

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



PODIPLOMSKI ŠTUDIJ
GRADBENIŠTVA

DOKTORSKI ŠTUDIJ

Kandidat:

KLEMEN REJEC, univ. dipl. inž. grad.

**NEELASTIČNO STRIŽNO OBNAŠANJE
ARMIRANOBETONSKIH STEN
PRI POTRESNEM VPLIVU**

Doktorska disertacija štev.: 217

**INELASTIC SHEAR BEHAVIOUR OF RC
STRUCTURAL WALLS
UNDER SEISMIC CONDITIONS**

Doctoral thesis No.: 217

Soglasje k temi doktorske disertacije je dala Komisija za doktorski študij UL 23. redni seji dne 9. julija 2009 in za mentorja imenovala prof. dr. Mateja Fischingerja.

Ljubljana, 12. oktober 2011

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



Komisijo za oceno ustreznosti teme doktorske disertacije v sestavi

- doc. dr. Matjaž Dolšek,
- izr. prof. dr. Vojko Kilar, UL FA,
- prof. dr. Mehmed Čaušević, Građevinski fakultet Sveučilišta u Rijeci.

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

Komisijo za oceno doktorske disertacije v sestavi

- prof. dr. Vladimir Sigmund, Sveučilište J. J. Strossmayera u Osijeku,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- izr. prof. dr. Tatjana Isaković.

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 22. redni seji
dne 22. junija 2011.

Komisijo za zagovor doktorske disertacije v sestavi

- prof. dr. Matjaž Mikoš, dekan UL FGG, predsednik,
- prof. dr. Matej Fischinger, mentor,
- prof. dr. Vladimir Sigmund, Sveučilište J. J. Strossmayera u Osijeku,
- izr. prof. dr. Matjaž Dolšek,
- izr. prof. dr. Tatjana Isaković.

je imenoval Senat Fakultete za gradbeništvo in geodezijo na 23. redni seji
dne 28. septembra 2011.

Univerza
v Ljubljani

Fakulteta za
*gradbeništvo in
geodezijo*



IZJAVA O AVTORSTVU

Podpisani **KLEMEN REJEC, univ. dipl. inž. grad.**, izjavljam, da sem avtor doktorske disertacije z naslovom: »**NEELASTIČNO STRIŽNO OBNAŠANJE ARMIRANOBETONSKIH STEN PRI POTRESNEM VPLIVU**«.

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

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

Ljubljana, 12. oktober 2011

.....
(podpis)

BIBLIOGRAFSKO-DOKUMENTACIJSKA STRAN IN IZVLEČEK

UDK: 624.042.7(043.3)
Avtor: Klemen Rejec
Mentor: prof. dr. Matej Fischinger
Naslov: Neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu
Obseg in oprema: 354 str., 31 pregl., 285 sl., 328 en.
Ključne besede: armiranobetonske stene, neelastično strižno obnašanje AB elementov, potresni vpliv, neelastična analiza časovnega odziva, interakcija $N-M-V$, Evrokod 8, faktorji povečanja strižnih sil, vezne grede, potresno tveganje AB sten

Izvleček

Kot glavni prispevek doktorske disertacije je bil razvit izviren analitičen model za opis neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih sten pri potresnem vplivu.

Na podlagi širšega pregleda literature, ki obravnava tako eksperimentalne rezultate kot matematične opise obnašanja armiranobetonskih (AB) elementov pri potresnem vplivu, so bili podrobno razčlenjeni mehanizmi strižnega deformiranja in prenosa strižnih sil v armiranobetonskih stenah. Ugotovitve so bile uporabljene pri izpeljavi novega analitičnega modela, ki je osnovan na makro elementu z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM). MVLEM-u je bilo dodano večje število vodoravnih vzmeti, ki ponazarjajo strižno obnašanje elementa, pri čemer se je obnašanje le-teh povežalo s pomiki v navpičnih vzmeteh. Tako je bila dosežena medsebojna povezava med strižnim, upogibnim in osnim obnašanjem elementa. Konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti so bila določena na podlagi matematičnih opisov mehanizmov prenosa strižnih sil v AB elementih iz literature. Nov element je bil vgrajen v programsko okolje za analizo gradbenih konstrukcij OpenSees. Element je bil verificiran z eksperimentalnimi rezultati, ki so bili dobljeni na stenastem preizkušancu velikega merila na potresni mizi. V disertaciji je predstavljena tudi študija potresnega tveganja vzorčnih armiranobetonskih sten, pri čemer je bil uporabljen nov element.

Vzporedno z osrednjo nalogo je bila opravljena še kritična analiza Evrokodovega postopka za določitev projektnih potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah. Temeljito je bilo raziskano ozadje povečanja strižnih sil v stenah zaradi pojava plastifikacije ob vpetju, katero je potrebno upoštevati pri načrtovanju potresno odpornih stenastih konstrukcij. Ugotovljeno je bilo, da je mogoče obstoječe Evrokodove postopke izboljšati. Predlagani so bili izvorni izboljšani postopki, ki omogočajo varnejše in gospodarnejše načrtovanje zgradb.

BIBLIOGRAPHIC-DOCUMENTALISTIC INFORMATION AND ABSTRACT

UDC: 624.042.7(043.3)
Author: Klemen Rejec
Supervisor: Prof. Matej Fischinger, Ph.D.
Title: Inelastic shear behaviour of RC structural walls under seismic conditions
Scope and tools: 354 pp., 31 tab., 285 fig., 328 eq.
Keywords: reinforced concrete walls, inelastic shear behaviour of RC elements, seismic load, inelastic response history analyses, *N-M-V* interaction, Eurocode 8, shear magnification factors, coupling beams, seismic risk of RC walls

Abstract

The main contribution of the Ph. D. thesis consists in the development of an original analytical model for inelastic shear behaviour of reinforced concrete walls under seismic conditions.

A wide review of literature, which consists of experimental results and mathematical models representing seismic behaviour of reinforced concrete (RC) elements, was made in order to identify the shear deformation and load transfer mechanisms in RC walls. The findings were utilized for the development of a new analytical model, which is based on the multi-vertical-line-element-model (MVLEM). The MVLEM was upgraded by adding multiple horizontal springs representing shear behaviour, which were linked to the displacements in vertical springs. Thus the interconnection between axial, flexural and shear behaviour was achieved. The constitutive rules for horizontal springs were set according to the mathematical models of shear transfer mechanisms found in the literature. The new element was implemented into up-to-date software for seismic analyses of buildings OpenSees. The experimental results of a large scale wall specimen tested on shake table were used in order to verify the reliability of the element. Further, the new element was utilised for a probabilistic study to assess the seismic risk of exemplar RC walls.

Parallel to the main task, a critical review of Eurocode 8 procedures for determining the seismic shear demand in RC walls was made. The sources of shear magnification in RC walls, which must be accounted in the seismic design, were investigated. The results of a large parametric study demonstrated that the valid Eurocode 8 procedure needs some corrections, thus an enhanced procedure was proposed.

ZAHVALA

Rad bi se zahvalil svojemu mentorju prof. dr. Mateju Fischingerju, ki mi je zaupal in tako omogočil staž mladega raziskovalca. Iskreno sem mu hvaležen za svetovanje, potrpežljivost in spodbudo pri raziskivanju.

Zahvaljujem se tudi izr. prof. dr. Tatjani Isaković in izr. prof. dr. Matjažu Dolšku, ki sta bila vedno pripravljena deliti svoje znanje in izkušnje. Posebej cenim nesebično pomoč in prijetno delovno vzdušje, ki so mi jo nudili sedanji in bivši sodelavci na IKPIR. Hvaležen sem tudi za vso tehnično podporo osebja Fakultete za gradbeništvo in geodezijo.

Hvala staršem, bratu in ostalim sorodnikom za vso podporo v času trajanja študija. Hvala za vse spodbudne besede in materialno pomoč. Posebna zahvala gre vsem prijateljem, ki mi že vrsto let zvesto stojijo ob strani.

»Ta stran je namenoma prazna«

KAZALO VSEBINE

1	UVOD	1
1.1	Splošno o delu v sklopu disertacije	1
1.2	Zasnova naloge	4
2	KRAJŠI PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU	9
3	RAZVOJ NOVEGA ANALITIČNEGA MODELA ZA ARMIRANOBETONSKE STENE Z UPOŠTEVANJEM MEDSEBOJNE POVEZAVE <i>N-M-V</i>	15
3.1	Splošno o analitičnem modeliranju armiranobetonskih sten pri potresni obtežbi	15
3.2	Makro element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM)	19
3.3	Izpeljava togostne matrike elementa z več navpičnimi vzmetmi za reševanje problemov v ravnini	22
3.4	Postopek izračuna notranjih sil MVLEM elementa	28
3.5	Izhodišča pri formulaciji novega makro modela za potresno analizo armiranobetonskih sten	31
3.6	Izbor modela za analitičen opis strižnega deformiranja armiranobetonskih sten	32
3.7	Opis upogibnega in strižnega deformiranja klasičnega MVLEM-a	34
3.8	Opis deformiranja in opredelitev lokacije vodoravnih vzmeti v novem elementu	38
3.9	Količine, ki vplivajo na kapaciteto mehanizmov v razpokah	40
3.10	Račun pomikov v razpokah	41
3.10.1	Dejanski razpored razpok v armiranobetonskih stenah pri potresni obtežbi	41
3.10.2	Predpostavljen razpored razpok v novem analitičnem modelu	44
3.10.3	Definicija območij razpokanega armiranobetonskega elementa	47
3.10.4	Opredelitev pomikov v razpoki in kota razpoke v novem modelu ter opis procedure s katero se upošteva interakcija <i>N-M-V</i> v novem analitičnem modelu	49
3.10.5	Zveze med pomiki vozlišč novega elementa in pomiki v razpoki	53
3.10.6	Določitev razdalje med razpokami, ki se pojavijo na steni	64
3.10.7	Zveze med pomiki vozlišč in pomiki v razpokah v elementih z več razpokami	68
3.10.8	Določanje efektivnega števila razpok	71
3.10.9	Opredelitev trenutnega računskega kota razpok oz. opredelitev trenutne pozicije vodoravnih vzmeti	75
4	OPIS MEHANIZMOV PRENOSA STRIŽNIH SIL V ARMIRANOBETONSKIH STENAH	85
4.1	Moznični mehanizem vzdolžne armature	86
4.2	Mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpoki	93
4.2.1	Model po Walravnu in Reinhardt	96
4.2.2	Model Okamura-Maekawa	101
4.2.3	Model Lai-Vecchio	105
4.3	Prenos strižnih sil s horizontalno (strižno) armaturo	108
5	IZPELJAVA KINEMATIČNIH IN RAVNOTEŽNIH ENAČB NOVEGA MAKRO ELEMENTA IN OPREDELITEV KONSTITUTIVNIH ZAKONOV ZA VODORAVNE VZMETI	119
5.1	Opis novega analitičnega modela za armiranobetonske stene	119
5.2	Izpeljava togostne matrike novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v ravnini	121
5.3	Izračun pomikov in sil v vzmeteh novega elementa	129
5.4	Opis novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v prostoru	131
5.5	Izpeljava togostne matrike novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v prostoru	132

5.6	Izračun pomikov in sil v vzmeteh prostorskega elementa	137
5.7	Konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti	140
5.7.1	Pravila za moznične vzmeti	141
5.7.2	Pravila za vzmeti mehanizma zaklinjanja zrn agregata	144
5.7.3	Pravila za vzmeti prispevka vodoravne armature	150
6	POVZETEK ZNAČILNOSTI NOVEGA ELEMENTA IN DODATNI NAPOTKI ZA UPORABO	157
6.1	Strnjen opis značilnosti novega elementa	157
6.2	Napotki glede vzdolžne razdelitve modelirane stene na več elementov	160
7	PRESKUŠANJE NOVEGA ELEMENTA Z EKSPERIMENTALNIMI REZULTATI – STENA Z ODPRTINAMI VELIKEGA MERILA PREIZKUŠENA NA POTRESNI MIZI	169
7.1	Opis preizkušanca	169
7.2	Opis računskega modela	173
7.2.1	Izračun karakteristik vodoravnih vzmeti	174
7.3	Četrta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,42 g$; $a_{g,max,Y} = 0,33 g$)	179
7.3.1	Globalni odziv – prečna sila ob vpetju	180
7.3.2	Globalni odziv – pomik na vrhu stene	181
7.3.3	Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti	182
7.3.4	Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti	184
7.3.5	Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti	186
7.3.6	Lokalni odziv – pomiki v razpokah	186
7.4	Peta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,42 g$; $a_{g,max,Y} = 0,73 g$)	188
7.4.1	Globalni odziv – prečna sila ob vpetju	189
7.4.2	Globalni odziv – pomik na vrhu stene	190
7.4.3	Lokalni odziv – pomiki v razpokah	192
7.4.4	Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti	193
7.4.5	Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti	195
7.4.6	Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti	197
7.4.7	Splošna ocena računske analize pete faze obremenjevanja	197
7.5	Šesta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,52 g$; $a_{g,max,Y} = 1,02 g$)	198
7.5.1	Globalni odziv- prečna sila ob vpetju	199
7.5.2	Lokalni odziv – pomiki v razpokah	200
7.5.3	Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti	202
7.5.4	Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti	203
7.5.5	Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti	205
7.5.6	Splošna ocena računske analize šeste faze obremenjevanja	206
7.6	Analiza šeste faze obremenjevanja brez upoštevanja dušenja proporcionalnega togosti	206
7.6.1	Globalni odziv- prečna sila ob vpetju	207
7.6.2	Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti	207
7.6.3	Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti	209
7.7	Analiza šeste faze ob upoštevanju izčrpanja nosilnosti vodoravnih palic in moznikov	210
7.8	Zaključki poglavja	213
8	OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ARMIRANOBETONSKIH STEN Z UPORABO VERJETNOSTNE METODE	215
8.1	Teoretične osnove metodologije študije	216
8.1.1	Metoda na osnovi pomikov	216
8.1.2	Metoda na osnovi intenzitete	218
8.1.3	Statistična analiza rezultatov	219
8.2	Konstrukcije in analitični modeli	219
8.3	Predpostavke računa	225
8.3.1	Mere za poškodovanost konstrukcije	226

8.3.2	Izbor akceleroogramov za inkrementno analizo časovnega odziva	226
8.3.3	Funkcije potresne nevarnosti	228
8.4	Izračun frekvence porušitve	230
8.4.1	IDA krivulje	230
8.4.2	Metoda na osnovi pomikov	235
8.4.3	Ovrednotenje rezultatov metode na osnovi pomikov	238
8.4.4	Metoda na osnovi intenzitet	240
8.4.5	Rezultati metode na osnovi intenzitet in njihovo ovrednotenje	242
8.5	Razlogi za dodatno nosilnost sten	244
8.6	Zaključki študije potresnega tveganja	245
9	POTRESNO OBNAŠANJE GRED IN MEDETAŽNIH PLOŠČ, KI POVEZUJEJO STENE	247
9.1	Nosilni mehanizem veznih elementov med stenami	248
9.2	Postopek v Evrokodu 8-1	250
9.3	Priporočila po Paulayju in Priestleyju (1992)	251
9.4	Izrazi za izračun efektivne širine v medetažni plošči	255
9.5	Predlog postopka za izračun nosilnosti kratkih veznih gred	257
9.6	Zaključki poglavja	263
10	VREDNOTENJE EVROKODOVEGA POSTOPKA ZA IZRAČUN POVEČANJA POTRESNIH STRIŽNIH SIL V AB STENAH ZARADI PLASTIFIKACIJE OB VPETJU	265
10.1	Splošno o računu projektnih potresnih sil v armiranobetonskih sten po Evrokodu 8	265
10.1.1	Izračun zahtev za upogibno nosilnost	265
10.1.2	Izračun potrebne duktilnosti na mestu plastičnega členka	266
10.1.3	Izračun zahtev za strižno nosilnost	267
10.2	Povečanje potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah	269
10.2.1	Splošno o pojavu	269
10.2.2	Dejavniki, ki vplivajo na povečanje strižnih sil	270
10.3	Uvod v študijo vrednotenja Evrokodovega postopka	272
10.4	Pregled dela tujih avtorjev	273
10.4.1	Rutenberg in Nsieri (2006)	273
10.4.2	Kappos in Antoniadis (2007)	274
10.4.3	Priestleyjeva raziskovalna skupina	274
10.5	Keintzlova enačba za izračun faktorja povečanja strižnih sil	274
10.6	Parametrična študija amplifikacije strigov v stenah, ki so načrtovane na visoko stopnjo duktilnosti po Evrokodovih predpisih	277
10.6.1	Območje veljavnosti rezultatov	277
10.6.2	Načrtovanje sten	278
10.6.3	Označba sten in njihove lastnosti	279
10.6.4	Analitični modeli in parametri analize	281
10.6.5	Izbor akceleroogramov	282
10.6.6	Rezultati analize – dejanski faktorji povečanja potresnih strižnih sil ob vpetju sten	283
10.6.7	Verifikacija Evrokodovega postopka za izračun povečanja potresnih strižnih sil v DCH stenah	285
10.6.8	Verifikacija prvotnega Keintzlovega postopka	286
10.6.9	Izboljšava Evrokodovega postopka za izračun projektnih potresnih strižnih sil v DCH stenah	288
10.6.10	Druga faza raziskave DCH konzolnih sten - razširitev vzorca sten na 72 različic	293
10.7	Parametrična študija amplifikacije strigov v stenah, ki so načrtovane na srednjo stopnjo duktilnosti po Evrokodovih predpisih	298
10.8	Študija amplifikacije strigov v stenah, ki so del stenastega sistema z več stenami različnih dolžin	301
10.8.1	Opis prerazporeditve potresnih sil v stenastih sistemih s stenami različnih dolžin	302

10.8.2	Računski modeli za načrtovanje sten in račun faktorjev povečanja	304
10.8.3	Načrtovanje sistemov z dvema stenama	305
10.8.4	Potresne strižne sile v sistemih z dvema stenama in verifikacija poenostavljenih postopkov	307
10.8.5	Poenostavljen postopek za določitev potresnih strižnih sil v stenah, ki so del stenastega sistema z različno dolgimi stenami	310
10.8.6	Analiza stenastega sistema s tremi različno dolgimi stenami	312
10.9	Študija amplifikacije potresnih strižnih sil v stenah z odprtini	314
10.9.1	Odpornost na prevrnitev stene z odprtini	316
10.9.2	Projektne potresne strižne sile v stenah z odprtini	317
10.9.3	Opis dejanske amplifikacije potresnih sil v slopih sten z odprtini	317
10.9.4	Poenostavljen postopek za izračun potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtini	319
10.9.5	Računski primeri sten z odprtini in verifikacija poenostavljenih postopkov izračuna potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtini	320
10.9.6	Grafična predstavitev rezultatov in zaključki	327
10.10	Potresne strižne zahteve po višini več etažnih konzolnih sten	329
10.11	Dodatek k poglavju: Strižne sile in upogibni momenti v upogibnem kontinuurnem konzolnem nosilcu	333
11	ZAKLJUČEK	335
12	POVZETEK	339
13	SUMMARY	343
	VIRI	347

KAZALO PREGLEDNIC

Preglednica 4.1:	Vrednosti $v_{ci,max}$ po enačbi (4.20) za betone različnih trdnosti pri zaprti razpoki ($w=0$)	101
Preglednica 7.1:	Trdnostne lastnosti jekla vgrajenega v preizkušane	171
Preglednica 7.2:	Karakteristike vzmeti HSD _y	176
Preglednica 7.3:	Karakteristike vzmeti HSA _y	178
Preglednica 8.1:	Potresne obremenitve na steni za študijo potresnega tveganja (sile so izračunane z modalno analizo s spektri odziva)	221
Preglednica 8.2:	Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni <i>eps_10</i>	222
Preglednica 8.3:	Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni <i>eps_15</i>	223
Preglednica 8.4:	Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni <i>eps_nov</i>	224
Preglednica 8.5:	Seznam akcelrogramov, ki so bili uporabljeni v neelastičnih dinamičnih analizah	227
Preglednica 8.6:	Največji pospeški temeljnih tal za območje mesta Ljubljane za različne povratne dobe	229
Preglednica 8.7:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 1,0\%$)	238
Preglednica 8.8:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 2,0\%$)	238
Preglednica 8.9:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 4,0\%$)	238
Preglednica 8.10:	Območja sprejemljivosti za verjetnosti prekoračitve mejnega stanja	239
Preglednica 8.11:	Verjetnost prekoračitve mejnega stanja obravnavanih sten v obdobju 50 let P_f^{50} in razvrstitev v območja sprejemljivosti. Verjetnosti so izračunane z metodo na osnovi pomikov	240
Preglednica 8.12:	Najmanjše vrednosti PGA po akcelrogramih pri katerih je doseženo posamezno privzeto mejno stanje v računskem modelu <i>eps_10</i>	241
Preglednica 8.13:	Najmanjše vrednosti PGA po akcelrogramih pri katerih je doseženo posamezno opredeljeno mejno stanje v računskem modelu <i>eps_15</i>	241
Preglednica 8.14:	Najmanjše vrednosti PGA po akcelrogramih pri katerih je doseženo posamezno opredeljeno mejno stanje v računskem modelu <i>eps_nov</i>	242
Preglednica 8.15:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 1,0\%$)	243
Preglednica 8.16:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju srednje duktilne vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 2,0\%$)	243

Preglednica 8.17:	Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju srednje duktilne vodoravne armature ($\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$)	244
Preglednica 9.1:	Pravila za izračun sodelujoče širine plošč (delujejo kot pasice gred), ki so podane v členu 5.4.3.1.1(3) Evrokoda 8-1	251
Preglednica 9.2:	Ocene nosilnosti medetažnih povezav (greda + plošča) preizkušanca, ki je bil testiran v Lizboni	262
Preglednica 10.1:	Data regarding the analysed wall system with three unequal walls: Lengths of walls l_w ; base shears and moments obtained by modal analyses with response spectrum; flexural resistances at the bases and overstrength factors	313
Preglednica 10.2:	Prečne sile in faktorji amplifikacije ob vpetjih sten sistema s tremi različnimi stenami	313
Preglednica 10.3:	Primerjava med dejanskimi prečnimi silami ob vpetju sten v sistemu s tremi stenami in silami, ki so bile dobljene s poenostavljenimi postopki	314
Preglednica 10.4:	Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov $SZO_{20e_{05EI}}$ in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov	322
Preglednica 10.5:	Results of inelastic analysis of $SZO_{20e_{1y}}$ models and comparison with shears obtained by simplified methods	324
Preglednica 10.6:	Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov $SZO_{12e_{05EI}}$ in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov	325
Preglednica 10.7:	Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov $SZO_{12e_{1y}}$ in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov	327
Preglednica 10.8:	Vrednosti $m(z_i)$ za 4, 6, 8, 12, 16 in 20 etažne stene	331

LIST OF TABLES

Table 4.1:	$v_{ci,max}$ ($w=0$) according to eq. (4.20) for standard strength concretes	101
Table 7.1:	Characteristics of the steel utilized in the specimen	171
Table 7.2:	Properties of HSD _y springs	176
Table 7.3:	Properties of HSA _y springs	178
Table 8.1:	Seismic forces in the wall which was studied in the risk analyses (the forces were obtained by modal analyses with response spectrum)	221
Table 8.2:	Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall <i>eps_10</i>	222
Table 8.3:	Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall <i>eps_15</i>	223
Table 8.4:	Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall <i>eps_nov</i>	224
Table 8.5:	List of accelerograms utilized in inelastic analyses	227
Table 8.6:	Maximal ground accelerations with different return periods for Ljubljana area	229
Table 8.7:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering brittle horizontal bars ($\epsilon_{hs,u} = 1.0\%$)	238
Table 8.8:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering horizontal bars with $\epsilon_{hs,u} = 2.0\%$	238
Table 8.9:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering ductile horizontal bars ($\epsilon_{hs,u} = 4.0\%$)	238
Table 8.10:	Intervals of acceptance for probabilities of exceeding a limit state	239
Table 8.11:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach sorted by intervals of acceptance	240
Table 8.12:	Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in <i>eps_10</i> model	241
Table 8.13:	Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in <i>eps_15</i> model	241
Table 8.14:	Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in <i>eps_nov</i> model	242
Table 8.15:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering brittle horizontal bars ($\epsilon_{hs,u} = 1.0\%$)	243
Table 8.16:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering horizontal bars with $\epsilon_{hs,u} = 2.0\%$	243
Table 8.17:	Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering ductile horizontal bars ($\epsilon_{hs,u} = 4.0\%$)	244

Table 9.1:	Effective flange width b_{eff} according to article 5.4.3.1.1(3) in Eurocode 8-1	251
Table 9.2:	Estimation of coupling resistance of the specimen tested in Lisbon	262
Table 10.1:	Podatki o stenah v obravnavnem stenastem sistemu tremi stenami: Dolžine sten; strižne sile in momenti ob vpetju iz modalne analize s spektri odziva; upogibne nosilnosti in faktorji dodatne upogibne nosilnosti ob vpetju sten	313
Table 10.2:	Base shears an amplification factor in wall system containing three unequal walls	313
Table 10.3:	Comparison between actual base shear forces in system containing three walls and shears obtained by simplified procedures	314
Table 10.4:	Results of inelastic analysis of $SZO_{20e_{05EI}}$ models and comparison with shears obtained by simplified methods	322
Table 10.5:	Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov $SZO_{20e_{1y}}$ in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov	324
Table 10.6:	Results of inelastic analysis of $SZO_{12e_{05EI}}$ models and comparison with shears obtained by simplified methods	325
Table 10.7:	Results of inelastic analysis of $SZO_{12e_{1y}}$ models and comparison with shears obtained by simplified methods	327
Table 10.8:	Values $m(z_i)$ for 4, 6, 8, 12, 16 in 20 storey walls	331

KAZALO SLIK

Slika 3.1: Dviganje AB stene med nastopom horizontalne obtežbe, ki ga z grednim elementom ne zajamemo: (a) Pomik grednega elementa pri zasuku v spodnjem vozlišču; (b) Dejanski pomiki AB stene pri zasuku v spodnjem vozlišču	16
Slika 3.2: Makro element s tremi navpičnimi vzmetmi – TVLEM (Kabeyasawa et al., 1982). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 9	17
Slika 3.3: Makro element z več navpični vzmetmi - MVLEM (Vulcano et al., 1988). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 13	17
Slika 3.4: Histerezna pravila za: (a) navpične vzmeti in (b) horizontalno vzmet modificiranega MVLEM (Fischinger et al., 1990). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 16	18
Slika 3.5: Shema makro elementa v več navpičnimi vzmetmi in oznake za izračun parametrov (lastnosti) vzmeti	19
Slika 3.6: Diagram sila-pomik za navpične vzmeti MVLEM-a, kot je definiran v enoosnem materialu <i>VertSpringType2</i> v programskem okolju OpenSees (slika iz Kante, 2005, stran 95)	20
Slika 3.7: Diagram sila-pomik za vodoravno vzmet MVLEM-a, kot je definiran v enoosnem materialu <i>ShearSlipHysteresis</i> v programskem okolju OpenSees (slika iz Kante, 2005, stran 99)	21
Slika 3.8: Telesne prostostne stopnje MVLEM-a in splošna deformacijska oblika elementa	22
Slika 3.9: Raztezki vzmeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri prve prostostne stopnje: Vse navpične vzmeti se raztegnejo za enoto, v vodoravni vzmeti ni deformacij.	24
Slika 3.10: Raztezki vzmeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri druge prostostne stopnje (vozlišče <i>i</i> se proti urno zavrti za enoto): Navpične vzmeti z negativno koordinato z_i se raztegnejo, navpične vzmeti s pozitivno koordinato z_i se skrčijo; vodoravna vzmet se skrči.	25
Slika 3.11: Raztezki vzmeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri tretje prostostne stopnje (vozlišče <i>j</i> se proti urno zavrti za enoto): Navpične vzmeti z negativno koordinato z_i se raztegnejo, navpične vzmeti s pozitivno koordinato z_i se skrčijo; vodoravna vzmet se skrči.	26
Slika 3.12: Usmerjenost MVLEM-a v globalnem koordinatnem sistemu (definicija kota α). Na sliki je prikazan nedeformiran element	27
Slika 3.13: Vozliščni pomiki v glavnem koordinatnem sistemu pri usmerjenosti elementa $\alpha=90^\circ$	28
Slika 3.14: Zveze med deformacijami v vzmeteh in pomikih v vozliščih: (a) Deformacija navpične vzmeti; (b) Deformacija vodoravne vzmeti	29
Slika 3.15: Notranje sile MVLEM-a zapisane v: (a) lokalnem koordinatnem sistemu in (b) globalnem koordinatnem sistemu	30
Slika 3.16: Modeli razporedov strižnih deformacij/pomikov v armiranobetonskih elementih/panelih: (a) Model z razmazanimi razpokami; (b) Model z diskretnimi pomiki na mestu razpok; (c) Kombiniran model; (slika iz Vecchio in Lai, 2004, stran 292)	33
Slika 3.17: Razdelitev prečnega pomika MVLEM-a na strižno in upogibno komponento	35
Slika 3.18: Vpliv parametra <i>c</i> na upogibno in strižno deformacijsko obliko MVLEM-a	36
Slika 3.19: Primerjava med strižno deformacijsko linijo MVLEM-a in modelom diskretne razporeditve strižnih deformacij	37

Slika 3.20: Težišče ukrivljenosti upogibno obremenjenega linijskega elementa	37
Slika 3.21: Modeliranje preproste enoetažne konzolne stene z elementom z več vodoravnimi vzmetmi	38
Slika 3.22: Pomik kinematičnega modela novega elementa pri obremenitvi s prečno silo	39
Slika 3.23: Deformacijska oblika betonskih delov med razpokami, kot je predvidena v novem modelu: dovoljeno je samo deformiranje zaradi upogibnih obremenitev	39
Slika 3.24: Opredelitev mesta nastanka razpoke v novem elementu s parametrom c	40
Slika 3.25: Določitev stanja v i -ti vodoravni vzmeti na podlagi pomika in usmerjenosti razpoke na mestu lamele i	41
Slika 3.26: Razpoke armiranobetonskega stebra, ki je bil preizkušen na Zavodu za gradb. Slovenije v okviru projekta SAFECAST (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)	42
Slika 3.27: Vzorec razpok v prvi etaži več etažne stene, ki je bila preizkušena na UCSD (slika iz Panagiotou et al., 2007b, stran 39)	42
Slika 3.28: Potek vzdolžnih osnih in strižnih deformacij po prečnem prerezu razpokanega armiranobetonskega stenastega elementa ter s tem povezano spreminjanje kota razpoke po dolžini elementa	43
Slika 3.29: Potek strižnih in upogibnih deformacij prereza po višini in dolžini stenastega elementa. Potek deformacij narekuje smer razpok	44
Slika 3.30: Predpostavljen potek razpok v novem analitičnem modelu	45
Slika 3.31: Prva etaža pet etažne stenaste konstrukcije, ki je bila preizkušena v okviru projekta ECOLEADER (foto Peter Kante)	45
Slika 3.32: Poškodbe na stenah stanovanjske zgradbe v L'Aquili (Italija) po potresu leta 2009	46
Slika 3.33: Strižni zdrs ob vpetju armiranobetonskega stebra, ki je bil preizkušen na Zavodu za gradbeništvo v okviru projekta SAFECAST (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)	46
Slika 3.34: Območja armiranobetonskega panela: razpoke in šipe	47
Slika 3.35: Opredelitev območij razpoke	48
Slika 3.36: Geometrijski parametri in deli armiranobetonskega panela	48
Slika 3.37: Opredelitev kota razpoke θ_{cr} in ravnine razpoke	49
Slika 3.38: Opredelitev predznaka kota razpoke θ_{cr}	50
Slika 3.39: Opredelitev pomika razpoke na izbranem mestu $T_{cr,i}$	50
Slika 3.40: Definicija koordinate ξ , ki poteka vzdolž dolžine razpoke	51
Slika 3.41: Razdelitev $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti δ_i (zamik) in w_i (razmik)	52
Slika 3.42: Razdelitev $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$	53
Slika 3.43: Definicija središča razpoke T_{cr}	54
Slika 3.44: Relativen zasuk med zgornjim in spodnjim delom stene pri elementu z eno razpoko	54
Slika 3.45: Negativna vrednost razmika razpoka ($w \leq 0$) pomeni, da je razpoka zaprta	55
Slika 3.46: Pomik zaprte razpoke ($w_i \leq 0$)	55
Slika 3.47: Pomiki dela stene ob razpoki (a) v primeru: (b) nateznega pomika pravokotno na razpoko; (c) tlačnega pomika pravokotno na razpoko	56

Slika 3.48: Vzorčni stenast element za pomoč pri izpeljavi zvez med pomiki vozlišč in pomiki razpok	56
Slika 3.49: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v prvi prostostni stopnji ($\Delta u \neq 0$)	57
Slika 3.50: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v drugi prostostni stopnji ($\Delta \varphi_1 \neq 0$)	58
Slika 3.51: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v tretji prostostni stopnji ($\Delta \varphi_2 \neq 0$)	58
Slika 3.52: Razmerje med pomikom središča razpoke $\{u_{cr,T}\}$ in pomikom razpoke na mestu lamele i	60
Slika 3.53: Komponente vektorja normale na razpoko	61
Slika 3.54: Enotski vektorji v smeri $\vec{u}_{cr,i}$	62
Slika 3.55: Opredelitev kota α_i (a) in opredelitev predznaka kota α_i (b)	63
Slika 3.56: Izračun zamika δ_i in razmika w_i s pomočjo kota α_i	64
Slika 3.57: Pomiki v razpokah armiranobetonskega panela z: (a) eno razpoko in (b) štirimi razpokami	65
Slika 3.58: Parametri armiranobetonskega panela, ki vplivajo na število razpok	66
Slika 3.59: Pomen oznak v CEB-ovih formulah za izračun razdalje med razpokami: (a) razdalja med razpokami pod poljubnim kotom; (b) razdalja med vodoravnimi razpokami in (c) razdalja med navpičnimi razpokami	67
Slika 3.60: Dejanska in po CEB-u izračunana mreža razpok v stojini H stene, ki je bila preizkušena v okviru projekta ECOLEADER (foto Peter Kante)	68
Slika 3.64: Pomiki v razpokah v panelu z več razpokami: (a) nedeformiran panel; (b) pomiki v razpokah pri pomiku v prvi prostostni stopnji makro elementa ($\Delta u \neq 0$); (c) pomiki v razpokah pri pomiku v drugi prostostni stopnji makro elementa ($\Delta \varphi_1 \neq 0$); (d) pomiki v razpokah pri pomiku v tretji prostostni stopnji makro elementa ($\Delta \varphi_2 \neq 0$)	70
Slika 3.65: Vloga parametra c v elementu z več razpokami	71
Slika 3.61: Opredelitev dolžine razpoke a_{cr} v primeru: (a) neravne razpoke in (b) ravne razpoke	72
Slika 3.62: Opredelitev polne dolžine razpoke $a_{cr,full}$	73
Slika 3.63 Primer izračuna efektivnega števila razpok armiranobetonskega panela	74
Slika 3.66: Pretvorba pomikov lamele i na ekvivalentne povprečne vzdolžne in prečne deformacije	76
Slika 3.67: Deformacijsko stanje v i -ti lameli ponazorjeno z Mohrovim krogom	77
Slika 3.68: Potek razpoke na podlagi vzdolžnih in strižnih deformacij prereza stene in idealiziran potek razpok, ki ga uporabi nov makro model pri določanju strižnih karakteristik	78
Slika 3.69: Spreminjanje računskega kota razpoke v steni z večanje vodoravne obtežbe	79
Slika 3.70: $\theta_{cr,max}$ na steni stanovanjske stavbe v L'Aquila (Italija)	80
Slika 3.71: Kot $\theta_{cr,max}$ na steni z $h_w < l_w$	81
Slika 3.72: Potek razpok v spodnji etaži preizkušanca CAMUS. Ker je $h_w < l_w$, na kot razpok vplivajo robni pogoji (medetažne plošče) in je zato manjši od 45° (foto Fischinger et al., 2002a, stran 21)	81

Slika 3.73: $\theta_{cr,max}$ v slopih sten z odprtinami	82
Slika 3.74: $\theta_{cr,max}$ pri stenah z odprtinami: $\theta_{cr,max}$ v slopih stene ECOLEADER (foto P. Kante)	82
Slika 3.75: Vzorca razpok na modelu kratkega škatlastega mostnega stebra (Bevc et al., 2006). Zgoraj: stanje preizkušanca po eni izmed zgodnejših faz obremenjevanja; Spodaj: stanje po eni izmed kasnejših faz obremenjevanja (slika povzeta iz Bevc et al., 2006, stran B12 in B14)	83
Slika 4.1: Mehanizmi prenosa prečne sile čez razpoko klasično konstruirane armiranobetonske stene	85
Slika 4.2: Mehanizmi prenosa strižnih sil v razpokah armiranobetonskih elementov: (a) striženje vzdolžnih palic; (b) raztegovanje prečnih palic; (c) zaklinjanje zrn agregata zaradi neravne površine razpoke	86
Slika 4.3: Deformacijska oblika vzdolžne armature v območju razpoke, ki deluje kot moznik	87
Slika 4.4: Prečni prerez stika med moznikom in betonom na območju sidrne dolžine moznika	87
Slika 4.5: Oblika zveze $V_d - w_z$ po Millard in Johnson (1984)	89
Slika 4.6: Analitični model moznika kot linijskega elementa na Winklerjevih vzmeteh, ki ponazarjajo deformabilnost betonske podlage	89
Slika 4.7: Elasto-plastična zveza $V_d - w_z$, kot jo predlagajo Dei Poli s sodelavci (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987)	90
Slika 4.8: Deformacijska linija moznika pri velikih razmikih razpoke	91
Slika 4.9: Histerezno obnašanje navpične armaturne palice, ki deluje kot moznik za prenos strižnih sil v razpoki armiranobetonskega elementa, kot ga posredno predlagajo Dei Poli in drugi (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987)	92
Slika 4.10: Ovalizacija sidrne luknje moznika pri ciklični obtežbi	92
Slika 4.11: Zaklinjanje zrn agregata v razpoki	94
Slika 4.12: Zaklinjanje zrn agregata v razpoki pri večjem razmiku w	95
Slika 4.13: Usmerjenost napetosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata v_a (pravokotno na ravnino razpoke, t.j. v smeri zamika δ)	96
Slika 4.14: Shematičen prikaz odnosa $v_{ci} - \delta$ pri različnih w kot ga predvideva model Walraven - Reinhardt (1981) brez upoštevanja začetnega zdrsa	97
Slika 4.15: Začetni zdrs preden se mehanizem zaklinjanja zrn aktivira, kot je opredeljen v modelu Walraven-Reinhardt	97
Slika 4.16: Vrednost začetnega zdrsa $\delta_{a,init}$ [mm] v odvisnosti od razmika v razpoki w za nekaj običajnih vrednosti tlačne trdnosti betona	98
Slika 4.17: Silo zaklinjanja zrn agregata se lahko formulira v odvisnosti od normalne sile, t.j. model s količnikom trenja (slika levo); ali v odvisnosti od razmika razpoke (ugodnejše za vgradnjo v element za potresne analize)	99
Slika 4.18: Razmerje med v_{ci} in δ (pri konstantnem w) lahko opredelimo z bilinearnim diagramom	99
Slika 4.19: Krivulja, ki predstavlja manjšanje strižne napetosti med zrni v razpoki z večanjem razmika v razpoki po modelu Walraven- Reinhardt (1981)	100
Slika 4.20: Prostorska ploskev, ki ponazarja Walraven-Reinhardtov model zveze med $\delta - w - v_{ci}$ za beton s tlačno trdnostjo 25 MPa	100

Slika 4.21: Manjšanje $v_{ci,max}$ pri betonu z $f_c=25$ MPa v odvisnosti od razmika razpoke w za tri različne vrednosti premera zrn agregata a	102
Slika 4.22.: Razmerje med $v_{ci,max}$ pri $w=a$ in $v_{ci,max}$ pri $w=0,0$ za betone različne trdnosti in z različnimi premeri največjih zrn agregata	102
Slika 4.23: Odnos $v_{ci} - \delta$ pri konstanti vrednosti w kot je privzet v modelu Okamura-Maekawa	103
Slika 4.24: Odnos $v_{ci} - w$ pri različnih vrednostih zamika δ po modelu Okamura-Maekawa za beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm	104
Slika 4.25: Ploskev v prostoru, ki ponazarja vpliv razmika razpoke w in zamika δ na v_{ci} , kot je opredeljen v modelu Okamura-Maekawa (v izvrednotenju je bil uporabljen beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm)	104
Slika 4.26: Odnos $v_{ci} - \delta$ ($w=konst.$) po modelu Lai-Vecchio in njegova idealizacija z bilinearnim diagramom	106
Slika 4.27: Odnos $v_{ci} - w$ pri različnih vrednostih zamika δ po modelu Lai-Vecchio za beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm	107
Slika 4.28: Ploskev v prostoru, ki ponazarja vpliv razmika razpok w na odnos $v_{ci} - \delta$, kot je zajet v modelu Lai-Vecchio (v izvrednotenju je bil uporabljen beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm)	107
Slika 4.29: Prenos strižne sile od prijemališča do vpetja konzolne stene	108
Slika 4.30: Število aktiviranih vodoravnih palic pri prenosu strižne sile je odvisno od kota razpoke	109
Slika 4.31: Podroben vpogled v mehanizem prenosa strižnih sil z vodoravnimi palicami: pomik v palicah na mestu razpoke δ_s je enak prečni komponenti pomika v razpoki w_z	110
Slika 4.32: Pomik δ_s je enak seštevku izvlekov vodoravne palice iz kompaktnih delov betona	111
Slika 4.33: Ravnotežje med silo v vodoravni palici in sidrnimi napetostmi	111
Slika 4.34: Potek napetosti in deformacij vzdolž sidrne dolžine vodoravne palice: (a) potek sidrnih napetosti je konstanten; (b) potek osnih napetosti v palici je linearen; (c) potek osnih deformacij v palici je linearen	112
Slika 4.35: Privzet odnos med silo v vodoravni palici na mestu razpoke in pomikom/izvlekom palice na mestu razpoke	113
Slika 4.36: Potek deformacij vzdolž vodoravne palice ob razpoki, ob pojavu plastičnih deformacij	113
Slika 4.37: Deformacije v vodoravnih palicah na območju šip, ko je vodoravna razdalja med razpokami $s_{cr,hor}$ večja od dvakratne dolžine sidranja horizontalne palice $l_{s,b}$	114
Slika 4.38: Deformacije v vodoravnih palicah na območju šip, ko je vodoravna razdalja med razpokami $s_{cr,hor}$ manjša od dvakratne dolžine sidranja horizontalne palice $l_{s,b}$	115
Slika 4.39: Opredelitev horizontalne/prečne razdalje med razpokami	116
Slika 4.40: Razpored deformacij vzdolž vodoravne palice na območju sidranja v primeru, da je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$	116
Slika 4.41: Konstantni razpored deformacij vzdolž vodoravne palice	117
Slika 5.1: Shema novega makro elementa za analizo armiranobetonskih sten: razporeditev vodoravnih in navpičnih vzmeti	120
Slika 5.2: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} = 0,0$. V vseh horizontalnih vzmeteh se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{e1}\}$ izvrši enak pomik	122

Slika 5.3: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} > 0,0$. V horizontalnih vzmeteh se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ izvrši različen pomik	122
Slika 5.4: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} < 0,0$. V horizontalnih vzmeteh se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ izvrši različen pomik	123
Slika 5.5: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v prvi lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta u=1,0$	124
Slika 5.6: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v drugi lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta \varphi_1=1,0$ pri $\theta_{cr} > 0,0$	125
Slika 5.7: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v tretji lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta \varphi_2=1,0$ pri $\theta_{cr} > 0,0$	127
Slika 5.8: Zveze med pomiki v vzmeteh in pomikih v vozliščih: (a) Pomik navpične vzmeti; (b) Pomik vodoravne vzmeti pri $n_{cr,eff}=1$	130
Slika 5.9: Telesni koordinatni sistem in lokalne prostostne stopnje prostorskega MVLEM-a	132
Slika 5.10: Proces transformacije pomikov vozlišč v globalnem koordinatnem sistemu v prostostne stopnje prostorskega makro elementa	138
Slika 5.11: Notranje sile prostorskega MVLEM-a	140
Slika 5.12: Obnašanje vzmeti HS_i lahko interpretiramo kot skupno obnašanje treh vzmeti, ki predstavljajo tri mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok	141
Slika 5.13: Shema z oznakami za določitev vhodnih parametrov moznične vzmeti, ki pripada i -ti lameli (HSD_i)	142
Slika 5.14: Ovojnica in histerezna pravila moznične vzmeti	143
Slika 5.15: Moznična učinkovitost vzdolžnih palic (glede na pozicijo v prerezu in glede na smer obremenjevanja)	144
Slika 5.16: Oblika histereze i -te vodoravne vzmeti pri konstantni vrednosti razmika w_i , ki ponazarja mehanizem prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn agregata v razpoki	145
Slika 5.17: Idealiziran odnos vpliva razmika razpoke w_i na območju lamele i na kapaciteto (silo, togost) mehanizma zaklinjanja zrn agregata v lameli i	146
Slika 5.18: V »idealizirani« razpoki efektivnost zaklinjanja zrn agregata pade na nič, ko $w_i \geq a_{ag,max}$	147
Slika 5.19: Prostorska ploskev, ki ponazarja del ovojnice odnosa $V_{HSA,i} - u_{HSA,i} - w_i$, ki je privzet pri opredelitvi obnašanja vodoravnih vzmeti HSA_i	147
Slika 5.20: Smer sile mehanizma zaklinjanja zrn agregata	149
Slika 5.21: Shema z oznakami za določitev vhodnih parametrov vzmeti vodoravne armature, ki pripada i -ti lameli (HSS_i)	151
Slika 5.22: Oznake dimenzij in ploščin razpoke na območju kjer prečka lamelo i	151
Slika 5.23: Zgoraj: konstitutivni diagram za vzmeti HSS_i ; Sredina: primer spreminja θ_{cr} v odvisnosti od $u_{HSS,i}$; Spodaj: sheme, ki prikazujejo količino vodoravne armature, ki jo prečka razpoka na območju lamele i pri različnih kotih razpoke	153
Slika 5.24: Dejanski konstitutivni diagram za vzmeti HSS_i (črtkana črta) in poenostavljen konstitutivni diagram, ki je vgrajen v OpenSees-ovo programsko kodo novega elementa (polna črta)	154

Slika 5.25: Meritve enega izmed merilnih lističev na vodoravni armaturi palice preizkušanca, ki je bil testiran na Zavodu za gradbeništvo Slovenije in je ponazarjal kratki škatlast mostni steber (Bevc et al., 2006, stran B38)	155
Slika 6.1: Shema modela z $N-M-V$ povezavo za analizo armiranobetonskih sten (navpične vzmeti niso prikazane)	159
Slika 6.2: Levo: dejanski diagram ukrivljenosti (črtkana črta) v primeru linijskega elementa z elastičnim odzivom in linearnim potekom ukrivljenosti; Desno: dejanski diagram ukrivljenosti (črtkana črta) v primeru konzolnega linijskega elementa z koncentrirano plastifikacijo ob spodnjem vozlišču	161
Slika 6.3: Potek ukrivljenosti vzdolž armiranobetonskega elementa ob upoštevanju vpliva diagonalnih razpok (na sliki označeno z <i>shear spread of plasticity</i>) iz izvlek upogibne armature iz temelja (na sliki označeno z <i>yield penetration</i>). Slika je reproducirana po sliki 3.27 iz Paulay in Priestley (1992)	163
Slika 6.4: Modeliranje enoetažna stene z enim elementom: Levo: deformacijska oblika elementa v primeru tvorbe štirih upogibnih razpok (pretežno upogibno obnašanje elementa – vodoravne razpoke); Sredina: deformacijska oblika elementa v primeru tvorbe štirih upogibno-strižnih razpok (nagnjene razpoke); Desno: potek ukrivljenosti vzdolž elementa ob neupoštevanju vpliva nagnjenih razpok (črtkana črta) ter potek ukrivljenosti, ki je privzet v MVLEM-u (neprekinjena črta)	165
Slika 6.5: Modeliranje stene z enim novim elementom. Levo: v primeru pretežno upogibnega odziva element upošteva potek ukrivljenosti, ki velja za upogiben linijski element. Desno: v primeru izrazitejšega strižnega neelastičnega odziva se upošteva povečan diagram ukrivljenosti (slika 6.3)	165
Slika 6.6: Modeliranje enoetažna stene s štirimi elementi: Levo: deformacijska oblika elementov v primeru tvorbe štirih upogibnih razpok v steni (pretežno upogibno obnašanje elementa – vodoravne razpoke); Sredina: deformacijska oblika elementov v primeru tvorbe štirih upogibno-strižnih razpok v steni (nagnjene razpoke); Desno: potek ukrivljenosti vzdolž elementa ob neupoštevanju vpliva nagnjenih razpok (črtkana črta) ter potek ukrivljenosti, ki je privzeta v MVLEM (neprekinjena črta)	166
Slika 6.7: Povečan diagram ukrivljenosti v računskem modelu z več novimi elementi v primeru neelastičnega strižnega odziva stene	166
Slika 6.8: Računski model konzolne stene s šestimi elementi ob upoštevanju pahljačastega razporeda razpok ob vpetju	167
Slika 7.1: Model pet etažne prostorske stene, ki je bila preizkušena v LNEC laboratoriju v Lizboni (foto Peter Kante)	169
Slika 7.2: Dimenzije modelnega preizkušanca pet etažne prostorske stene	170
Slika 7.3: Tloris in prerez etaže modelnega preizkušanca (dimenzije so v centimetrih)	171
Slika 7.4: Shema armiranja prečnega prereza sten preizkušanca	172
Slika 7.5: Shema armiranja sten preizkušanca: (a) ravnina sten z odprtinami; (b) ravnina konzolnih sten	172
Slika 7.6: Geometrija prečnega prereza slopov z razdelitvijo na lamele	174
Slika 7.7: Število vodoravnih palic stojine, ki prečka razpoko pod kotom $\theta_{cr,max}$	175
Slika 7.8: Palice, ki sodelujejo pri mozničnem prenosu strižnih sil	176
Slika 7.9: Površina prereza slopov, ki sodeluje pri prenosu strižnih sil z zaklinjanjem zrn v razpoki	177

Slika 7.10: Širina preboja stojine skozi pasnico, ki se je zgodil med šesto fazo obremenjevanja (foto Peter Kante)	177
Slika 7.11: Razpoka s prelomljenimi zrna agregata	179
Slika 7.12: Razpokanost leve konzolne stene po četrti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	180
Slika 7.13: Razpokanost desne konzolne stene po četrti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	180
Slika 7.14: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in meritvami na eksperimentu	181
Slika 7.15: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in meritvami na eksperimentu	181
Slika 7.16: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)	182
Slika 7.17: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred, kot jo je določil Kante (2005)	182
Slika 7.18: Odziv HSA vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja	183
Slika 7.19: Odziv HSA vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja	184
Slika 7.20: Odziv HSD vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja	185
Slika 7.21: Odziv HSD vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja	185
Slika 7.22: Odziv HSS vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja	186
Slika 7.23: Odziv HSS vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja	186
Slika 7.24: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah desnega slopa v četrti fazi obremenjevanja	187
Slika 7.25: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v četrti fazi obremenjevanja	188
Slika 7.26: Razpoke na stojinah v prvi etaži po peti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	189
Slika 7.27: Razpokanost leve konzolne stene po peti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	189
Slika 7.28: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in beležbo na eksperimentu	190
Slika 7.29: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in zabeležko na eksperimentu	190
Slika 7.30: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)	191
Slika 7.31: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred, kot jo je določil Kante (2005)	191

Slika 7.32: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah desnega slopa v peti fazi obremenjevanja	192
Slika 7.33: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v peti fazi obremenjevanja	193
Slika 7.34: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja	194
Slika 7.35: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja	195
Slika 7.36: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja	196
Slika 7.37: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja	196
Slika 7.38: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja	197
Slika 7.39: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja	197
Slika 7.40: Razpoke na stojinah v prvi etaži po šesti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	198
Slika 7.41: Razpoke na pasnici desnega slopa po šesti fazi preizkusa (foto Peter Kante)	198
Slika 7.42: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in beležbo na eksperimentu	199
Slika 7.43: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in zabeležko na eksperimentu	200
Slika 7.44: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v šesti fazi	201
Slika 7.45: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v šesti fazi	201
Slika 7.46: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja	202
Slika 7.47: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja	203
Slika 7.48: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja	204
Slika 7.49: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja	204
Slika 7.50: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja	205
Slika 7.51: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja	205
Slika 7.52: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in meritvami eksperimenta	207
Slika 7.53: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti	208
Slika 7.54: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti	208
Slika 7.55: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti	209
Slika 7.56: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti	209
Slika 7.57: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami eksperimenta in rezultati dobljenimi z novim modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti	210
Slika 7.58: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim	

modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti, upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti efektivne in upoštevanju togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)	211
Slika 7.59: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti	212
Slika 7.60: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti	212
Slika 7.61: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti	213
Slika 7.62: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti	213
Slika 8.1: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene <i>eps_10</i>	222
Slika 8.2: Upogibni momenti iz modalne analize, projektni momenti in upogibna nosilnost stene <i>eps_10</i>	222
Slika 8.3: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene <i>eps_15</i>	223
Slika 8.4: Upogibni momenti iz modalne analize, projektni momenti in upogibna nosilnost stene <i>eps_15</i>	223
Slika 8.5: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene <i>eps_nov</i>	224
Slika 8.6: Upogibni momenti iz modalne analize, projektni momenti in upogibna nosilnost stene <i>eps_nov</i>	224
Slika 8.7: Elastični spektri pospeškov za izbrane akcelerograme (Dolšek, 2002) študije tveganja ob upoštevanju 5% dušenja (normirani na $a_{g,max}=1,0g$)	227
Slika 8.8: Akcelerogrami (Dolšek, 2002), ki so bili uporabljeni pri študiji tveganja	228
Slika 8.9: Funkcija potresne nevarnosti za območje mesta Ljubljane in tipa tal C	229
Slika 8.10: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_10</i>	231
Slika 8.11: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_15</i>	232
Slika 8.12: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_nov</i>	233
Slika 8.13: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_10</i>	234
Slika 8.14: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_15</i>	234
Slika 8.15: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom <i>eps_nov</i>	234

Slika 8.16: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela <i>eps_10</i> z metodo na osnovi po pomikih	236
Slika 8.17: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela <i>eps_15</i> z metodo na osnovi po pomikih	236
Slika 8.18: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela <i>eps_nas</i> z metodo na osnovi po pomikih	237
Slika 9.1: Mehanizmi prenosa strižnih sil v kratkih veznih gredah: (a) vezne grede z redko stremensko armaturo (del računске strižne nosilnosti je dodeljen betonu); (b) vezne grede z gosto stremensko armaturo (celotna računska strižna nosilnosti je dodeljena stremenom); (c) vezne grede z bidiagonalno armaturo. Slika je privzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 417	248
Slika 9.2: Razmerje med I_{eff}/I_g in normirano osno silo kot je zajeto v enačbi (9.4)	252
Slika 9.3: Razmerje med I_{eff}/I_g in h/l kot je zajeto v enačbah (9.5) in (9.6)	253
Slika 9.4: Sidrno območje diagonalne armature v vezni gredi. Slika je privzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 154	254
Slika 9.5: Prispevek medetažne plošče k nosilnosti vezne grede. Slika je povzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 420	255
Slika 9.6: Mehanizma prenosa prečne sile v kratki vezni gredi s ploščo: (a) mehanizem bidiagonalnih palic; (b) mehanizem tlačane diagonale v gredi in natezne vezi v plošči	259
Slika 9.7: Vpliv kota nagiba tlačene diagonale v vezni gredi (kot α) na ploščino prereza diagonale in na velikost navpične komponente sile v diagonali C: (a) manjši kot α pomeni večjo ploščino prereza diagonale in manjši navpični delež sile C; (b) večji kot α pomeni manjšo ploščino prereza diagonale in večji navpični delež sile C;	260
Slika 9.8: Oznake geometrijskih lastnosti vezne grede, ki so uporabljeni v enačbah novega postopka (a). Diagonala z naklonom $\alpha=\beta/2$ nudi največjo odpornost mehanizma prečne nosilnosti grede (b)	261
Slika 9.9: Časovni potek prečnih sil v veznih gredah V_b (po etažah) med: (a) četrto fazo obremenjevanja; (b) peto fazo obremenjevanja in (c) šesto fazo obremenjevanja	263
Slika 10.1: Ovojnica momentov za projektiranje vitkih sten (povzeto po sliki 5.3 v Evrokod 8-1, 2004, stran 91)	265
Slika 10.2: Ovojnica strižnih sil za načrtovanje sten v mešanih sistemih (povzeto po sliki 5.4 na strani 92 v Evrokodu 8-1, 2004)	268
Slika 10.3: Razporeditev vodoravnih potresnih sil v primeru stene, ki se odziva (a) elastično in (b) neelastično po pravilih načrtovanja nosilnosti	270
Slika 10.4: Znižanje spektralnega pospeška $S_a(T_1)$ zaradi povečanja T_1	271
Slika 10.5: Vplivna etažna površina ene stene v stenastem sistemu	278
Slika 10.6: Označbe DCH sten, ki so bile obravnavane v prvi fazi študije, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed} ; (a) Dolžine sten - l_w [m]; (b) Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; (c) Prvi in drugi nihajni časi; (d) Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; (e) Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed} .	280
Slika 10.7: Analitičen model za neelastične analize časovnega odziva s katerim je bilo raziskano povečanje potresnih strižnih sil v več etažnih DCH konzolnih stenah	282

Slika 10.8: Elastični spektri pospeškov (pri 5% dušenju) štirinajstih akceleroogramov, ki smo jih uporabili v študiji. Z odebeljeno črto je narisana še Evrokodov elastični spekter tla C in $a_g=0,25\cdot g$.	283
Slika 10.9: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v prvi fazi študije v odvisnosti od prvih nihajnih časov T_1	284
Slika 10.10: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v prvi fazi študije v odvisnosti od faktorja dodatne nosilnosti ω_{Rd}	285
Slika 10.11: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten	287
Slika 10.12: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1	287
Slika 10.13: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}	288
Slika 10.14: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten	290
Slika 10.15: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1	290
Slika 10.16: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}	291
Slika 10.17: Označbe DCH sten, ki so bile obravnavane v drugi fazi študije, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed} ; (a) Dolžine sten - l_w [m]; (b) Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; (c) Prvi in drugi nihajni časi; (d) Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; (e) Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed}	294
Slika 10.18: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v drugi fazi študije v odvisnosti od prvih nihajnih časov T_1	295
Slika 10.19: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v drugi fazi študije v odvisnosti od faktorja dodatne nosilnosti ω_{Rd}	295
Slika 10.20: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten	296
Slika 10.21: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1	297

- Slika 10.22: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd} 297
- Slika 10.23: Označbe obravnavanih DCM sten, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed} ; **(a)** Dolžine sten - l_w [m]; **(b)** Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; **(c)** Prvi in drugi nihajni časi; **(d)** Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; **(e)** Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed} . 299
- Slika 10.24: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten 300
- Slika 10.25: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1 300
- Slika 10.26: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd} 301
- Slika 10.27: Deformacijska linija več etažne upogibne konzolne stene: (a) deformacijska linija elastične stene; (b) deformacijska linija stene s plastičnim členkom ob vpetju 302
- Slika 10.28: Oblike momentnih in strižnih diagramov pri potresni obremenitvi stenastega sistema z dolgo in kratko steno: (a) elastični odziv sistema; (b) odziv po tvorbi plastičnega členka v daljši steni 303
- Slika 10.29 Računski model za stenaste sisteme z različno dolgimi stenami 305
- Slika 10.30: Geometrijski parametri analiziranih stenastih sistemov z dvema različno dolgima stenama: **(a)** Dolžine dolgih in kratkih sten - $l_{w,l.w.}$ in $l_{w,s.w.}$ [m]; **(b)** Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%] 306
- Slika 10.31: Karakteristike obravnavanih stenastih sistemov z dvema različno dolgima stenama, ki vplivajo na povečanje strižnih sil: **(a)** Nihajni časi T_1 in T_2 [s]; **(b)** Dodatne upogibne nosilnosti sten v sistemih 307
- Slika 10.32: Vrednosti dejanskega povečanja strižnih sil $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w.}'$ ob vpetju dolgih sten v stenastih sistemih z dvema različno dolgima stenama 307
- Slika 10.33: Vrednosti dejanskega povečanja strižnih sil $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w.}'$ ob vpetju kratkih sten v stenastih sistemih z dvema različno dolgima stenama 308
- Slika 10.34: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju dolgih sten v sistemih z dvema različno dolgima stenama 309
- Slika 10.35: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju kratkih sten v sistemih z dvema različno dolgima stenama 309
- Slika 10.36: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju kratkih (a) in dolgih sten (b) v sistemih z dvema različno dolgima stenama. Vrednosti so podane v odvisnosti od $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$ sistema 310

Slika 10.37: Potresne obremenitve v prvi etaži kratke stene, ki predstavljajo najbolj neugodno situacijo iz stališča strižnih obremenitev v kratki steni	311
Slika 10.38: Pomiki sistema z dvema stenama pri katerem dolga stena, ki je presegla mejo elastičnosti, narekuje deformacijsko linijo kratki steni, ki je v elastičnem območju	311
Slika 10.39: Neelastični mehanizem, značilen za stene z odprtinami, ki so načrtovane po metodi načrtovanja nosilnosti	315
Slika 10.40: Različici armiranja duktilnih kratkih veznih gred: (a) bidiagonalna armature (slika 5.12 iz Evrokoda 8-1); (b) enakomerna razporejena vzdolžna armatura (Wallace, 2007)	315
Slika 10.41: Razmerje $R_2(\eta_{F-r})$	320
Slika 10.42: Razmerje $\omega_{R,2}(\eta_{F-r})$	320
Slika 10.43: Potresne strižne sile (razmerja V_{Ed}/V_{NA}) na dnu slopov obravnavanih 20 etažnih sten z odprtinami, ki so bile izračunane z različnimi metodami (na vodoravni osi so oznake sten)	328
Slika 10.44: Potresne strižne sile (razmerja V_{Ed}/V_{NA}) na dnu slopov obravnavanih 12 etažnih sten z odprtinami, ki so bile izračunane z različnimi metodami	328
Slika 10.45: Primerjava višinskega poteka potresnih strižnih sil iz neelastične analize časovnega odziva V_{NA} z silami, ki so bile dobljene s poenostavljenim Keintzlovim postopkom $V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}$, za značilno 8 etažno steno ($l_w = 3,0$ m, $A_w/A_f = 1,5\%$)	330
Slika 10.46: Strižne sile V_{NA} , $V_{Ed,a}$ in $V_{Ed,a}(z)$ za 6 izbranih primerov sten iz prve faze študije DCH sten	332
Slika 10.47: Razporeditev normiranih upogibnih momentov (a) in normiranih prečnih sil (b) po višini kontinuirnih upogibnih elastičnih konzolnih nosilcev ter razmerje med strižnimi silami druge/višjih nihajnih oblik glede na strige prvi nihajne oblike	333

LIST OF FIGURES

Fig. 3.1: Wall rocking and effect of neutral axis shift on vertical displacements: (a) Beam-column element model; (b) Actual displacements of RC wall	16
Fig. 3.2: Three-vertical-line-element – TVLEM (Kabeyasawa et al., 1982). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 9	17
Fig. 3.3: Multiple-vertical-line-element-model – MVLEM (Vulcano et al., 1988). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 13	17
Fig. 3.4: Force-deformation relations adopted in modified MVLEM; (a) vertical springs; (b) horizontal spring (Fischinger et al., 1990). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 16	18
Fig. 3.5: Scheme of MVLEM and denotation of the quantities that influence the springs' properties	19
Fig. 3.6: Force – displacement relation of vertical springs in MVLEM, as defined in the <i>VertSpringType2</i> uni-axial material implemented in OpenSees (figure reprinted from Kante, 2005, page 95)	20
Fig. 3.7: Force – displacement relation of horizontal spring in MVLEM, as defined in the <i>ShearSlipHysteresis</i> uni-axial material implemented in OpenSees (figure reprinted from Kante, 2005, page 99)	21
Fig. 3.8: MVLEM degrees of freedom and its general deformation shape	22
Fig. 3.9: Deformations of springs at $\Delta u = 1,0$	24
Fig. 3.10: Deformations of springs at $\Delta \varphi_1 = 1,0$	25
Fig. 3.11: Deformations of springs at $\Delta \varphi_2 = 1,0$	26
Fig. 3.12: Orientation of MVLEM in the global coordinate system (definition of the angle α)	27
Fig. 3.13: Node displacements in the global coordinate system at $\alpha=90^\circ$ orientation of the element	28
Fig. 3.14: Relation between the springs' deformations and node displacements: (a) Deformation of a vertical spring; (b) Deformation of the horizontal spring	29
Fig. 3.15: Inner forces in the MVLEM: (a) forces in the lokal coordinate system; (b) forces in the global coordinate system	30
Fig. 3.16: Deformations of panel element: (a) Due to average (smeared) continuum response; (b) Due to slip along surfaces; (c) Combined (figure reprinted from Vecchio and Lai, 2004, page 292)	33
Fig. 3.17: Separation of the horizontal displacement of MVLEM on shear and flexural component	35
Fig. 3.18: Influence of the parameter c on the flexural and shear deformation shape of MVLEM	36
Fig. 3.19: Comparison between the shear deformation shapes of MVLEM and the model with discrete distribution of shear deformations	37
Fig. 3.20: Centroid of curvature distribution along a horizontally loaded line element	37
Fig. 3.21: Modelling of a simple one-storey wall with macro element with multiple horizontal springs	38
Fig. 3.22: Horizontal loading displacement of the kinematic model of the new element	39
Fig. 3.23: Deformation shape of concrete parts between cracks as it is adopted in the new model: only flexural deformations are allowed	39

Fig. 3.24: Definition of the crack position in the new element with parameter c	40
Fig. 3.25: Determination of the current state of the horizontal spring i on bases of the crack displacement at sub-section i	41
Fig. 3.26: Cracks on reinforced concrete column tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute as part of the SAFECAST project (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)	42
Fig. 3.27: Crack pattern in the first storey of a multi-storey wall tested at UCSD (figure reprinted from Panagiotou et al., 2007b, page 39)	42
Fig. 3.28: Distribution of the longitudinal axial and shear deformations along the cross section of a cracked RC wall and the related variation of the crack orientation	43
Fig. 3.29: Distribution of cross-section shear and flexural deformations by height and length. The distribution of the deformations influences the orientation of the cracks	44
Fig. 3.30: Crack pattern assumed in the new element	45
Fig. 3.31: First storey of the five-storey wall system – project ECOLEDAER (photo Peter Kante)	45
Fig. 3.32: Damaged walls of a residential building in L'Aquila (Italy) after the 2009 earthquake	46
Fig. 3.33: Shear slip at the base of a concrete column tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute as part of the SAFECAST project (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)	46
Fig. 3.34: Areas of a RC panel: cracks and uncracked pieces	47
Fig. 3.35: Definition of crack areas	48
Fig. 3.36: Geometric parameters and areas of a RC panel	48
Fig. 3.37: Definition of the crack angle θ_{cr} and crack plane	49
Fig. 3.38: Definition of the sign of crack angle θ_{cr}	50
Fig. 3.39: Definition of the crack displacement at point $T_{cr,i}$	51
Fig. 3.40: Definition of the coordinate ξ along the crack length	51
Fig. 3.41: δ_i (slip) and w_i (width) component of the displacement $\vec{u}_{cr,i}$	52
Fig. 3.42: $w_{x,i}$ and $w_{z,i}$ component of the displacement $\vec{u}_{cr,i}$	53
Fig. 3.43: Definition of the centre of the crack T_{cr}	54
Fig. 3.44: Relative rotation between the upper and the lower part of a wall modelled with an element considering only one crack	54
Fig. 3.45: A negative value of the cracks width ($w \leq 0$) indicates that the crack is closed	55
Fig. 3.46: Displacement of a closed crack ($w_i \leq 0$)	55
Fig. 3.47: Displacements of a wall fragment near a crack (a) in the case of a tensile displacement perpendicular to the crack (b) and in the case of a compressive displacement perpend. to the crack (c)	56
Fig. 3.48: A simple wall element representative for the derivation of equations linking the crack and node displacements	56
Fig. 3.49: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement Δu	57
Fig. 3.50: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement $\Delta\varphi_1$	58
Fig. 3.51: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement $\Delta\varphi_2$	58

Fig. 3.52: Crack displacement at strip i corresponding to the displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$	60
Fig. 3.53: Components of the unit vector perpendicular to the crack	61
Fig. 3.54: Unit vector in the $\vec{u}_{cr,i}$ direction	62
Fig. 3.55: Definition of the angle α_i (a) and definition of the sign of α_i (b)	63
Fig. 3.56: Slip δ_i corresponding to the crack width w_i and angle α_i	64
Fig. 3.57: Crack displacements in a RC panel with a single crack (a) and multiple cracks (b)	65
Fig. 3.58: Characteristics of a RC panel that influence the crack spacing	66
Fig. 3.59: Denotation of the quantities in CEB expressions for crack spacing: (a) distance between cracks with angle; (b) distance between horizontal cracks; (b) distance between vertical cracks	67
Fig. 3.60: Actual crack spacing and crack spacing according to CEB in the first storey webs of the ECOLEADER specimen (foto Peter Kante)	68
Fig. 3.64: Crack displacements in a RC panel with multiple cracks: (a) undeformed panel; (b) crack displacements corresponding to $\Delta u \neq 0$; (c) crack displacements corresponding to $\Delta \varphi_1 \neq 0$; (d) crack displacements corresponding to $\Delta \varphi_2 \neq 0$	70
Fig. 3.65: The role of parameter c in an element with multiple cracks	71
Fig. 3.61: Definition of crack length in the case of a curved crack (a) and in the case of a straight crack (b)	72
Fig. 3.62: Definition of the crack full length $a_{cr,full}$	73
Fig. 3.63: An example of a effective crack number calculation	74
Fig. 3.66: Conversion of the displacements of the strip i to average axial and shear deformations	76
Fig. 3.67: Strain state at strip i represented by a Mohr's circle	77
Fig. 3.68: Crack shape according to the shear and axial deformations in the panel and the idealised shape as it is accounted in the new model	78
Fig. 3.69: Varying of the computational crack angle by increasing the horizontal load	79
Fig. 3.70: $\theta_{cr,max}$ of a wall in a residential building in L'Aquila (Italy)	80
Fig. 3.71: Angle $\theta_{cr,max}$ corresponding to a wall with $h_w < l_w$	81
Fig. 3.72: Cracks' direction in the lower storey of the CAMUS specimen. Since $h_w < l_w$, the crack angle is influenced by the boundary conditions and therefore it lesser than 45° (photo Fischinger et al., 2002a, page 21)	81
Fig. 3.73: $\theta_{cr,max}$ in coupled walls	82
Fig. 3.74: $\theta_{cr,max}$ in the ECOLEADER specimen (photo P. Kante)	82
Fig. 3.75: Crack patterns on a specimen representing a short hollow bridge column (Bevc et al., 2006): Upper part: crack pattern after an early loading phase; Lower part: crack pattern after a later loading phase (figure reprinted from Bevc et al., 2006, page B12 and B14)	83
Fig. 4.1: Mechanisms of shear transfer across cracks in a conventionally detailed wall	85
Fig. 4.2: Mechanisms that transfer shear force over the cracks: (a) dowel effect of vertical bars; (b) axial resistance of horizontal/shear bars and (c) interlock of aggregate granules in the crack	86
Fig. 4.3: Deformation shape of a longitudinal bar acting as dowel	87

Fig. 4.4: Cross-section of a vertical bar embedment near a crack	87
Fig. 4.5: $V_d - w_z$ relation according to Millard and Johnson (1984)	89
Fig. 4.6: Analytical model of a dowel as a line element on Winkler springs, which represent the deformability of the embedment	89
Fig. 4.7: Elasto-plastic $V_d - w_z$ relation as it is proposed by Del Poli et al. (1992). Dulacska (1972) and Vintzeleou and Tassios (1987)	90
Fig. 4.8: Deformation shape of a dowel in a wide open crack	91
Fig. 4.9: Hysteretic behaviour of a vertical bar acting as a dowel as it is indirectly suggested by Dei Poli et al. (1992), Dulacska (1972) and Vintzeleou and Tassios (1987)	92
Fig. 4.10: Ovalisation of the embedment hole caused by the cyclic loading	92
Fig. 4.11: Interlock of aggregate granules in crack	94
Fig. 4.12: Interlock of aggregate granules in a crack with a larger width w	95
Fig. 4.13: Orientation of the interlock mechanism stress v_a (perpendicular to the crack, i.e. δ direction)	96
Fig. 4.14: $v_{ci} - \delta$ relation for different crack widths w as it is proposed by Walraven and Reinhardt (1981) without considering the initial slip	97
Fig. 4.15: Initial slip before the activation of the interlock mechanism as it is defined in Walraven-Reinhardt model	97
Fig. 4.16: Value of $\delta_{a, \text{init}}$ [mm] against the crack width for some standard concrete compression strengths	98
Fig. 4.17: Formulation of interlock force as friction in the crack dependent on the perpendicular force (left part of the figure) and dependent on the crack width (right part of the figure)	99
Fig. 4.18: Bilinear $v_{ci} - \delta$ relation (at constant w value)	99
Fig. 4.19: Decreasing of interlock stress by increasing the crack width as it is formulated in Walraven-Reinhardt model (1981)	100
Fig. 4.20: Mesh representing the Walraven-Reinhardtov relation for a concrete with compressive strength 25 MPa	100
Fig. 4.21: $v_{ci, \text{max}} - w$ relation for concrete $f_c = 25$ MPa and three different sizes of aggregate granules a	102
Fig. 4.22: Quotients $v_{ci, \text{max}}(w=a)/v_{ci, \text{max}}(w=0)$ for some standard strength concretes depending to a	102
Fig. 4.23: Relation $v_{ci} - \delta$ at constant w according to Okamura-Maekawa	103
Fig. 4.24: Relation $v_{ci} - w$ according to Okamura-Maekawa, considering concrete with strength 25 MPa and granules diameter $a = 20$ mm	104
Fig. 4.25: Mesh representing the Okamura-Maekawa relation for a concrete with compressive strength 25 MPa and $a = 20$ mm	104
Fig. 4.26: Relation $v_{ci} - \delta$ ($w = \text{konst.}$) according to Lai-Vecchio model and its bilinear idealisation	106
Fig. 4.27: Relation $v_{ci} - w$ according to Lai-Vecchio model, considering concrete having 25 MPa and $a = 20$ mm	107
Fig. 4.28: Mesh representing the Lai-Vecchio a relation for a concrete with compressive strength 25 MPa and $a = 20$ mm	107

Fig. 4.29: Shear force transfer along the height of a vertical RC member	108
Fig. 4.30: The amount of horizontal reinforcement contributing to the shear transfer over one crack	109
Fig. 4.31: Closer look at the horizontal bars mechanism: displacement of the bars at crack δ_s is equal to the horizontal component of the crack displacement	110
Fig. 4.32: Displacement δ_s is equal to the sum of horizontal bar slippage	111
Fig. 4.33: Equilibrium between the horizontal force in the bar and anchorage stresses	111
Fig. 4.34: Stress and strain distribution along a horizontal bar at the anchorage area: (a) constant distribution of anchorage stresses; (b) linear distribution of axial strain in the bar; (c) linear distribution of axial stresses in the bar	112
Fig. 4.35: Adopted $F_s - \delta_s$ relation for the horizontal bars	113
Fig. 4.36: Axial strain distribution along a yielded horizontal bar	113
Fig. 4.37: Axial strain distribution along a horizontal bar at uncracked concrete area in the case that $s_{cr,hor} > 2 \cdot l_{s,b}$	114
Fig. 4.38: Axial strain distribution along a horizontal bar at uncracked concrete area in the case that $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$	115
Fig. 4.39: Definition of the horizontal/transverse crack spacing	116
Fig. 4.40: Strain distribution along the horizontal bars at the anchorage area in the case that $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$	116
Fig. 4.41: Uniform distribution of axial strains along a horizontal bar	117
Fig. 5.1: Scheme of the new macro element for the seismic analyses of RC walls: distribution of vertical and horizontal springs	120
Fig. 5.2: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} = 0,0$. The displacements of all horizontal springs are equal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$	122
Fig. 5.3: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} > 0,0$. The displacements of horizontal springs are unequal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$	122
Fig. 5.4: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} < 0,0$. The displacements of horizontal springs are unequal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$	123
Fig. 5.5: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the first degree of freedom $\Delta u = 1,0$	124
Fig. 5.6: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the second degree of freedom $\Delta \varphi_1 = 1,0$ and $\theta_{cr} > 0,0$	125
Fig. 5.7: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the second degree of freedom $\Delta \varphi_1 = 1,0$ and $\theta_{cr} > 0,0$	127
Fig. 5.8: Links between the nodal displacements and spring displacements: (a) Displacement of a vertical spring; (b) displacement of a horizontal spring (considering $n_{cr,eff} = 1$)	130
Fig. 5.9: Body coordinate system and degree of freedom of a 3D MVLEM	133
Fig. 5.10: Transformation procedure from nodal displacements in global coordinate system to the displacements according to the element's degree of freedom	138
Fig. 5.11: Inner forces of a 3D MVLEM	140
Fig. 5.12: The behaviour of HS_i spring can be interpreted as mutual behaviour of three springs representing the three shear transfer mechanisms	141

Fig. 5.13: Scheme with denotations of input parameters for determining the HSD_i spring properties	142
Fig. 5.14: Backbone and hysteretic rules for HSD_i springs	143
Fig. 5.15: Dowel efficiency of vertical bars regarding their position in the wall cross-section and loading direction	144
Fig. 5.16: Hysteresis rules for a horizontal spring representing the interlock mechanism considering $w_i = const.$	145
Fig. 5.17: Idealised relation for the crack width influence on the capacity of interlock mechanism	146
Fig. 5.18: In an idealised crack the interlock efficiency equals zero when $w_i \geq a_{ag,max}$	147
Fig. 5.19: Mesh representing the $V_{HSA,i} - u_{HSA,i} - w_i$ adopted for HSA_i springs	147
Fig. 5.20: Orientation of the interlock force	149
Fig. 5.21: Scheme with denotation of the properties that influence constitutive rules for HSS_i springs	151
Fig. 5.22: Denotation of geometrical properties of the strip i near a crack	151
Fig. 5.23: Upper part: constitutive diagram for HSS_i springs; Centre: an example of θ_{cr} variation depending on $u_{HSS,i}$; Lower part: schemes representing the amount of effective shear reinforcement in one strip	153
Fig. 5.24: Actual HSS_i constitutive diagrams (dashed line) and simplified diagrams implemented in the OpenSees code	154
Fig. 5.25: Measurements of a strain gauge installed on a horizontal bar of the short hollow bridge column specimen tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute (Bevc et al., 2006, page B38)	155
Fig. 6.1: Scheme of the $N-M-V$ relation model for seismic analyses of RC walls (the vertical springs are not shown)	159
Fig. 6.2: Left: actual curvature distribution (dashed line) in an elastically behaving line element with linear distribution of curvature; Right: actual curvature distribution (dashed line) in a cantilever line element with lumped plasticity in the lower node	161
Fig. 6.3: Curvature distribution in a RC element considering the influence of inclined cracks (shear spread of plasticity) and yield penetration in the fundament. The figure is reproduced according to figure 3.27 in Paulay and Priestley (1992)	163
Fig. 6.4: Modelling of one storey wall with one element: Left: deformation shape of the element considering 4 bending cracks (horizontal cracks); Middle: deformation shape of the element considering 4 inclined cracks; Right: actual curvature distribution along the wall without taking in account the effect of tension shift (dashed line) and curvature distribution considered in MVLEM (full line)	165
Fig. 6.5: Wall model considering one new element: Left: in the case of flexural response, the element considers a curvature diagram corresponding to an flexural line element. Right: In the case of inelastic shear response, the element considers a larger curvature diagram (figure 6.3)	165
Fig. 6.6: Modelling of one storey wall with four elements: Left: deformation shape of the elements considering 4 bending cracks in the wall (horizontal cracks); Middle: deformation shape of the elements considering 4 inclined cracks in the wall; Right: actual curvature distribution along the wall without taking in	

account the effect of tension shift (dashed line) and curvature distribution considered in MVLEM (full line)	166
Fig. 6.7: Increased curvature diagram as it is considered in model with 4 new elements in the case of inelastic shear response of the wall	166
Fig. 6.8: Modelling of a cantilever wall with 6 elements considering fan crack pattern	167
Fig. 7.1: Five storey wall specimen tested in LNEC laboratory in Lisbon (photo Peter Kante)	169
Fig. 7.2: Dimensions of the five storey wall specimen	170
Fig. 7.3: Layout and frontal storey view of the specimen (dimensions in cm)	171
Fig. 7.4: Position of reinforcing bars and meshes in cross-section of the specimen	172
Fig. 7.5: Position of reinforcing bars and meshes in the specimen: (a) wall with openings direction; (b) cantilever wall direction	172
Fig. 7.6: Geometric characteristics of the vertical strips adopted in the inelastic model	174
Fig. 7.7: Amount of horizontal bars crossing a crack inclined by $\theta_{cr,max}$	175
Fig. 7.8: Bars contributing to the dowel mechanism	176
Fig. 7.9: Wall cross-section area that contributes to the interlock mechanism	177
Fig. 7.10: Punching width through the web (photo Peter Kante)	177
Fig. 7.11: Crack with crushed aggregate gravels	179
Fig. 7.12: Cracks on the flange of the left wall after fourth run (photo Peter Kante)	180
Fig. 7.13: Cracks on the flange of the right wall after fourth run (photo Peter Kante)	180
Fig. 7.14: Time course of base shear V_Y during fourth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements	181
Fig. 7.15: Time course of base shear V_Y during fourth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements	181
Fig. 7.16: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fourth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)	182
Fig. 7.17: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fourth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness determined by Kante (2005)	182
Fig. 7.18: Behaviour of HSA springs in right wall during fourth run	183
Fig. 7.19: Behaviour of HSA springs in left wall during fourth run	184
Fig. 7.20: Behaviour of HSD springs in right wall during fourth run	185
Fig. 7.21: Behaviour of HSD springs in left wall during fourth run	185
Fig. 7.22: Behaviour of HSS springs in right wall during fourth run	186
Fig. 7.23: Behaviour of HSS springs in left wall during fourth run	186
Fig. 7.24: Time course of crack displacement in right wall during fourth run	187
Fig. 7.25: Time course of crack displacement in left wall during fourth run	188
Fig. 7.26: Cracks on the webs in first storey after fifth run (photo Peter Kante)	189

Fig. 7.27: Cracks on the left flange after fifth run (photo Peter Kante)	189
Fig. 7.28: Time course of base shear V_Y during fifth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements	190
Fig. 7.29: Time course of base shear V_Y during fifth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements	190
Fig. 7.30: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fifth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)	191
Fig. 7.31: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fifth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness determined by Kante (2005)	191
Fig. 7.32: Time course of crack displacement in right wall during fifth run	192
Fig. 7.33: Time course of crack displacement in left wall during fifth run	193
Fig. 7.34: Behaviour of HSA springs in right wall during fifth run	194
Fig. 7.35: Behaviour of HSA springs in left wall during fifth run	195
Fig. 7.36: Behaviour of HSD springs in right wall during fifth run	196
Fig. 7.37: Behaviour of HSD springs in left wall during fifth run	196
Fig. 7.38: Behaviour of HSS springs in right wall during fifth run	197
Fig. 7.39: Behaviour of HSS springs in left wall during fifth run	197
Fig. 7.40: Cracks on the webs after sixth run (photo Peter Kante)	198
Fig. 7.41: Cracks on the flange of the right wall after sixth run (photo Peter Kante)	198
Fig. 7.42: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements	199
Fig. 7.43: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements	200
Fig. 7.44: Time course of crack displacement in right wall during sixth run	201
Fig. 7.45: Time course of crack displacement in left wall during sixth run	201
Fig. 7.46: Behaviour of HSA springs in right wall during sixth run	202
Fig. 7.47: Behaviour of HSA springs in left wall during sixth run	203
Fig. 7.48: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run	204
Fig. 7.49: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run	204
Fig. 7.50: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run	205
Fig. 7.51: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run	205
Fig. 7.52: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between experimental and measurements the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness proportional damping	207
Fig. 7.53: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping	208

Fig. 7.54: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping	208
Fig. 7.55: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping	209
Fig. 7.56: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping	209
Fig. 7.57: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness dumping and considering resistance degradation for all horizontal springs	210
Fig. 7.58: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during sixth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness dumping, considering resistance degradation for all horizontal springs and considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)	211
Fig. 7.59: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs	212
Fig. 7.60: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs	212
Fig. 7.61: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs	213
Fig. 7.62: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs	213
Fig. 8.1: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of <i>eps_10</i> wall	222
Fig. 8.2: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of <i>eps_10</i> wall	222
Fig. 8.3: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of <i>eps_15</i> wall	223
Fig. 8.4: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of <i>eps_15</i> wall	223
Fig. 8.5: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of <i>eps_nov</i> wall	224
Fig. 8.6: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of <i>eps_nov</i> wall	224
Fig. 8.7: Elastic response spectrums (5% damping; normalized for $a_{g,max}=1,0g$) for the accelerograms (Dolšek, 2002) utilized in the probabilistic study	227
Fig. 8.8: Accelerograms (Dolšek, 2002) utilized for the probabilistic study	228
Fig. 8.9: Seismic hazard function for Ljubljana area and soil type C	229
Fig. 8.10: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by <i>eps_10</i> model	231
Fig. 8.11: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by <i>eps_15</i> model	232

Fig. 8.12: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by <i>eps_nov</i> model	233
Fig. 8.13: IDA curves for deformations in <i>eps_10</i> model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete	234
Fig. 8.14: IDA curves for deformations in <i>eps_15</i> model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete	234
Fig. 8.15: IDA curves for deformations in <i>eps_nov</i> model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete	234
Fig. 8.16: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of <i>eps_10</i> model by means of DM approach	236
Fig. 8.17: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of <i>eps_15</i> model by means of DM approach	236
Fig. 8.18: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of <i>eps_nov</i> model by means of DM approach	237
Fig. 9.1: Mechanisms of shear resistance in coupling beams (figure reprinted from Paulay and Priestley, 1992, page 417)	248
Fig. 9.2: Relation between I_{eff}/I_g and normalized axial force as it is represented in eq. (9.4)	252
Fig. 9.3: Relation between I_{eff}/I_g and h/l as it is represented in eq. (9.5) and (9.6)	253
Fig. 9.4: Anchorage zone of diagonal bars in coupling beams. The figure is reprinted from Paulay and Priestley (1992), page 154	254
Fig. 9.5: Contribution of inter-storey plate to resistance of coupling beam. Figure reprinted from Paulay an Priestley (1992) , page 420	255
Fig. 9.6: Mechanisms of shear force transfer in a short coupling beam with plate: (a) mechanism of bidiagonal reinforcement bars; (b) mechanism of compression diagonal in beam and tension tie in plate	259
Fig. 9.7: Influence of the inclination of the compression strut in a coupling beam (angle α) on the strut area and vertical component of the compression force C	260
Fig. 9.8: Denotation of coupling beam's geometrical quantities utilized in the equations of the new method (a). Strut with inclination $\alpha=\beta/2$ provides the highest resistance capacity of the beam (b)	261
Fig. 9.9: Time course of shears in coupling beams V_b during: (a) fourth loading run; (b) fifth loading run and (c) sixth loading run	263
Fig. 10.1: Design envelope for bending moments in slender walls (adopted from figure 5.3 in Eurocode 8-1, 2004, page 91)	265
Fig. 10.2: Design envelope for shear forces in walls in dual systems (adopted from figure 5.4 on page 92 in Eurocode 8-1, 2004)	268
Fig. 10.3: Lateral seismic forces distribution corresponding to an (a) elastic and (b) inelastic response of a cantilever wall	270
Fig. 10.4: Decrease of spectral acceleration $S_a(T_1)$ caused by the lengthening of T_1	271
Fig. 10.5: Floor area contributing to the forces in one wall in a wall system	278
Fig. 10.6: Notation of the DCH walls analysed in the first phase of study, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: (a) Lengths of the walls - l_w [m]; (b) Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; (c) First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; (d) Overstrength factors ω_{Rd} ; (e) Actual shear magnifications V_{1A}/V_{Ed} .	280

Fig. 10.7: Analytical model for inelastic response history analyses in order to investigate the shear amplifications in DCH cantilever walls	282
Fig. 10.8: The elastic response spectra (5% damping) of 14 artificial accelerograms used in the analysis compared with the Eurocode spectrum for soil type C and $a_g=0.25 \cdot g$ (thick line)	283
Fig. 10.9: Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed}' of the DCH cantilever walls examined in the first phase of study plotted against T_1	284
Fig. 10.10: Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed}' of the DCH cantilever walls examined in the first phase of study plotted against the overstrength factor	285
Fig. 10.11: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration	287
Fig. 10.12: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to T_1	287
Fig. 10.13: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor	288
Fig. 10.14: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration	290
Fig. 10.15: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to T_1	290
Fig. 10.16: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor	291
Fig. 10.17: Notation of the analysed DCH walls in the second phase of study, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: (a) Lengths of the walls - l_w [m]; (b) Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; (c) First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; (d) Overstrength factors ω ; (e) Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}'	294
Fig. 10.18: Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' of the examined DCH cantilever walls in the second phase of study plotted against T_1	295
Fig. 10.19: Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' of the examined DCH cantilever walls in the second phase of study plotted against the overstrength factor	295
Fig. 10.20: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH	

walls examined in the second phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration	296
Fig. 10.21: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the second phase of study. The values are plotted in relation to T_1	297
Fig. 10.22: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the second phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor	297
Fig. 10.23: Notation of the analysed DCM walls, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: (a) Lengths of the walls - l_w [m]; (b) Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; (c) First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; (d) Overstrength factors ω ; (e) Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed} .	299
Fig. 10.24: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration	300
Fig. 10.25: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. The values are plotted in relation to T_1	300
Fig. 10.26: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. The values are plotted in relation to the overstrength factor	301
Fig. 10.27: Displacement shape of a multi storey bending wall: (a) elastically responding wall; (b) displacement shape after yielding	302
Fig. 10.28: Seismic moment and shear patterns along the height of a long and a short wall in the same system: (a) elastically responding system; (b) redistribution after yielding of the long wall	303
Fig. 10.29 Analytical model for wall systems containing walls with unequal lengths	305
Fig. 10.30: Input parameters of the analysed wall systems containing two walls with unequal lengths: (a) Lengths of the long and short wall - $l_{w,l.w.}$ and $l_{w,s.w.}$ [m]; (b) Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]	306
Fig. 10.31: Characteristics of the analysed wall systems containing two walls with unequal lengths, which influence the shear amplification: (a) First and second periods of the wall systems [s]; (b) Overstrength factors of walls in systems;	307
Fig. 10.32: Actual base shear magnifications $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w.}'$ in long walls in wall systems containing two walls with unequal lengths	307
Fig. 10.33: Actual base shear magnifications $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w.}'$ in short walls in wall systems containing two walls with unequal lengths	308
Fig. 10.34: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of long walls in wall systems containing two walls with unequal length	309

- Fig. 10.35: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of short walls in wall systems containing two walls with unequal length 309
- Fig. 10.36: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of short (a) and long walls (b) in wall systems containing two walls with unequal length. The values are plotted in relation to $l_{w,l,w}/l_{w,s,w}$. 310
- Fig. 10.37: Moment diagram shape in first storey of a short wall representing the most unfavourable situation for shear demand 311
- Fig. 10.38: Displacement shape domination of the long wall over the short wall 311
- Fig. 10.39: Inelastic mechanism in a typical coupled walls system designed according to capacity design considerations 315
- Fig. 10.40: Configurations of coupling beam detailing: (a) bidiagonal bars (figure 5.12 in Eurocode 8-1); (b) uniformly distributed longitudinal bars (Wallace, 2007) 315
- Fig. 10.41: Relation $R_2(\eta_{F-r})$ 320
- Fig. 10.42: Relation $\omega_{R,2}(\eta_{F-r})$ 320
- Fig. 10.43: Seismic base shears (ratios V_{Ed}/V_{NA}) in analysed 20 storey coupled walls, obtained by different methods (the horizontal axis denotes the walls) 328
- Fig. 10.44: Seismic base shears (ratios V_{Ed}/V_{NA}) in analysed 12 storey coupled walls, obtained by different methods 328
- Fig. 10.45: Comparison of seismic shears obtained by inelastic response history analyses V_{NA} with the design shears $V_{Ed,a}=\epsilon_a \cdot V_{Ed,1}$ for a typical 8 storey wall ($l_w=3,0$ m, $A_w/A_f=1,5\%$) 330
- Fig. 10.46: Shears V_{NA} , $V_{Ed,a}$ and $V_{Ed,a}(z)$ for 6 selected DCH single walls 332
- Fig. 10.47: The distribution of the normalized bending moments (a) and the normalized shear forces (b) along the height of the cantilever; (c) the ratio of the second/higher modes normalized shear to the first mode normalized shear 333

SEZNAM PRILOG

Priloga A:	Primeri uporabe novega makro modela	A1
Priloga B:	Ukazne vrstice za uporabo novega elementa v programskem okolju OpenSees	B1
Priloga C:	DVD medij	

1 UVOD

1.1 Splošno o delu v sklopu disertacije

Stenaste armiranobetonske konstrukcije so pogosto prisotne v vseh urbanih središčih Evrope. Posebej pogosta je njihova gradnja na slovenskem ozemlju, ki v večjem delu velja za seizmičnega. Lahko celo trdimo, da v Sloveniji skoraj ni visoke stavbe, kjer ne bi bile v nosilni sistem vključene armiranobetonske stene.

Konstrukcijski sistem konzolnih sten ali sten z odprtinami je zelo ugoden za gradnjo na potresnih območjih. Zanj je značilna visoka togost in nosilnost. Z ustrezno izvedbo konstrukcijskih detajlov lahko med potresno obtežbo zagotovimo pretežno upogibno obnašanje in preprečimo strižno porušitev. Takšne stene so zmožne brez večjih poškodb preživeti tudi močnejše potrese in to z majhnimi potresnimi pomiki, kar je pomembno za zaščito uporabnikov stavbe in opreme.

Navkljub razširjenosti gradnje stenastih konstrukcij in velikega števila raziskovalcev in drugih strokovnjakov, ki že leta izpopolnjujejo predpise za gradnjo armiranobetonskih sten na potresnih območjih, dosednji postopki še niso bili zadostno dodelani. To velja tako za postopke za določanje strižne nosilnosti sten, kot za izračun zahtev potresnega vpliva.

V (neelastičnih) analizah se pogosto predpostavi, da bo obnašanje sten predvsem upogibno in da je znatnejše strižno deformiranje preprečeno. Potrebno strižno nosilnost naj bi se pri novogradnjah zagotovilo v kasnejših fazah načrtovanja z vgradnjo zadostne količine strižne armature, določene glede na potresne zahteve iz analize. Novejše raziskave na področju določanja potresnih strižnih vplivov v armiranobetonskih stenah (Rutenberg in Nsieri, 2006; Kappos in Antoniadis, 2007; Priestley et al., 2007) nakazujejo, da lahko postopki, ki so predpisani v najnovejših standardih kot je Evrokod 8 (CEN, 2004b), izkazujejo nerealne (prenizke ali previsoke) ocene potresnih strižnih zahtev v armiranobetonskih stenah. Zaradi možnih nezanesljivosti pri določitvi strižnih vplivov pa je vprašljiva ustreznost postopkov za potresno varno gradnjo.

Še teže je predpostavko zadostne strižne nosilnosti upravičeno uporabiti pri analizi potresnega obnašanja obstoječih stavb, saj uveljavljeni računski postopki, kot so npr. EC8-3 (CEN, 2005), ATC-32 (ATC, 1996), UCSD (Priestley et al., 1996) ali Revised UCSD (Kowalsky in Priestley, 2000), v večini primerov izkazujejo pomanjkljivo strižno nosilnost sten v takšnih stavbah (nekateri omenjeni postopki se sicer nanašajo na izračun strižne nosilnosti armiranobetonskih stebrov, a je mogoče prek njih posredno oceniti tudi nosilnosti sten). Novejše raziskave (npr. Isaković et al., 2010; Kowalsky in Priestley 2000) so pokazale, da je lahko realna strižna nosilnost armiranobetonskih elementov precej višja od ocene, ki jo dobimo z uporabo nekaterih omenjenih postopkov (predvsem EC8-3). Tej postopki namreč korektno ocenijo prispevek prenosa strižnih sil s strižno armaturo (t.j. vodoravna armatura pri armiranobetonskih stenah), medtem ko prispevke preostalih mehanizmov (mozniki, ločni učinek, zaklinjanje zrn agregata v razpokah in strižna nosilnost betona v tlačeni coni prereza) pogosto precej podcenijo.

