mo 2003	HB4	6.00	64	1.13	4	40	4	0.00628	5.6	0.28	69	0.00	177	39.8	1.99	7.11	1	
39	Mo 2003	HA8	6.00	64	1.13	4	80	4	0.00314	5.9	0.30	87	0.00	174	40.7	2.04	6.90	1	
40	Mo 2003	HB8	6.00	64	1.13	4	80	4	0.00314	6.1	0.31	77	0.00	176	42.7	2.14	7.00	1	





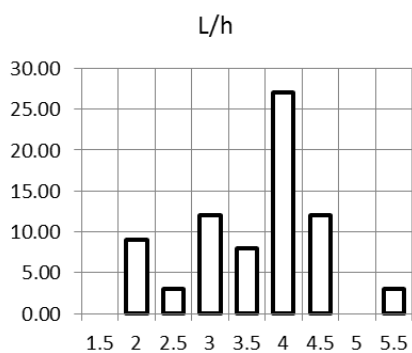
## C.2 Eksperimentalna baza: Pomen oznak

- type* ..... tip prereza *R*: pravokoten; *C* krožni  
*L* ..... dolžina stebra, oz. strižni razpon  $M/V$  [mm]  
*h* (*D*) ..... višina prereza, v primeru kroga zunanji premer [mm]  
*L/h* ..... indeks strižnega razpona  
*h'* (*D'*) ..... dimenzija luknje v smeri obremenjevanja, v primeru kroga notranji premer [mm]  
*w* ..... širina prereza [mm]  
*w'* ..... dimenzija luknje pravokotno na smer obremenjevanja [mm]  
*t<sub>h</sub>* ..... debelina pasnice [mm]  
*t<sub>w</sub>* ..... debelina stojine, t.j. ene stene [mm]  
*h'/t<sub>h</sub>* ..... razmerje med notranjo dimenzijo luknje v smeri obremenjevanja in debelino pasnice  
*A<sub>c</sub>* ..... površina prereza [mm<sup>2</sup>]  
*P* ..... osna sila [kN]  
 $v=P/A_c f_c$  ..... osna sila normirana z  $A_c f_c$   
*f<sub>c</sub>* ..... tlačna trdnost betona na valju [MPa]  
*E<sub>s</sub>* ..... elastični modul vzdolžne armature [GPa]  
*f<sub>y</sub>* ..... meja tečenja vzdolžne armature [MPa]  
*f<sub>su</sub>* ..... natezna trdnost vzdolžne armature [MPa]  
*ε<sub>sh</sub>* ..... deformacija na koncu plastičnega platoja vzdolžne armature (glej sliko 2.16)  
*ε<sub>su</sub>* ..... deformacija pri maksimalni napetosti  
*E<sub>sh</sub>* ..... elastični modul stremenske armature [GPa]  
*f<sub>yw</sub>* ..... meja tečenja stremenske armature [MPa]  
*d<sub>bL</sub>* ..... premer vzdolžne armature [mm]  
*n<sub>L</sub>* ..... število vzdolžnih palic  
*ρ<sub>L</sub>* ..... delež vzdolžne armature [%]  
*d<sub>bw</sub>* ..... premer stremenske armature [mm]  
*s* ..... razdalja med stremeni [mm]  
*n* ..... *n* – strižno streme  
*ρ<sub>sw</sub>* ..... delež prečne armature  
*u* ..... pomik [mm]  
*θ* ..... zasuk [%]  
*F* ..... sila [kN]  
*Y* ..... označuje točko na meji tečenja  
*M* ..... označuje točko pri največji sili  
*U* ..... označuje točko pri padcu sile za 20% (porušitev)  
*failure type* ..... oznaka za tip porušitve: 1 upogib, 2 kombiniran upogib-strig, 3 strig