Prispevek vodoravne armature (palični mehanizem) je mogoče v večini primerov precej verodostojno določiti, saj za ta namen zadostuje uporaba preprostih ravnotežnih enačb (paličje), pri čemer je večinoma merodajna nosilnost strižnih palic za katere poznamo materialne karakteristike. Precej nejasnosti sicer še vedno ostaja pri določitvi nosilnosti tlačениh diagonal paličja (nosilnost je odvisna od deformacijskega stanja v elementu), to velja še posebej v primeru ciklične obtežbe, ko pride do

akumulacije poškodb v elementu (Hines et al., 2002). Kapaciteta preostalih mehanizmov prenosa strižnih sil v armiranobetonskih elementih (ločni učinek, zaklinjanje zrn agregata v razpokah in strižna nosilnost betona v tlačeni coni prereza) je izrazito odvisna od trenutnega osnega in upogibnega stanja v elementu, zgodovine obremenjevanja ter karakteristik betona, ki imajo velik raztros (natezna trdnost betona, frakcijska sestava agregata, razmerje med trdnostjo cementa in agregata). Zaradi naštetega je njihov prispevek k skupni nosilnosti elementa precej težje določljiv.

Za neelastično strižno obnašanje vitkih sten z zmerno ali nižjo količino strižne armature (v mehanizmu paličja je merodajna nosilnost vodoravne armature oz. nosilnost t.i. natezne diagonale) pri potresni obtežbi je značilen pojav strižnih razpok v katerih se nakopičijo večji pomiki (razpoke se odprejo) in zato predstavljajo šibka mesta vzdolž katerih se lahko izvršijo izrazitejši strižni pomiki oz. se zaradi zdrsa vzdolž razpok lahko dogodi strižna porušitev elementa. Strižna nosilnost takšnega armiranobetonskega elementa je torej odvisna od zmožnosti prenosa strižnih sil prek razpok ter prek tlačene območja stene ob razpokah (v primeru, ko se razpoke ne formirajo po celotni dolžini stene). Mehanizmi s katerimi se prenašajo strižne sile prek razpok so mehanizem vodoravne armature (t.i. palični mehanizem), mehanizme zaklinjanja zrn in moznični mehanizem vzdolžne armature. V primeru monotone obtežbe je prenos vodoravne sile prek tlačene cone prereza odvisen od strižne nosilnosti betona (sorazmeren z natezno trdnostjo betona), vendar se v primeru dinamične ciklične obtežbe formirajo razpoke po celotni dolžini sten (tudi prek tlačene območja), zato lahko tudi prenos sil v tlačnem območju smatramo kot prenos sil prek (zaprtih) razpok.

Prispevka vodoravne armature in moznikov nista bistveno odvisna od pomika v razpokah, pomembno je le koliko palic prečka razpoko. Drugače je v primeru mehanizma zaklinjanja zrn (oz. trenja zrn v razpoki), saj v tem primeru na kapaciteto poglavitno vpliva velikost razmika v razpokah (komponenta pomika v razpokah, ki je pravokotna na smer razpoke). Velikost pomikov v razpokah in s tem strižna kapaciteta stene so odvisni od osnega in upogibnega stanja v elementu (interakcija $N-M-V$). V primeru dinamičnih obtežb, ki v konstrukcijah vzbudijo neelastični odziv (potresna obtežba) je razmeroma težko vnaprej dovolj verodostojno določiti vpliv osnega in upogibnega stanja elementa na strižno obnašanje. Ciklična obtežba povzroča tudi glajenje razpok, kar postopoma zmanjšuje učinkovitost mehanizma zaklinjanja zrn agregata. Formulacija izrazov za izračun strižne nosilnosti je zato precej zahtevna naloga saj je parametrov, ki vplivajo na učinkovitost prenosa strižnih sil, mnogo in zato tudi uveljavljeni postopki izkazujejo precej različne rezultate (glej npr. primerjavo v Kreslin, 2010). Postopki zato pogosto izkazujejo nezadostno strižno nosilnost precejšnjega deleža obstoječih stavb, ki niso bile grajene v skladu z zadnjimi dognanji na področju potresnega inženirstva, čeprav bi bolj sofisticirana analiza pokazala zadovoljivo potresno obnašanje takšnih stavb.

V primeru nizkih sten, sten z veliko količino vodoravne armature ali sten z izrazito močnimi prirobnicami je ob prekoračitvi strižne nosilnosti običajno merodajna nosilnost tlačene diagonale (Oesterle et al, 1976; Hines et al., 2002). Poleg karakteristik betona in geometrije stene, na nosilnost tlačene diagonale precej vpliva trenutno deformacijsko stanje v steni ter stopnja poškodovanosti, kar je še posebej pomembno na območju plastičnega členka stene.

Za korekten postopek potresne analize torej potrebujemo ustrezen analitični model, ki bi upošteval interakcijo strig – upogibni moment – osna sila ($V-M-N$) in bi bil dovolj robusten, da bi se z njim lahko izvajalo neelastično analizo časovnega odziva. Formulacija takšnega modela je precej zahtevna naloga. Mnoge raziskovalne skupine širom po svetu (Vecchio in Collins, 1988; D'Ambrisi in Filippou, 1999; Bentz, 2000; Chen in Kabeyasawa, 2000; Chuang et al., 2005; Massone Sanchez, 2006; Orakcal et al., 2006; Mergos in Kappos, 2008) so razvile svoje različice elementa za stene z upoštevanjem

interakcije $V-M-N$, ki večinoma temeljijo na t.i. teoriji tlačnega polja (*angl. Compression field theory*, Vecchio in Collins, 1986) ali sorodnih izpeljankah. Vendar obstaja nerazrešenih še mnogo težav pri uporabi teh elementov. Predvsem predstavlja problem računski zahtevnost teh elementov, ki lahko precej oteži njihovo uporabo pri zahtevnih neelastičnih analizah časovnega odziva. Nejasnosti obstajajo tudi pri opredelitvi cikličnega obnašanja strižnih mehanizmov ter degradacije. Skratka, primeren model, ki bi celovito opisal obnašanja armiranobetonskih sten med potresno obtežbo, še ni bil zadovoljivo dodelan. Osrednji cilj pričujoče doktorske disertacije je torej bil razvoj izvirnega analitičnega modela za opis neelastičnega obnašanja armiranobetonskih sten med potresno obtežbo z upoštevanjem interakcije $V-M-N$, s katerim bi pripomogli k boljšemu razumevanju obnašanja armiranobetonskih sten med potresno obtežbo in raziskovalni skupnosti ponudili novo orodje za potresno analizo sten. Vodilo pri formulaciji modela je bilo, da bo z njim možno analizirati predvsem stene, ki so grajene po pretekli slovenski praksi (večina ključnih zgradb v Sloveniji je tako grajenih), za katere je eksperiment stene velikega merila na potresni mizi (projekt ECOLEADER) pokazal, da je pri močnejših potresnih obremenitvah najverjetneje merodajna natezna diagonalna porušitev oz. prekoračitev nosilnosti mehanizmov, ki prenašajo strižne sile prek razpok.

Zatem, ko so bili izpeljani novi matematični izrazi za opis strižnega deformiranja in nosilnosti (kapacitete) sten, ki so bili utemeljeni na podlagi eksperimentalnih preiskav in matematičnih opisov strižnega deformiranja armiranobetonskih elementov tujih avtorjev, se je nov analitičen model vpeljalo v makro element z več navpičnimi vzmetmi MVLEM (*angl. multi-vertical-line-element*), ki se je večkrat izkazal za zanesljivo orodje pri analizi stenastih konstrukcij z pretežno osno-upogibnim obnašanjem. Za potrebe nadgradnje MVLEM-a smo izpeljali zveze s katerimi lahko iz vozliščnih pomikov v vsakem trenutku določimo lastnosti razpok v armiranobetonskem elementu in na podlagi tega izračunamo lastnosti strižnega obnašanja stene. Zamisel o modelu, ki eksplicitno modelira mehanizme prenosa sil v razpokah ter enačbe (kinematične, ravnotežne in konstitutivne) s katerimi to opišemo, so naše izvirno delo. Kot je bilo napisano, smo se pri tem sklicevali na lastne in tuje analitične ter eksperimentalne rezultate in opazovanja. Razmeroma veliko raziskav je bilo do sedaj opravljenih na področju določanja obremenitev statičnih vplivov in obnašanja sten pri teh vplivih (Oosterle et al, 1976). Pri odzivu sten na splošno dinamično obtežbo pa ostaja neraziskanih še veliko pojavov. Marsikateri manko eksperimentalnih rezultatov, ki nam bi koristil pri formulaciji elementa, smo zato premostili z uporabo inženirske presoje.

Predlagani model smo tudi verificirati z eksperimentalnimi rezultati. Naš referenčni eksperiment je bil stena z odprtinami velikega merila, ki je bila preizkušena na potresni mizi v okviru projekta ECOLEADER. Zaradi dviganja slopov in degradacije mehanizma zaklinjanja zrn agregata, je v zadnji obremenitveni fazi prišlo do strižne porušitve slopov. Naš model je že brez posebne umeritve (kalibracije) nakazal na scenarij strižne porušitve preizkušanca. Z dodatnimi umeritvami parametrov pa smo dosegli precej dobro reprodukcijo dogajanja med eksperimentom.

S pomočjo novega modela je bila opravljena probabilistična študija za oceno potresnega tveganja konzolnih sten, ki imajo potrebno količino strižne armature izračunano po različnih, bolj ali manj primernih, postopkih. Z metodo na osnovi pomikov in metodo na osnovi intenzitete smo izračunali potresno tveganje treh različic izhodiščne stene, ki je glede geometrije reprezentativna za slovensko okolje in je načrtovana na srednjo stopnjo duktilnosti. Študija se je na nanašala na stene, ki so grajene na območju mesta Ljubljane z okolico. V prvem primeru je bila stena načrtovana brez upoštevanja strižne amplifikacije, v drugem primeru je bil upoštevan predpis iz Evrokoda (projektna amplifikacija velikosti 50%) in kot zadnje je bil uporabljen postopek, ki smo ga izpeljali v okviru disertacije (glej naslednji odstavek).

Kot je omenjeno, smo v sklopu raziskav preučevali ustreznost Evrokodovih postopkov za določitev projektnih potresnih strižnih sil armiranobetonskih stenah, točneje vpliv povečanja strižnih sil zaradi pojava neelastičnih upogibnih deformacij ob vpetju stene. Spodbuda za to so bili pogosto izraženi dvomi o primernosti postopka s strani projektantov, saj postopek v primeru projektiranja na visoko stopnjo duktilnosti (DCH) izkazuje izrazito visoke zahteve po strižni nosilnosti, po drugi strani pa so zahteve za projektiranje po srednji stopnji duktilnosti (DCM) neproporcionalne manjše. Tudi tuje raziskovalne skupine (Rutenberg in Nsieri, 2006; Kappos in Antoniadis, 2007; Priestley et al., 2007) so identificirale posamezne anomalije v Evrokodovem postopku in predlagale svoje popravke. Naše raziskave glede povečanja strižnih sil v armiranobetonskih stenah so zajemale širše parametrične analize več etažnih konzolnih sten, sten z odprtinami in sistemov sten s stenami različnih dolžin. Preučevali smo amplifikacijo strižnih sil po celotni višini. Na podlagi raziskav smo predlagali nekaj izvirnih popravkov obstoječega Evrokodovega postopka, ki bi omogočali varnejšo oz. gospodarnejšo načrtovanje stavb, ki vsebujejo armiranobetonske stene.

1.2 Zasnova naloge

V Sloveniji skoraj ni visoke stavbe, kjer ne bi bile v nosilni sistem vključene armiranobetonske stene, ki imajo ključno vlogo pri zagotovitvi potresne odpornosti. Za stavbe v Sloveniji je značilno, da imajo praviloma veliko tankih sten z razmeroma šibko armaturo. Takšne stene so slabo raziskane, kar se odraža tudi v pomanjkljivih evropskih standardih Evrokod 8 (CEN, 2004b). V preteklosti je IKPIR-jeva raziskovalna skupna sodelovala pri več evropskih eksperimentalno podprtih programih (CAMUS, ECOLEADER). V okviru doktorata Petra Kanteta (Kante, 2005) se je raziskalo potresno tveganje takšnih sistemov ter je bil predlagan zelo uspešen analitičen model za stene, ki se pri potresni obtežbi obnašajo pretežno upogibno. Model je sestavljen iz navpičnih vzmeti, ki ponazarjajo osno-upogibno obnašanje stene, ter vodoravne vzmeti, ki modelira strižno obnašanje stene (glej razdelek 3.2). Z modelom je mogoča tudi analiza neelastičnega strižnega obnašanja sten, in sicer tako, da se vzmeti, ki opisuje strižno obnašanje stene, pripiše neelastična konstitutivna pravila, ki pa so določena vnaprej in zato niso odvisna od trenutnega osno-upogibnega stanja v elementu. Za boljšo oceno neelastičnega strižnega obnašanja je bilo potrebno konstitutivna pravila vodoravne vzmeti formulirati v odvisnosti od deformacij navpičnih vzmeti elementa (osno-upogibno stanje), kar je bil eden izmed ciljev dela v okviru disertacije.

Strižno obnašanje armiranobetonskih elementov je zelo zapleten pojav, ki je sestavljen iz prispevkov prenosa strižnih sil prek različnih mehanizmov. Pri stenah z razmeroma šibko strižno armaturo, značilne za (preteklo) gradnjo na slovenskem ozemlju, je celotna strižna odpornost stene v veliki meri odvisna od t.i. prispevka strižne nosilnosti betonskega prereza, ki je sestavljen iz prispevka moznikov, ločnega učinka, zaklinjanja zrn agregata v razpokah in strižne nosilnost v tlačeni coni prereza (Kowalsky in Priestley, 2000). Le-ta pa je močno odvisna od interakcije z osno silo in upogibnim momentom ter armaturnih detajlov, saj tej parametri vplivajo na velikost pomikov v razpokah (učinkovitost zaklinjanja zrn), dolžino tlačene cone in prispevek ločnega učinka.

V okviru doktorske disertacije smo razvili analitični model za stene s katerim je moč analizirati potresni odziv armiranobetonskih sten, ki se neelastično strižno deformirajo ob upoštevanju vpliva osnega in upogibnega obnašanja na strižne lastnosti elementa. Tu gre pravzaprav za nadgradnjo formulacije MVLEM-a, ki je bil večkrat uspešno preizkušen na eksperimentalnih modelih pretežno upogibnih sten (npr. Kante, 2005). Nastanek zamisli o novem analitičnem modelu, opredelitve značilnosti obnašanja modela in nazadnje izpeljave vseh potrebnih enačb so predstavljene v **poglavjih**

3, 4 in 5. Še prej je v **poglavju 2** opravljen krajši pregled dosedanjega dela domačih in tujih raziskovalcev na področju analize neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih sten in postopkov za določitev projektnih zahtev po strižni nosilnosti pri potresno varnem načrtovanju zgradb, ki vsebujejo stene. Izčrpane razprave o tem so podane v naslednjih poglavjih.

V grobem je nadgradnja MVLEM-a v nov element zajemala vpeljavo večjega števila vodoravnih vzmeti, ki so razporejene po dolžini stene in katerih obnašanje je odvisno od pomikov v navpičnih vzmeteh, t.j. od osnega in upogibnega stanja v elementu. Vodoravne vzmeti ponazarjajo mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok armiranobetonskega elementa. Tisti mehanizmi so: (i) možnični mehanizem vzdolžne armature; (ii) mehanizem zaklinjanja zrn agregata; (iii) mehanizem vodoravne/strižne armature. Element je formuliran tako, da je neposredno upoštevan tudi prispevek prenosa strižne sile prek nerazpokane tlačene cone prereza in posredno (prek pomika v razpokah in pozicije nevtralne osi) tudi prispevek ločnega učinka. Pri osnovni formulaciji modela smo privzeli, da je nosilnost tlačnih diagonal v armiranobetonskem elementu, prek katerih se strižna sila prenaša od razpoke do razpoke, dovolj velika, da v steni ni merodajna porušitev tlačne diagonale (to običajno velja za vitke stene z zmerno ali šibko strižno armaturo, katere smo želeli prvenstveno obravnavati). V kasnejši fazi se je formuliralo še proceduro, ki na podlagi deformacijskega stanja v steni, preveri morebitno prekoračitev nosilnosti tlačnih diagonal, pri čemer smo uporabili izraze za zvezo med trenutnim deformacijskim stanjem v steni in tlačno nosilnostjo betona v diagonali, ki jih predlagata Vecchio in Collins (1986).

Kot je bilo rečeno, na strižno obnašanje armiranobetonskih sten izrazito vpliva velikost pomikov v razpokah. Zato smo pri formulaciji novega analitičnega modela posebno skrb posvetili opredelitvi postopkov za izračun teh pomikov. Ker smo želeli razviti računsko stabilen model, je bilo potrebno poskrbeti, da postopki niso računsko prezahtevni. V ta namen smo vpeljali nekaj poenostavitvev, ki so bile osnovane na podlagi eksperimentalnih raziskav armiranobetonskih preizkušancev. Privzeli smo, da se razpoke v armiranobetonskem panelu (odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom) formirajo ekvidistančno, so ravne in oklepajo enak kot z vzdolžno osjo elementa. Razdaljo med razpokami smo določili s pomočjo CEB-ove empirične formule, katero so uporabile tudi druge raziskovalne skupine, ki so razvijale svoje modele za opis neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih panelov (npr. Bentz, 2000). Tako kot predlaga večina raziskovalcev (npr. Massone-Sanchez, 2006; Vecchio in Collins, 1986), smo trenutni kot (usmerjenost) razpok določili na podlagi deformacijskega stanja v elementu.

Ob dodatni predpostavki, da se glavna strižnih pomikov elementa zgodi z zamiki v razpokah in ne z deformiranjem tlačnih diagonal, smo izpeljali zveze med vozliščnimi pomiki elementa in pomiki v razpokah. S pomočjo teh zvez smo izpeljali togostno matriko in enačbe za izračun vektorja notranjih sil novega elementa, ki tako temelji na novem analitičnem modelu za opis neelastičnega strižnega obnašanja sten (**poglavje 5**).

Opisan postopek analitičnega modeliranja strižnih mehanizmov je povsem izviren, čeprav je bilo v zadnjih letih opravljenih več raziskav na področju razvoja analitičnih modelov za armiranobetonske elemente, ki zajemajo neelastično interakcijo V - M - N . Glavnina raziskovalcev (npr. Orakcal et al., 2006 in Chen in Kabeyasawa, 2007) je pri formulaciji svojih elementov upoštevala t.i. model porazdeljenih strižno-upogibnih razpok v armiranobetonskih elementih, ki armiran beton obravnava kot ortotropen material, pri čemer so ravnotežne in konstitutivne enačbe zapisane v obliki t.i. povprečnih napetosti in deformacij, ki upoštevajo karakteristike razpokanega materiala. Pri takšni formulaciji so mehanizmi v razpokah le posredno upoštevani s prilagajanjem konstitutivnih zakonov

za beton, ki narekuje nosilnost tlačene diagonale. To se v določenih primerih izkaže kot bistvena pomanjkljivost, saj ravno mehanizmi prenosa sil v razpokah ključno vplivajo na strižno obnašanje armiranobetonskih elementov s šibko strižno armaturo. Takšni modeli so torej primerni predvsem za stene, kjer je kritična nosilnost tlačene diagonale. Bistveni pomanjkljivosti takšne formulacije sta še računski zahtevnost, ki lahko privede do težav s konvergenco, ter nezmožnost opisa obnašanja armiranobetonskih elementov pri ciklični obtežbi (histerezna pravila). Pomanjkljivost teh modelov je še neupoštevanje mozničnega mehanizma prenosa strižnih sil, ki je lahko ključen za pravilno analizo sten, pri katerih je merodajen strižni zdrs. Kot prednost pred našim modelom pa je potrebno izpostaviti natančnejši opis obnašanja v tlačnih diagonalah, kar pa bistveno poveča zahtevnost procesiranja izračunov.

V **poglavju 4** so opisani matematični modeli s katerimi so različni raziskovalci iz obravnavanega področja opisali mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok armiranobetonskih elementov. Na podlagi teh modelov smo lahko določili vpliv pomikov v razpokah na učinkovitost strižnih mehanizmov in izpeljali konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti novega elementa (**poglavje 5**). Tako je bil dokončno izdelan nov element (nadgrajen MVLEM), ki je formuliran na podlagi novega analitičnega modela za strižno obnašanje sten. Vse izpeljane postopke smo vgradili v nov programski razred v računalniškem okolju za potresno analizo gradbenih konstrukcij OpenSees (2008) – **priloga B**. Tako je moč nov element uporabiti v kombinaciji z vsemi analitičnimi metodami in modeli, ki jih ponuja ta program.

Nov element smo najprej testirali na nekaj preprostih računskih primerih armiranobetonskih sten (nekaj od teh je predstavljenih v **prilogi A**). S tem smo preverili ali so algoritmi pravilno vgrajeni in kakšna je računski zmogljivost elementa. Z rezultatom smo bili zadovoljni, saj je program stabilno in hitro izvršil tudi zahtevnejše naloge (neelastična analiza časovnega odziva). V prvem delu **poglavja 6** je podan strnjen opis novega analitičnega modela. V drugem delu najdemo dodatna navodila za uporabo novega elementa pri računski analizi AB sten.

Nadalje je v **poglavju 7** predstavljena verifikacija novega elementa z eksperimentalnimi podatki. Za verifikacijo smo uporabili eksperiment na modelu pet etažne stene z odprtini s prirobnicami (projekt ECOLEADER), ki je bila preizkušena na potresni mizi in kjer je nepričakovano prišlo do strižne porušitve slopov stene. Z umeritvijo (kalibracijo) nekaterih parametrov strižnega obnašanja modela smo zelo dobro reproducirali dogajanje med eksperimentom. Podatki, ki smo jih pridobili smo uporabili za nadaljnje delo z modelom.

V sklopu disertacije je bila opravljena ocena potresnega tveganja več etažne armiranobetonske stene, ki je glede geometrije značilna za slovenski prostor (**poglavje 8**). Pri opredelitvi količin armature (nosilnosti) in armaturnih detajlov, smo upoštevali Evrokodov postopek za načrtovanje konstrukcij srednje duktilnosti (DCM), kar je tudi najbolj pogosta praksa slovenskih projektantov v zadnjem času. Ker smo v naših raziskavah ugotovili, da je Evrokodov postopek za izračun projektnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah, ki so načrtovane po DCM, lahko tudi precej nekonservativen, smo se odločili da preverimo potresno tveganje takšnih sten. Za primerjavo smo opravili še študiji pri kateri smo upoštevali načrtovanje strižne nosilnosti v stenah po postopku, ki smo ga sami na novo predlagali (Rejec et al., 2011), in za primer, ko se pri načrtovanju armiranobetonske stene sploh ne upoštevamo vpliv povečanja strižnih sil.

Preučili smo tudi mehanizme prenosa prečnih sil v veznih gredah in medetažnih ploščah, ki povezujejo stene (**poglavje 9**). Kot naše izvirno delo je bil formuliran preprost matematični opis

mehanizma, ki pojasnjuje visoko nosilnost povezave sten, ki je sestavljena iz kratke grede in medetažne plošče (kot v primeru preizkušanca ECOLEADER). Izpeljan je bil izviren izraz za izračun prečne nosilnosti povezave, ki je sestavljena iz medetažne plošče in kratke vezne grede z neobjetimi snopi bidiagonalne armature.

Poseben sklop disertacije predstavlja ocena primernosti Evrokodovih postopkov za določitev projektnih strižnih sil v konzolnih stenah pri potresni obremenitvi (**poglavje 10**). Sodobne študije so pokazale potrebo po reviziji postopka, ki temelji na skoraj 20 let starih raziskavah (Keintzel, 1990). V doktoratu smo osredotočili na tip sten, ki se gradijo v Sloveniji. Pri računu potresnih strižnih zahtev v več etažnih armiranobetonskih stenah je potrebno upoštevati t.i. vpliv povečanja strižnih sil zaradi pojava upogibnih neelastičnih deformacij ob vpetju (pojav plastičnega členka ob vpetju stene). Naše raziskave so pokazale, da je Evrokodov postopek v osnovi korekten, a je potreben določenih popravkov in pojasnil pri uporabi Keintzlove enačbe za izračun amplifikacije strižnih sil (1990).

»Ta stran je namenoma prazna«

2 KRAJŠI PREGLED STANJA NA OBRAVNAVANEM ZNANSTVENEM PODROČJU

V poglavju je na kratko povzeto delo domačih in tujih raziskovalcev, ki so v preteklosti obravnavali neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten in postopke za izračun potresnih strižnih zahtev v armiranobetonskih stenah. Izčrpniji pregledi se nahajajo v naslednjih poglavjih, in sicer na mestih, kjer je posamezno področje raziskav neposredno povezano z našim delom.

Postopki v sodobnih predpisih, ki obravnavajo strižno nosilnost armiranobetonskih elementov, temeljijo na paličnem mehanizmu prenosa strižnih sil vzdolž linijskega armiranobetonskega elementa, ki sta ga pred več kot stoletjem utemeljila Wilhelm Ritter in Emil Mörsch, ter t.i. prispevku strižnih mehanizmov betonskega prereza (strižna nosilnost betona v nerazpokanem tlačnem območju, ločni učinek in moznični mehanizem). Ko nek linijski betonski element obremenimo s strižno silo, se v njem pojavijo strižne razpoke (razpoke, ki z vzdolžno osjo elementa oklepajo določen kot), vzdolž katerih pride do zdrsa oz. izgube strižne kapacitete. Skladno s formulacijo paličnega mehanizma se prenos strižnih sil prek razpok zagotovi z vgradnjo strižne armature. Strižna armatura tako poskrbi za prenos sil prek strižnih razpok med posameznimi nerazpokanimi betonskimi deli. Ob tem se v nerazpokanih delih elementa (deli elementa med sosednjimi razpokami) formirajo tlačne diagonale, ki prenesejo strižno silo vzdolž elementa do naslednjih strižnih palic, ki prečkajo naslednjo razpoko. Da se lahko vzpostavi ravnotežje v paličju, pride do t.i. premika sile v natezni upogibni armaturi, in sicer v smeri manjšanja upogibne obremenitve (t.i. premik momentne linije). Pri računu potrebne strižne armature se je privzelo izkustveno vrednost kota razpok oz. kota tlačnih diagonal, ki je sprva znašal 45° . Kasnejše raziskave so nakazale, da je v določenih primerih upravičeno upoštevati tudi strmejši kot razpok (Kowalsky in Priestley, 2000; Elwood in Moehle, 2003)

S pridobivanjem izkušenj raziskovalcev tekom let se je izkazalo, da postopek pri katerem upoštevamo, da se strižne sile prenašajo le z mehanizmom paličja (vodoravna armatura), izkazuje preveč konservativne rezultate. Še posebej je to veljalo za elemente z nizkim deležem strižne armature. Ugotovljeno je bilo, da pri prenosu strižnih sil prek območij razpok znatno sodelujejo tudi drugi mehanizmi, pri čemer ima veliko vlogo mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpokah. Zato so predpisi uvedli postopke, po katerih se je strižno nosilnost AB elementov izračunalo kot vsoto prispevka strižne armature (mehanizem paličja) in prispevka t.i. strižnih mehanizmov betonskega prereza. Slednji je zajemal mehanizem trenja zrn agregata v diagonalnih (strižnih) razpokah, moznični efekt vzdolžne natezne armature, prenos strižnih sil prek nerazpokane tlačne cone v prerezu elementa ter ločni učinek. Izrazi za prispevek betonskega jedra so bili določeni empirično in so se precej razlikovali glede na predpis, ki jih je navajal. Vsi postopki so se nanašali le na zagotovitev nosilnosti pri statični obremenitvi. Pojavi, kot so izmenično odpiranje in zapiranje razpok ter zdrsi v razpokah, ki so značilni za obnašanje pri dinamični obtežbi, niso bili obravnavani.

V osemdesetih letih prejšnjega stoletja sta Frank J. Vecchio in Michael P. Collins razvila precej splošen a hkrati zapleten model izračuna napetosti in deformacij v armiranobetonskih panelih obremenjenih z poljubno obtežbo (Vecchio in Collins, 1986). Postopek sta poimenovala Modificirana teorija tlačnega polja (Modified Compression Field Theory - MCFT). Metoda omogoča izračun strižnega obnašanja AB panelov ob upoštevanju celotnega deformacijsko-napetostnega stanja v elementu (interakcija količin). V modelu je matematično opisana tlačna nosilnost in deformabilnost betona v odvisnosti od stopnje razpokanosti elementa (t.j. velikost glavne natezne deformacije), zato je v primeru sten takšen model primeren predvsem za izračun deformiranja in kapacitete tlačnih diagonal. Rezultate izračunov po MCFT sta primerjala z eksperimentalnimi rezultati na seriji tridesetih preizkušancev in ugotovila izjemno dobro ujemanje. Kasneje sta metodo vpeljala v postopek za

analizo linijskih armiranobetonskih elementov (Vecchio in Collins, 1988). S to metodo izračunane strižne nosilnosti AB nosilcev sta primerjala z eksperimentalnimi rezultati na večjem številu preizkušancev različnih prerezov in razponov. Ujemanje je bilo zelo dobro. Slabost tega postopka je bilo nedefinirano ciklično obnašanje in velika računaska zahtevnost, kar se je odražalo v dolgotrajnosti analiz in pogostih numeričnih težavah (Bentz, 2000).

V zadnjih letih so nekateri vodilni raziskovalci iz področja analize armiranobetonskih elementov, kot sta J. W. Wallace s sodelavci (Massone Sanchez, 2006; Orakcal et al., 2006) in T. Kabeyasawa s sodelavci (Chen in Kabeyasawa, 2000; Kim et al., 2008), nadgradili Vecchiovo in Collinsovo delo ter razvili vsak svojo različico elementa, ki zajema opis nelinearnega striga in interakcije upogibni moment – osna sila – strižna sila. Tako Wallaceova kot Kabeyasawova raziskovalna skupina sta nadgradili za pretežno upogibne elemente uveljavljen MVLEM model. Skupini sta modelu nadgradili interpolacijsko funkcijo, ki ponazarja strižno deformacijo vzdolž elementa, ter dodali integracijske točke (osnovni MVLEM ima eno integracijsko točko). Konstitutivne enačbe za vertikalne vzmeti oz. lamele so bile v veliki meri formulirala na podlagi ravninskega napetostnega stanja po nekoliko spremenjeni različici Modificirane teorije tlačnega polja (MCFT). T.j. pri formulaciji elementov je bil upoštevan t.i. model porazdeljenih strižno-upogibnih razpok v armiranobetonskih elementih, ki armiran beton obravnava kot ortotropen material, pri čemer so ravnotežne in konstitutivne enačbe zapisane v obliki t.i. povprečnih napetosti in deformacij, ki upoštevajo karakteristike razpokanega materiala.

Kabeyasawova skupina (Chen in Kabeyasawa, 2000; Kim et al., 2008) je učinkovitost elementa preverila s primerjavo z eksperimentom na kratki steni s T prerezom, ki je bila ciklično obremenjena ob konstantni osni sili. Analitični model je dobro ocenil tako nosilnost, kot tudi histerezo obnašanje stene. Wallace in sodelavci (Orakcal et al., 2006; Massone Sanchez, 2006) so svoj model preizkusili na razmeroma vitkih (razmerje višina:dolžina 3:1) in kratkih stenah ter rezultate primerjal z eksperimenti. Izkazalo se je, da analitičen model preceni nosilnost in togost vitkih sten. Najbolje ujemanje je bilo opaženo pri kratkih stenah s strižnim razmerjem enakim 1,0. Z manjšanjem strižnega razmerja stene, se ujemanje zelo poslabšalo: Analitični model je precej podcenil nosilnost sten s strižnim razmerjem manjšim od 1,0. Ob tem je potrebno dodati, da je v poročilih bila primerjana le ovojnica odnosa sila-pomik ne pa tudi ciklično obnašanje oz. oblika histerez. Wallaceova skupina se je na splošno veliko ukvarjala z analitičnim in eksperimentalnim delom na armiranobetonskih stenah (Orakcal et al., 2002, 2004, 2006 in 2009), ki pa glede geometrije (predvsem vitkosti) večinoma niso bile skladne s stenami, ki so grajene po slovenski praksi.

Omeniti je potrebno tudi delo Elwooda in sodelavcev (Elwood, 2001; Elwood in Moehle, 2003; Elwood in Eberhard, 2006), ki so preučevali mehanizme strižne porušitve AB elementov, točneje AB stebrov. Na podlagi obširnih baz podatkov o eksperimentalnih preiskavah na preizkušancih AB stebrov so omenjeni raziskovalci formulirali t.i. krivulje mejnega stanja (*angl. limit state curves*), ki ponazarjajo vodoravni pomik AB stebrov pri prekoračitvi strižne nosilnosti. Krivulje, ki so bile določene empirično (baze podatkov), upoštevajo geometrijske značilnosti stebra (razmerje stranic prereza, višina), delež strižne armature, trdnost betona in nivo osne sile na elementu.

Nobeden izmed opisanih modelov pa eksplicitno ne upošteva strižnih pomikov v razpokah. To se v določenih primerih izkaže kot bistvena pomanjkljivost, saj pomiki v razpokah lahko predstavljajo ključno komponento strižnega deformiranja armiranobetonskega elementa (Vecchio in Lai, 2004). Tudi učinkovitost mehanizmov za prenos strižnih sil prek razpok (od katerih je odvisna strižna nasilnost elementov s šibko strižno armaturo) je neposredno odvisna od pomikov v razpokah.

Matematični modeli za opis mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpok, ki jih navajajo različni avtorji so opredeljeni na podlagi vrednosti komponent pomika v razpokah (komponenti pomika sta: zdrs in razmik). Dei Poli in drugi (1992), Dulacska (1972), Vintzeleou in Tassios (1987) ter Millard in Johnsona (1984) so na podlagi eksperimentalnih podatkov izpeljali več različnih izrazov izračun kapacitete možničnega mehanizma. Z modeli za opis kapacitete mehanizma zaklinjanja zrn agregata v razpokah so se ukvarjali Walraven in Reinhardt (1981), Vecchio in Lai (2004) ter Okamura in Maekawa (1991). Matematični modeli za mehanizme prenosa strižnih sil, ki so jih predlagali omenjeni raziskovalci, smo temeljito obravnavali v četrtem poglavju naloge.

Čeprav se pri našem delu nismo bistveno posvetili formulaciji nosilnosti tlačnih diagonal (privzeli smo, da v tipu sten, ki jih prvenstveno obravnavamo, to načeloma ni kritično), je potrebno omeniti precej obsežno študijo o nosilnosti tlačnih diagonal na mostnih opornikih z močnimi prirobnicami, ki se obnašajo podobno kot nizke stene, ki je bila opravljena na UCSD pod vodstvom M. J. N. Priestleyja (Hines et al., 2002). V okviru študije so bili testirani trije preizkušanci, ki so bili obremenjevani s skoraj-statično ciklično obtežbo. Dva sta odpovedala zaradi prekoračitve upogibne nosilnosti, pri enem pa je prišlo do porušitve tlačne diagonale. Ob podpori teh eksperimentalnih rezultatov so avtorji formulirali nov izraz za nosilnost tlačne diagonale na območju plastičnega členka. Formulacija upošteva vpliv upogibno-osnih deformacij na kot tlačne diagonale ter natančneje opredeli površino tlačne diagonale. V veliki meri pa je ostal nedorečen vpliv akumulacije poškodb zaradi cikličnega obremenjevanja na nosilnost diagonale.

Navkljub velikemu vložku v raziskave na področju razvoja primerne analitičnega modela, ki bi zajemal neelastično ciklično strižno obnašanje AB elementov z interakcijo z osno silo in upogibom, ostaja torej ta naloga na veliko mestih še vedno nedokončana. Zato je dobrodošel vsak novi prispevek k povečanju razumevanja tega izjemno kompleksnega a hkrati za potresno inženirstvo temeljnega pojava.

Potresna analiza sistemov sten z odprtini je še zahtevnejša kot pri navadnih konzolnih stenah, saj je poleg potresnega obnašanja samih sten oz. slopov, potrebno poznati tudi obnašanje veznih gred, ki povezujejo slope sten. Značilnost teh gred je zelo nizko razmerje med dolžino elementa in višino prereza. Željeno je, da se vezne grede, ki naj bi bila primarna mesta disipacije potresne energije, med nastopom potresne obtežbe obnašajo duktilno, čeprav je to izjemno težko zagotoviti. Zaradi izrazito strižnega obnašanja teh elementov je zelo težko ustrezno konstruirati vezene grede, da bodo zmožne duktilnega obnašanja. Paulay in Priestley (1992) sta v svojih objavah predlagal rešitev problema v obliki bidiagonalne armature. Mehanizem prenosa prečne sile med slopi sten se je tako prevedel na mehanizem izmenično tlačne in tegnjene diagonale. Čeprav so eksperimenti pokazali zadostno duktilno obnašanje tako konstruiranih elementov, ostaja težava precejšnje zahtevnosti pri izvedbi takih konstrukcijskih detajlov. Avtorja sta izpeljala tudi postopek računa povečanja nosilnosti veznih gred zaradi sodelovanja medetažne plošče.

V preteklih letih je J. W. Wallace (2007) preizkusil nov koncept armiranja veznih gred. Namesto z bidiagonalno armaturo, je vezno gredo armiral s tri-strižnimi stremeni, vzporednimi z obema stranicama prereza ter vzdolžnimi armaturnimi palicami, ki jih je enakomerno razporedil po celotni površini prereza. Preizkus na modelih je pokazal približno enako dobro obnašanje kot v primeru gred z bidiagonalno armaturo.

Precejšnja neznanka je še vedno nosilnost veznih gred, ki jo je težko oceniti zaradi precej nedefiniranega sodelovanja medetažne plošče. Eksperiment na steni z odprtini na potresni mizi, ki

se je odvijal v okviru projekta ECOLEADER, je pokazal izjemno povečanje nosilnosti veznih gred zaradi sodelovanja medetažne plošče. Zaradi nepričakovano visoke nosilnosti veznih gred, so te med potresno obtežbo visoke intenzitete ostale nepoškodovane, medtem ko je prišlo do nezaželene strižne porušitve slopov. Čeprav je bila nosilnost veznih gred ocenjena z vrsto smiselnih postopkov (Kante, 2005), se noben izračun ni približal dejanski nosilnosti veznih gred.

Poleg raziskav na področju postopkov za določitev strižne nosilnosti in na splošno obnašanja sten in veznih gred, je za ustrezen postopek načrtovanja sten, pomembna tudi korektna ocena strižnih obremenitev, ki se pojavijo med potresno obtežbo. To ni preprosta naloga, saj zaradi učinkov višjih nihajnih oblik in plastifikacije stene ob vpetju pride do amplifikacije strižnih sil po višini stene. Vpliv višjih nihajnih oblik in plastifikacije konzolne stene ob vpetju na povečanje in razpored prečnih sil po višini stene med potresno obtežbo je prvi sistematično obravnaval R. W. G. Blakeley v sredini sedemdesetih let prejšnjega stoletja (Blakeley et al., 1975). Medtem ko velikost in razpored upogibnih momentov lahko razmeroma dobro ocenimo s poenostavljenim postopkom ekvivalentnih vodoravnih sil, je za dovolj dobro oceno strižnih obremenitev potrebno upoštevati še prispevek višjih nihajnih oblik. Blakeley je opazil tudi, da se lahko prečne sile v konzolni steni precej povečajo s tvorbo plastičnega členka ob vpetju, medtem ko je največji moment, ki se lahko razvije v steni omejen z upogibno nosilnostjo prereza stene ob vpetju. Ugotovljeno je bilo tudi, da je povečanje prečnih sil izrazitejše pri konzolnih stenah z daljšim prvim nihajnim časom. Blakeleyjev izraz za amplifikacijo računskih prečnih sil, ki so dobljene s poenostavljenimi metodami, je bil nato sprejet v novozelandskih in ameriških predpisih.

Naslednjo prelomnico pri raziskavah amplifikacije strižnih sil v konzolnih stenah predstavlja Keintzlova raziskava s katero je izpeljal nov izraz za račun povečanja strižnih sil v konzolnih stenah (Keintzel, 1990). Keintzel je do svojih ugotovitev prišel na podlagi večjega števila neelastičnih časovnih analiz na konzolnih stenah pri katerih je variiral število etaž, prvi nihajni čas ter upogibno nosilnost ob vpetju. Opazil je, da je velikost amplifikacije odvisna tudi od intenzitete potresne obtežbe, t.j. od dosežene duktilnosti stene. Nadalje je Keintzel ugotovil, da plastifikacija ob vpetju stene bistveno vpliva le na redukcijo potresnih sil, ki izhajajo iz vpliva prve nihajne oblike. Medtem ko je vpliv višjih nihajnih oblik skoraj enak vplivu na elastični konstrukciji. Izraz je bil preverjen na večjem številu neelastičnih analiz časovnega odziva. Rezultati so pokazali zadovoljivo ujemanje, vendar parametrična študija ni zajemala raznolikega nabora parametrov (preverjeno je bilo le na stenah z manjšim številom etaž). Postopek je privzet v Evrokodu 8 (CEN, 2004b) v poglavju za določitev računskih prečnih sil za stene projektirane z visoko stopnjo duktilnosti.

Keintzlov izraz obravnava le povečanje, ne pa tudi spremembo razporeda prečnih sil po višini stene. Priestley s sodelavci (2007) ter Rutenberg in Nsieri (2006) so v svojih raziskavah obravnavala še spremembo razporeda prečnih sil in momentov vzdolž stene z večanjem intenzitete potresa in spreminjanjem prvega nihajnega časa stene ter števila etaž. Ugotovili so, da se z večanjem števila etaž oz. večanjem prvega nihajnega časa, izrazito povečajo prečne sile v zgornji tretjini višine stene.

Rutenberg in Nsieri (2006) sta preučevala ustreznost postopkov za določitev projektnih strižnih sil v konzolnih stenah, ki so privzeti v Evrokodu 8. Predlagala sta nov izraz za izračun amplifikacije prečnih sil ob vpetju ter ovojnico projektnih prečnih sil po višini stene, ki je bila umerjena na podlagi večjega števila neelastičnih analiz časovnega odziva. V svojih analizah sta opazila, da Keintzlov izraz, ki je privzet v Evrokodu, zelo pogosto daje precej konservativne rezultate, in da je enoten faktor amplifikacije v vrednosti 1,5 za stene, ki so projektirane po srednji stopnji duktilnosti, v večini

primerov nekonservativen. Neustrezna (nekonservativna) naj bi bila tudi ovojnica razporeditev projektnih prečnih sil po višini stene, ki je predpisana v Evrokodu.

Priestley je s svojo skupino (Priestley et al., 2007), podobno kot Rutenberg in Nsieri, opravil večje število nelinearnih analiz časovnega števila pri čemer je variiral število nadstropij in prve nihajne čase konzolnih sten. Ugotovil je, da modalna analiza s spektri odziva, pri kateri je s faktorjem obnašanja reducirana le vpliv prve nihajne oblike, daje zelo primerljive rezultate z neelastično analizo časovnega odziva.

Izpostaviti je potrebno še delo Kapposa in Antoniadisa (2007), ki sta preučevala povečanje strižnih sil v konzolnih stenah, ki so del zgradb z mešanim konstrukcijskim sistemom (kombinacija okvirjev in sten). V splošnem je bilo ugotovljeno, da Evrokodov postopek podceni potresne strižne zahteve v armiranobetonskih stenah, ki so načrtovane na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM) ter preceni zahteve v stenah, ki so načrtovane na visoko stopnjo duktilnosti (DCH). Poudarila sta tudi, da je predpostavka o enakomerni vrednosti amplifikacije vzdolž višine sten napačna (Evrokodov postopek privzame enotno amplifikacijo).

»Ta stran je namenoma prazna«

3 RAZVOJ NOVEGA ANALITIČNEGA MODELA ZA ARMIRANOBETONSKE STENE Z UPOŠTEVANJEM MEDSEBOJNE POVEZAVE $N-M-V$

3.1 Splošno o analitičnem modeliranju armiranobetonskih sten pri potresni obtežbi

Modeliranje potresnega obnašanja armiranobetonskih konstrukcij z matematičnimi modeli je zelo zahtevna naloga. Med nastopom potresne obtežbe, se armiranobetonskim elementom bistveno spremenijo lastnosti, ki narekujejo potresno obnašanje. Tvorijo se razpoke, armaturne palice se plastificirajo, pojavijo se zdrsi v preklopih ali razpokah, lokalne nestabilnosti (uklon palic),... Marsikaterega od teh pojavov, ki so mnogokrat ključni za ustrezen potresni odziv stavbe, še ne znamo zadovoljivo ponazoriti z matematičnimi modeli. Že samo obnašanje betona kot materiala je na mnogih področjih neraziskano, če dodamo še armaturne palice, pa je nejasnosti še več. Prizadevanja raziskovalcev in inženirjev gredo v smeri odpravljanja teh nejasnosti.

V novih standardih za načrtovanje potresno odpornih objektov so predpisani ukrepi s katerimi zagotovimo, da se bodo med nastopom potresa v zgradbi pojavili le neelastični mehanizmi, ki so dobro raziskani in za katere vemo, da ne slabšajo potresnega odziva oz. v mnogih primerih delujejo ugodno. Ob nastopu potresne obtežbe na obstoječih stavbah, ki so bile grajene po pravilih, ki so iz današnjega stališča neprimerna, je pričakovati pojav neugodnih oz. še ne raziskanih mehanizmov, ki lahko nesprejemljivo poslabšajo potresno obnašanje. Veliko takšnih stavb je vitalnega pomena za okolje kjer so zgrajene in zato javnost pričakuje, da odgovorni poskrbijo za ukrepe s katerimi bi se zagotovila ustrezna potresna varnost. Pri tem je eden izmed začetnih korakov ocena potresne varnosti stavbe takšne kot je, za kar med ostalim potrebujemo tudi primerne analitične modele, ki omogočajo modeliranje tudi zahtevnejših mehanizmov obnašanja. Eden izmed teh je neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten, ki vsebujejo nizek delež strižne armature, kar pomeni, da v primeru potresne obtežbe lahko pride do prekoračitve strižne nosilnosti v natezni diagonali stene.

V preteklosti je bilo razvitih število različnih matematičnih modelov za analizo potresnega odziva armiranobetonskih konstrukcij. Med seboj se npr. ločijo po obsegu dejavnikov, ki jih upoštevajo pri izračunu odziva, ali npr. po računski zahtevnosti numeričnega izračuna. Analitične modele v splošnem delimo na makro modele in mikro modele. Z mikro modeli lahko opišemo obnašanje elementov kot zvezna trdna telesa. Za takšen opis je potrebna uporaba velikega števila končnih elementov, zato je numerično reševanje enačb gibanja s takšnimi modeli zelo zahtevno. Mikro modeli so zelo primerni za oceno dogajanja v konstrukcijah na lokalnem nivoju (npr. obnašanje stikov ali veznih sredstev), vendar so zaradi zahtevnosti računa precej manj primerni za račun globalnega obnašanja konstrukcij pri potresni obtežbi.

Slednje lahko zajamemo pri formulaciji makro modelov. Običajno omogočajo hitrejši in stabilnejši račun potresnega odziva. V teh modelih predpišemo bistvena pravila obnašanja posameznih elementov, ki so odvisna od vrste konstrukcije in narave obtežbe. Makro modeli zahtevajo od uporabnika dobro poznavanje obnašanja gradbenih konstrukcijah med potresno obtežbo (občutek za gradbeno konstrukcijo).

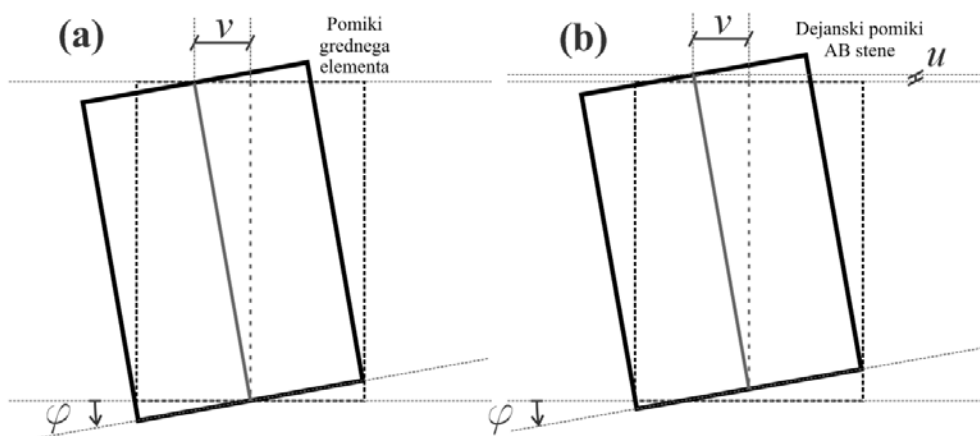
Za modeliranje neelastičnega potresnega odziva stene se najpogosteje uporablja ekvivalentne linijske (gredne) elemente, ki se jih postavi v težiščno os prečnega prereza stene. Najpogosteje uporabljen linijski makro element je t.i. Gibersonov gredni element (Giberson, 1967). Element sestavljata dve neelastični rotacijski vzmeti, vsaka na enem koncu linearno elastičnega linijskega dela, to je na mestih

kjer pričakujemo, da se bo med potresno obtežbo pojavil neelastičen upogibni mehanizem – plastični členek. Z vzmetmi tako predpišemo odnos moment – rotacija, ki velja za plastična členka.

Ovojnico odnosa moment – rotacija se določi na podlagi analize moment – ukrivljenost za prerez na območju plastičnega členka. Vrednosti rotacij se lahko določi na podlagi ocene ekvivalentne dolžine plastičnega členka l_p , tako da se vrednosti ukrivljenosti množi z l_p . Poleg ovojnice je potrebno predpisati še histerezna pravila rotacijskih vzmeti. Zelo razširjena je uporaba npr. Takedinih (Takeda et al., 1970) ali »Q« histereznih pravil.

Iz zgornjega opisa je razvidno, da je v primeru uporabe takšnega makro elementa veliko parametrov prepuščenih dobri presoji uporabnika. V tem primeru bi to bilo: lokacija plastičnih deformacij (lokacija plastičnih členkov), tip plastičnega deformiranja (upogibni), ocena dolžine plastičnega členka, idealizacija ovojnice odnosa moment-rotacija in histerezna pravila.

Gibersonov gredni element je primeren za opis potresnega obnašanja armiranobetonskih sten, pri katerih se tekom potresne obtežbe osna sila zanemarljivo spreminja. Karakteristike neelastičnih vzmeti so namreč vnaprej določene pri izbrani osni sili, zato element ne upošteva vpliv morebitne spremembe osne sile na upogibno obnašanje elementa (lastnosti plastičnih členkov). S tem modelom tudi ni mogoče zajeti dviganje sten (premik nevtralne osi iz težišča prereza povzroča navpične pomike težišča stene) med vodoravno obtežbo (Slika 3.1).



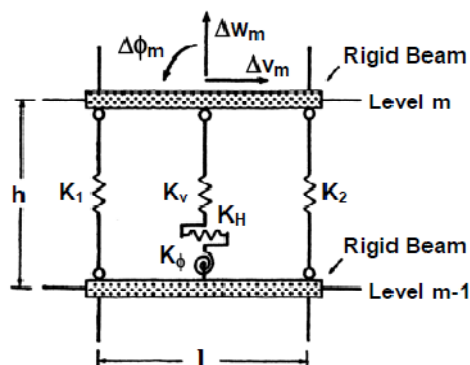
Slika 3.1: Dviganje AB stene med nastopom horizontalne obtežbe, ki ga z grednim elementom ne zajamemo: (a) Pomik grednega elementa pri zasuku v spodnjem vozlišču; (b) Dejanski pomiki AB stene pri zasuku v spodnjem vozlišču

Fig. 3.1: Wall rocking and effect of neutral axis shift on vertical displacements: (a) Beam-column element model; (b) Actual displacements of RC wall

Naslednja skupina makro elementov so t.i. makro elementi z več vzmetmi. Obstaja več različic, v splošnem pa gre za elemente, ki vsebujejo večje število nelinearnih vzmeti, ki so ob koncih pripete na toga gredna elementa (v primeru modeliranja sten so vzmeti postavljeni navpično, zato jih splošno imenujemo kar navpične/vertikalne vzmeti). Toga gredna elementa predstavljata spodnji in zgornji prerez AB stene, ki se ravna po Bernoullijevi hipotezi linearnega poteka deformacij. Z navpičnimi vzmetmi se torej modelira upogibno in osno obnašanje sten, ki je povezano med seboj (interakcija osne sile in upogibnega momenta). Dodana je še samostojna (nanj ne vpliva dogajanje v vertikalnih vzmeteh) horizontalna vzmet s katero se ponazori strižno obnašanje. Za razliko od Gibersonovega grednega elementa, element z več navpičnimi vzmetmi zajame vpliv spreminjanja osne obremenitve

na upogibno obnašanje ter upošteva dvigovanje stene. Odnos moment-rotacija se samodejno računa v vsakem obtežnem koraku, kar pomeni, da ga ni potrebno predpisati vnaprej.

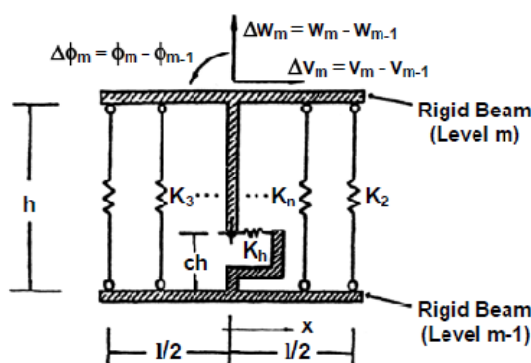
Prvi makro element z več navpičnimi vzmetmi je predstavil Kabeyasawa s sodelavci (1982, 1983 in 1984). Šlo je za t.i. makro element s tremi navpičnimi vzmetmi (TVLEM, ang. three-vertical-line-element model), ki modelirajo osno obnašanje robnih elementov in stojine. Element vsebuje še vodoravno vzmeti, ki ponazarja strižno obnašanje stojine in rotacijsko vzmet za opis upogibnega obnašanja stojine stene (Slika 3.2).



Slika 3.2: Makro element s tremi navpičnimi vzmetmi – TVLEM (Kabeyasawa et al., 1982). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 9

Fig. 3.2: Three-vertical-line-element – TVLEM (Kabeyasawa et al., 1982). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 9

Nadalje sta Vulcano in Bertero (1987) nadgradila element tako, da sta rotacijsko vzmet zamenjala z dodatnimi vertikalnimi vzmetmi (Slika 3.3). Nastal je t.i. makro element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM, ang. Multiple-vertical-line-element model). Rotacijska vzmet v TVLEM namreč ni bila odvisna od spremembe osne sile v vertikalnih vzmeteh, kar pomeni da ta model ni upošteval celotne interakcije med momentom in osno silo. Z novo formulacijo je bila ta pomanjkljivost odpravljena. Pri tem elementu je bil definiran še t.i. parameter c , s katerim je podana pozicija horizontalne vzmeti. Vrednost c vpliva na deformacijsko obliko stene, kot je obrazloženo v nadaljevanju (razdelek 3.7).



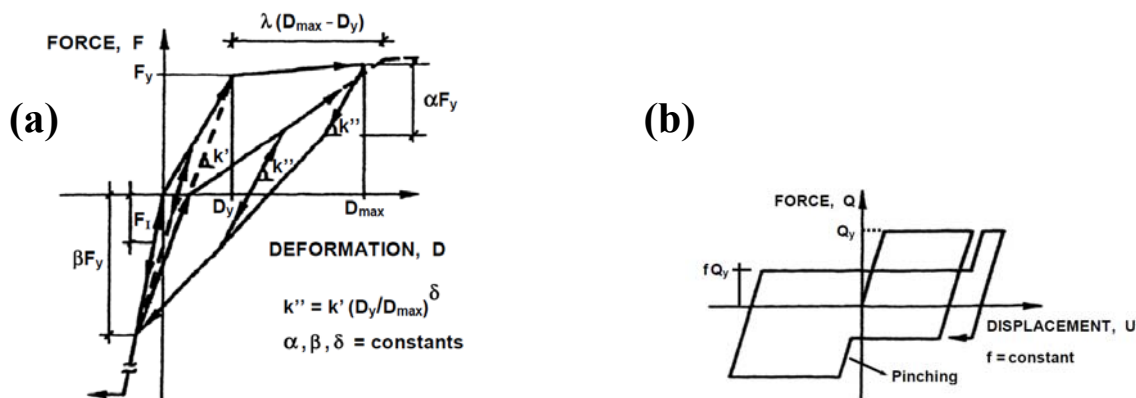
Slika 3.3: Makro element z več navpičnimi vzmetmi - MVLEM (Vulcano et al., 1988). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 13

Fig. 3.3: Multiple-vertical-line-element-model – MVLEM (Vulcano et al., 1988). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 13

Fischinger s sodelavci (1990) je formuliral poenostavljena pravila za obnašanje vertikalnih in horizontalne vzmeti (Slika 3.4). Nastal je t.i. modificiran MVLEM. Z novimi pravili je bilo možno zelo dobro napovedati neelastično upogibno obnašanje AB sten med potresno obtežbo. Pravila za vzmeti vsebujejo različne parametre histereznega obnašanja, preko katerih lahko uporabnik narekuje obnašanje vzmeti na podlagi lastnih izkustvenih znanj oz. eksperimentalnih podatkov.

Modificiran MVLEM s šestimi vertikalnimi vzmetmi je bil vgrajen (Fischinger s sodelavci, 1990 in 1992) v program DRAIN-2D (Kanaan in Powell, 1973). Model je bil večkrat uspešno uporabljen pri računu odziva stenastih ali mešanih sistemov, ki so bili preizkušeni na potresnih mizah: sedem nadstropna okvirno-stenasta konstrukcija v naravnem merilu preizkušena v Tsukubi na Japonskem (Fajfar in Fischinger, 1987); konzolne pet etažne stene v okviru projektov CAMUS 1 (Fischinger in Isaković, 2000) in CAMUS 3 (Fischinger s sodelavci, 2002a, 2002b in 2004).

Kante (2005) je modificiran MVLEM razširi tako, da je bila mogoča tudi prostorska analiza (dvoosni upogib). Tako ravninski, kot tudi prostorski MVLEM, sta bila vgrajena v program OpenSees (2008). V programu se pravila za vzmeti MVLEM-a opredeli tako, da se elementu pripiše t.i. enoosne materiale (ang. uniaxial materials), ki vsebujejo podatke o konstitutivnih pravilih. Zato se je OpenSees vgradilo tudi nove enoosne materiale (Kante, 2005), ki se ravna po pravilih za modificiran MVLEM (Fischinger s sodelavci, 1990). Z novim programskim orodjem je bil zelo uspešno (najboljše) napovedan odziv več etažne konzolne stene v naravnem merilu, ki je bila preizkušena na univerzi San Diego, Kalifornija v ZDA (Panagiotou et al., 2007a). Z modelom se je tudi zelo dobro opisalo odziv 5 etažne stene z odprtini velikega merila, ki je bila preizkušena na potresni mizi v Lizboni (Kante, 2005).



Slika 3.4: Histerezna pravila za: (a) navpične vzmeti in (b) horizontalno vzmet modificiranega MVLEM (Fischinger et al., 1990). Slika iz Orakcal et al., 2006, stran 16

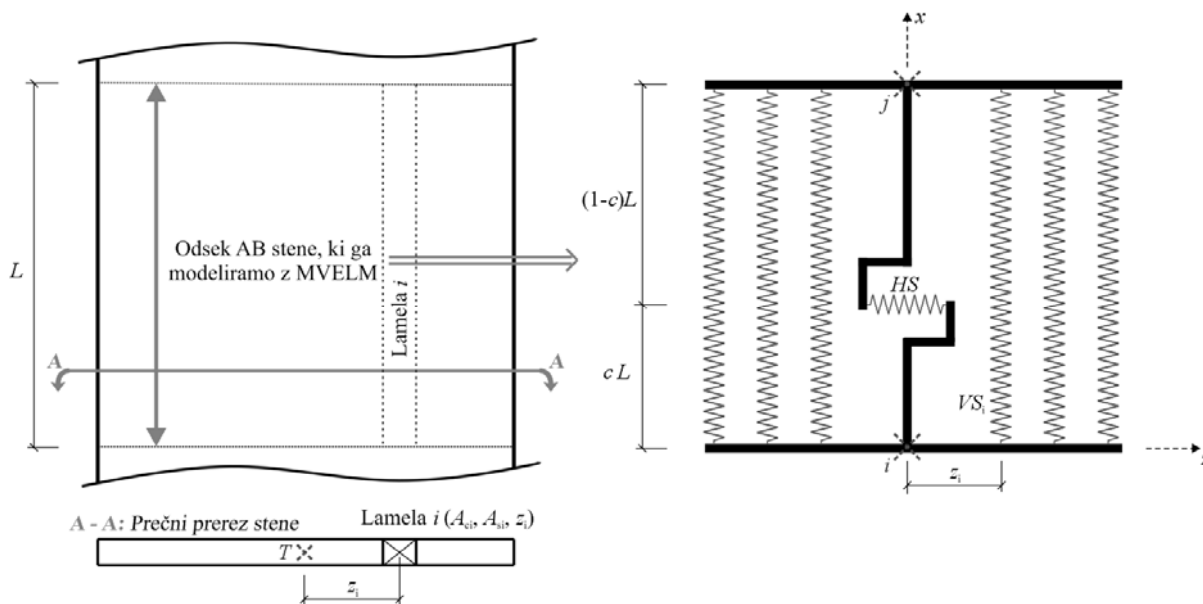
Fig. 3.4: Force-deformation relations adopted in modified MVLEM; (a) vertical springs; (b) horizontal spring (Fischinger et al., 1990). Figure reprinted from Orakcal et al., 2006, page 16

Kot tretji tip elementa je potrebno omeniti t.i. lamelni gredni element (*angl. fiber element*). To je linijski element z večjim številom integracijskih točk po dolžini (MVLEM ima samo eno integracijsko točko, glej poglavje 6), v katerih se v vsakem koraku analize izračuna trenutne napetosti in deformacije v prerezu preko katerih se določi vozliščne sile in pomike elementa. Pri podajanju vhodnih podatkov za element se prerez razdeli na poljubno gosto mrežo (podobno kot pri MVLEM, ki pa se mu običajno pripiše manj gosto mrežo, glej 3.2), na podlagi katere se v vsakem koraku analize ob upoštevanju pripisanih konstitutivnih pravil za beton in jeklo in Bernoullijeve hipoteze izračuna silo v prerezu. Prednost modela je razmeroma enostavno podajanje vhodnih podatkov (geometrija

prereza, konstitutivni zakoni za beton in jeklo; ni potrebno vnaprej računati odnos moment-rotacijo kot pri Gibersonovem elementu), vendar je numerično reševanje pogosto zelo zahtevno. Slabost modela je, da se ob prvi zaznavi plastifikacije v neki integracijski točki (padec togosti), vsa plastična deformacija skoncentrira na tistem mestu, čeprav so v resnici plastifikacija zgodi na daljših odsekih (na dolžini l_p). Lamelni gredni element zajame vpliv spreminjanja osne obremenitve na upogibno obnašanje ter upošteva dvigovanje AB elementa.

3.2 Makro element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM)

Makro element z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM) je sestavljen iz dveh togih gred na katerih sta vozlišči elementa in sta povezni z več (število vzmeti označimo z N) translatorskimi vzdolžnimi/navpičnimi vzmetmi (Slika 3.5). Togi gredi vsiljujeta v vzmeteh linearen potek deformacij, t.j. predpostavljena je Bernoullijeva hipoteza o poteku deformacij po prečnem prerezu linijskega elementa. Vsaka vzmet (i -to vzmet označimo z V_{S_i}) ima podane koordinate glede na težišče prereza elementa (za ravninski element potrebujemo le eno koordinato; za i -to vzmet jo označimo z z_i). Z njimi se modelira upogibno in osno obnašanje stene, kar pomeni, da je v modelu zajeta interakcija med upogibnim momentom in osno silo. Podatke o vzmet določimo tako, da prerez najprej razdelimo na poljubno število lamel (lamela so prizmatični vzdolžni deli stene, ki potekajo od začetne do končne toge grede - Slika 3.5) za katere poznamo koordinate njihovega težišča glede na težišče celotnega prečnega prereza, ploščino betonskega dela v prerezu lamela $A_{c,i}$ in ploščino vzdolžne armature $A_{sl,i}$. Podatek je tudi dolžina elementa L , saj z množenjem vrednosti deformacij v lameli z L dobimo vrednosti pomikov vzmeti (pomik i -te vertikalne vzmeti označimo z $u_{VS,i}$).



Slika 3.5: Shema makro elementa v več navpičnimi vzmetmi in oznake za izračun parametrov (lastnosti) vzmeti

Fig. 3.5: Scheme of MVLEM and denotation of the quantities that influence the springs' properties

Na podlagi teh geometrijskih podatkov in materialnih podatkov betona:

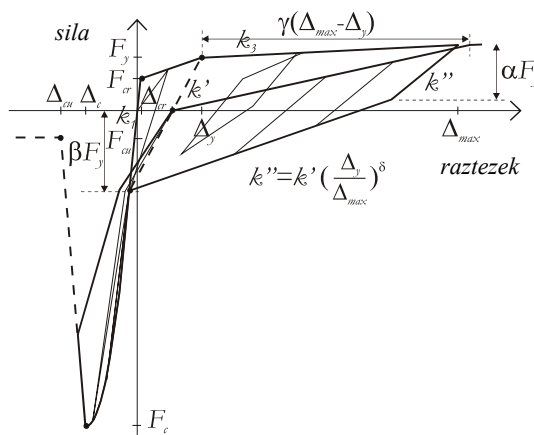
- Tlačna trdnost betona oz. največja tlačna napetost f_c , natezna trdnost betona f_t ;
- Deformacija betona pri največji tlačni napetosti ϵ_c , napetost pri tlačni porušitvi betona ϵ_{cu} ;
- Elastični modul betona E_c ;

in jekla vzdolžne armature (z indeksom l posebej označimo karakteristike v vzdolžne armature, da jih bomo kasneje lahko razločili od karakteristik strižne/vodoravne armature):

- Napetost jekla na meji tečenja $f_{l,y}$, mejna/največja napetost betona $f_{l,u}$;
- Deformacija jekla na meji tečenja $\varepsilon_{l,y}$, mejna deformacija jekla (deformacija pri pretrgu) $\varepsilon_{l,u}$;
- Elastični modul jekla $E_{s,l}$ ($E_{s,l} = f_{l,y} / \varepsilon_{l,y}$);

določimo ovojnice sila – pomik ($F_{VS,i} - u_{VS,i}$) za vzmeti, ki predstavljajo obnašanje posamezne lamele prereza v vzdolžni smeri (smer osi elementa). Kot smo omenili, je pomik v vzmeti enak produktu med deformacijo lamele in dolžino elementa L . Za vsako lamelo je privzeta konstantna vrednost deformacije po površini (deformacije med lamelami se zaradi togih gred spreminjajo linearno). Sila v vzmeti pa je enaka seštevku prispevkov lameli pripadajočega deleža betonskega jedra in vzdolžne armature. Sila je enaka napetosti v jeklu/betonu pomnoženi s površino jekla/betona.

V primeru, da se vzmet raztegne, ima ovojnica sila-pomik tri-linearno obliko (Slika 3.6). Prvo spremembo togosti predstavlja razpokanje betona v nategu ($F_{VS,i} = F_{VS,i,cr} = f_t \cdot A_{c,i}$; $u_{VS,i} = u_{VS,i,cr} = f_t / E_c \cdot L$), drugo pa pričetek plastifikacije natezne armature ($F_{VS,i} = F_{VS,i,y} = f_{l,y} \cdot A_{sl,i}$; $u_{VS,i} = u_{VS,i,y} = \varepsilon_{l,y} \cdot L$). V tlaku (krčenje vzmeti) k nosilnosti prispevata tako beton kot vzdolžna armatura. Ker k skupni nosilnosti precej več pripomore beton, ima ovojnica na tlačeni veji obliko diagrama napetost – deformacija za beton, t.j. lahko jo ponazorimo s funkcijo polinoma drugega reda (del parabole). Poenostavljeno se vrh parabole izračuna pri deformaciji, ko je dosežena največja trdnost betona ($u_{VS,i} = u_{VS,i,c} = \varepsilon_c \cdot L$). Silo v vzmeti pri tej deformaciji (višina parabole) se določi kot seštevku nosilnosti betona in sile v armaturi pri tej deformaciji ($F_{VS,i} = F_{VS,i,c} = f_c \cdot A_{c,i} + f_l(\varepsilon_c) \cdot A_{sl,i}$). Vpliv objetja betonskega jedra s stremensko armaturo se upošteva s povečanjem materialnih karakteristik za beton.



Slika 3.6: Diagram sila-pomik za navpične vzmeti MVLEM-a, kot je definiran v enoosnem materialu *VertSpringType2* v programskem okolju OpenSees (slika iz Kante, 2005, stran 95)

Fig. 3.6: Force – displacement relation of vertical springs in MVLEM, as defined in the *VertSpringType2* uni-axial material implemented in OpenSees (figure reprinted from Kante, 2005, page 95)

Poleg ovojnic vzmeti v tlaku in nategu je potrebno določiti še histerezna pravila. Omenili smo že histerezna pravila za modificiran MVLEM (Fischinger s sodelavci, 1990), ki so bila razvita tudi na podlagi izkustvenih znanj, omogočajo pa tudi, da uporabnik po lastni presoji oz. na podlagi eksperimentalnih podatkov spreminja nekatere parametre histereznega obnašanja (parametri α , β , γ in δ). Pravila in postopek izračuna vhodnih podatkov za te histezeze je izčrpno opisal Kante (2005). Oblika histerez precej vpliva na strižno togost in nosilnost AB elementa, saj razbremenilna pot na natezni veji določa hitrost zapiranja razpok.

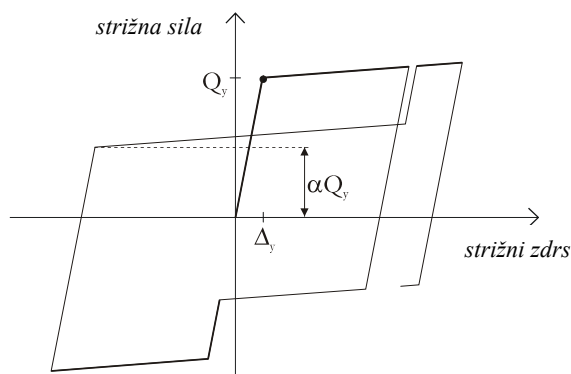
Poleg vertikalnih vzmeti, osnovni (ravninski) MVLEM vsebuje še strižno vzmet, ki je vodoravno postavljena na razdalji $c \cdot L$ od začetnega vozlišča. Konca vzmeti sta toga povezana z vozlišči elementa. Parameter c ($0,0 < c < 1,0$) vpliva na upogibno deformacijsko obliko vzdolž elementa, z njim je namreč definirano težišče diagrama ukrivljenosti vzdolž elementa. V modelih sten, ki so konstruirane tako, da potresne zahteve glede strižnih obremenitev ne presežejo nosilnosti, se privzame linearno elastično obnašanje strižne vzmeti. Pri določanju togosti vzmeti se lahko upošteva tudi zmanjšanje strižne togosti stene zaradi razpokanosti elementa (npr. s faktorjem razpokanosti). Togost vzmeti, ki bi ponazarjala linearno elastično strižno obnašanje stene se izračuna z enačbo (3.1).

$$K_{HS,elast} = \frac{A_s \cdot G}{L} \quad (3.1)$$

V (3.1) A_s označuje ploščino strižnega prereza stene in G označuje strižni modul betona.

V primeru, da se v steni pričakuje obremenitve, ki povzročijo padec strižne togosti, se vodoravni vzmeti predpiše neelastično obnašanje. Konstitutivna pravila vodoravne vzmeti so določena vnaprej in niso odvisna od trenutnega osno-upogibnega stanja v elementu (pomiki v navpičnih vzmeteh). Ker je strižno obnašanje armiranobetonskih elementov povezano s trenutnim osno-upogibnim stanjem, je moč s klasičnim MVLEM-om le približno modelirati strižno obnašanje takšnih sten.

Kot pogosto uporabljen histerezni model za strižno vzmet lahko izpostavimo t.i. model strižnega zdrsa (*angl. shear slip*), prikazanega na sliki 3.7. Z njim je mogoče upoštevati vpliv glajenja lic razpok z večanjem obremenilnih ciklov na padanje strižne kapacitete stene (parameter α).



Slika 3.7: Diagram sila-pomik za vodoravno vzmet MVLEM-a, kot je definiran v enoosnem materialu *ShearSlipHysteresis* v programskem okolju OpenSees (slika iz Kante, 2005, stran 99)

Fig. 3.7: Force – displacement relation of horizontal spring in MVLEM, as defined in the *ShearSlipHysteresis* uni-axial material implemented in OpenSees (figure reprinted from Kante, 2005, page 99)

MVLEM za prostorske analize (Kante, 2005) predstavlja razširitev ravninskega modela. Prostorski element ima lokacije navpičnih vzmeti definirane z dvema koordinatama (dvoosni upogib), element vsebuje dve strižni vzmeti (vsaka za eno koordinatno smer v ravnini prereza), ter rotacijsko vzmet, ki je postavljena v ravnino prereza in modelira torzijsko deformiranje elementa. Enako kot ravninski MVLEM tudi prostorski predpostavi linearen potek deformacij po prerezu, obnašanje vodoravnih vzmeti je neodvisno od dogajanja v vertikalnih. Prav tako so pravila za izračun lastnosti vzmeti

identična kot pri ravninskem elementu. S tem elementom je možno analizirati duktilne stene poljubne geometrije pri poljubni smeri obremenjevanja.

Nov model, ki je bil razvit v sklopu pričujoče doktorske disertacije, in ki upošteva vpliv osnega in upogibnega obnašanja AB stene na strižno obnašanje, je nastal kot nadgradnja MVLEM elementa. Za razumevanje postopka nadgradnje je zato v nadaljevanju najprej predstavljena matematična formulacija klasičnega MVLEM-a.

Nadalje je na kratko predstavljena izpeljava togostne matrike za ravninski MVLEM element. Postopek izpeljave togostne matrike za ravninski in prostorski MVLEM je izčrpno opisan v doktorski disertaciji Petra Kanteta (Kante, 2005). Togostna matrika novega MVLEM elementa je v večini členov enaka matriki klasičnega MVLEM. Prikazane in obrazložene se tudi enačbe za račun pomikov v vzmeteh in notranjih sil v makro elementu, katere niso objavljene v doktorski disertaciji Kante (2005).

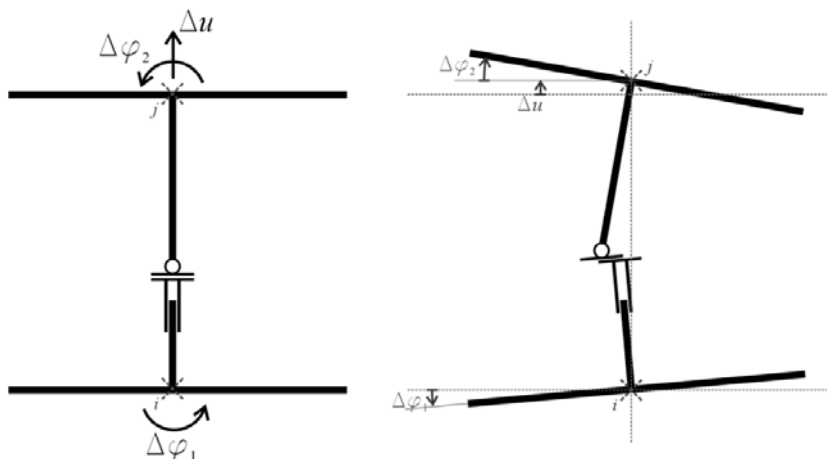
3.3 Izpeljava togostne matrike elementa z več navpičnimi vzmetmi za reševanje problemov v ravnini

Kot prvo je potrebno definirati t.i. telesne prostostne stopnje ravninskega MVLEM elementa (Slika 3.8). To so vzdolžni raztezek elementa Δu ter zasuka v začetnem in končnem vozlišču elementa $\Delta \varphi_1$ in $\Delta \varphi_2$. To zapišemo z vektorjem (3.2).

$$\{\Delta U_{el}\}^T = \{\Delta u \quad \Delta \varphi_1 \quad \Delta \varphi_2\} = \{\Delta u_1 \quad \Delta u_2 \quad \Delta u_3\} \quad (3.2)$$

Te prostostne stopnje so značilne za ravninski MVLEM, t.j. s temi tremi pomiki je v celoti definirano stanje v makro elementu. Naj že tu dodamo, da je pomik v prečni smeri elementa (pomik v vodoravni vzmeti) definiran prek zasukov vozlišč in parametra c (Slika 3.14-b), kar tudi vpliva na upogibno deformacijsko obliko elementa.

Togostna matrika je izpeljana na podlagi telesnih prostostnih stopenj (v telesnem koordinatnem sistemu). Za potrebe računske analize jo kasneje transformiramo in dobimo člene zapisane v globalnem koordinatnem sistemu. V glavnem koordinatnem sistemu so pomiki vozlišč definirani s po dvojimi translatorskimi komponenti in zasukom.



Slika 3.8: Telesne prostostne stopnje MVLEM-a in splošna deformacijska oblika elementa

Fig. 3.8: MVLEM degrees of freedom and its general deformation shape

Posamezne člene togostne matrike izpeljemo tako, da posamično vsiljujemo pomike na mestih in smereh telesnega koordinatnega sistema. Pri tem beležimo deformiranje vzmeti in prek ravnotežnih enačb definiramo člene matrike.

Definirati je potrebno še lokalni koordinatni sistem. Označimo ga z osmi x - y - z (Slika 3.9), izhodišče mu postavimo v začetno vozlišče elementa (vozlišče i). Os x poteka vzdolž osi elementa (od vozlišča i skozi vozlišče j) in z osjo z definira ravnino elementa (ravninski element je torej definiran v lokalni ravnini x - z). Os y je tako usmerjena pravokotno na ravnino elementa in nam služi za zapis zasukov vozlišč.

Pred pričetkom izpeljave togostne matrike je elementu potrebno prirediti še naslednje parametre: togosti vertikalnih vzmeti, ki so označene z $k_1, k_2, \dots, k_i, \dots, k_N$ (N je število vertikalnih vzmeti), ter njihovo koordinato v prerezu z_i ; togost horizontalne vzmeti k_H ; parameter c ($0,0 < c < 1,0$) in dolžino elementa L . Togostna matrika ravninskega MVLEM v telesnem koordinatnem sistemu je dimenzij 3×3 . Njene člene označimo z K_{ij} (3.3).

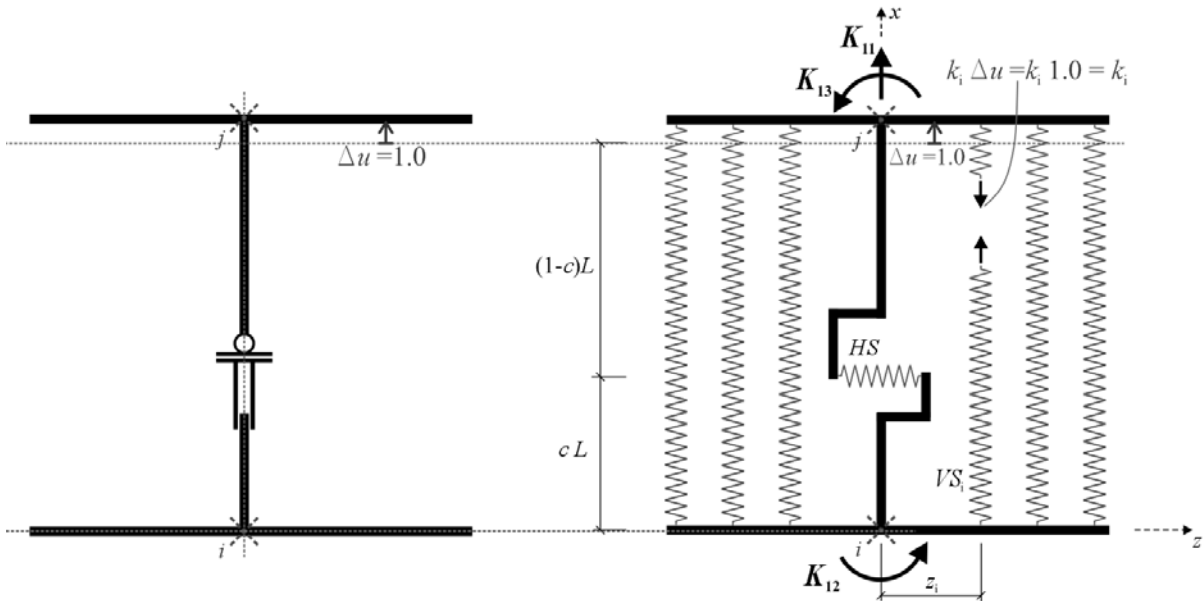
$$\left[\bar{K} \right] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (3.3)$$

Člene K_{11} , K_{12} in K_{13} določimo z enotno spremembo pomika na mestu in smeri prve prostostne stopnje (osni raztezek, kot je prikazano na sliki 3.9). Sile, ki se pri tem razvijejo v posameznih prostostnih stopnjah (določimo jih z ravnotežnimi enačbami), predstavljajo člene togostne matrike (3.4), (3.5) in (3.6).

$$K_{11} - \sum_{i=1}^N k_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{11} = \sum_{i=1}^N k_i} \quad (3.4)$$

$$K_{12} + \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{12} = -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i} \quad (3.5)$$

$$K_{13} - \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{13} = \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i} \quad (3.6)$$



Slika 3.9: Raztezki vzeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri prve prostostne stopnje: Vse navpične vzmeti se raztegnejo za enoto, v vodoravni vzmeti ni deformacij.

Fig. 3.9: Deformations of springs at $\Delta u = 1,0$

Nadalje določimo vpliv enotskega zasuka na začetku elementa $\Delta\varphi_1 = 1,0$ (druga prostostna stopnja) na osno silo in momenta v vozliščih (členi K_{21} , K_{22} in K_{23}). Pri zasuku vozlišča in ob preprečenem premiku na drugih dveh stopnjah pride do deformacij v strižni vzmeti (Slika 3.10). Velikost deformacije je odvisna od dolžine elementa L in parametra c . Tu je jasno vidno kako parameter c vpliva na deformacijsko obliko elementa. S parametrom c namreč predpostavimo težišče razporeditve ukrivljenosti po dolžini elementa. Preprosto povedano, če so zgornji del elementa glede na spodnjega (ali obratno) zavrti okoli mesta horizontalne vzmeti (oddaljene $c \cdot L$ od začetnega vozlišča), se v elementu ne pojavi prečna sila.

Kot v prejšnjem primeru uporabimo ravnotežne enačbe za stanje elementa na sliki 3.10 in dobimo člene (3.7), (3.8) in (3.9).

$$K_{21} + \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) = K_{21} + \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = 0 \quad (3.7)$$

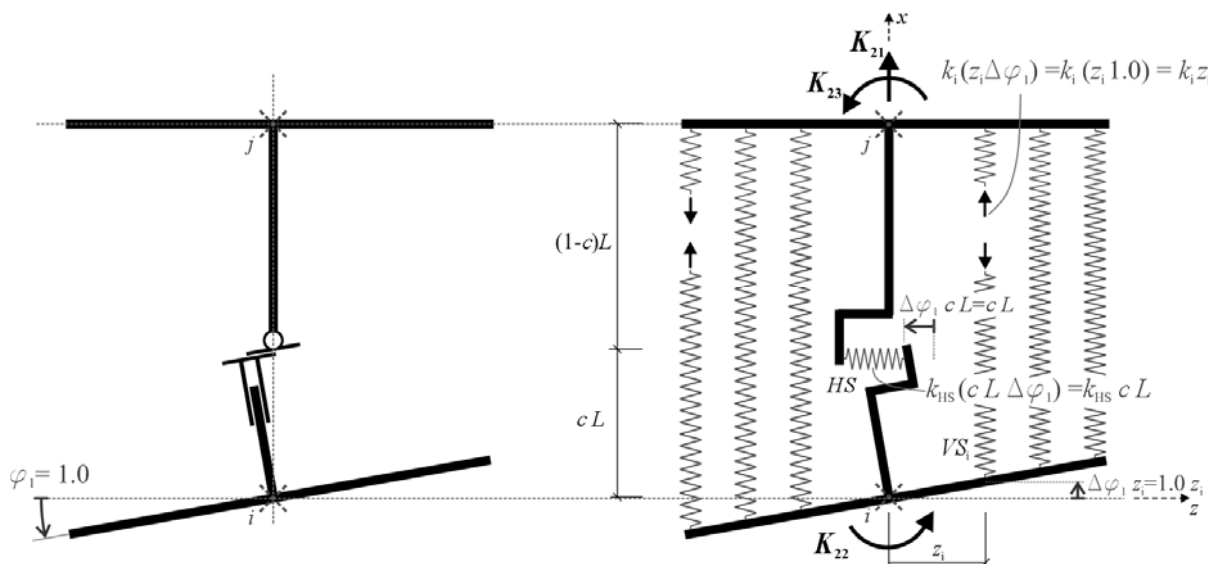
$$\Rightarrow K_{21} = -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = K_{12}$$

$$K_{22} - \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) \cdot z_i - k_H \cdot (c \cdot L \cdot \Delta\varphi_1) \cdot (c \cdot L) = 0 \quad (3.8)$$

$$\Rightarrow K_{22} = \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c^2 \cdot L^2$$

$$K_{23} + \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) \cdot z_i - k_H \cdot (c \cdot L \cdot \Delta\varphi_1) \cdot (1-c) \cdot L = 0$$

$$\Rightarrow K_{23} = -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c \cdot (1-c) \cdot L^2 = K_{32}$$
(3.9)



Slika 3.10: Raztezki vzmeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri druge prostostne stopnje (vozlišče i se proti urno zavrti za enoto): Navpične vzmeti z negativno koordinato z_i se raztegnejo, navpične vzmeti s pozitivno koordinato z_i se skrčijo; vodoravna vzmet se skrči.

Fig. 3.10: Deformations of springs at $\Delta\varphi_1 = 1.0$

Preostane nam še določiti vpliv enotskega zasuka v drugem vozlišču elementa (Slika 3.11). Tako dobimo preostale člene togostne matrike (3.10), (3.11) in (3.12).

$$K_{31} - \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_2) = K_{31} - \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = 0$$

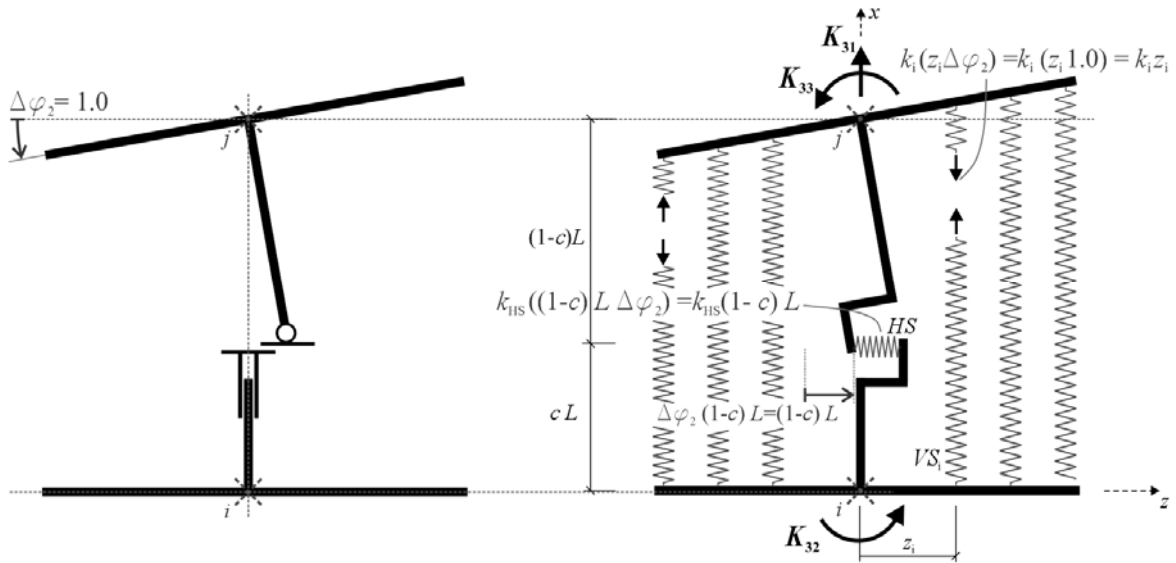
$$\Rightarrow K_{31} = \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i = K_{13}$$
(3.10)

$$K_{32} + \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_2) \cdot z_i - k_H \cdot ((1-c) \cdot L \cdot \Delta\varphi_2) \cdot c \cdot L = 0$$

$$\Rightarrow K_{32} = -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c \cdot (1-c) \cdot L^2 = K_{23}$$
(3.11)

$$K_{33} - \sum_{i=1}^N k_i \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_2) \cdot z_i - k_H \cdot ((1-c) \cdot L \cdot \Delta\varphi_2) \cdot (1-c) \cdot L = 0$$

$$\Rightarrow K_{33} = \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot (1-c)^2 \cdot L^2$$
(3.12)



Slika 3.11: Raztezki vzmeti pri enotni spremembi pomika na mestu in smeri tretje prostostne stopnje (vozlišče j se proti urno zavrti za enoto): Navpične vzmeti z negativno koordinato z_i se raztegnejo, navpične vzmeti s pozitivno koordinato z_i se skrčijo; vodoravna vzmet se skrči.

Fig. 3.11: Deformations of springs at $\Delta\varphi_2 = 1.0$

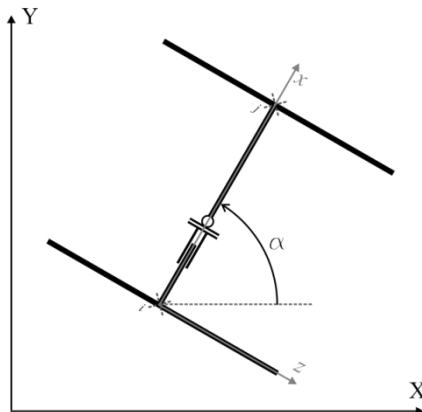
Izpeljava pokaže simetričnost matrike ($K_{ij} = K_{ji}$). Sedaj lahko zapišemo celotno togostno matriko v telesnem koordinatnem sistemu (3.13).

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^N k_i & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i \\ -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c^2 \cdot L^2 & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c \cdot (1-c) \cdot L^2 \\ \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot c \cdot (1-c) \cdot L^2 & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 + k_H \cdot (1-c)^2 \cdot L^2 \end{bmatrix} \quad (3.13)$$

Togostno matriko, ki je zapisana v telesnem koordinatnem sistemu (tri prostostne stopnje), lahko neposredno (brez vmesne pretvorbe v lokalni koordinatni sistem) pretvorimo v matriko z prostornimi stopnjami globalnega koordinatnega sistema (šest prostostnih stopenj) s transformacijsko matriko $[a]$. Pri izpeljavi matrike zapisane v globalnem k. s. je privzeto, da ravnino, v kateri leži sistem, definirata X (vodoravna smer) in Y os (navpična os – smer težnosti; tako je privzeto v programu OpenSees in tako je tudi privzel Kante, 2005). Os Z, okoli katere so opredeljeni zasuki/momenti, tvori desnosučni koordinatni sistem. To pomeni, da imajo proti urni zasuki oz. momenti pozitiven predznak. Matrika $[a]$ pretvori matriko 3x3 v matriko 6x6 in je zato dimenzije 3x6 (3.14).

$$[a] = \begin{bmatrix} -\cos \alpha & -\sin \alpha & 0 & \cos \alpha & \sin \alpha & 0 \\ -\frac{1}{L} \cdot \sin \alpha & \frac{1}{L} \cdot \cos \alpha & 1 & \frac{1}{L} \cdot \sin \alpha & -\frac{1}{L} \cdot \cos \alpha & 0 \\ -\frac{1}{L} \cdot \sin \alpha & \frac{1}{L} \cdot \cos \alpha & 0 & \frac{1}{L} \cdot \sin \alpha & -\frac{1}{L} \cdot \cos \alpha & 1 \end{bmatrix} \quad (3.14)$$

Orientacija posameznega MVLEM-a v globalni ravnini X-Y je definirana s kotom α . Kot α je protinurni kot med globalno osjo X in osjo elementa, ki poteka od začetnega do končnega vozlišča (Slika 3.12), t.j. lokalno osjo x .



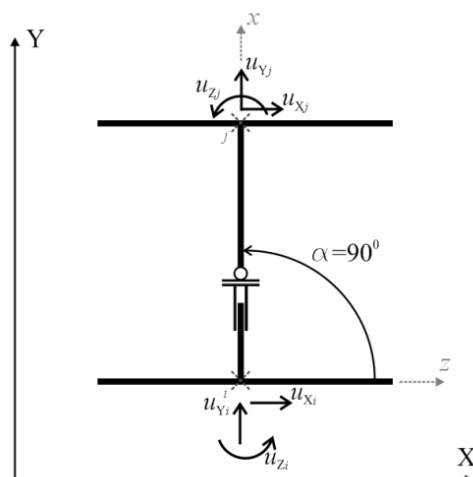
Slika 3.12: Usmerjenost MVLEM-a v globalnem koordinatnem sistemu (definicija kota α). Na sliki je prikazan nedeformiran element

Fig. 3.12: Orientation of MVLEM in the global coordinate system (definition of the angle α)

Ker se MVLEM prvenstveno uporablja za modeliranje AB sten, se ga običajno postavi v navpični smeri koordinatnega sistema (v smeri osi Y). To je pri $\alpha=90^0$ (Slika 3.13). Za ta primer prek transformacije (3.15) zapišemo togostno matriko MVLEM elementa v globalnem koordinatnem sistemu $[K]$ (3.16).

$$[K] = [a]^T \cdot [\bar{K}] \cdot [a] \quad (3.15)$$

$$[K] = \begin{bmatrix} k_H & 0 & -c \cdot L \cdot k_H & -k_H & 0 & (-1+c) \cdot L \cdot k_H \\ 0 & \sum_{i=1}^N k_i & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & 0 & -\sum_{i=1}^N k_i & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i \\ -c \cdot L \cdot k_H & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & c^2 \cdot L^2 \cdot k_H + \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 & c \cdot L \cdot k_H & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & -(-1+c) \cdot c \cdot L^2 \cdot k_H - \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 \\ -k_H & 0 & c \cdot L \cdot k_H & k_H & 0 & -(-1+c) \cdot L \cdot k_H \\ 0 & -\sum_{i=1}^N k_i & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & 0 & \sum_{i=1}^N k_i & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i \\ (-1+c) \cdot L \cdot k_H & -\sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & -(-1+c) \cdot c \cdot L^2 \cdot k_H - \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 & -(-1+c) \cdot L \cdot k_H & \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i & (-1+c)^2 \cdot L^2 \cdot k_H + \sum_{i=1}^N k_i \cdot z_i^2 \end{bmatrix} \quad (3.16)$$

Slika 3.13: Vozliščni pomiki v glavnem koordinatnem sistemu pri usmerjenosti elementa $\alpha=90^\circ$ Fig. 3.13: Node displacements in the global coordinate system at $\alpha=90^\circ$ orientation of the element

3.4 Postopek izračuna notranjih sil MVLEM elementa

Pri analizi konstrukcij po metodi končnih elementov se v vsakem obtežnem koraku izračuna pomike vozlišč sistema. Na podlagi teh pomikov se sestavi togostna matrika sistema $[K_{\text{sist}}]$ in vektor notranjih sil $\{F_{\text{sist}}\}$ s katerimi se računa naslednji obtežni korak.

Pomiki vozlišč so izraženi v globalnih koordinatah $\{U_G\}$ (slika 3.13 in enačba 3.17), kar pomeni, da jih je potrebno najprej pretvoriti v ustrezne vrednosti telesnih prostostnih stopenj makro elementa $\{\Delta U_{\text{el}}\}$, s katerimi potem določimo trenutne deformacije, sile in togosti vzmeti. Iz teh vrednosti z (3.14) in (3.15) izračunamo togostno matriko elementa. V nadaljevanju besedila je predstavljen postopek izračuna notranjih sil v MVLEM-u.

$$\{U_G\} = \{u_{xi} \quad u_{yi} \quad u_{zi} \quad u_{xj} \quad u_{yj} \quad u_{zj}\} \quad (3.17)$$

Kot smo povedali, najprej iz pomikov vozlišč MVLEM-a v globalnem koordinatnem sistemu $\{U_G\}$ izračunamo pomike v lokalnem koordinatnem sistemu $\{\Delta U_{\text{el}}\}$. To storimo s transformacijsko matriko $[a]$ (3.18).

$$\{\Delta U_{\text{el}}\} = [a] \cdot \{U_G\} \quad (3.18)$$

Za razumevanje delovanja makro elementa MVLEM mora biti jasno, da pomiki $\{\Delta U_{\text{el}}\}$ povsem zadostujejo za opis stanja v elementu, čeprav se pri transformaciji (3.18) 6 neodvisnih količin (3.17) združi v 3 neodvisne količine (3.2). Pomiki $\{\Delta U_{\text{el}}\}$ ne predstavljajo dejanske pomike vozlišč elementa v ravnini X-Y, temveč opsujejo le razmerje pomikov med vozliščema elementa (podatki o dejanskih pomikih se izgubijo s transformacijo). Z $\{\Delta U_{\text{el}}\}$ je moč v vsakem trenutku enolično izračunati deformacije vzmeti in iz tega notranje sile in togostno matriko. To pa so vsi podatki, ki jih program potrebuje od elementa za račun enačb gibanja v nekem časovnem koraku.

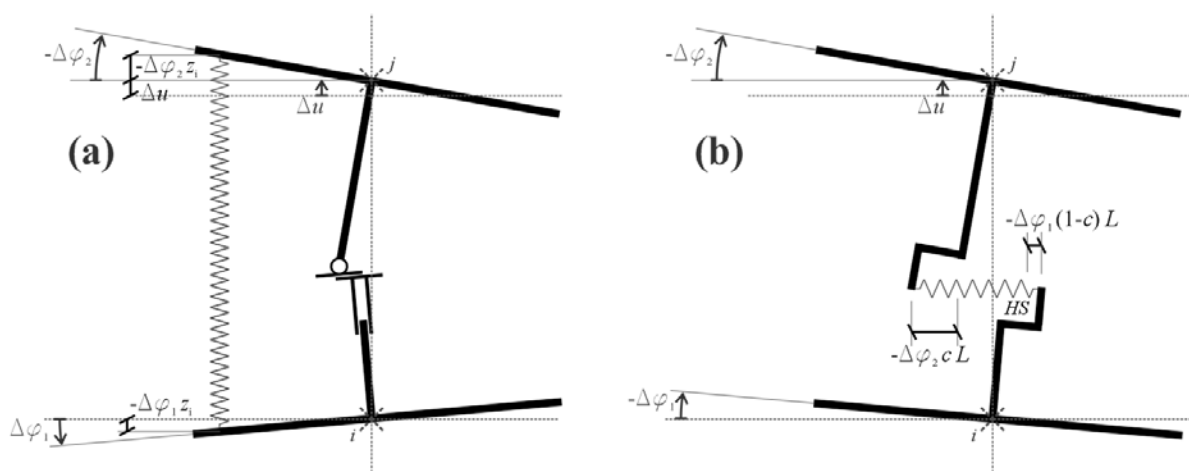
Ko program za analizo gradbeni konstrukcij sestavlja člene v enačbi gibanja, pošlje proceduri, ki je zadolžena za račun trenutne togostne matrike in notranjih sil MVLEM-a, trenutne pomike vozlišč

elementa, zapisane v globalnem koordinatnem sistemu. Procedura nato prek prej opisane transformacije (3.18) izračuna $\{\Delta U_{el}\}$. Iz telesnih pomikov se nato z enačbama (3.19) in (3.20) določi deformacije v horizontalni vzmeti u_{HS} in navpičnih vzmeteh $u_{VS,i}$.

$$u_{HS} = -\Delta\varphi_1 \cdot c \cdot L - \Delta\varphi_2 \cdot (1-c) \cdot L \quad (3.19)$$

$$u_{VS,i} = \Delta u + \Delta\varphi_2 \cdot z_i - \Delta\varphi_1 \cdot z_i = \Delta u + (\Delta\varphi_2 - \Delta\varphi_1) \cdot z_i \quad (3.20)$$

Enačbi (3.19) in (3.20) sta pojasnjeni s pomočjo slike 3.14. Pomik navpičnih vzmeti je odvisen od vseh treh telesnih pomikov in vrednosti koordinate vzmeti z_i . Pomik vodoravne vzmeti je vezan na vrednosti zasukov vozlišč, dolžine elementa in parametra c .



Slika 3.14: Zveze med deformacijami v vzmeteh in pomiki v vozliščih: (a) Deformacija navpične vzmeti; (b) Deformacija vodoravne vzmeti

Fig. 3.14: Relation between the springs' deformations and node displacements: (a) Deformation of a vertical spring; (b) Deformation of the horizontal spring

Iz deformacij vzmeti se nato določi trenutne togosti vzmeti (k_1, k_2, \dots, k_N in k_H) in trenutne sile v vzmeteh (f_1, f_2, \dots, f_N in f_H). To se določi na podlagi konstitutivnih pravil (povezavo med pomiki in silami), ki so predpisane vsaki vzmeti posebej. Konstitutivni odnosi za vzmeti zajemajo tudi histerezna pravila, zato so trenutne vrednosti sil in togosti odvisne tudi od zgodovine obremenjevanja in smeri deformiranja vzmeti (krčenje ali raztezanje). Nato se na podlagi trenutnih togosti vzmeti izračuna togostno matriko v telesnem koordinatnem sistemu (3.14) in se jo z enačbo (3.15) transformira v globalne koordinate. To matriko program uporabi pri sestavi togostne matrike celotne konstrukcije/sistema.

Postopek določitve notranjih sil je podoben. Preko ravnotežnih enačb (3.21) – (3.24) se iz trenutnih sil v vzmeteh določi vrednosti osne sile N , prečne sile V in momentov v vozliščih M_i in M_j (Slika 3.15-a).

$$\bar{N} = \sum_{i=1}^N f_i \quad (3.21)$$

$$\bar{V} = f_{HS} \quad (3.22)$$

$$\bar{M}_i = \sum_{i=1}^N f_i \cdot z_i + f_{HS} \cdot c \cdot L \quad (3.23)$$

$$\bar{M}_j = \sum_{i=1}^N f_i \cdot z_i - f_{HS} \cdot (1-c) \cdot L \quad (3.24)$$

S transformacijo (3.25) – (3.30) se izračuna sile v vozliščih elementa v globalnem koordinatnem sistemu $\{F\}$ (Slika 3.15-b).

$$F_1 = \bar{V} \cdot \sin \alpha - \bar{N} \cdot \cos \alpha \quad (3.25)$$

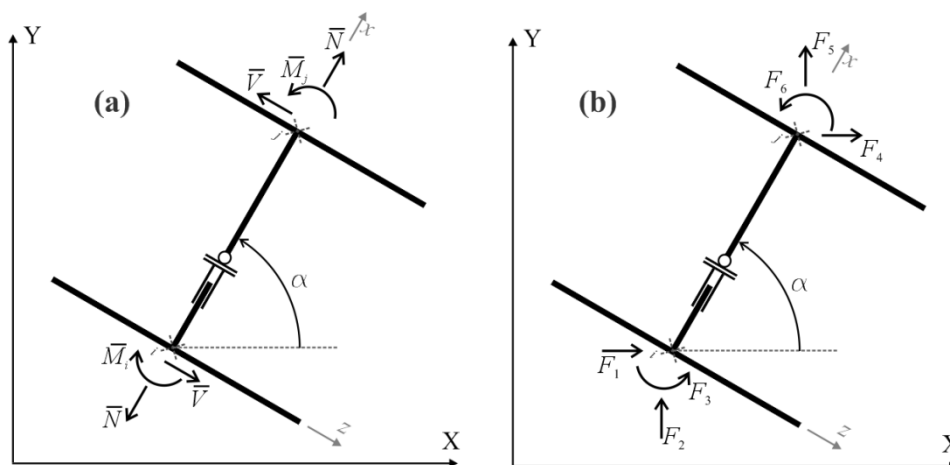
$$F_2 = \bar{V} \cdot \cos \alpha - \bar{N} \cdot \sin \alpha \quad (3.26)$$

$$F_3 = -\bar{M}_i \quad (3.27)$$

$$F_4 = -\bar{V} \cdot \sin \alpha + \bar{N} \cdot \cos \alpha \quad (3.28)$$

$$F_5 = -\bar{V} \cdot \cos \alpha + \bar{N} \cdot \sin \alpha \quad (3.29)$$

$$F_6 = \bar{M}_j \quad (3.30)$$



Slika 3.15: Notranje sile MVLEM-a zapisane v: (a) lokalnem koordinatnem sistemu in (b) globalnem koordinatnem sistemu

Fig. 3.15: Inner forces in the MVLEM: (a) forces in the local coordinate system; (b) forces in the global coordinate system

Do sedaj smo predstavili vse bistvene značilnosti delovanja ravninskega makro elementa z več navpičnimi vzmetmi: navedli smo predpostavke, na katerih temelji element; mehanizem deformiranja in navodila za pripravo vhodnih podatkov. Izpeljali smo tudi izraze, ki jih potrebujemo pri vgradnji elementa v poljubno programsko okolje za analizo konstrukcij: izrazi za togostno matriko; vektorje notranjih sil; zveze med pomiki vozlišč in deformacijami v vzmeteh ter transformacijske matrike za pretvorbo vseh teh količin (togost, sila, pomik) med različnimi koordinatnimi sistemi (telesni, globalni).

V nadaljevanju je po korakih predstavljen razvoj novega analitičnega modela za stene, s katerim je možna analiza armiranobetonskih sten, ki se med ciklično obtežbo neelastično strižno deformirajo, in predstavlja osrednji prispevek pričujoče naloge. V vsakem koraku izpeljave novega analitičnega

modela smo preverili na kakšen način je mogoče preučevano lastnost neelastičnega strižnega obnašanja opisati s konceptom modela z več vzmetmi, ki so prek togih gred povezane na vozlišči elementa (t.j. osnovni koncept MVLEM-a). Pot do novega elementa lahko na kratko povzamemo z naslednjimi koraki:

- 1) Opazovali in preučili smo strižne poškodbe na armiranobetonskih elementih, ki so prestali potres; spremljali smo obnašanje eksperimentalnih armiranobetonskih preizkušancev, ki so bili obremenjevani s ciklično vodoravno obtežbo. Opravili smo obširen pregled literature. Tako smo identificirali mehanizme strižnega deformiranja in prenosa strižnih sil v vitkih armiranobetonskih stenah z zmernim ali nižjim deležem vodoravne armature (stene pri katerih je kritična natezna diagonala).
- 2) Prišli smo do zamisli kako bi lahko z analitičnim modelom posnemali strižno deformiranje in mehanizme prenosa strižnih sil v armiranobetonskih stenah. Pri tem bi uporabili nekaj predpostavk, katere upravičujejo podatki iz literature in lastna opazovanja eksperimentalnih preizkušancev.
- 3) Izbrali smo obstoječi analitični model za stene, ki je primeren za nadgradnjo s pravili za neelastični ciklično strižno obnašanje z medsebojno povezavo med strižnim, upogibnim in osnim obnašanjem. Izbrali smo makro model z več vzmetmi (MVLEM).
- 4) V literaturi smo poiskali za naše potrebe najprimernejše materialne modele za mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok, t.j. takšne, ki so zapisane v odvisnosti od pomikov v razpokah. Z nekaj poenostavitvami smo jih nato uporabili v novem analitičnem modelu.
- 5) Izpeljali smo vse potrebne izraze oz. enačbe, ki jih potrebujemo za vgradnjo novega elementa v programsko okolje za analizo gradbenih konstrukcij OpenSees. To je zveze med deformacijami/pomiki v elementu, konstitutivne zakone, togostno matriko in vektor notranjih sil.
- 6) Nov element smo verificirali s primerjavo z eksperimentalnimi izsledki.

3.5 Izhodišča pri formulaciji novega makro modela za potresno analizo armiranobetonskih sten

Osrednji cilj raziskovanja v okviru doktorske disertacije je bil razvoj novega analitičnega modela za armiranobetonske stene, s katerim bo mogoča potresna analiza sten, ki se neelastično strižno deformirajo. Predvsem smo se usmerili v razvoj modela, ki bi natančneje opisal prenos strižnih sil prek razpok (običajno je to merodajno v primeru vitkih sten z zmernim ali manjšim deležem strižne armature, t.j. sten, ki so grajene v skladu s preteklo slovensko prakso). Kapaciteta prenosa strižnih sil prek razpok je izrazito odvisna od osnih in upogibnih deformacij v armiranobetonskem elementu ter zgodovine obremenjevanja. Seveda je za verodostojno analizo potresnega obnašanja sten potrebna tudi preverba možnosti prekoračitve nosilnosti tlačnih diagonal, kar smo v model vgradili v kasnejši fazi razvoja.

Poleg zgoraj naštetega, smo nov element želeli formulirati tako, da bo čim bolj enostaven in prilagodljiv. Enostavnost nam zagotavlja stabilen numerični račun, kar pri računskih neelastičnih analizah časovnega odziva ni nekaj samoumevnega. Kot prilagodljivost je mišljena enostavna možnost nadaljnje nadgradnje. Kot je razvidno v nadaljevanju naloge, je še veliko možnosti za razvoj boljših matematičnih materialnih modelov za mehanizme prenosa strižnih sil v armiranobetonskih elementih. Ko bodo tej na razpolago, jih bo moč hitro vgraditi v nov analitični model.

Namesto razvoja čisto novega analitičnega modela za armiranobetonske stene, je bil po našem mnenju veliko boljši pristop nadgradnja že obstoječega elementa. Pravzaprav je bila to edina realno možna pot

do zastavljenega cilja. Če bi si zadali nalogo razvoj popolnoma novega elementa, bi najprej morali opraviti dolgo pot po stopinjah predhodnikov preden bi lahko dodali naš izviren prispevek. Razviti bi morali analitične modele za opis mehanizmov, ki so bili že dovolj dobro raziskani (deformacijske oblike, upogibno, osno obnašanje,...). Poleg obilice ne nujnega dela, bi isto nalogo zagotovo opravili slabše kot številne raziskovane skupine v zadnjih desetletjih, ki so za to namenili veliko več časa in sredstev, kot smo ju mi imeli na razpolago.

Izbrati smo torej morali obstoječi analitični model, ki se je v preteklosti dobro izkazal pri analizah stenastih konstrukcij. Poleg tega smo želeli še, da je element prilagodljiv in enostaven. Do primerne izbire pravzaprav ni bilo težko priti. Poleg izpolnjevanja naštetih zahtev, smo se na podlagi dosedanjih dobrih izkušnjah raziskovalnih skupin IKPIR-a in dobremu poznavanju formulacije elementa, odločili za nadgradnjo makro elementom z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM).

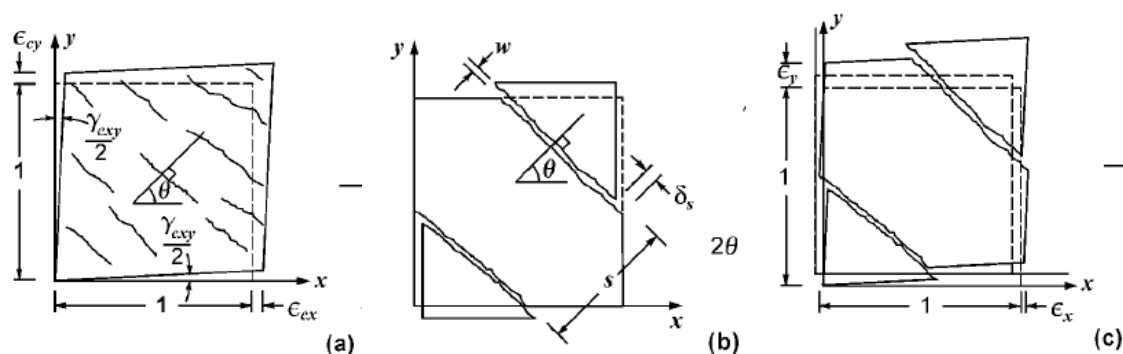
Na grobo je nadgradnja MVLEM-a obsegala namestitve dodatnih vodoravnih vzmeti, ki opisujejo strižno obnašanje stene pri poljubni obtežbi ob upoštevanju skrčkov/raztezkov navpičnih vzmeti, t.j. osno-upogibnega stanja elementa. Z vodoravnimi vzmetmi bi dobili podatke o strižnih pomikih, silah in togosti elementa. Naloga vgradnje novih vodoravnih vzmeti je obsegala: (i) določitev lokacije vzmeti v elementu; (ii) izpeljava povezav med pomiki v vzmeteh in pomiki v vozliščih; (iii) določitev konstitutivnih zakonov za vzmeti in (iv) določitev povezave med pomiki v navpičnih vzmeteh na obnašanje (konstitutivna pravila) v vodoravnih vzmeteh. To so formulacije, ki smo jih potrebovali za izračun pomikov (deformacijske linije), togosti in notranjih sil elementa, t.j. kar potrebujemo pri vgradnji elementa v program za analizo gradbenih konstrukcij.

Prvi korak pri matematični formulaciji naštetih lastnosti elementa, je bil izbor primerne modela za opis mehanizma strižnega deformiranja armiranobetonskih sten. Na podlagi tega smo lahko kasneje identificirali mehanizme prenosa strižnih sil in vrednosti njihovih prispevkov.

3.6 Izbor modela za analitičen opis strižnega deformiranja armiranobetonskih sten

Skupni imenovalec dognanj raziskovalcev, ki preučujejo ali so preučevali ciklično neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih sten, je ugotovitev, da na strižne lastnosti armiranobetonskih elementov vplivajo predvsem mehanizmi v razpokah (razpokanost betona), ki se ob nastopu obremenitve pojavijo v elementu. Lastna preučevanja mehanizmov strižnih poškodb na stavbah, ki so doživele potres, in opazovanja strižnega deformiranja eksperimentalnih preizkušancev (projekt ECOLEADER) potrjujejo tezo teh raziskovalcev.

Obstaja več modelov za opis strižnega deformiranja armiranobetonskih sten, s katerimi mehanizme v razpokah pretvorimo na globalno strižno obnašanje armiranobetonskega elementa. Pri formulaciji novega analitičnega modela se je bilo potrebno odločiti za enega izmed modelov razporeda strižnih deformacij/pomikov vzdolž elementa (strižna deformacijska linija). Vecchio in Lai (2004) ločita tri vrste modelov, ki opisujejo strižno deformiranje armiranobetonskih panelov (Slika 3.16).



Slika 3.16: Modeli razporedov strižnih deformacij/pomikov v armiranobetonskih elementih/panelih: (a) Model z razmazanimi razpokami; (b) Model z diskretnimi pomiki na mestu razpok; (c) Kombiniran model; (slika iz Vecchio in Lai, 2004, stran 292)

Fig. 3.16: Deformations of panel element: (a) Due to average (smeared) continuum response; (b) Due to slip along surfaces; (c) Combined (figure reprinted from Vecchio and Lai, 2004, page 292)

Za vse modele velja, da opisujejo lastnosti razpokanega betonskega panela. Na sliki 3.16-a je prikazan t.i. model z razmazanimi razpokami. V tem modelu se betonske panele obravnava kot ortotropni kontinuum, pri čemer se konstitutivne enačbe za beton spreminjajo glede na deformacijsko stanje v panelu in stopnjo razpokanosti (privzeto je, da smer glavnih napetosti sovпада s smerjo glavnih deformacij). Model ne upošteva vseh komponent pomika v razpokah (npr. ne upošteva zamika razpok, kar pomeni, da ni zajet vpliv možničnega mehanizma). Na podlagi izračuna razmika (odprtosti) razpok (privzeto, je da so razpoke enakomerno »razmazane« po panelu) se določi »mehčanje« betona v glavni tlačni smeri in tako posredno upošteva vpliv razpokanosti na celotno obnašanje panela. Ker se pri tem precej natančno določi potek deformacij po elementu, je račun numerično precej zahteven. Model je primeren predvsem za panele, ki se deformirajo predvsem zaradi deformacij v betonu kot kontinuumu (npr. deformiranje tlačne diagonale) in ne toliko zaradi pomika v razpokah. To je tudi model, ki je privzet pri formulaciji Modificirane teorije tlačnega polja (Vecchio in Collins, 1986). Uporabljen je bil tudi pri nadgradnji MVLEM elementa na UCLA (Orakcal s sodelavci, 2006). V literaturi ni podatkov o obnašanju teh modelov pri cikličnem nanosu obtežbe.

Naslednji model za opis poteka strižni deformacij v armiranobetonskem panelu je t.i. model diskretnih zamikov v razpokah (Slika 3.16 - b). Predpostavljeno je, da se celotna strižna deformacija (pomik) zgodi na mestu razpok. Pri tem je vpliv deformiranja vmesnih betonskih delov zanemarljiv. Drugače povedano, model je sestavljen iz poljubnega števila togih teles (betonskih delov), ki so med seboj povezani z vzmetmi, ki ponazarjajo mehanizme prenosa strižnih sil v razpokah. Vecchio in Lai (2004) še dodajata, da se lahko na območju panela, ki je približno enakomerno obremenjen, privzame predpostavka o enaki razdalji med razpokami in enakem razmiku v razpokah (razmik v razpokah je enak produktu med razdaljo med razpokami in glavno natezno deformacijo).

Tretji model (Slika 3.16 - c) je kombinacija prvih dveh in naj bi predstavljal popoln opis dogajanja v poljubnih armiranobetonskih konstrukcijah. Eksplicitno je upoštevano dogajanje v razpokah, kot tudi deformiranje delov betona med razpokami. Kakopak bi bil analitičen model, ki bi imel razpored strižnih deformacij opredeljen po takšnem modelu, računsko precej zahteven. Postavlja se tudi vprašanje ali razpolagamo z dovolj empiričnimi podatki, da bi lahko v model vgradili vse konstitutivne zakone, ki bi jih potrebovala takšna formulacija. Vecchio in Lai (2004) sta takšen model uporabila za natančno določitev matematičnih modelov za opis mehanizma zaklinjanja agregata v

razpokah (glej poglavje 4). V ta namen sta analizirala betonske panele, ki so bili obremenjeni z monotono skoraj-statično obtežbo.

Kot rečeno, večina raziskovalnih skupin se naslanja na model z razmazanimi razpokami in so zato temu ustrezni elementi že precej raziskani. Znano je tudi, da so računsko zahtevni in jim je težko predpisati pravila cikličnega obnašanja. Naša želja je bila razviti izviren model, ki bi premostil omenjeni pomanjkljivosti. Za naše potrebe smo se zato odločili za model diskretnih pomikov v razpokah (Slika 3.16-b). Enostavnost modela omogoča hiter in stabilen račun potresnega odziva. Z njim lahko zajamemo vse pomembne mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok, kar je pomembno pri tipu sten ki jih želimo prvenstveno obravnavati, t.j. vitke stene z razmeroma nizkim deležem strižne armature. Dogajanje v razpokah lahko neposredno modeliramo z vodoravnimi vzmetmi, t.j. enako kot smo si zamislili nadgradnjo MVLEM-a. Glede upravičenosti uporabe nekoliko poenostavljenega modela, pa lahko zapišemo, da navsezadnje tudi klasičen MVLEM vsebuje kar nekaj predpostavk/poenostavitev o upogibni deformacijski obliki (parameter c) in seveda predpostavko o linearnem poteku deformacij v prerezu (kar ni nujno pravilo pri armiranobetonskih stenah). Zato ne bi bilo najbolj smiselno, da bi v formulaciji novega analitičnega modela elementu privzeli nesorazmerno »natančen« model poteka strižnih deformacij. Bistvo makro elementov je v tem, da uporabljajo dobro premišljene predpostavke.

Strižni pomiki v vitkih armiranobetonskih stenah z manjšo ali zmerno količino strižne armature so v glavnini povezani s pomiki v razpokah. Poleg tega tudi strižna porušitev takšnih sten običajno nastopi zaradi prekoračitve kapacitete mehanizmov prenosa prečnih sil prek razpok (npr. preizkušane H stene – projekt ECOLEADER). Z izbranim modelom je možno neposredno modelirati pomike v razpokah in zaznati morebitno prekoračitev strižne nosilnosti stene, ki se dogodi zaradi izčrpanja mehanizmov prenosa sil prek razpok, kar je zelo pomembno pri oceni potresne varnosti stenastih konstrukcij z majhnim deležem strižne armature, za katere je bil nov element prvenstveno izdelan. Vseeno pa lahko v vsakem trenutku trajanja obremenitve preverimo vrednosti sil v tlačnih diagonalah in zaznamo morebitno odpoved stene zaradi prekoračitve mejnih vrednosti za te sile (lahko se uporabi formulacijo Modificirane teorije tlačnega polja, saj lahko z modelom določimo smer in velikost glavnih deformacij). Čeprav z modelom neposredno ne zajamemo deformiranje delov stene med razpokami (tlačne diagonale) lahko vpliv teh deformacij na pomike vozlišč elementa zajamemo s prilagajanjem karakteristik vzmeti, ki ponazarjajo mehanizme prenosa sil v razpokah.

Precej pogosto se zgodi, da stene odpovejo tudi zaradi strižnega zdrsa na konstrukcijskih stikih. Tudi v tem primeru se ključni mehanizmi prenosa sil v razpoki, in sicer v vodoravni razpoki, ki se formira na mestu konstrukcijskega stika. Mehanizmi strižnega deformiranja in prenosa strižnih sil so podobni kot v strižnih razpokah armiranobetonskih elementov, zato je z novim modelom možno obravnavati tudi fenomen strižnega zdrsa stene.

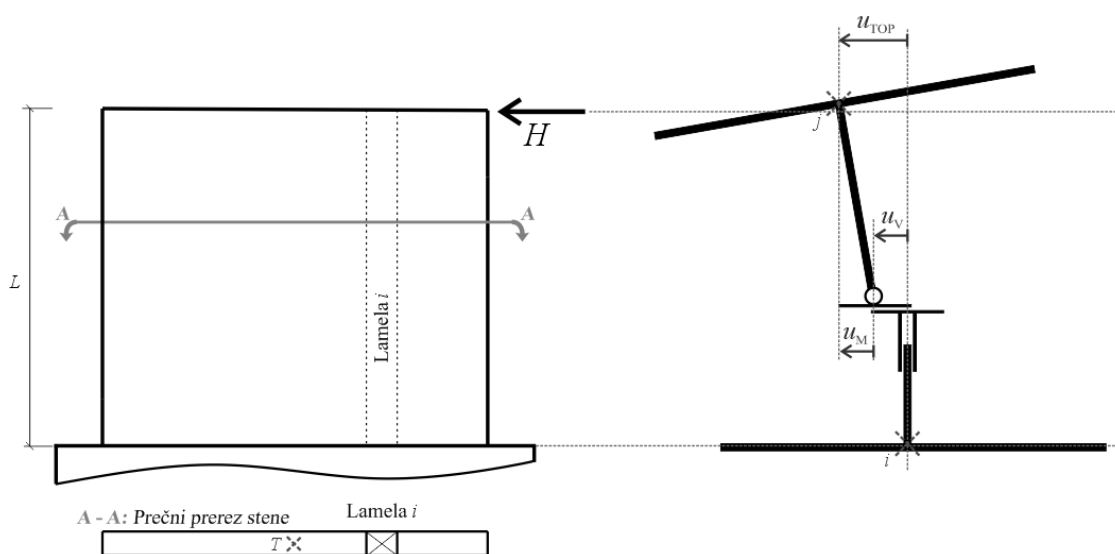
3.7 Opis upogibnega in strižnega deformiranja klasičnega MVLEM-a

Za opredelitev poteka upogibne in strižne deformacije vzdolž novega (nadgrajenega) MVLEM-a je najprej potrebno pogledati kakšne so deformacijske oblike klasičnega MVLEM-a. Z deformacijsko obliko je predpisano razmerje med pomiki v vzmeteh in pomiki v vozliščih elementa. Kot je bilo že razloženo, vhodne podatke za MVLEM se določi tako, da se prerez analizirane stene razdeli na več lamel. Osne karakteristike posameznih lamel se modelira z navpičnimi vzmetmi, preko katerih se ob predpostavki linearnega poteka deformacij določi upogibno in osno obnašanje elementa. Strižno obnašanje elementa se določi z vodoravno vzmetjo, ki se jo postavi na oddaljenosti $c \cdot L$ od začetnega

vozllišča i . Kot bo pojasnjeno v nadaljevanju, sta odnos *prečna sila v elementu – prečni pomik elementa zaradi strižne deformacije* neodvisna od parametra c . Po drugi strani pa je odnos *prečna sila v elementu – prečni pomik elementa zaradi upogibne deformacije* odvisen od parametra c .

Poglejmo primer preproste enoetažne konzolne stene, ki jo na vrhu obremenimo z vodoravno silo. Steno modeliramo z enim MVLEM-om: vozllišče i je vpeto v podlago, v vozllišču j prejema sila (Slika 3.17). Vodoravni pomik vrha stene (vozllišča j) označimo z u_{TOP} in razdelimo na delež pomika, ki nastane zaradi upogibnega deformiranja u_M , in delež zaradi strižnega deformiranja u_V . To zapišemo z enačbo (3.31).

$$u_{TOP} = u_M + u_V \quad (3.31)$$



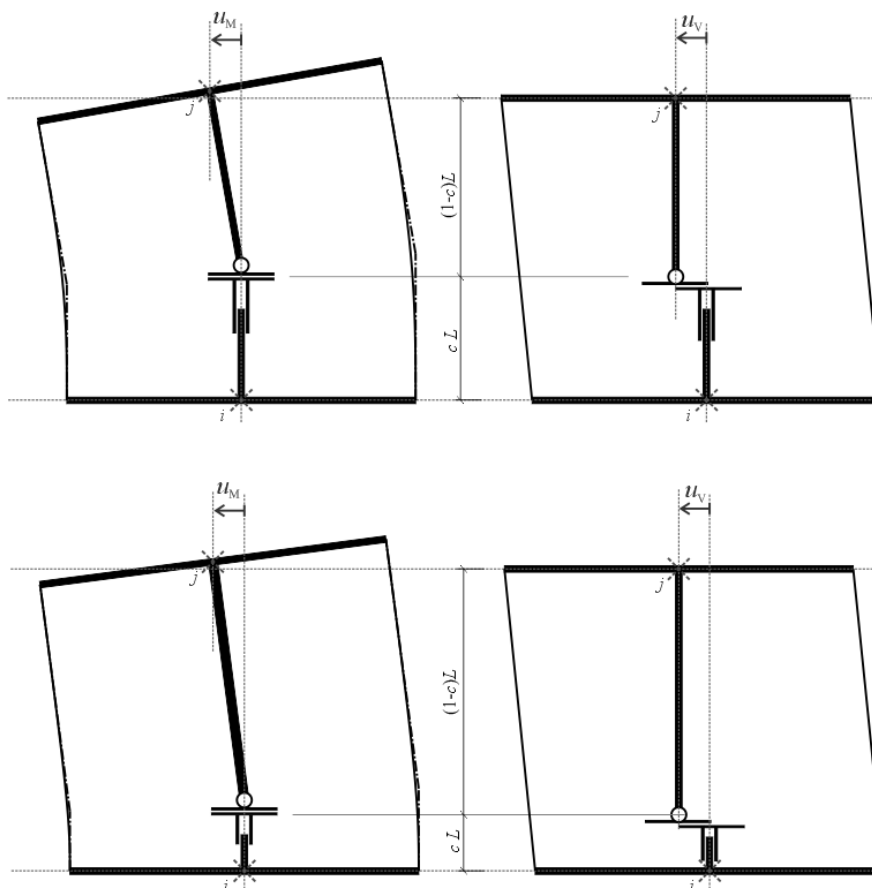
Slika 3.17: Razdelitev prečnega pomika MVLEM-a na strižno in upogibno komponento

Fig. 3.17: Separation of the horizontal displacement of MVLEM on shear and flexural component

Pomika u_M in u_V vsakega posebej prikažemo s kinematičnim mehanizmom MVLEM-a (Slika 3.18). Pomik vozllišča j zaradi strižne deformacije u_V je enak raztezku/skrčku vodoravne vzmeti u_{HS} (3.32), kateri je odvisen le od velikosti prečne sile v steni V (3.33) in ne tudi od lokacije vodoravne vzmeti (parametra c).

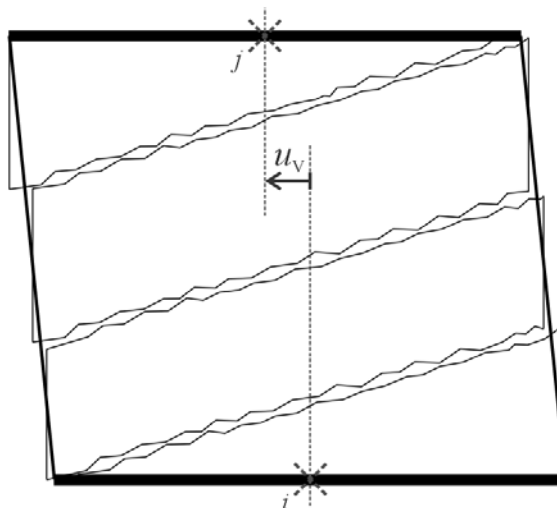
$$u_V = u_{HS} \quad (3.32)$$

$$f_{HS} = V \quad (3.33)$$

Slika 3.18: Vpliv parametra c na upogibno in strižno deformacijsko obliko MVLEM-aFig. 3.18: Influence of the parameter c on the flexural and shear deformation shape of MVLEM

Strižna deformacijska oblika (razpored strižnih deformacij) torej ni odvisna od parametra c . V vsakem primeru MVLEM privzame razporeditev strižnih deformacij, ki ustrezajo linijskemu elementu s konstantnim vzdolžnim potekom strižnih deformacij.

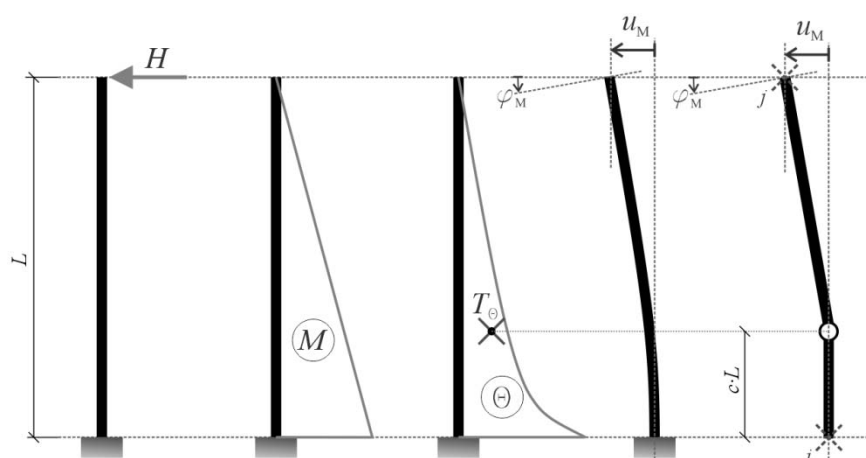
Takšna razporeditev strižnih deformacij vzdolž stene ustreza izbranemu modelu razporeda strižnih deformacij, t.j. modelu diskretnih pomikov v razpokah (Slika 3.16-b). V modelu je namreč privzet ekvidistančni razpored razpok z enakimi pomiki, kar pomeni enakomerno razporejen razpored strižnih deformacij vzdolž elementa. Na odseku stene, ki se ga modelira z enim MVLEM-om se torej privzame enakomeren razmik med razpokami in enake pomike v razpokah. Ob tem lahko spreminjanje velikosti pomikov v razpokah vzdolž stene zajamemo z vzdolžno razdelitvijo stene na več MVLEM elementov – poglavje 6. Za lažjo predstavo ujemanja strižne deformacijske oblike MVLEM-a in izbranega modela razporeda strižnih deformacij, je oboje narisano na isti sliki (Slika 3.19).



Slika 3.19: Primerjava med strižno deformacijsko linijo MVLEM-a in modelom diskretne razporeditve strižnih deformacij

Fig. 3.19: Comparison between the shear deformation shapes of MVLEM and the model with discrete distribution of shear deformations

Parameter c vpliva na upogibno deformacijsko linijo MVLEM-a, kot je tudi razvidno na sliki 3.18. S parametrom c določimo težišče diagrama ukrivljenosti vzdolž elementa (Slika 3.20). Težišče ukrivljenosti predstavlja točko okoli katere se del elementa ob vozlišču i (ali j) zasuka glede na del elementa ob vozlišču j (ali i) v primeru, da ne upoštevamo pomika vodoravne vzmeti. Parameter c torej vpliva na deformacije v navpičnih vzmetih MVLEM-a. Kot je natančneje obrazloženo v Orakcal et al. (2006) in poglavju 6 je MVLEM zasnovan tako, da se pri izračunu vozliščnih pomikov predpostavi konstanten potek ukrivljenosti vzdolž elementa, ki se ga določi na razdalji $c \cdot L$ od začetnega vozlišča (ena integracijska točka; konstantna interpolacijska funkcija). Razlika zasukov med vozliščema je torej enaka ukrivljenosti na mestu vodoravne vzmeti pomnoženi z L (več o tem je zapisano v poglavju 6). Podobno tudi moment, ki se pojavi v navpičnih vzmeteh, ustreza momentu na razdalji $c \cdot L$ od začetnega vozlišča. Drugače povedano: moment v navpičnih vzmeteh in ukrivljenost, ki se upošteva pri računu vozliščnih pomikov, je določena na mestu težišča vodoravnih sil, t.j. na mestu vodoravne vzmeti.



Slika 3.20: Težišče ukrivljenosti upogibno obremenjenega linijskega elementa

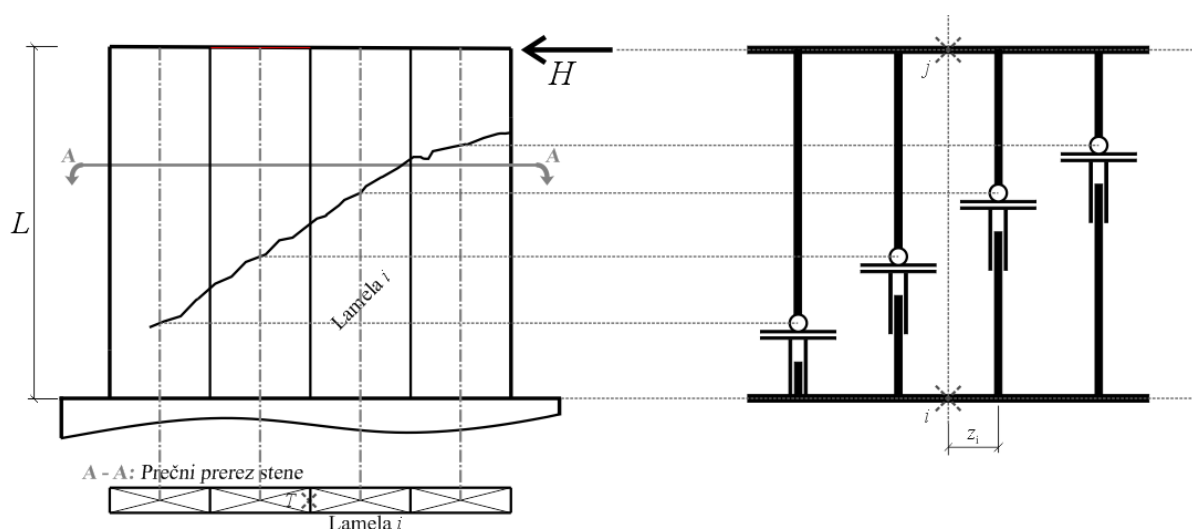
Fig. 3.20: Centroid of curvature distribution along a horizontally loaded line element

Gledano iz stališča pomikov v vozliščih (kar je pomembno pri analizi s končnimi elementi), predpostavljena upogibna deformacijska linija pove razmerje med zasukom in prečnim pomikom enega vozlišča elementa (npr. vozlišča i) glede na drugega (npr. vozlišča j). To je jasno razvidno na sliki 3.18, kjer sta prikazani upogibni deformacijski obliki dveh MVLEM-ov z različnima parametroma c . Ob enakem pomiku u_M , je zasuk vozlišča j pri elementu z nižjim c , manjši kot pri elementu z večjim parametrom c . Napotki o izbiri parametra c in vzdolžni razdelitvi stene na več MVLEM elementov so obširneje podani v poglavju 6.

3.8 Opis deformiranja in opredelitev lokacije vodoravnih vzmeti v novem elementu

Za začetek privzemimo, da se med nastopom vodoravne obtežbe v odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom, pojavi samo ena razpoka. Z vodoravnimi vzmetmi želimo opisati dogajanje v tej razpoki, in sicer tako, da posamezna vzmet ponazarja dogajanje v razpoki na območju ene lamele. To pomeni, da je potrebno vodoravne vzmeti razporediti po mestih, kjer razpoka prečka težiščnico lamel. Skladno z izbranim modelom diskretnih strižnih pomikov element privzame, da se v tej razpoki nakopiči celotna strižna deformacija stene, kar pomeni, da se celoten pomik zaradi strižne obremenitve izvrši v vodoravnih vzmeteh.

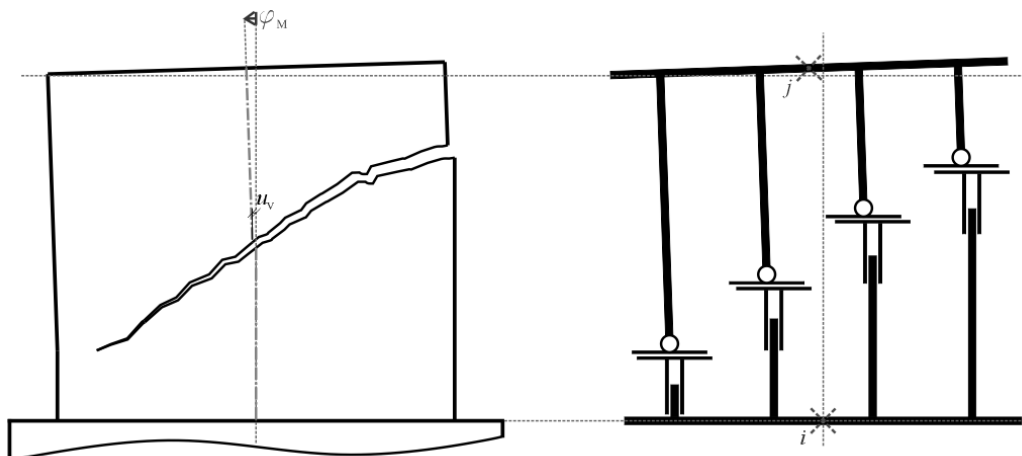
Ponovno si oglejmo primer preproste enoetažne konzolne stene modelirane z enim elementom, ki je na vrhu obremenjena z vodoravno silo. Z večanjem sile se v steni pojavi ena diagonalna razpoka (Slika 3.21). Potek upogibnih momentov vzdolž stene je trikoten, prečna sila je konstantna. Tudi v tem primeru razdelimo pomik vrha stene u_{TOP} na delež, ki nastane zaradi upogibnega deformiranja u_M in delež zaradi strižnega deformiranja u_V (enačba 3.31). Skladno z izhodišči izpeljave novega elementa določimo pozicije vodoravnih vzmeti, t.j. postavimo jih vzdolž razpoke. To ponazorimo s kinematičnim modelom elementa (Slika 3.21): Na mestu posamezne vodoravne vzmeti je dopuščen zasuk ali translatorsni pomik v poljubno smer.



Slika 3.21: Modeliranje preproste enoetažne konzolne stene z elementom z več vodoravnimi vzmetmi

Fig. 3.21: Modelling of a simple one-storey wall with macro element with multiple horizontal springs

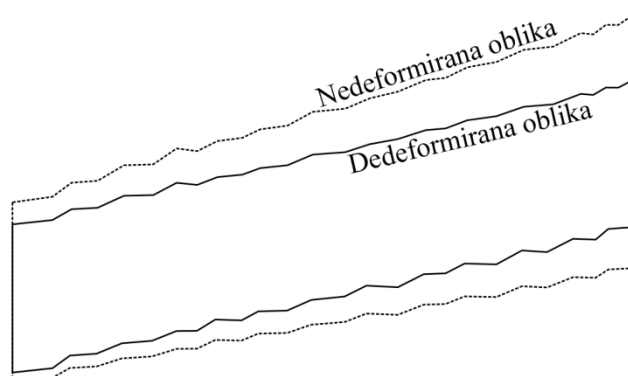
Pomik u_V se izvrši v razpoki (Slika 3.22), sej se skladno s predpostavko o diskretni razporeditvi strižnih deformacijah betonski deli med razpokami strižno ne deformirajo (to so deformacije v smeri lokalne osi z).



Slika 3.22: Pomik kinematičnega modela novega elementa pri obremenitvi s prečno silo

Fig. 3.22: Horizontal loading displacement of the kinematic model of the new element

V kompaktnih betonskih delih med razpokami so dopuščene le deformacije zaradi upogibnega in osnega deformiranja, t.j. vzdolžne deformacije oz. deformacije v smeri lokalne osi x . Na sliki 3.23 je tako prikazana deformacijska oblika betonskih delov med razpokami, kot je predvidena v novem modelu.



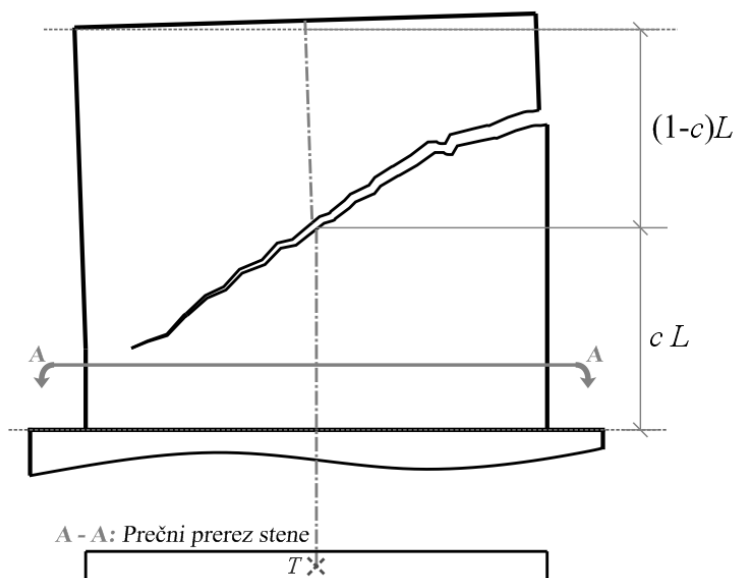
Slika 3.23: Deformacijska oblika betonskih delov med razpokami, kot je predvidena v novem modelu: dovoljeno je samo deformiranje zaradi upogibnih obremenitev

Fig. 3.23: Deformation shape of concrete parts between cracks as it is adopted in the new model: only flexural deformations are allowed

Glede na opisane lastnosti nerazpokanih betonskih delov (neskončna strižna togost), se relativni zasuk zgornjega dela stene glede na spodnjega, ki nastane zaradi upogibnega deformiranja, izvrši okoli točke, ki leži v razpoki (Slika 3.22). Torej je mesto strižnega deformiranja tudi mesto relativnega zasuka zgornjega in spodnjega dela stene (zasuka, ki nastane zaradi upogibnega deformiranja stene). Opisano ustreza formulaciji deformacijskih linij MVLEM-a (glej prejšnji razdelek), kar dodatno opravičuje izbiro tega elementa pri nadgradnji v nov element.

Zamislimo si, da steno na sliki 3.2 modeliramo s klasičnim MVLEM-om, t.j. z eno vodoravno vzmetjo. Glede na to, da parameter c opredeljuje mesto medsebojnega zasuka zgornjega in spodnjega dela stene (zaradi upogibnega deformiranja), bi v tem primeru vrednost c izbrali tako, da bi se vodoravna vzmet (ki bi modelirala mehanizme v razpoki) nahajala na presečišču razpoke in težiščnice

elementa. To uporabimo tudi pri formulaciji novega elementa: s parametrom c opredelimo kje naj bi se tvorila razpoka (kje razpoka seka težiščnico elementa), t.j. mesto kjer se pojavi strižni pomik stene. Za opredelitev lokacije vseh vodoravnih vzmeti je potrebno še izpeljati postopek s katerim določimo potek razpoke po celotnem elementu (usmerjenost/nagib razpoke). To je predstavljeno v nadaljevanju poglavja.



Slika 3.24: Opredelitev mesta nastanka razpoke v novem elementu s parametrom c

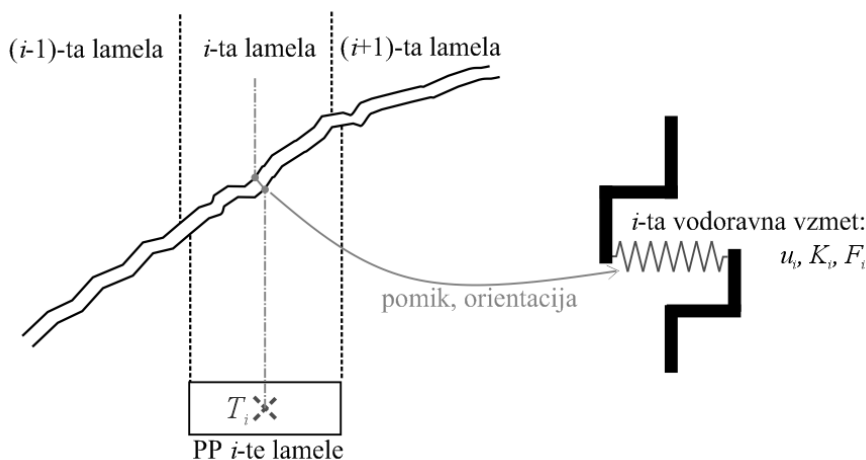
Fig. 3.24: Definition of the crack position in the new element with parameter c

3.9 Količine, ki vplivajo na kapaciteto mehanizmov v razpokah

Poleg tega, da se glavčina prečnega pomika armiranobetonske stene izvrši v razpokah (kar smo tudi privzeli v našem modelu), te predstavljajo tudi šibka mesta glede strižne nosilnosti sten. Strižna nosilnost vitke stene z zmernim deležem strižne armature je torej enaka kapaciteti mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpok ter strižne nosilnosti nerazpokanega betona v tlačeni coni prereza – levi del stene na sliki 3.24 (pri ciklični obtežbi se lahko pojavijo razpoke tudi v tlačeni coni – v tem primeru je celotna nosilnost elementa odvisna le od mehanizmov prenosa sil prek razpok). To pomeni, da mehanizmi v razpokah (in strižna nosilnost betona v nerazpokani tlačeni coni prereza) praktično v celoti narekuje strižno obnašanje stene: strižna togost celotne stene je odvisna od mehanizmov v razpokah (in nerazpokani tlačeni coni prereza). Da lahko v vsakem trenutku določimo bistvene količine za določitev lastnosti mehanizmov v razpokah (pomik, sila in togost), potrebujemo zveze s katerimi iz pomikov vozlišč elementa izračunamo pomike v razpokah. Ob tem moramo razpolagati tudi s postopki s katerimi določimo število razpok, ki se formira v modelirani steni, in kakšna je orientiranost (smer) teh razpok.

Vsi opisani parametri razpok (pomik, orientacija in število razpok) vplivajo na silo in togost oz. kapaciteto mehanizmov prenosa strižnih sil v razpokah. Kot je razvidno iz slike 3.24, se tej parametri vzdolž posamezne razpoke spreminjajo, kar pomeni da se kapaciteta strižnih mehanizmov vzdolž razpoke spreminja. Ker formulacija novega modela zajema več vodoravnih vzmeti po dolžini stenastega elementa, je vpliv spreminjanja karakteristik mehanizmov vzdolž razpoke v modelu tudi

zajet. Trenuten pomik, togost in silo i -te vodoravno vzmeti določimo na podlagi pomika v razpoki na mestu težiščne osi i -te lamele (Slika 3.25).



Slika 3.25: Določitev stanja v i -ti vodoravni vzmeti na podlagi pomika in usmerjenosti razpoke na mestu lamele i

Fig. 3.25: Determination of the current state of the horizontal spring i on bases of the crack displacement at sub-section i

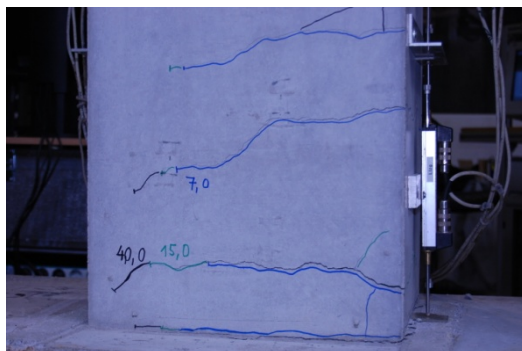
Vzorec spreminjanje pomika vzdolž razpoke je precej podoben vzorcu spreminjanja upogibnih deformacij po prerezu. A to še ne pomeni, da bi razdelitev prereza na lamele, ki dovolj natančno opiše upogibno deformiranje in upogibne momente stene (robnim elementom se pripiše drobno razdelitev, stojini pa manj drobno), dovolj dobro opisala tudi strižno deformiranje in velikost strižnih sil stene. V primeru izračuna strižnega obnašanja je potrebno dovolj gosto razdeliti tudi območje stojine stene, saj le-ta prispeva znaten delež pri strižnem obnašanju stene.

3.10 Račun pomikov v razpokah

3.10.1 Dejanski razpored razpok v armiranobetonskih stenah pri potresni obtežbi

Za izpeljavo potrebnih izrazov za programsko vgradnjo novega elementa, ki bo upošteval vpliva osne in upogibne obremenitve (deformacije) na strižno togost in nosilnost armiranobetonskih sten, je potrebno določiti postopke za izračun pomikov v razpokah glede na pomike v vozliščih elementa. Kot je opisano v nadaljevanju, je mehanizem tvorbe razpok precej zapleten, zato so bile pri formulaciji novega analitičnega modela potrebne nekatere poenostavitve.

Zaradi nizke natezne trdnosti betona se med nastopom potresne obtežbe v armiranobetonskem elementu pojavijo razpoke. Te predstavljajo šibka mesta elementa tako glede togosti kot nosilnosti. Nižja togost in nosilnost sta posledica zmanjšanja kapacitete prenosa strižnih sil na teh mestih. Razpoke se formirajo pod različnimi koti glede na os elementa (Slika 3.26). Smer razpok je približno enaka smeri glavnih tlačnih deformacij oz. pravokotna smeri glavnih nateznih deformacij (Vecchio in Collins, 1986).



Slika 3.26: Razpoke armiranobetonskega stebra, ki je bil preizkušen na Zavodu za gradb. Slovenije v okviru projekta SAFECAST (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)

Fig. 3.26: Cracks on reinforced concrete column tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute as part of the SAFECAST project (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)

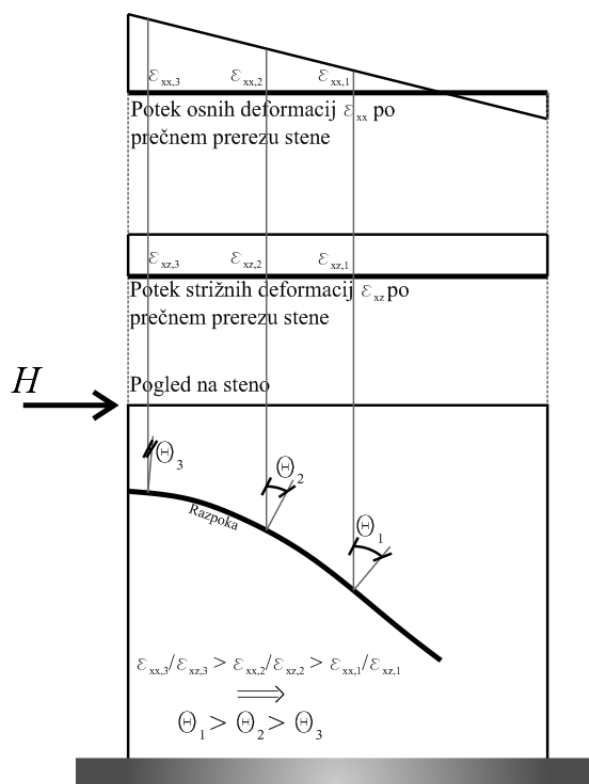


Slika 3.27: Vzorec razpok v prvi etaži več etažne stene, ki je bila preizkušena na UCSD (slika iz Panagiotou et al., 2007b, stran 39)

Fig. 3.27: Crack pattern in the first storey of a multi-storey wall tested at UCSD (figure reprinted from Panagiotou et al., 2007b, page 39)

Ker se deformacijsko stanje vzdolž ene razpoke spreminja, se tudi smer/kot razpoke spreminja (Slika 3.27). Spreminjaje smeri razpoke je tesno povezana z deformacijskim stanjem v prečnem prerezu stene na območju razpoke. Potek osnih deformacij po prerezu je približno linearen (Bernoullijeva hipoteza). Potek strižnih deformacij po prerezu razpokanega armiranobetonskega linijskega elementa pa je nekoliko drugačen, kot je potek strižnih deformacij linearno elastičnega elementa (v primeru pravokotnega prereza je potek strižnih deformacij paraboličen). Eksperimentalne meritve na strižno obremenjenih armiranobetonskih stenah, ki so jih opravili Orakcal s sodelavci (2006), so pokazale, da se z večanjem razpok (približevanje mejnemu stanju nosilnosti), potek strižnim deformacij približuje konstantni razporeditvi.

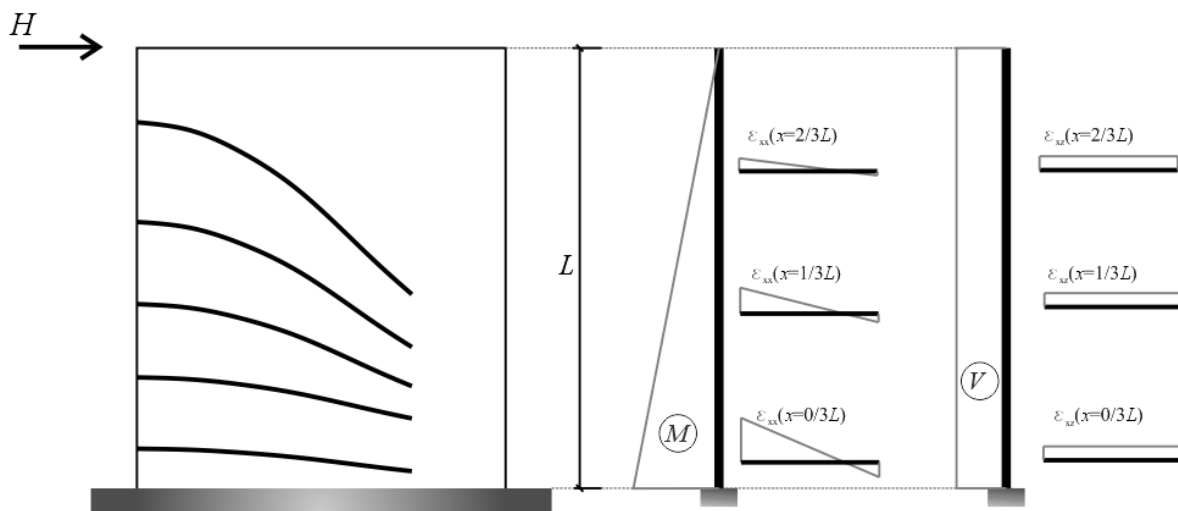
Oglejmo si idealiziran primer stene, pri kateri se vzdolžne deformacije linearno spreminjajo po prerezu, medtem ko so strižne deformacije vzdolž prereza konstantne. Ob robovih stene prevladujejo upogibne deformacije in je zato razpoka na tem mestu skoraj vodoravna (Slika 3.28). S približevanjem težiščnici stene, kjer imajo večji vpliv strižne deformacije, se nagib razpoke večja (Slika 3.28).



Slika 3.28: Potek vzdolžnih osnih in strižnih deformacij po prečnem prerezu razpokanega armiranobetonskega stenastega elementa ter s tem povezano spreminjanje kota razpoke po dolžini elementa

Fig. 3.28: Distribution of the longitudinal axial and shear deformations along the cross section of a cracked RC wall and the related variation of the crack orientation

Potek smeri posameznih razpok se spreminja tudi v vzdolž stene. Prečna sila vzdolž stene je konstantna, iz česar sledi (ob predpostavki enakomerne strižne razpokanosti), da je tudi strižna deformacija konstantna. Po drugi strani pa se upogibni moment vzdolž stene spreminja in zato tudi velikost osnih deformacij v prerezu. Na mestih največjih upogibnih momentov v prerezu prevladujejo osne deformacije in nastanejo vodoravne razpoke (Slika 3.29). Na mestih kjer se upogibna obremenitev manjša, pa nastanejo diagonalne oz. strižne razpoke (Slika 3.29).



Slika 3.29: Potek strižnih in upogibnih deformacij prereza po višini in dolžini stenastega elementa. Potek deformacij narekuje smer razpok

Fig. 3.29: Distribution of cross-section shear and flexural deformations by height and length. The distribution of the deformations influences the orientation of the cracks

Prikazana primera predstavljata stene z idealiziranim poljem deformacij. Razpoke, ki se pojavijo na dejanskih stenah, ne sledijo vedno takšnim vzorcem. Razlog za to so anizotropne lastnosti armiranega betona kot materiala. Zaradi teh lastnosti prestrižna ploskev betonskega elementa (razpoke) ni pravokotna na os elementa, kot bi bila v primeru izotropnega materiala (jeklo). Potek razpok, ki je privzet v novem modelu, je določen na podlagi opaženih vzorcev razpok, ki so se pojavile na eksperimentalno preizkušenih stenah ali stenah, ki so bile del dejanskih stavb, ki so doživele potres. Za opazovane stene velja, da so se resneje poškodovale zaradi izčrpanja mehanizmov prenosa sil prek razpok.

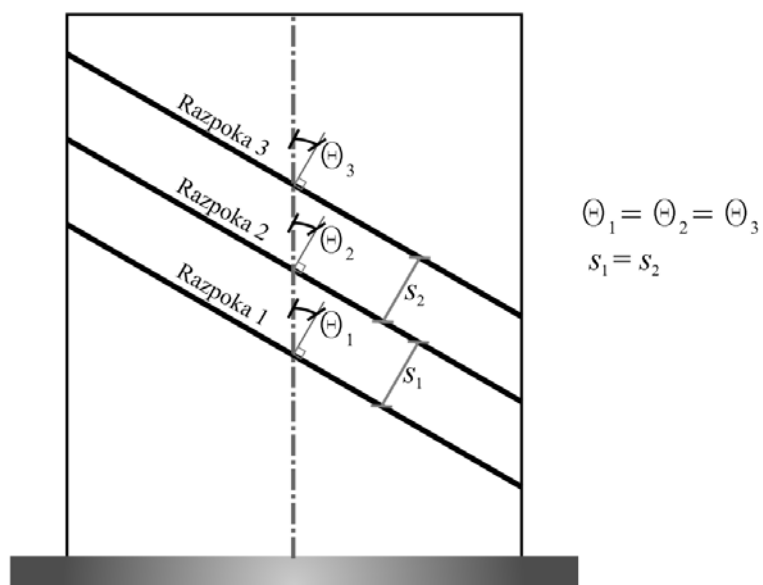
3.10.2 Predpostavljen razpored razpok v novem analitičnem modelu

Upoštevanje dejanskega razporeda razpok v analitičnem modelu je precej zahtevna naloga, ki lahko precej oteži in podaljša računski proces analize. Zato bi bilo dobrodošlo, če bi iz vzorcev razpok na armiranobetonskih elementih lahko razbrali nekaj ponavljajočih lastnosti, ki bi jih uporabili kot predpostavke pri formulaciji modela. Če si ogledamo nekaj teh vzorcev razpok, ki so na slikah: 3.26, 3.27, 3.31 in 3.32; ugotovimo dvojje značilnosti:

- 1) Strižne razpoke so skoraj enakomerno/ekvidistančno razporejene po površini elementov. T. j. sosednje razpoke so med seboj enako oddaljene.
- 2) Vse strižne razpoke imajo približno enako smer, ki se vzdolž njih bistveno ne spreminja. T. j. vse strižne razpoke so skoraj preme in oklepajo enak kot z vzdolžno osjo elementov.

Ti dve značilnosti smo uporabili pri predpostavki poteka razpok v novem analitičnem modelu: predpostavili smo, da so razpoke ravne črte (preme) in vse oklepajo enak kot z vzdolžno osjo ter so enakomerno/ekvidistančno razporejene med seboj (Slika 3.30). Predpostavki sta še posebej upravičljivi za stene, ki pretežno strižno razpokajo (prevladujejo strižne deformacije), in ne vsebujejo močnih prirobnic (Hines et al., 2002). V primeru sten z močnimi prirobnicami je nagib razpok na območju prirobnic pogojen predvsem z upogibnimi deformacijami, t.j. razpoke so vodoravne. V stenah z majhno količino strižne armature pride do velikih deformacij v vodoravnih/strižnih palicah,

ker se le te med nastopom horizontalne obtežbe plastificirajo. V tem primeru so strižne deformacije v steni precej bolj izrazite kot upogibne deformacije, kar pomeni nastanek diagonalnih razpok.



Slika 3.30: Predpostavljen potek razpok v novem analitičnem modelu

Fig. 3.30: Crack pattern assumed in the new element



Slika 3.31: Prva etaža pet etažne stenaste konstrukcije, ki je bila preizkušena v okviru projekta ECOLEADER (foto Peter Kante)

Fig. 3.31: First storey of the five-storey wall system – project ECOLEDAER (photo Peter Kante)



Slika 3.32: Poškodbe na stenah stanovanjske zgradbe v L'Aquila (Italija) po potresu leta 2009

Fig. 3.32: Damaged walls of a residential building in L'Aquila (Italy) after the 2009 earthquake

Omenili smo, da lahko z novim analitičnim modelom zajamemo tudi strižni zdrs stene ob konstruktivnih stikih. V takem primeru je potrebno privzeti, da je razpoka vodoravna oz. pravokotna na os elementa. Na sliki 3.33 je prikazan primer strižnega zdrsa betonskega elementa. V tem primeru gre za steber, a je mehanizem enak kot pri steni.



Slika 3.33: Strižni zdrs ob vpetju armiranobetonskega stebra, ki je bil preizkušen na Zavodu za gradbeništvo v okviru projekta SAFECAS (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)

Fig. 3.33: Shear slip at the base of a concrete column tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute as part of the SAFECAS project (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010)

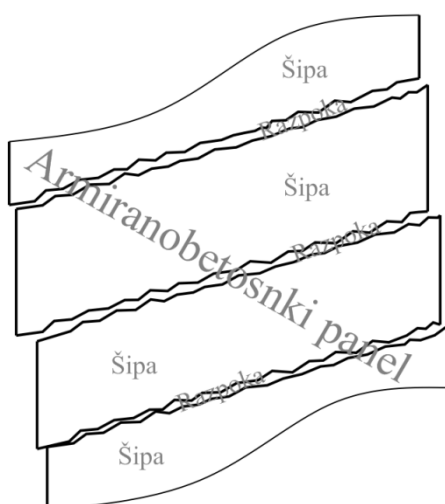
Tako kot je deformacijsko stanje v armiranobetonskem elementu odvisno od zunanje obtežbe, je tudi kot oz. nagib razpok odvisen od zunanje obtežbe. Pri spreminjajoči obtežbi (npr. potresu) se pojavijo razpoke pod različnimi koti. Tudi to smo upoštevali v novem analitičnem modelu, in sicer smo

privzeli t.i. model z rotiranjem razpok (*angl. Rotating-crack model*). Več o tem je zapisano v poglavju o računu kota razpok.

3.10.3 Definicija območij razpokanega armiranobetonskega elementa

Preden pričnemo s predstavitvijo izpeljave zvez med pomiki vozlišč in pomiki v razpokah, je potrebno definirati nekatere izraze, ki ponazarjajo sestavne dele razpokanega armiranobetonskega elementa. Kot prvo bomo z besedo panel označili površino armiranobetonskega elementa na kateri se pojavijo razpoke in v katerih pride do strižnih deformacij (Slika 3.27). Pri stenah je to lahko stojina ali pasnica (prirobnica). Armiranobetonski panel razdelimo na razpoke in na t.i. kompaktne betonske kose/dele med razpokami (Slika 3.34), ki jim lahko preprosto rečemo šipe. Z izrazom razpoka označujemo prazen prostor med sosednjima šipama in robni stranici teh dveh šip, ki nastaneta ob pojavu razpoke.

Naj spomnimo, nov analitičen model je formuliran tako, da se vsa strižna deformacija (prečni pomik) izvrši v razpokah. V šipah se ne izvrši nobenih strižnih deformacij, deformirajo se lahko le v vzdolžni smeri elementa, t.j. zaradi upogibnih in osnih obremenitev.

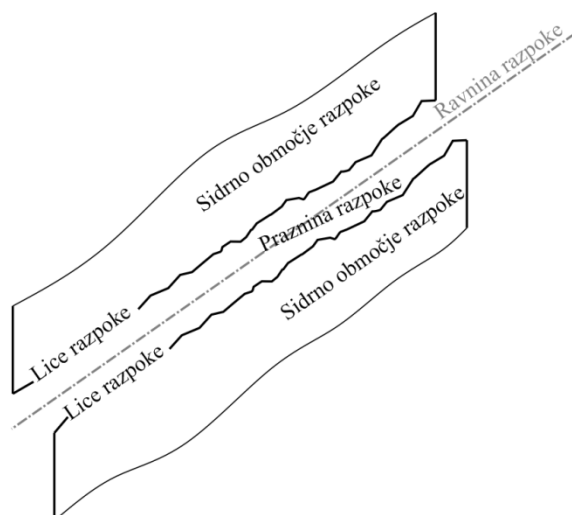


Slika 3.34: Območja armiranobetonskega panela: razpoke in šipe

Fig. 3.34: Areas of a RC panel: cracks and uncracked pieces

Nadalje posamezni razpoki opredelimo naslednje izraze:

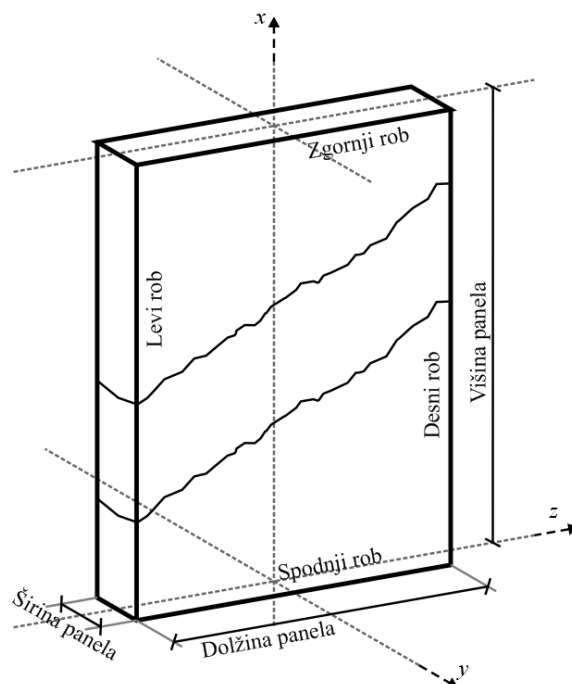
- *Praznina razpoke* je prazen prostor med dvema šipama (Slika 3.35).
- *Ravnina razpoke* je premica, ki poteka vzdolž razpoke v nedeformiranem stanju elementa (Slika 3.35; Slika 3.37).
- *Lice razpoke* je ravnina po kateri je kompakten del prelomljen in meji na praznino razpoke. Vsaka razpoka ima dve lici (Slika 3.35).
- Del šip ob razpoki, kjer so sidrane palice, ki potekajo skozi razpoko, imenujemo *sidrno območje razpoke* (Slika 3.35).



Slika 3.35: Opredelitev območij razpoke

Fig. 3.35: Definition of crack areas

Nazadnje opredelimo še geometrijske parametre in dele armiranobetonskega panela. Opredelimo jih analogno kot je uveljavljena nomenklatura pri armiranobetonskih stenah. Dimenzija panela vzdolž osi elementa, ki ji pripada, je višina panela (Slika 3.36). Dimenzija panela v prečni smeri (smeri strižnega obremenjevanja) je dolžina panela. Preostala dimenzija v prostoru je širina panela. Panelom priredimo še lokalni koordinatni sistem. Enako kot smo to naredili pri izpeljavi ravninskega MVLEM-a, je os x usmerjena v vzdolžni smeri, os z v prečni smeri ravnine panela in os y pravokotno na to ravnino (Slika 3.36). Izpostavimo še robove oz. stranice panela, in sicer: zgornji, spodnji, levi in desni rob (Slika 3.36).



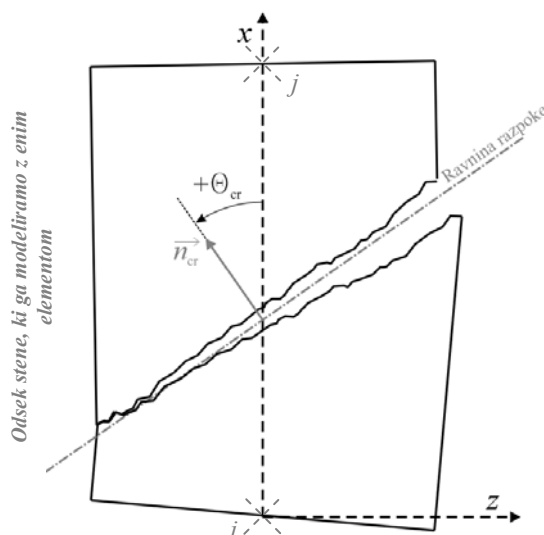
Slika 3.36: Geometrijski parametri in deli armiranobetonskega panela

Fig. 3.36: Geometric parameters and areas of a RC panel

3.10.4 Opredelitev pomikov v razpoki in kota razpoke v novem modelu ter opis procedure s katero se upošteva interakcija $N-M-V$ v novem analitičnem modelu

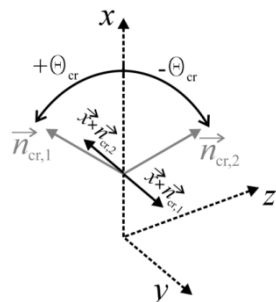
Kapacitete mehanizmov prenosa strižnih sil v armiranobetonskih elementih so odvisne od pomika v razpokah in orientacije (nagiba) razpok. Pomik v razpoki je sestavljen iz več komponent, nekatere od teh komponent bolj vplivajo na mehanizme prenosa sil, druge manj (glej poglavje 4). Preden lahko izpeljemo zaključene izraze za izračun pomikov v razpokah v odvisnosti od trenutnih vozliščnih pomikov novega elementa, je potrebno natančneje definirati in poimenovati komponente pomika v razpoki ter matematično opredeliti kot oz. usmerjenost razpok. Kot je bilo napisano, pri izpeljavi izrazov smo privzeli, da so razpoke ravne, kar pomeni, da se vzdolž razpoke spreminja le pomik razpoke, ne pa tudi kota razpoke.

Kot razpoke je kot med vektorjem, ki definira vzdolžno os elementa (os x), in normalo na ravnino razpoke \vec{n}_{cr} (Slika 3.37). Normala \vec{n}_{cr} je postavljena tako, da je usmerjena v smeri naraščajoče koordinate x . Kot razpoke je označen z θ_{cr} . Pomemben je tudi predznak kota θ_{cr} . Predznak je pozitiven, če ima vektorski produkt med \vec{x} in \vec{n}_{cr} enako smer kot \vec{y} . Opredelitev predznaka kota θ_{cr} je prikazana na sliki 3.38. Definijsko območje θ_{cr} je: $-\pi/2 \leq \theta_{cr} \leq \pi/2$ ($-90^0 \leq \theta_{cr} \leq 90^0$). Iz slike 3.37 je razvidno, da je ravnina razpoke opredeljena tako, da z lokalno osjo x (os x vedno poteka od vozlišča i skozi vozlišče j – tako je formuliran makro element z več vzmetmi – glej razdelek 3.3) oklepa kot θ_{cr} : Ko se betonska kosa ob razpoki zasučeta, ravnina razpoke ni več popolnoma vzporedna z licema razpoke. Enačbe, ki so predstavljene v nadaljevanju, se sklicujejo na kot razpok θ_{cr} , t.j. na definicijo ravnine razpoke, kot je predstavljena na sliki 3.37. To pomeni, da so enačbe izpeljane na podlagi predpostavke o majhnih pomikih (pomiki v razpokah so dejansko majhni), t.j. po teoriji prvega reda.



Slika 3.37: Opredelitev kota razpoke θ_{cr} in ravnine razpoke

Fig. 3.37: Definition of the crack angle θ_{cr} and crack plane

Slika 3.38: Opredelitev predznaka kota razpoke θ_{cr} Fig. 3.38: Definition of the sign of crack angle θ_{cr}

Pomik razpoke na v poljubni točki $T_{cr,i}$, ki se nahaja na ravnini razpoke (njena prečna koordinata je z_i), označimo z $\vec{u}_{cr,i}$ in ga definiramo kot razdaljo med točkama T_i in T_i' (Slika 3.39). Točki T_i in T_i' se nahajata vsaka na svojem licu razpoke in sta, preden se je v razpoki izvršil pomik, sovpadali s točko $T_{cr,i}$ (točka $T_{cr,i}$ se vedno nahaja na ravnini razpoke, z njo določimo mesto v razpoki kjer se izvrši pomik $\vec{u}_{cr,i}$). Opisano je ponazorjeno na sliki 3.39, kjer je prikazan del armiranobetonskega elementa na katerem se tvori razpoka in je modeliran z enim elementom.

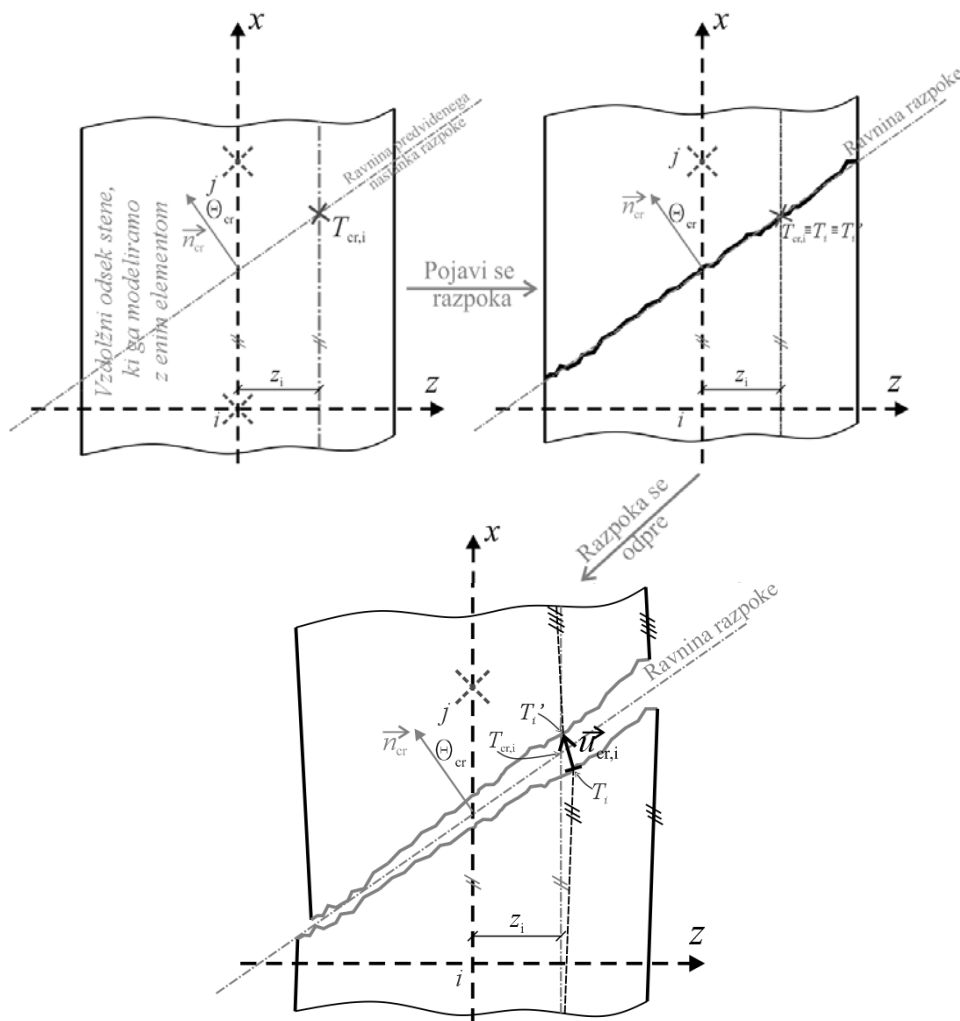
Slika 3.39: Opredelitev pomika razpoke na izbranem mestu $T_{cr,i}$

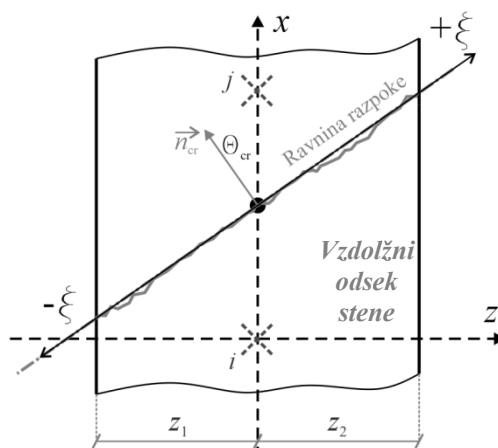
Fig. 3.39: Definition of the crack displacement at point $T_{cr,i}$

Ker se vrednost $\vec{u}_{cr,i}$ vzdolž razpoke v splošnem spreminja, je zelo prikladno, če definiramo še lokalno koordinato po dolžini razpoke ξ , katere os se ujema z ravnino razpoke in ima izhodišče na mestu kjer razpoka seka težiščnico elementa, t.j. os x (Slika 3.40). Pozitivna smer koordinate ξ je definirana s smerjo lokalne osi z (Slika 3.40). Zvezo med koordinato z in koordinato dolžine razpoke ξ zapišemo z enačbo (3.34). Definijsko območje koordinate ξ je zapisano z enačbo (3.35).

$$\xi = z / \cos \theta_{cr} \quad (3.34)$$

$$\xi \in \left[-\frac{z_1}{\cos \theta_{cr}}, \frac{z_2}{\cos \theta_{cr}} \right] \quad (3.35)$$

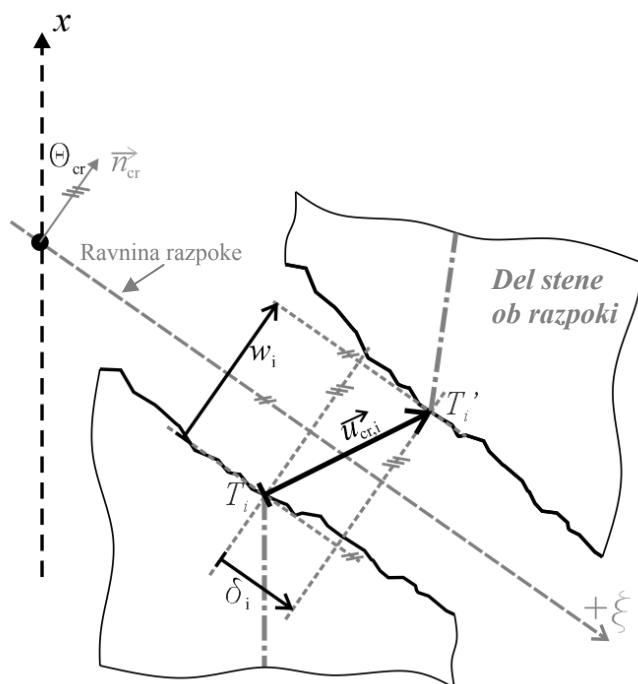
V (3.35) sta z_1 in z_2 koordinati na osi z levega in desnega roba panela (Slika 3.40).



Slika 3.40: Definicija koordinate ξ , ki poteka vzdolž dolžine razpoke

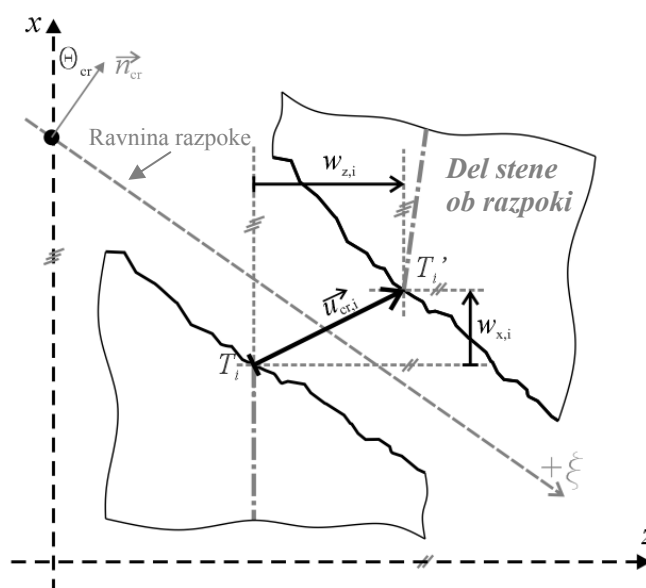
Fig. 3.40: Definition of the coordinate ξ along the crack length

Pomik $\vec{u}_{cr,i}$ razdelimo na dve komponenti: zamik δ_i in razmik w_i . To je predstavljeno na sliki 3.41, kjer je narisana del stene ob razpoki, na katerem se nahaja poljubno izbrana točka $T_{cr,i}$ za katero računamo pomike v razpoki (razdalja med T_i in T_i' ; povezava med $T_{cr,i}$, T_i in T_i' je prikazana na sliki 3.39). Iz slike je razvidno, da sta komponenti δ_i in w_i opredeljeni glede na ravnino razpoke: (i) δ_i je komponenta $\vec{u}_{cr,i}$, ki je vzporedna z ravnino razpoke oz. z osjo ξ ; (ii) w_i je komponenta $\vec{u}_{cr,i}$, ki je pravokotna z ravnino razpoke oz. na os ξ .

Slika 3.41: Razdelitev $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti δ_i (zamik) in w_i (razmik)Fig. 3.41: δ_i (slip) and w_i (width) component of the displacement $\vec{u}_{cr,i}$

Zamik δ_i je torej medsebojni premik delcev T_i in T_i' v smeri ravnine razpoke oz. v smeri osi ξ (Slika 3.41). Zamik δ_i imenujemo tudi zdrs v razpoki na mestu i . Razmik w_i je medsebojni premik delcev T_i in T_i' pravokotno na ravnino razpoke oz. v smeri normale na razpoko \vec{n}_{cr} (Slika 3.41). Razmik w_i imenujemo tudi odprtost razpoke na mestu i .

Poleg razdelitve $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti δ_i in w_i , vpeljemo še razdelitev $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$ (Slika 3.42). $w_{z,i}$ je komponenta v smeri lokalne osi z , t.j. pomik v prečni smeri elementa. Komponenta $w_{x,i}$ pove koliko se je razpoka na mestu i premaknila v vzdolžni smeri elementa (v smeri lokalne osi x). Če uporabimo zasnovano novega analitičnega modela, ki je prikazana na sliki 3.21, in privzamemo, da komponenti $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$ predstavljata pomik razpoke na težiščnici lamele i , dobimo povezavo med pomiki v razpoki in pomiki vodoravne oz. navpične vzmeti i -te lamele. Ob tem je potrebno imeti v mislih predpostavko, da se vse strižni/prečni deformacije in natezni osne vzdolžne deformacije stene izvršijo v razpokah (predpostavka o togih betonskih delih med razpokami). Povezava med pomiki vzmeti in pomiki v razpoki na metu i -te lamele je sledeča: Velikost komponente $w_{z,i}$ je enaka pomiku vodoravne vzmeti (vzmet označimo s HS_i ; pomik vzmeti označimo z $u_{HS,i}$); Velikost komponente $w_{x,i}$ je enaka pomiku navpične vzmeti (vzmet označimo s VS_i ; pomik vzmeti označimo z $u_{VS,i}$). Na podlagi pomikov v navpičnih vzmeteh novega modela (osno-upogibno obnašanje) je torej mogoče določiti navpični pomik razpoke in s tem trenutne strižne lastnosti stene, ki so odvisne od tega pomika (glej npr. opis v razdelku 3.9), t.j. dosežemo interakcijo med upogibno-osnim in strižnim obnašanjem stene.



Slika 3.42: Razdelitev $\vec{u}_{cr,i}$ na komponenti $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$

Fig. 3.42: $w_{x,i}$ and $w_{z,i}$ component of the displacement $\vec{u}_{cr,i}$

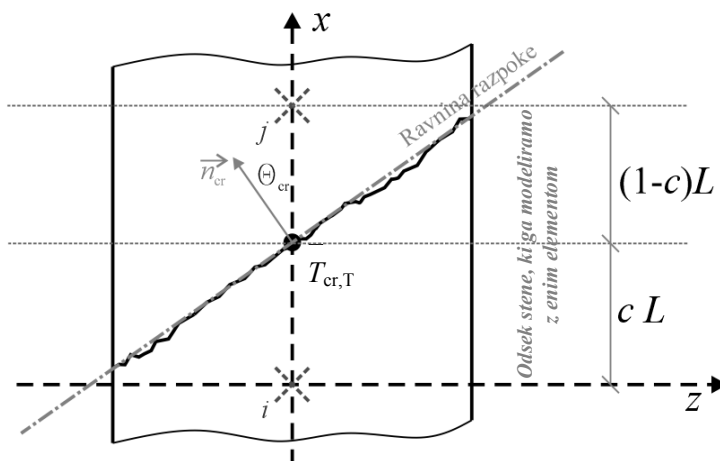
Procedura s katero upoštevamo interakcijo med upogibno-osnim in strižnim obnašanjem stene je torej naslednja: (i) Na podlagi trenutnih pomikov vodoravnih in navpičnih vzmeti se za vse lamele stene določi komponenti pomika razpoke $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$, in sicer se vrednosti določi v težišču posamezne lamele (mesta kjer so locirane vzmeti). Iz $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$ ($1 \leq i \leq N$; N je število lamel) določimo ustrezne vrednosti $\vec{u}_{cr,i}$. Na podlagi pomikov $\vec{u}_{cr,i}$ (uporabljamo množino, ker je izračunanih pomikov $\vec{u}_{cr,i}$ več, t.j. vsak za svojo lamelo; $1 \leq i \leq N$) določimo še komponente δ_i (zamik) in w_i (razmik). Na podlagi vrednosti izračunanih komponent $w_{x,i}$, $w_{z,i}$, δ_i in w_i ($1 \leq i \leq N$) se lahko prek konstitutivnih zakonov (predstavljeni se v 4. poglavju in zadnjem delu poglavja 5) določi trenutno kapaciteto mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpoke, t.j. trenutne strižne lastnosti elementa.

3.10.5 Zveze med pomiki vozlišč novega elementa in pomiki v razpoki

Na koncu prejšnjega razdelka je opisana povezava med pomiki v razpoki in pomiki v vzmeteh, kot je zasnovana v novem elementu oz. nadgrajenem MVLEM-u (opomba: v nalogi se na nov element velikokrat sklicujemo kot na nov MVLEM ali nadgrajen MVLEM). Ker pomike vzmeti določimo iz pomikov vozlišč elementa, lahko tudi izraze za pomike razpok zapišemo v odvisnosti od vozliščnih pomikov elementa, t.j. v odvisnosti od prostostnih stopenj elementa. Zveze med vozliščnimi pomiki in pomiki v razpokah smo uporabili pri programskem algoritmu s katerim smo vgradili element v programsko okolje za analize gradbenih konstrukcij (priloga B). Tako lahko program ob upoštevanju konstitutivnih zakonov vodoravnih vzmeti (glej zadnji del poglavja 5) določi trenutno strižno togost in strižno silo v elementu v odvisnosti od osno-upogibnega stanja v elementu.

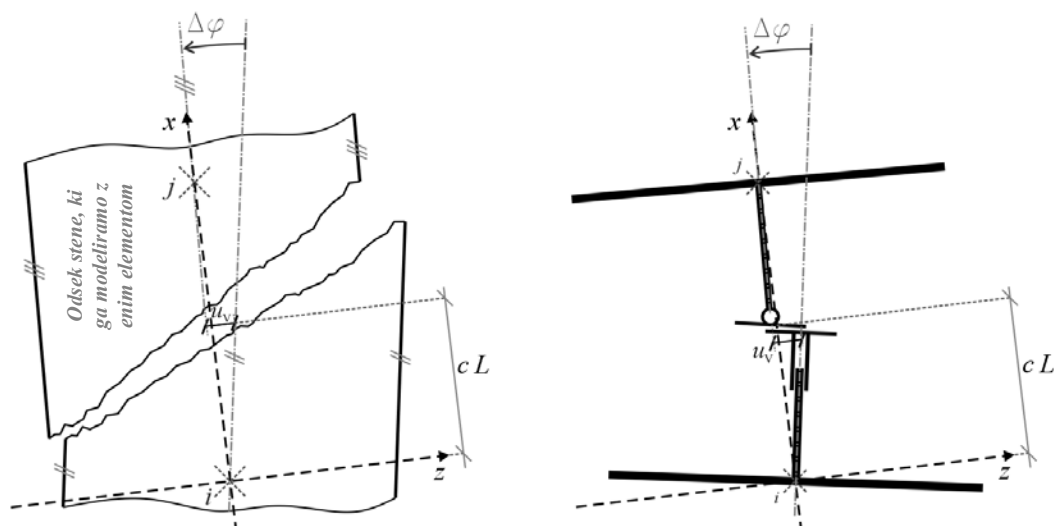
V prvi fazi, ki je predstavljena v tem razdelku, je prikazana izpeljava zveze za primer, ko se v elementu tvori samo ena razpoka. Privzeli smo tudi, da je kot razpoke θ_{cr} znan. Izračun pomika razpok v elementih z več razpokami ter kako se določi trenutni kot razpok θ_{cr} (kot se lahko tekom obteževanja spreminja) je razloženo v naslednjih razdelkih poglavja.

Kot prvo definiramo središče razpoke $T_{cr,T}$. To je točka, ki se nahaja na presečišču ravnine razpoke in lokalne osi x (t.j. težiščnice elementa). Lokacija $T_{cr,T}$ je ponazorjena na sliki 3.43, kjer je narisano odsek stene, ki je modeliran z enim elementom. V razdelku 3.8 smo povedali, da v je nov analitičen model formuliran tako, da privzame (predpostavi), da razpoka seka težiščnico elementa na oddaljenosti $L \cdot c$ od začetnega vozlišča. Parameter c namreč opredeljuje mesto v (linijskem) elementu na katerem: (i) se zgornji del elementa relativno zasuka glede na spodnji del elementa, če upoštevamo samo pomike oz. zasuke, ki nastanejo zaradi upogibnega deformiranja (Slika 3.44; relativni zasuk je označen z $\Delta\varphi$); (ii) se nakopičijo strižne deformacije (gledano na težiščnico elementa), t.j. pomik u_V (Slika 3.44). Lokacijo točke $T_{cr,T}$ je torej določena prek parametra c (Slika 3.43).