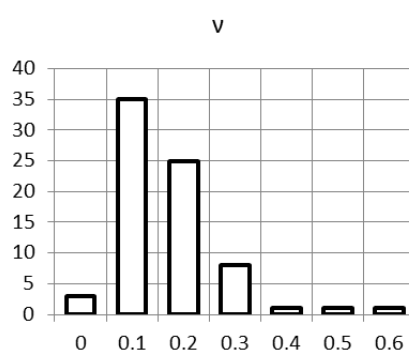


Slika C.1 Pomen geometrijskih parametrov  
Figure C.1 Geometric parameters

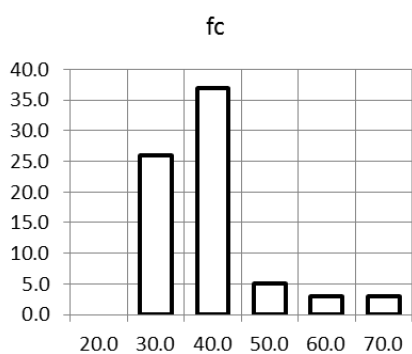
## C.2 Eksperimentalna baza: Lastnosti



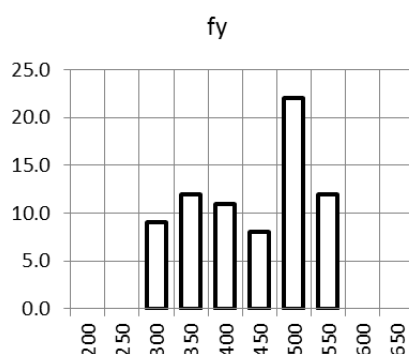
Indeks strižnega razpona med 1,5 in 5,5



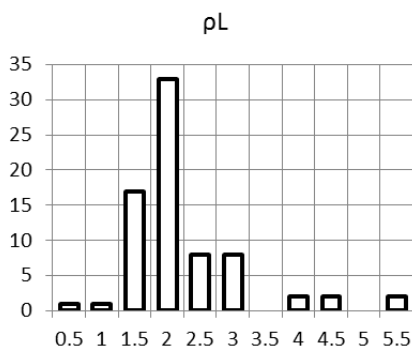
Nivo osne sile med 0,0 in 0,6



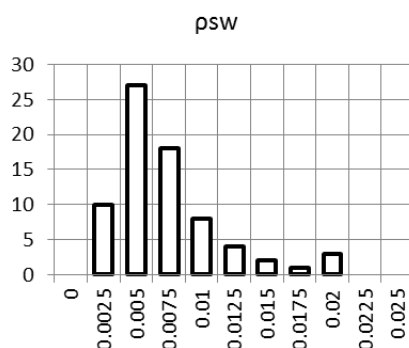
Tlačna trdnost betona med 30 in 70 MPa



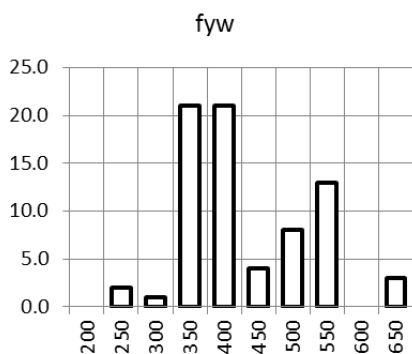
Meja tečenja vzdolžne armature med 300 in 550 MPa