Slika 3.43: Definicija središča razpoke T_{cr}

Fig. 3.43: Definition of the centre of the crack T_{cr}

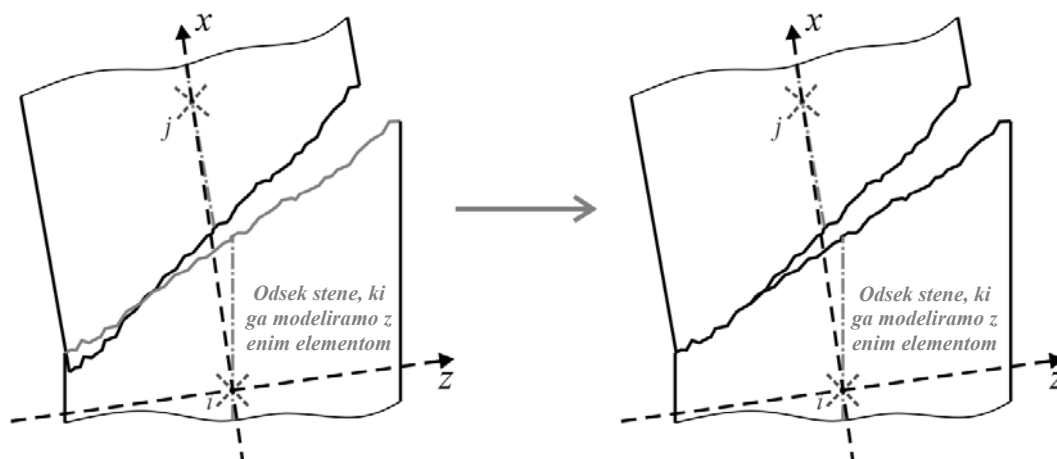


Slika 3.44: Relativen zasuk med zgornjim in spodnjim delom stene pri elementu z eno razpoko

Fig. 3.44: Relative rotation between the upper and the lower part of a wall modelled with an element considering only one crack

Izpeljava zvez, ki jo predstavljamo, se torej nanaša na pomike v razpoki s poljubnim naklonom (kotom Θ_{cr}), katere središče $T_{cr,T}$ se nahaja na osi x na oddaljenosti $L \cdot c$ od začetnega vozlišča j (Slika 3.43). Pri izpeljavi zveze med pomiki vozlišč in pomiki razpoke je privzeto, da so šipe popolnoma toge (ne samo glede strižnih in nateznih osnih deformacij, ampak tudi glede osnih tlačnih deformacij). To seveda v

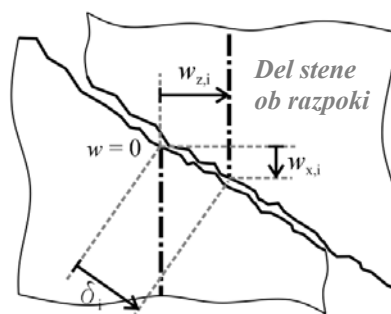
resnici ne velja, predpostavko o absolutno togih šipah potrebujemo le za določitev zvez. Tako lahko račun pomikov v razpokah pokaže tudi situacijo na levi polovici slike 3.45: Razmik razpoke w_i na levem robu stene zavzame negativno vrednost. To seveda fizično ni mogoče. Vrednost $w_i \leq 0$ preprosto pomeni, da je razpoka na mestu i (na mestu točke $T_{cr,i}$) zaprta. Pomik w_i se bo izvršil z osno deformacijo šip (spomnimo, da smo šipe od vsega začetka opredelili tako, da se v njih lahko izvršijo negativne osne deformacije; pozitivne osne deformacije in strižne deformacije se izvršijo s premikom v razpokah in ne z deformacijo šip).



Slika 3.45: Negativna vrednost razmika razpoke ($w \leq 0$) pomeni, da je razpoka zaprta

Fig. 3.45: A negative value of the cracks width ($w \leq 0$) indicates that the crack is closed

Poudariti je še potrebno, da je tudi v primeru, ko je razpoka na nekem mestu zaprta ($w_i \leq 0$; spomnimo, da je z indeksom i označeno poljubno mesto na ravnini razpoke, to mesto je lahko npr. presečišče težiščnica i -te lamele in ravnine razpoke – označimo jo z $T_{cr,i}$), pomik $\vec{u}_{cr,i}$ lahko različen od nič: razpoka je lahko zamaknjena ($\delta_i \neq 0$). Iz tega tudi sledi, da sta komponenti $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$ lahko različni od nič, tudi če je razpoka na obravnavanem mestu $T_{cr,i}$ zaprta ($w_i \leq 0$). Opisano je ponazorjeno s sliko 3.46, kjer je narisano del stene ob razpoki na poljubnem mestu (označenem z indeksom i).

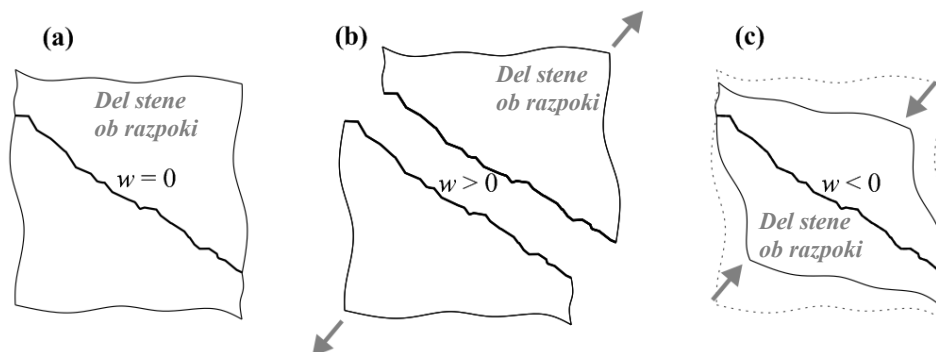


Slika 3.46: Pomik zaprte razpoke ($w_i \leq 0$)

Fig. 3.46: Displacement of a closed crack ($w_i \leq 0$)

V formulaciji novega analitičnega modela torej privzeto slednje: V primeru, da račun pokaže $w_i \leq 0$ se pomik v smeri \vec{n}_{cr} izvrši v šipah; v primeru, da je $w_i > 0$, se pomik izvrši v razpoki. Drugače povedano: V primeru da se del stene ob razpoki raztegne v smeri pravokotno na razpoko (smeri normale \vec{n}_{cr}), se pomik izvrši v razpoki (Slika 3.47-b); v primeru da se skrči v smer pravokotno na razpoko, bo razpoka zaprta in se skrčki izvršijo v šipah (Slika 3.47-c). Opisano pravilo pravzaprav ni

nič novega, čisto enako je privzeto pri modeliranju upogibnega obnašanja. Pri upogibu so razpoke pravokotne na os elementa in velja: $w_{x,i} = w_1$ in $w_{z,i} = \delta_i$. Takšen princip je uporabljen tudi pri računu razmikov v razpokah po modificirani teoriji tlačnega polja (Vecchio in Collins, 1986).



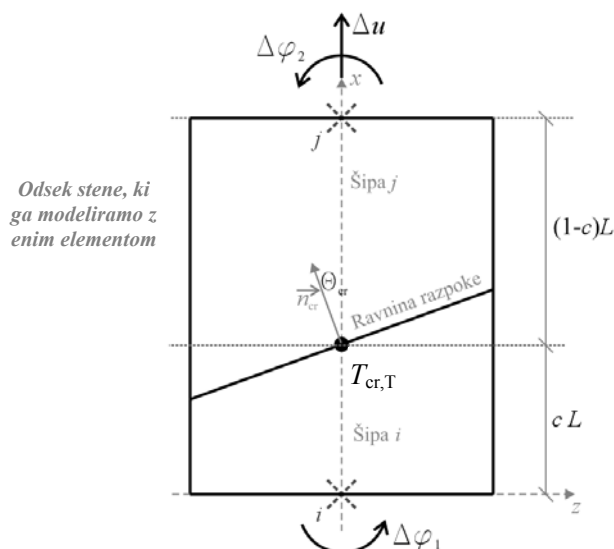
Slika 3.47: Pomiki dela stene ob razpoki (a) v primeru: (b) nateznega pomika pravokotno na razpoko; (c) tlačnega pomika pravokotno na razpoko

Fig. 3.47: Displacements of a wall fragment near a crack (a) in the case of a tensile displacement perpendicular to the crack (b) and in the case of a compressive displacement perpendicular to the crack (c)

Pomike vozlišč, ki jih uporabimo v izrazih za izračun pomikov v razpokah, izrazimo z vrednostmi prostostnih stopenj makro elementa $\{\Delta U_{el}\}$ (3.36). Spomnimo, da mora biti makro element z več vzmetmi formuliran tako, da te prostostne stopnje v celoti določajo deformacijsko stanje elementa. To pomeni, da morajo zadostovati tudi za izračun pomikov v razpokah.

$$\{\Delta U_{el}\}^T = \{\Delta u \quad \Delta \varphi_1 \quad \Delta \varphi_2\} = \{\Delta u_1 \quad \Delta u_2 \quad \Delta u_3\} \quad (3.36)$$

Zapisali smo, da smo v izpeljavi privzeli, da se v elementu pojavi le ena razpoka s kotom θ_{cr} in da so šipe absolutno toge. Stenast element, ki nam bo v pomoč pri izpeljavi, ima torej eno razpoko in dve šipi (šipa i in šipa j). Prikazan je na sliki 3.48, na kateri so ustrezno narisani tudi pomiki $\{\Delta U_{el}\}$.



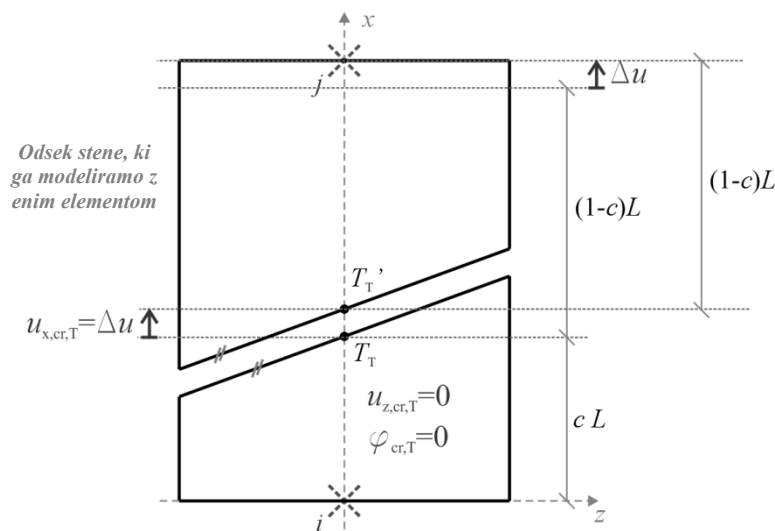
Slika 3.48: Vzorčni stenast element za pomoč pri izpeljavi zvez med pomiki vozlišč in pomiki razpok

Fig. 3.48: A simple wall element representative for the derivation of equations linking the crack and node displacements

Najprej je predstavljena izpeljava izrazov za izračun pomika razpoke na mestu točke $T_{cr,T}$. Poleg pomikov razpoke v vzdolžni in prečni smeri določimo še vrednost medsebojnega zasuka šip. To zapišimo z vektorjem $\{u_{cr,T}\}$ (3.37).

$$\{u_{cr,T}\}^T = \{u_{x,cr,T} \quad u_{z,cr,T} \quad \varphi_{cr,T}\} \quad (3.37)$$

Zveze med $\{u_{cr,T}\}$ in $\{\Delta U_{el}\}$ dobimo tako, da določimo kakšni so pomiki razpoke na mestu $T_{cr,T}$ pri poljubni velikosti členov $\{\Delta U_{el}\}$. Pomik na mestu $T_{cr,T}$ je opredeljen z razdaljo med točkama T_T in T_T' , analogno kot je prikazano na sliki 3.39. Kot prvo si pogledjmo situacijo, ko se izvrši pomik Δu (Slika 3.49).

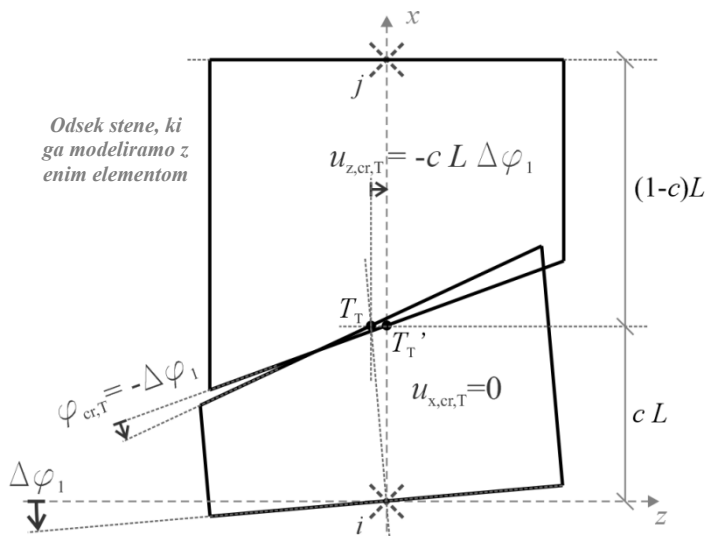


Slika 3.49: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v prvi prostostni stopnji ($\Delta u \neq 0$)

Fig. 3.49: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement Δu

Pri pomiku Δu se lici razpoke na mestu središča razpoke $T_{cr,T}$ razmakneta za $u_{x,cr,T} = \Delta u$ (razdalja med T_T in T_T'). Pri čemer pomik v smeri z ostane 0 ($u_{z,cr,T} = 0$) in enako tudi rotacija ($\varphi_{cr,T} = 0$). V naslednjem koraku si pogledjmo pomik v $T_{cr,T}$, ko se izvrši pomik druge prostostne stopnje makro elementa $\Delta \varphi_1$ (Slika 3.50). V tem primeru se razpoka na mestu $T_{cr,T}$ premakne v prečni smeri in zasučje. Premik v prečni smeri je enak $u_{z,cr,T} = -c \cdot L \cdot \Delta \varphi_1$. Pri pozitivnem zasuku $\Delta \varphi_1$ ima $u_{z,cr,T}$ negativen predznak, ker takšna predznačba ustreza formulaciji pomikov vodoravne vzmeti v klasičnem MVLEM-u. Zaradi konsistentnosti, smo enako privzeli tudi v novem analitičnem modelu. Za lažjo predstavbo o opredelitvi predznaka pomikov vodoravnih vzmeti (oz. pomikov v razpokah), povejmo, da je pozitiven pomik vodoravne vzmeti (razpoke) tisti, pri čemer se zgornji del stene (šipa j) premakne v nasprotni smeri osi z glede na šipo i .

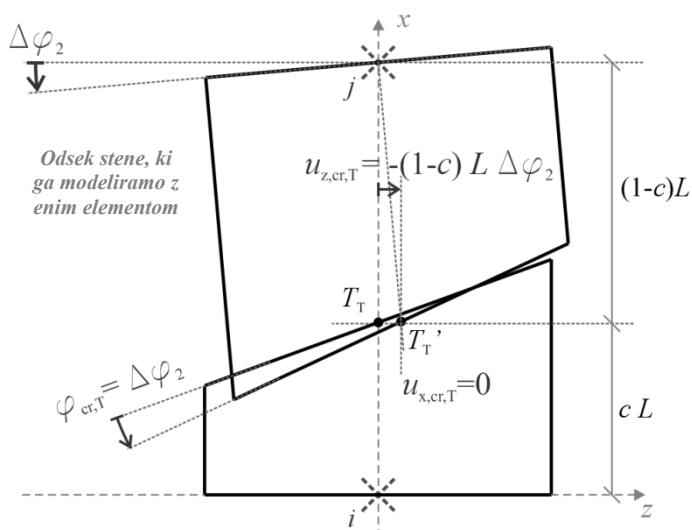
Pozitivno smer zasuka v razpoki $\varphi_{cr,T}$ opredelimo tako, da kot pozitivno vrednost $\varphi_{cr,T}$ označimo tisto pri čemer se šipa j zasuka proti-urno glede na šipo i . Skladno s tem se pri pomiku v drugi prostostni stopnji izvrši $\varphi_{cr,T} = -\Delta \varphi_1$.



Slika 3.50: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v drugi prostostni stopnji ($\Delta\varphi_1 \neq 0$)

Fig. 3.50: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement $\Delta\varphi_1$

Nazadnje še pogledimo kakšen je pomik $\{u_{cr,T}\}$ pri pomiku makro elementa v tretji prostostni stopnji $\Delta\varphi_2$ (Slika 3.51). Vzdolžni pomik $u_{x,cr,T}$ je enak 0, prečni pomik $u_{z,cr,T} = -(1-c) \cdot L \cdot \Delta\varphi_2$ in zasuk $\varphi_{cr,T} = \Delta\varphi_2$.



Slika 3.51: Pomik v središču razpoke $\{u_{cr,T}\}$ pri premiku makro elementa v tretji prostostni stopnji ($\Delta\varphi_2 \neq 0$)

Fig. 3.51: Displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$ corresponding to the displacement $\Delta\varphi_2$

Sedaj, ko smo pregledali, kako posamezna prostostna stopnja vpliva na pomike razpoke v njenem središču, določimo zveze med $\{u_{cr,T}\}$ in $\{\Delta U_{e1}\}$ tako, da seštejemo prispevke posameznih prostostnih stopenj, ki vplivajo na posamezno komponento $\{u_{cr,T}\}$.

Navpični pomik v središču razpoke $u_{z,cr,T}$ je enak raztežku elementa Δu (3.38), zasuki v vozliščih ne prispevajo k spremembi te komponente.

$$u_{x,cr,T} = \Delta u \quad (3.38)$$

Na prečni pomik v središču razpoke $u_{z,cr,T}$ vplivata le zasuka v vozliščih (3.39). Delež prispevka posameznega zasuka je odvisen od parametra c . Skladno z opredelitvijo pomena parametra c v novem modelu je pomik $u_{z,cr,T}$ ekvivalenten pomiku vodoravne vzmeti u_{HS} v klasičnem MVLEM-u.

$$u_{z,cr,T} = u_{HS} = -\Delta\varphi_1 \cdot c \cdot L - \Delta\varphi_2 \cdot (1-c) \cdot L \quad (3.39)$$

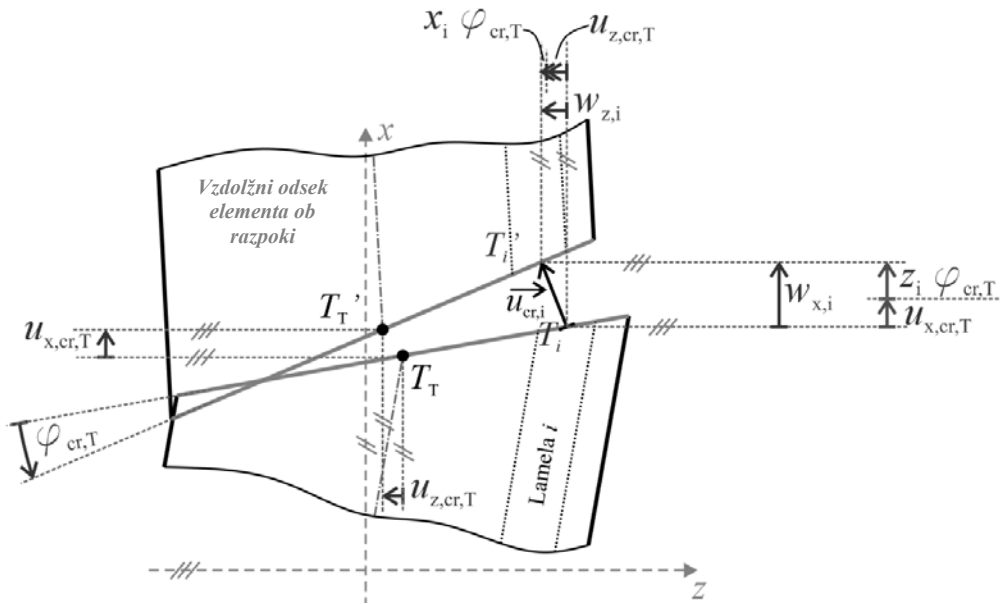
Preostane še izračun zasuka v središču razpoke $\varphi_{cr,T}$. Zasuk $\varphi_{cr,T}$ je definiran kot medsebojni zasuk med obema šipama in nanj vplivata le zasuka obeh vozlišč (3.40).

$$\varphi_{1cr,T} = \Delta\varphi_2 - \Delta\varphi_1 \quad (3.40)$$

Ko poznamo pomike težišča razpoke (točka $T_{cr,T}$) in kot razpoke θ_{cr} , lahko izračunamo pomike v razpoki na poljubnem mestu. Zaradi predpostavke o ravnih razpokah in togih betonskih delih med razpokami, potrebujemo le podatek o razdalji med točko na ravnini razpoke, kjer želimo izračunati pomik, in središčem razpoke. Pri izpeljavi enačb za nov model nas zanimajo pomiki na mestih kjer se nahajajo vodoravne vzmeti novega analitičnega modela, t.j. na mestih kjer težiščnice lamel elementa sekajo ravnino razpoke (ta mesta označimo s $T_{cr,i}$, t.j. $T_{cr,i}$ se nanaša na lamelo i).

Na sliki 3.52 (na sliki je narisana vzdolžni odsek elementa ob razpoki) je ponazorjeno razmerje med pomikom središča razpoke $\{u_{cr,T}\}$ in pomikom razpoke na mestu lamele i , t.j. v točki $T_{cr,i}$. Pomik na mestu $T_{cr,i}$ je enak razdalji med točkama T_i in T_i' (analogno kot je prikazano na sliki 3.39) in je izražen z vzdolžno in prečno komponento ($w_{x,i}$, $w_{z,i}$). Lokacija točke $T_{cr,i}$ je glede na točko T_{cr} izražena z prečno koordinato z_i (enako kot je izražena pozicija lamel pri klasičnem MVLEM-u) in vzdolžno koordinato x_i (odvisna od kota θ_{cr}). Prečna koordinata z_i je vhodni podatek elementa, predstavlja pozicijo lamele v prerezu, in se tekom obteževanja ne spreminja. Koordinata x_i se lahko med koraki analize spreminja, saj je odvisna od kota razpoke θ_{cr} , ki se lahko spremeni (odvisen je od deformacijskega stanja v elementu; glej naslednje razdelke). Vrednost x_i določimo iz z_i in θ_{cr} z enačbo (3.41).

$$x_i = z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (3.41)$$



Slika 3.52: Razmerje med pomikom središča razpoke $\{u_{cr,T}\}$ in pomikom razpoke na mestu lamele i
Fig. 3.52: Crack displacement at strip i corresponding to the displacement at the crack centre $\{u_{cr,T}\}$

Ob znanih koordinatah lamel, kota θ_{cr} in pomikih v središču razpoke (v točki $T_{cr,T}$) lahko torej določimo pomike razpoke na mestu težiščnic posameznih lamel (na mestu točk $T_{cr,i}$; $1 \leq i \leq N$). Kot prvo se določi vzdolžne in prečne koordinate pomikov $\vec{u}_{cr,i}$ ($1 \leq i \leq N$). Pri tem si pomagamo s shemo na sliki 3.52 ter upoštevamo, da imamo opravka z majhnimi pomiki. Vzdolžna komponenta pomika $\vec{u}_{cr,i}$ (pomik na mestu težiščnice lamele i , t.j. na mestu točke $T_{cr,i}$) je enaka (3.42).

$$w_{x,i} = z_i \cdot \varphi_{cr,T} + u_{x,cr,T} \quad (3.42)$$

Komponenta pomika v prečni smeri (v smeri z lokalnega koordinatnega sistema) se izračuna z (3.43).

$$w_{z,i} = x_i \cdot \varphi_{cr,T} + u_{z,cr,T} \quad (3.43)$$

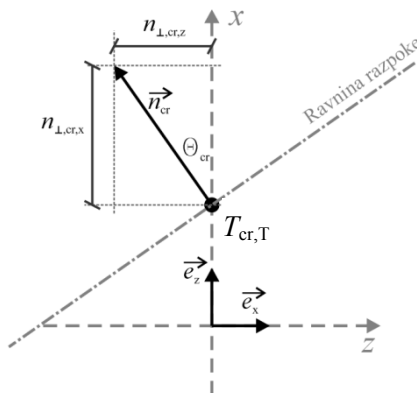
Iz zgornje enačbe vidimo, da je potek prečne komponente odvisen od kota razpok (prek koordinate x_i), medtem ko potek vzdolžne komponente ni. Naslednja naloga je račun razmikov w_i in zamikov/zdrsov δ_i razpoke na mestu točk $T_{cr,i}$ ($1 \leq i \leq N$). To zahteva še nekaj več geometrijske spretnosti. Najprej iz komponent $w_{x,i}$ in $w_{z,i}$ določimo dolžine vektorjev pomikov razpoke v točkah $T_{cr,i}$ (pomik $\vec{u}_{cr,i}$), ki jih označimo z $w_{d,i}$ (3.44). To je absolutno dolžino vektorja $\vec{u}_{cr,i}$.

$$w_{d,i} = \sqrt{w_{x,i}^2 + w_{z,i}^2} \quad (3.44)$$

Ker imamo v nadaljevanju izpeljave opravka z skalarnimi produkti, vektor normale na ravnino $\vec{n}_{\perp,cr}$ zapišemo s komponentami v vektorski obliki (3.45).

$$\vec{n}_{\perp,cr} = n_{\perp,cr,x} \cdot \vec{e}_x + n_{\perp,cr,z} \cdot \vec{e}_z \quad (3.45)$$

Pri čemer sta $n_{\perp,x}$ in $n_{\perp,z}$ komponenti vektorja normale v bazi \vec{e}_x, \vec{e}_z , ki se ujema z bazo lokalnega koordinatnega sistema makro elementa (Slika 3.53).



Slika 3.53: Komponente vektorja normale na razpoko

Fig. 3.53: Components of the unit vector perpendicular to the crack

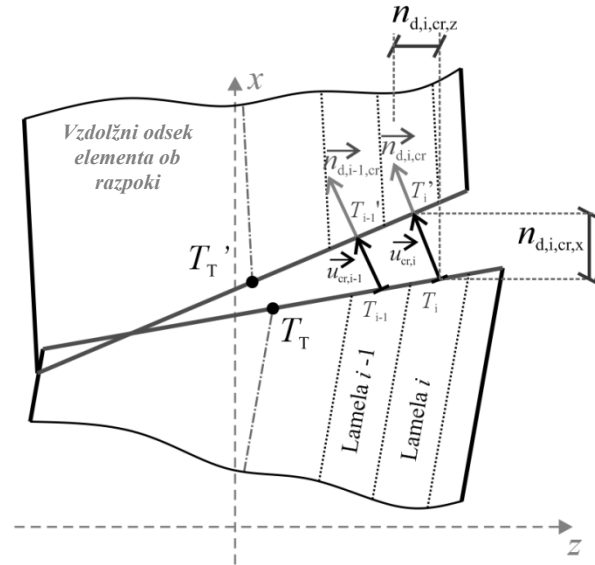
Ker je predpostavljeno, da se smer razpoke po dolžini stene ne spreminja sta komponenti $n_{\perp,x}$ in $n_{\perp,z}$ enaki za vse točke $T_{cr,i}$. Izračuna se jih z enačbama (3.46) in (3.47).

$$n_{\perp,cr,x} = \cos(\theta_{cr}) \quad (3.46)$$

$$n_{\perp,cr,z} = \sin(\theta_{cr}) \quad (3.47)$$

Komponenta $n_{\perp,x}$ ima vedno pozitivne predznak. Komponenta $n_{\perp,z}$ ima enak predznak kot θ_{cr} . Nadalje se vektorjem pomikov razpoke v točkah $T_{cr,i}$ (pomikom $\vec{u}_{cr,i}$) priredi isto smerne enotske vektorje $\vec{n}_{d,cr,i}$ (Slika 3.54). Vektor $\vec{n}_{d,cr,i}$ se zapiše z enačbo (3.48).

$$\vec{n}_{d,cr,i} = n_{d,cr,i,x} \cdot \vec{e}_x + n_{d,cr,i,z} \cdot \vec{e}_z \quad (3.48)$$

Slika 3.54: Enotski vektorji v smeri $\vec{u}_{cr,i}$ Fig. 3.54: Unit vector in the $\vec{u}_{cr,i}$ direction

Komponente vektorjev $\vec{n}_{d,cr,i}$ označimo z $n_{d,i,cr,x}$ in $n_{d,i,cr,z}$. Izračunamo jih z izrazoma (3.49) in (3.50).

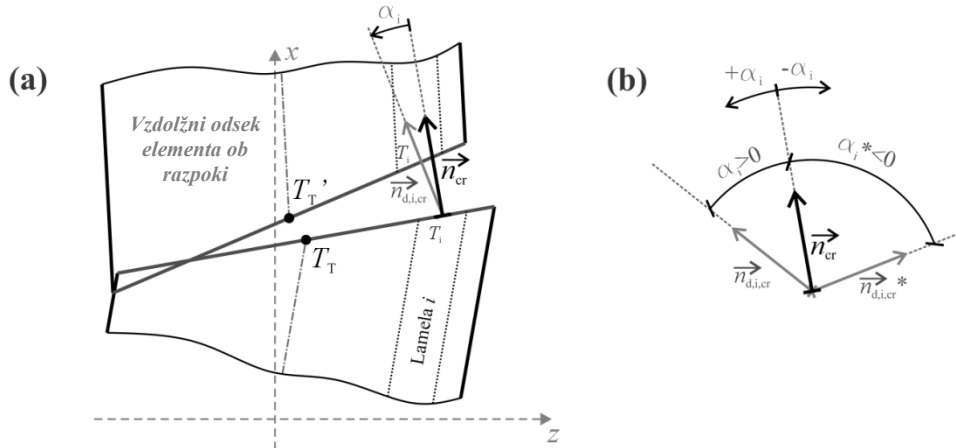
$$n_{d,i,cr,x} = \frac{w_{x,i}}{w_{d,i}} \quad (3.49)$$

$$n_{d,i,cr,z} = \frac{w_{z,i}}{w_{d,i}} \quad (3.50)$$

S skalarnim produktom med vektorjem \vec{n}_{cr} in vektorji $\vec{n}_{d,cr,i}$ se za vsako lamelo določi vrednost kota α_i . α_i je kot od smeri vektorja \vec{n}_{cr} do smeri vektorja $\vec{n}_{d,cr,i}$ (Slika 3.55-a). Pomemben je predznak kota. Pozitiven α_i je kot, ki od \vec{n}_{cr} do $\vec{n}_{d,cr,i}$ poteka v proti-urni smeri (Slika 3.55-b). Definijsko območje α_i je zapisano z enačbo (3.51).

$$\alpha_i \in \left[-\frac{\pi}{2}, \frac{\pi}{2} \right] \quad (3.50)$$

Glede na predznak kota θ_{cr} in predznakov komponent vektorjev \vec{n}_{cr} in $\vec{n}_{d,cr,i}$, α_i izračunamo s skalarnim produktom z enačbami (3.51), (3.52), (3.53) in (3.54).



Slika 3.55: Opredelitev kota α_i (a) in opredelitev predznaka kota α_i (b)
Fig. 3.55: Definition of the angle α_i (a) and definition of the sign of α_i (b)

$$\theta_{cr} \geq 0 \wedge \left(n_{d,cr,i,z} \geq n_{\perp,cr,z} \vee \left(n_{d,cr,i,z} \geq -n_{\perp,cr,z} \wedge n_{d,cr,i,x} < 0 \right) \right) \Rightarrow \quad (3.51)$$

$$\alpha_i = a \cos \left(n_{\perp,cr,x} \cdot n_{d,cr,i,x} + n_{\perp,cr,z} \cdot n_{d,cr,i,z} \right)$$

$$\theta_{cr} \geq 0 \wedge \left(n_{d,cr,i,z} \leq n_{\perp,cr,z} \vee \left(n_{d,cr,i,z} \leq -n_{\perp,cr,z} \wedge n_{d,cr,i,x} > 0 \right) \right) \Rightarrow \quad (3.52)$$

$$\alpha_i = -a \cos \left(n_{\perp,cr,x} \cdot n_{d,cr,i,x} + n_{\perp,cr,z} \cdot n_{d,cr,i,z} \right)$$

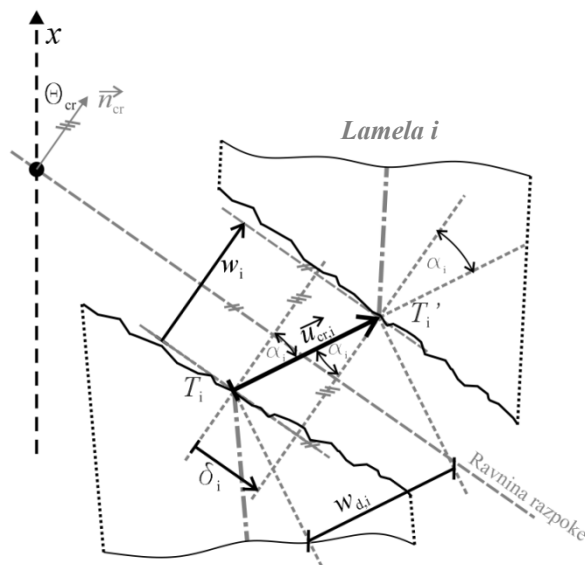
$$\theta_{cr} < 0 \wedge \left(n_{d,cr,i,z} \leq n_{\perp,cr,z} \vee \left(n_{d,cr,i,z} \leq -n_{\perp,cr,z} \wedge n_{d,cr,i,x} < 0 \right) \right) \Rightarrow \quad (3.53)$$

$$\alpha_i = -a \cos \left(n_{\perp,cr,x} \cdot n_{d,cr,i,x} + n_{\perp,cr,z} \cdot n_{d,cr,i,z} \right)$$

$$\theta_{cr} < 0 \wedge \left(n_{d,cr,i,z} \geq n_{\perp,cr,z} \vee \left(n_{d,cr,i,z} \geq -n_{\perp,cr,z} \wedge n_{d,cr,i,x} > 0 \right) \right) \Rightarrow \quad (3.54)$$

$$\alpha_i = a \cos \left(n_{\perp,cr,x} \cdot n_{d,cr,i,x} + n_{\perp,cr,z} \cdot n_{d,cr,i,z} \right)$$

Preostane še zadnji korak izpeljave pomikov v razpokah: S pomočjo kotov α_i izračunamo zamik in razmik razpoke v točkah $T_{cr,i}$ (Slika 3.56).

Slika 3.56: Izračun zamika δ_i in razmika w_i s pomočjo kota α_i Fig. 3.56: Slip δ_i corresponding to the crack width w_i and angle α_i

Razmik razpoke v točki $T_{cr,i}$, t.j. w_i je enak (3.55).

$$w_i = w_{d,i} \cdot \cos(\alpha_i) \quad (3.55)$$

Zamik razpoke v točki $T_{cr,i}$ določimo z izrazom (3.56).

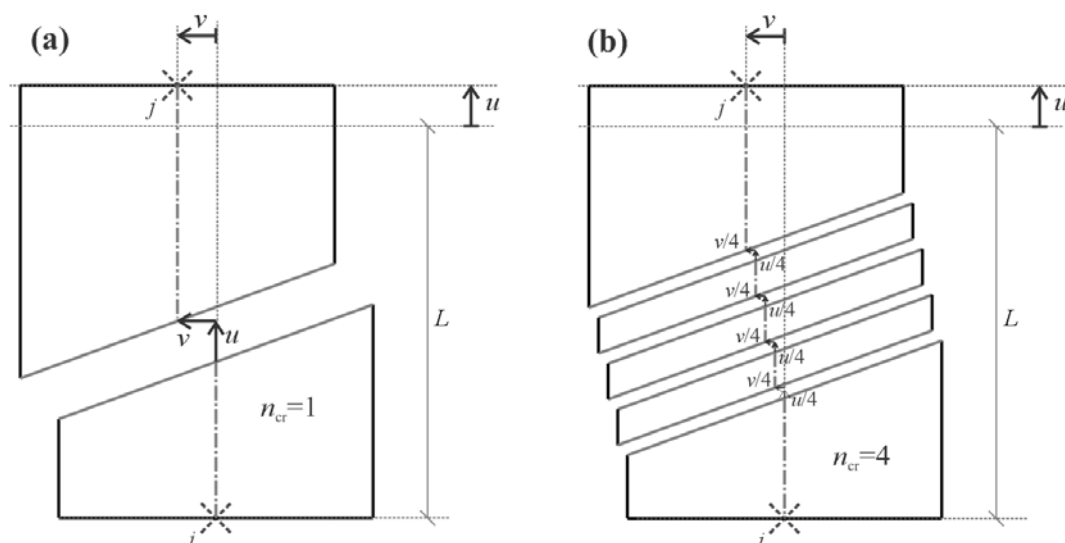
$$\delta_i = w_{d,i} \cdot \sin(\alpha_i) \quad (3.56)$$

Izpeljani so torej bili izrazi s katerimi na podlagi pomikov vozlišč elementa $\{\Delta U_{el}\}$ izračunamo komponente pomikov razpoke po lamelah (v točkah $T_{cr,i}$). V novem analitičnem modelu je privzeto, da je na območju razpoke, ki pripada določeni lameli (lameli i), privzet enak pomik, ki je enak izračunani vrednosti pomika v težišču lamele (v točki $T_{cr,i}$): namesto linearen potek spreminjanja pomika v razpoki je privzet stopničast potek. Takšna formulacija je analogna s formulacijo upogibno-osnega modeliranja stene z MVLEM, ki privzame konstanten potek osnih deformacij na območju posamezne lamele. Za natančnejšo upoštevanje kapacitete mehanizmov v razpokah je zato potrebna drobnejša razdelitev elementa na lamele (tudi na območju stojine). Izpeljane zveze so bile vgrajene v OpenSees-ovo programsko kodo novega elementa (priloga B).

3.10.6 Določitev razdalje med razpokami, ki se pojavijo na steni

Število razpok, ki se pri obremenitvi tvorijo v steni, vpliva na strižna togost in nosilnost stene. Pri enakih vozliščnih pomikih se v steni z več razpokami pojavijo manjši pomiki v razpokah, kot pri enaki steni z manj razpokami (napisano je ilustriровано na sliki 3.57). Manjši pomiki v razpokah pomenijo večjo kapaciteto mehanizmov prenosa sil (glej poglavje 4). Oglejmo si pomike v razpoki/razpokah L visoke stene, katere vrh se pri neki obremenitvi navpično pomakne za u ter vodoravno premakne za v (slika 3.57). V enem primeru je privzeto, da se v steni pojavi samo ena razpoka (Slika 3.57-a), v drugem pa, da se pojavijo $n_{cr}=4$ razpoke (Slika 3.57-b). V primeru, da se deformacijsko stanje vzdolž

stene (ukrivljenost, osna deformacija, strižna deformacija) bistveno ne spreminja, se v vseh razpokah izvršijo približno enaki pomiki.



Slika 3.57: Pomiki v razpokah armiranobetonskega panela z: (a) eno razpoko in (b) štirimi razpokami

Fig. 3.57: Crack displacements in a RC panel with a single crack (a) and multiple cracks (b)

Če torej privzamemo, da se v vseh razpokah odseka stene izvršijo enaki pomiki (kot je to na sliki 3.57), so pomiki razpok v panelu z n_{cr} razpokami, n_{cr} krat manjši kot v panelu z eno razpoko. To zapišemo z enačbo (3.57).

$$u_{cr,n} = \frac{u_{cr,n=1}}{n_{cr}} \quad (3.57)$$

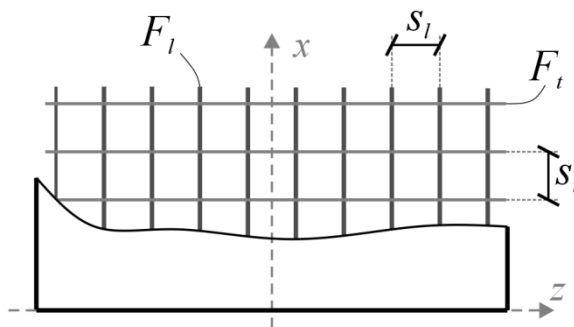
Enačbe za izračun pomika razpok v elementih, ki modelirajo odsek stene, na kateri se pojavi več razpok, so izpeljane v naslednjih razdelkih. V tem razdelku je predstavljena metoda določanja števila razpok, ki se pri poljubni obtežbi pojavijo v armiranobetonskih stenah, oz. določitev razdalje med razpokami, ki se pojavijo na steni. Za točen izračun pozicije nastanka razpok in razdalje med razpokami bi potrebovali precej sofisticiran model – uporabiti bi morali npr. kompleksne lupinaste elemente z neelastičnimi konstitutivnimi zakoni (tudi takšen model bi najverjetneje težko pravilno izračunal razdaljo med razpokami). Model, ki smo ga razvili, je razmeroma preprost in potrebuje nekaj vhodnih podatkov o razpokah, ki se lahko tvorijo na območju stene, ki ga modelira: Potrebno je podati (i) število razpok, ki se lahko tvori na območju stene, ki je modelirana z enim elementom; (ii) pozicijo razpok, ki se jo poda prek parametra c (glej naslednji odstavek).

Kot smo zapisali, v primeru, ko se na območju elementa tvori ena razpoka (to je vhodni podatek), je formulacija elementa takšna, da ravnina te razpoke prečka os x na razdalji $c \cdot L$ od začetnega vozlišča (s parametrom c določimo pozicijo razpoke). V primeru, ko je privzeto, da se na območju elementa tvori več razpok, nov element privzame, da je s parametrom c opredeljeno t.i. središče razporeditve razpok vzdolž elementa (Slika 3.62; za dodatna pojasnila glej razdelek 3.10.7) – nad in pod točko $c \cdot L$ se tvori enako število razpok (da to lahko velja, ne smemo postaviti točke $c \cdot L$ prenizko ali previsoko). Število razpok oz. razdalja med razpokami, ki se pojavijo na nekem odseku armiranobetonskega elementa

(npr. odseku, ki ga modeliramo z enim elementom), lahko preprosto in dovolj zanesljivo določimo s katerim od empiričnih postopkov (Bentz, 2000).

Za naš model smo izbrali postopek po CEB-u (Collins in Mitchell, 1991), ki je pogosto uporabljen pri modelih za strižno obnašanje armiranobetonskih panelov (Bentz, 2000). Po tej semi-empirični metodi je razdalja med razpokami v armiranobetonskih elementih/panelih odvisna samo od kota razpok θ_{cr} in nekaterih geometrijskih parametrov, t.j. od:

- Debeline krovnega sloja c ;
- Vzdolžna razdalja med palicami s_l (pri AB stenah je to razmik vodoravne armature - Slika 3.58);
- Prečna razdalja med palicami s_t (pri AB stenah je to razmik navpične armature v stojini - Slika 3.58);
- Premera palic v vzdolžni smeri Φ_l (pri AB stenah je to premer navpičnih palic v stojini - Slika 3.58);
- Premera palic v prečni smeri Φ_t (pri AB stenah je to premer vodoravnih palic - Slika 3.58);
- Deleža armiranja v vzdolžni smeri ρ_l (pri AB stenah je to delež navpične armature v stojini);
- Deleža armiranja v vzdolžni smeri ρ_t (pri AB stenah je to delež vodoravne armature);



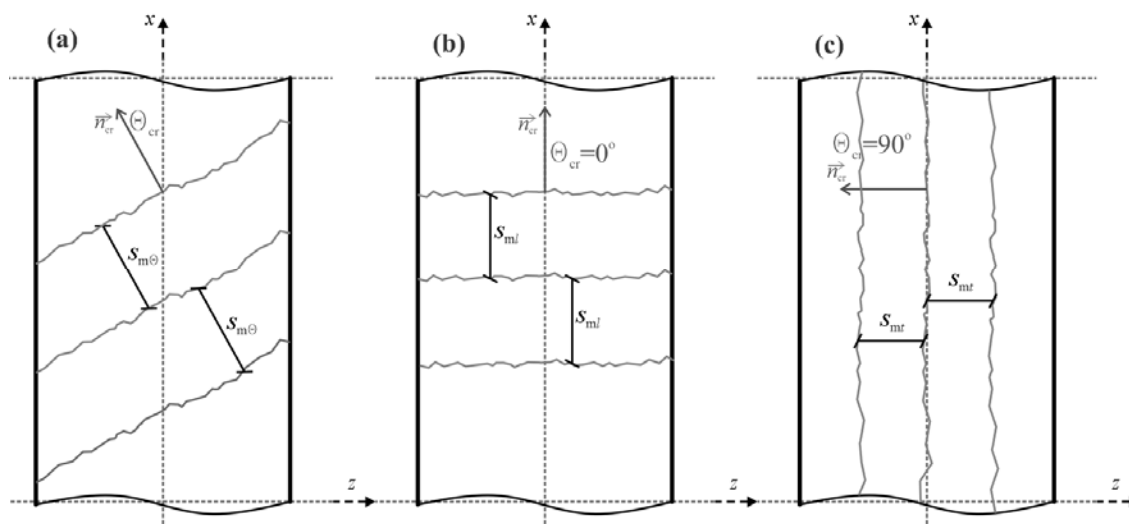
Slika 3.58: Parametri armiranobetonskega panela, ki vplivajo na število razpok

Fig. 3.58: Characteristics of a RC panel that influence the crack spacing

Razdaljo med razpokami, ki s težiščnico elementa oklepajo poljuben kot, (normala razpok oklepa z osjo elementa kot θ_{cr}) se izračuna z enačbo (3.58).

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\cos(\theta_{cr})}{s_{mt}} + \frac{\sin(\theta_{cr})}{s_{ml}}} \quad (3.58)$$

V zgornji enačbi je $s_{m\theta}$ razdalja med razpokami pod poljubnim kotom (Slika 3.59-a); s_{ml} razdalja med razpokami, če bi te bile usmerjene pravokotno na os elementa (Slika 3.59-b) in s_{mt} razdalja med razpokami, če bi te bile usmerjene vzporedno na os elementa (Slika 3.59-c).



Slika 3.59: Pomen oznak v CEB-ovih formulah za izračun razdalje med razpokami: (a) razdalja med razpokami pod poljubnim kotom; (b) razdalja med vodoravnimi razpokami in (c) razdalja med navpičnimi razpokami

Fig. 3.59: Denotation of the quantities in CEB expressions for crack spacing: (a) distance between cracks with angle; (b) distance between horizontal cracks; (b) distance between vertical cracks

Razdalja $s_{ml}(\theta_{cr} = 0^\circ)$ je odvisna od vzdolžnega armiranja (delež, razmik palic, premer palic) in krovnega sloja. Določi se jo z enačbo (3.59).

$$s_{ml} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_l}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_l}{\rho_l} \quad (3.59)$$

Razdalja $s_{mt}(\theta_{cr} = 90^\circ)$ je odvisna od prečnega armiranja (delež, razmik palic, premer palic) in krovnega sloja. Določi se jo z enačbo (3.60).

$$s_{mt} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_t}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_t}{\rho_t} \quad (3.60)$$

Med obremenjevanjem se v armiranobetonskem panelu vzpostavi mreža razpok na razdalji $s_{m\theta}$, dodatno večanje obtežbe povzroči le nadaljnje odpiranje obstoječih razpok, nove se ne tvorijo.

Metodo smo testirali na ECOLEADER steni s H prerezom, ki se je med preizkusom na potresni mizi strižno poškodovala. Prišlo je do pretrga vodoravne armature in prestriga vzdolžne armature v stojini. Med obremenjevanjem se je v stojini pojavil jasen vzorec strižnih razpok s konstantnim razmikom. Opravili smo primerjavo med razmikom med razpokami, ki so se tvorile na stojini H stene in vrednostjo $s_{m\theta}$, ki smo jo izračunali z CEB metodo.

Podatki o H steni so: $c = 1$ cm, $s_l = 10$ cm, $s_t = 10$ cm, $\Phi_l = 0,3$ cm, $\Phi_t = 0,3$ cm, $\rho_l = 0,236\%$, $\rho_t = 0,236\%$ in $\theta_{cr} \approx 45^\circ$.

Račun $s_{m\theta}$ po CEB-u:

$$s_{ml} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_l}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_l}{\rho_l} = 2 \cdot \left(1cm + \frac{10cm}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{0.3cm}{0.00236} = 4cm + 12.7cm = 16.7cm$$

$$s_{mt} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_t}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_t}{\rho_t} = 2 \cdot \left(1cm + \frac{10cm}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{0.3cm}{0.00236} = 4cm + 12.7cm = 16.7cm$$

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\cos(\theta_{cr})}{s_{ml}} + \frac{\sin(\theta_{cr})}{s_{ml}}} = \frac{1}{\frac{\cos(45^\circ)}{16.7cm} + \frac{\sin(45^\circ)}{16.7cm}} =$$

$$= \frac{1}{\frac{0.0423}{cm} + \frac{0.0423}{cm}} = 11.8cm \approx \boxed{12cm}$$

Izmerjena razdalja med razpokami znaša približno 10 cm, kar pomeni, da je CEB metoda v tem primeru izkazala zadovoljivo oceno dejanskega stanja. Na sliki 3.6 sta na posnetku stojine H stene vrisani zabeleženi in izračunani mreži razpok.



Slika 3.60: Dejanska in po CEB-u izračunana mreža razpok v stojini H stene, ki je bila preizkušena v okviru projekta ECOLEADER (foto Peter Kante)

Fig. 3.60: Actual crack spacing and crack spacing according to CEB in the first storey webs of the ECOLEADER specimen (photo Peter Kante)

3.10.7 Zveze med pomiki vozlišč in pomiki v razpokah v elementih z več razpokami

V razdelku 3.10.5 je prikazana izpeljava zvez med pomiki vozlišč elementa in pomiki v razpokah za primer, ko se v odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom pojavi ena razpoka. Zveze za sistem z več razpokami so izpeljane na podlagi sledečih predpostavk: (i) razpoke so ravne; (ii) razpoke so med seboj vzporedne; (iii) betonski deli med razpokami so togi; (iv) razpoke so enakomerno oddaljene med seboj; (v) pomik v vseh razpokah je enak, t.j. vse razpoke se enako odprejo in zamaknejo. Predpostavki (ii) in (v) sta veljavni v primeru, ko se deformacijsko stanje vzdolž elementa bistveno ne spreminja (ukrivljenost, osna deformacija, strižna deformacija). Ti dve predpostavki smo bili primorani uporabiti, ker ima element samo eno integracijsko točko (na razdalji $c \cdot L$) in zato ne vsebuje podatka o spreminjanju ukrivljenosti vzdolž elementa, ki bi ga lahko uporabili pri formulaciji zvez, ki bi upoštevale različne pomike po razpokah in različne kote razpok. Velja torej: Če se pri nekih pomikih vozlišč (Δu , $\Delta \phi_1$ in $\Delta \phi_2$) elementa v sistemu z eno razpoko v razpoki pojavijo pomiki ($w_{x,i}$, $w_{z,i}, \dots$), bi se v posamezni razpoki sistema z n razpokami pojavili n krat manjši pomiki (Slika 3.61).

Seštevek pomikov v razpokah je pri obeh sistemih enak, saj se mora skladati s pomiki vozlič. Uporabiti je torej potrebno enačbe (3.38) do (3.56) – enačbe za element z eno razpoko – in dodati deljenje s številom razpok. Kot merodajno število razpok na odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom, privzamemo t.i. ekvivalentno število razpok $n_{cr,eff}$, ki je definirano v razdelku 3.10.8.

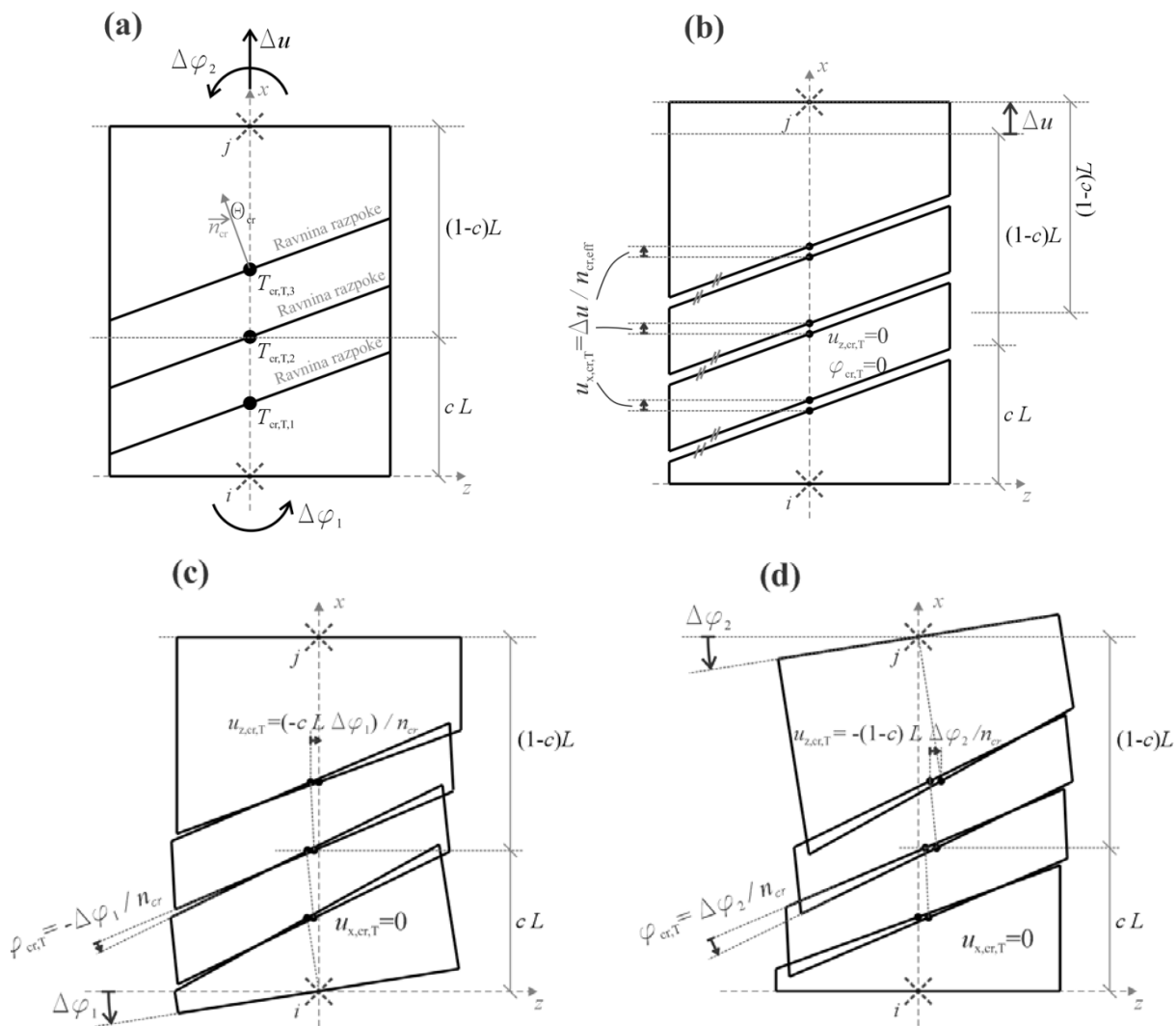
Na sliki 3.61 je na armiranobetonskem panelu z več razpokami ponazorjen izračun pomikov v središču razpok, ki ustrezajo posameznim pomikom prostostnih stopenj makro elementa. Enačbe za izračun pomikov v središču posamezne razpoke (točke $T_{cr,T}$) se glasijo:

$$u_{x,cr,T} = \frac{\Delta u}{n_{cr,eff}} \quad (3.63)$$

$$u_{z,cr,T} = u_{HS} = \frac{-\Delta\varphi_1 \cdot c \cdot L - \Delta\varphi_2 \cdot (1-c) \cdot L}{n_{cr,eff}} \quad (3.64)$$

$$\varphi_{cr,T} = \frac{\Delta\varphi_2 - \Delta\varphi_1}{n_{cr,eff}} \quad (3.65)$$

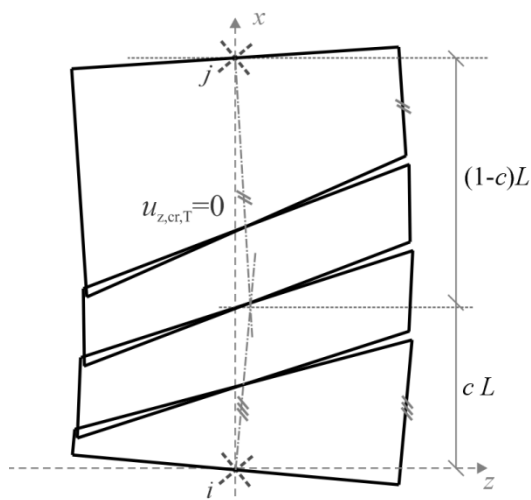
Enačbe za račun pomikov in kotov ($w_{x,i}$, $w_{z,i}$, $w_{d,i}$, w_i , δ_i in α_i) na poljubnih mestih razpok $T_{cr,i}$ (za formulacijo novega elementa potrebujemo pomike v središčih lamel) ostanejo enake tistim, ki so podane v poglavju 3.10.5, le da je v njih potrebno upoštevati vrednosti pomikov v središču razpoke ($u_{x,cr,T}$, $u_{z,cr,T}$ in $\varphi_{cr,T}$), ki so izračunane z enačbami (3.63), (3.64) in (3.65).



Slika 3.61: Pomiki v razpokah v panelu z več razpokami: (a) nedeformiran panel; (b) pomiki v razpokah pri pomiku v prvi prostostni stopnji makro elementa ($\Delta u \neq 0$); (c) pomiki v razpokah pri pomiku v drugi prostostni stopnji makro elementa ($\Delta \varphi_1 \neq 0$); (d) pomiki v razpokah pri pomiku v tretji prostostni stopnji makro elementa ($\Delta \varphi_2 \neq 0$)

Fig. 3.61: Crack displacements in a RC panel with multiple cracks: (a) undeformed panel; (b) crack displacements corresponding to $\Delta u \neq 0$; (c) crack displacements corresponding to $\Delta \varphi_1 \neq 0$; (d) crack displacements corresponding to $\Delta \varphi_2 \neq 0$

Poleg obrazložitve vloge parametra c v elementu z več razpokami, ki je podana v razdelku 3.10.6, je potrebno zapisati še naslednje. S parametrom c je opredeljena integracijska točka v elementu v kateri se izračuna ukrivljenost, ki se jo upošteva pri računu medsebojnega zasuka togih kosov betona med razpokami – t.j. zasučni delež pomika v razpokah. Mesto točke $c \cdot L$ lahko interpretiramo kot središče razporeditve razpok vzdolž elementa (Slika 3.62). Število razpok ne vpliva na upogibno ali strižno deformacijsko linijo elementa (razmerje med vzdolžnimi pomiki in pomiki navpičnih vzmeti). Število razpok vpliva le na velikost pomikov v razpokah in s tem na trenutno kapaciteto mehanizmov prenosa strižnih sil stene.



Slika 3.62: Vloga parametra c v elementu z več razpokami

Fig. 3.62: The role of parameter c in an element with multiple cracks

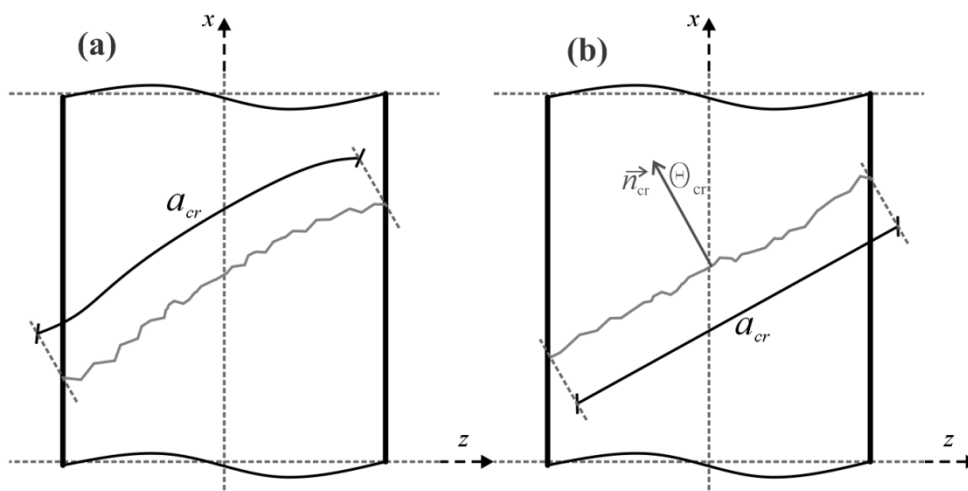
Eksperimentalni preizkusi in potresne poškodbe zgradb kažejo, da se pri približevanju mejnemu stanju nosilnosti deformacije AB elementa nakopičijo le v eni razpoki, ki se precej bolj odpre od ostalih – lokalizacija deformacij (Vecchio in Collins, 1986; sliki 3.31 in 3.32) – to razpoko imenujemo kritična razpoka. Zaradi lokalno povečanih pomikov, se mehanizmom prenosa strižnih sil v kritični razpoki precej zmanjša kapaciteta in stena se poruši prek te razpoke (zato ime kritična razpoka). Predpostavka o enakem pomiku v razpokah je torej upravičena predvsem v primeru računa sten pri potresnih intenzitetah, ko se v steni že pojavijo izrazite strižne razpoke, a se stena še ne približala mejnemu stanju strižne porušitve. Kljub temu lahko z novim modelom posredno zajamemo tudi vpliv lokalizacije deformacij v kritični razpoki – glej poglavje 7. Potrebno se je tudi zavedati, da so nekateri materialni modeli za določanje kapacitete mehanizmov prenosa strižnih sil čez razpoke (predvsem modeli za prispevek zaklinjanja zrn; glej poglavje 4) le približne ocene dejanskih lastnosti, kar pomeni, da bi bila formulacija elementa z »natančnejšimi« procedurami za določanje pomikov v razpokah (več integracijskih točk), mogoče nesmotrna. V primeru, da se ukrivljenost vzdolž stene hitro spreminja, predpostavka o enakih pomikih v razpokah in vzporednih razpokah ni več veljavna. V takšnem primeru je lahko rešitev, da steno po višini modeliramo z več elementi, kot je to prikazano v poglavju 6. Žal v tem primeru lahko nastane težava, in sicer, ko je vzdolžna dimenzija elementov precej manjša od dolžine stene ($L < l_w$) in nagib razpoke Θ_{cr} precej velik. V tem primeru razpoke v elementu segajo izven odseka stene, ki ga modelira (Slika 6.8). Račun se v tudi v takšnem primeru brez težav izvrši, saj se pomik v razpoki določi na podlagi vzdolžnih pomikov elementa. Vprašljiva pa je verodostojnost rezultatov, zato so v prihodnosti potrebna dodatna testiranja elementa pri drobnejši vzdolžni razdelitvi. Predpostavka o enakem pomiku razpok, ustreza dejanskemu dogajanju predvsem v osrednjem območju stene (stran od podpor in medetažnih plošč), kjer prevladujejo strižne deformacije, ki so vzdolž elementa skoraj konstantne, ter se ukrivljenost vzdolž elementa spreminja sorazmerno počasi.

3.10.8 Določanje efektivnega števila razpok

Kot je bilo pojasnjeno v prejšnjem razdelku, število razpok, ki ga posamezen element privzame pri analizi, je potrebno podati kot vhodni podatek elementa (določi se ga na podlagi empiričnih enačb). Število razpok, ki ga podamo kot vhodni podatek elementa, imenujemo efektivno število razpok in je lahko različno od dejanskega števila razpok, ki se formirajo na odseku stene, ki je modeliran s tem

elementom. V analitičnih modelih za opis neelastičnega strižnega obnašanja AB elementov, ki upoštevajo t.i. razmazano razporeditev razpok (*angl. smeared crack distribution*), se privzame enakomerno razporeditev razpok po elementu, pri čemer se efektivno število razpok privzame na podlagi (empiričnih) metod za določitev razdalje med razpokami (Bentz, 2000; Vecchio on Collins, 1986). V kolikor takšen princip uporabimo tudi pri našem novem analitičnem modelu, je potrebno efektivno število razpok, ki pripada posameznemu elementu, določiti na podlagi spodaj opisanega postopka, ki upošteva, da se vpliv razpok, ki se nadaljuje v odseku stene, ki je modeliran s sosednjim elementom, v računu upošteva samo enkrat. V tem primeru efektivno število razpok predstavlja ekvivalentno (nadomestno) število dejanskega števila razpok v odseku stene, ki enakomerno razpoka, in je odvisno od višine panela h_w , dolžine panela l_w , kota razpok θ_{cr} in razdalje med razpokami $s_{m\theta}$.

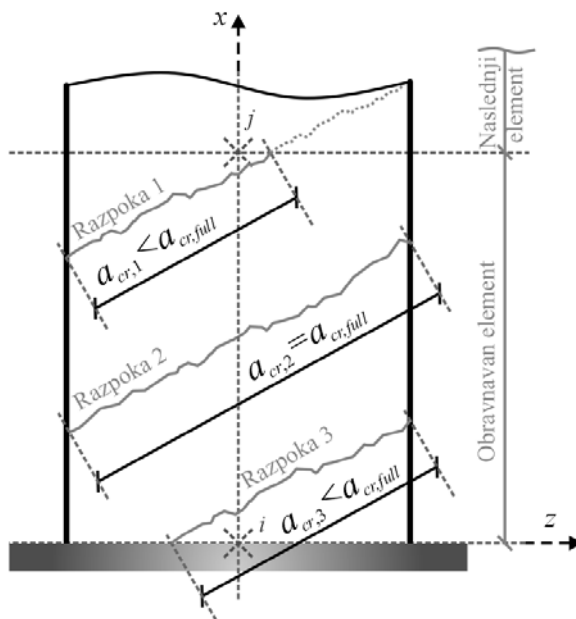
Za določitev efektivnega števila razpok odseka stene, ki enakomerno razpoka, je najprej potrebno definirati količino *dolžina razpoke*, označeno z a_{cr} . Pri ciklični obtežbi se pojavijo razpoke po celotni dolžini stene (panela): med monotonim večanjem vodoravne obremenitve v nekem ciklu se razpoke na tlačeni strani sicer zaprejo ($w_i=0$), a so še vedno prisotne in še vedno predstavljajo šibko mesto kjer lahko stena strižno zdrsne. Dolžino razpoke a_{cr} definiramo kot dolžino krivulje, ki poteka vzdolž razpoke (Slika 3.63-a) od začetka do konca razpoke. Za ravne razpoke (kot je predpostavljeno v našem modelu) je to dolžina daljice med začetno in končno točko razpoke, t.j. dolžina ravnine razpoke od roba do roba stene (Slika 3.63-b).



Slika 3.63: Opredelitev dolžine razpoke a_{cr} v primeru: (a) neravne razpoke in (b) ravne razpoke

Fig. 3.63: Definition of crack length in the case of a curved crack (a) and in the case of a straight crack (b)

Razpoke na srednji višini stene potekajo od levega/desnega do desnega/levega roba odseka stene, ki ga modeliramo z enim elementom (razpoka 2 na sliki 3.64). Te razpoke imajo t.i. polno dolžino $a_{cr,full}$ (potekajo po celotni dolžini panela). Razpoke, ki se nahajajo bližje vozliščem stene (bližje vpetju ali medetažni plošči ali elementu ki modelira naslednji odsek stene) ne potekajo po celotni dolžini odseka stene (razpoki 1 in 3 na sliki 3.64). Pričnejo se na zgornjem ali spodnjem robu odseka stene, končajo pa na levem ali desnem robu odseka stene, ali obratno. Te razpoke nimajo polne dolžine ($a_{cr} < a_{cr,full}$). V primeru, da bi kot efektivno število razpok upoštevali dejansko število razpok (t.j. 3 razpoke na odseku stene na sliki 3.64), bi vpliv razpok, ki se nadaljujejo na odsekih stene, ki so modelirani s sosednjimi elementi, upoštevali večkrat.



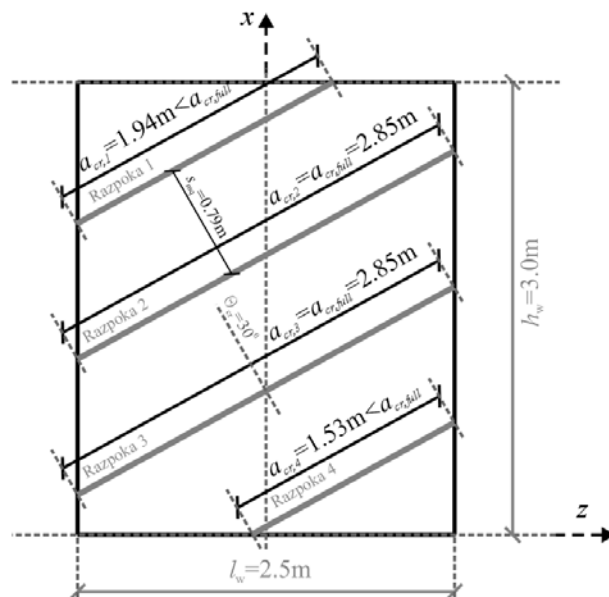
Slika 3.64: Opredelitev polne dolžine razpoke $a_{cr,full}$

Fig. 3.64: Definition of the crack full length $a_{cr,full}$

Efektivno število razpok (označeno z $n_{cr,eff}$) v odseku stene, ki enakomerno razpoka, je ekvivalentno število razpok, ki imajo polno dolžino $a_{cr,full}$, pri čemer velja: seštevku dolžin efektivnih razpok ($n_{cr,eff} \cdot a_{cr,full}$) je enak seštevku dolžin razpok $\sum_{i=1}^{n_{cr}} a_{cr,i}$, ki se v elementu formirajo po opisanih predpostavkah (konstanten kot θ_{cr} in medsebojni razmik $s_{m\theta}$). To zapišemo z enačbo (3.61).

$$n_{cr,eff} \cdot a_{cr,full} = \sum_{i=1}^{n_{cr}} a_{cr,i} \Rightarrow n_{cr,eff} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{cr}} a_{cr,i}}{a_{cr,full}} \quad (3.61)$$

Definicijo pojasnimo s pomočjo primera na sliki 3.65. Na odseku armiranobetonske stene dimenzije $h_w/l_w = 3,0 \text{ m} / 2,5 \text{ m}$, so se formirale 4 razpoke s kotom $\theta_{cr} = 30^\circ$ in medsebojno razdaljo $s_{m\theta} = 79 \text{ cm}$. Od tega sta se srednji dve tvorili na polni dolžini, ostali dve pa se zaključita na zgornjem oz. spodnjem robu odseka (razlaga o razporeditvi razpok, ki jo privzame nov element, je podana v razdelkih 3.10.6 in 3.10.7).



Slika 3.65 Primer izračuna efektivnega števila razpok armiranobetonskega panela

Fig. 3.65: An example of a effective crack number calculation

Efektivno število razpok je v tem primeru enako:

$$n_{cr,eff} = \frac{\sum_{i=1}^{n_{cr}} a_{cr,i}}{a_{cr,full}} = \frac{1.94m + 2.85m + 2.85m + 1.53m}{2.85m} = 3.22$$

Kar lahko zaokrožimo na najbližje celo število, t.j. 3. Efektivno število razpok je tako odvisno od dimenzij odseka stene h_w in l_w (in s tem razmerja med stranicami), kota θ_{cr} in razdalje med razpokami $s_{m\theta}$. S krajšo izpeljavo pridemo do zaključenega izraza za izračun $n_{cr,eff}$ odseka stene splošnih dimenzij (3.62).

$$n_{cr,eff} = \text{round} \left(\max \left[\frac{h_w}{\frac{s_{m\theta}}{\cos(\theta_{cr})}}, \frac{l_w}{\frac{s_{m\theta}}{\sin(\theta_{cr})}} \right] \right) \quad (3.62)$$

Empirični podatki (Slika 3.32) kažejo, da model z enakomerno razporeditvijo razpok ni vedno primeren za opis strižnega obnašanja AB sten. Pogosto se v steni formira manj razpok, kot bi jih predpostavili s CEB-ovo ali kakšno sorodno metodo. Manjše število razpok pomeni, da se pomiki v razpokah pri enakem nivoju obremenitve večji, kar pomeni manjšo efektivnost prenosa strižnih sil prek razpok (Kowalsky in Priestley, 2000). Neredko se v steni pojavi samo ena razpoka (Slika 3.32) preko katere se izčrpa strižna nosilnost stene. Razlog za formacijo manjšega števila razpok je predvsem v neustreznih armaturnih detajlih (manjše število palic z večjim premerom namesto večjega števila palic z manjšim premerom; trditev je mogoče razbrati tudi iz CEB-ovega postopka). Pogosto na število razpok vplivajo tudi robni pogoji, t.j. prečno objetje z etažnimi ploščami (Slika 3.72), ali lokalne geometrijske oslavitve (lokalna sprememba togosti). Zaradi naštetega je v primeru slabo detajliranih sten ali sten, ki imajo etažno višino manjšo od dolžine ter se stikajo z močnimi

medetažnimi ploščami (prečno objetje), smotrno preveriti tudi odziv modela z manjšim številom efektivnih razpok (v skrajnem primeru se privzame $n_{cr,eff} = 1$; glej prilogo A). Z upoštevanjem manjše vrednosti $n_{cr,eff}$ je mogoče tudi posredno upoštevati učinek nakopičenja neelastičnih deformacij v eni razpoki – kritična razpoka (manjše število $n_{cr,eff}$ pomeni, da model izračuna večje pomike v razpokah).

Razpoke blizu vpetja ali medetažne plošče se formirajo pravokotno na vzdolžno os stene (običajno ena vodoravna razpoka s $\theta_{cr} = 0$). Na teh mestih namreč, poleg upogibnih deformacij, smer razpok narekuje prečno objetje medetažnih plošč in oslabitev zaradi konstruktivnega stika. Strižno nosilnost prek te razpoke je mogoče modelirati z elementom, kateremu vnaprej predpostavimo vodoravno razpoko ($n_{cr,eff}=1$) ter višino enako območju izvleka upogibne armature v razpoki (izvlek iz temelja in izvlek iz dela stene nad razpoko; glej prilogo A).

3.10.9 Opredelitev trenutnega računskega kota razpok oz. opredelitev trenutne pozicije vodoravnih vzmeti

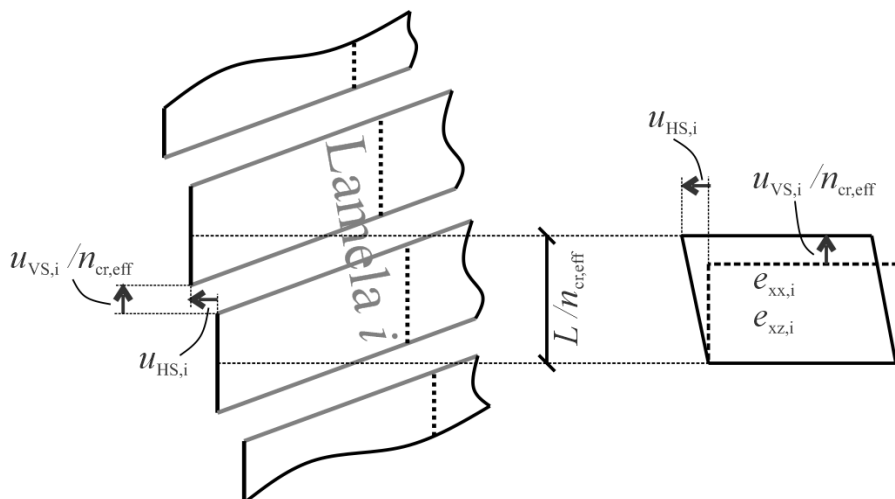
Vodoravne vzmeti predstavljajo mehanizme prenosa strižnih sil in so postavljene tako, da se skladajo s potekom razpoke po elementu, t.j. ravnino razpoke (Slika 3.22). Ker ima nov element privzeto, da so razpoke ravne, so vodoravne vzmeti postavljene v ravno vrsto. Velja, da je potresna obtežba nepredvidljiv pojav in vezni elementi med stenami (medetažne konstrukcije) lahko narekujejo pretežno osno obnašanje sten tudi v primeru vodoravne obtežbe in zato ni mogoče vnaprej predvideti pod kakšnim kotom se bodo tvorile razpoke v steni. Zapisali smo, da na kot razpok vpliva predvsem deformacijsko stanje v steni, in sicer tako, da imajo razpoke (v kolikor se tvorijo) smer glavnih tlačnih deformacij oz. smer pravokotno na glavne natezne deformacije. Ker se mora smer linije vodoravnih vzmeti skladati s smerjo razpok, ko se te tvorijo, je potrebno nov model formulirati tako, da se smer linije vodoravnih vzmeti vedno sklada s smerjo glavnih tlačnih deformacij, t.j. s smerjo razpok v kolikor so se te že pojavile, oz. z možno smerjo razpok, če se te še niso tvorile. V vsakem računskem koraku mora torej element prilagoditi usmerjenost vrste vodoravnih vzmeti, tako da se sklada z deformacijskim stanjem v steni. Element se torej ravna skladno s t.i. modelom rotiranja razpok (*angl. rotating-crack model*, Vecchio in Lai, 2004). Za ta namen smo opredelili izraz *računski kot razpok*, ki ga označimo z θ_{cr} (isto oznako smo uporabili v dosedanjih izpeljavah zvez med prostostnimi stopnjami in pomiki v razpokah). Ta izraz označuje usmerjenost linije vodoravnih vzmeti v elementu in je določen na podlagi deformacijskega stanja stene. Računski kot razpok ni nujno tudi dejanski kot razpok. Računski kot razpok predstavlja dejanski kot razpok le v primerih, ko element zazna da so se razpoke dejansko odprle.

Do sedaj smo v izpeljavi enačb privzeli, da je vrednost računskega kota razpok θ_{cr} poznana. Za dokončno opredelitev zvez med pomiki vozlišč in pomiki v razpokah, je potrebno še sestaviti enačbe za izračun smeri razpok na podlagi vrednosti pomikov v vozliščih. Poiskati je potrebno zveze med prostostnimi stopnjami makro elementa in smerjo glavnih tlačnih diagonal ε_2 oz. glavnih natezних deformacij ε_1 . Deformacijsko stanje se po dolžini elementa spreminja (razdelek 3.10.1), zato je potrebno smer ε_2 oz. ε_1 določiti kot neko reprezentativno povprečno smer dejanskega poteka glavnih deformacij. Ker imamo v našem primeru opravka z makro modelom z vzmetmi, moramo za izračun kota θ_{cr} namesto deformacij uporabiti pomike.

Najprej analiziramo deformiranje posamezne lamele. Pomik i -te vodoravne vzmeti $u_{HS,i}$ predstavlja prečni pomik i -te lamele, ki se zgodi na dolžini $L/n_{cr,eff}$. Ekvivalentna strižna deformacija lamele $\varepsilon_{xz,i}$ tako znaša (3.66).

$$\varepsilon_{xz,i} = \frac{u_{HS,i}}{L/n_{cr,eff}} \quad (3.66)$$

Spomnimo, da model privzame, da je vsa strižna deformacija skoncentrirana na mestu razpoke. Povprečna strižna deformacija lamele, izračunana z enačbo (3.66), je deformacija, ki odgovarja pomiku $u_{HS,i}$, če bi bil potek strižnih deformacij vzdolž lamele konstanten. Opisano je prikazano na sliki 3.66.



Slika 3.66: Pretvorba pomikov lamele i na ekvivalentne povprečne vzdolžne in prečne deformacije

Fig. 3.66: Conversion of the displacements of the strip i to average axial and shear deformations

Iz slike 3.66 je razvidno, da je pomik v vodoravni vzmeti i enak prečni komponenti pomika v razpoki $w_{z,i}$. To je namreč ena osnovnih formulacij elementa: vodoravne vzmeti opisujejo obnašanje v eni razpoki in so postavljene v smeri lokalne koordinate z (prečni smeri). Iz slike je tudi razvidno, da je vzdolžna komponenta pomika razpoke $w_{x,i}$ enaka pomiku navpične vzmeti, deljenim z efektivnim številom razpok.

Nov makro model tudi privzame, da se v primeru raztezka navpičnih vzmeti, vsa natezna deformacija v betonu skoncentrira na mestu razpok. Ob tem se armaturne palice približno enakomerno deformirajo po dolžini (dejansko nastanejo skoki v velikosti deformacij na mestu razpok). Del palice, ki se pokaže v odprti razpoki, je posledica izvleka iz sosednjih šip (analogen je izvleku upogibne armature navpičnega armiranobetonskega elementa iz temeljnega bloka). Izvlek palic iz šip na mestu razpoke je obravnavan v poglavju o mehanizmih prenosa strižnih sil čez razpoke (poglavje 4). Izvlek namreč igra pomembno vlogo pri opredelitvi togosti vodoravnih vzmeti. V primeru, da se navpične vzmeti skrčijo, pride do tlačnih vzdolžnih deformacij v šipah.

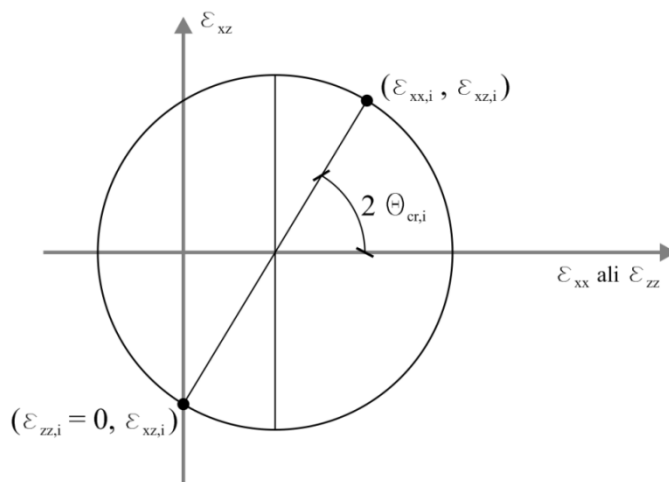
Skladno z napisanim in sliko 3.66 lahko vzdolžne deformacije v i -ti lameli izračunamo z enačbo (3.67).

$$\varepsilon_{xx,i} = \frac{(u_{VS,i}/n_{cr,eff})}{(L/n_{cr,eff})} = \frac{u_{VS,i}}{L} \quad (3.67)$$

Ob predpostavki, da se lamele prečno nič ne skrčijo ($\varepsilon_{zz,i}=0$), se lahko smer glavnih nateznih deformacij v i -ti lameli izračuna z naslednjo enačbo (Mohrovi krogi):

$$\theta_{cr,i} = \frac{\arctan\left(\frac{2 \cdot \varepsilon_{xz,i}}{\varepsilon_{xx,i} - \varepsilon_{zz,i}}\right)}{2} \xrightarrow{\varepsilon_{zz,i}=0} \theta_{cr,i} = \frac{\arctan\left(2 \cdot \varepsilon_{xz,i} / \varepsilon_{xx,i}\right)}{2} \quad (3.68)$$

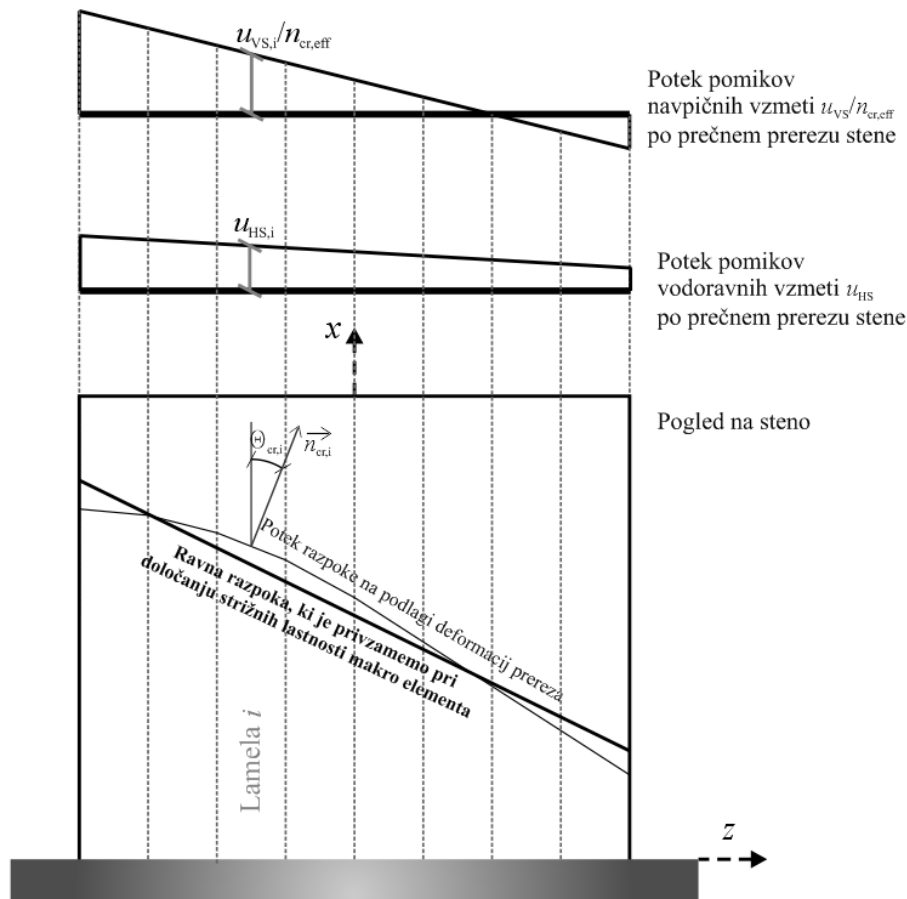
Deformacijsko stanje v lameli lahko ponazorimo z Mohrovim krogom, ki je predstavljen na sliki 3.67.



Slika 3.67: Deformacijsko stanje v i -ti lameli ponazorjeno z Mohrovim krogom

Fig. 3.67: Strain state at strip i represented by a Mohr's circle

Na sliki 3.68 je približno prikazan potek $\theta_{cr,i}$ po lamelah stene, kakor ga izračunamo z (3.68) ob upoštevanju konstantnih strižnih deformacij in linearnega poteka osnih deformacij. Potek razpoke, ki ga opiše enačba (3.68), se sklada z opisom v poglavju 3.10.1 (primerjajva slik 3.28 in 3.68).



Slika 3.68: Patek razpoke na podlagi vzdolžnih in strižnih deformacij prereza stene in idealiziran potek razpok, ki ga uporabi nov makro model pri določanju strižnih karakteristik

Fig. 3.68: Crack shape according to the shear and axial deformations in the panel and the idealised shape as it is accounted in the new model

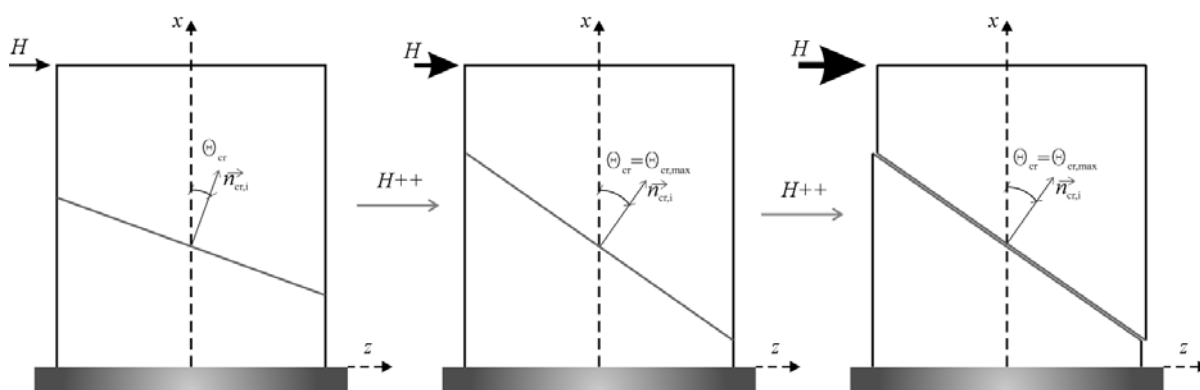
Trenutni kot θ_{cr} , ki ga uporabimo pri računu pomikov v razpokah in pri določitvi trenutne pozicije vodoravnih vzmeti, izračunamo na podlagi povprečnih deformacij v elementu ($\varepsilon_{xx} \neq 0$, $\varepsilon_{xz} \neq 0$, $\varepsilon_{zz}=0$). Deformacije izrazimo s prostostnimi stopnjami makro elementa in uporabimo enačbo (3.68). θ_{cr} izračunamo z:

$$\theta_{cr} = \arctan\left(\frac{2 \cdot \varepsilon_{xz}}{\varepsilon_{xx}}\right) / 2 = \arctan\left(\frac{2 \cdot (-\Delta\varphi_1 \cdot c - \Delta\varphi_2 \cdot (1-c))}{\Delta u/L}\right) / 2 \quad (3.69)$$

Z (3.69) izračunan kot θ_{cr} ima zalogo vrednosti med -45° in 45° . V primeru čiste osne deformacije ($\Delta u \neq 0$; $\Delta\varphi_1 = \Delta\varphi_2 = 0$) ali čistega upogiba ($\Delta u \neq 0$; $\Delta\varphi_1 \cdot c = -\Delta\varphi_2 \cdot (1-c)$) je $\theta_{cr} = 0$, kar pomeni, da bi se pri takšnem deformacijskem stanju formirale vodoravne razpoke (v kolikor bi se). Ko v steni prevladujejo strižne deformacije ($|\varepsilon_{xz}| \gg |\varepsilon_{xx}|$), θ_{cr} zavzame vrednost blizu $\pm 45^\circ$.

Na podlagi empiričnih podatkov iz eksperimentov in dejanskih konstrukcij, ki so prestale potres, smo definirali tudi zgornjo mejo nagiba razpok, t.j. najmanjši kot, ki ga lahko smer razpoke oklepa z vzdolžno osjo.

Izraženo s kotom θ_{cr} (spomnimo, da je to kot med vzdolžno osjo elementa in normalo na razpoko v kolikor je ta odprta; pozitivna vrednost je v nasprotni smeri vrtenja urinega kazalca; definicijsko območje je $-45^\circ \leq \theta_{cr} \leq 45^\circ$) je to njegova največja absolutna vrednost (Slika 3.69). Z večanjem vodoravne obremenitve se strižne deformacije večajo (plastifikacija strižne armature). Skladno z enačbo (3.68) se zato računski kot razpok večja. Večja pa se vse do neke mejne vrednosti, ki je značilna za armiran beton. Ko so strižni pomiki dovolj veliki, se razpoka tudi dejansko pojavi oz. odpre. Opisano je ponazorjeno na sliki 3.69. Empirični podatki kažejo (npr. Slika 3.70 in Slika 3.72), da je mejna vrednost računskega kota (označimo s $\theta_{cr,max}$) odvisna od dimenzij armiranobetonskega panela in robnih pogojev na vozliščih. Na podlagi izsledkov eksperimentov in opazovanja poškodb na stenah, ki so preživele potres, smo zapisali nekaj pravil za določanje $\theta_{cr,max}$, katere smo tudi privzeli pri formulaciji novega makro modela.



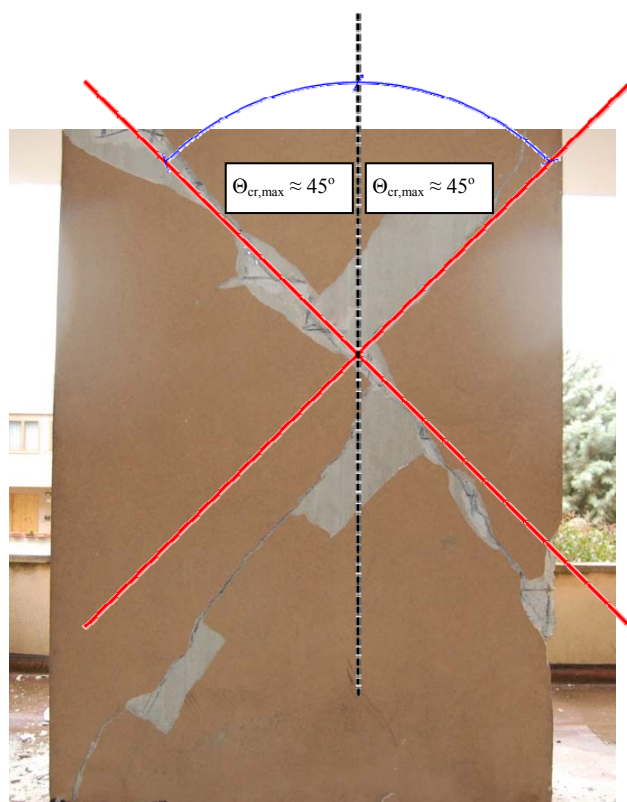
Slika 3.69: Spreminjanje računskega kota razpoke v steni z večanje vodoravne obtežbe

Fig. 3.69: Varying of the computational crack angle by increasing the horizontal load

V primeru armiranobetonske stene/panela, katere višina h_w je večja od njene dolžine l_w , podatki iz laboratorijev in terena kažejo, da je moč privzeti (3.70). To se sklada z največjo (absolutno) vrednostjo, ki jo θ_{cr} lahko zavzame skladno z enačbo (3.69).

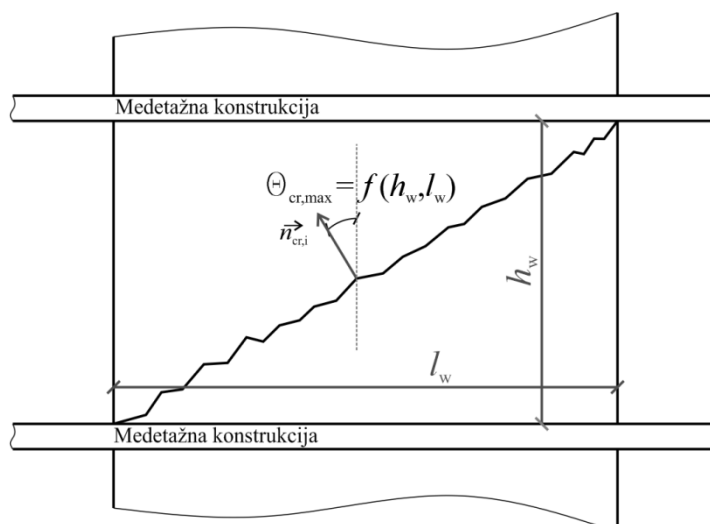
$$\max(|\theta_{cr}|) = \theta_{cr,max} \approx 45^\circ \quad (3.70)$$

Pravilo (3.70) torej pride v poštev za stene za katere velja $h_w \geq l_w$. Takšen primer je že omenjena stena stanovanjske stavbe v L'Aquili (Italija). Na sliki 3.70 je še enkrat prikazana njena fotografija z vrisanim $\theta_{cr,max}$.

Slika 3.70: $\theta_{cr,max}$ na steni stanovanjske stavbe v L'Aquili (Italija)Fig. 3.70: $\theta_{cr,max}$ of a wall in a residential building in L'Aquila (Italy)

Pri stenah z višino manjšo od dolžine ($h_w < l_w$), ima $\theta_{cr,max}$ manjšo vrednost. V teh primerih imajo na zgornjo mejo kota razpok odločilen vpliv prečno objetje stene, katero steni nudijo medetaže plošče ali temeljne konstrukcije. Eksperimenti nakazujejo, da v teh primerih kot razpok narekuje smer t.i. kritične razpoke (po kateri se stena v mejnem stanju strižno poruši) in poteka od spodnjega levega/desnega vogala panela stene v obravnavani etaži do zgornjega desnega/levnega vogala (Slika 3.71).

Pri panelih s takšno geometrijo ($h_w < l_w$) se strižni pomiki običajno izrazito koncentrirajo le v eni razpoki, t.i. kritični razpoki. Preostale razpoke, ki se formirajo vzporedno s kritično razpoko, se končajo v območju medetažnih konstrukcij, katere jim preprečujejo, da bi se izraziteje odprle. V primeru analize sten z $h_w < l_w$ tako lahko privzamemo, da je $n_{cr,eff} = 1$, saj se bo praktično celoten strižni pomik izvršil v kritični razpoki.