Delež vzdolžne armature med 0,5 in 5,5 %



Delež prečne armature med 0,0025 in 0,02



Meja tečenja prečne armature med 250 in 650 MPa



## **Priloga D**

### **Podatki o viaduktih s stebri z I prerezom**

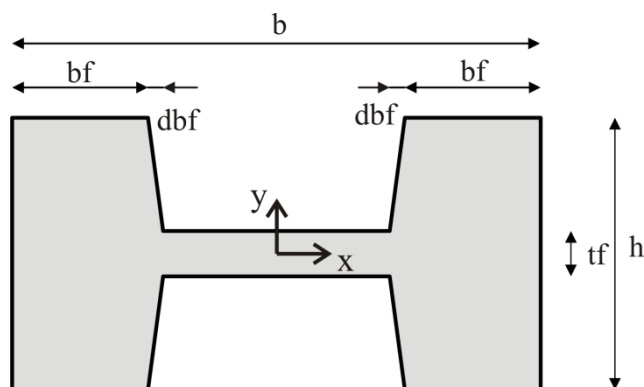
## D.1 Slovenija

V Sloveniji so viadukti s stebri z I (H) prerezom precej pogost pojav. V praksi so se uveljavili predvsem po 90. letu prejšnjega stoletja z začetkom Nacionalnega programa za izgradnjo avtocestnega omrežja. V preglednici D.1 so prikazani nekateri slovenski viadukti, ki smo jih upoštevali pri izbiri tipičnega viadukta, oz. tipičnega stebra z I prerezom. Prikazani so tako viadukti, pri katerih se horizontalna obtežba v vzdolžni smeri prenaša na vse stebre prek elastomernih ležišč (E) in viadukti pri katerih se horizontalna obtežba v vzdolžni smeri prenaša le na nekaj centralnih stebrov prek fiksnih ležišč (F). Pri izbiri prototipnega stebra smo upoštevali le viadukte s fiksnimi ležišči (nešrafirane vrstice v preglednici D.1).

**Preglednica D.1:** Slovenski viadukti z I stebri

**Table D.1:** Slovenian viaducts with I shaped piers

ID	Viadukt	Ležišča	leto	Ns	razponi(m)	dolžina (m)	$A_p$ (m <sup>2</sup> )	$L$ (m)	
								od	do
1	Bandera	E	1994					5	25
2	Barnica	E	2008					5.4	22.3
3	Bivje	F	2004	3	30.3+41.9+55.5+8x41.9+70.68+40.4=574	574		7.4	15
4	Bizovik	F	1998	2 3	26+3x33+26=148 26+2x33+26=180	148 180	9	8	15
5	Črni Mlinar	F	1999	2	32+4x48.5+32=258 32+3x48.5+32=209,5	258 209,5	9.06	6.3	11
6	Dragučova	E	2009				~ 9	5.5	16.9
7	Glinščica	E	2000					10	25
8	Goli vrh	E	1994					8	20
9	Ljubno	F	2007	2	26+9x33+26=316	316		5	30
10	Lešnica	E	2007				8.65	5.96	15.66
11	Mlake	E	2001					2	5
12	Ribnik	F	1999	3	29+8x37,5+29=358	358		6	13
13	Smelavec	E	2003					9.5	17.9
14	Šumljak	E	2005					6	18
15	Tržiška bistrica	F	2003	4	31.25+9*40+31.25=422.5	422,5		7	11
16	V6-4	E	2009				9.5	6.3	17
17	Vodole II	E	2009					2.3	17.25
18	Zlokarje	F	1999	2	27+36+45+45+36=189 36+3x45+36=207	189 207		5	8



**Slika D.1:** Pomen oznak za geometrijo I stebrov  
**Figure D.1:** Parameters in pier section geometry

**Preglednica D.1:** Slovenski viadukti z I stebri (nadaljevanje)  
**Table D.1:** Slovenian viaducts with I shaped piers (continued)

ID	Viadukt	$h$	$L/h$		$b_f$	$b$	$2b_f/b$	$t_f$	$db_f$
		(m)	od	do	(m)	(m)		(m)	(m)
1	Bandera	2.2	2.27	11.36	0.7	5	0.28	0.4	0
2	Barnica	2	2.70	11.15	1.2	4.5	0.53	0.5	0.35
3	Bivje	2.4	3.08	6.25	1.1	3.8	0.58	1	0.2
4	Bizovik	1.8	4.44	8.33	0.9	5	0.36	0.3	0.1
5	Črni Mlinar	2	3.15	5.50	1.3	5.5	0.47	0.4	0
6	Dragučova	2.4	2.29	7.04	1.1	3.5	0.63	1	0.15
7	Glinščica	2.6	3.85	9.62	0.7	4.2	0.33	0.4	0.3
8	Goli vrh	1.6	5.00	12.50	0.7	4	0.35	0.3	0.05
9	Ljubno	2.5	2.00	12.00	1.37	6.5	0.42	0.4	0.13
10	Lešnica	1.8	3.31	8.70	0.9	4	0.45	0.3	0.1
11	Mlake	1.8	1.11	2.78	1.2	5	0.48	0.4	0.1
12	Ribnik	1.8	3.33	7.22	0.8	3.6	0.44	0.4	0.4
13	Smelavec	2.4	3.96	7.46	0.9	5.5	0.33	0.4	0.4
14	Šumljak	1.4	4.29	12.86	0.9	4.6	0.39	0.4	0.1
15	Tržiška bistrica	2	3.50	5.50	1.3	4.4	0.59	0.4	0
16	V6-4	2.4	2.63	7.08	1.25	4.7	0.53	0.5	0.15
17	Vodole II	1.5	1.53	11.50	1.05	3.5	0.60	0.6	0.15
18	Zlokarje	1.8	2.78	4.44	1	5.4	0.37	0.3	0.1

**Preglednica D.1:** Slovenski viadukti z I stebri (nadaljevanje)  
**Table D.1:** Slovenian viaducts with I shaped piers (continued)

ID	Viadukt	$a_g/g$	$f_{ck}$	span	$\rho_t$	$A_c$	$I_c$	masa	k	N	v	T
			MPa	m				(ton)	(kN/m)	(kN)	$N/A_c f_{ck}$	(s)
1	Bandera	0.175	25	33		4.52				11900	0.105	
2	Barnica	0.175	25	45		6.38				15929	0.100	
3	Bivje	0.100	25	42		7.16	2.534	16359	178589	14235	0.080	1.90
4	Bizovik	0.250	25	32	1.2	4.35	0.875	5130	56944	10431	0.096	1.88
5	Črni Mlinar	0.175	25	48.5		6.36	1.733	5956	265136	15087	0.095	0.94
6	Dragučova	0.100	25	43	0.63	6.79				14694	0.087	
7	Glinščica	0.125	25	38		5.42				13838	0.102	
8	Goli vrh	0.175	25	26		3.09				8693	0.113	
9	Ljubno	0.175	25	30	1.15	8.63	3.568	9006	65903	14720	0.068	2.32
10	Lešnica	0.200	25	34		4.05				10936	0.108	
11	Mlake	0.225	25	33	0.55	5.50				9763	0.071	
12	Ribnik	0.175	25	37.5		4.24	0.778	10203	89788	11691	0.110	2.12
13	Smelavec	0.125	25	38		6.60				13404	0.081	
14	Šumljak	0.175	25	31		3.74				10208	0.109	
15	Tržiška bistrica	0.200	25	40		5.92	1.733	12041	235390	12628	0.085	1.42
16	V6-4	0.100	25	30	0.68	7.39				11389	0.062	
17	Vodole II	0.100	25	25	0.76	4.13				8654	0.084	
18	Zlokarje	0.175	25	45		4.77	0.972	5899	350397	13329	0.112	0.82

**Preglednica D.1: Slovenski viadukti z I stebri (nadaljevanje)**  
**Table D.1: Slovenian viaducts with I shaped piers (continued)**