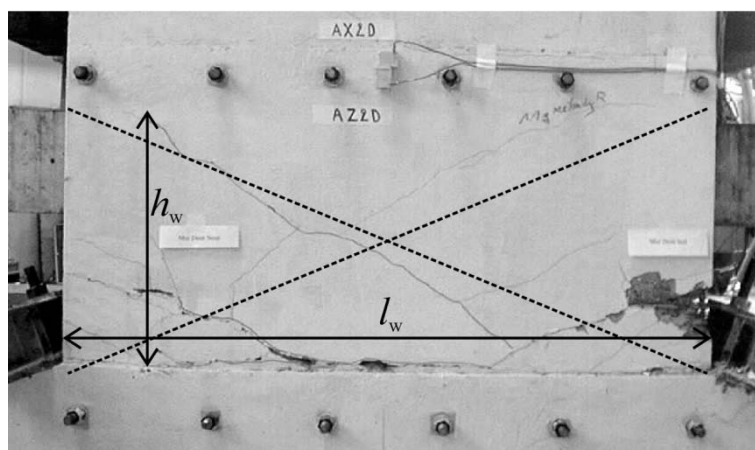
Slika 3.71: Kot $\theta_{cr,max}$ na steni z $h_w < l_w$

Fig. 3.71: Angle $\theta_{cr,max}$ corresponding to a wall with $h_w < l_w$

Dolžni smo še enačbo za izračun $\theta_{cr,max}$ panelov z $h_w < l_w$. Ta se glasi (3.71).

$$\theta_{cr,max} = \arctan\left(\frac{l_w}{h_w}\right) \quad (3.71)$$

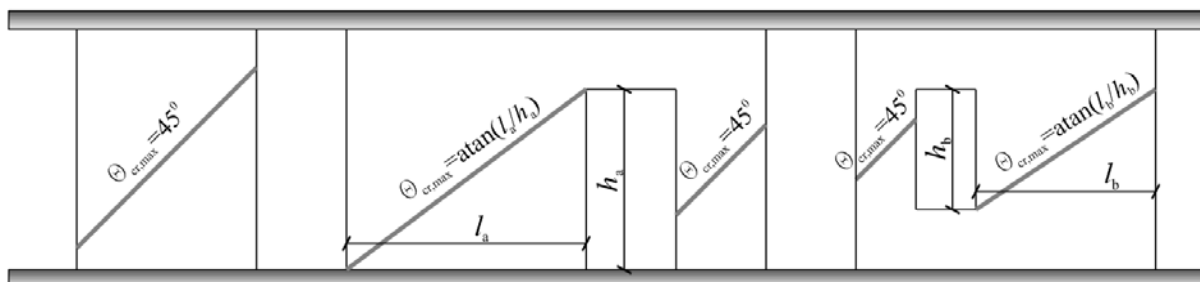
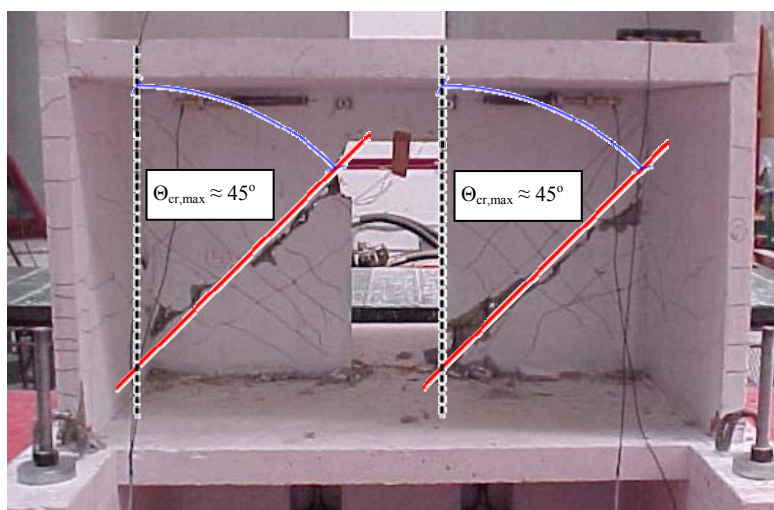
Primer $\theta_{cr,max}$ pri steni z $h_w < l_w$ je na sliki 3.72 prikazan še za dejansko konstrukcijo. To je za preizkušane CAMUS, ki je bil preizkušen na potresni mizi v Franciji (CAMUS, 1998; Fischinger et al., 2002a).



Slika 3.72: Potek razpok v spodnji etaži preizkušanca CAMUS. Ker je $h_w < l_w$, na kot razpok vplivajo robni pogoji (medetažne plošče) in je zato manjši od 45° (foto Fischinger et al., 2002a, stran 21)

Fig. 3.72: Cracks' direction in the lower storey of the CAMUS specimen. Since $h_w < l_w$, the crack angle is influenced by the boundary conditions and therefore it is lesser than 45° (photo Fischinger et al., 2002a, page 21)

V primerih analize sten z odprtini, se $\theta_{cr,max}$ določi za vsak slop posebej, s tem da se upošteva dimenzije slopov in vpliv odprtin. V teh primerih se $\theta_{cr,max}$ lahko izračuna po (3.70) ali (3.71), le da se za l_w upošteva dolžino slopa in za h_w manjšo od višin odprtin ob slopu (Slika 3.73).

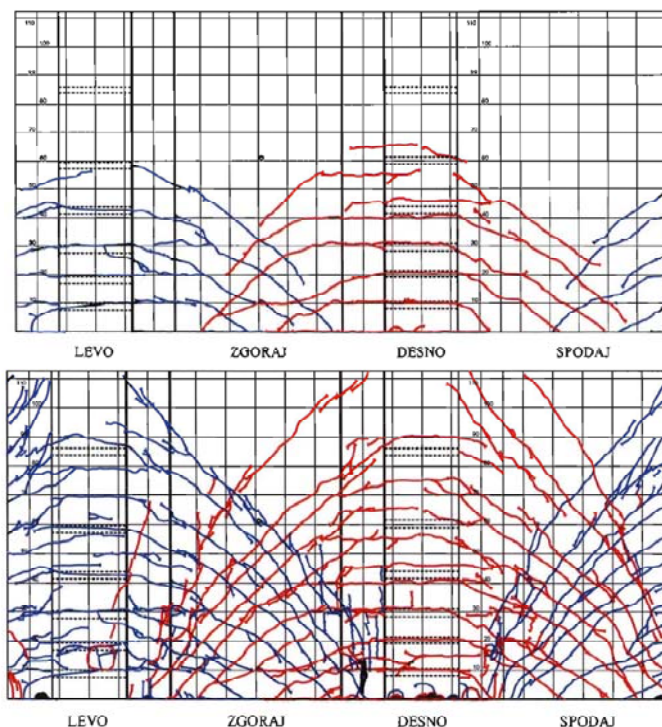
Slika 3.73: $\theta_{cr,max}$ v slopih sten z odprtiniFig. 3.73: $\theta_{cr,max}$ in coupled wallsSlika 3.74: $\theta_{cr,max}$ pri stenah z odprtini: $\theta_{cr,max}$ v slopih stene ECOLADER (foto P. Kante)Fig. 3.74: $\theta_{cr,max}$ in the ECOLADER specimen (photo P. Kante)

Na sliki 3.74 je vrisan kot $\theta_{cr,max}$ za slope stojine stene ECOLADER. Ker so slopi višji kot daljši, znaša $\theta_{cr,max}$ pribl. 45° .

Naj poudarimo, da je, tako kot pri mnogo parametrih v makro elementih, pri določitvi $\theta_{cr,max}$ najpomembnejša dobra inženirska presoja. Vsakodnevne konstrukcije imajo običajno precej bolj zapleteno geometrijo, kot je prikazano na sliki 3.74, in za katere $\theta_{cr,max}$ ni moč določiti smo na podlagi tukaj predstavljenih priporočil.

Zavedamo se, da je predstavljen koncept zveznega spreminjanja računskega kota razpok θ_{cr} na podlagi povprečnega deformacijskega stanja stene lahko nerazumljiv. Naj še enkrat poudarimo, da količina θ_{cr} pomeni samo usmerjenost linije vodoravnih vzmeti, ki morajo biti vedno postavljene tako, da se skladajo s smerjo razpoke (oz. ravnino razpoke), ko ta nastane. Seveda pa model lahko privzame tudi možnost, da se smer razpoke spremeni tudi v primeru, ko se ta že tvori. V modelu je namreč privzeto, da se kot razpok vedno ujema z deformacijskim stanjem stene (z upoštevanjem omejitve $\theta_{cr,max}$). Navidezno bi to pomenilo nekakšno »rotiranje« razpok, kar pa ni dobesedno v skladu z dogajanjem v naravi. Izraz »rotiranje« uporablja več raziskovalcev (Vecchio in Lai, 2004; Massone-Sanchez, 2006; Orakcal et al., 2006), in sicer v kontekstu, da rotiranje pomeni, da se razpoke z manjšim nagibom zaprejo in pojavijo nove z večjim (in obratno). Takšno interpretacijo lahko uporabimo na primeru eksperimenta na škatlastih mostnih stebrih (Bevc et al., 2006). Na sliki 3.75 sta prikazana vzorca razpok na modelu kratkega škatlastega mostnega stebra, in sicer se zgornji del slike nanaša na stanje

preizkušanca po eni izmed zgodnejših faz, spodnji del slike pa na stanje po eni izmed kasnejših faz obremenjevanja. Razvidno je, da so razpoke, ki so se formirale po zgodnji fazi obremenitve, v splošnem bolj položne kot razpoke, ki so se formirale v kasnejši fazi obremenitve.



Slika 3.75: Vzorca razpok na modelu kratkega škatlastega mostnega stebra (Bevc et al., 2006). Zgoraj: stanje preizkušanca po eni izmed zgodnejših faz obremenjevanja; Spodaj: stanje po eni izmed kasnejših faz obremenjevanja (slika povzeta iz Bevc et al., 2006, stran B12 in B14)

Fig. 3.75: Crack patterns on a specimen representing a short hollow bridge column (Bevc et al., 2006): Upper part: crack pattern after an early loading phase; Lower part: crack pattern after a later loading phase (figure reprinted from Bevc et al., 2006, page B12 and B14)

Skladno s formulacijo novega analitičnega modela, se v vodoravnih vzmeteh novega elementa upošteva pomik v razpokah, ki so nastale v zgodnejših fazah (bolj položne razpoke) in kasnejših fazah obremenjevanja (strmejšje razpoke). Vendar se trenutne karakteristike mehanizmov prenosa sil prek razpok, ki vplivajo na strižno togost elementa, računa glede na θ_{cr} , ki se sklada s trenutnim deformacijskim stanjem (model z rotiranjem razpok; Vecchio in Lai, 2004). To pomeni, da model ne upošteva večanja pomika v razpokah z manj strmim kotom (te razpoke so nastale v zgodnejših fazah obremenjevanja in se ne skladajo s trenutnim deformacijskim stanjem), ko deformacijsko stanje pokaže pojav strmejših razpok. Resnica je, da na podlagi deformacijskega stanja elementa ni mogoče vedno dovolj dobro opisati smer razpok, a za enkrat še ne obstajajo dovolj preproste rešitve za boljšo napoved trenutnega kota razpok (Vecchio in Lai, 2004). Vzorca razpok na sliki 3.75 tudi potrjujeta veljavnost predpostavke o enakomernem razmiku med razpokami, ravnosti razpok in enaki usmerjenosti razpok (na srednji višini elementa).

Pogosto velja, da se po nekaj močnih ciklih v steni v obeh smereh formirajo razpoke s kotom $\theta_{cr,max}$ in med nadaljnjim ciklanjem kot razpok diskretno skače iz vrednosti $-\theta_{cr,max}$ na $\theta_{cr,max}$ itd. To pomeni, da se pri obremenjevanju v neki vodoravni smeri odpre razpoka pod kotom npr. $-\theta_{cr,max}$, pri nastopu obremenitve v nasprotni smeri pa razpoka pod kotom $\theta_{cr,max}$. Računski kot razpok θ_{cr} bi se v tem primeru zvezno spreminjal med $-\theta_{cr,max}$ na $\theta_{cr,max}$, vendar bi model privzel, da so razpoke odprte le v

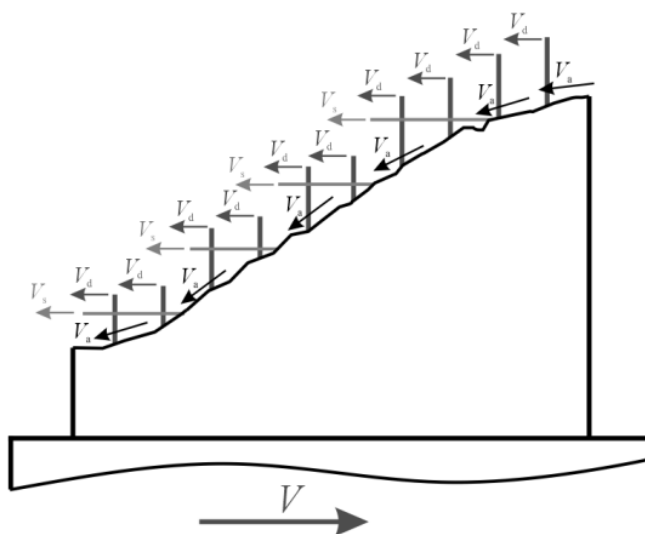
primeru, ko je $\theta_{cr} = \theta_{cr,max}$ ali $\theta_{cr} = -\theta_{cr,max}$. V takšnem primeru namreč deformacijsko stanje v elementu pokaže, da so na območju $-\theta_{cr,max} < \theta_{cr} < \theta_{cr,max}$ razpoke zaprte.

4 OPIS MEHANIZMOV PRENOSA STRIŽNIH SIL V ARMIRANOBETONSKIH STENAH

Razpoke predstavljajo šibka mesta prenosa strižnih sil v armiranobetonskih linijskih elementih, ki vsebujejo zmerno količino strižne armature (v primeru elementa z razmeroma visoko količino strižne armature je lahko merodajna prekoračitev nosilnosti t.i. tlačnih diagonal – glej 4.3). Z nastopom zunanje obremenitve se v razpokah pričnejo kopičiti pomiki, kar lahko naposled privede do zdrsa (zdrs na mestu razpok), t.j. strižne porušitve elementa. Strižna nosilnost celotnega elementa je tako neposredno odvisna od zmožnosti prenosa strižnih sil prek razpok. Mehanizme, ki ovirajo večanje pomika v razpokah, imenujemo mehanizmi prenosa strižnih sil prek razpok. Togost in nosilnost (kapaciteta) strižnih mehanizmov je odvisna od vrednosti posameznih komponent pomika v razpokah.

V primeru, da se ukrivljenost vzdolž odseka linijskega elementa, ki je obremenjen s konstantno prečno silo (npr. ena etaža stene), ne spreminja bistveno, lahko privzamemo, da se v vseh razpokah odseka izvrši približno enak pomik. Predpostavko o enakem pomiku v razpokah smo privzeli tudi pri formulaciji novega makro modela (glej 3.10.7). Eksperimentalni rezultati (npr. Vecchio in Collins, 1986) kažejo, da to velja le do nekega nivoja obremenitve. Ko se stena bliža mejnemu stanju strižne nosilnosti, se strižni pomiki pričnejo kopičiti v eni sami razpoki (t.i. kritični razpoki). Zaradi lokalnega povečanja pomikov v kritični razpoki, se tej najbolj zmanjša kapaciteta mehanizmov prenosa strižnih sil. Strižna nosilnost celotne stene je zato odvisna od zmožnosti prenosa strižnih sil prek kritične razpoke. Z naraščanjem strižnih zahtev v steni hkrati tudi pada kapaciteta stene (odpiranje razpok) in to traja vse dokler naraščajoča zahteva ne doseže padajoče kapacitete (zdrs na mestu kritične razpoke). Opisano se je npr. zgodilo na steni ECOLEADER (Slika 3.74) in na steni stanovanjske stavbe v L'Aquilu (Slika 3.70). Mesto nastanka kritične razpoke je precej odvisno od robnih pogojev stene (temeljna konstrukcija, medetažne konstrukcije) - glej 3.10.9.

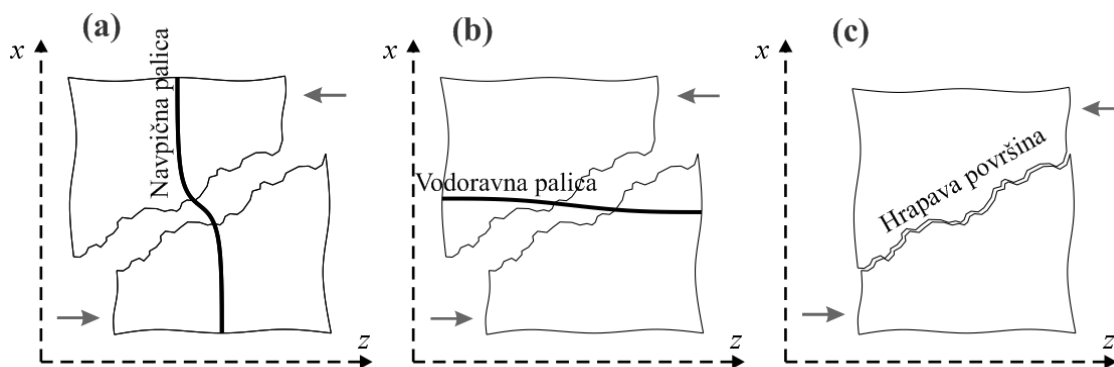
V nadaljevanju so predstavljeni mehanizmi prenosa strižnih sil prek razpok armiranobetonskih elementov in njihovi matematični modeli. Pri klasično armiranih stenah so prisotni trije mehanizmi, ponazorjeni so na sliki 4.1 .



Slika 4.1: Mehanizmi prenosa prečne sile čez razpoko klasično konstruirane armiranobetonske stene

Fig. 4.1: Mechanisms of shear transfer across cracks in a conventionally detailed wall

V primeru armiranobetonskih sten s standardnimi armaturnimi detajli so posamezni kompaktni deli betona (šipe med razpokami) medsebojno povezni z navpičnimi in vodoravnimi armaturnimi palicami ter zaklinjenimi zrni agregata (neravna površine razpoke). Strižna sila v armiranobetonski steni deluje pravokotno na os elementa, kar pomeni, da razteguje vodoravne palice (Slika 4.2-b), striže navpične palice (Slika 4.2-a) in povzroča bočne napetosti med zrni agregata v razpoki (Slika 4.2-c). Ker se opisani mehanizmi upirajo večanju strižnih pomikov oz. prevzemajo strižne sile v razpoki, jih imenujemo mehanizmi prenosa strižnih sil v razpokah armiranobetonskih elementov.



Slika 4.2: Mehanizmi prenosa strižnih sil v razpokah armiranobetonskih elementov: (a) striženje vzdolžnih palic; (b) raztegovanje prečnih palic; (c) zaklinjanje zrn agregata zaradi neravne površine razpoke

Fig. 4.2: Mechanisms that transfer shear force over the cracks: (a) dowel effect of vertical bars; (b) axial resistance of horizontal/shear bars and (c) interlock of aggregate granules in the crack

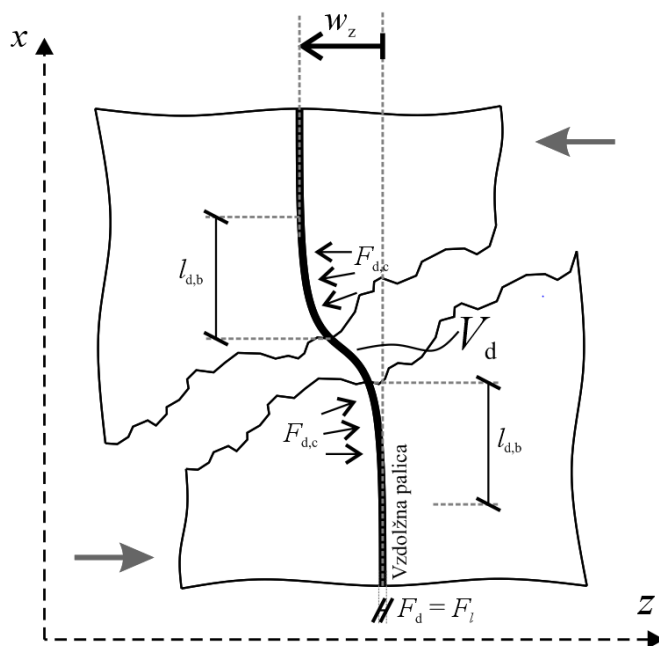
Mehanizme prenosa strižnih sil v armiranobetonskem elementu, ki so shematsko prikazani na sliki 4.1 in 4.2 poimenujemo in označimo:

- Moznični mehanizem vzdolžne armature (V_d) - Slika 4.2-a;
- Mehanizem strižne armature (V_s) - Slika 4.2-b;
- Mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpokah (V_a) - Slika 4.2-c;

V literaturi, ki govori o strižni nosilnosti armiranobetonskih elementov pri statični obtežbi, je posebej označen še prispevek strižne nosilnosti nerazpokanega betona V_c , t.j. prereza na tlačni strani elementa. V našem modelu je ta prispevek privzet kot prispevek zaklinjanja zrn agregata pri zaprti nepoškodovani razpoki – glej 5.7.2. Obravnavani mehanizmi so izčrpnije predstavljeni v naslednjih razdelkih poglavja.

4.1 Moznični mehanizem vzdolžne armature

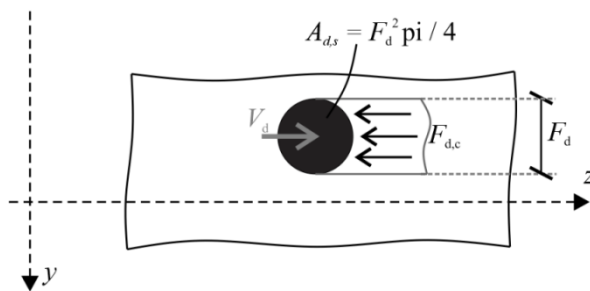
Prečni pomik v razpokah povzroči striženje vzdolžnih (upogibnih palic) zato te palice prispevajo pri prenosu strižnih sil s t.i. mozničnim mehanizmom. Mehanizem preprosto imenujemo z besedno zvezo *moznični mehanizem vzdolžne armature*. Kot rečeno, se mehanizem aktivira, ko se v razpoki pojavi komponenta pomika v prečni smeri w_z . To je smer, ki je pravokotna na os vzdolžnih palic. Deformacijska linija vzdolžne palice, ki poteka skozi razpoko, je prikazana na sliki 4.3. V samem možniku se pojavi strižna sila V_d . Sila se na betonske šipe prenese prek bočnih napetosti med palico in betonom $F_{d,c}$ (Slika 4.3). Območje, kjer se pojavijo bočne sile, imenujemo sidrna dolžina možnika $l_{d,b}$. Možnik se strižno deformira tudi na območju njegove sidrne dolžine, ampak precej manj kot v razpoki.



Slika 4.3: Deformacijska oblika vzdolžne armature v območju razpoke, ki deluje kot moznik

Fig. 4.3: Deformation shape of a longitudinal bar acting as dowel

Razvidno je, da sta tako nosilnost kot togost mozaičnega mehanizma odvisni od kvalitete jekla palic in kvalitete betona ter dimenzije moznika Φ_d (strižna površina moznika). Premer palic Φ_d vpliva tudi na podajnost betona na bočne sile na območju $l_{d,b}$: Z večanjem Φ_d ploščina palice narašča s kvadratno potenco, površina stika med palico in betonom (območje bočnih napetosti) pa samo linearno (Slika 4.4). Da se moznični mehanizem razvije v polni meri, mora biti vzdolžna palica dobro sidrana v kompaktno betonske dele.



Slika 4.4: Prečni prerez stika med moznikom in betonom na območju sidrne dolžine moznika

Fig. 4.4: Cross-section of a vertical bar embedding near a crack

Za modeliranje prispevka moznikov v našem elementu, potrebujemo zveze med prečnim pomikom moznika, ki je enak prečni komponenti pomika v razpoki w_z (Slika 4.4), in silo v mozniku V_d . V literaturi najdemo številne prispevke, ki govorijo o teh zvezah. Obravnavani avtorji (glej nadaljevanje) se strinjajo, da je zvezo $V_d - w_z$ mogoče modelirati z bilinearno ovojnico z razmeroma majhno utrditvijo. Bilinearno zvezo smo privzeli tudi v našem modelu, saj poleg tega, da zadovoljivo opiše dejansko dogajanje, tudi precej poenostavi formulacijo elementa. Raziskave tudi kažejo, da moznični mehanizem običajno izkazuje precejšnje duktilnost.

Za sestavo bilinearne ovojnice je potrebno določiti mejno nosilnost moznika $V_{d,u}$, oz. silo v mozniku pri pričetku mehčanja (analogno z diagramom σ - ε za jeklo, pričetek mehčanja moznika v nadaljevanju poimenujemo z besedno zvezo *meja elastičnosti* oz. *meja plastičnosti*) in začetno togost mehanizma. Za model, ki zajema ciklično obnašanje, je potrebno določiti še obliko histerez.

Obliko izraza za oceno nosilnosti moznikov $V_{d,u}$, ki je v literaturi najširše uporabljen, je prva podala Dulacska (1972) in je izpeljan na podlagi mehanskega opisa deformiranja moznika v razpoki ob podpori nekaterih eksperimentalnih rezultatov (4.1).

$$V_{d,u} = 1.27 \cdot \Phi_b^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} \quad (4.1)$$

Kjer je:

Φ_b premer palice [m], t.j. Φ_d skladno z našimi označbami;

f_c tlačna trdnost betona v katerega je moznik sidran [MPa];

f_y trdnost jekla moznika [MPa].

Poleg ploščine moznika (izražena z Φ_b) in trdnosti jekla f_y , na nosilnost moznika vpliva tudi trdnost betona f_c , na katerega se prek bočnih napetosti prenašajo sile iz moznika. Tako kot večina raziskovalcev, smo se tudi mi odločili za uporabo enačbe po Dulacski (1972) pri izračunu mejne nosilnosti moznikov v našem modelu. Naj dodamo, da obstaja več različic izraza (4.1), ki se razlikujejo po vrednosti konstante na začetku enačbe.

Izraz za obliko zveze med V_d in w_z sta med prvimi predlagala Millard in Johnson (1984). Njihov model privzame, da na deformabilnost mozničnega mehanizma vpliva predvsem podajnost betona na bočne pritiske. V njihovem izrazu (4.2) namreč ni členov, ki bi ponazarjali strižno ali upogibno deformiranje samih vzdolžni palic, zajeta je le prodajnost betona.

$$V_d = V_u \cdot \left[1 - \exp\left(\frac{-k \cdot w_z}{V_u}\right) \right] \quad (4.2)$$

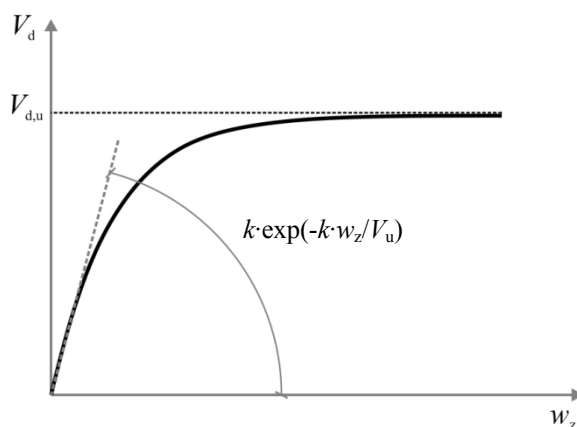
Faktor k v enačbi (4.2) predstavlja prodajnosti betona na bočne napetosti v katerega je moznik sidran. Faktor k se v splošnem določi na podlagi eksperimentalnih testov, najpogosteje se uporablja empirično formulo po Soroushianu (1987):

$$k = 127 \cdot c_1 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\phi_b^{2/3}} \quad (4.3)$$

Vrednost f_c se poda v MPa, d_b v mm, enota za k je N/mm³. Faktor c_1 je odvisen od najmanjšega razmika med mozniki s_b po naslednji enačbi.

$$c_1 = \begin{cases} za & s_b \leq 2.5cm \Rightarrow 0.6 \\ za & s_b > 2.5cm \Rightarrow 1.0 \end{cases} \quad (4.4)$$

Vrednosti faktorja k se pri običajnih vrednostih materialnih karakteristik gibljejo med 75 in 450 N/mm³. Na sliki 4.5 je prikazana oblika zveze med V_d in w_z , kot jo predlagata Millard in Johnson (1984). Gre za krivuljo z zveznim odvodom, ki se asimptotično bliža mejni vrednosti sile v mozniku $V_{d,u}$. Začetna togost je enaka $k \cdot \exp(-k \cdot w_z / V_u)$. Krivuljo se očitno lahko ponazori z bilinearno zvezo. Naj dodamo, da je začetna togost mozničnega mehanizma kot ga opisuje zveza po Millardu in Johnsonu (1984) izrazito visoka, kar lahko povzroča težave pri numeričnemu računu (shear locking). Iz tega razloga se nam takšno konstitutivno pravilo ne zdi najbolj primerno za uporabo v našem modelu.

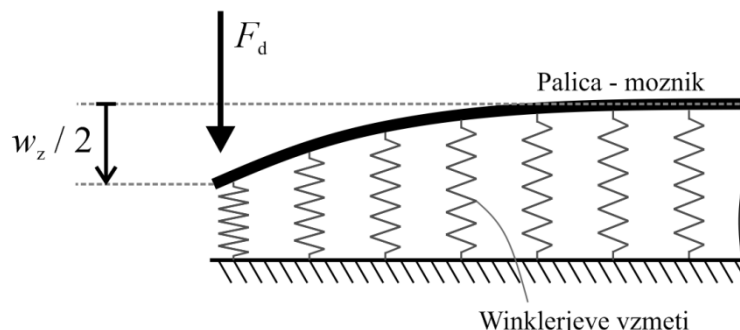


Slika 4.5: Oblika zveze $V_d - w_z$ po Millard in Johnson (1984)

Fig. 4.5: $V_d - w_z$ relation according to Millard and Johnson (1984)

Rezultati testov drugih avtorjev (Dei Poli et al., 1992; Dulacska, 1972; Vintzeleou in Tassios, 1987) kažejo, da lahko odnos $V_d - w_z$ privzamemo kot elasto-plastičnega brez utrditve (Slika 4.7). Razbremenilna togost pa je lahko enaka sekanti togosti med izhodiščem in točko pričetka razbremenjevanja. Za razliko od interpretacije Millarda in Johnsona (1984), se slednji avtorji strinjajo, da na deformabilnost mozničnega mehanizma vplivata tako podajnost betona na bočne napetosti kot upogibna podajnost moznika (Slika 4.6).

Avtorji predlagajo, da se mehanizem deformiranja moznika lahko obravnava kot linijski element na vzmeteh, ki predstavljajo Winklerjev polprostor (Slika 4.6). Vzmeti ponazarjajo deformabilnost betona na bočne tlake na območju sidranja moznika.



Slika 4.6: Analitični model moznika kot linijskega elementa na Winklerjevih vzmeteh, ki ponazarjajo deformabilnost betonske podlage

Fig. 4.6: Analytical model of a dowel as a line element on Winkler springs, which represent the deformability of the embedment

Elastični del zveze med V_d - w_z je tako, skladno s teorijo deformiranja nosilcev na elastični podlagi, podan z enačbo (4.5).

$$V_d = E_s \cdot I_s \cdot \lambda^3 \cdot w_z \quad (4.5)$$

E_s in I_s sta elastični modul jekla moznika oz. vztrajnostni moment prereza moznika. Parameter λ je povezan z elastično podajnostjo podlage (Winklerjevih vzmeti). Izračuna se ga po enačbi (4.6).

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \Phi_b}{4 \cdot E_s \cdot I_s}} \quad (4.6)$$

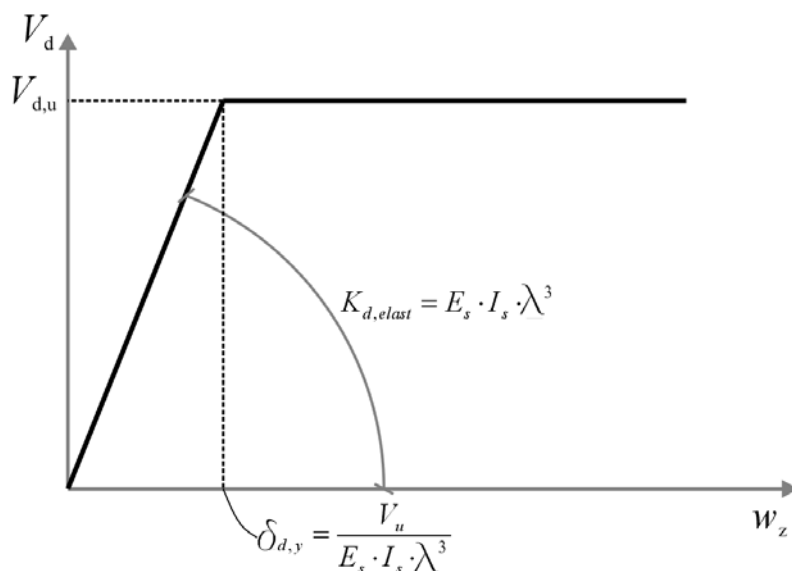
Parameter λ je odvisen tako od lastnosti betona (prek parametra k) kot mozničnih palic (prek E_s in I_s). V kolikor se za vhodne podatke uporabljamo enote N – mm, je enota za λ enaka 1/mm.

Iz enačbe (4.5) lahko razberemo, da začetna (elastična) togost mozničnega mehanizma ene palice znaša (4.7).

$$K_{d,elast} = E_s \cdot I_s \cdot \lambda^3 \quad (4.7)$$

Pomik w_z na meji elastičnosti (označimo z $\delta_{d,y}$) izračunamo z enačbo (4.8).

$$\delta_{d,y} = \frac{V_u}{E_s \cdot I_s \cdot \lambda^3} \quad (4.8)$$

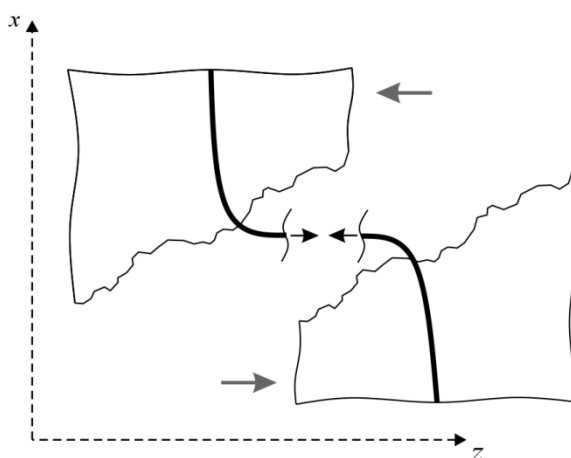


Slika 4.7: Elasto-plastična zveza $V_d - w_z$, kot jo predlagajo Dei Poli s sodelavci (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987)

Fig. 4.7: Elasto-plastic $V_d - w_z$ relation as it is proposed by Del Poli et al. (1992). Dulacska (1972) and Vintzeleou and Tassios (1987)

Naj dodamo, da v literaturi žal nismo našli izrazov za mejni pomik moznikov, to je pomik pri izgubi nosilnosti mozničnega mehanizma. Ta se lahko zgodi zaradi prestriga palic ali porušitve betona zaradi bočnih pritiskov. Rezultati na vzorcu mozničnih stikov montažnih elementov, ki so bili pred kratkim opravljeni na Zavodu za gradbeništvo Slovenije v okviru projekta SAFEACAST, so pokazali visoko duktilnost mozničnega mehanizma.

Predstavljeni materialni modeli ne zajemajo vpliv razmika razpok na nosilnost ali togost moznikov. Ob pojavu zelo velikih razmikov se namreč mehanizem prenosa prečnih sil prek vzdolžnih palic nekoliko spremeni. Palice se pričnejo predvsem osno in upogibno deformirati (Slika 4.8). Precej pogosto se takšna deformacijska oblika pojavi na mestu vodoravnih razpok, ki nastanejo na konstrukcijskih stikih sten, saj se zaradi izvleka upogibne armature iz temeljnega bloka ali medetažne konstrukcije razpoke precej odprejo (možnost strižnega zdrsa).



Slika 4.8: Deformacijska linija moznika pri velikih razmikih razpoke

Fig. 4.8: Deformation shape of a dowel in a wide open crack

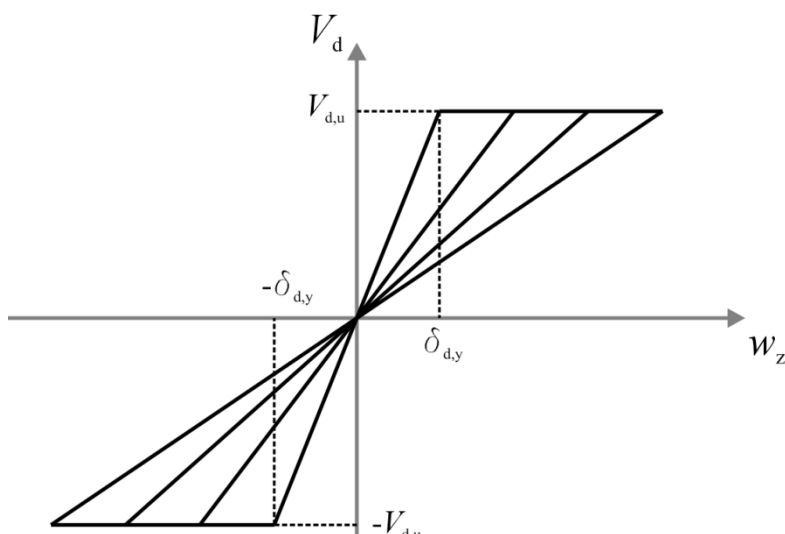
El-Ariss (2006) je obravnaval tudi vpliv razmika v razpoki na obnašanje moznikov. Zaradi precej zapletene narave pojava in razmeroma majhnega vpliva na strižno obnašanje stene, ta vpliv nismo zajeli pri formulaciji novega analitičnega modela za stene.

Omeniti je potrebno še eksperimentalno delo Hea in Kwana (2000), ki potrjuje primernost uporabe elasto-plastičnega odnosa $V_d - w_z$ določenega na podlagi računskega modela nosilca na Winklerjevih vzmeteh. Ker večina avtorjev daje prednost elasto-plastičnemu modelu v primerjavi z modelom po Millardu in Johnsonu (1984) in ker je takšna formulacija primerno enostavna (računsko nezahtevna), smo ta model izbrali pri formulaciji našega analitičnega modela za stene.

Na sliki 4.9 je prikazano histerezo obnašanje mehanizma moznika kot ga posredno predlagajo Dei Poli in drugi (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987). Tej avtorji namreč predlagajo, da se trenutna togost mehanizma $K_{d,cur}$ določi kot sekantna togost skozi trenutno točko na diagramu ($V_{d,cur} - w_{z,cur}$) in izhodiščem (4.9).

$$K_{d,cur} = \frac{V_{d,cur}}{w_{z,cur}} \quad (4.9)$$

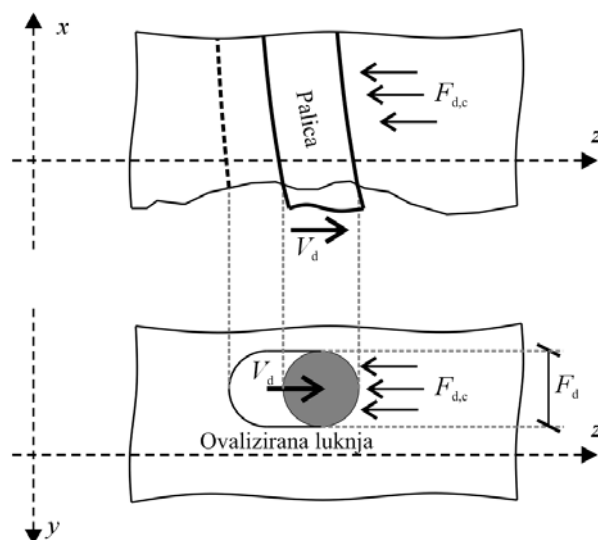
Razbremenilna veja diagrama ($V_d - w_z$) torej vedno cilja izhodišče (Slika 4.9).



Slika 4.9: Histerezno obnašanje navpične armaturne palice, ki deluje kot moznik za prenos strižnih sil v razpoki armiranobetonskega elementa, kot ga posredno predlagajo Dei Poli in drugi (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987)

Fig. 4.9: Hysteretic behaviour of a vertical bar acting as a dowel as it is indirectly suggested by Dei Poli et al. (1992), Dulacska (1972) and Vintzeleou and Tassios (1987)

Podajnost betona na bočne sile manjša kapaciteto disipacije mehanizma. V betonu na mestu kontakta z mozniki se s cikli počasi akumulirajo poškodbe in zato se togost mehanizma manjša. Luknje v betonu v katerega so vpeti mozniki se ovalizirajo (Slika 4.10), kar ustvari t.i. »pinching« efekt.



Slika 4.10: Ovalizacija sidrne luknje moznika pri ciklični obtežbi

Fig. 4.10: Ovalisation of the embedment hole caused by the cyclic loading

Kot navajata Vintzeleou in Tassios (1987), poškodbe na sidrnem območju povzročijo tudi, da je nosilnost mehanizma pri ciklični obtežbi ob velikih neelastičnih ciklih približno pol manjša od nosilnosti pri monotonem obremenjevanju (nosilnost pri monotonem obremenjevanju je določena z enačbo 4.1). Glede histereznega obnašanja moznikov je potrebno omeniti še rezultate projekta SAFECAS (Fischinger et al., 2010c; Isaković et al., 2011; Kramar et al., 2010), ki so nakazali na nekoliko zapletenejša histerezna pravila, kot smo jih privzeli v našem modelu.

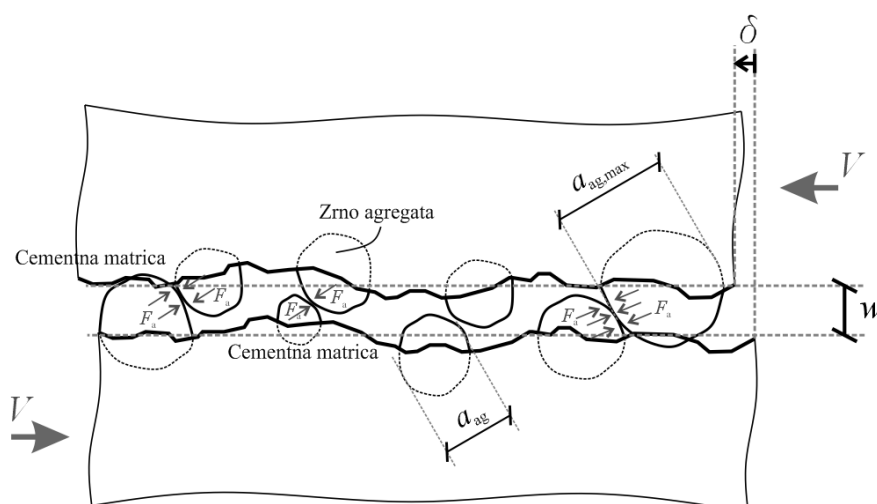
Moznični mehanizem prenosa strižnih sil ima ključno vlogo pri preprečitvi strižnega zdrsa stene (Slika 3.33). Najbolj izpostavljeno mesto za strižni zdrs je običajno vpetje stene v temelj (največji upogibni momenti oz. ukrivljenost). Na tem mestu se običajno formira vodoravna razpoka, kar pomeni, da je prenos strižnih sil omogočen samo prek moznikov in z zaklinjanjem zrn agregata. Z večanjem vodoravne sile velikost razmika vodoravne razpoke običajno hitro narašča, saj se v njej kopiči tudi pomik zaradi izvleka upogibne armature iz temelja. Z večanjem razmika se kapaciteta prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn hitro manjša (več o tem v razdelku o mehanizmu zaklinjanja zrn v razpoki – razdelek 4.2). Močnejša ciklična obtežba sčasoma povzroči natezno plastifikacijo vseh navpičnih palic v prerezu stene. To pomeni, da se pri nadaljnjih cikličnih razpokah na tlačeni strani prereza ne morejo več zapirati, ker celotno tlačno silo prevzamejo navpične palice, ki so v prejšnjih ciklih doživele večje natezne plastične deformacije (zaostale deformacije). Zaradi nezmožnosti zapiranja razpok in glajenja lic razpoke bo prispevek zaklinjanja zrn praktično nič. Po nekaj močnejših obremenitvenih ciklih je ves prenos strižne sile na tem mestu odvisen le od nosilnosti mozničnega mehanizma.

4.2 Mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpoki

Prenos strižne sile prek razpok z mehanizmom zaklinjanja zrn agregata predstavlja poleg strižne trdnosti nerazpokanega betona v tlačeni coni prereza najpomembnejši mehanizem strižne nosilnosti armiranobetonskih sten z majhno količino horizontalne armature. Čeprav je izvor mehanizma povsem jasen (zaklinjanje zrn), je precej težko določiti njegovo kapaciteto. Na to kaže že dejstvo, da še ni splošno priznanega postopka za določitev prispevka betona k skupni nosilnosti armiranobetonskega elementa. Obstoječi postopki (EC8-1, EC8-3, UC-SD,...) pa izkazujejo precej različne ocene t.i. strižne nosilnosti betonskega prereza, kamor spada tudi prispevek zaklinjanja zrn. Standard Evrokod 8-1 (CEN, 2004b) celo priporoča, da se pri določanju potresne strižne kapacitete vitkih sten prispevek betona ne upošteva. Žal nam ni znano ali to priporočilo izhaja iz prepričanja, da je prispevek betona med potresno obtežbo dejansko zanemarljiv, ali je takšno priporočilo le izhod v sili zaradi ne dovolj dobrega poznavanja problema.

Naše razumevanje problema gre v smeri, da pri stenah, v katerih se bodo med potresno obtežbo pojavile večje upogibne deformacije (duktilne stene), lahko prispevek strižne nosilnosti betona hitro izgubi kapaciteto. Razlaga je analogna primeru zdrsa sten po vodoravni razpoki ob vpetju stene, ki je opisan na koncu predhodnega razdelka. Ker je potresna obtežba ciklična, se prej ali slej v upogibni armaturi pojavijo tolikšne natezne plastične deformacije, da v nadaljnjih cikličnih preprečijo zapiranje razpok. Poleg tega hitro odpiranje in zapiranje razpok (dinamična obtežba) ter drsenje povzročijo glajenje lic razpok. Učinek mehanizma zaklinjanja se tako sčasoma izniči.

Upoštevanje prispevka mehanizma zaklinjanja med zrnimi agregati v razpokah torej predstavlja eno najzahtevnejših nalog pri izračunu strižnih karakteristik armiranobetonskih elementov. Mehanizem lahko opišemo s pomočjo slike 4.11. Na sliki 4.11 je prikazan prerez razpoke s širino w . Oblika preloma razpoke (lica razpoke) je izrazito neravna. Že sama cementna matrica je neravna in poleg tega iz posameznega lica razpoke (iz posameznega kompaktnega betonskega dela - šipe) stremijo zrna agregata.



Slika 4.11: Zaklinjaje zrn agregata v razpoki

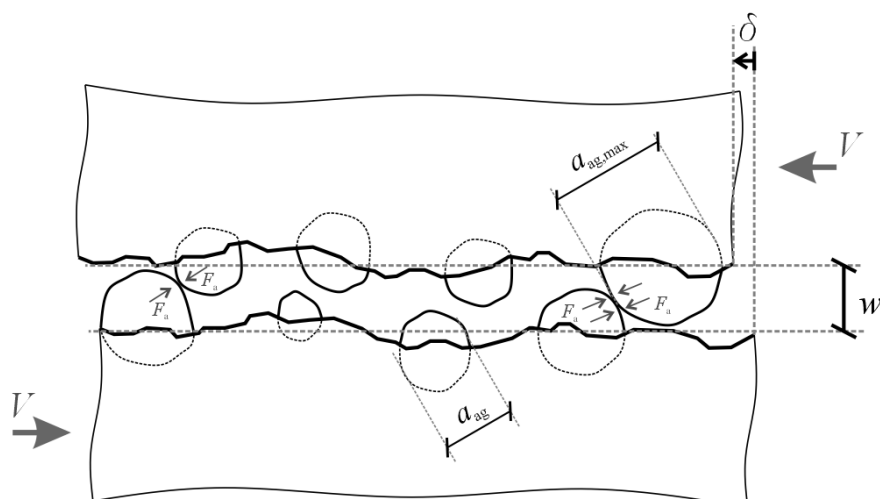
Fig. 4.11: Interlock of aggregate granules in crack

Med potresno obtežbo (vodoravno obremenitvijo) se spreminjata zamik razpoke δ in razmik razpoke w . Ti dve količini pa vplivata na kapaciteto mehanizma (silo V_a in togost K_a). V naslednjih razdelkih so predstavljene zveze med pomiki razpoke in kapaciteto mehanizma zaklinjanja, kot so jih formulirali različni avtorji, ki so v preteklosti obravnavali to področje. A najprej si pogledjmo nekaj obič lastnosti mehanizma.

Kot prvo si oglejmo dogajanje, ko se v razpoki spreminja le zamik δ , t.j. razmik w ima medtem konstantno vrednost. Z večanjem δ , zrna agregata, ki molijo iz posamezne ploskve, pričnejo pritiskati druga na drugo (Slika 4.11) in se zato zaklinijo med seboj. Zaklinjena zrna med seboj delujejo s kontaktnimi silami F_a (Slika 4.11). Sile F_a so usmerjene pravokotno na površino kontakta, kar pomeni, da v splošnem ovirajo nadaljnje večanje δ , v določeni meri pa tudi delujejo v smeri večanja w . Pri obravnavanju strižne nosilnosti armiranobetonskih elementov nas predvsem zanimajo komponente sil F_a v smeri zamika (te komponente označimo z $F_{a,\delta}$). Seštevek teh komponent tako poimenujemo sila mehanizma zaklinjanja zrna agregata in jo označimo z V_a . Strižna sila v razpoki (ki jo ne prečkajo armaturne palice) je torej enaka seštevku $F_{a,\delta}$ vseh zaklinjenih zrn (4.10).

$$V_a = \sum F_{a,\delta} \quad (4.10)$$

Razvidno je, da večji kot je zamik δ , večja je sila zaklinjanja. Pogledjmo si še razmerje med δ in V_a pri nekoliko večjem razmiku w . Sile zaklinjanja, ki se ob pomiku δ pojavijo v tem primeru, so nekoliko manjše. Pri večjem w se namreč zaklini manj zrn (Slika 4.12). Poleg tega je naraščanje sile V_a z večanjem δ počasnejše. Očitno je, da se v primeru, ko je razmik w večji od neke mejne vrednosti, zrna na sosednjih licih razpoke ne dotikajo več, ne glede na velikost δ . V takšnem primeru je mehanizem zaklinjanja onemogočen.



Slika 4.12: Zaklinjaje zrn agregata v razpoki pri večjem razmiku w

Fig. 4.12: Interlock of aggregate granules in a crack with a larger width w

Pri določanju odpornosti mehanizma zaklinja zrn je precej bolj prikladno, če namesto s silami V_a , operiramo z napetostmi v_a . V primeru, da je razpoka enakomerno zamaknjena in razmaknjena, je nivo zaklinjanja v razpoki v povprečju enak (v_a ima konstantno vrednost na tem območju). Za takšen primer se napetost v_a opredeli kot količnik med silo zaklinjanja v razpoki V_a in ploščino površine razpoke A_{cr} (4.11).

$$v_a = \frac{V_a}{A_{cr}} \quad (4.11)$$

V splošnem se pomik razpoke po njeni dolžini spreminja in zato napetost v_a ni konstantna. »Točen« postopek zahteva, da se silo zaklinjanja celotne razpoke določi z integriranjem napetosti v_a po površini razpoke. V našem novem modelu je to seštevanje nekoliko poenostavljeno, in sicer tako, da je na območju posamezne lamele privzeta konstanta vrednost v_a , ki je določena iz pomika razpoke v središču lamele. Skupno silo zaklinjanja v razpoki se določi s seštevkom prispevkov vseh lamel.

Razmerje $v_a - \delta - w$ je odvisno tako od trdnosti in frakcijske sestave zrn agregata kot od trdnosti in volumenskega deleža cementa, ki povezuje zrna (Slika 4.11). Dejavnikov, ki vplivajo na te lastnosti, je seveda ogromno. Spisek teče od lokalnih dejavnikov (proizvajalec cementa, vir agregata, kvaliteta vgradnje,...) do priporočil v predpisih (frakcijska sestava agregata, dodatki v betonu,...). Opaziti je, da veliko parametrov, ki neposredno določa lastnosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata, nima neposredne povezave s standardno prepisanimi karakteristikami betona (karakteristike, ki se kontrolirajo pri vgradnji). Materialni modeli, ki so predstavljeni v nadaljevanju, se sklicujejo na standardno predpisane količine za beton (trdnost, sejalna krivulja), zato je potrebno razumeti, da so razlike med dejansko kapaciteto mehanizma in kapaciteto, ki jo določajo računski modeli, lahko precej velike.

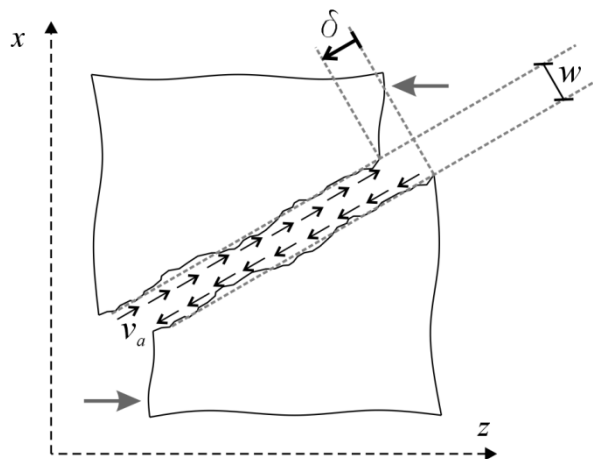
V literaturi najdemo številne materialne modele, ki matematično opisujejo mehanizem zaklinjanja med zrn agregata v razpoki, t. j. zveze, ki opredeljujejo kako zamik razpoke δ in razmik razpoke w vplivata na nosilnost V_a in togost K_a mehanizma. Vecchio in Lai (2004) kot najprimernejša navajata model po Walravnu in Reinhardt (1981) in model, ki sta ga razvila Okamura in Maekawa (1991).

4.2.1 Model po Walravnu in Reinhardt

Walraven in Reinhardt (1981) sta predlagala enačbo (4.12), ki ponazarja zvezo med zamikom v razpoki δ [mm] in t.i. strižno napetostjo prispevka zaklinjanja zrn agregata v razpoki v_{ci} [MPa], ki je odvisna od razmika razpoke w [mm].

$$\delta = \frac{v_{ci} + v_{co}}{1.8 \cdot w^{-0.8} + (0.234 \cdot w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_c} \quad (4.12)$$

Napetost v_{ci} je definirana kot povprečna napetost na površini nekega območja v razpoki (tako kot smo v prejšnjem poglavju opredelili v_a ; velja torej $v_{ci} \equiv v_a$), njen vektor leži v ravnini razpoke in je orientiran v smeri izvršenega zamika δ (Slika 4.13).



Slika 4.13: Usmerjenost napetosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata v_a (pravokotno na ravnino razpoke, t.j. v smeri zamika δ)

Fig. 4.13: Orientation of the interlock mechanism stress v_a (perpendicular to the crack, i.e. δ direction)

To pomeni, da silo V_a , katere vektor leži v ravnini razpoke in je orientiran v smeri izvršenega zamika δ , izračunamo z integracijo napetosti v_{ci} po površini razpoke $A_{c,cr}$ (4.13).

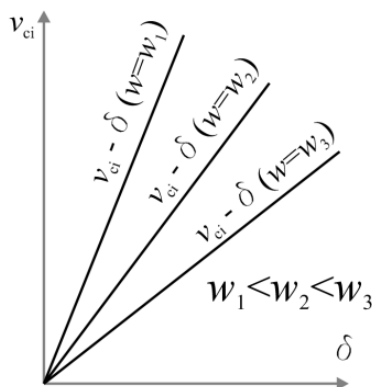
$$V_a = \int_{A_{c,cr}} v_{ci} \cdot dA_{c,cr} \quad (4.13)$$

V primeru, da je razmik w vzdolž razpoke konstanten pa je dovolj preprosto množenje med površino razpoke in napetostjo (4.14). Nov analitičen model je formuliran tako, da predpostavi enak pomik razpoke na območju ene lamele. To pomeni, da ima enačba (4.13) v takšnem primeru obliko (4.14).

$$V_a = \sum_{i=1}^N v_{ci,i} \cdot A_{c,cr,i} \quad (4.14)$$

V zgornji enačbi pomeni: i je indeks lamele; N je število lamel; $v_{ci,i}$ je napetost mehanizma v i -ti lameli; $A_{c,cr,i}$ je površina razpoke, ki pripada i -ti lameli.

Enačba (4.12) je bila razvita na podlagi eksperimentalnih testiranj preizkušancev. Pri dani vrednosti razmika v razpoki w , enačba opisuje linearen odnos $v_{ci} - \delta$ (Slika 4.14). Razmik w vpliva na togost mehanizma, in sicer tako, da se z večanjem w togost manjša.

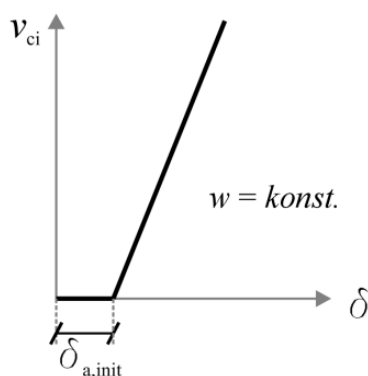


Slika 4.14: Shematičen prikaz odnosa $v_{ci} - \delta$ pri različnih w kot ga predvideva model Walraven - Reinhardt (1981) brez upoštevanja začetnega zdrsa

Fig. 4.14: $v_{ci} - \delta$ relation for different crack widths w as it is proposed by Walraven and Reinhardt (1981) without considering the initial slip

Ugotovljeno je bilo, da tlačna trdnost betona f_c sorazmerno vpliva na hitrost večanja v_{ci} ob povečevanju δ , t.j. na togost mehanizma. Preizkusi so pokazali, da ob pričetku izvrševanja pomika δ običajno pride do manjšega zdrsa preden se pojavi napetost v razpoki (aktivacija mehanizma). V izrazu (4.12) je to zajeto s parametrom v_{co} [MPa]. Predlagano je, da se vrednost v_{co} privzame enako $f_c/30$. Iz enačbe (4.12) lahko izluščimo izraz za vrednost začetnega zdrsa $\delta_{a,init}$ (4.15).

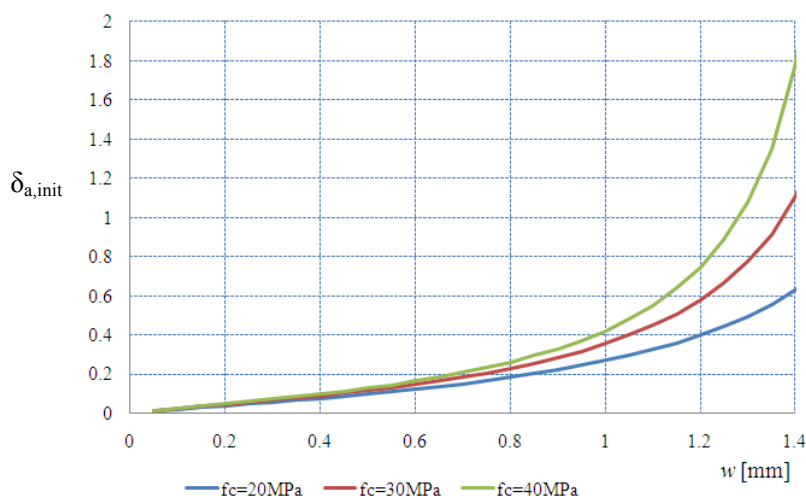
$$\delta_{a,init} = \frac{v_{co}}{1.8 \cdot w^{-0.8} + (0.234 \cdot w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_c} \quad (4.15)$$



Slika 4.15: Začetni zdrs preden se mehanizem zaklinjanja zrn aktivira, kot je opredeljen v modelu Walraven-Reinhardt

Fig. 4.15: Initial slip before the activation of the interlock mechanism as it is defined in Walraven-Reinhardt model

Na sliki 4.16 je prikazana vrednost začetnega zdrsa $\delta_{a,init}$ v odvisnosti od razmika v razpoki w za nekaj običajnih vrednosti tlačne trdnosti betona.



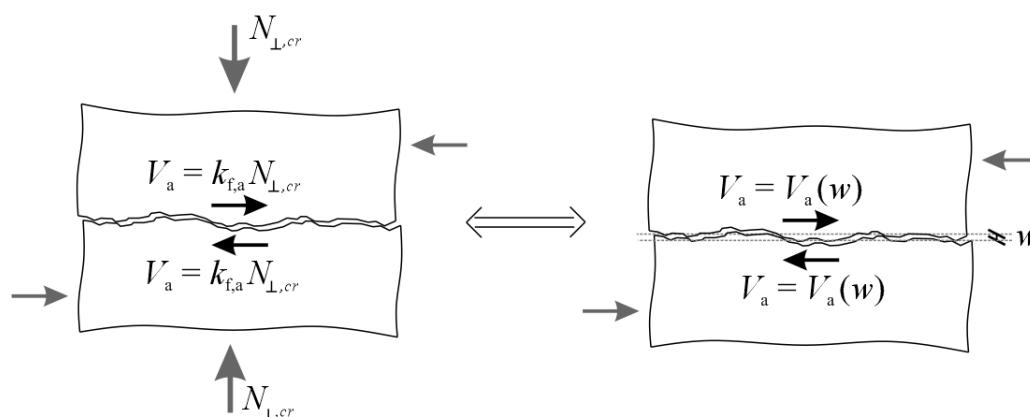
Slika 4.16: Vrednost začetnega zdrsa $\delta_{a,init}$ [mm] v odvisnosti od razmika v razpoki w za nekaj običajnih vrednosti tlačne trdnosti betona

Fig. 4.16: Value of $\delta_{a,init}$ [mm] against the crack width for some standard concrete compression strengths

Na mehanizem zaklinjanja med zrnih agregata lahko gledamo tudi iz stališča, da gre za trenje med dvema hrapavima površinama (licema razpok). Sila trenja V_a je enaka količniku trenja $k_{f,a}$ pomnoženim s silo, ki deluje pravokotno na površino trenja $N_{\perp,cr}$ (4.16).

$$V_a = k_{f,a} \cdot N_{\perp,cr} \quad (4.16)$$

Pojmljivo je, da je sila $N_{\perp,cr}$ povezana z razmikom razpoke w . Če torej na mehanizem zaklinjanja zrnih agregata gledamo kot na trenje v razpoki, je v predstavljenem materialnem modelu (pa tudi v modelih, ki so predstavljeni v nadaljevanju) vpliv sile $N_{\perp,cr}$ posredno zajet z vrednostjo razmika razpoke w (Slika 4.17). To tudi izrecno piše v pregledu literature, ki sta ga opravila Vecchio in Lai (2004). Formulacija kapacitete mehanizma zaklinjanja zrna agregata v odvisnosti od pomika je precej bolj ugodna za vgradnjo v model, ki se uporablja v računskih analizah. Poleg tega je na takšen način moč zajeti vpliv zaostalih nateznih deformacij v navpičnih palicah na manjšanje mehanizma zaklinjanja (oviranje zapiranja razpok).

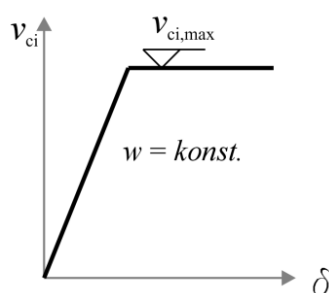


Slika 4.17: Silo zaklinjanja zrn agregata se lahko formulira v odvisnosti od normalne sile, t.j. model s količnikom trenja (slika levo); ali v odvisnosti od razmika razpoke (ugodnejše za vgradnjo v element za potresne analize)

Fig. 4.17: Formulation of interlock force as friction in the crack dependent on the perpendicular force (left part of the figure) and dependent on the crack width (right part of the figure)

Vrnimo se k Walraven-Reinhardtovemu modelu. Če odmislimo začetni zdrs, je po (4.12) odnos med v_{ci} in δ (pri konstantni vrednosti w) linearen na celotnem definicijskem območju ($-\infty < \delta < \infty$). Kakopak je jasno, da je vrednost v_{ci} navzgor omejena. Z večanjem δ napetost v_{ci} raste (po Walraven-Reinhardtovemu modelu raste linearno) dokler ne doseže neke največje/mejne vrednosti $v_{ci,max}$, ki jo mehanizem lahko še razvije. Vecchio in Lai (2004) količino $v_{ci,max}$ imenujeta z dolgo besedno zvezo, ki se v prevodu glasi: »največja možna strižno napetost, ki jo teoretično lahko razvije mehanizem zaklinjanja zrn agregata«.

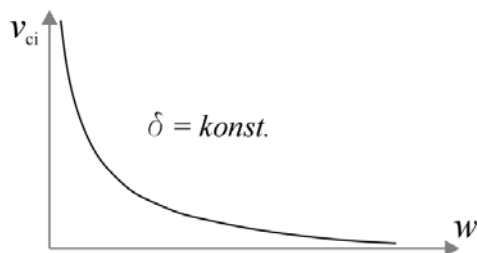
Vrednost $v_{ci,max}$ se določi z empiričnimi izrazi. Najpogosteje se uporablja izraz (4.17), ki je predstavljen v razdelku 4.2.2 (npr., pri formulaciji svojih modelov so ga uporabili Orakcal et al., 2006; Bentz, 2000; Vecchio in Collins, 1986). V konstitutivnih modelih je tako moč privzeti bilinearen odnos med v_{ci} in δ (pri konstantnem w), kot je to prikazano na sliki 4.18. To pomeni, da se po doseženi napetosti $v_{ci,max}$ (ob večanju δ in konstantnem w), ta ne zmanjša z nadaljnjim večanjem zamika δ (analogno s silo trenja na hrapavi površini).



Slika 4.18: Razmerje med v_{ci} in δ (pri konstantnem w) lahko opredelimo z bilinearnim diagramom

Fig. 4.18: Bilinear v_{ci} - δ relation (at constant w value)

Do sedaj smo veliko povedali o obliki odnosa med v_{ci} in δ pri konstantnem w . Nekaj stavkov je zato potrebno nameniti še odnosu $v_{ci} - w$ ($\delta = konst.$). Manjšanje napetosti v_{ci} z večanjem razmika w pri neki konstantni vrednosti zamika δ je, tako kot ga predvideva model Walraven-Reinhardt (1981), ponazorjen na sliki 4.19.

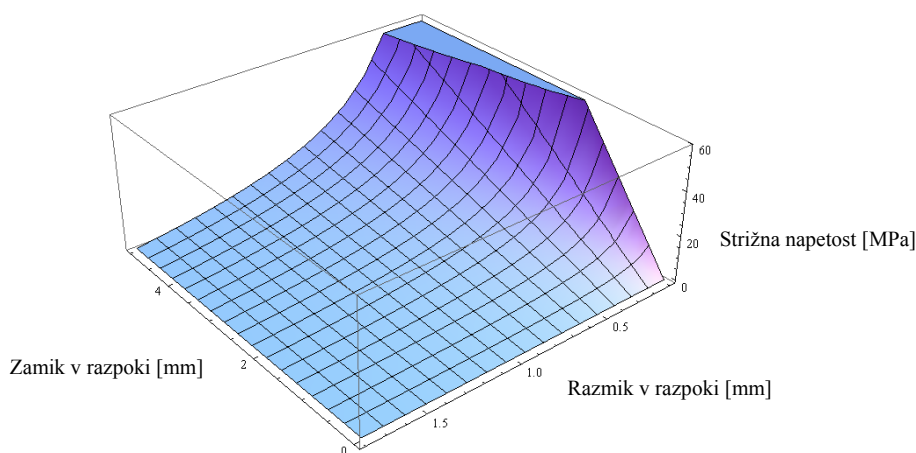


Slika 4.19: Krivulja, ki predstavlja manjšanje strižne napetosti med zrni v razpoki z večanjem razmika v razpoki po modelu Walraven- Reinhardt (1981)

Fig. 4.19: Decreasing of interlock stress by increasing the crack width as it is formulated in Walraven-Reinhardt model (1981)

Walraven-Reinhardt-ov model nakazuje hitro padanje napetosti (in posledično togosti) mehanizma zaklinjanja z večanjem razmika. Edini materialni parameter, ki vpliva na hitrost padanja, je tlačna trdnost betona f_c , in sicer tako, da je pri betonih večje trdnosti padec počasnejši.

Nazadnje si oglejmo še razmerje $v_{ci} - \delta - w$ iz enačbe (4.12) kot celoto. Ponazorimo jo lahko s prostorsko ploskvijo, ki predstavlja v_{ci} v odvisnosti od δ in w . Na sliki 4.2 je prikazana ploskev, ki ponazarja Walraven-Reinhardt-ov model za beton s trdnostjo 25 MPa. Privzet je ničti začetni zdrs ter opuščena omejitev, da je $v_{ci} < v_{ci,max}$ (o tem bomo razpravljali pri predstavitvi preostalih materialnih modelov).



Slika 4.20: Prostorska ploskev, ki ponazarja Walraven-Reinhardtov model zveze med $\delta - w - v_{ci}$ za beton s tlačno trdnostjo 25 MPa

Fig. 4.20: Mesh representing the Walraven-Reinhardtov relation for a concrete with compressive strength 25 MPa

Nazadnje opredelimo še vrednost zamika δ , ko je v razpoki dosežena vrednost $v_{ci,max}$, in jo, analogno s formulacijo $\delta_{d,y}$ pri možničnem mehanizmu, označimo z $\delta_{a,y}$. Ob upoštevanju začetnega zdrsa je $\delta_{a,y}$ (skladno z Walraven-Reinhardtovim modelom) enak (4.17).

$$\delta_{a,y} = \delta_{a,init} + \frac{v_{c,max}}{1.8 \cdot w^{-0.8} + (0.234 \cdot w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_c} \quad (4.17)$$

Precej izrazita pomanjkljivost Walraven-Reinhardtov modela je neupoštevanje parametra velikosti zrna agregata pri modeliranju vpliva w na v_{ci} . Iz slike 4.11 je jasno razvidno, da ob večjem premeru zrn, vrednost v_{ci} počasneje pada s povečevanjem razmika v razpoki w . Kot pomanjkljivost modela lahko izpostavimo še neugodno formulacijo začetnega zdrsa razpoke, ki otežuje vgradnjo v numerične analitične modele (Vecchio in Lai, 2004).

4.2.2 Model Okamura-Maekawa

V primerjavi z modelom Walraven-Reinhardt, je formulacija, ki jo predlagata Okamura in Maekawa (1991) precej bolj dodelana. Zvezo med $v_{ci} - \delta$ sta določila z enačbo (4.18).

$$\delta = w \cdot \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}} \quad (4.18)$$

V (4.18) je w razmik v razpoki (skladno s prejšnjimi oznakami), ψ je razmerje med trenutno napetostjo mehanizma v_{ci} in mejno vrednostjo $v_{ci,max}$ (4.19).

$$\psi = \frac{v_{ci}}{v_{ci,max}} \quad (4.19)$$

Za izračun vrednosti $v_{ci,max}$, t.j. največje možne strižne napetosti, ki jo teoretično lahko razvije mehanizem zaklinjanja zrn agregata, se najpogosteje uporablja izraz (4.20), ki sta ga predlagala Vecchio in Collins (1986).

$$v_{ci,max} = \frac{\sqrt{f_c}}{0.31 + \frac{24 \cdot w}{a + 16}} \quad (4.20)$$

Enačba (4.20) je empirična, f_c je potrebno podati v MPa, rezultat $v_{ci,max}$ je v MPa. Z a [mm] je označen premer največje frakcije zrn agregata, ki je bila uporabljena v betonski mešanici. Iz (4.20) je razvidno, da vrednost a ne vpliva, na $v_{ci,max}$, ko je razpoka zaprta, t.j. ko je $w=0$. Vpliva pa na hitrost manjšanja $v_{ci,max}$ z večanjem razmika v razpoki. Skladno z enačbo (4.20) na strižno nosilnost zrn agregata v zaprti razpoki vpliva samo tlačna trdnost betona f_c . V preglednici 4.1 so podane vrednosti $v_{ci,max}$ pri zaprti razpoki ($w=0$) za betone različnih trdnosti.

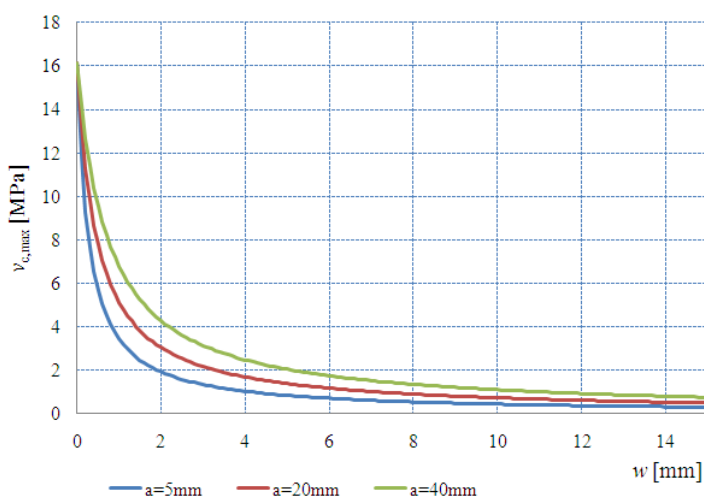
Preglednica 4.1: Vrednosti $v_{ci,max}$ po enačbi (4.20) za betone različnih trdnosti pri zaprti razpoki ($w=0$)

Table 4.1: $v_{ci,max}$ ($w=0$) according to eq. (4.20) for standard strength concretes

f_c [MPa]	15	20	25	30	35	40	45
$v_{ci,max}$ [MPa]	12,5	14,4	16,1	17,7	19,1	20,4	21,6

Enačba (4.20) je bila dobljena s statičnimi monotonimi preizkusi. Zato lahko $v_{ci,max}$ ($w=0$) interpretiramo tudi kot strižno trdnost nerazpokanega betona. Vrednosti v preglednici 4.1 so precej visoke, a se z večanjem w hitro znižajo. Poleg tega se skozi zgodovino obremenjevanja niža kapaciteta zaklinjanja (glajenje razpok), kar pomeni, da razpoka ne bi imela več izhodiščne vrednosti $v_{ci,max}$ ($w=0$), ko bi se ponovno zaprla. Na sliki 4.21 je za betona z $f_c=25$ MPa prikazano manjšanje $v_{ci,max}$ v

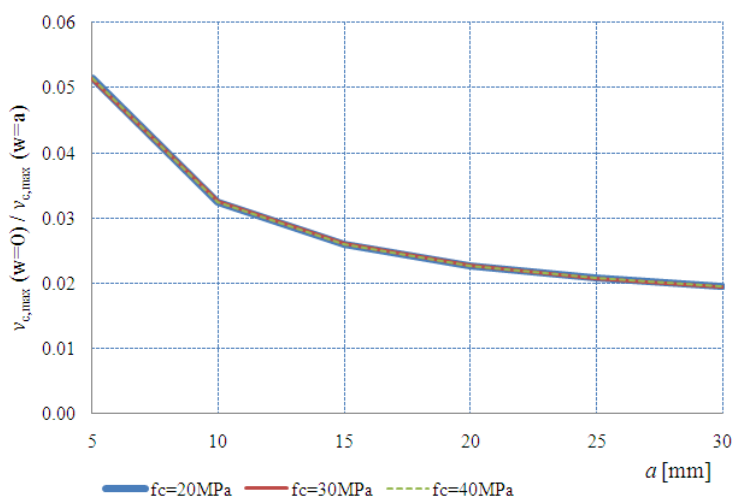
odvisnosti od razmika razpoke w , in sicer za tri različne vrednosti premera zrn agregata a . $v_{ci,max}$ se hitreje manjša v razpokah betonov z manjšim a .



Slika 4.21: Manjšanje $v_{ci,max}$ pri betonu z $f_c=25$ MPa v odvisnosti od razmika razpoke w za tri različne vrednosti premera zrn agregata a

Fig. 4.21: $v_{ci,max} - w$ relation for concrete $f_c=25$ MPa and three different sizes of aggregate granules a

Oceno hitrosti padanja $v_{ci,max}$ z večanjem w lahko opredelimo z razmerjem $v_{ci,max}(w=a)/v_{ci,max}(w=0)$. Nekaj krivulje tega razmerja (za nekatere standardne betone) je predstavljenih na sliki 4.2. V vseh primerih je učinkovitost mehanizma pri razmiku $w=a$ praktično zanemarljiva.



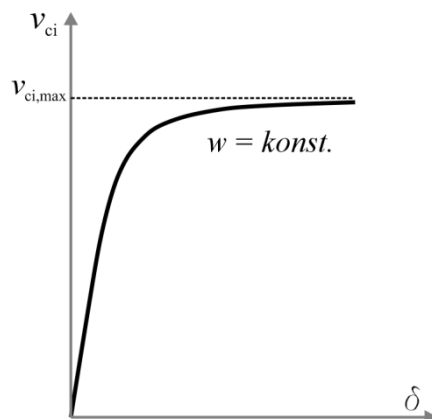
Slika 4.22: Razmerje med $v_{ci,max}$ pri $w=a$ in $v_{ci,max}$ pri $w=0,0$ za betone različne trdnosti in z različnimi premeri največjih zrn agregata

Fig. 4.22: Quotients $v_{ci,max}(w=a)/v_{ci,max}(w=0)$ for some standard strength concretes depending to a

Vrnimo se k modelu Okamura-Maekawa. Enačbo (4.18) preuredimo tako, da napetost izrazimo s pomiki (4.21).

$$v_{ci} = v_{ci,max} \cdot \frac{\delta^2}{w^2 + \delta^2} \quad (4.21)$$

Na sliki 4.23 je prikazana reprezentativna oblika Okamura-Maekawovega odnosa $v_{ci} - \delta$ pri konstanti vrednosti w . Napetost v_{ci} se z večanjem δ asimptotično bliža vrednosti $v_{ci,max}$.



Slika 4.23: Odnos $v_{ci} - \delta$ pri konstanti vrednosti w kot je privzet v modelu Okamura-Maekawa

Fig. 4.23: Relation $v_{ci} - \delta$ at constant w according to Okamura-Maekawa

Odnos na sliki 4.23 je očitno mogoče idealizirati z bilinearno ovojnico. Začetno togost $k_{a,init}$ bilinearnega diagrama (togost elastične veje) določimo s količnikom med $v_{ci,max}$ in $\delta_{a,y}$ (4.22). Spomnimo, da smo z $\delta_{a,y}$ označili zamik v razpoki pri pričetku mehčanja mehanizma.

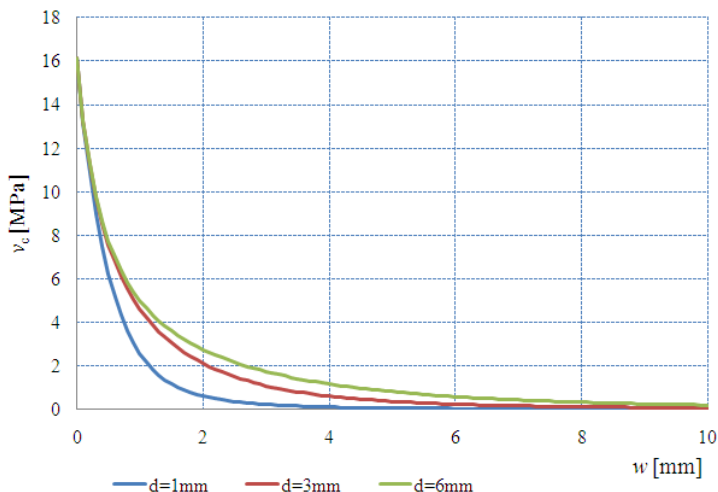
$$k_{a,init} = \frac{v_{ci,max}}{\delta_{a,y}} \quad (4.22)$$

Pri modelu Okamura-Maekawovega vrednosti $\delta_{a,y}$ ni mogoče določiti preprosto iz pogoja $\delta_{a,y} = \delta(v_{ci} = v_{ci,max})$, kot smo to storili pri Walraven-Reinhardtovem modelu, saj v_{ci} nikoli ne doseže vrednosti $v_{ci,max}$, temveč se ji le približuje. Kot smiseln napotek za izračun $\delta_{a,y}$ lahko opredelimo, da je $\delta_{a,y}$ zamik pri kateremu v_{ci} doseže npr. 90% vrednosti $v_{ci,max}$. To zapišemo z enačbo (4.23).

$$\delta_{a,y} = w \cdot \sqrt{\frac{0.9}{1-0.9}} = 3 \cdot w \quad (4.23)$$

Razvidno je, da je vrednost $\delta_{a,y}$ v modelu Okamura-Maekawa odvisna samo od razmika razpoke w (4.23). Enačba (4.23) nakazuje, da se večanje napetosti v_{ci} z večanjem zamika δ umiri, ko δ doseže približno trikratno vrednost w . Opaziti gre tudi, da obravnavan materialni model izkazuje neskončno veliko začetno togost mehanizma pri zaprti razpoki ($w=0 \rightarrow \delta_{a,y}=0$). To očitno ni primerno za formulacijo numeričnih analitičnih modelov, na kar sta opozorila tudi Vecchio in Lai (2004).

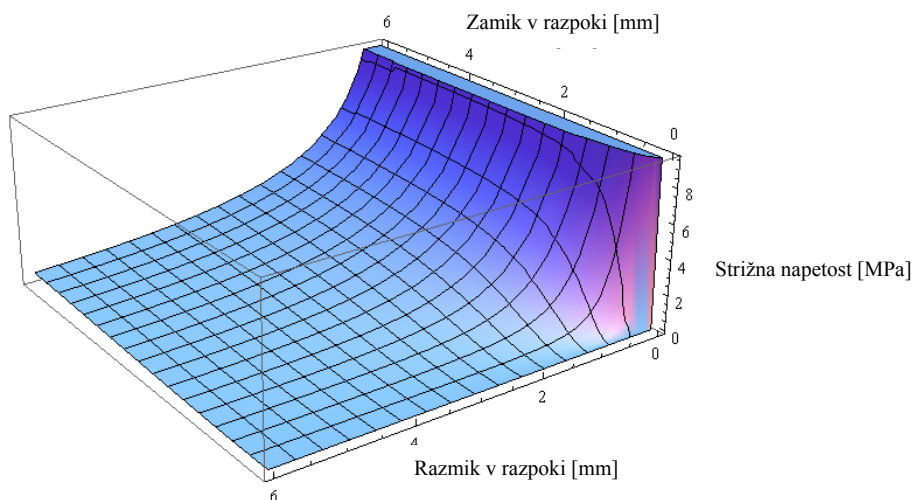
Vemo že, da se z večanjem razmika w manjša tako sila kot togost mehanizma zaklinjanja zrn agregata. Na sliki 4.24 je prikazano, kako to zmanjševanje upošteva model Okamura-Maekawa. Za beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm je prikazan odnos $v_{ci} - w$, in sicer pri različnih vrednostih zamika δ .



Slika 4.24: Odnos $v_{ci} - w$ pri različnih vrednostih zamika δ po modelu Okamura-Maekawa za beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm

Fig. 4.24: Relation $v_{ci} - w$ according to Okamura-Maekawa, considering concrete with strength 25 MPa and granules diameter $a = 20$ mm

Grafično predstavitev modela Okamura-Maekawa zaključimo s sliko 4.25, na kateri je prikazana ploskev v prostoru, ki ponazarja strižno napetost mehanizma zaklinjanja zrn agregata v_{ci} v odvisnosti od δ in w , kot je formulirana v enačbi 4.18.



Slika 4.25: Ploskev v prostoru, ki ponazarja vpliv razmika razpoke w in zamika δ na v_{ci} , kot je opredeljen v modelu Okamura-Maekawa (v izvednotenju je bil uporabljen beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm)

Fig. 4.25: Mesh representing the Okamura-Maekawa relation for a concrete with compressive strength 25 MPa and $a = 20$ mm

Za dodatno potrditev formulacij novega modela naj povejmo še, da tudi Okamura in Maekawa (1991) navajata, da je razmik v posamezni razpoki najugodnejše izračunati iz velikosti deformacije v glavni natezni smeri ε_1 in povprečne razdalje med razpokami (merjeno v smeri pravokotno na razpoko) s :

$$w = \varepsilon_1 \cdot s \quad (4.24)$$

4.2.3 Model Lai-Vecchio

Natančna primerjava z eksperimentalnimi podatki, ki sta jo izvedla Vecchio in Lai (2004), je pokazala na smiselnost rezultatov prej opisanih materialnih modelov, a je tudi razkrila nekaj slabosti. Meritve eksperimenta, ki je zajemal ravninsko obremenjevanje armiranobetonskih panelov, so pokazale, da Walraven-Reinhardtov model precej bolje opiše dejanski odnos $v_{ci} - \delta$, kot model Okamura-Maekawa. Slednji bistveno preceni togost mehanizma zaklinjanja zrn v razpoki. Testi so še posredno pokazali, da izraz 4.20 dobro oceni napetost $v_{ci,max}$.

Čeprav Walraven-Reinhardtov model dobro odraža dejansko razmerje med v_{ci} in δ pri različnih vrednostih w , je zaradi neugodne formulacije začetnega zamika (prek parametra v_{co}) uporaba tega modela neprimerna za vgradnjo v računske programe za analizo armiranobetonskih elementov. Nasprotno je formulacija po Okamuri in Maekawi (enačba 4.18) primerna za vgradnjo v računalniške algoritme. Kajpak z izjemo stanja, ko je $w = 0$ in model izkazuje neskončno togost mehanizma.

Vecchio in Lai (2004) zato predlagata svoj matematični model, t.i. model Lai-Vecchio, ki združuje dobre lastnosti obeh modelov. Odnos $v_{ci} - \delta$ je povzet po Okamuri in Maekawi (enačba 4.18), le da je spremenljivka w zamenjana s faktorjem δ_2 (4.25).

$$\delta = \delta_2 \cdot \sqrt{\frac{\psi}{1-\psi}} \quad (4.25)$$

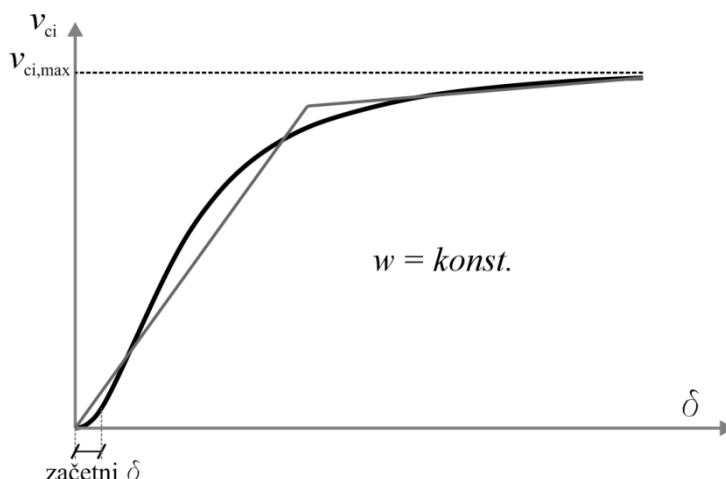
Vrednost δ_2 se izračuna z nekoliko modificirano Walraven-Reinhardtovo enačbo (4.26).

$$\delta_2 = \frac{0.5 \cdot v_{ci,max} + v_{co}}{1.8 \cdot w^{-0.8} + (0.234 \cdot w^{-0.707} - 0.20) \cdot f_c} \quad (4.26)$$

Enačbo (4.25) preuredimo tako, da so napetosti izražene z zamiki (4.27).

$$v_{ci} = v_{ci,max} \cdot \frac{\delta^2}{(\delta_2)^2 + \delta^2} \quad (4.27)$$

Na sliki 4.26 je predstavljen odnos $v_{ci} - \delta$ v skladu z izrazom (4.27), in sicer pri neki konstantni vrednosti w . Iz slike 4.26 je razvidno, da model Vecchio-Lai zajame začetni zdrs v mehanizmu. Tako kot pri prejšnjih modelih, lahko krivuljo $v_{ci} - \delta$ (w =konst.) idealiziramo z bilinearno ovojnico.



Slika 4.26: Odnos $v_{ci} - \delta$ ($w=\text{konst.}$) po modelu Lai-Vecchio in njegova idealizacija z bilinearnim diagramom

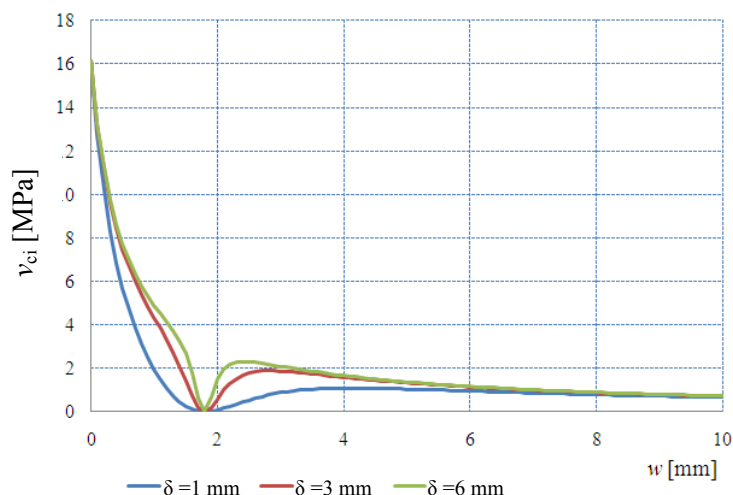
Fig. 4.26: Relation $v_{ci} - \delta$ ($w=\text{konst.}$) according to Lai-Vecchio model and its bilinear idealisation

Bilinearna idealizacija je precej ugodna za uporabo v novem analitičnem modelu, saj ji je mogoče precej preprosto predpisati histereza pravila, kar zagotavlja stabilen izračun. S takšno idealizacijo sicer zanemarimo začetni zdrs, a sklepamo, da to bistveno ne vpliva na rezultate potresnega obnašanja sten. Začetni zdrs je namreč reda velikosti 0,1 mm, kar je sicer pomembno pri matematičnem opisu dogajanja v razpoki na mikro nivoju, a praktično ne vpliva na količine makro modela, ki opisujejo potresno obnašanje sten.

Pomik $\delta_{a,y}$ določimo iz enakega pogoja kot pri modelu Okamura-Maekawa, t.j. pri zamiku, ko v_{ci} doseže 90% $v_{ci,max}$.

$$\delta_{a,y} = \delta_2 \cdot \sqrt{\frac{0.9}{1-0.9}} = 3 \cdot \delta_2 \quad (4.28)$$

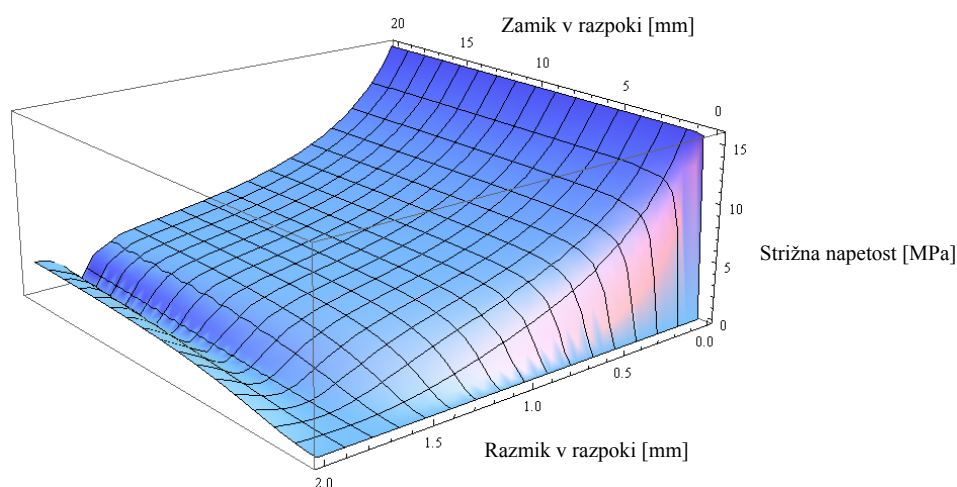
Poleg razmika w , na zamik $\delta_{a,y}$ vplivata še trdnost betona f_c in, prek vrednosti $v_{ci,max}$, premer zrn agregata a . Poglejmo si še, kako obravnavani model opredeljuje padec v_{ci} z večanjem razpoke w . Oblika $v_{ci}-w$ ($\delta=\text{konst.}$) je nekoliko drugačna kot pri prej predstavljenih modelih. Odnos je predstavljen na sliki 4.27. Na krivuljah na sliki 4.27 gre opaziti, da ima formulacija (4.25) pri razmiku $w \approx 1,7$ mm singularno točko. Model je bil namreč umerjen na podlagi meritev razpok z razmikom manjšim od 1,7 mm in se zato preostalemu definicijskemu območju modela ni posvečalo pozornosti.



Slika 4.27: Odnos $v_{ci} - w$ pri različnih vrednostih zamika δ po modelu Lai-Vecchio za beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm

Fig. 4.27: Relation $v_{ci} - w$ according to Lai-Vecchio model, considering concrete having 25 MPa and $a = 20$ mm

Nazadnje je na sliki 4.28 prikazana še ploskev v prostoru, ki ponazarja strižno napetost mehanizma zaklinjanja zrn agregata v_{ci} v odvisnosti od δ in w , kot je formulirana v modelu Lai-Vecchio (enačba 4.25). Na ploskvi razvidna tudi singularnost pri $w \approx 1,7$ mm.



Slika 4.28: Ploskev v prostoru, ki ponazarja vpliv razmika razpok w na odnos $v_{ci} - \delta$, kot je zajet v modelu Lai-Vecchio (v izvrednotenju je bil uporabljen beton s trdnostjo 25 MPa in zrni $a = 20$ mm)

Fig. 4.28: Mesh representing the Lai-Vecchio a relation for a concrete with compressive strength 25 MPa and $a = 20$ mm

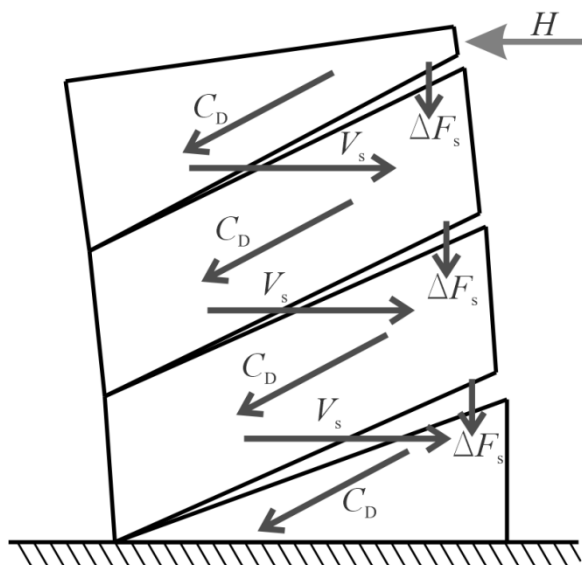
Vsi opisani modeli zaklinjanja so bili umerjeni na podlagi eksperimentov, ki so bili dobljeni pri počasnem monotonem obteževanju preizkušancev. Vendar med potresno obtežbo pride do večkratnega odpiranja in zapiranja razpok ter do cikličnih zamikov v obeh smereh. Zato je pri formulaciji modela za dinamično analizo časovnega odziva nujno modelirati vpliv glajenja razpok oz. poškodovanja površine razpok. Eksperiment ECOLEADER je nakazal, da se s cikli kapaciteta prenosa strižnih napetosti med zrni agregata precej zmanjša (glej poglavje 7). Navkljub zavzetem iskanju po različni literaturi, nismo našli konkretnih podatkov o cikličnem obnašanju in vrednosti degradacije

nosilnosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata. Kot je prikazano v poglavju 7, smo parametre cikličnega obnašanja in degradacije v našem modelu zajeli le kvalitativno, na podlagi lastne presoje. Primernost teh parametrov smo nato posredno preverili z eksperimentalnimi izsledki (projekt ECOLEADER). Prednost našega analitičnega modela je velika prilagodljivost, zato je odprta možnost, da se v prihodnosti vgradi drugačne zakone cikličnega obnašanja mehanizma zaklinjanja, ko bodo za to na voljo ustreznejši empirični materialni modeli.

Po našem mnenju sta bila tako model Lai-Vecchio kot Okamura-Maekawa primerna za osnovo pri formulaciji mehanizma zaklinjanja zrn agregata v novem modelu za stene. Ob tem je bilo potrebno opraviti nekaj poenostavitev, vsekakor je ena izmed njih bilinearna idealizacija razmerja $v_{ci} - \delta$. Ker je nov model namenjen neelastičnim analizam časovnega odziva, je bilo potrebno odnosu $v_{ci} - \delta$ prirediti še histerezna pravila. Enako je bilo potrebno predpisati pravila za ciklično degradacijo kapacitete mehanizma (glej prejšnji odstavek). Za potrebe vgradnje konstitutivnega zakona mehanizma je bila na mestu tudi idealizacija odnosa $v_{ci} - w$ (manjšanje kapacitete z večanjem razmika v razpoki): kot prvo zaradi boljše učinkovitosti analitičnega modela (preprostejša pravila); kot drugo zaradi premostitve nekaterih singularnosti predstavljenih modelov. Konstitutivni model, ki je bil privzet v novem elementu, je natančno opisan v razdelku 5.7.2.

4.3 Prenos strižnih sil s horizontalno (strižno) armaturo

Osnovni mehanizem prenosa strižnih sil prek razpok v armiranobetonskih elementih predstavljajo palice strižne armature. Pri tem se strižne sile vzdolž elementa prenašajo prek t.i. Ritter-Mörschevega paličja (Slika 4.29). To je sestavljeno iz prečnih nateznih elementov, ki jih ponazarjajo palice strižne armature (V_s) in tlačnih diagonal, ki se ustvarijo v betonskih šipah med razpokami (C_D), pri čemer se na natezni strani prereza elementa pojavijo dodatne natezne sile ΔF_s (t.i. premik momentne linije).