ID	Viadukt	Prečna armatura					material
		s	stremena x	stremena y	$\rho_{sx}$	$\rho_{sy}$	
1	Bandera						
2	Barnica	0.2	2 $\phi$ 12	4 $\phi$ 12+8 $\phi$ 10	0.0022	0.0032	BSt 500 S
3	Bivje						
4	Bizovik	0.2	2 $\phi$ 14	4 $\phi$ 12+4 $\phi$ 10	0.0051	0.0021	RA400/500
5	Črni Mlinar						
6	Dragučova	0.2	2 $\phi$ 14+2 $\phi$ 10	4 $\phi$ 14+4 $\phi$ 10	0.0039	0.0042	BSt 500 S
7	Glinščica						
8	Goli vrh						
9	Ljubno						
10	Lešnica						
11	Mlake	0.15	2 $\phi$ 14	4 $\phi$ 14+4 $\phi$ 12	0.0077	0.0040	RA400/500
12	Ribnik						
13	Smelavec						
14	Šumljak						
15	Tržiška bistrica						
16	V6-4	0.2	2 $\phi$ 14	8 $\phi$ 14	0.0031	0.0025	BSt 500 S
17	Vodole II	0.2	2 $\phi$ 14	4 $\phi$ 14+4 $\phi$ 12	0.0026	0.0025	BSt 500 S
18	Zlokarje						

ID..... oznaka viadukta

Ležišča..... tip ležišča F – fiksno, E - elastomerno

leto..... leto izgradnje viadukta

Ns..... število stebrov na katere se prenaša horizontalna obtežba v vzdolžni smeri (za F viadukte)

dolžina..... dolžina viadukta (m)

 $A_p$ ..... površina preklade ( $m^2$ )

L..... dolžine stebrov (od do - m)

h..... višina prereza (m) (višina pasnice, glej sliko D.1)

L/h..... indeks strižnega razpona stebrov (od do)

 $b_f$ ..... širina pasnice (glej sliko D.1)

b..... širina prereza (glej sliko D.1)

 $2b_f/b$ ..... razmerje med širino tlačne cone in širino prereza $t_f$ ..... debelina stojine (glej sliko D.1) $db_f$ ..... razširitev pasnice (glej sliko D.1) $a_g/g$ ..... projektni pospešek tal na lokaciji viadukta $f_{ck}$ ..... karakteristična tlačna trdnost betona v stebrih (MPa)

span..... tipičen razpon (m)

 $\rho_l$ ..... delež vzdolžne armature v stebrih $A_c$ ..... površina prereza stebra ( $m^2$ ) $I_c$ ..... vztrajnostni moment stebra okrog šibke osi ( $m^4$ )

masa..... ocenjena masa preklade (ton)

k..... ocenjena togost konstrukcije (kN/m)

N..... ocenjena osna sila v stebrih (kN)

v..... normirana osna sila ( $N/f_{ck}/A_c$ )

T..... ocenjen nihajni čas konstrukcije v vzdolžni smeri (s)

s..... razmik med stremeni (m)

 $\rho_{sx}$ ..... delež stremen v smeri x ( $A_{sxw}/b/s$ ) $\rho_{sy}$ ..... delež stremen v smeri y ( $A_{syw}/b/s$ )

## D.2 Evropa

### Preglednica D.2: Evropski viadukti z I stebri (nadaljevanje)

Table D.2: European viaducts with I shaped piers (continued)

ID	Objekt	leto	Država	Tip. razp.	Krajni razpon	Dolžina	Dolžina stebrov
1	Arnoya viaduct	1998	Španija	45		945	
2	Autoban brücke Podelsatz		Nemčija	30			
3	Barbantes viaduct	1998	Španija	54	40.5	359(40.5-5x54-45)	
4	Bergeres viaduct		Francija	65	42.5		33
5	Dessau mulde bridge	1998	Nemčija	44			
6	Dorfbach viaduct		Nemčija	45			50
7	Gebergrund bridge		Nemčija	45	30	288(30-38-4x45-40)	35
8	Gersbechtel brücke		Nemčija				
9	Hallerbach viaduct		Nemčija	40	23	992(2x32-23x40)	34
10	Haselbachtalbrücke	2004	Nemčija	70	45	502	40
11	Hopfenbachtalbrücke	2003	Nemčija	40		280	
12	Hubert Touya bridge		Francija	72	36		
13	Itzlalbrücke	2007	Nemčija	58	49	852(49.0-13x58.0-49.0)	30
14	Jules Verne viaduct	1987	Francija	50.5		943	
15	Jules Verne viaduct	2002	Francija	50	41.5	943(41.5-14x50.5-2x53.1-...-41.50)	10 - 21
16	Kinzig viaduct	1994	Nemčija	51	40	2x985	
17	Leuke viaduct	2006	Nemčija	55	36.5	218(36.5-45-55-45-36.5)	35
18	Macon viaduct		Francija				
19	Münchberg viaduct	2000	Nemčija	52	44	494.5(44.25+7x52+43+43.25)	~ 15
20	Nahetal	2007	Nemčija	52	35	435.0(44.0-6x52.0-44.0-35.0)	~ 30
21	Saale bridge at Weisenfels	1997	Nemčija	50		791.70/786.10	
22	Sant Bartomeu viaduct	1996	Španija	50		337	~ 48
23	Schafstalgrund Bridge	2002	Nemčija	49	40	524.60(40.00-9x49.40-40.00)	24.0 - 57.0
24	Scherenbusch Bridge	2003	Nemčija	~30		325	
25	Schindgraben viaduct	2002	Nemčija	47.5	46.5	2x464.00(46.5-8x47.50-46.50)	14.0 - 48.0
26	Schnaittach viaduct	1998	Nemčija			1139.60/1287.60	
27	Schwarzbachtal Viaduct	1999	Nemčija	45	27	352/322(35-6x47-35/35-5x45-35-27)	~ 71
28	Strothe Viaduct	1992	Nemčija	41	29	393.0(29.00-8x41.25-34.00)	
29	Sulzbach	2007	Nemčija	48	38	268(38.00-4x48.00-38.00)	
38	Talbrücke Steinbruch	2002	Nemčija	46.5	47.5	464(46,50+8x47,50+46,50)	50
30	Talbrücke Zeitgrund	1997	Nemčija	40	33	253	
31	Thalwasser talbrücke		Nemčija				
32	Tintry viaduct (TGV)	1979	Francija			ca.425	
33	Viaduc de la Nuec	1985	Francija	51	25	303.5(25-35-4x51-39.5)	51
34	Viaduc de l'Oli	1978	Francija	41		617(9x41+)	55
35	Viaduc de l'Oli	1985	Francija	41	24	624.2 (29.5-24.2-6x40.75-8x40.75)	~ 55
36	Wenneman viaduct	1996	Nemčija	41	23	413.50	3.3- 13
37	Werra Valley Bridge at Eisfeld	2002	Nemčija	50	41	432 (41-7x50-41)	~ 24





## **Priloga E**

### **Kontaktnelement za simuliranje trkov v programu OpenSees**

## E.1 Kontaktni element

Trenje je prisotno v vseh mehanskih sistemih kjer lahko pride do stikov med sosednjimi elementi in čeprav je bilo obširno raziskovano že pred stoletji, mu raziskovalci tudi dandanes posvečajo precejšno pozornost, predvsem z namenom razvoja čim učinkovitejših analitičnih modelov, s katerimi lahko modeliramo različne kontaktne probleme v različnih industrijskih panogah, npr. v robotiki, avtomobilski in računalniški industriji...

Tudi v potresnem inženirstvu se je izkazalo, da je ustrezno modeliranje trkov izrednega pomena, saj lahko trki med močnim potresom povzročijo večje potresne zahteve od pričakovanih. Pregled stavb po znamenitem potresu v Mehiki leta 1985 je pokazal, da je prišlo do trkov v več kot 40% porušenih, oz. hudo poškodovanih stavb, od tega so bili trki kot glavni vzrok porušitve navedeni v 15% porušenih stavb (Bertero 1987). Tudi pregled mostov poškodovanih v nedavnih potresih (ZDA 1994, Japonska 1995, Turčija 1999, Tajvan 1999 in Indija 2001...) je opozoril na posledice trkov med sosednjimi elementi. Trki so posledica asinhronega nihanja dveh sosednjih konstrukcij, kar je izrazit problem predvsem v primeru različno visokih objektov. Trki lahko v tem primeru še dodatno povečajo potresne zahteve, ki lahko vodijo tudi do krhkih porušitev. Trki med posameznimi zavornimi enotami ali med prekladno konstrukcijo in krajnimi oporniki v vzdolžni smeri lahko npr. povzročijo zdrs prekladne konstrukcije z ležišč ali poškodbe oz. porušitev krajnih opornikov, po drugi strani pa je bilo pokazano tudi, da lahko trki med sosednjima enako visokima konstrukcijama (npr. med dvema vzporednima viaduktoma) tudi ugodno vplivajo na potresni odziv (Priestley *et al.* 1996a).