Slika 4.29: Prenos strižne sile od prijemališča do vpetja konzolne stene

Fig. 4.29: Shear force transfer along the height of a vertical RC member

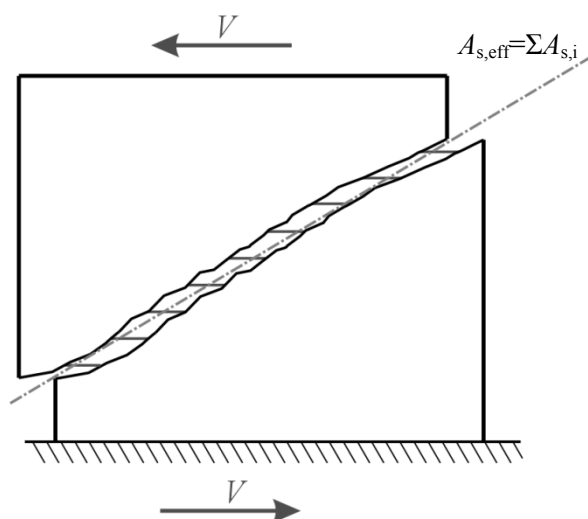
Kot je bilo že večkrat napisano, naš nov analitični model neposredno modelira le dogajanje v razpokah. Model neposredno ne modelira strižnih pomikov stene, ki nastanejo zaradi deformiranja tlačnih diagonal. Možno pa je neposredno kontrolirati ali je prekoračena kapaciteta posameznih

elementov Ritter-Mörschevega paličja. V vsakem trenutku analize lahko na podlagi smeri glavnih tlačnih deformacij (ki se dovolj dobro skladajo s smerjo glavnih tlačnih napetosti) izračunamo sile v diagonalah in preverimo ali bi prišlo do porušitve stene zaradi prekoračene nosilnosti v tlačni diagonalni.

Na podlagi kota θ_{cr} , ki pove smer glavnih deformacij, in prijemališča vodoravnih sil v razpoki (glej 6.2) lahko določimo tudi za koliko se premakne momentna linija vzdolž armiranobetonskega elementa (premik nateznih deformacij v upogibni armaturi), kar se zgodi ob vzpostavitvi mehanizma Ritter-Mörschevega paličja (Slika 4.29). Določitev premika momentne linije je bistvena v primeru, ko imamo opravka s stenami pri katerih se količina vzdolžne armature z višino hitro zmanjšuje, ali ko stene vsebujejo preklope vzdolžne armature v bližini mest največjih obremenitev.

Kot smo zapisali, horizontalna armatura stene prevzame vlogo prečnega nateznega elementa v Ritter-Mörschevem paličju. To je mehanizem, ki prenaša prečno silo iz ene tlačne diagonale na naslednjo (Slika 4.29). Gledano iz stališča razpokanega panela (to kar privzamemo v našem novem analitičnem modelu) je to mehanizem, ki prenaša strižno silo od enega kompaktnega dela betona (šipe), prek razpoke, do sosednjega kompaktnega dela betona. Kot smo zapisali, silo prek razpoke prenašata še mehanizma moznikov in zaklinjanja zrn agregata. Možna je torej interpretacija, da natezne prečne elemente Ritter-Mörschevega paličja sestavljajo vsi trije omenjeni mehanizmi.

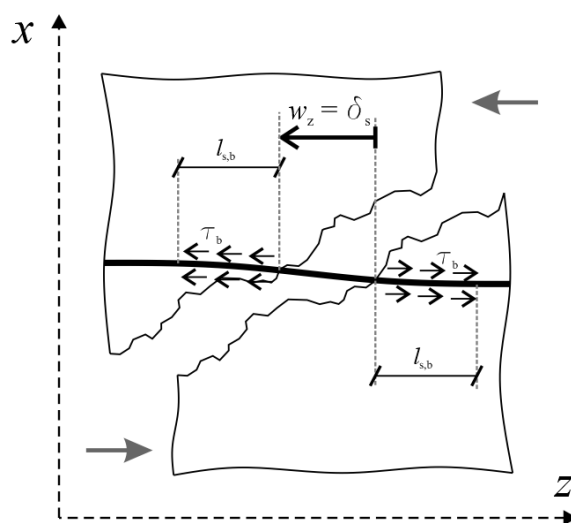
Osredotočimo se nazaj na mehanizem prenosa sil z vodoravnimi palicami. Efektivnost mehanizma prenosa strižnih sil prek razpok z vodoravno armaturo v armiranobetonski steni je sorazmerna s količino vodoravne armature, ki jo prečka ena strižna razpoka (Slika 4.30). To pomeni, da nosilnost mehanizma ni odvisna samo od količine vodoravne armature v elementu, ampak tudi od $\theta_{cr,max}$, ki je odvisen od dimenzij in robnih pogojev stene. Namreč, z naraščanjem strižne sile/deformacije se kot glavnih nateznih deformacij θ_{cr} hitro večja in sorazmerno hitro doseže vrednost $\theta_{cr,max}$, t.j. precej preden je izčrpana strižna nosilnost elementa. V mejnem stanju bo tako vedno aktivirana vsa strižna armatura, ki jo prečka razpoka pod kotom $\theta_{cr,max}$.



Slika 4.30: Število aktiviranih vodoravnih palic pri prenosu strižne sile je odvisno od kota razpoke
Fig. 4.30: The amount of horizontal reinforcement contributing to the shear transfer over one crack

Ker se pri ciklični obtežbi formirajo razpoke po celotni dolžini elementa, se sila pojavi tudi v horizontalnih palicah, ki prečkajo tisti del razpoke, ki je na tlačeni strani elementa (čeprav je razpoka zaprta, je lahko zamaknjena). Ker se vzdolž razpoke pomik w_z v razpoki spreminja, so deformacije v palicah vzdolž razpoke različne. To pomeni, da je sila v palicah vzdolž razpoke v splošnem različna. Običajno je pomik razpoke na tlačnem robu manjši kot na nateznem (Slika 4.29) in so zato sile v palicah, ki prečka razpoko na tem mestu, manjše.

Ker so vodoravne palice postavljene v prečni smeri elementa, je njihova deformacija na mestu razpoke sorazmerna s prečnim pomikom razpoke w_z . Iz kompatibilnostnega pogoja sledi, da je w_z enak raztezku palice δ_s na mestu razpoke (Slika 4.31).

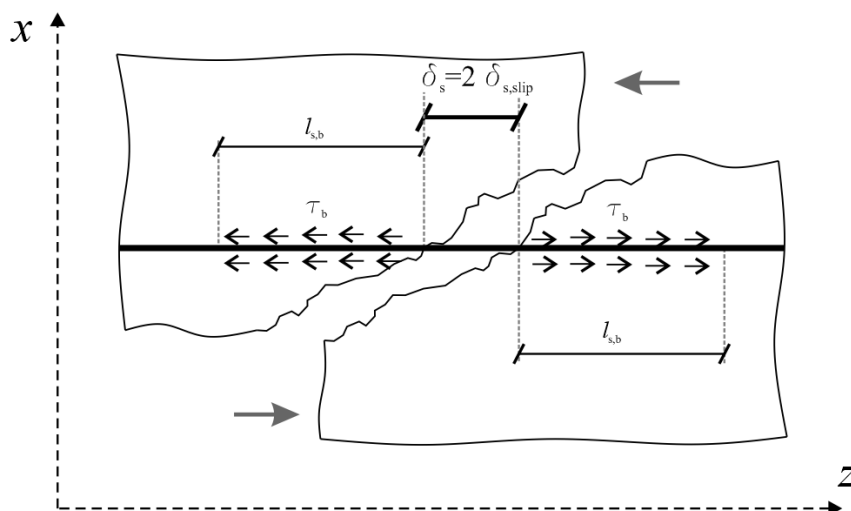


Slika 4.31: Podroben vpogled v mehanizem prenosa strižnih sil z vodoravnimi palicami: pomik v palicah na mestu razpoke δ_s je enak prečni komponenti pomika v razpoki w_z

Fig. 4.31: Closer look at the horizontal bars mechanism: displacement of the bars at crack δ_s is equal to the horizontal component of the crack displacement

Da določimo silo v palici pri danem pomiku δ_s , je potrebno najprej ta pomik pretvoriti v deformacijo palice na mestu razpoke in nato prek materialnega diagrama jekla določiti napetost σ_s in nadalje silo v palici F_s .

Pomik δ_s je enak seštevku izvlekov vodoravne palice iz kompaktnih delov betona (Slika 4.32). Izvlek $\delta_{s,slip}$ je podaljšanje palice zaradi deformiranja na območju sidrne dolžine $l_{s,b}$.



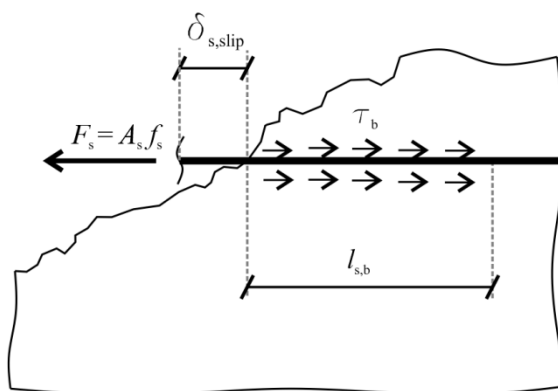
Slika 4.32: Pomik δ_s je enak seštevku izvlekov vodoravne palice iz kompaktnih delov betona

Fig. 4.32: Displacement δ_s is equal to the sum of horizontal bar slippage

Ob predpostavki, da je palica v oba dela betona enako sidrana, sta izvleka enaka. To zapišemo z enačbo (4.29).

$$\delta_s = \delta_{s,slip,1} + \delta_{s,slip,2} = \delta_{s,slip} + \delta_{s,slip} = 2 \cdot \delta_{s,slip} \quad (4.29)$$

Zvezo med silo v palici in izvlekom $\delta_{s,slip}$ določimo ob predpostavki konstantnega poteka sidrnih napetosti τ_b med palico in betonom v katerega je palica sidrana. Zapišemo ravnotežno enačbo (4.30), da je osna sila v palici enaka seštevku sidrnih napetosti τ_b vzdolž sidrne dolžine palice $l_{s,b}$ (Slika 4.33).



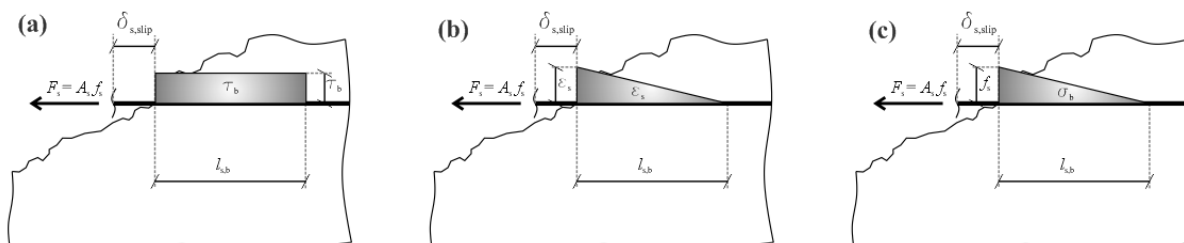
Slika 4.33: Ravnotežje med silo v vodoravni palici in sidrnimi napetostmi

Fig. 4.33: Equilibrium between the horizontal force in the bar and anchorage stresses

$$A_s \cdot f_s = \pi \cdot \Phi_s \cdot l_{s,b} \cdot \tau_b \quad (4.30)$$

Če je potek sidrnih napetosti τ_b vzdolž sidrne dolžine palice $l_{s,b}$ konstanten (Slika 4.34-a), je na tem območju potek napetosti v palici linearen. Ker je elastičen odnos $\sigma_s - \epsilon_s$ linearen, je tudi potek deformacij linearen. Razvidno je, da smo pri prejšnjem sklepanju privzeli, da palica nikjer na območju sidrne dolžine ni dosegla mejo tečenja. Deformacijo palice na mestu razpoke preprosto označimo z ϵ_s .

ε_s se linearno manjša vzdolž sidrne dolžine dokler ne doseže vrednost 0,0 na dolžini $l_{s,b}$ (Slika 4.34-c). Osnovna napetost palice na mestu razpoke označimo z f_s . Napetost se, tako kot deformacija, vzdolž sidrne dolžine manjša, dokler ne doseže vrednost 0,0 na dolžini $l_{s,b}$ (Slika 4.34-b).



Slika 4.34: Potek napetosti in deformacij vzdolž sidrne dolžine vodoravne palice: (a) potek sidrnih napetosti je konstanten; (b) potek osnih napetosti v palici je linearen; (c) potek osnih deformacij v palici je linearen

Fig. 4.34: Stress and strain distribution along a horizontal bar at the anchorage area: (a) constant distribution of anchorage stresses; (b) linear distribution of axial strain in the bar; (c) linear distribution of axial stresses in the bar

Izvelek $\delta_{s,slip}$ je enak integralu deformacij palice na dolžini $l_{s,b}$. Ob upoštevanju razporeda deformacij na sliki 4.34-c, sledi, da je zveza med $\delta_{s,slip}$ in ε_s enaka (4.31).

$$\delta_{s,slip} = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_s \cdot l_{s,b} \quad (4.31)$$

Iz ravnotežne enačbe (4.30) sledi, da je sidrna dolžina $l_{s,b}$ enaka (4.32).

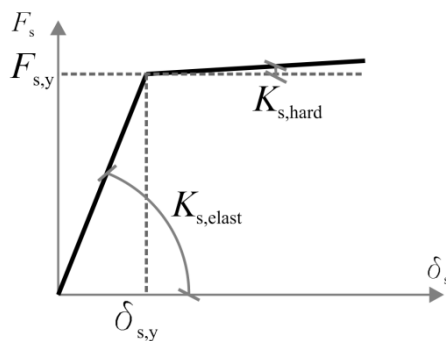
$$l_{s,b} = \frac{A_s \cdot f_s}{\pi \cdot \Phi_s \cdot \tau_b} \quad (4.32)$$

V enačbo za izračun izvleka na podlagi deformacij (4.31) vstavimo enačbo za izračun sidrne dolžine (4.32). Tako dobimo vrednost izvleka $\delta_{s,slip}$ izraženo za napetostjo in deformacijo palice na mestu razpoke, premerom palice Φ_s in sidrno napetostjo.

$$\delta_{s,slip} = \frac{1}{2} \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{A_s \cdot f_s}{\pi \cdot \Phi_s \cdot \tau_b} = \frac{\varepsilon_s \cdot \Phi_s \cdot f_s}{8 \cdot \tau_b} \quad (4.33)$$

Iz enačbe (4.33) je razvidno, da je velikost izvleka palice iz betonskega bloka odvisna od vrednosti deformacije ε_s in napetosti σ_s armaturnega jekla na mestu razpoke (v linearnem območju sta ti dve količini med seboj povezani z elastičnim modulom jekla E_s), premera palice Φ_s in sidrne napetosti palice τ_b . Z večanjem sile v palici se vse te količine (razen Φ_s) spreminjajo.

Odnos med F_s in δ_s bomo ponazorili z bilinearno ovojnico (Slika 4.35), zato je dovolj, da izračunamo raztezek palice na mestu razpoke $\delta_{s,y}$ pri sili tečenja palice $F_{s,y}$ ($F_{s,y} = A_s \cdot f_y$).



Slika 4.35: Privzet odnos med silo v vodoravni palici na mestu razpoke in pomikom/izvlekom palice na mestu razpoke

Fig. 4.35: Adopted $F_s - \delta_s$ relation for the horizontal bars

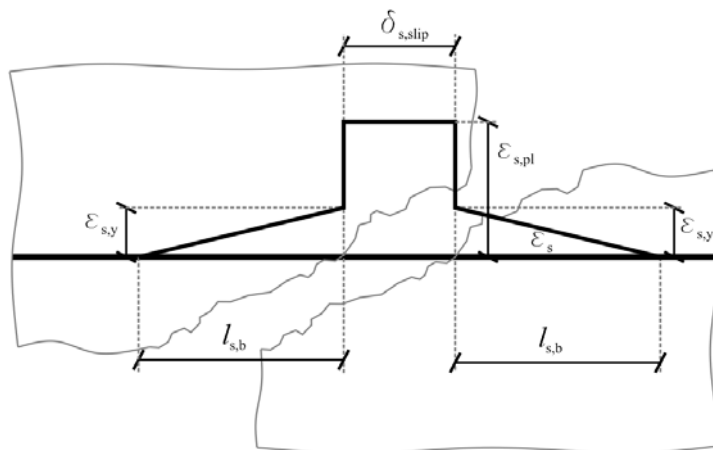
Privzamemo, da je v trenutku, ko vodoravna palica steče, sidrna napetost τ_b enaka njeni mejni vrednosti $\tau_{b,u}$, ki jo lahko izračunamo po enem izmed mnogih postopkov, ki so objavljeni v literaturi. Za naše potrebe smo uporabili izraz, ki ga predlaga Sozen (1992) in v katerega je f_c potrebno podati v MPa:

$$\tau_{b,u} = 0.5 \cdot \sqrt{f_c} \quad (4.34)$$

Izračunana vrednost $\tau_{b,u}$ v enačbi (4.34) je v MPa. Raztezek palice pri sili tečenja $F_{s,y}$ označimo z $\delta_{s,y}$ in ga izračunamo z naslednjo enačbo:

$$\delta_{s,y} = 2 \cdot \left(\frac{\varepsilon_{s,y} \cdot \Phi_s \cdot f_{s,y}}{8 \cdot \tau_{b,u}} \right) = \frac{\varepsilon_{s,y} \cdot \Phi_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,y}}{4 \cdot \tau_{b,u}} = \frac{\Phi_s \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,y}^2}{4 \cdot \tau_{b,u}} \quad (4.35)$$

Sedaj poznamo obe koordinati točke tečenja v bilineranem odnosu $F_s - \delta_s$ (Slika 4.35). Togost elastične veje $K_{s,elast}$ je kakopak enaka $F_{s,y} / \delta_{s,y}$. Z večanjem obremenitve prek točke tečenja se v palici na mestu razpoke (kjer je deformacija v palici najprej dosegla $\varepsilon_{s,y}$) pričnejo kopičiti plastične deformacije (Slika 4.36).



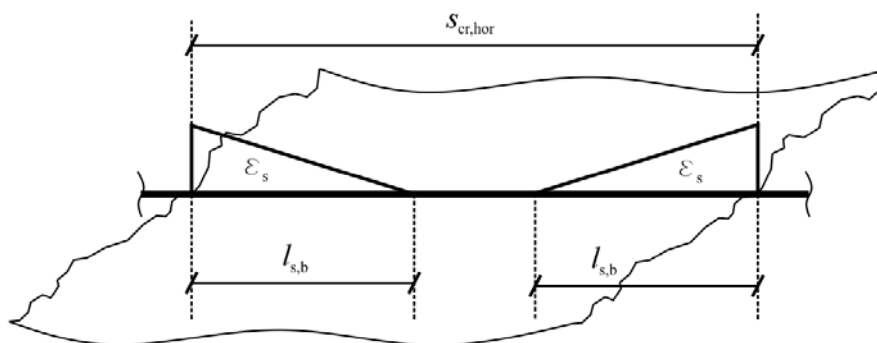
Slika 4.36: Potek deformacij vzdolž vodoravne palice ob razpoki, ob pojavu plastičnih deformacij

Fig. 4.36: Axial strain distribution along a yielded horizontal bar

To je povsem razumljivo, saj ob doseženi $\varepsilon_{s,y}$ odseku palice ob razpoki precej pade togost, medtem ko preostali del palice, ki se nahaja v sidrnem območju, ohrani visoko elastično togost. Iz tega sledi, da se nadaljnji pomiki kopičijo na manj togem mestu, to je ob razpoki. Opis je povsem analogen z dogajanjem v armiranobetonskem konzolnem stebri, ki je na vrhu obremenjen z vodoravno silo: Ko natezne palice ob vpetju (te so najbolj obremenjene) dosežejo mejo tečenja, se praktično vsa nadaljnja deformacija stebra nakopiči na delu ob vpetju - tvoril se plastični členek.

Vrnimo se k dogajanju v vodoravnih palicah ob strižni razpoki. S tem, ko smo razložili potek deformacij vzdolž palice v okolici razpoke, smo želeli pokazati, da je »post-elastična« utrditvev razmerja $F_s - \delta_s$ večja kot post-elastična utrditvev diagrama jekla $\sigma_s - \varepsilon_s$. Enaki bi bili le v primeru, če bi se palica enakomerno deformirala po celotni dolžini. Prav tako je pomik δ_s pri pretrgu palice precej manjši od preprostega zmnožka med dolžino deformiranja (ta je enaka $2 \cdot l_{s,b}$) in deformacijo pri jekla pri pretrgu $\varepsilon_{s,u}$.

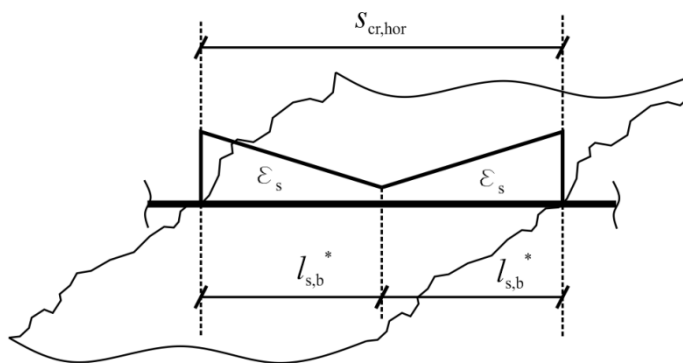
Predstavljene enačbe za izračun $\delta_{s,elast}$ veljajo v primeru, da je horizontalna/prečna razdalja med razpokami $s_{cr,hor}$ večja od dvakratne dolžine sidranja horizontalne palice (Slika 4.37).



Slika 4.37: Deformacije v vodoravnih palicah na območju šip, ko je vodoravna razdalja med razpokami $s_{cr,hor}$ večja od dvakratne dolžine sidranja horizontalne palice $l_{s,b}$

Fig. 4.37: Axial strain distribution along a horizontal bar at uncracked concrete area in the case that $s_{cr,hor} > 2 \cdot l_{s,b}$

V primeru, da je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$, je dolžina sidranja palice krajša, saj sila v palici ne pade na 0. Zaradi izvleka v sosednji razpoki začne napetost v palici zrcalno naraščati, in sicer prične naraščati na razdalji $s_{cr,hor}/2$ od razpoke. Dolžina sidranja, ali bolje rečeno dolžina palice v šipi na kateri se deformacija/napetost zmanjšuje, je enaka $l_{s,b}^* = s_{cr,hor}/2$ (Slika 4.38).



Slika 4.38: Deformacije v vodoravnih palicah na območju šip, ko je vodoravna razdalja med razpokami $s_{cr,hor}$ manjša od dvakratne dolžine sidranja horizontalne palice $l_{s,b}$

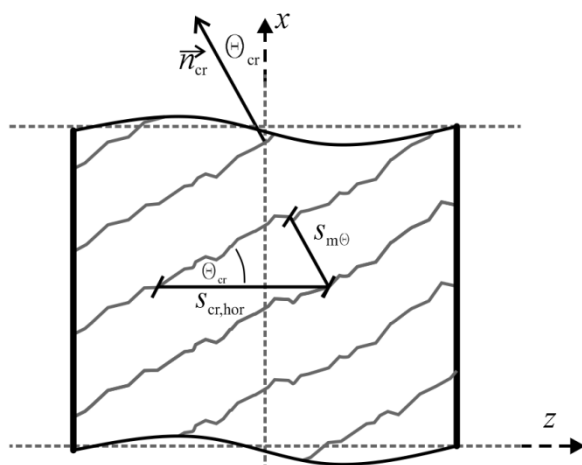
Fig. 4.38: Axial strain distribution along a horizontal bar at uncrossed concrete area in the case that $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$

Ko sila v palici na sliki 4.38 doseže silo tečenja, sta vrednosti napetosti in deformacije palice ob razpoki enaki $\epsilon_{s,y}$ oz. $\sigma_{s,y} \equiv f_y$. Ker je sidrna napetost v vsakem primeru enaka mejni vrednosti $\tau_{b,u}$, je gradient spreminjanja deformacij v vzdolž palice v sidrnem območju enak kot v primeru, ko je $s_{cr,hor} > 2 \cdot l_{s,b}$. Izvlek palice na mestu razpoke je enak ploščini (integralu) deformacij na dolžini palice v območju sidranja. Območje sidranja je v primeru $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$ krajše kot v primeru $s_{cr,hor} > 2 \cdot l_{s,b}$ (drugače napisano: $l_{s,b}^* < l_{s,b}$). Iz tega sledi, da je v primeru, ko je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$, pomik na meji tečenja $\delta_{s,y}$ manjši kot v primeru, ko je $s_{cr,hor} > 2 \cdot l_{s,b}$. Pri $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$ je torej mehanizem prenosa sil prek razpoke z vodoravnimi palicami bolj tog.

Izpeljava postopka za izračun $\delta_{s,y}$ za primer, ko je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$ zahteva nekaj več truda. Čeprav za potrebe formulacije novega modela ni najbolj nujno, da gremo pri določanju relacij sila-pomik za posamezne mehanizme v takšne podrobnosti, je za potrebe prihodnjih raziskav ta izpeljava vseeno predstavljena.

Najprej zapišemo enačbo za izračun horizontalne razdalje med razpokami (enačba 4.36). Enačba je ponazorjena s sliko 4.39.

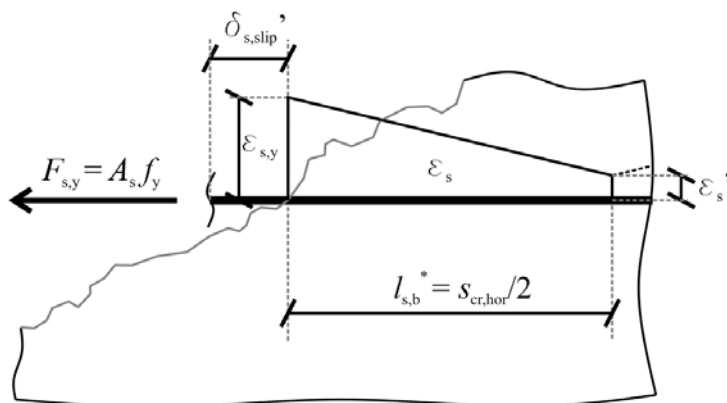
$$s_{cr,hor} = \frac{s_{m0}}{\sin(\theta_{cr})} \quad (4.36)$$



Slika 4.39: Opredelitev horizontalne/prečne razdalje med razpokami

Fig. 4.39: Definition of the horizontal/transverse crack spacing

V primeru, da je $s_{cr,hor}$ krajša od dvakratne vrednosti $l_{s,b}$, je torej deformacijska dolžina palice v enem kompaktnem betonskem delu, ki prispeva k pomiku $\delta_{s,y}$, enaka $s_{cr,hor}/2$ (Slika 4.40). Razpored deformacij na tej dolžini je linearen z vrednostjo $\varepsilon_{s,y}$ na mestu lica razpoke in ε'_s na globini $s_{cr,hor}/2$ (Slika 4.40).

Slika 4.40: Razpored deformacij vzdolž vodoravne palice na območju sidranja v primeru, da je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$ Fig. 4.40: Strain distribution along the horizontal bars at the anchorage area in the case that $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$

Deformacijo ε'_s se izračuna po enačbi (4.37).

$$\varepsilon'_s = \frac{-\Phi_s \cdot \pi \cdot u \cdot \frac{s_{hor}}{2} + \Phi_s^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4} \cdot E_s \cdot \varepsilon_{s,y}}{E_s \cdot \Phi_s^2 \cdot \pi \cdot \frac{1}{4}} \quad (4.37)$$

Velikost izvleka iz enega betonskega dela pri sili $F_{s,y}$ tako znaša:

$$\delta_{s,y,slip}' = \frac{\varepsilon_{s,y} + \varepsilon_s'}{2} \cdot \frac{s_{cr,hor}}{2} \quad (4.38)$$

Celoten pomik pa je dvakratnik te vrednosti (izvlek iz dveh strani):

$$\delta_{s,y}' = 2 \cdot \delta_{s,y,slip}' \quad (4.39)$$

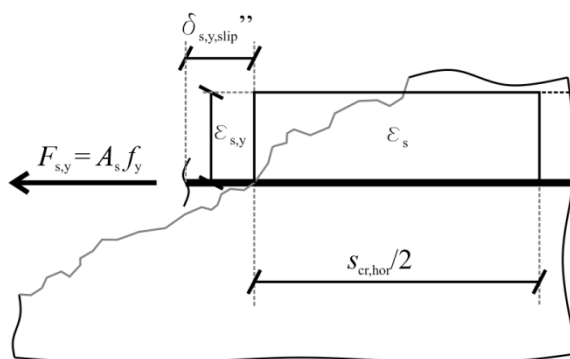
Predstavljeni računi pomika palice na območju razpoke na meji tečenja $\delta_{s,y}$ (in s tem začetne togosti mehanizma) slonijo na podlagi idealiziranega opisa dogajanja na območju sidranja palice v šipi. Izračun pomika $\delta_{s,y}$ precej zavisi od predpostavljenega razporeda sidrnih napetosti in ocene največje sidrne napetosti $\tau_{b,u}$. V primeru dinamične obremenitve pa lahko pride do dodatnih poškodb na sidrnem območju in bi bilo razpored napetosti v palici precej težko določiti do takšne mere, da bi z zgoraj predstavljenim postopkom lahko kaj boljše ocenili togost mehanizma, kot bi ga s postopkom, ki bi vseboval še kakšno dodatno poenostavitev.

Med ciklično obtežbo s hipnimi cikli (potres), bo najverjetneje prišlo do degradacije kapacitete sidranja vodoravne armature v šipe ($\tau_{b,u}$ se bo zmanjšal) in bo zato potek napetosti, in s tem deformacij, vzdolž palice bolj položen. Odvod osne napetosti po dolžini palice je namreč enak sidrnim napetostim (4.40).

$$\tau_{b,u} = \frac{d\sigma_s}{dz} \quad (4.40)$$

To nam namiguje na poenostavitev, da pomik palice v razpoki na meji tečenja $\delta_{s,y}$ izračunamo na podlagi konstantnega poteka deformacij ε_s na območju med razpokami (Slika 4.41). V tem primeru je pomik na meji tečenja $\delta_{s,y}''$ enak dvakratniku izvleka $\delta_{s,y,slip}''$, ki je določen na podlagi konstantnega poteka deformacij ε_s na dolžini $s_{cr,hor}/2$ (enačba 4.41).

$$\delta_{s,y}'' = 2 \cdot \delta_{s,y,slip}'' = 2 \cdot \varepsilon_s \cdot \frac{s_{cr,hor}}{2} = \varepsilon_s \cdot s_{cr,hor} \quad (4.41)$$



Slika 4.41: Konstantni razpored deformacij vzdolž vodoravne palice

Fig. 4.41: Uniform distribution of axial strains along a horizontal bar

Enačba (4.41) je zagotovo smiselna v primeru, da je $s_{cr,hor} < 2 \cdot l_{s,b}$. V primeru daljših prečnih razdaljah med razpokami, ko se horizontalne palice najverjetneje ne deformirajo enakomerno po celotni dolžini, se v enačbi (4.41) $s_{cr,hor}/2$ lahko nadomesti z $l_{s,b}$.

V razmislek zapišimo še, da pri računu neelastičnih upogibnih karakteristik armiranobetonskih elementov običajno ne upoštevamo povečanje togosti zaradi neenakomernega osnega deformiranja upogibnih palic. Na območjih (upogibnih) razpok se namreč navpične palice bolj deformirajo kot na območjih nerazpokanega betona. Običajna poenostavitev glede poteka deformacij v upogibni armaturi je torej enaka tisti, ki smo jo predlagali pri računu $\delta_{s,y}$ (4.41). Nekateri avtorji (Bentz, 2000) sicer omenjajo, da je pri računu upogibnih lastnosti AB elementov potrebno upoštevati dejanski potek deformacij vzdolž palic upogibne armature, kar se odraža v bolj togem upogibnem mehanizmu.

V pričujočem poglavju smo izpeljali konstitutivno razmerje F_s - δ_s , ki velja le za eno palico, ki prečka razpoko. V razdelku 5.7.3 je opredeljeno tudi razmerje F_s - δ_s v primeru več palic. V tem razdelku so namreč podana navodila za določitev karakteristik vodoravnih vzmeti, ki predstavljajo mehanizem vodoravnih palic v novem modelu. Tu povejmo samo, da enačbe za izračun pomikov ostanejo enake ne glede na število palic. Na območju razpoke, ki pripada eni lamele, je namreč osni pomik vseh vodoravnih palic enak. Prav tako imajo vse palice enake pogoje sidranja. Zato se spremeni le izraz za izračun trenutne sile F_s , ki je odvisen od količine armature, ki prečka razpoko na območju lamele. To pomeni, da je trenutna sila F_s odvisna tudi od trenutnega kota razpok.

5 IZPELJAVA KINEMATIČNIH IN RAVNOTEŽNIH ENAČB NOVEGA MAKRO ELEMENTA IN OPREDELITEV KONSTITUTIVNIH ZAKONOV ZA VODORAVNE VZMETI

V prvem delu poglavja je predstavljena izpeljava kinematičnih in ravnotežnih enačb novega elementa za potresno analizo armiranobetonskih sten, ki je formuliran v skladu z novim analitičnim modelom za stene (poglavje 3), ki upošteva vpliva osne in upogibne obremenitve na strižno obnašanje. To so zveze, vektorji in matrike, ki jih potrebujemo pri vgradnji elementa v programsko okolje za analizo gradbenih konstrukcij. Predstavljena je izpeljava zvez med pomiki vozlišč elementa in pomiki vzmeti, togostne matrike elementa ter vektorja notranjih sil. Opisani so tudi postopki transformacije zapisov teh enačb med posameznimi koordinatnimi sistemi.

V drugem delu poglavja so podana navodila za sestavo konstitutivnih zakonov za vodoravne vzmeti. Pravila za vodoravne vzmeti so opredeljena na podlagi materialnih modelov mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpoke, ki smo jih opisali v četrtem poglavju.

5.1 Opis novega analitičnega modela za armiranobetonske stene

Preden pričnemo s predstavitvijo izpeljav kinematičnih in ravnotežnih enačb za nov element je ugodno, če na enem mestu povzamemo nekatere pomembnejše sklepe iz prejšnjih poglavij, ki so vodili do formulacije novega elementa, in s tem opišemo, kako je nov element sestavljen. Najprej je predstavljen element za reševanje problemov ravnini.

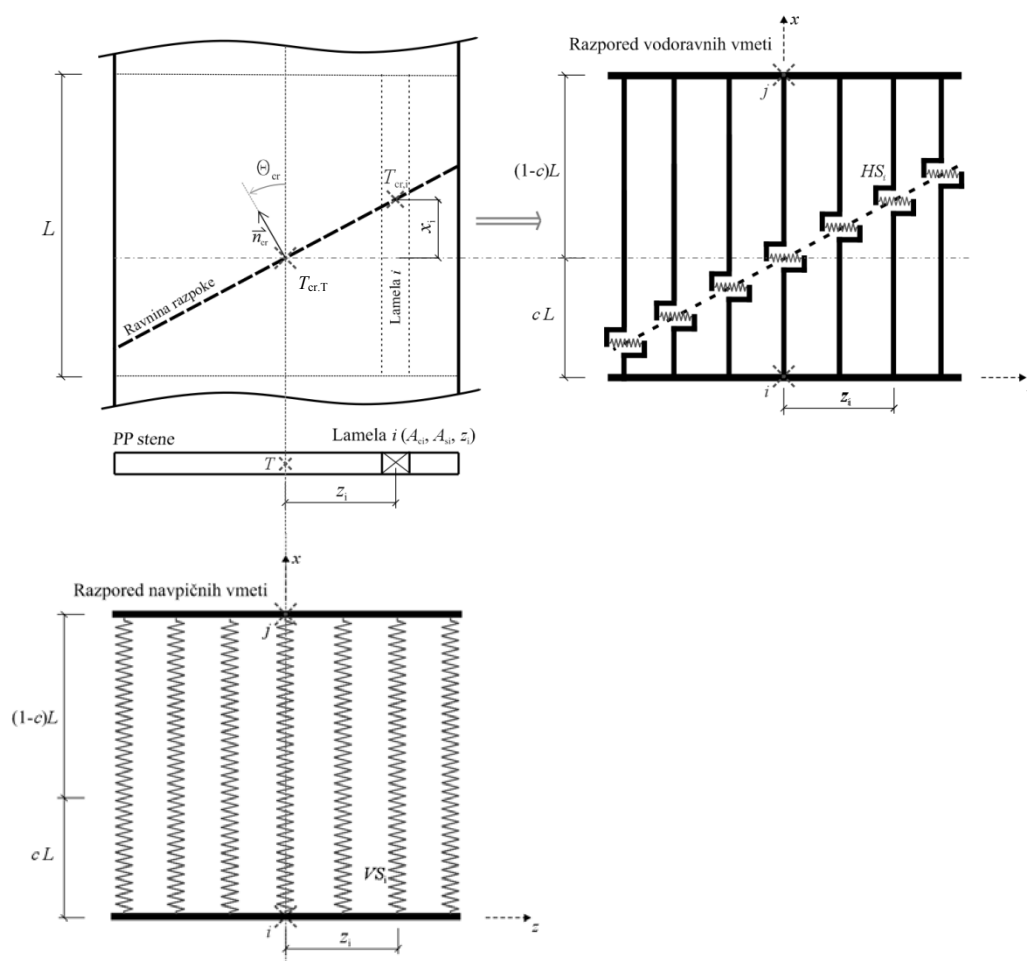
Enako kot klasičen MVLEM, vsebuje tudi nov element večje število navpičnih vzmeti VS_i (indeks i predstavlja zaporedno številko s katero je označena posamezna vzmet), ki se na koncih vpeti v dve togi gredi (z N označimo skupno število vzmeti). Gredi predstavljata zgornjo in spodnjo stranico stene, na njiju se nahajata vozliči elementa (z i označimo začetno vozlišče, z j označimo končno vozlišče). Gredi s svojo togostjo vsiljujeta linearen potek pomikov vzmeti po dolžini stene (Bernoullijeva hipoteza). Vsaka navpična vzmet modelira osno obnašanje določene lamele elementa. Lamela je prizmatičen vzdolžni del stene, ki poteka od začetnega do končnega prereza. Priporočila za določanje konstitutivnih zakonov za vzmeti, njihovo število in pozicijo v prerezu (razdelitev stene na lamele) so enaka kot pri klasičnem MVLEM-u.

Klasičen MVLEM vsebuje eno vodoravno vzmet HS , ki je na obeh koncih pripeta na togi vertikalni gredi, ki sta povezani z prej omenjenimi vodoravnimi gredami ob zgornji in spodnji stranici stene. Vodoravna vzmet je za $c \cdot L$ oddaljena od vozlišča i ($0 < c < 1$; L je dolžina elementa oz. višina odseka modelirane stene). Pozicija vodoravne vzmeti definira upogibno deformacijsko linijo elementa. Nov makro model vsebuje več vodoravnih vzmeti HS_i , in sicer za vsako lamelo po eno (skupno je to N vodoravnih vzmeti). Vse vodoravne vzmeti so s togimi navpičnimi gredami povezane z gredama na spodnji in zgornji stranici stene (Slika 5.1). Vodoravne vzmeti so postavljene v ravni črti (predpostavka o ravnih razpokah). Črta vzmeti prečka težiščnico elementa na razdalji $c \cdot L$ od vozlišča i . Tekom analize se pozicija vzmeti (smer linije vzmeti) spreminja (t.j. model z rotiranjem razpok; *angl. rotating-crack model*), odvisna je od deformacijskega stanja stene: vodoravne vzmeti morajo biti vedno na poziciji, da lahko modelirajo dogajanje v razpoki, ko ta nastane. Vodoravne vzmeti namreč modelirajo mehanizme prenosa strižnih sil v razpokah, ki z vzdolžno osjo oklepajo kot θ_{cr} (kot glavnih deformacij). To, da so vodoravne vzmeti togo povezane z zgornjo in spodnjo stranico stene, pomeni, da smo v modelu privzeli, da se ves prečni pomik izvrši v razpokah stene. V osnovi je torej privzeto, da se deli stene med razpokami (kompaktni betonski deli, ki smo jih poimenovali šipe) strižno ne

deformirajo. Kljub temu lahko strižno deformiranje šip posredno zajamemo s prilagoditvijo konstitutivnih zakonov za vodoravne vzmeti (glej razdelek 5.7.2).

V modelu smo privzeli, da so razpoke, ki se med obtežbo pojavijo v odseku stene, ki je modeliran z enim elementom, ravne, vzporedne (vse imajo enak θ_{cr}), enakomerno oddaljene med seboj ter se v vseh izvrši enak pomik. Čeprav se v steni lahko pojavi več razpok, je za opis dogajanja v njih dovolj le ena serija vodoravnih vzmeti, ki opisuje dogajanje v eni sami (reprezentativni) razpoki. Privzete predpostavke o razpokah nam to dovoljujejo – v vseh razpokah se izvrši enak pomik kar pomeni, da je trenutna sila in togost v vseh razpokah enaka. Trenutna prečna sila elementu je enaka seštevku sile v vodoravnih vzmeteh. Trenutna togost elementa v prečni smeri pa je enaka seštevku togosti vodoravnih vzmeti, ki se jo deli s številom efektivnih razpok (v vsaki od razpok pride do pomika: stena z n_{cr} razpokami je v splošnem n_{cr} -krat strižno bolj podajna od stene z eno razpoko).

Napisali smo, da se prečne sile prek razpoke prenašajo s tremi mehanizmi. Vsaki lameli novega elementa je sicer predpisana samo ena vodoravna vzmet, kar pa tudi povsem zadostuje, saj na območju ene lamele velja kompatibilnost pomikov mehanizmov (razdelek 5.7) in lahko zato silo ter togost v posamezni vodoravni vzmeti določimo s seštevkom prispevkov vseh treh mehanizmov.



Slika 5.1: Shema novega makro elementa za analizo armiranobetonskih sten: razporeditev vodoravnih in navpičnih vzmeti

Fig. 5.1: Scheme of the new macro element for the seismic analyses of RC walls: distribution of vertical and horizontal springs

5.2 Izpeljava togostne matrike novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v ravnini

Najprej je predstavljena izpeljava togostne matrike ravninskega elementa. Lokalne prostostne stopnje novega elementa $\{\Delta U_{el}\}$ so enake kot pri klasičnem MVLEM. To so vzdolžni raztezek elementa Δu ter zasuka v začetnem in končnem vozlišču elementa $\Delta \varphi_1$ in $\Delta \varphi_2$. Na tem mestu še enkrat zapišemo vektor $\{\Delta U_{el}\}$ (5.1).

$$\{\Delta U_{el}\}^T = \{\Delta u \quad \Delta \varphi_1 \quad \Delta \varphi_2\} = \{\Delta u_1 \quad \Delta u_2 \quad \Delta u_3\} \quad (5.1)$$

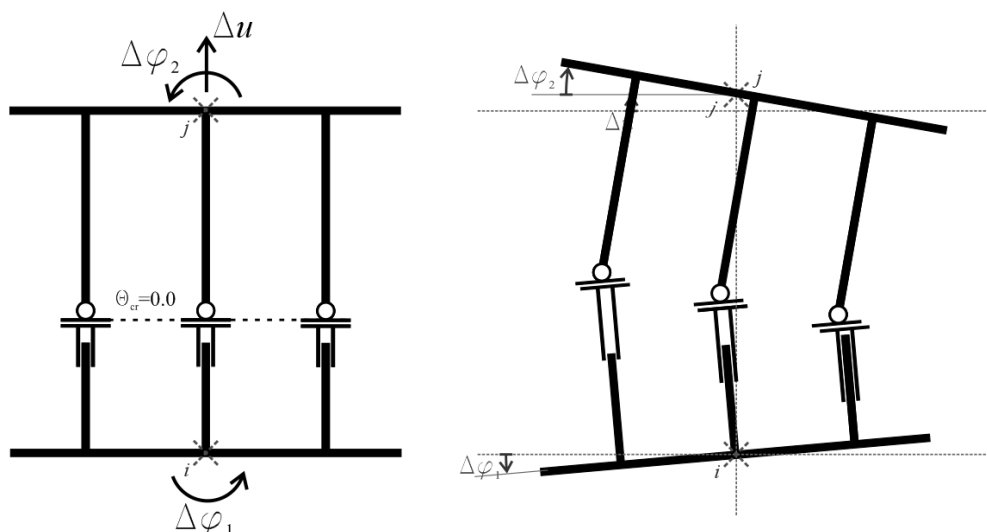
Z vektorjem $\{\Delta U_{el}\}$ v celoti definiramo pomike vseh vzmeti v elementu. Nov makro model se od klasičnega MVLEM razlikuje po tem, da ima, namesto ene, več vodoravnih vzmeti. Število vodoravnih vzmeti je enako številu navpičnih. Vsaka vodoravna vzmet modelira mehanizme prenosa strižnih sil prek razpoke na območju ene lamele. Lokacija vodoravnih vzmeti se tekom analize spreminja. Vodoravne koordinate vzmeti (z_i) se ne spreminjajo, saj te definirajo kateri lameli pripada posamezna vodoravna vzmet. Spreminjajo pa se vertikalne koordinate ($c \cdot L + x_i$), katere so odvisne od trenutnega povprečnega deformacijskega stanja stene, ki je opredeljen s kotom θ_{cr} . V začetnem stanju je privzeto, da je vrednost $\theta_{cr} = 0,0$, kar pomeni, da se vse vodoravne vzmeti nahajajo na isti višini, to je na oddaljenosti $c \cdot L$ od vozlišča i .

Razpored in postopek za izračun pomikov vertikalnih vzmeti je enak kot pri klasičnem MVLEM. Dodatno je to, da pomik v i -ti vertikalni vzmeti vpliva na lastnosti i -te horizontalne vzmeti. Tako je zajet vpliv upogibnih in osnih deformacij elementa na pomike v razpokah katere močno vplivajo na mehanizem prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn agregata.

Ohranja se tudi parameter c , ki narekuje upogibno deformacijsko linijo elementa – skladno z interpretacijo Orakcal et al. (2006) parameter c pove razmerje med vodoravnima pomikoma stene, ki nastaneta zaradi upogibne deformacije oz. zaradi strižne deformacije. Najbolj smiselno je bilo formulacijo elementa zastaviti tako, da je horizontalna vzmet, ki se nahaja v točki $T_{cr,T}$ (središče razpoke oz. težišče prereza) vedno nahaja na razdalji $c \cdot L$ od vozlišča i (za razlago glej razdelek 3.8). Sosednje vzmeti pa se, glede na deformacijsko stanje, premikajo vzdolž elementa (to ponazarja »rotiranje« razpok).

Na slikah 5.2, 5.3 in 5.4 je prikazan kinematični model novega elementa pri različnih kotih glavne natezne deformacije θ_{cr} . Iz slik 5.2, 5.3 in 5.4 je razvidno, da je deformacija v vzmeteh v splošnem različna od vzmeti od vzmeti. Deformacije so različne v kolikor je kot θ_{cr} različen od nič.

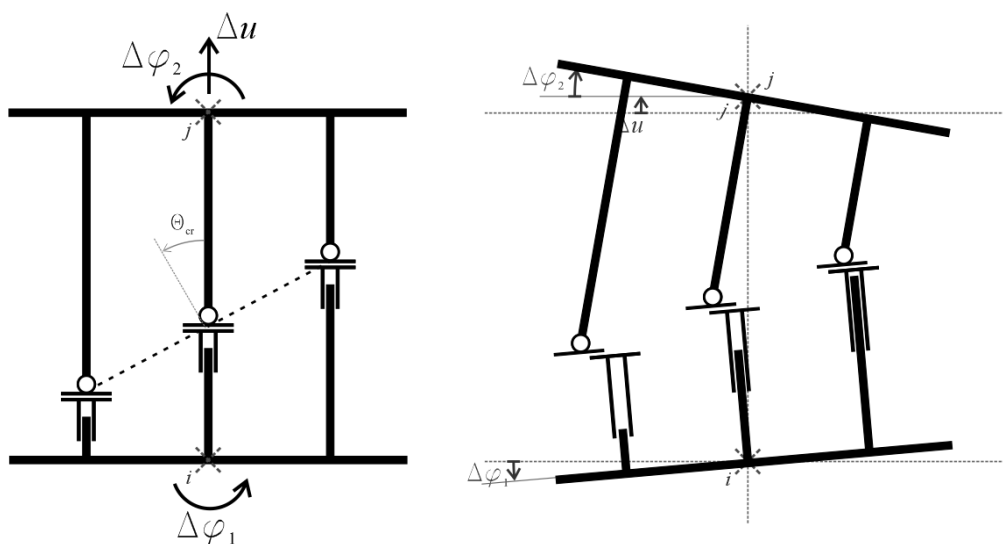
V primeru, da je kot θ_{cr} enak nič, imajo vse vodoravne vzmeti enako vzdolžno koordinato in se pri poljubnem pomiku vozlišč $\{\Delta U_{el}\}$ vse enako deformirajo (Slika 5.2).



Slika 5.2: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} = 0,0$. V vseh horizontalnih vzmeteh se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ izvrši enak pomik

Fig. 5.2: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} = 0,0$. The displacements of all horizontal springs are equal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$

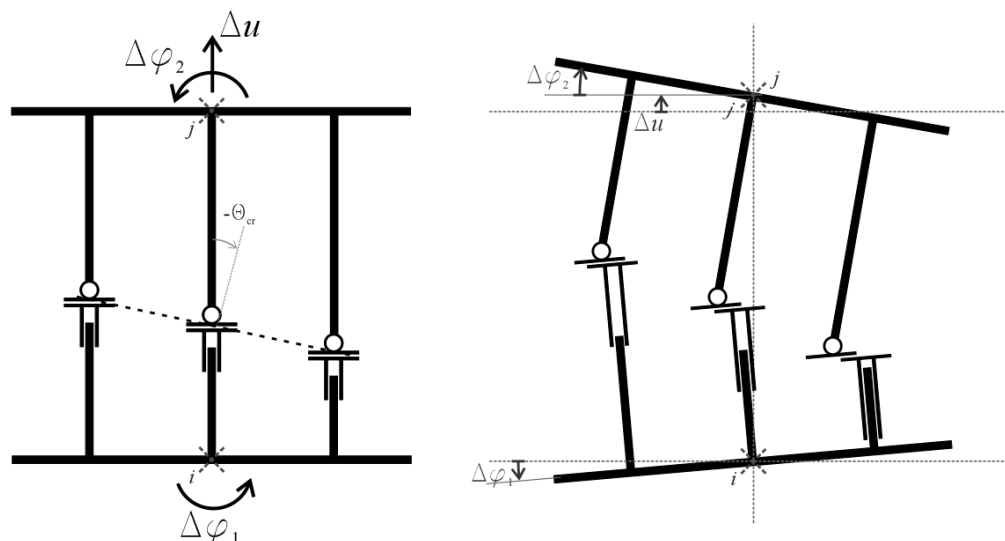
Če je kot θ_{cr} različen od nič, so pomiki v horizontalnih vzmeteh med seboj različni (sliki 5.3 in 5.4). Pri pozitivni vrednosti kota glavne natezne smeri ($\theta_{cr} > 0,0$) in enaki kombinaciji pomikov vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ kot na sliki 5.2, je pomik horizontalnih vzmeti z manjšo koordinato z_i večji kot pomik vzmeti z večjo koordinato z_i (Slika 5.3).



Slika 5.3: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} > 0,0$. V horizontalnih vzmeteh se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ izvrši različen pomik

Fig. 5.3: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} > 0,0$. The displacements of horizontal springs are unequal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$

V primeru, da je kot razpok manjši od nič ($\theta_{cr} < 0,0$), pa je pomik horizontalnih vzmeti z večjo koordinato z_i večji kot pri vzmeteh z manjšo koordinato z_i (Slika 5.4).



Slika 5.4: Kinematični model novega elementa pri $\theta_{cr} < 0,0$. V horizontalnih vzmetih se pri poljubni kombinaciji pomikov v vozliščih $\{\Delta U_{el}\}$ izvrši različen pomik

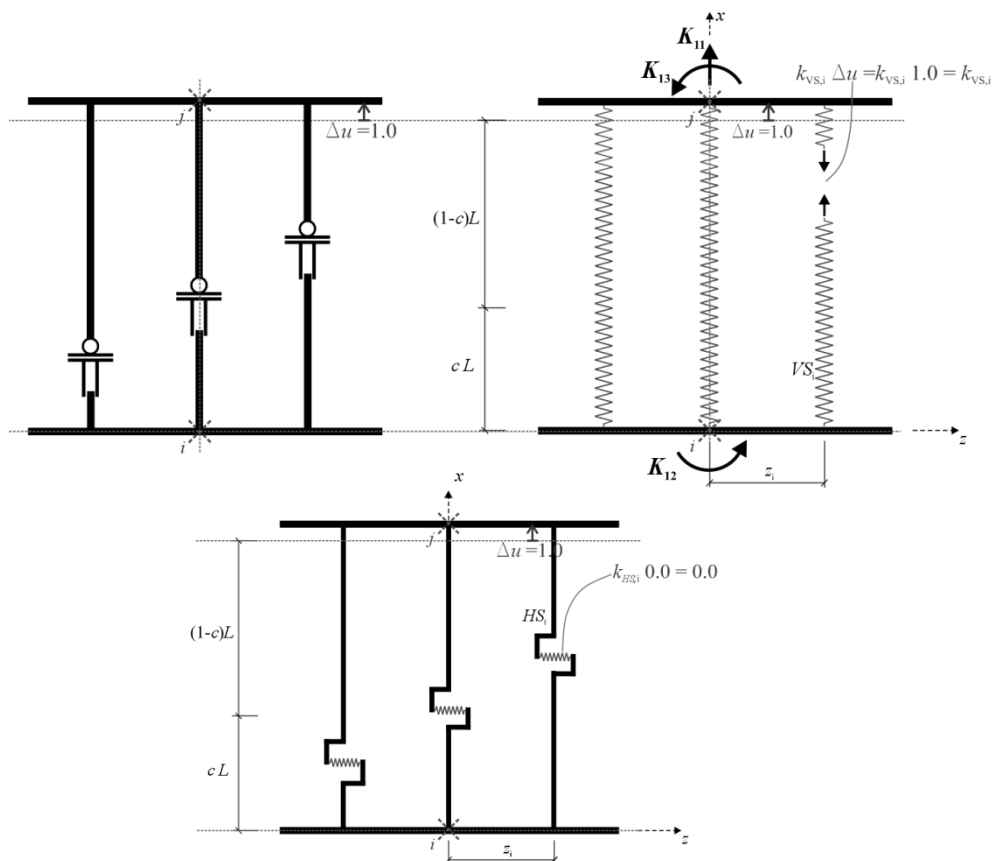
Fig. 5.4: Kinematic model of the new element at $\theta_{cr} < 0,0$. The displacements of horizontal springs are unequal regardless the values of nodal displacements $\{\Delta U_{el}\}$

Posamezne člene togostne matrike izpeljemo tako, da posamično vsiljujemo pomike na mestih in smereh telesnega koordinatnega sistema (prostostnih stopenj makro elementa). Pri tem beležimo deformiranje vzmeti in prek ravnotežnih enačb definiramo člene matrike. Še prej je potrebno opredeliti parametre vzmeti, ki so pomembni pri izpeljavi: (i) togosti vertikalnih vzmeti so označene z $k_{VS,1}, k_{VS,2}, \dots, k_{VS,i}, \dots, k_{VS,N}$ (N je število vertikalnih vzmeti); (ii) koordinate VS_i vzmeti glede na vzdolžno težiščno os elementa označimo z z_i ; (iii) togosti horizontalnih vzmeti $k_{HS,1}, k_{HS,2}, \dots, k_{HS,i}, \dots, k_{HS,N}$ (N je število horizontalnih vzmeti, ki je enako številu vertikalnih vzmeti); (iv) parameter c ($0,0 < c < 1,0$); (v) dolžina elementa L in (iv) kot smeri glavne natezne deformacije θ_{cr} . Togostna matrika ravninskega elementa v lokalnem koordinatnem sistemu je dimenzij 3×3 . Njene člene označimo z K_{ij} (5.2).

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} \end{bmatrix} \quad (5.2)$$

Člene K_{11} , K_{12} in K_{13} določimo z enotno spremembo pomika na mestu in smeri prve prostostne stopnje (osni raztezek) $\Delta u = 1,0$ (Slika 5.5). Pri tem pomiku se vertikalne vzmeti enakomerno raztegnejo za Δu . V vsaki se pojavi osna sila $k_{VS,i} \Delta u = k_{VS,i} \cdot 1,0 = k_{VS,i}$. Horizontalne vzmeti se pri pomiku $\Delta u = 1,0$ ne deformirajo, zato se v njih ne pojavi osna sila (Slika 5.5).

Sile, ki se pri tem razvijejo v posameznih prostostnih stopnjah, določimo z ravnotežnimi enačbami in predstavljajo člene K_{11} , K_{12} in K_{13} togostne matrike (5.2). Člen K_{11} dobimo z ravnotežnega pogoja za vozlišče j (kjer se izvrši pomik Δu) v smeri pomika Δu . To je: vsota vseh vertikalnih sil mora biti nič, kar zapišemo z enačbo (5.3) in tako dobimo izraz za člen K_{11} . Člen K_{12} je določen iz momentnega ravnotežnega pogoja na vozlišče i , katerega povzročajo sile $k_{VS,i}$. Sila $k_{VS,i}$, ki se razvije v navpični vzmeti i ima na vozlišče i ročico z_i (enačba 5.4). Člen K_{13} določimo iz momentnega ravnotežnega pogoja na vozlišče j , katerega povzročajo sile $k_{VS,i}$. Sila $k_{VS,i}$, ki se razvije v navpičnih vzmeti i ima na vozlišče j ročico z_i (enačba 5.5).



Slika 5.5: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v prvi lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta u=1,0$

Fig. 5.5: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the first degree of freedom $\Delta u=1.0$

$$K_{11} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} = 0 \Rightarrow \boxed{K_{11} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i}} \quad (5.3)$$

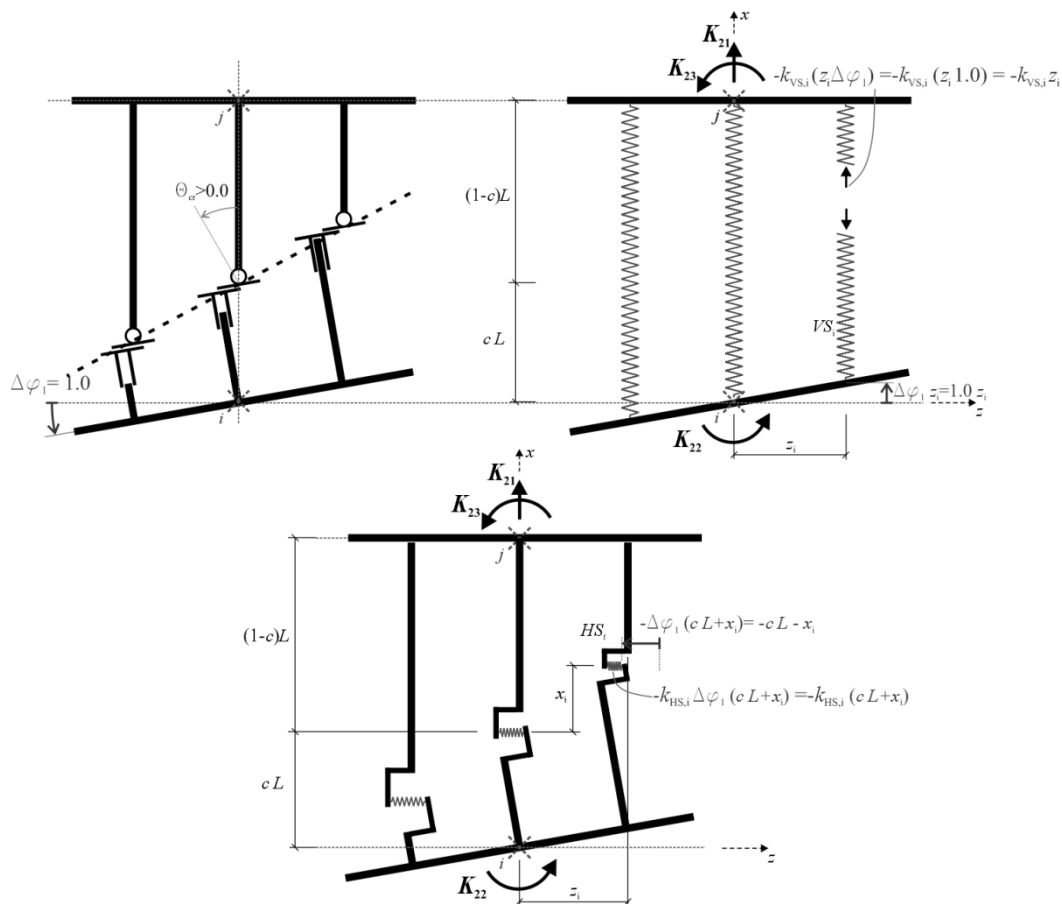
$$K_{12} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{12} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} \quad (5.4)$$

$$K_{13} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{13} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} \quad (5.5)$$

Izrazi za člene K_{11} , K_{12} in K_{13} so enaki kot pri klasičnem MVLEM, saj osni pomik Δu ne povzroči deformacij v vodoravnih vzmeteh. Razpored in lastnosti navpičnih vzmeti, ki se pri pomiku Δu deformirajo, pa se pri obeh elementih določi enako.

Nadalje določimo vpliv enotskega zasuka na začetku elementa $\Delta \varphi_1 = 1,0$ (druga prostostna stopnja) na osno silo in momenta na vozliščih (členi K_{21} , K_{22} in K_{23}). Pri zasuku vozlišča in ob preprečenem premiku v drugih dveh stopnjah pride do deformacij v navpičnih in vodoravnih vzmeteh. Velikost deformacij vodoravnih vzmeti je odvisna od dolžine elementa L , parametra c , vodoravnih koordinat z_i in kota θ_{cr} .

Deformiranje vzmeti za primer, ko je θ_{cr} večji od nič, je prikazano na sliki 5.6. V tem premeru se vzmeti z večjo koordinato z_i bolj deformirajo kot tiste z manjšo z_i . Če bi bil θ_{cr} manjši od nič, bi bila situacija nasprotna: bolj bi se deformirale horizontalne vzmeti z večjim z_i . Pri $\theta_{cr}=0,0$ pa je pomik vseh vodoravnih vzmeti enak.



Slika 5.6: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v drugi lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta\varphi_1=1,0$ pri $\theta_{cr} > 0,0$

Fig. 5.6: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the second degree of freedom $\Delta\varphi_1=1,0$ and $\theta_{cr} > 0,0$

Enako kot v prejšnjem primeru uporabimo ravnotežne enačbe še za stanje elementa na sliki 5.6. Navpična vzmet i se deformira za pomik $-z_i \cdot \Delta\varphi_1 = -z_i \cdot 1,0 = -z_i$. V njej se razvije sila $-z_i \cdot \Delta\varphi_1 \cdot k_{VS,i} = -z_i \cdot 1,0 \cdot k_{VS,i} = -z_i \cdot k_{VS,i}$. Velikost ročice sile $-z_i \cdot k_{VS,i}$ na vozlišče i oz. j je enaka z_i .

Glede na to, da je razpored horizontalnih vzmeti novost (glede na klasičen MVLEM), je račun vpliva sil v vzmeteh na sile v vozliščih predstavljen bolj izčrpno. Vodoravna vzmet i se deformira za pomik (5.6):

$$-\Delta\varphi_1 \cdot (c \cdot L + x_i) = -1.0 \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = -c \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.6)$$

V njej se pojavi sila (5.7):

$$-\Delta\varphi_1 \cdot (c \cdot L + x_i) \cdot k_{HS,i} = -1.0 \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} = -(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} \quad (5.7)$$

Ročica prek katere horizontalna vzmet tvori moment na vozlišče i je enaka (5.8):

$$c \cdot L + x_i = c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.8)$$

S pomočjo zgornjih enačb izračunamo vrednost momenta s katero horizontalna vzmet i deluje na vozlišče i (5.9):

$$-(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = -k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2 \quad (5.9)$$

Določiti je potrebno še moment, ki ga horizontalna vzmet i povzroča na vozlišče j . Ročica sile znaša (5.10):

$$(1-c) \cdot L - x_i = (1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.10)$$

Moment horizontalne vzmeti i na vozlišče j je tako enak (5.11):

$$\begin{aligned} & -(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = \\ & = -k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \end{aligned} \quad (5.11)$$

Sedaj zapišemo ravnotežne pogoje in določimo člene matrike. Člen K_{21} je določen iz enakosti navpičnih sil v vozlišču j in se ga določi enako kot pri klasičnem MVLEM (vodoravne vzmeti ne povzročajo sil v navpični smeri). To zapišemo z enačbo (5.12):

$$\begin{aligned} K_{21} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta \varphi_1) &= K_{21} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \\ &\Rightarrow \\ \boxed{K_{21} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} \end{aligned} \quad (5.12)$$

K_{22} izračunamo z momentnim pogojem na vozlišče i (5.13). Momente povzročajo tako navpične kot vodoravne vzmeti.

$$\begin{aligned} K_{22} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta \varphi_1) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2 &= 0 \\ &\Rightarrow \\ \boxed{K_{22} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2} \end{aligned} \quad (5.13)$$

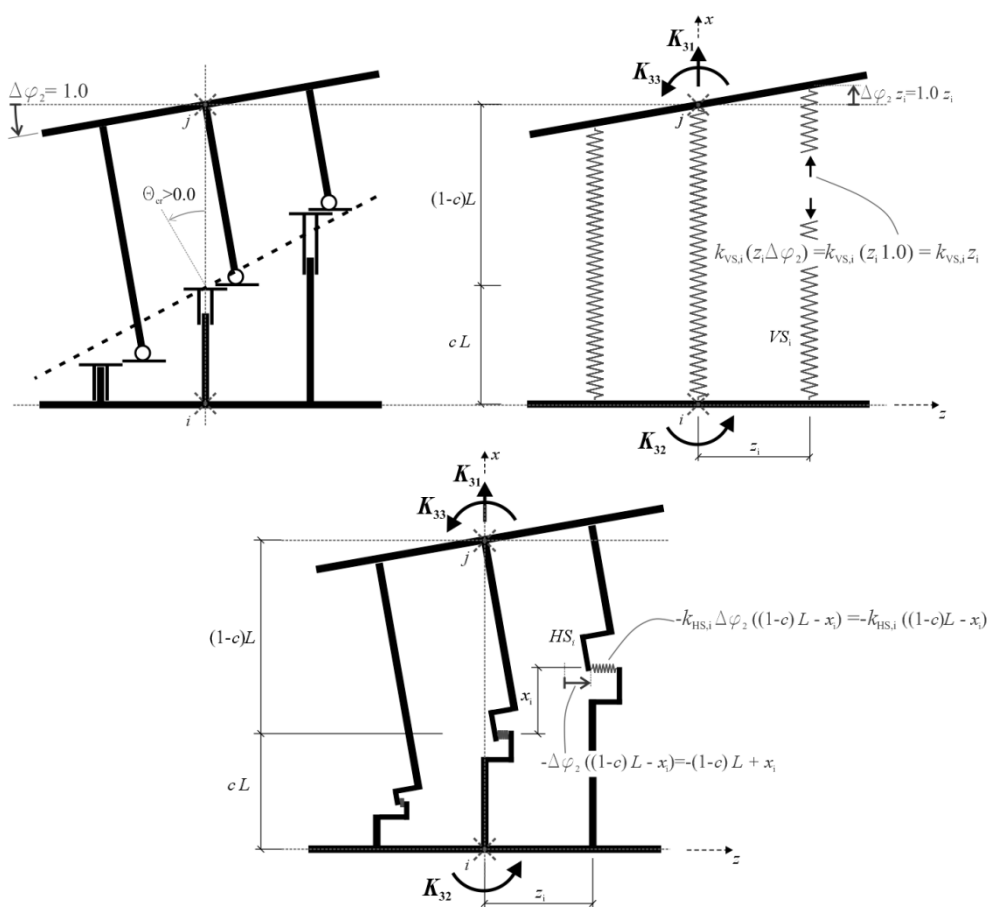
Preostane nam še, da določimo člen K_{23} , t.j. z momentnim pogojem na vozlišče j (5.14):

$$K_{23} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = 0$$

$$\Rightarrow \quad (5.14)$$

$$K_{23} = - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr})$$

Nazadnje si oglejmo še situacijo, ko se vozlišče j zasuka za enoto ($\Delta\varphi_2=1,0$). To je prikazano na sliki 5.7, in sicer za primer, ko ima kot razpok pozitivno vrednost.



Slika 5.7: Pomiki in sile v vzmeteh pri enotnem pomiku v tretji lokalni prostostni stopnji elementa $\Delta\varphi_2=1,0$ pri $\theta_{cr} > 0,0$

Fig. 5.7: Displacement of springs in the new element corresponding to a unit displacement in the second degree of freedom $\Delta\varphi_2=1,0$ and $\theta_{cr} > 0,0$

Podobno kot v prejšnjem primeru, ko je bil sistemu vsiljen pomik $\Delta\varphi_1=1,0$, določimo vrednosti momentov v vozliščih i in j , ki jih povzročajo vodoravne vzmeti, ko se zgodi pomik $\Delta\varphi_2=1,0$. Vodoravna vzmet i se deformira za pomik (5.15):

$$-\Delta\varphi_2 \cdot ((1-c) \cdot L - x_i) = -1,0 \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = -(1-c) \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.15)$$

V njej se pojavi sila (5.16):

$$\begin{aligned} -\Delta\varphi_2 \cdot ((1-c) \cdot L - x_i) \cdot k_{HS,i} &= -1.0 \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} = \\ &= -k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \end{aligned} \quad (5.16)$$

Ročica prek katere horizontalna vzmet povzroča moment na vozlišče i je enaka (5.17):

$$c \cdot L + x_i = c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.17)$$

Z množenjem zgornjih dveh enačb izračunamo vrednost momenta s katero horizontalna vzmet i deluje na vozlišče i (5.18):

$$-k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \quad (5.18)$$

Določiti je potrebno še moment, ki ga horizontalna vzmet i povzroča na vozlišče j . Ročica sile znaša (5.19):

$$(1-c) \cdot L - x_i = (1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr} \quad (5.19)$$

Moment horizontalne vzmeti i na vozlišče j je tako enak (5.20):

$$\begin{aligned} -((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) &= \\ = -k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2 \end{aligned} \quad (5.20)$$

Sedaj zapišemo ravnotežne pogoje in določimo člene matrike. Člen K_{31} je določen iz enakosti navpičnih sil v vozlišču j in se ga določi enako kot pri klasičnem MVLEM (vodoravne vzmeti ne povzročajo sil v navpični smeri). To zapišemo z enačbo (5.21):

$$\begin{aligned} K_{31} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_2) &= K_{31} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \\ \Rightarrow & \\ \boxed{K_{31} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} & \end{aligned} \quad (5.21)$$

K_{32} izračunamo z momentnim pogojem na vozlišče i (5.22). Momente povzročajo tako navpične kot vodoravne vzmeti.

$$K_{32} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_2) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{32} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr})}$$

Preostane nam še, da določimo člen K_{33} , t.j. z momentnim pogojem na vozlišče j (5.23):

$$K_{33} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{33} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2}$$

Izpeljava pokaže simetričnost matrike ($K_{ij} = K_{ji}$). Zapišimo še celotno togostno matriko v telesnem koordinatnem sistemu (5.24).

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} \sum_{i=1}^N k_{VS,i} & -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \\ -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2 & -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \\ \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i & -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) & \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr})^2 \end{bmatrix}$$

Togostna matrika (5.24) velja le v primeru, da se v elementu tvori samo ena efektivna razpoka. V kolikor predvidevamo, da se bo odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom, tvorilo $n_{cr,eff}$ efektivnih razpok, se ustrezno togostno matriko izračuna tako, da se vse člene $k_{HS,i}$ v (5.24) deli z $n_{cr,eff}$.

Transformacija matrike v globalni koordinatni sistem je identična kot pri klasičnem MVLEM-u. Postopek je prikazan v poglavju o izpeljavi togostne matrike klasičnega MVLEM-a.

5.3 Izračun pomikov in sil v vzmeteh novega elementa

Pri analizi konstrukcij z novim elementom, se v vsakem koraku računske analize na podlagi pomikov v vozliščih določi matriko trenutne togosti elementa $[K]$ in vektor trenutnih notranjih sil v elementu $\{F\}$. Pomiki so podani v globalnih koordinatah $\{U_G\}$. Te pomike najprej transformiramo v pomike prostostnih stopenj makro elementa $\{\Delta U_{el}\}$.

$$\{\Delta U_{el}\} = [a] \cdot \{U_G\}$$

Še enkrat poudarimo, da pomiki $\{\Delta U_{el}\}$ ne vsebujejo celotne informacije o trenutnem pomiku vozlišč elementa v prostoru, ampak vsebujejo samo bistvene količine s katerimi lahko nedvoumno določimo trenutno togost in notranje sile v elementu.

Iz pomikov $\{\Delta U_{el}\}$ prek enačb, ki so enake zvezam med pomiki v vozliščih in pomiki v razpokah in so bile predstavljene v poglavju 3.10.7, določimo trenutno deformacijo v posamezni navpični in vodoravni vzmeti.

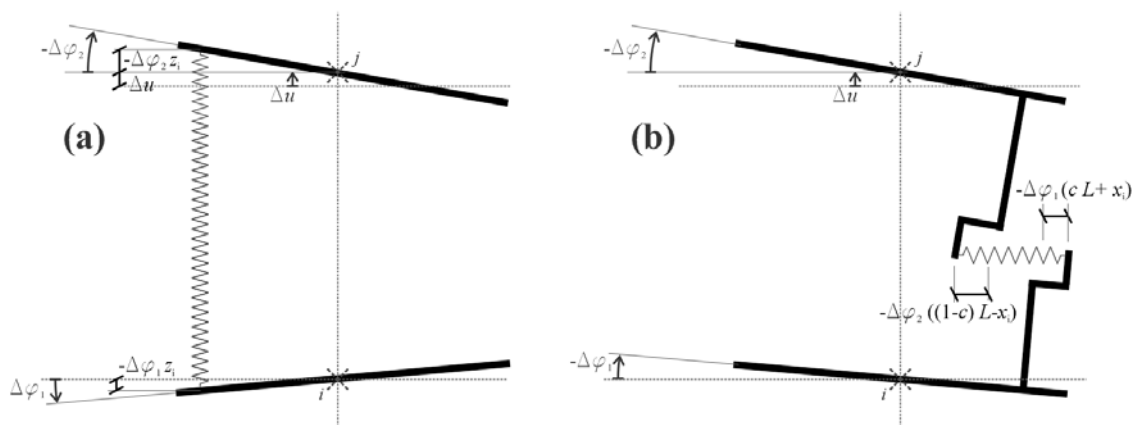
Račun deformacije i -te navpične vzmeti je predstavljen na sliki 5.8 in zapisan z enačbo (5.26).

$$u_{VS,i} = \Delta u + \Delta\varphi_2 \cdot z_i - \Delta\varphi_1 \cdot z_i = \Delta u + (\Delta\varphi_2 - \Delta\varphi_1) \cdot z_i \quad (5.26)$$

Pri dani vrednosti $\{\Delta U_{el}\}$ je deformacija v i -ti vodoravni vzmeti enaka izrazu (5.27). Prispevki posameznih pomikov vozlišč k $u_{HS,i}$ so jasno predstavljeni na sliki 5.8.

$$\begin{aligned} u_{HS,i} &= -\Delta\varphi_1 \cdot (c \cdot L + x_i) - \Delta\varphi_2 \cdot ((1-c) \cdot L - x_i) = \\ &= -\Delta\varphi_1 \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) - \Delta\varphi_2 \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \end{aligned} \quad (5.27)$$

Enačba (5.27) velja le v primeru, da se v elementu tvori samo ena efektivna razpoka. V kolikor predvidevamo, da se bo odseku stene, ki ga modeliramo z enim elementom, tvorilo $n_{cr,eff}$ efektivnih razpok, je potrebno pomik $u_{HS,i}$, ki se ga izračuna z enačbo (5.24) deliti še z $n_{cr,eff}$ (predpostavka o enakosti pomikov v vseh razpokah; vodoravna vzmet modelira dogajanje v eni razpoki).



Slika 5.8: Zveze med pomiki v vzmeteh in pomikih v vozliščih: (a) Pomik navpične vzmeti; (b) Pomik vodoravne vzmeti pri $n_{cr,eff}=1$

Fig. 5.8: Links between the nodal displacements and spring displacements: (a) Displacement of a vertical spring; (b) displacement of a horizontal spring (considering $n_{cr,eff}=1$)

Nadalje se iz pomikov vzmeti prek konstitutivnih pravil za vzmeti (histereznih pravil vzmeti) izračuna trenutne togosti navpičnih in vodoravnih vzmeti ($k_{VS,1}, k_{VS,2}, \dots, k_{VS,i}, \dots, k_{VS,N}$ in $k_{HS,1}, k_{HS,2}, \dots, k_{HS,i}, \dots, k_{HS,N}$). Iz pomikov vzmeti se določi še povprečno deformacijsko stanje in temu ustrezen kot glavnih nateznih deformacij θ_{cr} . Iz teh podatkov se sestavi matrika trenutne togosti v telesnih koordinatah (5.24) in se jo nato transformira v globalno togostno matriko.

Iz konstitutivnih pravil za vzmeti je potrebno določiti še trenutne sile, ki ustrezajo trenutnim pomikom (5.26 in 5.27). Sile v navpičnih vzmeteh označimo z $f_{VS,1}, f_{VS,2}, \dots, f_{VS,i}, \dots, f_{VS,N}$, sile v vodoravnih vzmeteh z $f_{HS,1}, f_{HS,2}, \dots, f_{HS,i}, \dots, f_{HS,N}$. Medtem ko trenutne sile navpičnih vzmeti določata samo trenutni pomik in zgodovina obnašanja v teh istih vzmeteh, na trenutne sile v vodoravnih vzmeteh vplivajo še

komponente trenutnega pomika v razpokah. Sile v vozliščih elementa določimo z ravnotežnimi enačbami, podobno kot v postopku izpeljave togostne matrike. Reprezentativne sile v vozliščih so osna sila \bar{N} , prečna sila \bar{V} in momenta v vozliščih \bar{M}_i in \bar{M}_j . Izračunamo jih z enačbami od (5.28) do (5.31).

$$\bar{N} = \sum_{i=1}^N f_{VS,i} \quad (5.28)$$

$$\bar{V} = \sum_{i=1}^N f_{HS,i} \quad (5.29)$$

$$\bar{M}_i = \sum_{i=1}^N f_i \cdot z_i + \sum_{i=1}^N f_{HS,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \quad (5.30)$$

$$\bar{M}_j = \sum_{i=1}^N f_i \cdot z_i - \sum_{i=1}^N f_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr}) \quad (5.31)$$

S transformacijo se, identično kot pri klasičnem MVLEM-u, izračuna sile v vozliščih elementa v globalnem koordinatnem sistemu $\{F\}$.

5.4 Opis novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v prostoru

Prostorski element je razširitev ravninskega. Omogoča analizo sten pri poljubni smeri obremenitve v prostoru. Element omogoča modeliranje neelastičnega strižnega obnašanja stene v obeh prečnih smereh (v smeri lokalne koordinate z in lokalne koordinate y). Opredelitev lokacij in lastnosti navpičnih vzmeti VS_i je identična kot pri osnovnem prostorskem MVLEM (Kante, 2005). To pomeni, da se prerez stene razdeli na lamele, katere imajo definirane obe koordinati v ravnini prereza (y_i, z_i).

Nov element vsebuje dve seriji vodoravnih vzmeti. Vsaka serija modelira strižno obnašanje elementa v smeri ene od lokalnih prečnih osi. Vodoravne vzmeti $HS_{z,i}$ so postavljene v smeri lokalne osi z in zato modelirajo strižno obnašanje stene v tej isti smeri. Analogno so vzmeti $HS_{y,i}$ postavljene v smeri lokalne osi y in zato modelirajo strižno obnašanje stene v smeri y . Vzdolžna lokacija vodoravnih vzmeti je določena s parametrom c in kotom, ki predstavlja trenutno deformacijsko stanje. Element ima definirana dva kota glavnih nateznih deformacij: $\theta_{cr,y}$ in $\theta_{cr,z}$.

Kot $\theta_{cr,z}$ pove smer glavnih nateznih deformacij, ki ustrezajo deformacijskemu polju v ravnini $x-z$. To vpliva na smer razpok, ki potekajo v smeri lokalne osi z . Kot $\theta_{cr,z}$ pride v poštev pri računu prispevka delov stene (pasnic ali stojin), ki so približno postavljene v lokalno ravnino $x-z$ in zato prispevajo predvsem k strižni odpornosti celotnega elementa v smeri z . Kot $\theta_{cr,z}$ določa vzdolžno komponento trenutnih lokacij vzmeti $HS_{z,i}$. Analogno, kot $\theta_{cr,y}$ pove smer glavnih nateznih deformacij, ki ustrezajo deformacijskemu polju v ravnini $x-y$. To vpliva na smer razpok, ki potekajo v smeri lokalne osi y . Kot $\theta_{cr,y}$ pride v poštev pri računu prispevka delov stene (pasnic ali stojin), ki so približno postavljene v lokalno ravnino $x-y$ in zato prispevajo predvsem k strižni odpornosti celotnega elementa v smeri y . Kot $\theta_{cr,y}$ določa vzdolžno komponento trenutnih lokacij vzmeti $HS_{y,i}$. Pri določanju lastnosti vodoravnih vzmeti je potrebno prepoznati v kolikšni meri posamezna lamela prispeva k strižnem obnašanju elementa v y in z smeri. Nekaj občnih priporočil glede tega je podanih v razdelkih kjer so predstavljeni konstitutivni zakoni za vodoravne vzmet (razdelki 5.7.1, 5.7.2 in 5.7.3).

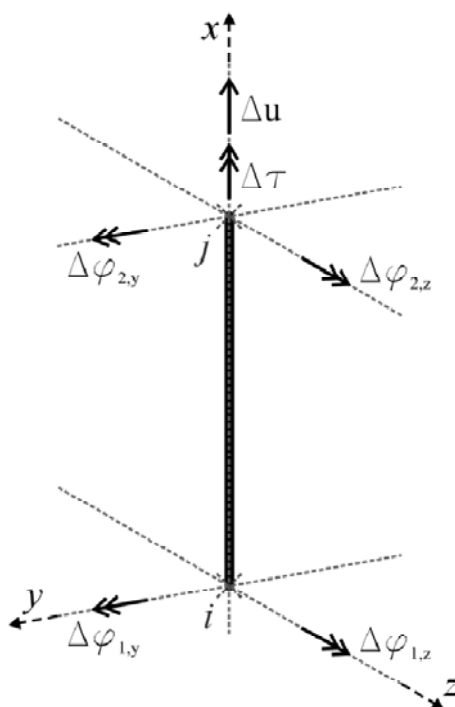
5.5 Izpeljava togostne matrike novega makro elementa za armiranobetonske stene za reševanje problemov v prostoru

Poleg makro elementa za analize v ravnini (dveh dimenzijah) je bil v sklopu naloge izdelan še element za analize sten v prostoru (treh dimenzijah). Enako kot klasičen prostorski MVLEM, tudi nov makro element vsebuje N navpičnih vzmeti (VS_i) in eno torzijsko (TS). Dodatno pa vsebuje še dve seriji s po N vodoravnih vzmeti: vsaka serija za svojo prečno smer y oz. z (vzmeti so označene z $HS_{y,i}$ in $HS_{z,i}$). To pomeni, da se vsaki lameli priredi po eno navpično in dve ortogonalni vodoravni vzmeti (usmerjeni glede na y in z os). Lokacije teh vzmeti so določene s koordinatami v prerezu y_i in z_i . Vzdolžna lokacija vodoravnih vzmeti je, analogno kot pri ravninskem elementu, določena s parametrom c in kotoma $\theta_{cr,y}$ ali $\theta_{cr,z}$. Kot $\theta_{cr,y}$ pove navpično lokacijo vodoravnih vzmeti, ki nudijo strižno odpornost v lokalni z smeri stene (vzmeti $HS_{z,i}$). V enakem smislu določa kot $\theta_{cr,z}$ vzdolžno koordinato vzmeti $HS_{y,i}$.

Prostostne stopnje novega elementa so enake kot pri klasičnem tridimenzionalnem MVLEM-u. To so: vzdolžni raztezek elementa Δu ; zasuka v začetnem vozlišču elementa (vozlišče i) $\Delta\varphi_{1,y}$ in $\Delta\varphi_{1,z}$; zasuka v končnem vozlišču elementa (vozlišče j) $\Delta\varphi_{2,y}$ in $\Delta\varphi_{2,z}$; zvoj (torzija) okoli vzdolžne osi elementa $\Delta\tau$. To zapišemo z vektorjem $\{\Delta U_{el}\}$ (5.32).

$$\begin{aligned} \{\Delta U_{el}\}^T &= \{\Delta u \quad \Delta\varphi_{1,y} \quad \Delta\varphi_{2,y} \quad \Delta\varphi_{1,z} \quad \Delta\varphi_{2,z} \quad \Delta\tau\} = \\ &= \{\Delta u_1 \quad \Delta u_2 \quad \Delta u_3 \quad \Delta u_4 \quad \Delta u_5 \quad \Delta u_6\} \end{aligned} \quad (5.32)$$

Lokalne prostostne stopnje so predstavljene na sliki 5.9. Lokalni koordinatni sistem elementa ima os x usmerjeno vzdolž elementa od vozlišča i proti vozlišču j . Osi y in z sta usmerjeni pravokotno (prečno) na os elementa tako, da tvorijo desnosučni sistem.



Slika 5.9: Telesni koordinatni sistem in lokalne prostostne stopnje prostorskega MVLEM-a

Fig. 5.9: Body coordinate system and degree of freedom of a 3D MVLEM

Togostna matrika prostorskega elementa zapisana v telesnem koordinatnem sistemu je dimenzije 6x6. Njene člene označimo z K_{ij} ($i = 1, 2, \dots, 6; j = 1, 2, \dots, 6$) in jo zapišemo z (5.33).

$$[\bar{K}] = \begin{bmatrix} K_{11} & K_{12} & K_{13} & K_{14} & K_{15} & K_{16} \\ K_{21} & K_{22} & K_{23} & K_{24} & K_{25} & K_{26} \\ K_{31} & K_{32} & K_{33} & K_{34} & K_{35} & K_{36} \\ K_{41} & K_{42} & K_{43} & K_{44} & K_{45} & K_{46} \\ K_{51} & K_{52} & K_{53} & K_{54} & K_{55} & K_{56} \\ K_{61} & K_{62} & K_{63} & K_{64} & K_{65} & K_{66} \end{bmatrix} \quad (5.33)$$

Člene matrike izpeljemo podobno kot pri ravninskem elementu, t.j. z uravnoteženjem sil v vzmeteh, ki se pojavijo pri enotskem pomiku posamezne telesne prostostne stopnje. Izpeljave so v strnjeni obliki prikazane v nadaljevanju.

Pri enotskem osnem pomiku $\Delta u = 1,0$ se pojavijo deformacije v navpičnih vzmeteh. V vodoravnih vzmeteh in torzijski vzmeti pri tem ni pomikov. V i -ti navpični vzmeti se pojavi sila $k_i \cdot \Delta u = k_i \cdot 1,0 = k_i$. Člen K_{11} je enak osni sili v navpičnih vzmeteh (5.34). Moment v vozlišču i okoli osi y , ki ga povzročajo sile v navpičnih vzmeteh, je enak členu K_{12} (ročica i -te vzmeti je njena koordinata z_i). Podobno je K_{14} enak momentu, ki ga sile v navpičnih vzmeteh ustvarjajo v vozlišču i okoli osi z (5.37) – ročica i -te vzmeti je v tem primeru njena koordinata y_i . Podobno izračunamo še člena K_{13} in K_{15} . Člen K_{16} , ki je enak torzijski sili v elementu, je enak 0 (5.39) saj pri $\Delta u = 1,0$ ne pride do zasuka v TS.

$$K_{11} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} = 0 \Rightarrow \boxed{K_{11} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i}} \quad (5.34)$$

$$K_{12} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{12} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} \quad (5.35)$$

$$K_{13} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{13} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} \quad (5.36)$$

$$K_{14} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{14} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i} \quad (5.37)$$

$$K_{15} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i = 0 \Rightarrow \boxed{K_{15} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i} \quad (5.38)$$

$$\boxed{K_{16} = 0.0} \quad (5.39)$$

V naslednjem koraku vsilimo enotski zasuk v vozlišču i okoli osi y ($\Delta \varphi_{1,y} = 1,0$). V i -ti navpični vzmeti se izvrši pomik $-z_i \cdot \Delta \varphi_{1,y} = -z_i \cdot 1,0 = -z_i$. V njej se razvije sila $-z_i \cdot \Delta \varphi_{1,y} \cdot k_{VS,i} = -z_i \cdot 1,0 \cdot k_{VS,i} = -z_i \cdot k_{VS,i}$. Sile v navpičnih vzmeteh povzročajo momente v obeh vozliščih (i in j) okoli obeh prečnih lokalnih osi (y in z). Velikost ročice v primeru momentov okoli osi y je enaka z_i , za momente okoli osi z pa y_i .

Pri pomiku $\Delta\varphi_{1,y} = 1,0$ se deformirajo tudi horizontalne vzmeti, ki so postavljene v z smeri. Pomik vzmeti $HS_{z,i}$ znaša (5.40).

$$-\Delta\varphi_{1,y} \cdot (c \cdot L + x_{z,i}) = -1,0 \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) = -c \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z} \quad (5.40)$$

V njej se pojavi sila (5.41):

$$\begin{aligned} -\Delta\varphi_{1,y} \cdot (c \cdot L + x_{z,i}) \cdot k_{HSZ,i} &= -1,0 \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot k_{HSZ,i} = \\ &= -(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot k_{HSZ,i} \end{aligned} \quad (5.41)$$

Ročica prek katere horizontalna vzmet tvori moment na vozlišče i je enaka (5.42):

$$c \cdot L + x_{z,i} = c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z} \quad (5.42)$$

Z množenjem zgornjih enačb izračunamo vrednost momenta v vozlišču i okoli osi y , ki ga povzroča $HS_{z,i}$ (5.43):

$$-(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) = -k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})^2 \quad (5.43)$$

Določiti je potrebno še moment, ki ga $HS_{z,i}$ povzroča na vozlišče j . Ročica sile v vzmeti znaša (5.44):

$$(1-c) \cdot L - x_{z,i} = (1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z} \quad (5.44)$$

Z množenjem zgornjih enačb izračunamo vrednost momenta v vozlišču j okoli osi y , ki ga povzroča $HS_{z,i}$ (5.45):

$$\begin{aligned} -(c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot k_{HSZ,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) &= \\ = -k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \end{aligned} \quad (5.45)$$

S pomočjo zgornjih izrazov določimo člene K_{21} , K_{22} , K_{23} , K_{24} , K_{25} in K_{26} :

$$\begin{aligned} K_{21} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_{1,y}) &= K_{21} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i = 0 \\ &\Rightarrow \\ \boxed{K_{21} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i} & \end{aligned} \quad (5.46)$$

$$K_{22} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_{1,y}) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})^2 = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{22} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})^2}$$

$$K_{23} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_1) \cdot z_i - \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{23} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})}$$

$$K_{24} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_{1,y}) \cdot y_i = K_{24} + \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{24} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i}$$

$$K_{25} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot (z_i \cdot \Delta\varphi_{1,y}) \cdot y_i = K_{25} - \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i = 0$$

$$\Rightarrow$$

$$\boxed{K_{25} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i}$$

$$\boxed{K_{26} = 0.0}$$

Preostali členi se določijo po enakih pravilih, v nadaljevanju so prikazani njihovi končni izrazi.

$$\boxed{K_{31} = K_{13} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i}$$

$$\boxed{K_{23} = K_{32} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})}$$

$$\boxed{K_{33} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ_i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z})^2}$$

$$\boxed{K_{34} = K_{43} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i}$$

$$K_{35} = K_{53} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i \quad (5.56)$$

$$K_{36} = K_{63} = 0.0 \quad (5.57)$$

$$K_{41} = K_{14} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i \quad (5.58)$$

$$K_{45} = K_{54} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSY_i} \cdot (c \cdot L - y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) \cdot ((1-c) \cdot L + y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) \quad (5.59)$$

$$K_{51} = K_{15} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i \quad (5.60)$$

$$K_{55} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSY_i} \cdot ((1-c) \cdot L + y_i \cdot \tan \theta_{cr,y})^2 \quad (5.61)$$

$$K_{42} = K_{24} = -\sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i \quad (5.62)$$

$$K_{44} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot y_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSY_i} \cdot (c \cdot L + y_i \cdot \tan \theta_{cr,y})^2 \quad (5.63)$$

$$K_{46} = K_{64} = 0.0 \quad (5.64)$$

$$K_{25} = K_{52} = \sum_{i=1}^N k_{VS,i} \cdot z_i \cdot y_i \quad (5.65)$$

$$K_{65} = K_{56} = 0.0 \quad (5.66)$$

$$K_{66} = k_{TS} \quad (5.67)$$

Z izpeljanimi izrazi sestavimo matriko prostorskega elementa, ki je zapisana glede na posamezne prostostne stopnje makro elementa (5.68).

$$\begin{aligned}
 [\bar{K}] = & \begin{bmatrix}
 \sum_{i=1}^N k_{YS,i} & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z})^2 & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z}) & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z}) \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z}) & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i^2 + \sum_{i=1}^N k_{HSZ,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{\sigma,z})^2 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot y_i & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i \cdot y_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i \cdot y_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot y_i & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot y_i & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot y_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i \cdot y_i & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i \cdot y_i & -\sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot y_i & \sum_{i=1}^N k_{YS,i} \cdot z_i \cdot y_i & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \dots \\
 \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots & \dots
 \end{bmatrix} \quad (5.68)
 \end{aligned}$$

Transformacija matrike v globalne koordinate je nekoliko bolj zapletena kot pri ravninskem elementu. Postopek je izčrpno in kakovostno predstavljen v doktoratu Petra Kanteta (Kante, 2005) in ga zato v tej nalogi nismo predstavili.

5.6 Izračun pomikov in sil v vzmeteh prostorskega elementa

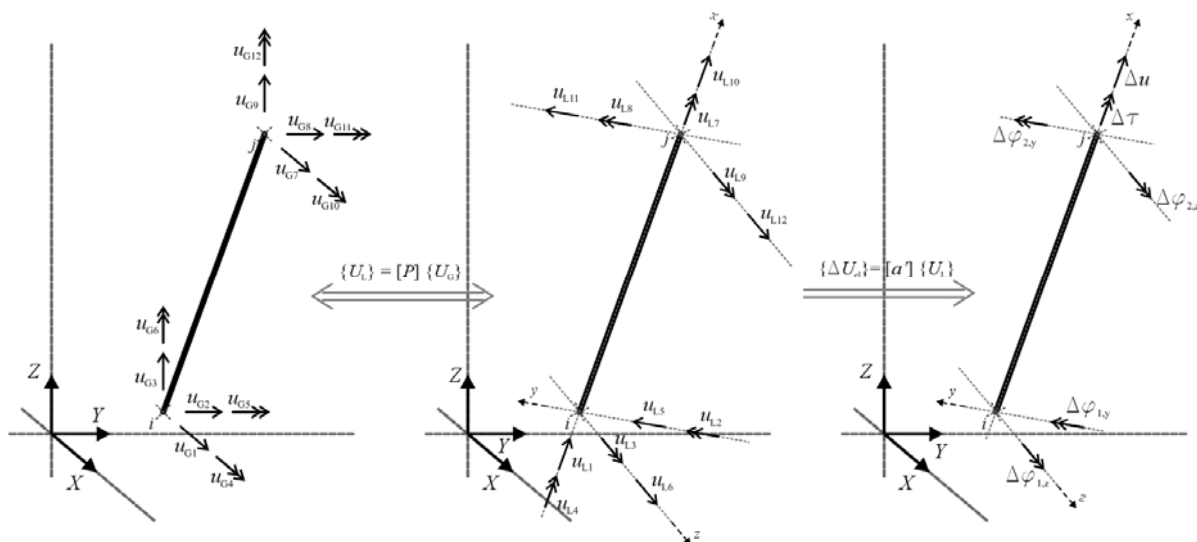
Pri analizi konstrukcij z novim elementom se na podlagi pomikov v vozliščih v vsakem koraku računa določi matriko trenutne togosti elementa $[K]$ in vektor trenutnih notranjih sil v elementu $\{F\}$. Pomiki so podani v globalnih koordinatah $\{U_G\}$. V primeru ravninskega elementa se pomike $\{U_G\}$ lahko direktno pretvori v ustrezne vrednosti prostostnih stopenj makro elementa. Pri prostorskem elementu sta za to potrebna dva koraka. V prvem koraku se pomike $\{U_G\}$ pretvori v pomike vozlišč v lokalnem koordinatnem sistemu $\{U_L\}$ (sistem x - y - z). Lokalni koordinatni sistem elementa je predstavljen na sliki 5.9. Vektorja $\{U_G\}$ in $\{U_L\}$ vsebujeta enake informacije (oba imata po 12 členov), le zapisana sta v drugačni bazi. Transformacijo iz $\{U_G\}$ v $\{U_L\}$ se opravi s pomočjo transformacijske matrike $[P]_{12 \times 12}$, ki je po diagonali sestavljena iz štirih rotacijskih matrik $[R]_{3 \times 3}$. Postopek in matrike so obrazložene v doktoratu Petra Kanteta (Kante, 2005). Tu zapišimo le zvezo med $\{U_G\}$ in $\{U_L\}$ (5.69).

$$\{U_L\} = [P] \cdot \{U_G\} \quad (5.69)$$

Pomike vozlišč v lokalnem koordinatnem sistemu $\{U_L\}$ nato z drugo transformacijsko matriko, ki jo označimo z $[a']$ pretvorimo v ustrezne vrednosti prostostnih stopenj makro elementa $\{\Delta U_{el}\}$ (5.70). Tudi ta korak je podrobno opisan v prej omenjenem doktoratu.

$$\{\Delta U_{el}\} = [a'] \cdot \{U_L\} \quad (5.70)$$

Za boljše razumevanje sta koraka ponazorjena na sliki 5.10.