Tudi eksperimentalne preiskave mostov, ki so jih izvedli na potresnih mizah na univerzi v Renu so pokazale, da lahko vpliv trkov in trenja med prekladno konstrukcijo in krajnimi oporniki precej spremeni potresni odziv mostu in posledično potresnih zahtev v stebrih, še posebej v primeru kratkih in srednje dolgih mostov (Saiidi 2008).

Večina študij potresnega odziva premostitvenih konstrukcij zajema zgolj vpliv trkov med elementi v vzdolžni smeri, torej med sosednjimi zavornimi enotami, oz. med prekladami in oporniki (Jankowski *et al.* 1998; Malhotra 1998; Kim in Shinozuka 2003; Muthukumar 2003; Wang in Shih 2007). V takih primerih se trke najpogosteje modelira z uporabo kontaktnih elementov, ki nosijo zgolj v tlaku in pri katerih lahko predpišemo velikost začetne rege (Slika E.2a). Le redke študije (npr. Zhu *et al.* 2002) so upoštevale tudi vpliv trenja med sosednjima elementoma v času, ko je rega zaprta.

Z namenom ocene vpliva trkov in morebitnega trenja med sosednjimi elementi smo v programski sistem OpenSees (McKenna *et al.* 2008) vgradili preprost kontaktni element. Pri tem smo predpostavili enostavno, t.i. »point-to-point« formulacijo elementa, pri katerem predpišemo kateri 2 točki se eventualno lahko dotakneta. Shema elementa in vhodni podatki za program OpenSees so prikazani na sliki E.1. Vhodni podatki za element so velikost rege (angl. gap), togost ( $kN$ ) in meja tečenja ( $fY$ ) v vzdolžni smeri, togost v prečni smeri ( $kT$  - običajno velika številka) in koeficient trenja ( $\mu$ ).

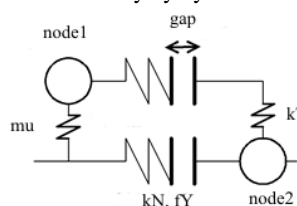
Kot dodaten parameter lahko podamo tudi orientacijo elementa, in sicer z ukazom *-orient*, podobno kot pri klasičnih elementih ničelne dolžine (angl. zero length), ki so vgrajeni v OpenSees. V primeru, da ne podamo orientacije je element orientiran v skladu z globalnimi osmi. Veljavni ukazi za izpis rezultatov pri definiciji t.i. objekta »ElementRecorder« so *'force'*, *'defo'*, *'defoANDforce'* in *'stiff'*, torej enaki kot pri elementu *zeroLength*.

Deformacija v elementu je izračunana kot razlika med pomikoma vozlišč:

$$\Delta u = u_2 - u_1.$$

element **Abutment** id node1 node2 gap kN fY kT mu <-orient x1 x2 x3 y1 y2 y3>

id.....unique element object tag  
node1..first node (slave)  
node2..last node (master)  
gap.....gap size  
kN..... normal stiffness  
fY.....normal yield force  
kT.....transverse stiffness  
mu.....friction coefficient