Slika 5.10: Proces transformacije pomikov vozlišč v globalnem koordinatnem sistemu v prostostne stopnje prostorskega makro elementa

Fig. 5.10: Transformation procedure from nodal displacements in global coordinate system to the displacements according to the element's degree of freedom

Iz pomikov $\{\Delta U_{el}\}$ prek enačb, ki so analogne zvezam med pomiki v vozliščih in pomiki v razpokah, določimo trenutno deformacijo v posamezni navpični in vodoravni vzmeti. V razdelku 5.3 smo zapisali zveze, ki veljajo za ravninski element, ki je postavljen v lokalno ravnino x - z . Te enačbe nam koristijo tudi pri prostorskem elementu, in sicer za izračun pomikov vodoravnih vzmeti, ki so postavljene v smer z , t.j. vzmeti $HS_{z,i}$. Podobno so na tem mestu izpeljani še izrazi za pomike vzmeti $HS_{y,i}$.

Račun deformacije i -te navpične vzmeti $u_{VS,i}$ je enak kot pri klasičnem prostorske MVLEM-u, zapišemo ga z (5.71).

$$\begin{aligned} u_{VS,i} &= \Delta u + \Delta\varphi_{2,y} \cdot z_i - \Delta\varphi_{1,y} \cdot z_i - \Delta\varphi_{2,z} \cdot y_i + \Delta\varphi_{1,z} \cdot y_i = \\ &= \Delta u + (\Delta\varphi_{2,y} - \Delta\varphi_{1,y}) \cdot z_i - (\Delta\varphi_{2,z} - \Delta\varphi_{1,z}) \cdot y_i \end{aligned} \quad (5.71)$$

Deformacijo i -te vodoravne vzmeti, ki je postavljena v lokalno smer z , izračunamo enako kot pri ravninskem modelu (5.72).

$$\begin{aligned} u_{HSz,i} &= -\Delta\varphi_{1,y} \cdot (c \cdot L + x_{z,i}) - \Delta\varphi_{2,y} \cdot ((1-c) \cdot L - x_{z,i}) = \\ &= -\Delta\varphi_{1,y} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) - \Delta\varphi_{2,y} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \end{aligned} \quad (5.72)$$

Podoben je tudi račun pomikov vodoravnih vzmeti v y smeri, spremeni se le nekaj predznakov (5.73).

$$\begin{aligned} u_{HSy,i} &= \Delta\varphi_{1,z} \cdot (c \cdot L + x_{y,i}) + \Delta\varphi_{2,z} \cdot ((1-c) \cdot L - x_{y,i}) = \\ &= \Delta\varphi_{1,z} \cdot (c \cdot L - y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) + \Delta\varphi_{2,z} \cdot ((1-c) \cdot L + y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) \end{aligned} \quad (5.73)$$

Rotacija v torzijski vzmeti znaša (5.74).

$$u_{TS} = \Delta \tau \quad (5.74)$$

Na podlagi pomikov vzmeti, se iz konstitutivnih pravil za vzmeti izračuna trenutne togosti vzmeti ter nazadnje togostno matriko elementa. Iz trenutnih pomikov vzmeti se izračuna še deformacijsko stanje v elementu s čimer se določi (osveži vrednost) kotov $\theta_{cr,y}$ in $\theta_{cr,z}$, ki se ju uporabi pri računu deformacij vzmeti v naslednjem koraku analize.

Iz konstitutivnih pravil je potrebno določiti še sile v vzmeteh pri trenutnih pomikih. Sile v navpičnih vzmeteh označimo z $f_{VS,1}, f_{VS,2}, \dots, f_{VS,i}, \dots, f_{VS,N}$, sile v vodoravnih vzmeteh z $f_{HSY,1}, f_{HSY,2}, \dots, f_{HSY,i}, \dots, f_{HSY,N}$ ter $f_{HSZ,1}, f_{HSZ,2}, \dots, f_{HSZ,i}, \dots, f_{HSZ,N}$ in moment v torzijski vzmeti z f_{TS} . Iz vrednosti sil v vzmeteh izračunamo sile v vozliščih elementa. To naredimo z ravnotežnimi enačbami, t.j. podobno kot v postopku izpeljave togostne matrike. Reprezentativne sile v vozliščih so: osna sila \bar{N} ; prečni sili \bar{V}_y in \bar{V}_z ; momenta v vozlišču i $\bar{M}_{i,y}$ in $\bar{M}_{i,z}$; momenta v vozlišču j $\bar{M}_{j,y}$ in $\bar{M}_{j,z}$; torzijski moment \bar{M}_x . Kako te sile prijemljejo v vozliščih elementa, je prikazano na sliki 5.11. Izračunamo jih z enačbami od (5.75) do (5.82).

$$\bar{N} = \sum_{i=1}^N f_{VS,i} \quad (5.75)$$

$$\bar{V}_y = -\sum_{i=1}^N f_{HSY,i} \quad (5.76)$$

$$\bar{V}_z = -\sum_{i=1}^N f_{HSZ,i} \quad (5.77)$$

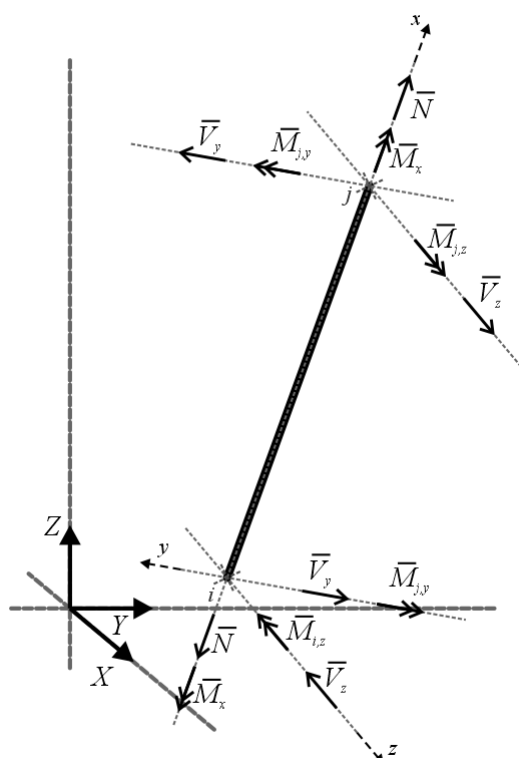
$$\bar{M}_{y,i} = \sum_{i=1}^N f_{VS,i} \cdot z_i + \sum_{i=1}^N f_{HSZ,i} \cdot (c \cdot L + z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \quad (5.78)$$

$$\bar{M}_{z,i} = -\sum_{i=1}^N f_{VS,i} \cdot y_i - \sum_{i=1}^N f_{HSY,i} \cdot (c \cdot L - y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) \quad (5.79)$$

$$\bar{M}_{y,j} = \sum_{i=1}^N f_{VS,i} \cdot z_i - \sum_{i=1}^N f_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L - z_i \cdot \tan \theta_{cr,z}) \quad (5.80)$$

$$\bar{M}_{z,j} = -\sum_{i=1}^N f_{VS,i} \cdot y_i + \sum_{i=1}^N f_{HS,i} \cdot ((1-c) \cdot L + y_i \cdot \tan \theta_{cr,y}) \quad (5.81)$$

$$\bar{M}_x = f_{TS} \quad (5.82)$$



Slika 5.11: Notranje sile prostorskega MVLEM-a

Fig. 5.11: Inner forces of a 3D MVLEM

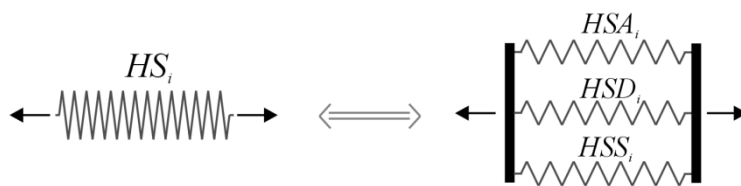
S transformacijo se, identično kot pri klasičnemu prostorskemu MVLEM-u (Kante, 2005), izračuna sile v vozliščih elementa v globalnem koordinatnem sistemu $\{F\}$.

5.7 Konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti

Kot je obrazloženo v poglavju 4, se strižne sile prek razpok armiranobetonskih sten prenašajo prek treh mehanizmov:

- z osnimi silami v vodoravnih armaturnih palicah, ki prečkajo razpoko;
- s prečnimi (mozničnimi) silami v vzdolžnih armaturnih palicah, ki prečkajo razpoko;
- s silami med zrni agregata, ki se zaklinijo v razpoki.

Pri formulaciji novega elementa smo privzeli, da posamezna vodoravna vzmet ponazarja prenos strižnih sil prek razpok na območju lamele, ki ji vzmet pripada. Drugače povedano, i -ta vodoravna vzmet (vzmet HS_i) ponazarja prispevek i -te lamele k strižnemu obnašanju elementa. Ker vsaka lamela v splošnem prenaša strige z vsemi tremi opisanimi mehanizmi, lahko interpretiramo, da je vsaka vodoravna vzmet HS_i pravzaprav sestavljena iz treh vzmeti (Slika 5.12): HSA_i vzmet ponazarja mehanizem zaklinjanja zrn agregata; HSD_i vzmet predstavlja moznični mehanizem navpične armature; HSS_i vzmet modelira mehanizem vodoravnih palic. Vse tri vzmeti se enako deformirajo ($u_{HSA,i} = u_{HSD,i} = u_{HSS,i}$), zaradi različnih konstitutivnih zakonov pa so njihove trenutne togosti in sile med seboj različne ($f_{HSA,i} \neq f_{HSD,i} \neq f_{HSS,i}$ in $k_{HSA,i} \neq k_{HSD,i} \neq k_{HSS,i}$).



Slika 5.12: Obnašanje vzmeti HS_i lahko interpretiramo kot skupno obnašanje treh vzmeti, ki predstavljajo tri mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok

Fig. 5.12: The behaviour of HS_i spring can be interpreted as mutual behaviour of three springs representing the three shear transfer mechanisms

Glede trenutnih pomikov, togosti in sil v vodoravnih vzmeteh HSA_i , HSD_i , HSS_i in HS_i veljajo naslednje zveze:

$$u_{HSA,i} = u_{HSD,i} = u_{HSS,i} = u_{HS,i} \quad (5.83)$$

$$k_{HS,i} = k_{HSA,i} + k_{HSD,i} + k_{HSS,i} \quad (5.84)$$

$$F_{HS,i} = F_{HSA,i} + F_{HSD,i} + F_{HSS,i} \quad (5.85)$$

V naslednjih treh razdelkih so predstavljeni postopki za določanje histereznih pravil za horizontalne vzmeti HSA_i , HSD_i in HSS_i . Pravila so izpeljana na podlagi materialnih modelov mehanizmov, ki so predstavljeni v poglavju 4.

Za izračun lastnosti vodoravnih vzmeti je potrebno poznati naslednje lastnosti posamezne lamele:

- ploščino prečnega prereza i -te lamele $A_{c,i}$;
- količino vzdolžne armature, ki pripada i -ti lameli $A_{sl,i}$;
- premer palic vzdolžne armature v i -ti lameli $\Phi_{sl,i}$;
- delež vodoravne armature v i -ti lameli $\rho_{ss,i}$;
- premer največjih zrn agregata v betonski mešanici a ;
- mejo tečenja jekla vzdolžnih palic $f_{sl,y}$;
- mejo tečenja jekla vodoravnih palic $f_{ss,y}$;
- tlačno trdnost betona f_c .

5.7.1 Pravila za moznične vzmeti

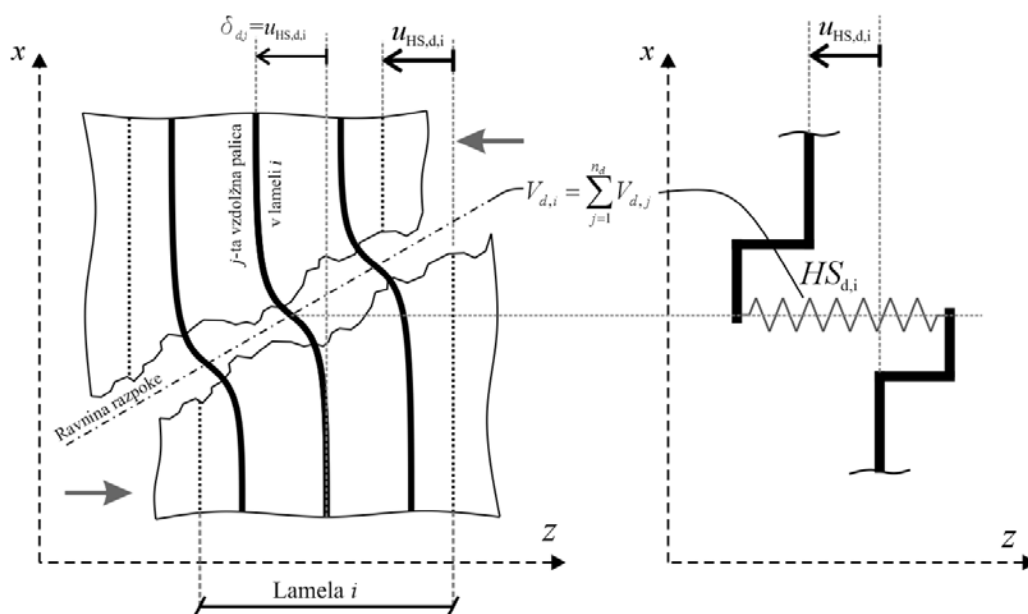
Najpreprosteje je določiti ovojnico in histerezna pravila za vzmeti, ki ponazarjajo moznični učinek vzdolžne armature (Slika 5.13), saj se lahko v tem primeru neposredno sklicujemo na materialne modele iz poglavja 4. Moznično vzmet, ki pripada i -ti lameli, označimo s HSD_i (lahko tudi $HS_{d,i}$). Pravila za vzmeti smo določili na podlagi materialnega modela, ki ga priporočajo Dei Poli in drugi (1992), Dulacska (1972) in Vintzeleou in Tassios (1987). To je model z bilinearno ovojnico brez utrditve kateri elastično togost določimo na podlagi modela grede na elastični podlagi, t.j. z enačbo (4.5). Nosilnost se izračuna z enačbo po Dulacski (4.1). Histerezna pravila so preprosta: razbremenitev poteka po veji, ki je direktno usmerjena v izhodišče diagrama sila-pomik (Slika 5.14).

Nosilnost vzmeti HSD_i je enaka seštevku mozničnih nosilnosti vzdolžnih palic v i -ti lameli (j je zaporedno število, s katero označimo posamezni mozniček v lameli i). Moznično/prečno nosilnost ene palice $V_{d,u,j}$ izračunamo z enačbo (4.1). V primeru, da so v i -ti lameli vse moznične palice enake, je

mejna nosilnost vzmeti HSD_i enaka produktu med številom moznikov v tej lameli $n_{d,i}$ in mejno nosilnost enega moznika $V_{d,u,j}$ (5.86).

$$V_{HSD,i,u} \equiv V_{d,u,i} = \sum_{j=1}^{n_{d,i}} V_{d,u,j} = n_{d,i} \cdot V_{d,u,j} \quad (5.86)$$

Ustrezen pomik na meji tečenja $\delta_{HSD,i,y} \equiv \delta_{d,y,i}$ je enak (5.8), t.j. enak je pomiku na meji tečenja, ki ga določimo za en moznik (vzporedna vezava prispevkov posameznih moznikov). V kolikor se v eni lameli nahajajo navpične palice z različnimi premeri (kar ne bi smelo biti ravno pogosta situacija, saj stojino in robne elemente običajno modeliramo z različnimi lamelami), je potrebno za vsako palico določiti svojo bilinearno zvezo in nato po pravilih vzporedne vezave določiti odnos za vzmet.

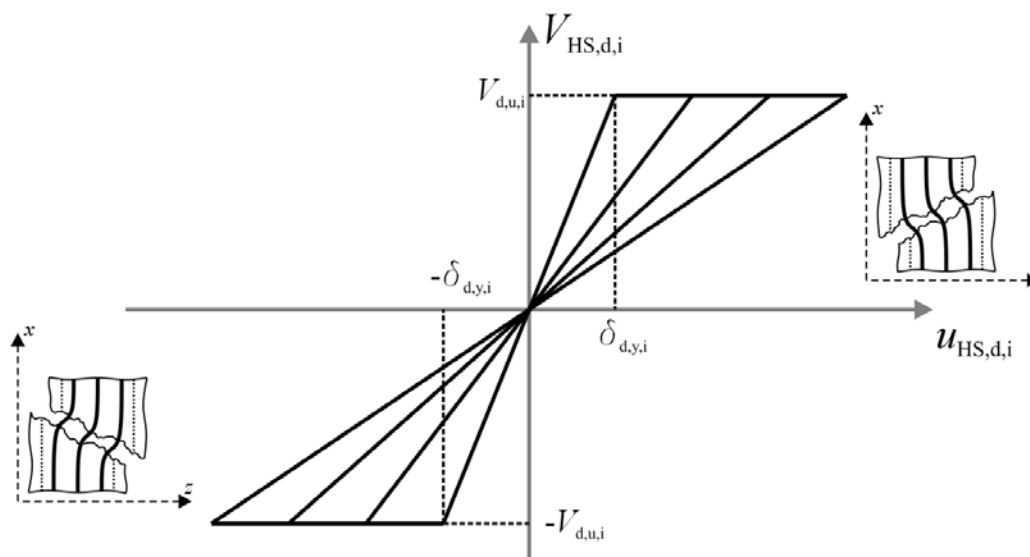


Slika 5.13: Shema z oznakami za določitev vhodnih parametrov moznične vzmeti, ki pripada i -ti lameli (HSD_i)

Fig. 5.13: Scheme with denotations of input parameters for determining the HSD_i spring properties

Na sliki 5.14 sta ob diagramu, ki ponazarja histerezno obnašanje HSD_i vzmeti, predstavljeni še skici, ki ponazarjata deformacijsko obliko moznikov i -te lamele pri pozitivnem oz. negativnem pomiku vodoravne vzmeti. Pri tem je smer razpoke narisana za primer, ko se stena znatno strižno deformira – diagonalne razpoke. Četudi se, ne glede na predznak pomika vzmeti, v lameli moznično deformirajo iste palice, ni nujno, da se moznična deformacija na palicah vedno izvrši na istih višini lamele. V primeru, da se v steni tvori manjše število izrazito diagonalnih razpok (primer stene v L'Aquila), se vzdolžna armatura v robni lameli moznično deformira na drugačni višini glede na smer obremenitve. V splošnem to pomeni, da se navpične palice moznično deformirajo na različnih mestih (po višini) glede na smer pomika vzmeti. Iz tega sledi, da obnašanje moznikov pri obremenjevanju v določeni smeri nima vpliva na obnašanje moznikov v nasprotni smeri. Ker imamo pri mozničnem mehanizmu opravljanje s histerezami, ki so pri razbremenjevanju vedno usmerjene v izhodišče, računski model avtomatično upošteva neodvisnost pozitivne oz. negativne veje obremenjevanja. Drugačna situacija kot pri steni v L'Aquila je primer, ko se pojavi večje število enakomerno razporejenih razpok (npr.

stena v San Diegu ali lizbonska stena). V tem primeru se mozniki ne glede na smer obremenjevanja deformirajo na približno enakih mestih.



Slika 5.14: Ovojnica in histerezna pravila moznične vzmeti

Fig. 5.14: Backbone and hysteretic rules for HSD_i springs

Za opis ovojnice in histereznih pravil mozničnih vzmeti v programskem okolju OpenSees, ni bilo potrebno opredeliti/razviti novega modela za enoosni material. Uporabili smo obstoječi enoosni material »*HystereticMaterial*«, preko katerega se lahko definira simetrično bilinearno ovojnico z razbremenilnimi vejami, ki ciljajo izhodišče.

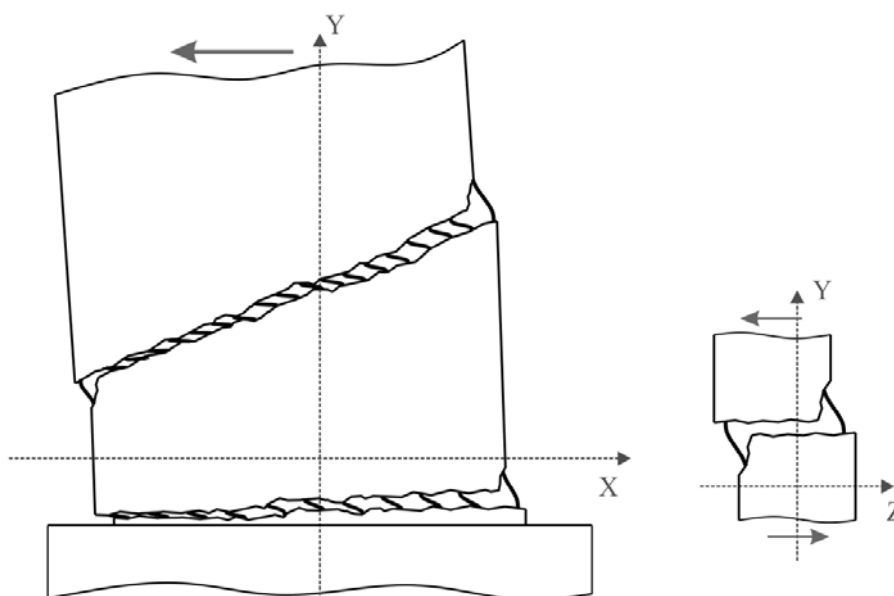
Preveriti je še potrebno, če je usmerjenost vodoravnih vzmeti novega elementa skladna s smerjo sila-pomik, ki je privzeta v materialnem modelu. V primeru mozničnega mehanizma gre tu zgolj za formalnost. Smer strižnega deformiranja moznikov in s tem smer sile, ki izhaja iz tega mehanizma, ima evidentno enko smer kot so vodoravne vzmeti v modelu (Slika 5.13). V kolikor se smeri ne bi ujemali bi bilo potrebno v analitičnem modelu upoštevati le komponento mehanizma v prečni smeri stene (smeri vodoravnih vzmeti). Naj že tu omenimo, da je bilo to potrebno storiti v primeru mehanizma zaklinjanja zrn.

V opisu materialnih modelov smo povedali, da razmik razpok bistveno ne vpliva obnašanje mozničnega mehanizma. To pomeni, da v modelu ni potrebno upoštevati interakcije med pomikom v vzdolžni vzmeti i -te lamele na obnašanje moznične vodoravne vzmeti te lamele. Pri mozničnem mehanizmu je tako pomembna samo prečna komponenta pomika razpoke w_z , ki jo ponazarjajo pomiki vodoravnih vzmeti modela.

Količina sodelujoče navpične armature v lameli, ki prispeva k mozničnem mehanizmu se med trajanjem obtežbe ne spreminja. Ne glede na kot razpok in velikosti osnih ter strižnih pomikov lamel, je na območjih vseh lamel število moznikov, ki prečka razpoko, enako (Slika 5.13). Pomembno je samo kako pri sestavi modela določimo katere vertikalne palice (v polni meri) prispevajo k mozničnem mehanizmu. To je odvisno predvsem od tega, kako je posamezna palica sidrana v beton na obeh straneh razpoke. Da posamezna palica lahko razvije svojo polno moznično nosilnost, ji mora podlaga v katero je vpeta nuditi dovolj opore v smeri delovanja strižne sile.

Navpične palice v stojini stene lahko razvijejo polno prečno nosilnost v primeru, da so obremenjene v smeri dolge stranice stojine (Slika 5.15 – levo). Strižne sile se neposredno prenašajo iz ene tlačne diagonale v naslednjo. V primeru, da je prečna sila usmerjena pravokotno na stojino, bodo bočne napetosti s katerimi se prenaša možnična sila iz palice na beton (ali obratno) najverjetneje povzročile odlučenje krovnega sloja betona, ki nudi prečno oporo navpični palici (Slika 5.15 – desno).

Situacija je podobna tudi pri navpičnih palicah v robnih elementih. Palice na skrajnem robu nimajo opore ne glede na smer obremenjevanja (Slika 5.15 – levo). Izjema je lahko le primer, ko palicam nudi oporo gosta armatura za objetje. Izjema je tudi, ko stene vsebujejo prirobnice (pasnice). Prirobnice nudijo oporo robnim palicam pri obremenjevanju v smeri prirobnic (prečno na ravnino stojine). V primeru obremenjevanja pravokotno na prirobnice, pa palice v prirobnici nimajo možničnega učinka. Vse zgoraj opisano lahko povzamemo s stavkom, da pri sestavi modela ne gre upoštevati možnično nosilnost navpičnih palic v smereh, kjer oporo palici nudi le tenek krovni sloj betona.



Slika 5.15: Možnična učinkovitost vzdolžnih palic (glede na pozicijo v prerezu in glede na smer obremenjevanja)

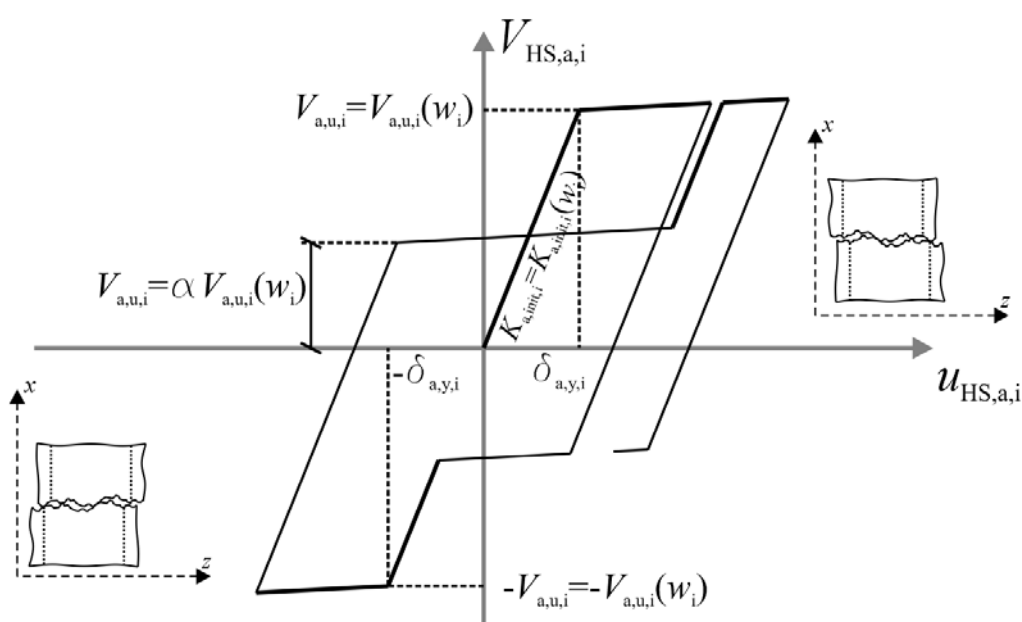
Fig. 5.15: Dowel efficiency of vertical bars regarding their position in the wall cross-section and loading direction

5.7.2 Pravila za vzmeti mehanizma zaklinjanja zrn agregata

Kapaciteta mehanizma zaklinjanja zrn agregata v razpoki je močno odvisna od razmika v razpoki. Večji kot je razmik, manj je mehanizem učinkovit. Odvisna je tudi od zgodovine obremenjevanja. Drsenje v razpoki gladí površino razpoke in hitro odpiranje in zapiranje razpok, kot se to dogaja v primeru potresne obtežbe, prav tako poškoduje zrna na območju razpoke. Kapaciteta mehanizma se tako s trajanjem obtežbe manjša (degradira).

V literaturi nismo našli podatkov o konstitutivnem odnosu med prečna silo, ki se prenaša prek zrn, in zamikom razpoke pri cikličnem obremenjevanju. Raziskave, katere smo povzeli v poglavju 4, se nanašajo le na preučevanje mehanizma pri monotono naraščajoči skoraj-statični obtežbi. Opisali smo modele treh raziskovalnih skupin in prišli do zaključka, da lahko odnos δ (zamik razpoke) proti F_a (strižna sila v razpoki) pri konstantnem w (razmik razpoke) idealiziramo z bilinearno ovojnico.

Glede na to, da nimamo podatkov o lastnostih cikličnega obnašanja odnosa $F_a - \delta$, smo se pri formulaciji histereznih pravil držali načela, da morajo biti ta čim bolj enostavna in smiselna. Bistveno je bilo tudi zajeti vpliv degradacije kapacitete mehanizma zaradi glajenja površin razpok. Kot najboljša izbira se nam je ponujala uporaba pravil za modeliranje strižnega zdrsa (*angl. shear-slip hysteresis*), ki so prikazana na sliki 5.16 in so bila že predstavljena v razdelku 3.1. Ta so dovolj preprosta in jasna, imajo bilinearno ovojnico ter je z njimi moč zajeti vpliv degradacije zaradi glajenja razpok, ki nastane pri večjem zdrsu v razpoki. Glajenje razpok zajamemo s parametrom α (Slika 5.16). Za vrednost parametra α vzamemo število med 0 in 1, običajno se privzame $\alpha=0,5$ (Kante, 2005). S parametrom α opredelimo za koliko se zniža nosilnost mehanizma zaradi glajenje lic razpok, ki nastane zaradi zdrsa v razpoki. V različici programa OpenSees s katero razpolagamo je bil enoosni material, ki se ravna po teh pravilih, že predhodno vgrajen (Kante, 2005).



Slika 5.16: Oblika histereze i -te vodoravne vzmeti pri konstantni vrednosti razmika w_i , ki ponazarja mehanizem prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn agregata v razpoki

Fig. 5.16: Hysteresis rules for a horizontal spring representing the interlock mechanism considering $w_i = const.$

Za enkrat zanemarimo, da se smer vodoravnih vzmeti HSA_i v splošnem ne sklada z ravnino razpok, t.j. z ravnino vzdolž katere so definirani odnosi $v_a - \delta$ v materialnih modelih, ki so predstavljeni v poglavju 4. Privzemimo, da so razpoke, v katerih so zaklinjena zrna, vodoravne, t.j. skladajo se s smerjo vodoravnih vzmeti. HSA_i vzmeti imajo dve vlogi: (i) preden stena razpoka, modelirajo elastično strižno obnašanje stene; (ii) ko se pojavi razpoka, modelirajo mehanizem zaklinjanja. Najprej opredelimo karakteristične točke odnosa *sila – pomik* vzmeti HSA_i (odnos $V_{HSA,i} - u_{HSA,i}$), ki veljajo v začetnem stanju stene, t.j. ko se razpoke še niso tvorile in se stena elastično strižno obnaša. V tem primeru je začetna togost vzmeti HSA_i enaka elastični strižni togosti lamele i , ki jo delimo s številom efektivnih razpok $n_{cr,eff}$. Deljenje z $n_{cr,eff}$ je potrebno, ker vodoravne vzmeti modelirajo togost strižnih mehanizmov v oz. na območju ene same razpoke in je zato potrebno pri določitvi elastične togosti HSA_i vzmeti upoštevati pripadajočo višino lamele, ki je $n_{cr,eff}$ krat manjša od celotne višine lamele L . Elastično togost HSA_i vzmeti tako določimo z izrazom (5.87)

$$k_{HSA,i,el} \equiv k_{HSA,i,init,w=0} = \frac{G \cdot A_{s,i}}{L/n_{cr,eff}} \quad (5.87)$$

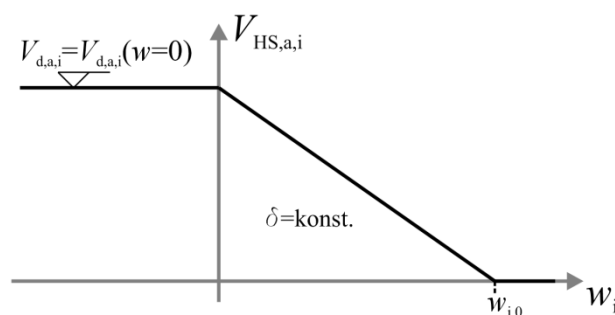
Pri tem je: G je strižni modul betona; $A_{s,i}$ je strižni prerez lamele, ki se ga lahko privzame kot $A_{s,i} = A_{c,i}/1,2$ (ta enačba sicer ni konsistentna, če obravnavamo samo eno lamelo; a ko se sešteje prispevek vseh lamel, se strižna togost elementa sklada z elastično strižno togostjo stene).

Seveda ima nerazpokan beton tudi neko mejno strižno nosilnost, ki jo je potrebno upoštevati v konstitutivnem diagramu. Opredeliti je torej potrebno kakšno največjo strižno napetost lahko zdrži nerazpokan beton, t.j. strižno nosilnost betona. Konsistentno je, da za določitev te vrednosti uporabimo enačbo (4.20), v katero vstavimo $w = 0$ (zaprta razpoka). Enačba je bila namreč določena na podlagi monotonih preizkusov, zato naj bi vrednost $v_{ci,max}(w = 0)$ pomenila največjo strižno napetosti, ki jo lahko še prenese nerazpokan beton. Takšna interpretacija je privzeta tudi v analitičnih modelih za AB linijske elemente, plošče in lupine, ki jih je razvil Bentz (2000) in v Modificirani teoriji tlačenege polja (Vecchio in Collins, 1986). Privzamemo torej, da je zgornja meja konstitutivnega diagrama nerazpokane lamele enaka (5.88).

$$V_{HSA,i,u} \equiv V_{a,u,i} = A_{c,i} \cdot v_{ci,max}(w = 0) = A_{c,i} \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{0.31} \quad (5.88)$$

Nadalje formuliramo obnašanje HSA_i vzmeti ob pojavu razpoke v i -ti lameli. Kot smo to upravičili v poglavju 4, obliko diagrama $V_{HSA,i} - u_{HSA,i}$ pri konstantnem razmiku razpoke ($w = const.$) opredelimo z bilinearno ovojnico. Začetno togost in mejno nosilnost te ovojnice določimo na podlagi naslednjega razmisleka.

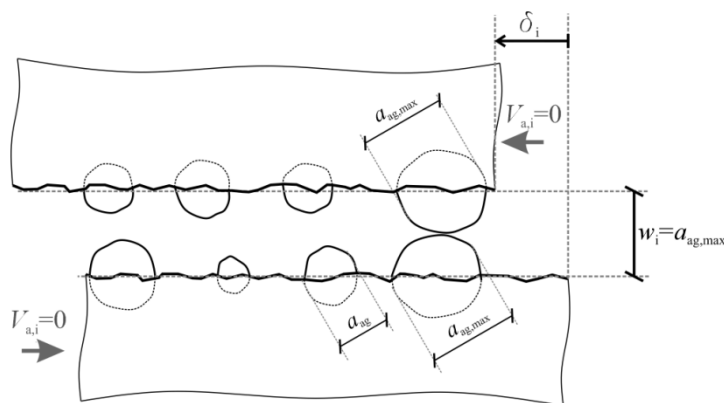
Materialni modeli, ki smo jih predstavili v poglavju 4, zajemajo vpliv razmika w na togost in silo mehanizma zaklinjanja. V teh modelih je vpliv večanja w na manjšanje togosti K_a oz. sile mehanizma V_a ponazorjen s krivuljo višjega reda (Slika 4.27). Kot rečeno je bila tudi oblika te krivulja določena na podlagi statičnih monotonih preizkusov in najverjetneje ne odraža dejanskega dogajanja med cikličnim dinamičnim obremenjevanjem točno. Zato za potrebe našega analitičnega modela privzamemo nekaj poenostavitev. Privzamemo, da se sila in togost mehanizma linearno manjšata v večanjem razmika w (Slika 5.17).



Slika 5.17: Idealiziran odnos vpliva razmika razpoke w_i na območju lamele i na kapaciteto (silo, togost) mehanizma zaklinjanja zrn agregata v lameli i

Fig. 5.17: Idealised relation for the crack width influence on the capacity of interlock mechanism

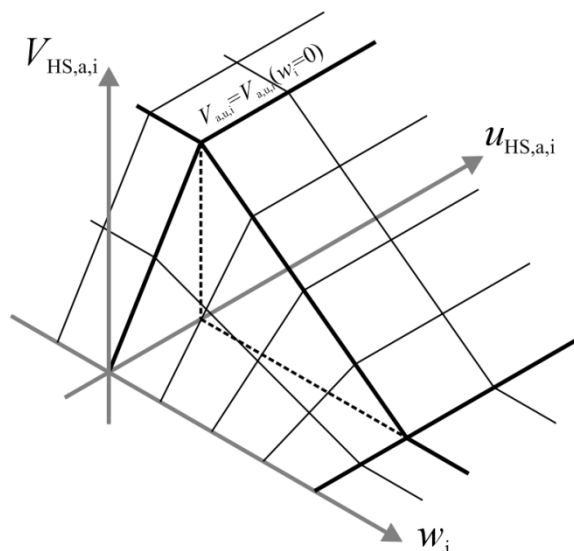
Skladno s tem je potrebno določiti velikost w pri kateri učinek mehanizma pade na nič (pomik označimo z w_0), t.j. ko imata togost in sila ničto vrednost. Obravnavni materialni modeli nakazujejo na to, da je hitrost manjšanja učinka obratno sorazmerna z velikostjo največjih zrn agregata. Ob pogledu na sliko 5.18 je takšna formulacija povsem smiselna in jo zato upoštevamo tudi v našem modelu. V našem primeru smo se odločili, da učinkovitost mehanizma zaklinjanja zrn pade na nič, ko velikost razmika w doseže vrednost enako premeru največjih zrn agregata $w_0 = a = a_{ag,max}$. To bi se tudi dejansko zgodilo v primeru zaklinjanja zrn v »idealizirani« razpoki, pri kateri polovice zrn na obeh straneh razpoke molijo iz ravne cementne matrice (Slika 5.18).



Slika 5.18: V »idealizirani« razpoki učinkovitost zaklinjanja zrn agregata pade na nič, ko $w_i \geq a_{ag,max}$

Fig. 5.18: In an idealised crack the interlock efficiency equals zero when $w_i \geq a_{ag,max}$

Celotna ovojnica odnosa $V_{HSA,i} - u_{HSA,i} - w_i$ ima torej obliko, ki je prikazana na sliki 5.19. Histerezno obnašanje tega odnosa se določi z združitvijo pravil, ki so prikazane na slikah 5.16 in 5.17.



Slika 5.19: Prostorska ploskev, ki ponazarja del ovojnice odnosa $V_{HSA,i} - u_{HSA,i} - w_i$, ki je privzet pri opredelitvi obnašanja vodoravnih vzmeti HSA_i

Fig. 5.19: Mesh representing the $V_{HSA,i} - u_{HSA,i} - w_i$ adopted for HSA_i springs

Do sedaj predstavljena pravila za HSA_i vsebujejo predpostavko, da so razpoke vodoravne ($\theta_{cr} = 0$). To pomeni, da se zamik v razpoki δ_i sklada s pomikom v vzmeti $u_{HSA,i}$. Zaradi tega je bilo mogoče odnose

$v_a - \delta$ iz materialnih diagramov (poglavje 4) neposredno pretvoriti na $V_{HSA,i} - u_{HSA,i}$ pravila za vzmeti. V splošnem pa smer razpoke ni enaka smeri vodoravnih vzmeti (Slika 5.20). Velja naslednje: (i) k prečni sili v elementu/steni prispeva samo prečna/vodoravna komponenta sile zaklinjanja (Elwood in Moehle, 2003); (ii) površina razpoke, ki pripada lameli i , je v splošnem drugačna od ploščine prečnega prereza lamele. Velikost prečne komponente sile zaklinjanja in površino razpoke, ki pripada i -ti lameli, zapišemo s pomočjo kota razpok θ_{cr} . Silo zaklinjanja, ki deluje vzdolž razpoke ene lamele, označimo z $V_{a,i}$ (Slika 5.20). Enaka je produktu med strižno napetostjo zaklinjanja $v_{a,i}$ in površino razpoke $A_{cr,i}$. Napetost $v_{a,i}$ je odvisna od razmika w_i in zamika δ_i , pri čemer povezavo med njimi predstavljajo poenostavljena pravila na sliki 5.19 (navpična os predstavlja $v_{a,i}$ in namesto $u_{HSA,i}$ je δ_i). Površina razpoke $A_{cr,i}$ je enaka produktu med širino i -te lamele $b_{w,i}$ in dolžino razpoke na območju i -te lamele $l_{cr,i}$. Dolžina $l_{cr,i}$ določimo iz kota razpok θ_{cr} in dolžine lamele l_i (Slika 5.20). Enaka je:

$$l_{cr,i} = \frac{l_i}{\cos(\theta_{cr})} \quad (5.89)$$

Površin razpoke na območju i -te lamele $A_{cr,i}$ je tako enaka (5.90).

$$A_{cr,i} = b_{w,i} \cdot l_{cr,i} = b_{w,i} \cdot \frac{l_i}{\cos(\theta_{cr})} \quad (5.90)$$

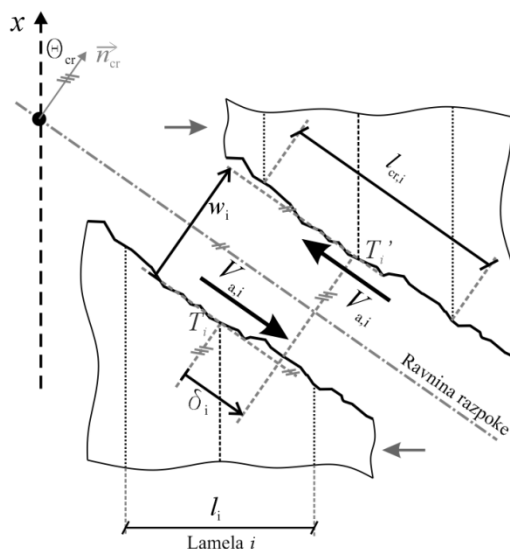
Sledi, da je sila zaklinjanja v smeri razpoke enaka (5.91).

$$V_{a,i} = v_{a,i} \cdot A_{cr,i} = v_{a,i} \cdot b_{w,i} \cdot \frac{l_i}{\cos(\theta_{cr})} \quad (5.91)$$

Prečno komponento sile $V_{a,i}$, t.j. silo v vzmeti HSA_i , dobimo z množenjem s kosinusom kota θ_{cr} (5.92).

$$V_{HSA,i} = V_{a,i} \cdot \cos(\theta_{cr}) = v_{a,i} \cdot b_{w,i} \cdot \frac{l_i}{\cos(\theta_{cr})} \cdot \cos(\theta_{cr}) = v_{a,i} \cdot b_{w,i} \cdot l_i = \underline{v_{a,i} \cdot A_{c,i}} \quad (5.92)$$

Komponenta sile zaklinjanja v smeri vodoravne vzmeti je torej vedno enaka produktu med strižno napetostjo v razpoki in prečnim prerezom lamele, ne glede na kot θ_{cr} . To pa še ne pomeni, da kot razpok nima vpliva na učinkovitost zaklinjanja zrn agregata. Kot θ_{cr} vpliva na velikost razmika w_i in tako tudi na vrednost $v_{a,i}$.



Slika 5.20: Smer sile mehanizma zaklinjanja zrn agregata

Fig. 5.20: Orientation of the interlock force

Sedaj, ko so opredeljena vsa bistvena konstitutivna pravila za vzmet HSA_i (opredeliti je potrebno le še degradacijo mehanizma zaradi hitrega odpiranja in zapiranja razpok, kar je deloma opravljeno na koncu tega razdelka, preostalo pa v poglavju o verifikaciji eksperimenta), lahko zapišemo algoritem s katerim programska procedura določi trenutno togost $k_{HSA,i}$ in silo $f_{HSA,i}$ v vzmeti HSA_i . Postopek je po zaporednih korakih predstavljen v naslednji alinejah:

- 1) Vhodni podatki o vzmeti, ki jih potrebuje program, zajemajo karakteristične točke ovojnice lamele v začetnem stanju (bilinearni diagram z $k_{HSA,i,el}$ in $V_{HSA,i,u}$) ter velikost največjih zrn agregata a . Konstitutivna pravila lamele v začetnem stanju imajo obliko na sliki 5.16 in jih imenujemo referenčna konstitutivna pravila vzmeti HSA_i .
- 2) V vsakem koraku analize procedura z enačbami iz razdelka 3.10.7 izračuna komponente pomika v razpoki na mestu lamele i (pomika w_i in δ_i) ter pomik v vzmeti $u_{HSA,i}$. Na podlagi pomika razpoke $u_{HSA,i}$ se iz referenčnih pravil vzmeti določi vrednost referenčne sile $V_{HSA,i,ref}$ in referenčne togosti vzmeti $K_{HSA,i,ref}$.
- 3) Na podlagi pomika w_i (razmik v razpoki) in ob upoštevanju odnosa na sliki 5.17 se vrednosti $V_{HSA,i,ref}$ in $K_{HSA,i,ref}$ ustrezno zmanjša. Dejansko trenutno togost $K_{HSA,i} \equiv k_{HSA,i}$ in silo $V_{HSA,i} \equiv f_{HSA,i}$ se tako določi z enačbama (5.93) in (5.94).

$$\text{togost: } \begin{cases} w_i \leq 0 \Rightarrow K_{HSA,i} = K_{HSA,i,ref} \\ w_i > 0 \ \& \ w_i < a \Rightarrow K_{HSA,i} = \frac{a - w_i}{a} \cdot K_{HSA,i,ref} \\ w_i \geq a \Rightarrow K_{HSA,i} = 0 \end{cases} \quad (5.93)$$

$$\text{sila: } \begin{cases} w_i \leq 0 \Rightarrow V_{HSA,i} = V_{HSA,i,ref} \\ w_i > 0 \ \& \ w_i < a \Rightarrow V_{HSA,i} = \frac{a - w_i}{a} \cdot V_{HSA,i,ref} \\ w_i \geq a \Rightarrow V_{HSA,i} = 0 \end{cases} \quad (5.94)$$

Ta postopek je uporabljen v programski kodi novega elementa, ki je vgrajena v OpenSees (2008) – glej prilogo B. Degradacija mehanizma zaradi (hitrega) odpiranja in zapiranja razpok je formulirana z nižanjem višine ovojnice referenčnega diagrama. Pred pričetkom analize je zato potrebno definirati vrednost razmika v razpoki (označeno z w_{deg} oz. $w_{i,deg}$ za i -to lamelo), ki predstavlja tolikšno odprtost razpoke, da pri ponovnem stiskanju razpoke pride do poškodb razpoke, kar pomeni degradacijo mehanizma zaklinjanja. Ob tem je potrebno tudi predpisati faktor degradacije, t.j. razmerje med višino degradirane in prejšnje konstitutivne ovojnice vzmeti. Ko program zazna, da je razmik razpoke na območju lamele w_i dosegel ali presegel vrednost $w_{i,deg}$, zniža referenčni diagram vzmeti HSA_i za faktor degradacije, kar so odrazi v znižani togosti $K_{HSA,i}$ in sili $V_{HSA,i}$ v nadaljnjih korakih analize.

Ker je privzeto, da so HSA_i , HSD_i in HSS_i vzmeti ene lamele vezane zaporedno (enačbe 5.83, 5.84 in 5.85; slika 5.12), se v vzmeteh HSD_i in HSS_i izvrši pomik tudi v primeru, da še ni prišlo do pojava razpok in zato HSA_i ponazarja strižno togost nerazpokane lamele i . To seveda ni v skladu z dejanskim dogajanjem v steni, saj ni mogoče, da se v razpokah mobilizirata možnični mehanizem in mehanizem vodoravnih palic, če se razpoke sploh niso tvorile. Vendar takšna formulacija zanemarljivo vpliva na obnašanje nerazpokane stene, saj je togost vzmeti HSA_i , ko je stena še nerazpokana (togost $k_{HSA,i,el}$; enačba 5.87), za vsaj en red velikosti večja od začetnih togosti HSD_i in HSS_i vzmeti (glej prilogo 1, kjer so predstavljena razmerja med karakteristikami vzmeti v začetnem stanju). Zmerno naraščanje pomikov v vodoravnih vzmeteh običajno hitro pomeni tvorbo razpok in vzmeti HSD_i in HSS_i prevzamejo svojo pravo funkcijo. V kolikor želimo privzeti »točno« začetno strižno togost stene pa lahko togosti $k_{HSA,i,el}$ znižamo za vrednost začetnih togosti HSD_i in HSS_i vzmeti.

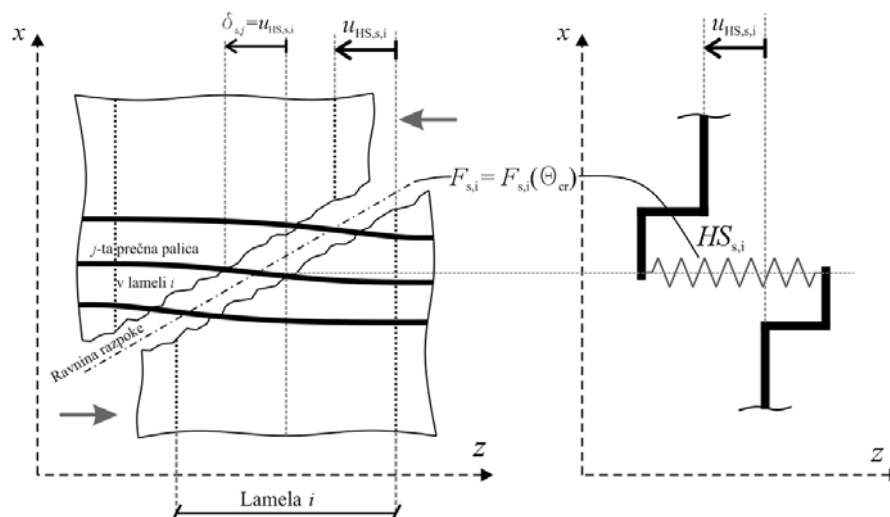
5.7.3 Pravila za vzmeti prispevka vodoravne armature

Preostane nam še, da opredelimo pravila za vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem prenašanja strižnih sil z vodoravno armaturo. Sila in togost vzmeti HSS_i je sorazmerna s količino vodoravne armature, ki se aktivira v razpoki na območju i -te lamele (označimo jo z $A_{ss,i}$). $A_{ss,i}$ je odvisna od:

- Kota razpoke θ_{cr} ;
- Prečnega prereza lamele $A_{c,i}$;
- Deleža vodoravne armature v lameli $\rho_{ss,i}$;

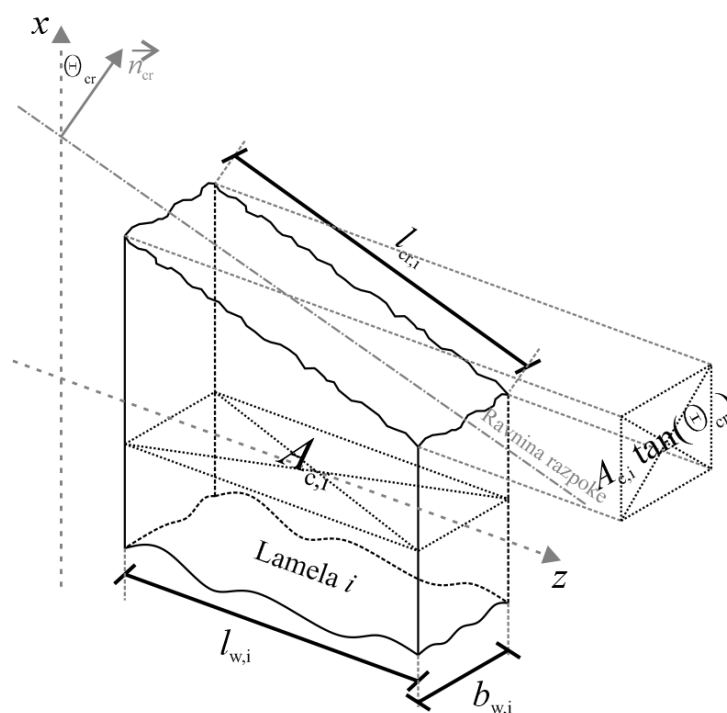
Iz slik 5.21 in 5.22 je razvidno, da se $A_{ss,i}$ izračuna z enačbo (5.95)

$$A_{ss,i} = A_{c,i} \cdot \rho_{ss,i} \cdot \tan(\theta_{cr}) \quad (5.95)$$



Slika 5.21: Shema z oznakami za določitev vhodnih parametrov vzmeti vodoravne armature, ki pripada i -ti lameli (HSS_i)

Fig. 5.21: Scheme with denotation of the properties that influence constitutive rules for HSS_i springs



Slika 5.22: Oznake dimenzij in ploščin razpoke na območju kjer prečka lamelo i

Fig. 5.22: Denotation of geometrical properties of the strip i near a crack

Trenutna sila v vzmeti HSS_i (sila $V_{HSS,i}$) je enaka produktu med $A_{ss,i}$ in trenutno osno napetostjo v palicah v razpoki na območju lamele i (napetost $\sigma_{s,i}$). $\sigma_{s,i}$ je prek konstitutivnega zakona povezana z deformacijo palic v razpoki na območju lamele i (deformacija $\epsilon_{s,i}$). Ker se smer vodoravnih palic sklada s smerjo vodoravnih vzmeti, je raztezek palic v razpoki na območju lamele i (raztezek $\delta_{s,i}$) enak raztezkju vzmeti $u_{HSS,i}$. Povezavo med $\delta_{s,i}$ in deformacijo v palici na mestu razpoke smo formulirali v poglavju 4. Zapisali smo tudi, da lahko odnos $\sigma_{s,i} - \delta_{s,i}$ ponazorimo z bilinearno ovojnico, iz česar sledi,

da lahko to pravilo uporabimo tudi pri $V_{HSS,i} - u_{HSS,i}$. Kot prvo je torej potrebno opredeliti silo in pomik vzmeti na meji tečenja. Sila na meji tečenja $V_{HSS,i,y}$ je enaka:

$$V_{HSS,i,y} = A_{ss,i} \cdot f_{ss,y} = A_{c,i} \cdot \rho_{ss,i} \cdot \tan(\theta_{cr}) \cdot f_{ss,y} \quad (5.95)$$

Kot smo utemeljili v poglavju 4, lahko pri računu pomika vzmeti na meji tečenja privzamemo različne razporede poteka osnih deformacij v vodoravnih palicah na območju šip. V primeru, da se upošteva konstanten potek deformacij, in pričakujemo, da se bo v panelu pojavilo več razpok (CEB-ova formula), je $u_{HSS,i,y}$ enak (5.96).

$$u_{HSS,i,y} = \varepsilon_{ss,y} \cdot s_{cr,hor} \quad (5.96)$$

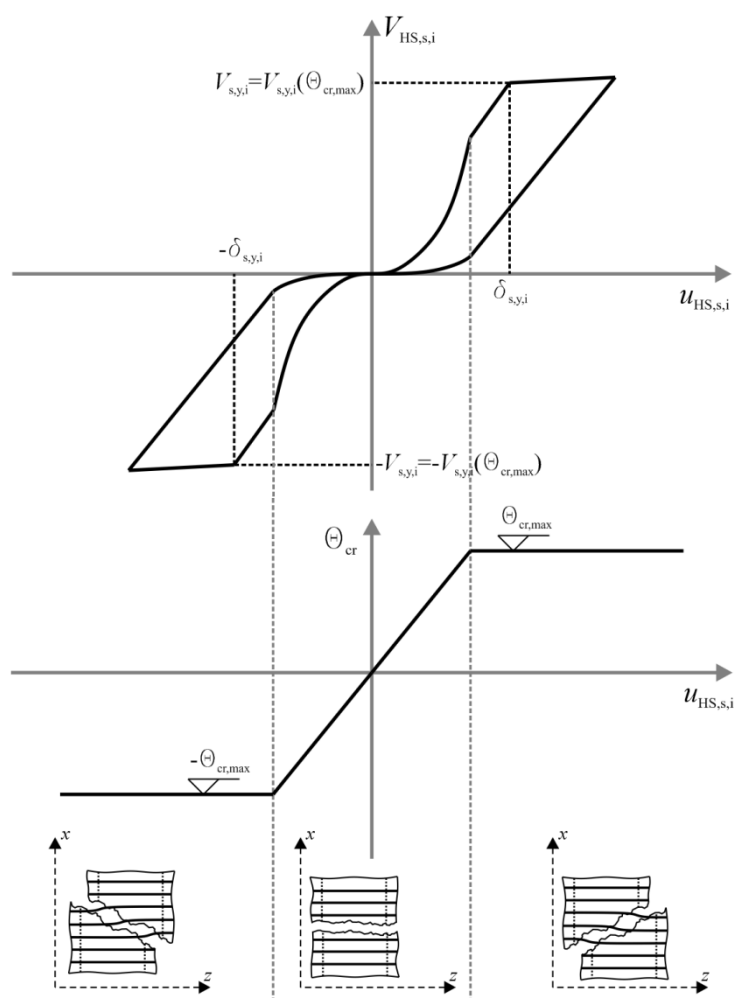
Spomnimo, da $s_{cr,hor}$ označuje vodoravno razdaljo med razpokami. Ob predpostavki, da je potek deformacij vzdolž vodoravnih palic konstanten, je utrditev HSS_i vzmeti enaka utrditvi jekla palic. Enačbi (5.95) in (5.96) povesta, da lahko skoraj vse parametre, ki vplivajo na obnašanje HSS_i vzmeti, določimo vnaprej (pred pričetkom analize). Neznanka je le kot θ_{cr} , t.j. kot pod katerim se bodo formirale razpoke. Kot razpok namreč vpliva na količino vodoravne armature, ki se aktivira v i -ti lameli (enačba 5.95), in zato vpliva na silo v vzmeti HSS_i . Obstajata dve možnosti kako lahko zajamemo vpliv kota θ_{cr} . Prva je računsko nekoliko bolj zahtevna. Referenčna pravila za HSS_i vzmeti (pravila za odnos $V_{HSS,i} - u_{HSS,i}$) se določi tako, da se pri izračunu sile tečenja (sile $V_{HSS,i,y}$) v enačbi (5.95) upošteva $\theta_{cr} = \theta_{cr,max}$. Takšna ovojnica odgovarja situaciji, da v kolikor se v steni formirajo razpoke, se te formirajo pod kotom $\theta_{cr,max}$ (kar praktično vedno velja v primeru šibko strižno armiranih nepovezanih sten). Da zajamemo možnost, da se v steni formirajo razpoke pod manjšim kotom, pa je potrebno v vsakem koraku analize opraviti naslednje:

- Na podlagi trenutnega pomika vzmeti $u_{HSS,i}$ se iz referenčnega diagrama določi trenutno referenčno silo $V_{HSS,i,ref}$ in togost $K_{HSS,i,ref}$;
- Trenutno silo $V_{HSS,i}$ in togost $K_{HSS,i}$ se izračuna tako, da se referenčni vrednosti $V_{HSS,i,ref}$ in $K_{HSS,i,ref}$ množi s $\tan(\theta_{cr})/\tan(\theta_{cr,max})$;

Drugače povedano, z opisanim postopkom zagotovimo naslednje: Kot θ_{cr} pove smer glavnih natezних deformacij, ki določajo kot razpok (v kolikor se razpoke tvorijo). Ker je potrebno, da so vzmeti vedno pripravljene na pojav razpok, mora njihovo stanje slediti kotu θ_{cr} . Od tu izhaja, da je potrebno sile in togosti iz referenčnega diagram HSS_i vzmeti v vsakem koraku množi s $\tan(\theta_{cr})/\tan(\theta_{cr,max})$, ki pove količino aktivirane vodoravne armature v eni lameli katero prečka razpoka s kotom θ_{cr} .

Primer diagrama $V_{HSS,i} - u_{HSS,i}$, ki je določen po predstavljenem postopku, je prikazan na zgornjem diagramu slike 5.23. Pri tem je privzeto, da spreminjanje kota θ_{cr} sledi spodnjemu diagramu na sliki 5.23. Za potrebe enostavnejšega opisa dogajanja v vzmeti HSS_i , je na tem diagramu privzeto, da na deformacijsko stanje v steni vpliva predvsem strižna deformacija stene, ki je povezana s pomiki vodoravnih vzmeti $u_{HSS,i}$. Poenostavitev tudi zajema, da je pri $|\theta_{cr}| < \theta_{cr,max}$ odnos med θ_{cr} in $u_{HSS,i}$ linearen in θ_{cr} doseže $\theta_{cr,max}$ preden $u_{HSS,i}$ doseže $u_{HSS,i,y}$. V spodnjem delu slike 5.23 je prikazana deformacija v vodoravni armaturi na območju razpoke v lameli i , in sicer za tri različne vrednosti kota razpok. V primeru čiste natezne ali upogibne deformacije stene (in neupoštevanju robnih pogojev), se tvori vodoravna razpoka ($\theta_{cr} = 0$), ki poteka vzporedno s strižnimi palicami in zato te palice ne prispevajo k strižnim karakteristikam stene. Stanje HSS_i vzmeti v tej situaciji je ponazorjeno s točko v izhodišču zgornjega diagrama na sliki 5.23, ko sta tako togost kot sila v vzmeti enaka 0. Betonski deli so med seboj še vedno strižno povezani z mozniki in zaklenjenimi zrni (slednje velja v kolikor razpoka

ni odprta za več kot a). Ker med betonskimi deli še vedno obstaja strižno-osna povezava, večanje strižnih pomikov stene (večanje $u_{HSS,i}$ na sliki 5.23) spremeni deformacijsko stanje v steni in se zato vodoravna razpoka zapre in tvori nova z $\theta_{cr} > 0$ (model z rotiranjem razpok). Z večanjem strižnih deformacijah se v končni fazi tvori razpoka z največjim možnim kotom $\pm\theta_{cr,max}$, ki narekuje največjo količino vodoravne armature, ki se lahko aktivira v i -ti lameli (spodnji levi in spodnji desni del slike 5.23). Ker so stene med potresom (razen v primeru močno povezanih sten) obremenjene pretežno z vodoravno obtežbo, se v primeru šibke vodoravne armature razpoke v panelu običajno tvorijo le pod kotoma $\pm\theta_{cr,max}$. Situacija, ki je prikazana na srednjem spodnjem delu slike 5.23, pa je pogosta na mestih delovnih stikov – nevarnost strižnega zdrsa.

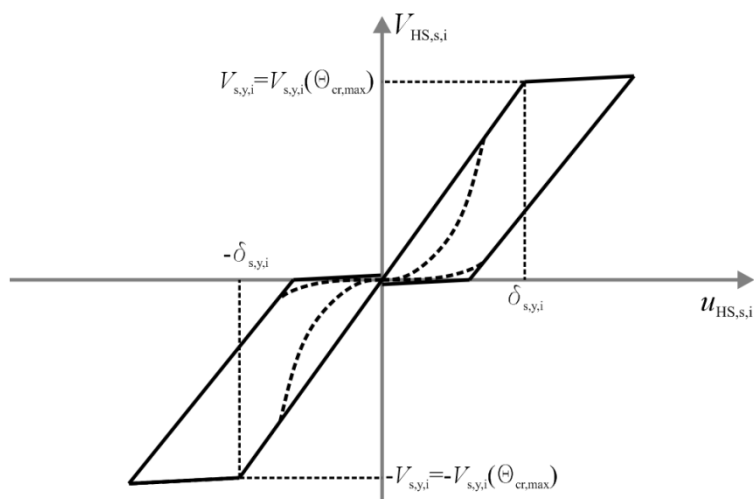


Slika 5.23: Zgoraj: konstitutivni diagram za vzmeti HSS_i ; Sredina: primer spreminja θ_{cr} v odvisnosti od $u_{HSS,i}$; Spodaj: sheme, ki prikazujejo količino vodoravne armature, ki jo prečka razpoka na območju lamele i pri različnih kotih razpoke

Fig. 5.23: Upper part: constitutive diagram for HSS_i springs; Centre: an example of θ_{cr} variation depending on $u_{HSS,i}$; Lower part: schemes representing the amount of effective shear reinforcement in one strip

Drugi način za določitev trenutne sile in togosti v HSS_i vzmeteh je računsko manj zahteven, a zajema nekaj poenostavitev. Če privzamemo, da je odnos med θ_{cr} in $u_{HSS,i}$ približno takšen kot je prikazan na spodnjem diagramu slike 5.23 (v katerih situacijah to velja smo zapisali v prejšnjem odstavku), lahko pravila za HSS_i določimo vnaprej, in sicer ob upoštevanju:

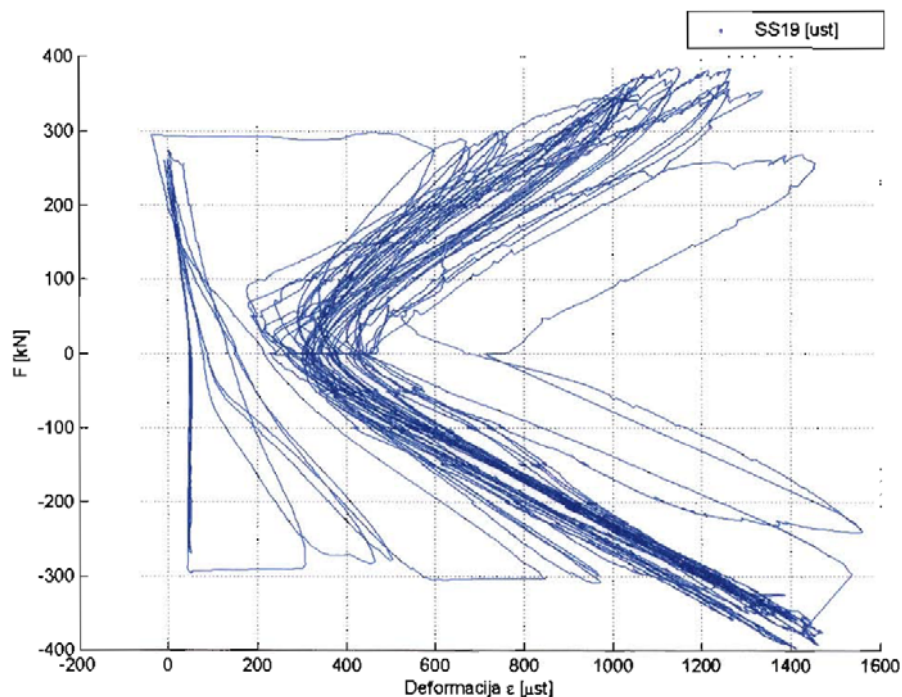
- Odnosu $V_{HSS,i} - u_{HSS,i}$ določimo bilinearno ovojnico (enačbi 5.95 in 5.96), količino efektivne vodoravne armature izračunamo ob upoštevanju $\theta_{cr,max}$ (polna črta na diagramu slike 5.24). To pomeni, da opustimo množenje s $\tan(\theta_{cr})/\tan(\theta_{cr,max})$ v vsakem koraku analize, kar zmanjša zahtevnost računa. Na ta način sicer manj natančno modeliramo situacijo v primeru, da se razpoke pojavijo pod kotom, ki je manjši od $\theta_{cr,max}$ (srednji del diagrama na sliki 5.24). V primeru, ko se v modelirani steni pojavijo večje strižne deformacije (kar pomeni, da se stena prične neelastično strižno obnašati), se običajno dejansko pojavijo razpoke pod kotom $\theta_{cr,max}$, in poenostavljen odnos $V_{HSS,i} - u_{HSS,i}$ teoretično pravilno modelira mehanizem vodoravne armature.
- Pri histereznem obnašanju je potrebno upoštevati t.i. »pinching« efekt (Slika 5.24). Pri razbremenjevanju se razpoke zaprejo in pri naraščanju obremenitve v nasprotni smeri se formirajo nove pod drugačnim (zrcalnim) kotom. To pomeni, da se glede na smer obremenjevanja vodoravne palice neelastično deformirajo na različnih mestih, kar se odraža v ozkih histerezah mehanizma vodoravnih palic (to kažejo tudi meritve na eksperimentih – glej naslednje odstavke).



Slika 5.24: Dejanski konstitutivni diagram za vzmeti HSS_i (črtkana črta) in poenostavljen konstitutivni diagram, ki je vgrajen v OpenSees-ovo programsko kodo novega elementa (polna črta)

Fig. 5.24: Actual HSS_i constitutive diagrams (dashed line) and simplified diagrams implemented in the OpenSees code

Ciklično vodoravno obremenjevanja povzroči, da se HSS_i vzmeti krčijo in raztezajo, v njih se izmenično izvršujejo pozitivne sile $V_{HSS,i}$ (pomiki $u_{HSS,i}$) in sile (pomiki) z negativnim predznakom. Potrebno se je zavedati, da v primeru negativnih pomikov HSS_i vzmeti to ne pomeni, da se v vodoravnih palicah izvršujejo negativne deformacije. To pomeni samo, da se je stena strižno zamaknila v smer, ki je pri vodoravnih vzmeteh definirana z negativni vejo. Med potekom strižne obremenitve se v vodoravnih palicah v večini dogajajo le natezne deformacije. Na sliki 5.25 so prikazane meritve enega izmed merilnih lističev, ki so bili nameščeni na vodoravne palice preizkušanca, ki je bil testiran na Zavodu za gradbeništvo Slovenije in je ponazarjal kratki škatlast mostni steber (Bevc et al., 2006). Vertikalna os ponazarja prečno silo v stebru, vodoravna os pa deformacije v armaturi na mestu merilca. Videti je, da so se v palici izvrševale samo pozitivne deformacije pri čemer so histereze precej ozke, kar je skladno z našim opisom.



Slika 5.25: Meritve enega izmed merilnih lističev na vodoravni armaturi palice preizkušanca, ki je bil testiran na Zavodu za gradbeništvo Slovenije in je ponazarjal kratki škatlast mostni steber (Bevc et al., 2006, stran B38)

Fig. 5.25: Measurements of a strain gauge installed on a horizontal bar of the short hollow bridge column specimen tested at the Slovenian National Building and Civil Engineering Institute (Bevc et al., 2006, page B38)

Pri opredelitvi histerez vodoravnih vzmeti HSS_i se lahko sklicujemo na enega izmed že vgrajenih enoosnih materialov v programskem okolju OpenSees (2008). Zahtevane lastnosti cikličnega obnašanja HSS_i vzmeti (Slika 5.24) lahko najboljše modeliramo s t.i. histereznim enoosnim materialom (*angl. HystereticMaterial*). Materialu lahko opredelimo različne lastnosti ovojnice in histereznega obnašanja, da dosežemo pravila, ki so prikazana na sliki 5.24. Postopek je na praktičnem primeru prikazan v prilogi A in poglavju 7.

»Ta stran je namenoma prazna«

6 POVZETEK ZNAČILNOSTI NOVEGA ELEMENTA IN DODATNI NAPOTKI ZA UPORABO

Gradivo v katerem je predstavljen celoten postopek razvoja novega analitičnega modela je precej obsežno (3., 4. in 5. poglavje naloge) in zato od bralca zahteva precej časa in truda, da se ustrezno seznanijo z značilnostmi modela. Bralcem, ki želijo hitrejšo poizvedbo o novem elementu, je lahko v pomoč pričujoče poglavje. V njem je namreč strnjeno povzet nastanek elementa, pri čemer so izpostavljene vse glavne značilnosti. Ob tem so navedene tudi številke odstavkov, ki natančno opisujejo lastnosti elementa, in zato besedilo lahko služi tudi kot kazalo s komentarji po 3., 4. in 5. poglavju naloge.

V drugem delu poglavja so podani napotki o vzdolžni razdelitvi modeliranih sten na več elementov. Gostota razdelitve igra pomembno vlogo v primeru, da se ukrivljenost vzdolž elementa hitro spreminja. To velja za območja, kjer se pojavijo nakopičene neelastične upogibne deformacije (območja ob vpetju konzolnih sten). Čeprav z zgoščanjem razdelitve povečamo doslednost pri upoštevanju teoretično točnega poteka ukrivljenosti vzdolž linijskega elementa, to ne pomeni nujno, da je model z gostejšo mrežo zmožen boljše reproducirati dejansko obnašanje stene med potresno obtežbo.

6.1 Strnjen opis značilnosti novega elementa

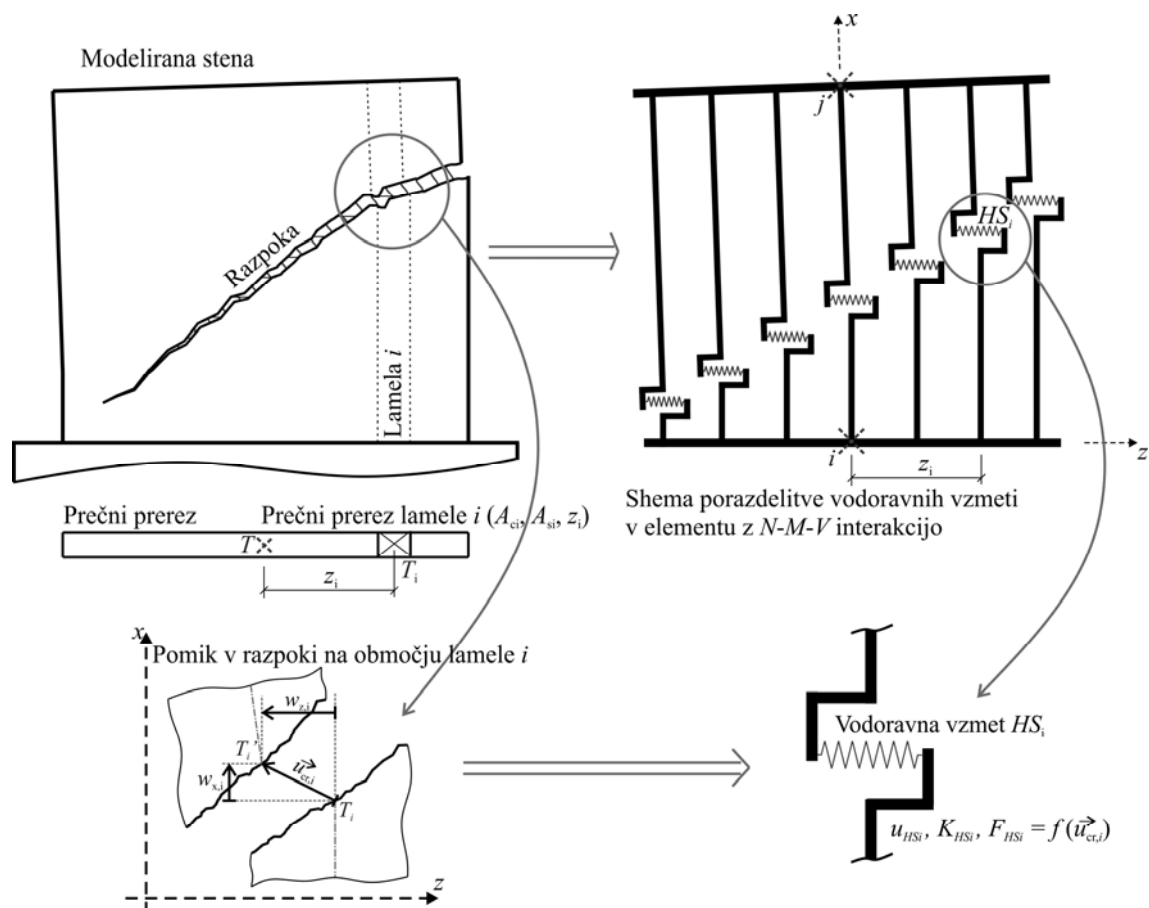
Nov element, ki je formuliran v skladu z novim analitičnim modelom za stene, predstavlja nadgradnjo uveljavljenega makro elementa z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM – razdelek 3.2), katerega že vrsto let uporablja več raziskovalnih skupin po svetu. Z novim elementom je možna analiza neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih sten ob upoštevanju upogibno-osnega stanja v elementu. Privzeto je, da upogibno-strižne razpoke, ki se med potresno obtežbo pojavijo na steni, predstavljajo šibka mesta pri prenosu strižnih obremenitev. Vzdolž ravnine razpok sta zmanjšani tako strižna togost kot strižna nosilnost elementa, zato se glavčina strižnih deformacij nakopiči na teh mestih (zamik in razmik razpok). Nov element ima vgrajeno večje število vodoravnih vzmeti, ki modelirajo prenos strižnih sil v elementu prek razpok in nerazpokanega območja ob razpokah (tlačen del prereza). Obnašanje vodoravnih vzmeti je odvisno od trenutnega pomika v razpokah (t.j. od razmika v razpokah, pozicije nevtralne osi in nivoja osne obremenitve), ki se določi na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v steni (odvisno od trenutne strižno-osno-upogibne obremenitve).

Prečne sile se vzdolž razpokanega armiranobetonskega elementa prenašajo s prispevkom Ritter-Mörsch-evega paličja (t.i. prispevek vodoravne armature; slika 4.29), ki je sestavljen iz tlačnih in natezih vezi, in s prispevkom t.i. strižne nosilnosti betonskega prereza, katero običajno delimo na prispevek strižne nosilnosti nerazpokanega betona (sorazmerna z natezno trdnostjo betona), možnični mehanizem vzdolžne armature, zaklinjanje zrn agregata v razpokah in ločni učinek (Kowalsky in Priestley, 2000). Skladno s formulacijo novega modela se vse naštetje prispevke modelira prek t.i. mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpok oz. mehanizmov prenosa strižnih sil na območju ravnine razpok (kar zajema tudi nerazpokan del prereza; razpoke se namreč ne tvorijo vedno po celotni dolžini stene, v takšnem primeru se sile v tlačeni coni, ki je nerazpokana, prenašajo s strižno nosilnostjo betona kot materiala). Tlačne vezi mehanizma paličja se formirajo v obliki t.i. tlačnih diagonal, ki prenašajo prečne sile od razpoke do razpoke, in zato predstavljajo samostojen člen v sistemu strižne nosilnosti AB sten. Izčrpanje strižne nosilnosti stene lahko natopi zaradi prekoračitve nosilnosti tlačnih diagonal ali prekoračitve kapacitete mehanizmov, ki prenašajo sile prek razpok (t.i. porušitev natezne diagonale). V primeru vitkih sten z zmerno ali manjšo količino strižne armature, katere smo

želeli prvenstveno analizirati z novim elementom, je šibki člen sistema strižne nosilnosti AB sten običajno natezna diagonala (prenos sil prek območja razpok). Zato smo bili pri formulaciji novega modela osredotočeni na opis mehanizmov prenosa sil na območju razpok, ki so odvisni od trenutnega pomika v razpokah. V kasnejši fazi se je elementu dodalo še poenostavljeno proceduro, ki na podlagi trenutnega deformacijskega stanja v steni preveri morebitno prekoračitev nosilnosti tlačene diagonale (uporabljen je bil postopek, ki sta ga predlagala Vecchio in Collins, 1986). Pri klasično armiranih stenah ločimo tri mehanizme, ki se aktivirajo, ko se v razpokah izvrši pomik (Slika 4.2, poglavje 4): (a) možnični mehanizem navpičnih palic (razdelek 4.1); (b) osna nosilnost vodoravnih/strižnih palic (razdelek 4.3) in (c) mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpoki (razdelek 4.2). Kapaciteta slednjega, ki predstavlja osrednji mehanizem prenosa strižnih sil v elementih s šibko strižno armaturo, je izrazito odvisna od razmika razpoke. Pomiki v razpoki so odvisni od trenutnega deformacijskega stanja v steni (osno-upogibno-strižnega stanja), razdalje med razpokami in nagiba razpok (razdelek 3.10).

Nadgradnja klasičnega MVLEM-a je v prvi vrsti zajemala namestitvev dodatnih vodoravnih/strižnih vzmeti (označene z HS_i), po eno za vsako lamelo elementa (razdelek 3.8, Slika 6.1). Dodane vodoravne vzmeti modelirajo mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok ter strižno nosilnost nerazpokanega betona v tlačeni coni prereza. Število vodoravnih vzmeti je enako številu navpičnih vzmeti: i -ta navpična vzmet modelira osno obnašanje in i -ta vodoravna vzmet modelira strižno obnašanje i -te lamele. Povezava M - V - N je dosežena tako, da se na podlagi trenutnih pomikov v navpičnih in vodoravnih vzmeti določi komponente pomika v razpokah $u_{cr,i}$, ki vplivajo na trenutno kapaciteto (sila $F_{HS,i}$ in togost $K_{HS,i}$) vodoravnih vzmeti. Kapaciteta i -te vodoravne vzmeti je odvisna od pomika v razpokah na območju i -te lamele, tako je tudi upoštevano spreminjanje pomika $u_{cr,i}$ vzdolž razpoke (na natezni strani je razpoka odprta, na tlačeni strani pa je načeloma zaprta). Trenutno prečno silo in togost elementa, ki ju program potrebuje za sestavo togostne matrike konstrukcije in vektorja notranjih sil, se določi s seštevkom prispevkov vseh vodoravnih vzmeti (razdelka 5.2 in 5.3). Zaradi kompatibilnostih pogojev, so vodoravne vzmeti vedno postavljene tako, da se črta po kateri so razvrščene ujema s smerjo razpoke (Slika 6.1). Zato mora biti model sposoben določiti pravilno smer razpok, ko se te pojavijo.

Izpeljava enačb za izračun trenutnih pomikov v razpokah (razdelka 3.10.5 in 3.10.7) ni bila trivialna naloga. Potrebno je bilo upoštevati nekaj predpostavk, katere smo utemeljili na podlagi in-situ opazovanja med potresi poškodovanih zgradb in laboratorijskih eksperimentov na armiranobetonskih preizkušancih (razdelek 3.10.1). Predpostavke o poteku razpok so (razdelek 3.10.2): (a) Razpoke so ravne; (b) Vse razpoke v enem elementu so enako usmerjene; (c) V vseh razpokah v enem elementu se izvrši enak pomik; (d) Razpoke so med seboj enakomerno oddaljene. Za izračun razdalje med razpokami smo uporabili CEB-ov postopek (Collins in Mitchell, 1991), kateri je bil privzet pri večini analitičnih modelov, ki obravnavajo neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih elementov. Po različnih avtorjih smo privzeli tudi pravilo, da na usmerjenost razpok vpliva predvsem trenutno deformacijsko stanje v elementu (razdelek 3.10.9). S sprotnim preverjanjem deformacijskega stanja v elementu v vsakem koraku analize je doseženo, da so vodoravne vzmeti usmerjene skladno s smerjo razpok, ko se te pojavijo (model z rotiranjem razpok). Tako je dosežen pogoj kompatibilnosti, da pomiki v vodoravnih vzmetih predstavljajo prečne komponente pomikov v razpoki.



Slika 6.1: Shema modela z N - M - V povezavo za analizo armiranobetonskih sten (navpične vzmeti niso prikazane)

Fig. 6.1: Scheme of the N - M - V relation model for seismic analyses of RC walls (the vertical springs are not shown)

Materialne modele za mehanizme prenosa strižnih sil smo povzeli po različnih avtorjih (poglavje 4). Na podlagi teh modelov smo sestavili konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti (razdelek 5.7). Vsaka vodoravna vzmet (t.j. po ena vzmet na lamelo) je sestavljena iz treh vzporedno vezanih (pod)vzmeti (razdelek 5.7): moznična vzmet, vzmet za mehanizem vodoravne armature in vzmet za mehanizem zaklinjanja (modelira tudi strižno nosilnost nerazpokanega betona). Konstitutivna pravila za moznične vzmeti (vzmeti HSD_i , razdelek 5.7.1) je bilo mogoče neposredno povzeti po poenostavljenemu materialnem modelu, ki ga omenja večina citiranih avtorjev: bilinearna ovojnica brez utrditve z razbremenilnimi vejami usmerjenimi v izhodišče (razdelek 4.1). Začetno togost se določi na podlagi računskega modela upogibnega nosilca (moznik) na elastični podlagi (beton), mejno nosilnost pa z enačbo po Dulacski (1972) oz. Vintzeleouju in Tassiosu (1987). Obnašanje vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja agregata (vzmeti HSA_i , razdelek 5.7.2), je bilo določeno na podlagi modela Lai-Vecchio (Vecchio in Lai, 2004). Ob tem so bile uporabljene nekatere poenostavitve: bilinearna ovojnic brez utrditve; linearen odnos med razmikom v razpoki in kapaciteto vzmeti (sila in togost). Ker obravnavani materialni modeli ne zajemajo obnašanja mehanizma pri ciklični ali dinamični obtežbi, smo histerezna pravila vzmeti HSA_i predpisali na podlagi lastne presoje (razdelek 5.7.2). Privzeli smo degradacijo mehanizma zaradi glajenja lic razpok, ki je posledica drsanja in hitrega odpiranja ter zapiranja razpoke. Pri opredelitvi konstitutivnih enačb za vzmeti vodoravnih palic (vzmeti HSS_i , razdelka 4.3 in 5.7.2) nismo našli računskih modelov, ki bi neposredno obravnavali obnašanje mehanizma. Ker pomiki vodoravnih vzmeteh predstavljajo prečno komponento pomikov v

razpokah, smo konstitutivne enačbe določili na podlagi modela o izvleku armaturnih palic iz betonskega jedra.

Razviti sta bili dve različici elementa, in sicer za ravninske analize (2D) in prostorske analize (3D). Shema na sliki 6.1 predstavlja ravninsko različico elementa. Izpeljava togostne matrike in vektorja notranjih sil ravninskega elementa je predstavljena v razdelkih 5.2 in 5.3, enačbe za prostorski model pa v razdelkih 5.5 in 5.6.

6.2 Napotki glede vzdolžne razdelitve modelirane stene na več elementov

Razlika med zasukoma začetnega in končnega vozliča linijskega elementa je enaka integralu ukrivljenosti po dolžini elementa (6.1). Medsebojni zasuk vozlišč je torej enak ploščini diagrama ukrivljenosti vzdolž elementa (Slika 3.20).

$$\theta_j - \theta_i = \Delta\theta = \int_{x=0}^L \Phi \cdot dx \quad (6.1)$$

Prečni pomik linijskega elementa, ki nastane zaradi upogibne obremenitve, je enak produktu med ploščino diagrama ukrivljenosti in razdaljo med končnim vozliščem elementa in težiščem lika, ki ponazarja diagram ukrivljenosti. Pomik označimo z Δw_f in ga izračunamo z enačbo (x' je vzdolžna koordinata linijskega elementa, ki poteka od končnega proti začetnemu vozlišču: $x' = L-x$):

$$\Delta w_f = \int_{x'=0}^L \Phi \cdot x' \cdot dx' \quad (6.2)$$

Linijski elementi za analizo konstrukcij so običajno formulirani tako, da se zasuk in prečni pomik med vozliščema izračuna z nekoliko ponastavljenim postopkom v primerjavi s teoretično točnima izrazoma (6.1) in (6.2). Na grobo povedano, elementu se določi t.i. integracijske točke v katerih se v vsakem koraku analize določi »točne« vrednosti ukrivljenosti ter preostalih količin, ki opisujejo deformiranje elementa. Medsebojni zasuk in pomik vozlišč se izračuna tako, da se med integracijskimi točkami predpostavi potek ukrivljenosti (interpolacijske funkcije) in nato sešteje (integrira) ukrivljenost s takšno razporeditvijo (analogno se upošteva tudi prispevek strižnih deformacij). Nekoliko bolj poenostavljeno formulirani elementi so vzdolžno razdeljeni na t.i. segmente, vzdolž katerih je predpostavljen konstanten potek ukrivljenosti, ki je enaka teoretično točni vrednosti na sredini segmenta. V primeru makro elementa z več navpičnimi vzmetmi (npr. klasični MVLEM) je privzeta precej preprosta razporeditev ukrivljenosti: vzdolž celotnega elementa je predpostavljena konstantna ukrivljenost, ki je enaka teoretično točni vrednosti na razdalji $c \cdot L$ od začetnega vozlišča (slika 6.2). Element ima torej eno integracijsko točko (na razdalji $c \cdot L$) in konstantno interpolacijsko funkcijo. Iz enačbe (6.1) sledi, da je razlika med zasukom začetnega (i -tega) in končnega (j -tega) vozlišča elementa z več vzmetmi enaka produktu med dolžino elementa L in ukrivljenosti $\Phi(x=c \cdot L)$:

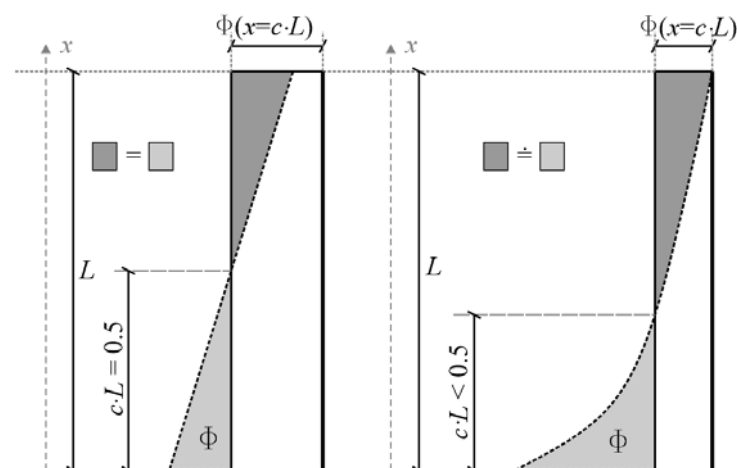
$$\varphi_2 - \varphi_1 = L \cdot \Phi(x = c \cdot L) \quad (6.3)$$

Pri tem je prečni pomik elementa zaradi upogibne obremenitve enak:

$$\Delta w_f = (1-c) \cdot L \cdot \Phi(x = c \cdot L) \quad (6.4)$$

Oznaki φ_1 in φ_2 v enačbi (6.3) predstavljata zasuka vozlišč makro elementa z več vzmetmi (v enačbi 6.1 sta bili uporabljeni splošnejši oznaki θ_i in θ_j). Razporeditev ukrivljenosti, ki je privzeta v elementu z več vzmetmi, omogoča teoretično točen opis deformiranja linijskega elementa le v primeru, da je razporeditev ukrivljenosti vzdolž elementa tudi dejansko konstantna. Vseeno lahko s smiselnim izborom mesta računa »točne« ukrivljenosti, to je izbora parametra c , dosežemo zadovoljivo oceno površine dejanskega diagrama ukrivljenosti in pozicije težišča lika, ki ponazarja diagram ukrivljenosti. Oglejmo si nekaj splošnih primerov razporeditve ukrivljenosti vzdolž linijskih elementov in kako izbor parametra c vpliva na točnost izračun vozliščnih pomikov MVLEM-a:

- *Element s konstantnim potekom ukrivljenosti:* Ob upoštevanju $c = 0,5$ MVLEM izračuna teoretično točen zasuk in pomik. Če privzamemo $c < 0,5$, element izračuna točen zasuk in preceni pomik. Če privzamemo $c > 0,5$, element izračuna točen zasuk in podceni pomik.
- *Element z elastičnim odzivom in linearnim potekom ukrivljenosti* (slika 6.2- levo): V primeru, da privzamemo $c = 0,5$, točno ocenimo zasuk elementa in podcenimo pomik elementa. Če privzamemo, da je c nekoliko manjši od 0,5, precenimo zasuk in se približamo točnemu pomiku.
- *Element z neelastičnim upogibnim odzivom pri čemer je plastifikacija nakopičena ob začetnem vozlišču* (slika 6.2- desno): Če privzamemo $c = 0,5$, podcenimo zasuk in pomik elementa. Če privzamemo, da je c manjši od 0,5, se približamo točni oceni pomika in zasuka.
- *Element z neelastičnim upogibnim odzivom pri čemer je plastifikacija nakopičena ob končnem vozlišču* (slika 6.2- desno): Če privzamemo $c = 0,5$, podcenimo zasuk in pomik elementa. Če privzamemo, da je c manjši od 0,5, se še oddaljimo od točne vrednosti pomika in zasuka. Ob upoštevanju $c > 0,5$ se približamo točni rešitvi.



Slika 6.2: Levo: dejanski diagram ukrivljenosti (črtkana črta) v primeru linijskega elementa z elastičnim odzivom in linearnim potekom ukrivljenosti; Desno: dejanski diagram ukrivljenosti (črtkana črta) v primeru konzolnega linijskega elementa z koncentrirano plastifikacijo ob spodnjem vozlišču

Fig. 6.2: Left: actual curvature distribution (dashed line) in an elastically behaving line element with linear distribution of curvature; Right: actual curvature distribution (dashed line) in a cantilever line element with lumped plasticity in the lower node

Ko modeliramo stene, običajno pričakujemo pojav plastičnega členka ob vpetju stene v temelj. Elemente s katerimi modeliramo steno običajno postavimo tako, da je lokalna os x usmerjena navzgor (začetno vozlišče se nahaja pod končnim vozliščem). Kot smo zapisali v tretji alineji zgoraj, v takšnem primeru privzamemo $c < 0,5$ (slika 6.2- desno). Doseči moramo optimalno ravnovesje med izpolnitvijo dveh kriterijev: (i) točka $x=c\cdot L$ mora čim bolj sovpadati s težiščem lika, ki ponazarja diagram ukrivljenosti; (ii) produkt med ukrivljenostjo na mestu $x=c\cdot L$ in dolžino elementa (enačba 6.3) mora biti čim bolj enak površini dejanskega diagrama ukrivljenosti. Kot je bilo povedano, je istočasna izpolnitev obeh kriterijev mogoča le v primeru, da je dejanska razporeditev ukrivljenosti konstantna (enaka je ukrivljenosti, ki jo predpostavi MVLEM). V vseh ostalih primerih je potreben kompromis.

Razmeroma dobro uveljavljeno je, da se pri modeliranju stene z neelastičnem odzivom (plastifikacija je nakopičena ob začetnem vozlišču) privzame $c = 0,3$, čeprav nekateri avtorji predlagajo tudi vrednost $c = 0,4$ (Orakcal et al., 2006; Massone-Sanchez, 2006). Na ta način sicer nekoliko napačno ocenimo elastično obnašanje elementa (v začetnih ciklih potresne obtežbe), a veliko bolje zajamemo ključni del odziva, t.j. neelastično deformiranje.

Pri uporabi MVLEM-a se je potrebno tudi zavedati, da trenutno stanje v navpičnih vzmeteh ustreza vrednosti upogibnega momenta v točki $x=c\cdot L$. To pomeni, da četudi moment v enem izmed vozlišč doseže vrednost, ki bi pomenila plastifikacijo upogibne armature, v tistem trenutku navpične vzmeti še ne dosežejo točke tečenja (seveda to velja v primeru, da moment vzdolž elementa ni konstanten). Obstaja torej možnost, da z MVLEM-om ne predvidimo pojav neelastičnih deformacij, ki bi se dejansko zgodile.

Vse opisane pomanjkljivosti MVLEM-a je moč premostiti z drobnejšo vzdolžno razdelitvijo modelirane stene na več MVLEM-ov. V takšnem primeru se lahko v vseh elementih privzame $c = 0,5$. Na območjih kjer pričakujemo pojav plastičnih členkov (hitro naraščanje ukrivljenosti) je potrebno steno drobneje vzdolžno razdeliti. Pri tem je potrebno biti pozorni, da ne sestavimo računsko preveč zahtevnega modela stene ali privzamemo prekratke elemente, ki bodo zaradi tega precej bolj togi od ostalih, kar lahko privede do težav pri reševanju posplošenih ravnotežnih enačb konstrukcije. Postopek pri katerem upoštevamo drobno razdelitev stene na posamezne MVLEM-e nam da rezultate, ki se z dejanskim dogajanjem skladajo zelo dobro predvsem v primeru, ko se armiranobetonska stena pretežno ali izključno upogibno deformira. Drobna razdelitev je zato posebej primerna za modeliranje upogibnih sten z uporabo klasičnega MVLEM-a.