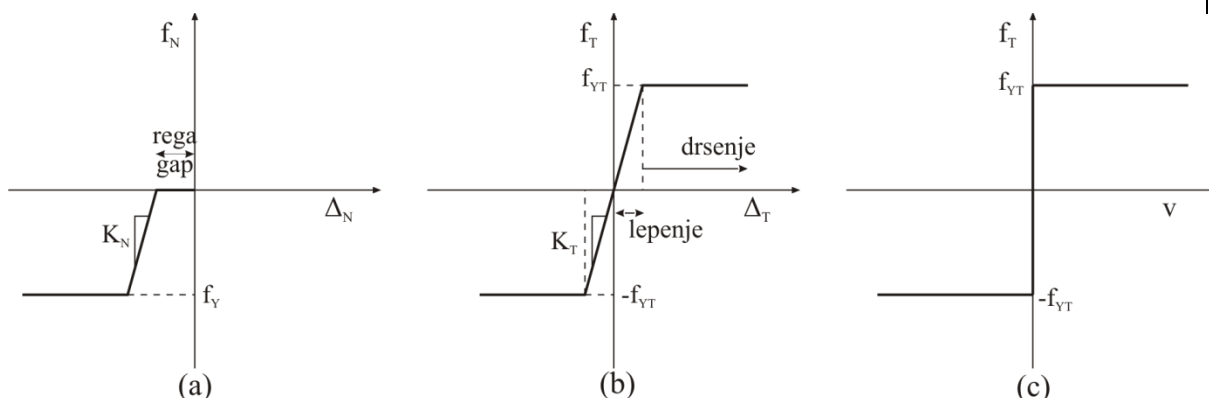
**Slika E.1:** Shema kontaktnega elementa – vzdolžna vzmet deluje kot stikalo za prečno vzmet  
**Figure E.1:** Element scheme - spring in normal direction acts like a switch for transverse direction

Element je torej definiran tako, da je deformacija pozitivna, če se vozlišče 2 oddalji od vozlišča 1 v smeri lokalne osi x, t.j. ko se rega se odpira, in negativna v obratnem primeru. Vozlišče 2 ima torej vlogo gospodarja (angl. master node), vozlišče 1 pa vlogo sužnja (angl. slave node), zato moramo biti vedno pozorni na orientacijo.

V vzdolžni smeri se element obnaša kot običajen elasto-plastičen element z rego (angl. elastic-perfectly-plastic gap element). V primeru, ko je rega odprta, v prečni smeri ni nobene reakcije, ko pa se rega odpre, se obnaša po v skladu s Coulombovim zakonom trenja, t.j. pri konstantni osni sili se obnaša kot elasto-plastičen material, kjer je meja tečenja določena kot:

$$f_{YT} = \mu \cdot f_N$$

za začetno togost pa se upošteva vrednost  $kT$ . Pri tem ne ločimo med t.i. silama lepenja in drsenja.



**Slika E.2:** Zveza med normalno silo in pomikom (a); zveza med prečno silo in prečnim pomikom ( $f_{YT}=\mu f_N$ ) (b); zveza med prečno silo in hitrostjo v prečni smeri (c)

**Figure E.2:** Normal force - normal displacement relationship (a); Transverse force - transverse displacement relationship ( $f_{YT}=\mu f_N$ ) (b); Transverse force - velocity relationship (c)

Prečno silo (silo trenja) v elementu lahko zapišemo kot:

$$fT = \begin{cases} f(v) & , \text{ če } v \neq 0; \\ k_T \cdot w & , \text{ če } v = 0 \text{ in } |k_T \cdot w| \leq |f_{YT}| \\ \text{sign}(k_T \cdot w) \cdot f_{YT} & \text{sicer} \end{cases}$$

Trenutna verzija elementa je sicer namenjena le za 2D kontaktne probleme, vendar to ne pomeni, da elementa ne moremo uporabiti v 3D modelih. Po definiciji je prva prostostna stopnja osni pomik, druga pa pomik v prečni smeri. Kljub imenu, t.j. *Abutment*, lahko opisani element uporabljamo tudi za splošne kontaktne probleme s trenjem (npr. za drsna ležišča, ali stike med zavornimi enotami).



## **Priloga F**

### **DVD**