V kolikor se v steni pojavijo izrazitejše strižne razpoke, kar se zgodi v primeru neelastičnega strižnega odziva, potek ukrivljenosti vzdolž stene ne ustreza več razporeditvi, ki velja za pretežno upogibne linijske elemente. Prenos sil prek tlačnih diagonal povzroči premik sil/deformacij v natezni armaturi navzgor po steni. Za določitev premika e_v Paulay in Priestley (1992) navajata izraz (6.5).

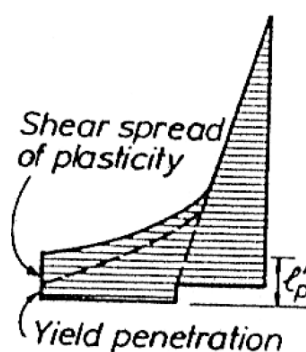
$$e_v = (1 - 0,5 \cdot \eta) \cdot z_b \quad (6.5)$$

V enačbi (6.5) je upoštevan kot razpok 45° , z_b je ročica notranjih sil in η je razmerje med količino prečne sile, ki jo prenese mehanizem vodoravne armature, in celotno prečni solo v elementu. Enačba (6.5) je skladna z navodili v Evrokodu: ker je privzeto, da mora celotno prečno silo prenesti mehanizem vodoravne armature ($\eta=1$), je premaknitev momente linije enaka $e_v = 0,5 \cdot z_b$. Ob upoštevanju poljubnega kota razpok θ_{cr} , lahko enačbo (6.5) posplošimo v (6.6).

$$e_v = (1 - 0.5 \cdot \eta) \cdot z_b \cdot \tan(\theta_{cr}) \quad (6.6)$$

Odvisnost e_v od η je posledica vpliva pozicije težišča prečnih sil v razpoki: (i) v primeru prenosa sil z vodoravnimi palicami (in tudi mozniki) je težišče vodoravnih sil locirano v težišču/sredini razpoke, kar pomeni, da je razdalja med težiščem prečnih sil in natezno armaturo na robu prereza enako $0,5 \cdot z_b \cdot \tan(\theta_{cr})$; (ii) V primeru prenosa sil z mehanizmom zaklinjanja zrn agregata je težišče vodoravnih sil locirano nekje v tlačni coni (tam so razpoke načeloma zaprte in je mehanizem zaklinjanja najbolj učinkovit), kar pomeni, da je razdalja med težiščem prečnih sil in natezno armaturo na robu prereza enako $z_b \cdot \tan(\theta_{cr})$. Vse to je podrobno obrazloženo na sliki 3.34 v Paulay in Priestley (1992).

Dotatno povečanje zasukov v elementu, ki je vpet v temeljno konstrukcijo, nastane tudi zaradi izvleka upogibne armature iz temeljne konstrukcije. Razporeditev ukrivljenosti s katero upoštevamo vpliv nagnjenih razpok in izvleka upogibne armature lahko povzamemo po sliki 3.27 iz Paulay in Priestley (1992). Del te slike je prikazan v nalogi na sliki 6.3. Razbrati je, da je potrebna na mestu plastičnega členka upoštevati konstanten potek obremenitve. Priestley et al. (2007) navajajo izraz za L_p , to je dolžina ekvivalentnega plastičnega členka, vzdolž katerega naj bi se privzel konstanten potek plastične ukrivljenosti, in sicer tako, da velikost ukrivljenosti ustreza teoretični vrednosti (Slika 6.2) na sredini ekvivalentnega plastičnega členka.



Slika 6.3: Potek ukrivljenosti vzdolž armiranobetonskega elementa ob upoštevanju vpliva diagonalnih razpok (na sliki označeno z *shear spread of plasticity*) iz izvlek upogibne armature iz temelja (na sliki označeno z *yield penetration*). Slika je reproducirana po sliki 3.27 iz Paulay in Priestley (1992)

Fig. 6.3: Curvature distribution in a RC element considering the influence of inclined cracks (shear spread of plasticity) and yield penetration in the fundamnet. The figure is reproduced according to figure 3.27 in Paulay and Priestley (1992)

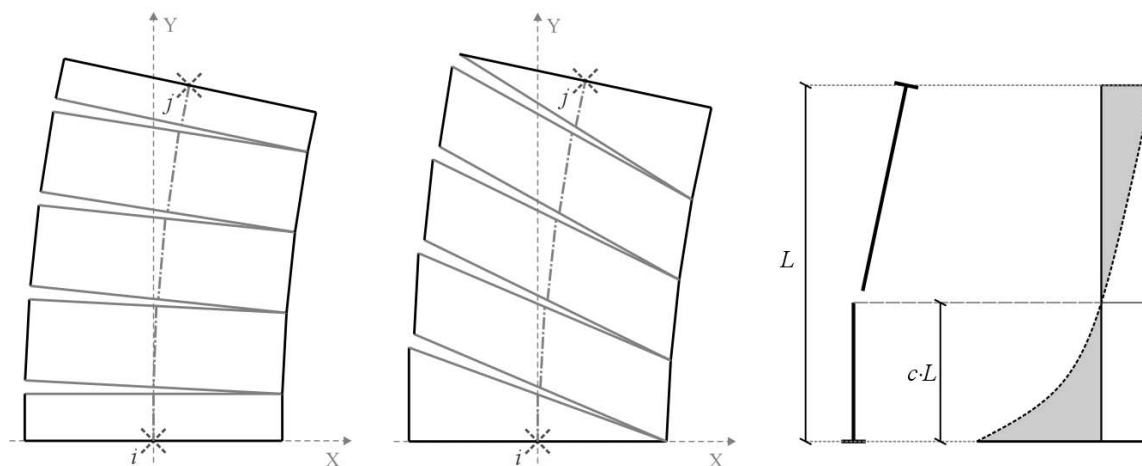
Poglejmo si kako lahko razporeditev ukrivljenosti stene s strižno-upogibnim odzivom, kot smo ga opisali v zgornjih odstavkih, modeliramo z novim elementom. Pred tem je potrebno povedati, da mesto računa »točne« ukrivljenosti elementa (t.j. integracijska točka) ne sovpa vedno s točko » $c \cdot L$ «, saj je element z več vzmetmi formuliran tako, da je mesto integracijske točke enako mestu rezultante sil v vodoravnih vzmeteh (pri klasičnem MVLEM-u, ki vsebuje samo eno vzmet, je to kakopak točka » $c \cdot L$ «). V primeru nagnjenih razpok in prevladujočega vpliva prenosa sil prek tlačne cone, se integracijska točka elementa pomakne nekoliko nižje, kar ima za posledico upoštevanje večje vrednosti »točne« ukrivljenosti, kot je to prikazano v nadaljevanju (ukrivljenost v integracijski točki se upošteva tudi pri računu upogibnega deleža pomikov v navpičnih vzmeteh).

Na sliki 6.4 je prikaza primer enoetažne stene, ki je modelirana z enim elementom. Prikazani sta deformacijski obliki elementa za primera, ko se tvorijo vodoravne razpoke (pretežno upogibno

obnašanje) in nagnjene razpoke (upogibno-strižno obnašanje). Po celotni dolžini elementa je privzet konstanten potek ukrivljenosti (neprekinjena črta na desni strani slike 6.4) z vrednostjo, ki je enaka velikosti dejanske ukrivljenosti (ob neupoštevanju vpliva nagnjenih razpok) na mestu težišča vodoravnih sil v razpoki. V primeru, da je v vseh vodoravnih vzmeteh sila enaka, je to težišče locirano na $x=c \cdot L$. To ustreza situaciji, ko praktično celotno strižno obremenitev prevzameta možnični mehanizem ali/in mehanizem vodoravne armature (mehanizma zaklinjanja in strižne trdnosti betona sta izničena), ali situaciji, ko se strižne razpoke še niso bistveno odprle in je mehanizem zaklinjanja učinkovit po celotni dolžini razpok. Potek in vrednost ukrivljenosti, ki ga v takšnem primeru privzame element, je enaka kot v primeru klasičnega MVLEM-a (slika 6.4- desno in slika 6.5- levo). V primeru, da se večinski delež strižnih sil prenaša prek tlačene cone (strižna trdnost betona + mehanizem zaklinjanja je tam najbolj učinkovit), se zaradi nagiba razpok rezultanta sil v vodoravnih vzmeteh premakne proti dnu stene (slika 6.5- levo). Element zato upošteva večjo ploščino diagrama ukrivljenosti. Na takšen način je z elementom moč posredno upoštevati povečan diagram ukrivljenosti, ki upošteva vpliv nagnjenih razpok (slika 6.3).

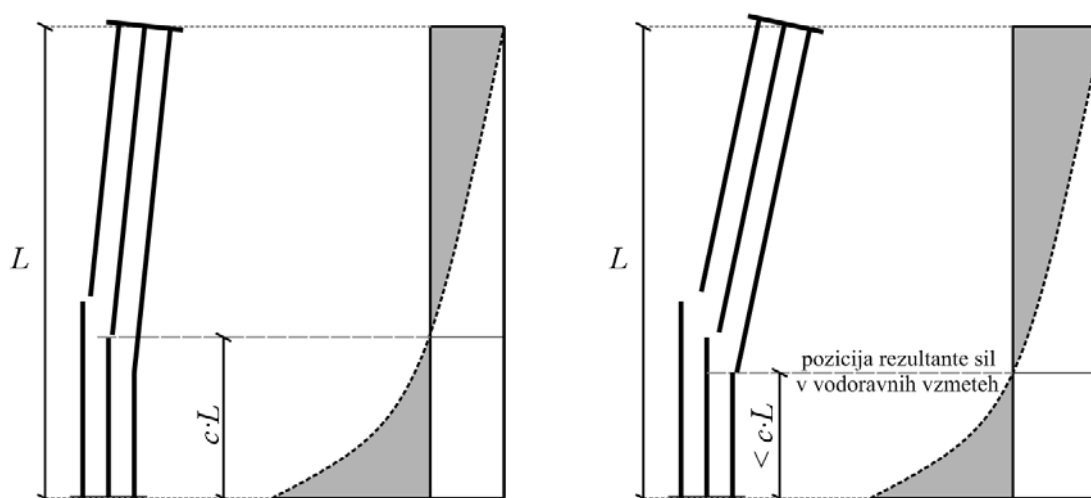
V primeru modeliranja stene z manj drobno vzdolžno razdelitvijo na elemente je naše priporočilo glede izbora vrednosti parametra c sledeče:

- Etažo stene se modelira z enim elementom pri čemer se privzame $c = 0,3$. Tako se v osnovi upošteva potek ukrivljenosti, ki je posledica upogibnih deformacij (prekinjena črta na sliki 6.5- levo). V kolikor se element odzove pretežno upogibno, vodoravne vzmeti ostanejo v elastičnem območju in pozicija rezultante sil v vodoravnih vzmeteh ostane na $x=c \cdot L$, kar tudi ustreza elementu s pretežno upogibnim obnašanjem. V primeru izrazitejšega neelastičnega obnašanja se velik delež strižnih sil prenaša prek mehanizma zaklinjanja v tlačeni coni, ki se zaradi nagnjenih razpok nahaja nižje od točke $x=c \cdot L$. Težišče sil v vodoravnih vzmeteh se zato premakne nižje in element upošteva večjo ploščino ukrivljenosti vzdolž elementa (slika 6.5- desno). Tako element tudi dejansko upošteva povečano ploščino diagrama ukrivljenosti, s čimer se zajame premik plastifikacije v upogibni armaturi vzdolž elementa (slika 6.3). Povedati je še potrebno, da so rezultati eksperimentalnih testiranj, ki jih je opravila Wallaceova raziskovalna skupina, pokazali, da je v primeru, ko etažo stene modeliramo z enim elementom z več navpičnimi vzmetmi, potrebno privzeti $c=0,4$ (Massone-Sanchez, 2006).
- Druga možnost je uporaba elementa z dolžino, ki je enaka pričakovani dolžini plastičnega členka. Tako se upošteva Priestleyjevo priporočilo (Priestley et al., 2007), da je potrebno na območju plastičnega členka upoštevati konstanten diagram (plastične) ukrivljenosti (slika 6.3). Ker isti avtor priporoča, da se velikost ukrivljenosti določi na podlagi upogibnega momenta na sredini dolžine členka, je potrebno privzeti $c = 0,5$. Dolžino plastičnega členka lahko ocenimo na različne načine: (a) uporabimo Priestleyjevo enačbo, ki je predstavljena v poglavju 10; (b) privzamemo, da dolžino plastičnega členka (širjenje plastifikacije) v glavnini narekuje kot razpok. Dolžina plastičnega členka je tako lahko enaka produktu med l_w in $\tan(\Theta_{cr,max})$.



Slika 6.4: Modeliranje enoetažna stene z enim elementom: Levo: deformacijska oblika elementa v primeru tvorbe štirih upogibnih razpok (pretežno upogibno obnašanje elementa – vodoravne razpoke); Sredina: deformacijska oblika elementa v primeru tvorbe štirih upogibno-strižnih razpok (nagnjene razpoke); Desno: potek ukrivljenosti vzdolž elementa ob neupoštevanju vpliva nagnjenih razpok (črtkana črta) ter potek ukrivljenosti, ki je privzet v MVLEM-u (neprekinjena črta)

Fig. 6.4: Modelling of one storey wall with one element: Left: deformation shape of the element considering 4 bending cracks (horizontal cracks); Middle: deformation shape of the element considering 4 inclined cracks; Right: actual curvature distribution along the wall without taking in account the effect of tension shift (dashed line) and curvature distribution considered in MVLEM (full line)

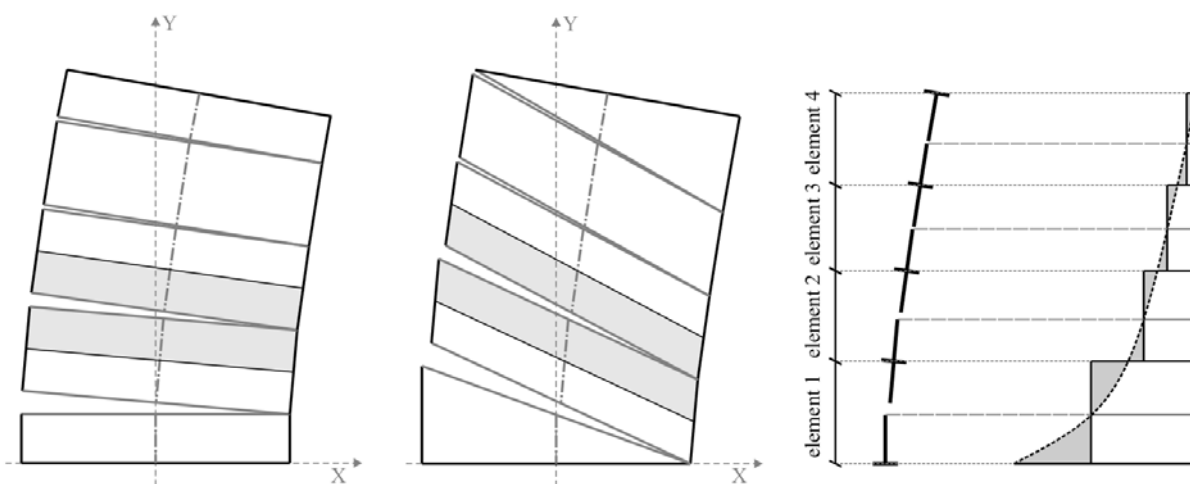


Slika 6.5: Modeliranje stene z enim novim elementom. Levo: v primeru pretežno upogibnega odziva element upošteva potek ukrivljenosti, ki velja za upogiben linijski element. Desno: v primeru izrazitejšega strižnega neelastičnega odziva se upošteva povečan diagram ukrivljenosti (slika 6.3)

Fig. 6.5: Wall model considering one new element: Left: in the case of flexural response, the element considers a curvature diagram corresponding to an flexural line element. Right: In the case of inelastic shear response, the element considers a larger curvature diagram (figure 6.3)

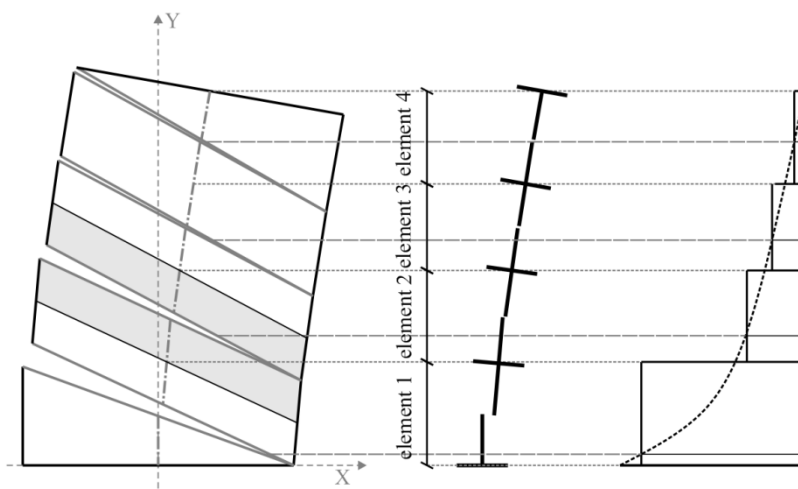
Seveda je možno uporabiti tudi drobnejšo vzdolžno razdelitev (Slika 6.6). Uporabi se elemente s $c=0,5$. Na ta način se približamo razporeditvi ukrivljenosti, ki velja za upogiben linijski element, vendar se ob enem oddaljimo od razporeditve ukrivljenosti, ki jo omenja Priestley (slika 6.3). Sicer ob izrazitejšem neelastičnem strižnem odzivu nov element upošteva povečan diagram ukrivljenosti (Slika 6.7), a je ta v vsakem primeru manjša od tiste na sliki 6.3.

Izbor vzdolžne razdelitve je torej prepuščena presoji posameznega uporabnika. Možen je iterativni postopek. Steno se v enem primeru analizira z računskim modelom z gosto razdelitvijo, v drugem pa z modelom z redko razdelitvijo. V primeru, da je odziv pretežno upogiben, se v merodajnem analitičnem modelu upošteva gostejšo razdelitev. V primeru izrazitega neelastičnega odziva je najverjetneje bolj primerno upoštevati razporeditev ukrivljenosti, ki se bolj približa sliki 6.3, in se zato izbere model z manj elementi.



Slika 6.6: Modeliranje enoetažna stene s štirimi elementi: Levo: deformacijska oblika elementov v primeru tvorbe štirih upogibnih razpok v steni (pretežno upogibno obnašanje elementa – vodoravne razpoke); Sredina: deformacijska oblika elementov v primeru tvorbe štirih upogibno-strižnih razpok v steni (nagnjene razpoke); Desno: potek ukrivljenosti vzdolž elementa ob neupoštevanju vpliva nagnjenih razpok (črtkana črta) ter potek ukrivljenosti, ki je privzeta v MVLEM (neprekinjena črta)

Fig. 6.6: Modelling of one storey wall with four elements: Left: deformation shape of the elements considering 4 bending cracks in the wall (horizontal cracks); Middle: deformation shape of the elements considering 4 inclined cracks in the wall; Right: actual curvature distribution along the wall without taking in account the effect of tension shift (dashed line) and curvature distribution considered in MVLEM (full line)

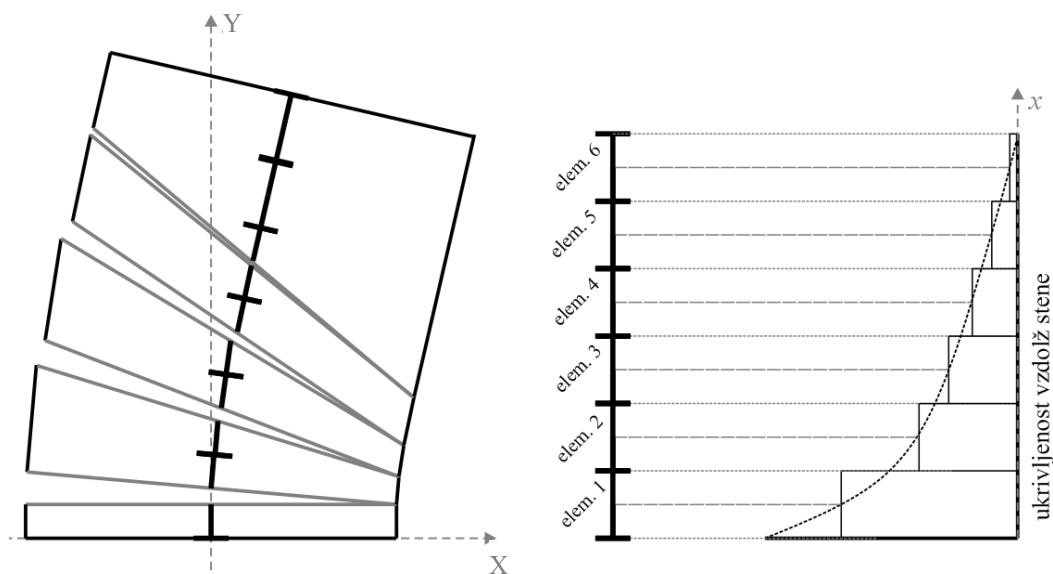


Slika 6.7: Povečan diagram ukrivljenosti v računskem modelu z več novimi elementi v primeru neelastičnega strižnega odziva stene

Fig. 6.7: Increased curvature diagram as it is considered in model with 4 new elements in the case of inelastic shear response of the wall

Model torej nudi precej svobode pri izbiri vhodnih parametrov, saj je bistvenega pomena, da se v makro modelu upošteva tudi izkustveno znanje uporabnika ter dodatne eksperimentalne podatke. Poleg izbire vzdolžne razdelitve stene na odseke, se lahko na več načinov opredeli tudi predvideno smer razpok na območju posameznega elementa. Elementom se lahko vnaprej predpiše kot razpok, s čimer se fiksira pozicijo vodoravnih vzmeti. Na ta način se prihrani računski čas, saj programu ni potrebno v vsakem obtežnem koraku računati deformacijsko stanje in prilagajati smer vodoravnih vzmeti. Model tudi ne zahteva, da je predpisan kot razpok omejen z razmerjem višina-dolžina elementa (glej tudi zadnji odstavek poglavja), kot je to privzeto na sliki 6.7. Računu pomika v razpokah (pomika v vodoravnih vzmeteh) se tudi v takšnem primeru brez težav izvrši, saj se pomik v razpoki določi na podlagi vzdolžnih pomikov elementa. Vnaprejšnja opredelitev kota razpok pride v poštev tudi v primeru, ko račun kota razpok na podlagi deformacijskega stanja ne daje smiselnih rezultatov. Kot smo pojasnili tik ob koncu 5. poglavja, določitev kota razpok na podlagi povprečnega deformacijskega stanja je le približna metoda.

Primer uporabe opisanih možnosti je predstavljena na sliki 6.8, kjer je prikazan računski model konzolne stene s šestimi elementi ob upoštevanju pahljačastega razporeda razpok. Smer razpok se lahko predpiše vnaprej ali pa uporabi osnovno različico, pri kateri se računski kot razpok sproti računa na podlagi deformacijskega stanja. Pri tem se vsakemu elementu predpiše svojo vrednost $\theta_{cr,max}$. Ker je pri tem potrebno upoštevati robne pogoje (temelj), bi se predpisane vrednosti $\theta_{cr,max}$ skladale z smermi razpok na sliki 6.8. Potek ukrivljenosti vzdolž stene, ki je prikazan na desni strani slike 6.8, se sklada s pahljačastim vzorcem razpok na steni. Razvidno je tudi, da spodnji element (element 1) služi za modeliranje strižnega zdrsa ob delovnem stiku ($\theta_{cr,max} = 0$).



Slika 6.8: Računski model konzolne stene s šestimi elementi ob upoštevanju pahljačastega razporeda razpok ob vpetju

Fig. 6.8: Modelling of a cantilever wall with 6 elements considering fan crack pattern

V primeru modeliranja stene vzdolž katere se ukrivljenost hitro spreminja je torej lahko rešitev, da steno po višini modeliramo z več elementi, kot je to prikazano na slikah 6.6, 6.7 in 6.8. Žal v tem primeru lahko nastane težava, in sicer, ko je vzdolžna dimenzija elementov precej manjša od dolžine stene ($L < l_w$) in nagib razpoke Θ_{cr} precej velik. V tem primeru razpoke v elementu segajo izven odseka stene, ki ga modelira (Slika 6.8). Račun se v tudi v takšnem primeru brez težav izvrši, saj se pomik v

razpoki določi na podlagi vozliščnih pomikov elementa. Vprašljiva pa je verodostojnost rezultatov, zato so v prihodnosti potrebna dodatna testiranja elementa pri drobnejši vzdolžni razdelitvi.

7 PRESKUŠANJE NOVEGA ELEMENTA Z EKSPERIMENTALNIMI REZULTATI – STENA Z ODPRTINAMI VELIKEGA MERILA PREIZKUŠENA NA POTRESNI MIZI

Ko je nek nov analitični model dodelan do te mere, da je z njim moč izvajati analize gradbenih konstrukcij, nastopi faza tako imenovane verifikacije modela z eksperimentalnimi podatki. S pomočjo novega elementa simuliramo izbran eksperimentalni preizkus in dobljene rezultate primerjamo z meritvami eksperimenta. Tako v prvi vrsti preverimo ali nam računski analiza z novim modelom izkazuje smiselne rezultate, oziroma ali so rezultati podobni tistim, ki smo jih dobili z eksperimentalno raziskavo. Nadalje lahko ugotovitve eksperimentalne raziskave neposredno uporabimo za umerjenje/kalibracijo izbranih parametrov s katerimi je predpisano obnašanje modela. V našem primeru je šlo predvsem za parametre s katerimi opisujemo dinamično ciklično obnašanje mehanizmov prenosa strižnih sil. Konstitutivne zakone za te mehanizme smo določili na podlagi statičnih eksperimentalnih preiskav, ciklično obnašanje smo določili le kvalitativno.

Za verifikacijo novega analitičnega modela za stene smo uporabili eksperimentalno raziskavo na pet etažni prostorski armiranobetonski steni velikega merila (1:3), ki je bila preizkušena na veliki potresni mizi v Nacionalnem laboratoriju za gradbeništvo (LNEC – *Laboratorio Nacional de Engenharia Civil*) v Lizboni (Slika 7.1).



Slika 7.1: Model pet etažne prostorske stene, ki je bila preizkušena v LNEC laboratoriju v Lizboni (foto Peter Kante)

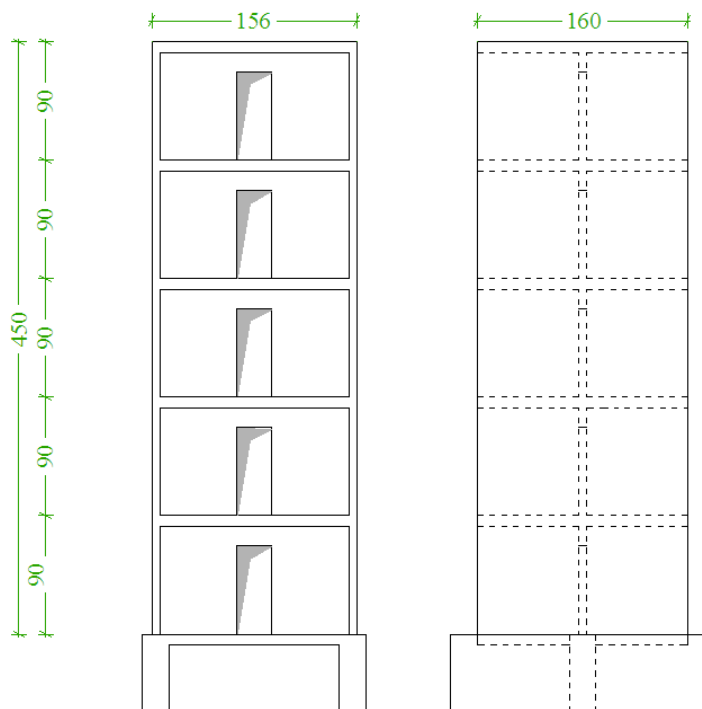
Fig. 7.1: Five storey wall specimen tested in LNEC laboratory in Lisbon (photo Peter Kante)

Eksperiment povsem ustreza našim potrebam, saj smo lahko preverili zmožljivost računski analize neelastičnega časovnega odziva z novim elementom na kompleksni gradbeni konstrukciji. Poleg tega je v zadnji fazi obremenjevanja prišlo do strižne porušitve slopov preizkušanca in smo zato lahko preverili ali je nov model zmožen reproducirati/predvideti ta dogodek. Izčrpno poročilo o zasnovi preizkušanca, izvedbi preizkusa in rezultatih preizkusa je podano v doktoratu Petra Kanteta (Kante, 2005), v tej nalogi je povzeta samo vsebina, ki se nanaša na strižno obnašanje modela.

7.1 Opis preizkušanca

Dimenzije in oblika modelnega preizkušanca so prikazane na slikah 7.2 in 7.3. Model je bil konstruiran v merilu 1:3 glede na prototipno steno (dimenzije potresne mize so omejevale velikost

preizkušanca). Etažna višina pet etažnega preizkušanca je 90 cm; tlorisne dimenzije preizkušanca so 1,56 m x 1,60 m. Konstrukcijo sestavljata dve prostorski steni, ki imata v prečnem prerezu obliko črke T (slika 7.3). Debelina stojine in pasnice sten je 6 cm; pasnica je dolga 160 cm, stojina je dolga 58,5 cm. Takšna oblika sten je bila izbrana z namenom, da se čim boljše ponazori razporeditev sten v tlorisu značilne AB stenaste stavbe, zgrajene na področju Slovenije.

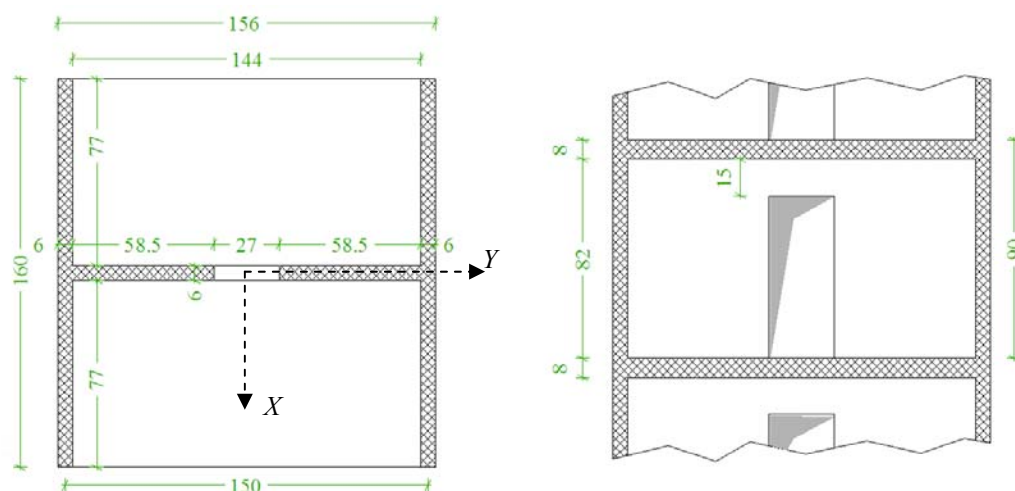


Slika 7.2: Dimenzije modelnega preizkušanca pet etažne prostorske stene

Fig. 7.2: Dimensions of the five storey wall specimen

Na višini medetažnih konstrukcij sta steni povezani s prečkami in medetažnimi ploščami (skupno je to pet prečk oz. plošč). Prečke so visoke 23 cm in široke 6 cm. 8 cm debele medetažne plošče imajo tlorisne dimenzije 1,56 m x 1,60 m.

Obe T steni in vezne grede tvorijo v smeri globalne osi Y sistem povezanih sten oz. steno z odprtinami (Slika 7.3). Zato se lahko pri opisu obnašanja modela v smeri globalne osi Y , na T stene sklicujemo kot na slope, ki pripadajo steni z odprtinami. Odprtine so dimenzij 0,27 m x 0,67 m.



Slika 7.3: Tloris in prerez etaže modelnega preizkušanca (dimenzije so v centimetrih)

Fig. 7.3: Layout and frontal storey view of the specimen (dimensions in cm)

Na medetažne plošče se je namestilo uteži (Slika 7.1), s tem se je zajelo faktor modelnega merila, dejansko pripadajočo tlorisno površino in dodatno obtežbo. Etažna masa znaša 5,93 t.

Armatura v stenah modelnega preizkušanca je določena na podlagi armature v prototipu. Ta je izbrana na podlagi: minimalnih zahtev pravilnikov, ki so veljali v Sloveniji pred uvedbo Evrokoda; projektantske prakse in razpoložljivih dimenzij ter kvalitete konstruktivnega jekla na Portugalskem. Na vseh štirih robnih predelih pasnic modelnega preizkušanca so nameščene po 4 palice $\Phi 6$ (Slika 7.4). Na robu ob odprtini levega slopa so nameščene 4 palice $\Phi 6$, na robu ob odprtini desnega slopa pa 2 palice $\Phi 6$. Po 4 palice $\Phi 6$ najdemo še na stikih med stojinama in robnima elementoma. Palice v robnih elementih so objete z zaprtimi stremeni oz. U stremeni. V preostalih delih sten je vgrajena obojestranska Q mreža $\Phi 3/10$ cm (Slika 7.5). Količina vzdolžne in prečne armature v stenah je po celotni višini enaka. Na območju delavnega stika med temeljno konstrukcijo in prvo etažo so nameščene palice/mozniki $\Phi 6$. Nameščeni so vzdolž obeh stranic sten na medsebojni razdalji 10 cm.

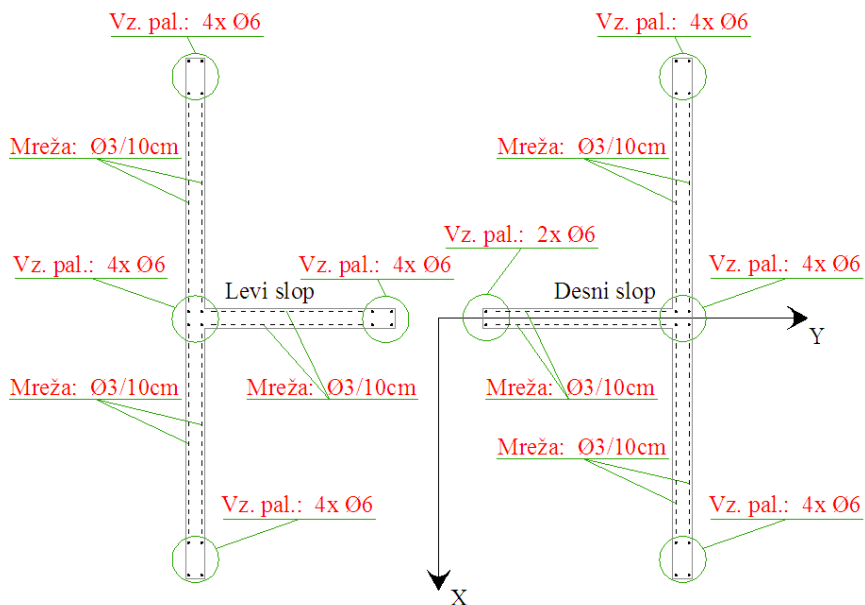
Tlačni preizkus na vzorcu betona, ki je bil vgrajen v preizkušanec, je pokazal trdnost 38,8 MPa. Trdnostne lastnosti jekla, ki je vgrajeno v preizkušanec, so prikazane v preglednici 7.1 (povzeto po preglednici 4.2 iz doktorata Kante, 2005).

Preglednica 7.1: Trdnostne lastnosti jekla vgrajenega v preizkušanec

Table 7.1: Characteristics of the steel utilized in the specimen

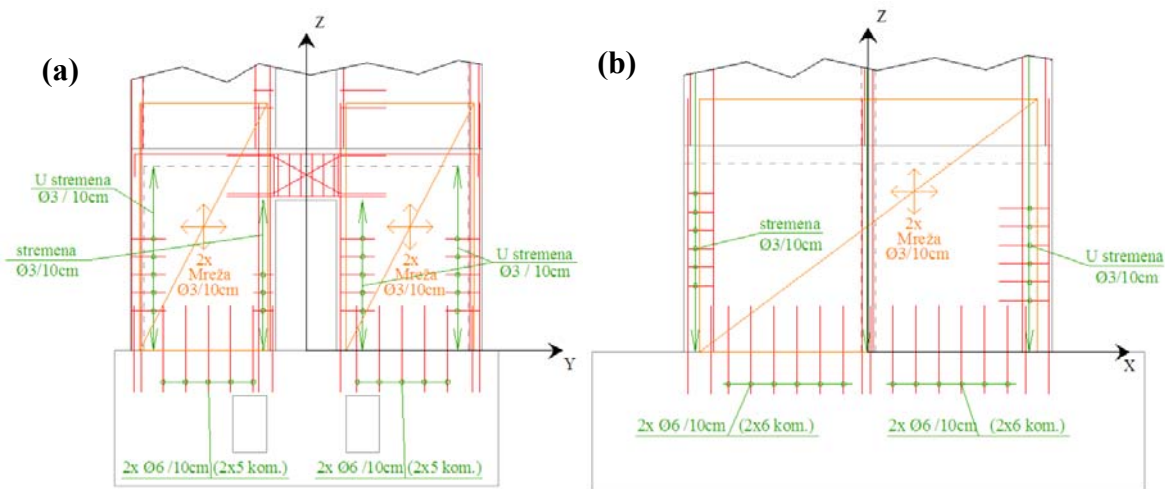
	Konstrukcijsko jeklo za armaturne palice $\Phi 6$	Jeklena žica $\Phi 3$ za stremena in mrežno armaturo
f_{sy}	483 MPa	786MPa
f_{su}	631 MPa	826MPa
ϵ_{su}	8,8%	1,5%
E_s	201GPa	205GPa
utrditev	0,86%	1,74%

Opomba: povzeto po preglednici 4.2 iz doktorata Kante, 2005



Slika 7.4: Shema armiranja prečnega prereza sten preizkušanca

Fig. 7.4: Position of reinforcing bars and meshes in cross-section of the specimen



Slika 7.5: Shema armiranja sten preizkušanca: (a) ravnilna sten z odprtini; (b) ravnilna konzolnih sten

Fig. 7.5: Position of reinforcing bars and meshes in the specimen: (a) wall with openings direction; (b) cantilever wall direction

Prvotno je program obteževanja obsegal 5 faz, dejansko pa je bilo izvedenih 6 faz. Akcelerogrami s katerimi se je predpisalo gibanje potresne mize, so bili določeni na podlagi zapisa časovnega poteka pospeškov tal *Tolmezzo – Diga Ambiesta*, ki je nastal med potresom v Furlaniji leta 1976. Uporabljeno se je obe horizontalni komponenti. Originalna zapisa sta bila prilagojena tako, da se je njun spekter bolje skladal z Evrokodovim elastičnim spektrom. Preizkušanec se je v splošnem vzbujalo v obeh pravokotnih vodoravnih smereh (v globalni X in Y smeri). Vsi podatki o obremenitvah so podani v doktorski nalogi Kante (2005).

7.2 Opis računskega modela

Računske analize so bile izvedene s programom OpenSees (2007). Pri sestavi računskega modela smo kot osnovo uporabili model, ki ga je sestavil in uporabil Kante (2005). Kante je slope preizkušanca modeliral z prostorskimi MVLEM elementi. Prvo etažo (v kateri je prišlo do strižne porušitve) je po višini razdelil na 5 elementov s parametrom c enakim 0,5. Karakteristike vzmeti so bile določene skladno z geometrijo preizkušanca in izmerjenimi materialnimi podatki za jeklo in beton. Začetna togost slopov je bila znižana s faktorjem 2,8, s čimer je bila zajeta začetna razpokanost preizkušanca in nekateri mehanizmi deformiranja, ki niso bili neposredno modelirani (npr. izvlek vzdolžne armature iz temeljnega bloka). V prvi etaži se je vodoravnim vzmetem MVLEM-ov, ki so postavljene v smeri globalne osi Y , predpisalo neelastično obnašanje. Ovojnico vzmeti se je določilo na podlagi analize slopov s programom Response-2000 (Bentz, 2001) ob neupoštevanju vpliva spreminjanja upogibne in osne sile. Grede so bile modelirane z elastičnimi elementi, pri čemer je bil učinkoviti vztrajnostni moment gred $I_{b,eff}$ določen na podlagi dimenzij prereza gred ob neupoštevanju plošč (samo pravokotni prerez), brez dodatnega reduciranja zaradi razpokanosti. Omeniti je potrebno, da je razmerje med vztrajnostnima momentoma prereza ob upoštevanju plošče (T prerez) in prereza ob neupoštevanju plošče (pravokotni prerez) približno 3. Po drugi strani je bila v modelu uporabljena reducirana vrednost strižne togosti gred (upoštevan je bil samo prerez gred, brez plošč), in sicer za faktor 3. Analize, ki jih je opravil Kante z opisanim modelom, so zelo dobro reproducirale dogajanje med eksperimentom. Zaradi nepopolne programske kode MVLEM-a v OpenSees-u pa pri teh analizah ni bilo moč upoštevati dušenje proporcionalno togosti (upoštevano je bilo 2% masno dušenje).

V našem modelu smo privzeli enake upogibne lastnosti slopov (karakteristike navpičnih vzmeti), kot jih je uporabil Kante (2005). Po enega izmed MVLEM-ov v prvi etaži smo nadomestili z novim elementom, s katerim smo modelirali strižno obnašanje slopov prve etaže v globalni smeri Y (smer stene z odprtini). Začetne analize v katerih smo upoštevali tudi dušenje proporcionalno togosti (kodo MVLEM-a smo nadgradili) so nakazale, da je učinkovita togost gred, kot jo je upošteval Kante, precenjena. Togost gred smo zato določili na novo. Pomagali smo si z izrazom (7.1), ki ga predlagata Paulay in Priestley (1992). Izraz se posebej nanaša na izračun učinkovitega vztrajnostnega momenta veznih gred v stenah z odprtini v katere je vgrajena bidiagonalna armatura. Ob upoštevanju višine gred h_b in dolžine gred l_b , znaša razmerje med učinkovitim in dejanskim vztrajnostnim momentom $I_{b,eff} / I_b = 0,13$ (7.1).

$$\frac{I_{b,eff}}{I_b} = \frac{0.4}{\left[1 + 3 \cdot \left(\frac{h_b}{l_b}\right)^2\right]} = \frac{0.4}{\left[1 + 3 \cdot \left(\frac{23cm}{27cm}\right)^2\right]} = 0.13 \quad (7.1)$$

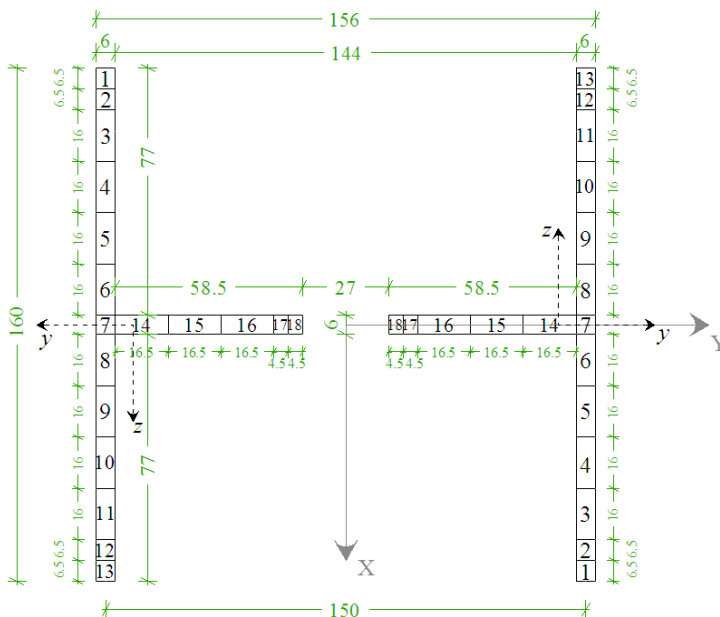
Da smo ohranili konsistenco z modelom, ki ga je uporabil Peter Kante, smo faktor razpokanosti iz enačbe (7.1) uporabili za zmanjšanje strižne togosti gred. Pri tem so privzeli enak vztrajnostni moment gred kot Peter Kante. Preizkusili smo tudi primer, ko postopek Paulay-Priestley uporabimo dosledno. Vztrajnostni moment gred, ki smo ga določili ob upoštevanju plošče (tako je predpisano v Paulay in Priestley, 1992), smo reducirali s faktorjem 0,13 (7.1). Račun je pokazal praktično identične rezultate kot model, ki je opisan v začetku odstavka. Grede se namreč deformirajo predvsem strižno in zato vrednost vztrajnostnega momenta bistveno ne vpliva na rezultate analize.

Grede smo modelirali z elastičnimi elementi saj med obremenjevanjem preizkušanca ni prišlo do izčrpanja nosilnosti veznih gred. Grede preizkušanca so sicer prenesle precej večjo silo od mejne nosilnosti, ki je bila določena računsko (Kante, 2005). Z novo študijo, ki je predstavljena v poglavju 9,

pa je bil identificiran možen mehanizem prenosa strižnih sil prek medetažnih konstrukcij, ki pojasnjuje visoko nosilnost gred preizkušanca.

7.2.1 Izračun karakteristik vodoravnih vzmeti

Prečni prerez slopov smo razdelili na lamele, kot je prikazano na sliki 7.6. Enako razdelitev je uporabil Kante (2005). Na sliki 7.6 so vrisani še globalni koordinatni sistem analitičnega modela (X - Y) in lokalna koordinatna sistema MVLEM elementov (y - z).



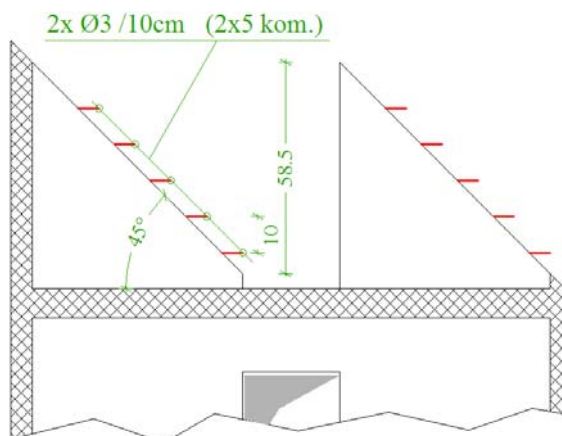
Slika 7.6: Geometrija prečnega prereza slopov z razdelitvijo na lamele

Fig. 7.6: Geometric characteristics of the vertical strips adopted in the inelastic model

Kot prvo smo določili največji kot strižnih razpok, ki se lahko pojavi v stojinah slopov. Na podlagi priporočil iz poglavja 3.10.9, smo določili, da je $\theta_{cr,max}=45^\circ$ (najstrmejši možen naklon razpok). Predvideno razdaljo med razpokami (postopek po CEB-u) smo že izračunali v poglavju 3.10.6. Ta znaša $s_{m\theta} = 12\text{cm}$. Efektivno število razpok v stojini izračunamo z (3.62). Kot vrednosti za dolžino in višino stene vstavimo ustrezni vrednosti za stojini slopov na območju odprtine. Izračun (7.2) pokaže, da je $n_{cr,eff} = 5$.

$$n_{cr,eff} = \text{round} \left(\max \left[\frac{64.5\text{cm}}{12\text{cm} / \cos(45^\circ)}, \frac{82.0\text{cm}}{12\text{cm} / \sin(45^\circ)} \right] \right) = 5 \quad (7.2)$$

Pri prenosu strižnih sil vzdolž slopov v smeri globalne osi Y , sodeluje vodoravna armatura v stojinah. Ob tvorbi razpoke pod kotom 45° ($\theta_{cr,max}=45^\circ$), razpoko prečka 10 vodoravnih armaturnih palic $\Phi 3$ (Slika 7.7). Prispevek mehanizma vodoravnih palic dodelimo lamelam, ki modelirajo stojino: to so lamele 14, 15 in 16 (Slika 7.6).



Slika 7.7: Število vodoravnih palic stojine, ki prečka razpoko pod kotom $\theta_{cr,max}$

Fig. 7.7: Amount of horizontal bars crossing a crack inclined by $\theta_{cr,max}$

Sila na meji tečenja vzmeti $HSS_{y,14}$, $HSS_{y,15}$ in $HSS_{y,16}$ znaša (7.3).

$$V_{HSS,y} = \frac{10}{3} \cdot f_{s,y} \cdot A_{s,\phi 3} = \frac{10}{3} \cdot 78.6 \text{ kN/cm}^2 \cdot 0.0707 \text{ cm}^2 = 15.5 \text{ kN} \quad (7.3)$$

Pomik vzmeti na meji tečenja določimo ob uporabi predpostavke o enakomernem raztezkcu vodoravnih palic. Vodoravna razdalja med razpokami znaša:

$$s_{cr,hor} = \frac{s_{m\theta}}{\cos(\theta_{cr,max})} = \frac{12.0 \text{ cm}}{\sin(45^\circ)} = 17.0 \text{ cm} \quad (7.4)$$

Pomik na meji tečenja vzmeti $HSS_{y,14}$, $HSS_{y,15}$ in $HSS_{y,16}$ znaša:

$$\delta_{HSS,y} = \varepsilon_{s,y} \cdot s_{cr,hor} = \frac{78.6 \text{ kN/cm}^2}{20500 \text{ kN/cm}^2} \cdot 17.0 \text{ cm} = 0.065 \text{ cm} \quad (7.5)$$

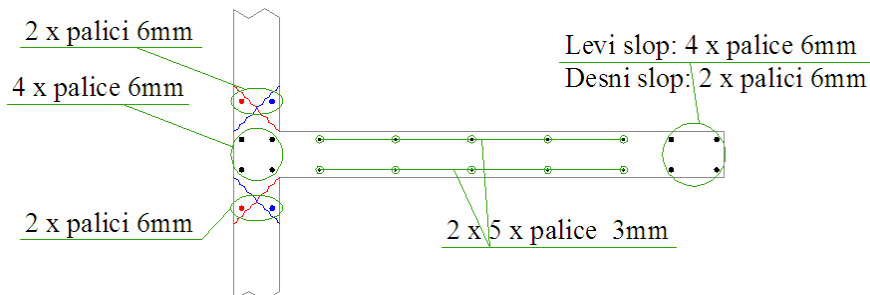
Iz mejne deformacije jekla žic $\Phi 3$ lahko ocenimo pomik vzmeti pri porušitvi:

$$\delta_{HSS,y} = \varepsilon_{s,u} \cdot s_{cr,hor} = 1.5\% \cdot 17.0 \text{ cm} = 0.255 \text{ cm} \quad (7.6)$$

Kot smo pojasnili v poglavju 5.7.3, uporabimo OpenSees-ov enoosni material *HystereticMaterial* za opis histereznega obnašanja HSS vzmeti.

Pri možničnem prenosu strižnih sil sodelujejo vse palice v stojini. Skupno je to po 10 palic $\Phi 3$ v vsakem slopu (Slika 7.8). Prispevek teh palic pripada lamelam 14, 15 in 16 (vzmeti HSD_{14} , HSD_{15} in HSD_{16}). Na stiku stojine s pasnico so nameščene 4 palice $\Phi 6$. V modelu smo privzeli, da pri možničnem mehanizmu sodelujeta samo notranji dve, ker imata edini dovolj betonskega nadkritja v smeri obremenjevanja. Zaradi nezadostnega nadkritja pri obremenjevanju v smeri globalne osi Y pa nismo upoštevali možničnega prispevka palic v pasnicah. Upoštevali smo le prispevek nekaterih možničnih palic $\Phi 6$ v pasnici tik ob stiku s stojino (mozniki, ki so postavljeni na mestu delovnega stika med temeljno konstrukcijo in stenami - Slika 7.5). Predvideno je, da pri velikih ciklič glavna

strižna razpoka seka moznične palice na območju delovnega stika. Moznične palice se tako aktivirajo prek tlačne diagonale v prečnem prerezu pasnice, ki je na sliki 7.8 prikazana z modro oz. rdečo razpoko. Na robu ob odprtini levega slopa imata dovolj nadkritja dve (notranji) palici, na robu ob odprtini desnega slopa pa nobena.



Slika 7.8: Palice, ki sodelujejo pri mozničnem prenosu strižnih sil

Fig. 7.8: Bars contributing to the dowel mechanism

Mejna nosilnost moznikov $\Phi 3$ znaša:

$$\begin{aligned} V_{d,u,\Phi 3} &= 1.27 \cdot \Phi_{d,w}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} = \\ &= 1.27 \cdot (0.003\text{m})^2 \cdot \sqrt{38.8\text{MPa} \cdot 786\text{MPa}} = 2\text{kN} \end{aligned} \quad (7.7)$$

Začetna togost moznikov $\Phi 3$ znaša 20,75 kN/cm (enačbe od 4.1 do 4.8), iz česar sledi, da je pomik na meji elastičnosti enak $\delta_{d,y,\Phi 3} = 2 \text{ kN} / 20,75 \text{ kN/cm} = 0,096 \text{ cm}$.

Mejna nosilnost moznikov $\Phi 6$ znaša:

$$\begin{aligned} V_{d,u,\Phi 6} &= 1.27 \cdot \Phi_{d,w}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} = \\ &= 1.27 \cdot (0.006\text{m})^2 \cdot \sqrt{38.8\text{MPa} \cdot 483\text{MPa}} = 6.26\text{kN} \end{aligned} \quad (7.8)$$

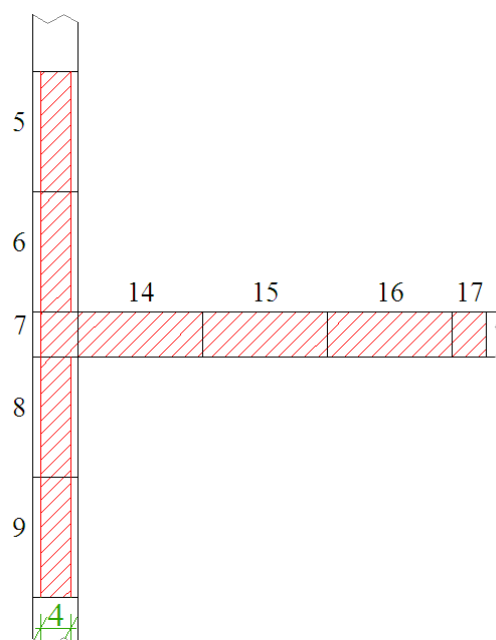
Začetna togost moznikov $\Phi 6$ znaša 49,36 kN/cm (enačbe od 4.1 do 4.8) iz česar sledi, da je pomik na meji elastičnosti enak $\delta_{d,y,\Phi 6} = 6,26 \text{ kN} / 49,36 \text{ kN/cm} = 0,127 \text{ cm}$. V preglednici 7.2 so podane karakteristike vzmeti HSD_y , ki sodelujejo pri prenosu strižnih sil v smeri y .

Preglednica 7.2: Karakteristike vzmeti HSD_y

Table 7.2: Properties of HSD_y springs

	Št. moznikov	V_{HSD_y}	δ_{HSD_y}
$\text{HSD}_{y,6}$	1 x $\Phi 6$	6,26 kN	0,127 cm
$\text{HSD}_{y,7}$	2 x $\Phi 6$	12,52 kN	0,127 cm
$\text{HSD}_{y,8}$	1 x $\Phi 6$	6,26 kN	0,127 cm
$\text{HSD}_{y,14}$	10/3 x $\Phi 3$	2,0 kN	0,096 cm
$\text{HSD}_{y,15}$	10/3 x $\Phi 3$	2,0 kN	0,096 cm
$\text{HSD}_{y,16}$	10/3 x $\Phi 3$	2,0 kN	0,096 cm
$\text{HSD}_{y,17}$	2 x $\Phi 6$	12,52 kN	0,127 cm

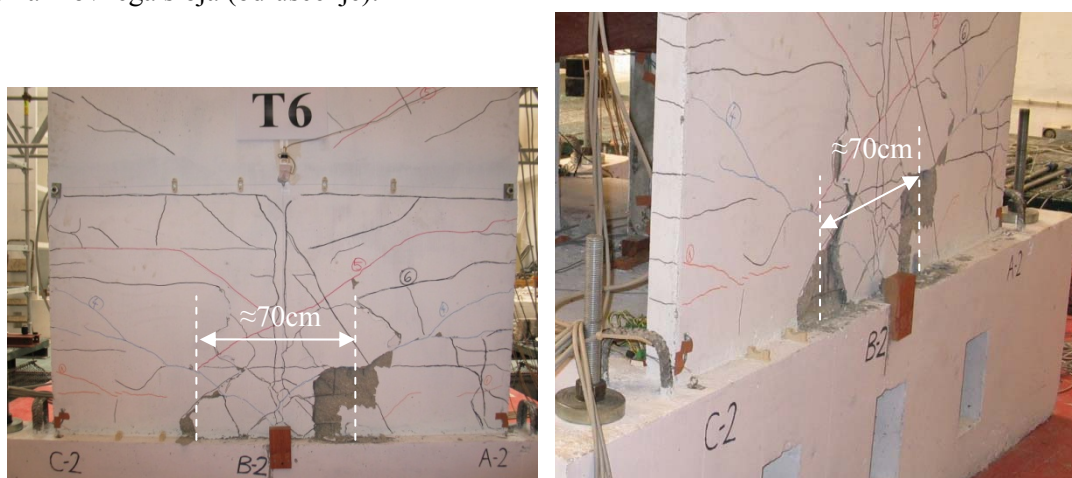
Preostane nam še, da določimo lastnosti HSA vzmeti. Površina prereza slopov, ki sodeluje pri prenosu strižnih sil z zaklinjanjem zrn v razpoki, je prikazana na sliki 7.9. V modelu je privzeto, da vse lamele v stojini razen lamele 18 sodelujejo s celotno njihovo površino. Lamelo 18 smo izvzeli, ker se ta nahaja na robu stojine, kjer bo najverjetneje prišlo do poškodb ali celo odlučena krovnega sloja. Mehanizem zaklinjanja na tem mestu zato ne bo učinkovit.



Slika 7.9: Površina prereza slopov, ki sodeluje pri prenosu strižnih sil z zaklinjanjem zrn v razpoki

Fig. 7.9: Wall cross-section area that contributes to the interlock mechanism

Iz enakega vzroka je zmanjšana strižna površina na drugem robu stojine, na področju lamele 7. Privzeto je, da del pasnic sodeluje pri mehanizmu. Efektivno širino v pasnicah smo določili na podlagi širine preboja stojine skozi pasnico, ki se je zgodil med šesto fazo obremenjevanja, ko je prišlo do strižne porušitve slopov (Slika 7.10). Širina preboja znaša približno 70 cm. Tako smo v modelu privzeli, da pri mehanizmu zaklinjanja sodelujejo še lamele 5, 6, 8 in 9, pri čemer ni bila upoštevana površina krovnega sloja (odlučenje).



Slika 7.10: Širina preboja stojine skozi pasnico, ki se je zgodil med šesto fazo obremenjevanja (foto Peter Kante)

Fig. 7.10: Punching width through the web (photo Peter Kante)

Mejna strižna napetost mehanizma zaklinjanja pri zaprti razpoki znaša:

$$v_{HSA,u} = \frac{\sqrt{f_c}}{0.31} = \frac{\sqrt{38.8}}{0.31} MPa = 20 MPa \quad (7.9)$$

Mejno nosilnost HSA vzmeti pri zaprti razpoki dobimo tako, da $v_{HSA,u}$ množimo s strižno površino posamezne lamele $A_{s,i}$ (tabela 7.3). Začetna togost HSA vzmeti ob zaprti razpoki je bila določena tako, da ustreza elastičnim strižnim karakteristikam slopov (enačba 7.10).

$$k_{HSA,i} = \frac{G_c \cdot A_{s,i}}{L/n_{cr,eff}} \quad (7.10)$$

V zgornji enačbi je L višina slopa. Količnik $L/n_{cr,eff}$ predstavlja odsek višine lamele katere strižno podajnost modeliramo s HSA_i vzmetjo. Lastnosti HSA_i vzmeti so podane v preglednici 7.3.

Preglednica 7.3: Karakteristike vzmeti HSA_y

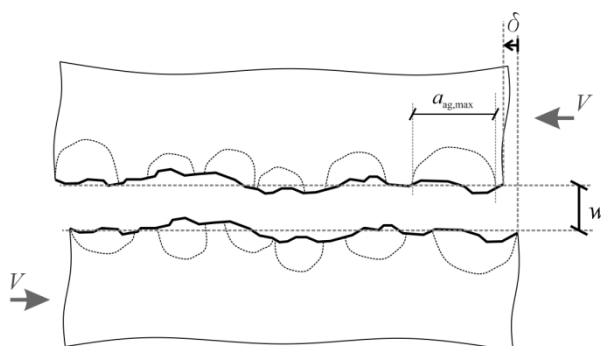
Table 7.3: Properties of HSA_y springs

	Strižna površina $A_{s,i}$	$V_{HSA,y} (w=0)$	$\delta_{HSA,y} (w=0)$
$HSA_{y,5}$	64 cm ²	128 kN	0,03 cm
$HSA_{y,6}$	64 cm ²	128 kN	0,03 cm
$HSA_{y,7}$	30 cm ²	60 kN	0,03 cm
$HSA_{y,8}$	64 cm ²	128 kN	0,03 cm
$HSA_{y,9}$	64 cm ²	128 kN	0,03 cm
$HSA_{y,14}$	99 cm ²	198 kN	0,03 cm
$HSA_{y,15}$	99 cm ²	198 kN	0,03 cm
$HSA_{y,16}$	99 cm ²	198 kN	0,03 cm
$HSA_{y,17}$	27 cm ²	54 kN	0,03 cm

Za opis histereznega obnašanja smo uporabili enoosni material *ShearSlip* s parametrom $\alpha=0,5$. Upoštevali smo še degradacijo kapacitete mehanizma zaradi izmeničnega odpiranja in zapiranja razpok pri velikih ciklih. Ob vsakem velikem ciklu, ko se razpoka na območju neke lamele odpre do te mere, da kapaciteta mehanizma pade na nič, se na tem mestu ob ponovnem zapiranju razpoke efektivnost mehanizma zmanjša za 50%.

Preostane nam še, da določimo velikost razmika razpoke pri katerem kapaciteta mehanizma zaklinjanja pade na nič (označimo z $w_{deg} \equiv w_0$). V poglavju 5.7.2 smo napisali, da se za to vrednost lahko privzame velikost največje frakcije agregata, ki je bil uporabljen v betonski mešanici. Za izdelavo preizkušanca je bil uporabljen mikro beton, pri katerem maksimalna dimenzija zrna agregata ni presegla $a_{agg,max} = 6$ mm. Računske analize so takoj pokazale, da je vrednost $w_0 = 6$ mm izrazito previsoka. Našli smo dva razloga zakaj predpostavka $w_0 = a_{agg,max}$ ni ustrezna: (i) Zrna največjega premera se ne nahajajo eno poleg drugega in se zato neposredno ne zaklinijo, kot smo to narisali na sliki 5.2; (ii) V razpokah betona dovolj visoke trdnosti se prelomijo tudi zrna agregata (Slika 7.11). Zaradi naštetih dejstev smo v analitičnem modelu privzeli precej manjšo vrednost za w_0 od $a_{agg,max} = 6$ mm. Opredelili smo, da w_0 znaša 0,2 mm. Ob upoštevanju takšne vrednosti je bilo ujemanje z

meritvami eksperimenta precej dobro (glej nadaljevanje) in ob tem je analitični model ohranil računsko stabilnost.



Slika 7.11: Razpoka s prelomljenimi zrna agregata

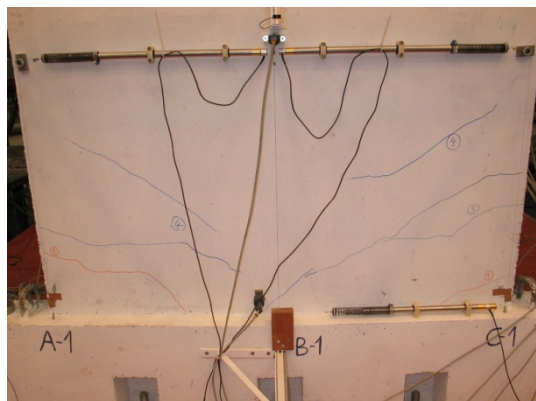
Fig. 7.11: Crack with crushed aggregate gravels

Dodajmo še, da z opredelitvijo sorazmerno majhne vrednosti w_0 zajamemo še vpliv sledečih dveh pojavov: (i) Pri manjših obremenitvah se lahko tvori manj razpok, kot jih predpostavimo v analitičnem modelu (glej nadaljevanje). Manjše število razpok pomeni večje pomike v razpokah. Z uporabo manjše vrednosti w_0 zmanjšamo vpliv premajhnih računskih razmikov v razpokah. (ii) Običajno se v močnejših ciklih ena izmed razpok v armiranobetonskem panelu odpre močnejše od ostalih – kritična razpoka. Analitičen model upošteva enako velike pomike v vseh razpokah enega elementa. To pomeni, da nekoliko podceni velikost pomika v kritični razpoki vzdolž katere se bo dogodil morebiten mehanizem strižne porušitve. Z upoštevanjem sorazmerno majhne vrednosti za w_0 lahko zaobidemo tudi to pomanjkljivost analitičnega modela.

7.3 Četrta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,42 g$; $a_{g,max,Y} = 0,33 g$)

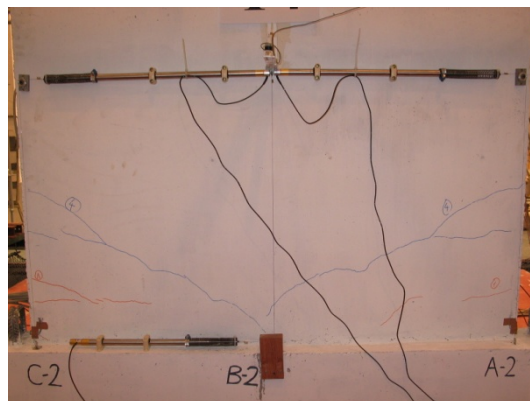
Ker se je preizkušane na prve tri faze obremenjevanja odzval elastično, smo se pri naših analizah osredotočili le na četrto, peto in šesto fazo obremenjevanja. Primerjali smo eksperimentalen in analitičen časovni potek celokupne prečne sile ob vpetju stene v smeri globalne osi Y (smer stene z odprtini) ter pomik vrha stene v smeri osi Y .

Iz slik 7.12 in 7.13 je razvidno, da je v četrti fazi obremenjevanja prišlo do formacije strižno-upogibnih razpok v pasnicah slopov. V stojinah se niso pojavile razpoke. Merilni inštrumenti niso zabeležili tečenja upogibne armature.



Slika 7.12: Razpokanost leve konzolne stene po četrti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.12: Cracks on the flange of the left wall after fourth run (photo Peter Kante)



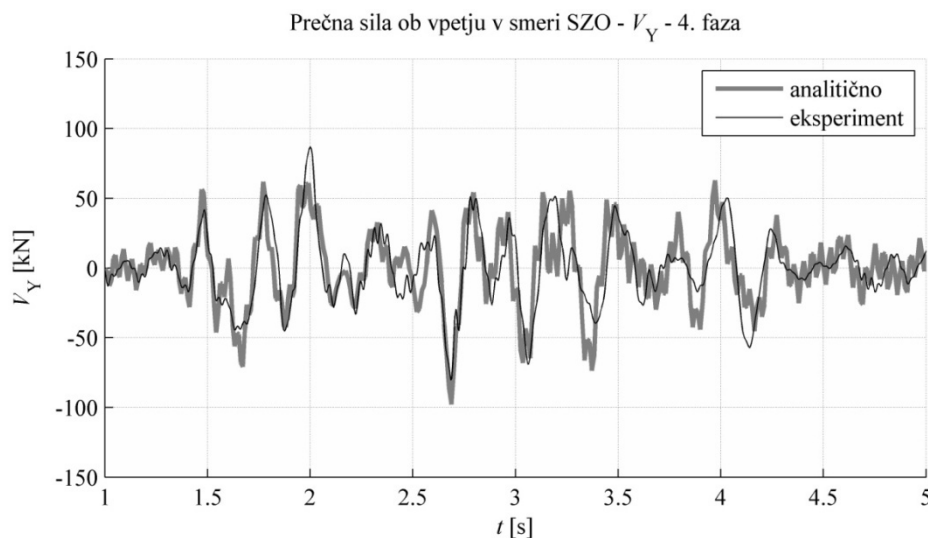
Slika 7.13: Razpokanost desne konzolne stene po četrti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.13: Cracks on the flange of the right wall after fourth run (photo Peter Kante)

7.3.1 Globalni odziv – prečna sila ob vpetju

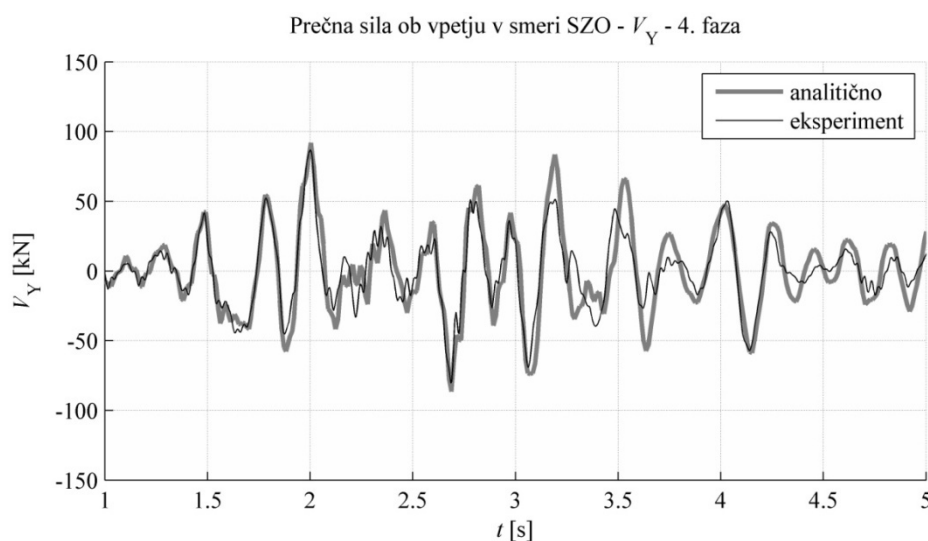
Na globalnem nivoju smo primerjali analitični in eksperimentalni odziv časovnega poteka spreminjanja prečne sile ob vpetju stene v smeri osi Y (smer stene z odprtinami). Kot prvo je na sliki 7.14 prikazana primerjava med eksperimentalno beležbo in analitičnim odzivom, ki ga je dobil Kante (2005) z uporabo klasičnega MVLEM-a. V analizi ni bilo upoštevano dušenje proporcionalno togosti, kar se odraža v večjem vplivu višjih nihajnih oblik, kar je tudi razvidno na sliki 7.14. Model je precej dobro ujel periodo nihanja, a ni najboljše ujel vrednosti največjih amplitud prečne sile (npr. v 2. sekundi).

Na sliki 7.15 je prikazana primerjava med eksperimentalno beležbo in odzivom, ki smo ga dobili z uporabo našega analitičnega modela. V tej analizi smo upoštevali tudi dušenje proporcionalno začetni togosti. Črta, ki prikazuje odziv analitičnega modela, je zato bolj gladka in se precej bolje ujema z eksperimentalnim odzivom. Perioda nihanja se dobro sklada. Z analizo smo dobro ujeli vrednost največje prečne sile (v 2. sekundi) in najmanjše sile (pri 2,7 s). Analitičen model je sicer nekoliko precenil amplitude prečne sile med 3,2 s in 3,8 s trajanja obremenitve.



Slika 7.14: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in meritvami na eksperimentu

Fig. 7.14: Time course of base shear V_Y during fourth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements



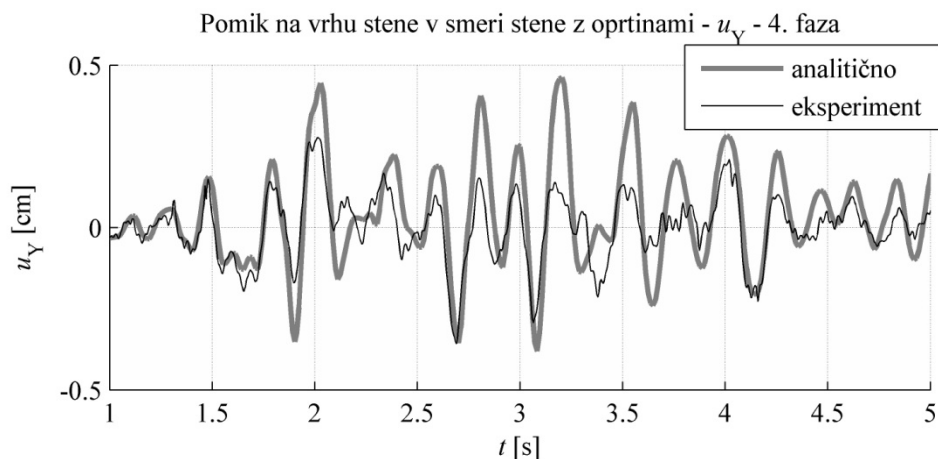
Slika 7.15: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in meritvami na eksperimentu

Fig. 7.15: Time course of base shear V_Y during fourth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements

7.3.2 Globalni odziv – pomik na vrhu stene

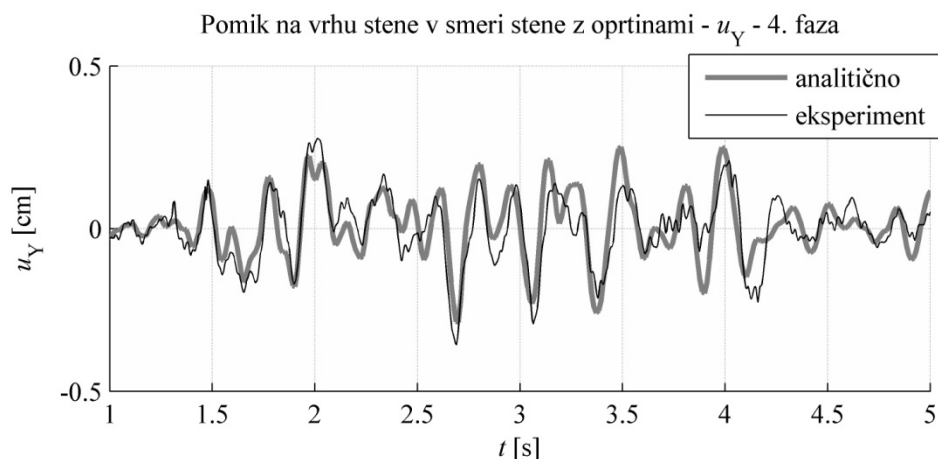
Ker smo z našimi analizami v prvi vrsti preučevali odziv stene v globalni Y smeri, smo preverili tudi izračunan pomik na vrhu stene za to smer. Časovni potek pomika (označen z u_Y) je predstavljen na sliki 7.16 s krepko sivo črto. Razvidno je, da smo z analitičnim modelom precenili rezultate eksperimenta. V nadaljevanju smo ugotovili, da je vzrok za odstopanje prenizka efektivna togost veznih gred. Postopek, ki ga navajata Paulay in Priestley (1992) se namreč nanaša na situacijo, ko grede izraziteje razpokajo, kar pa se v četrti fazi obremenjevanja ni dogodilo. Račun smo opravili še z modelom z efektivno togostjo gred, kot jo je določil Kante (2005). Rezultati so prikazani na sliki 7.17,

iz katere je razvidno, da je potek računskih pomikov precej bolj skladen z rezultati eksperimenta. Ujemanje še vedno ni idealno, a je skoraj identično tistemu, ki ga je dobil Kante (2005) brez dodatnega prilagajanja začetne togosti slopov. Potek prečnih sil, ki je bil dobljen s tem modelom (togost gred po Kante, 2005) in na tem mestu ni predstavljen, je precej podoben tistemu na sliki 7.15 (dobljen z glavnim analitičnim modelom).



Slika 7.16: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)

Fig. 7.16: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fourth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)



Slika 7.17: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med četrto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred, kot jo je določil Kante (2005)

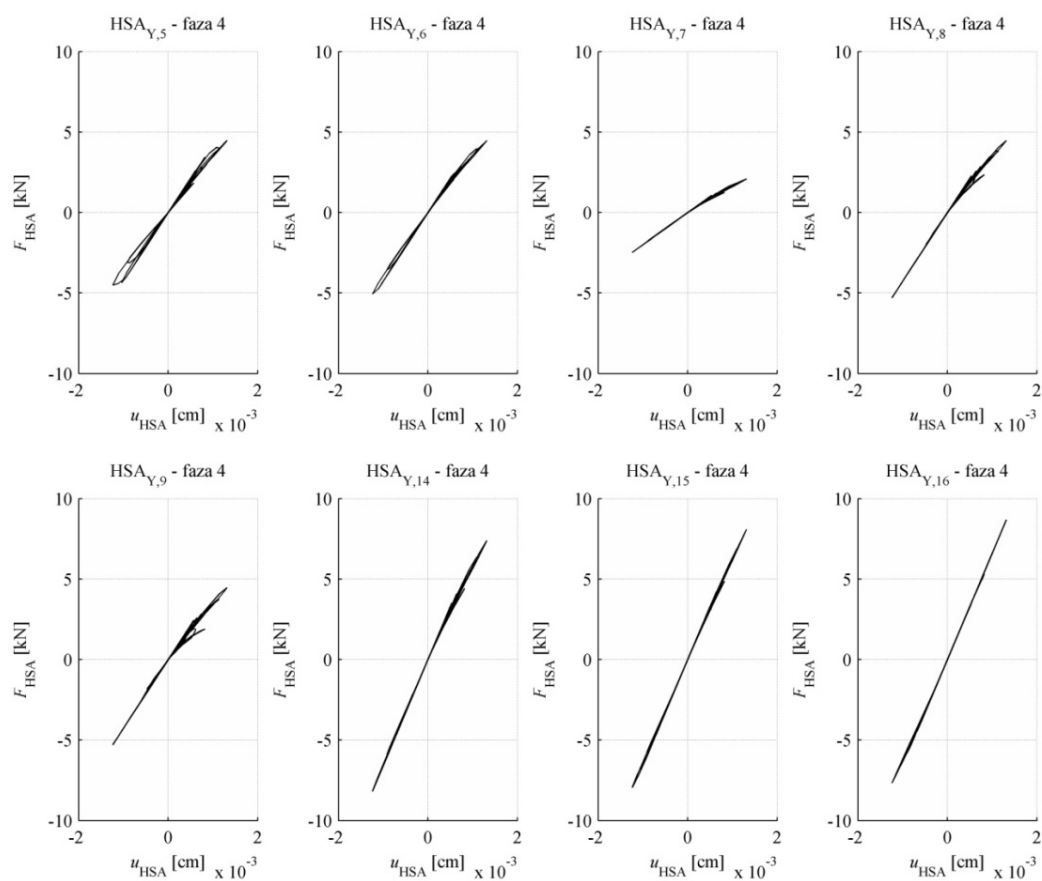
Fig. 7.17: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fourth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness determined by Kante (2005)

7.3.3 Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti

Na slikah 7.18 in 7.19 so predstavljeni odzivi HSA vzmeti (vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja zrn) desnega oz. levega slopa med četrto fazo obremenjevanja. Odziv vzmeti v stojini

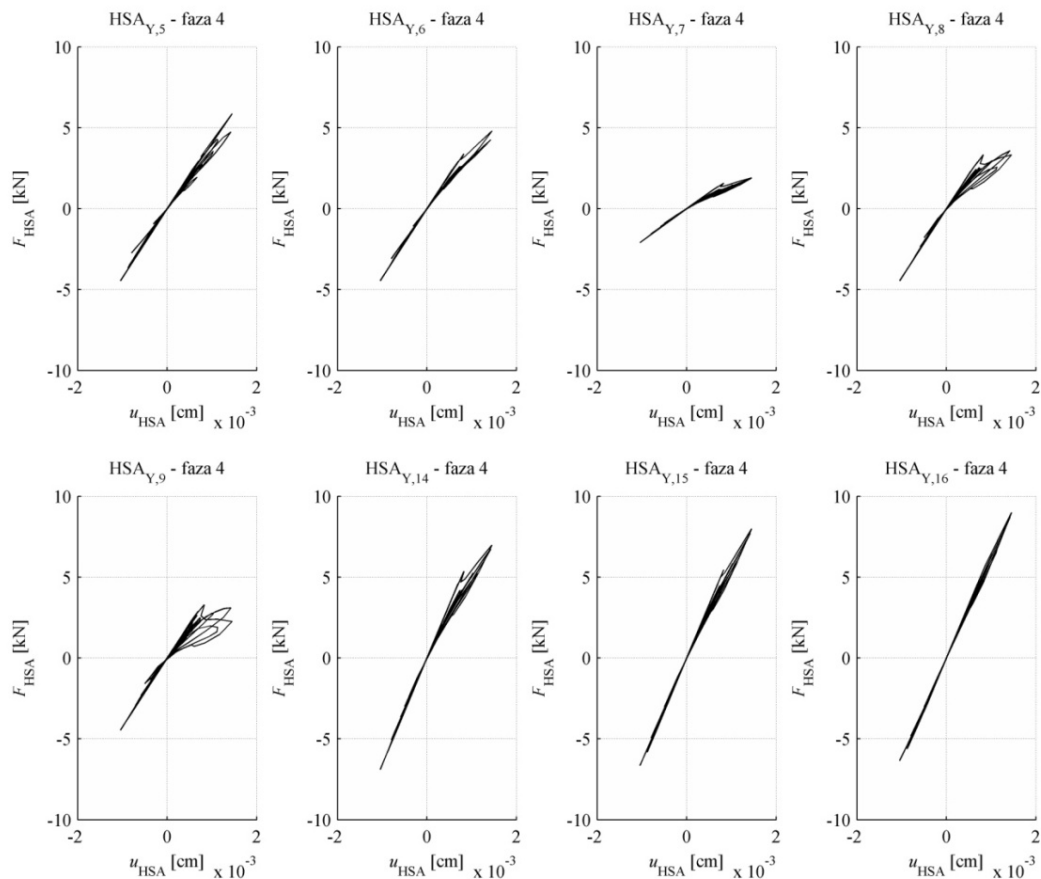
(vzmeti HSA_{Y,14}, HSA_{Y,15} in HSA_{Y,16} na slikah 7.18 in 7.19) je praktično elastičen. To je v skladu z eksperimentalnim odzivom, saj med četrto fazo obremenjevanja ni prišlo do tvorbe vidnih razpok v stojini.

Odzivi vzmeti v pasnicah (vzmeti HSA_{Y,5}, HSA_{Y,6}, HSA_{Y,7}, HSA_{Y,8} in HSA_{Y,9} na slikah 7.18 in 7.19) nakazujejo, da se v četrti fazi obremenjevanja na teh mestih tvorijo razpoke. Znatnejši neelastični odziv je opaziti v vzmeteh, ki so bliže robovom pasnic (vzmeti HSA_{Y,5} in HSA_{Y,9}). Odziv vzmeti v levem slopu je izrazito bolj neelastičen kot v desnem. To pomeni, da so se razpoke v pasnici levega slopa izraziteje odpirale. Obnašanje analitičnega modela je torej v skladu z eksperimentalnim odzivom. Namreč, v četrti fazi obremenjevanja je leva pasnica preizkušanca bolj razpokala kot desna (sliki 7.12 in 7.13). Tudi merilni inštrumenti so zaznali precej večje vzdolžno raztezanje leve pasnice v primerjavi z desno (Preglednica 4.13 v doktoratu Kante, 2005). Največje sile v vzmeteh znašajo med 5 in 10 kN. Največje sile se pojavijo v vzmeteh stojine (do 10 kN).



Slika 7.18: Odziv HSA vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.18: Behaviour of HSA springs in right wall during fourth run

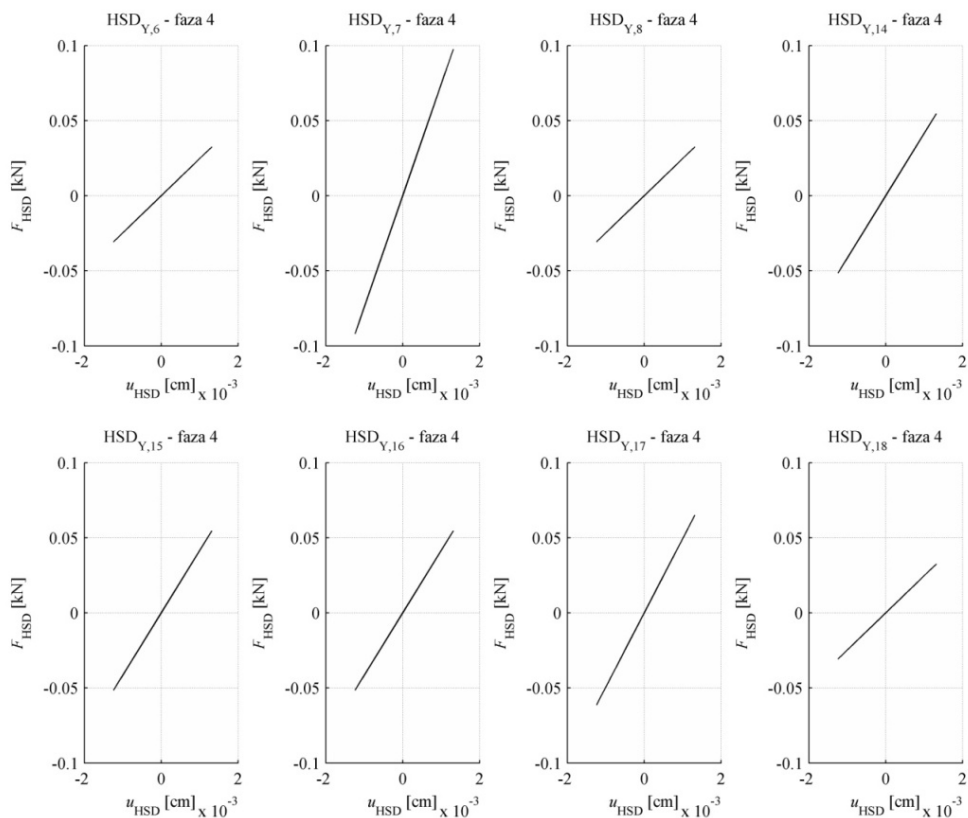


Slika 7.19: Odziv HSA vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.19: Behaviour of HSA springs in left wall during fourth run

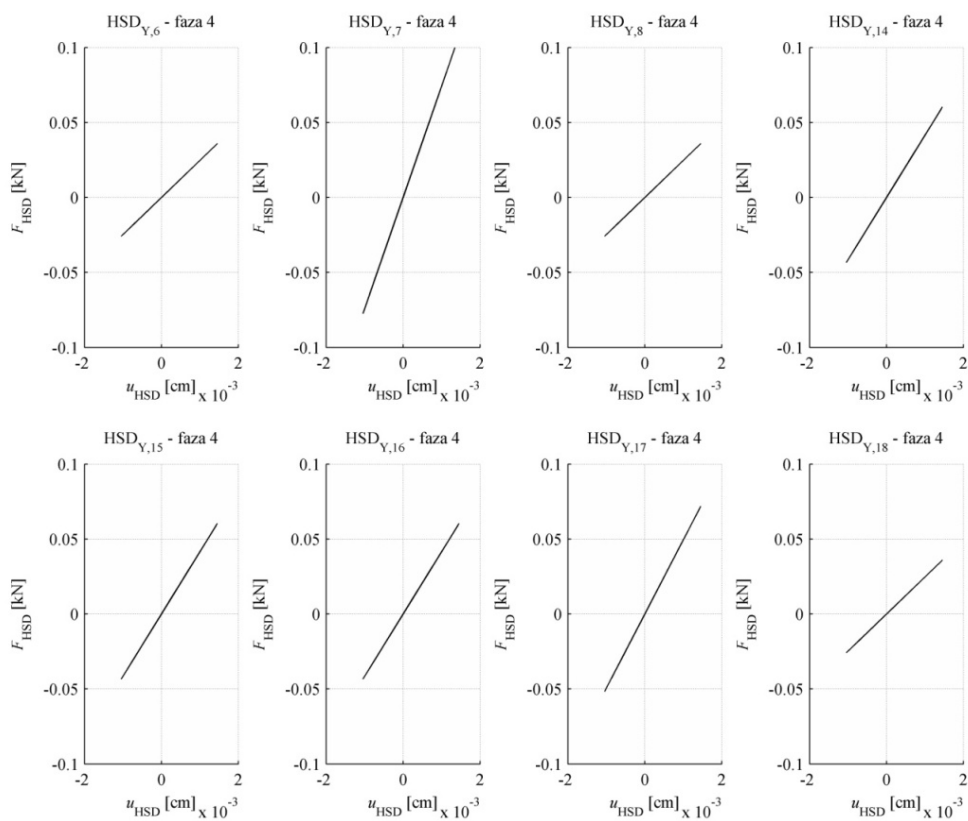
7.3.4 Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti

Odziv mozničnih vzmeti (HSD vzmeti) je bil praktično ničen. Sila v moznikih ni presegla 1% kapacitete. Na slikah 7.20 in 7.21 je prikazan odziv vzmeti (odziv sila – pomik). Največje sile, ki se pojavijo v posamezni vzmeti, so reda velikosti 0,1 kN, kar je praktično ničeno v primerjavi s prispevkom HSA vzmeti. Zato je njihov prispevek k globalnemu odzivu stene v četrti fazi obremenjevanja zanemarljiv.



Slika 7.20: Odziv HSD vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.20: Behaviour of HSD springs in right wall during fourth run

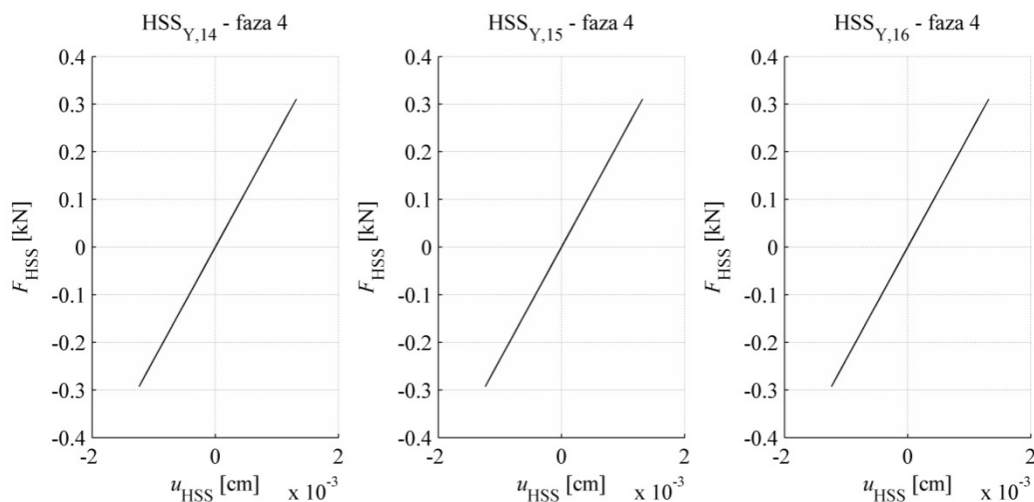


Slika 7.21: Odziv HSD vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.21: Behaviour of HSD springs in left wall during fourth run

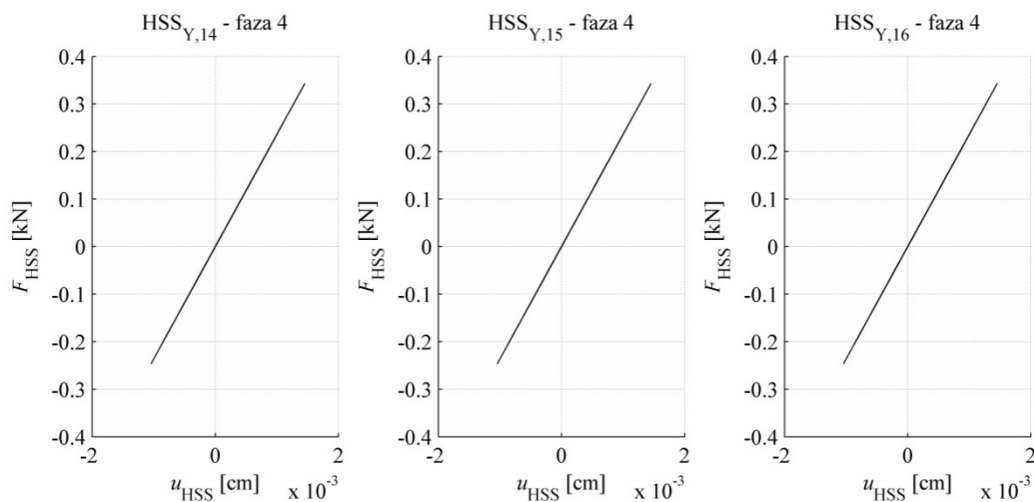
7.3.5 Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti

Enako kot odziv HSD vzmeti, je tudi odziv HSS vzmeti ničen v primerjavi z HSA vzmetmi. Njihov odziv je prikazan na slikah 7.22 in 7.23.



Slika 7.22: Odziv HSS vzmeti desnega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.22: Behaviour of HSS springs in right wall during fourth run



Slika 7.23: Odziv HSS vzmeti levega slopa med četrto fazo obremenjevanja

Fig. 7.23: Behaviour of HSS springs in left wall during fourth run

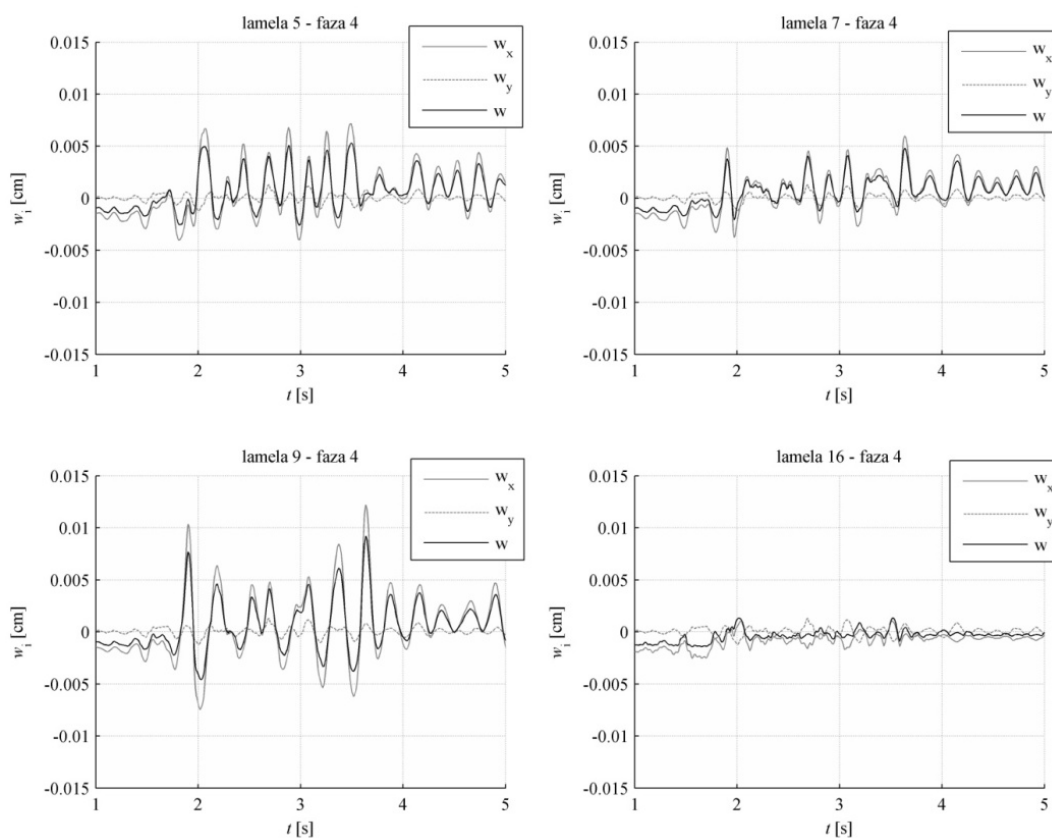
7.3.6 Lokalni odziv – pomiki v razpokah

Med analizo smo beležili tudi časovno spreminjanje posameznih komponent pomika v razpokah na različnih mestih. Naj spomnimo, da smo z w označili komponento pomika pravokotno na ravnino razpoke oz. razmik razpoke, ki neposredno vpliva na kapaciteto mehanizma zaklinjanja. Z w_x in w_z pa vzdolžno oz. prečno komponento pomika razpoke.

Na slikah 7.24 in 7.25 je prikazan časovni potek spreminjanja pomika v razpokah za lamele 5, 7, 9 in 16. Časovni potek razmika razpoke v stojini (lamela 16) potrjuje prejšnje ugotovitve in rezultate eksperimenta, da v stojini ni prišlo do pojava vidnih razpok. Iz časovnega poteka razmika razpok v

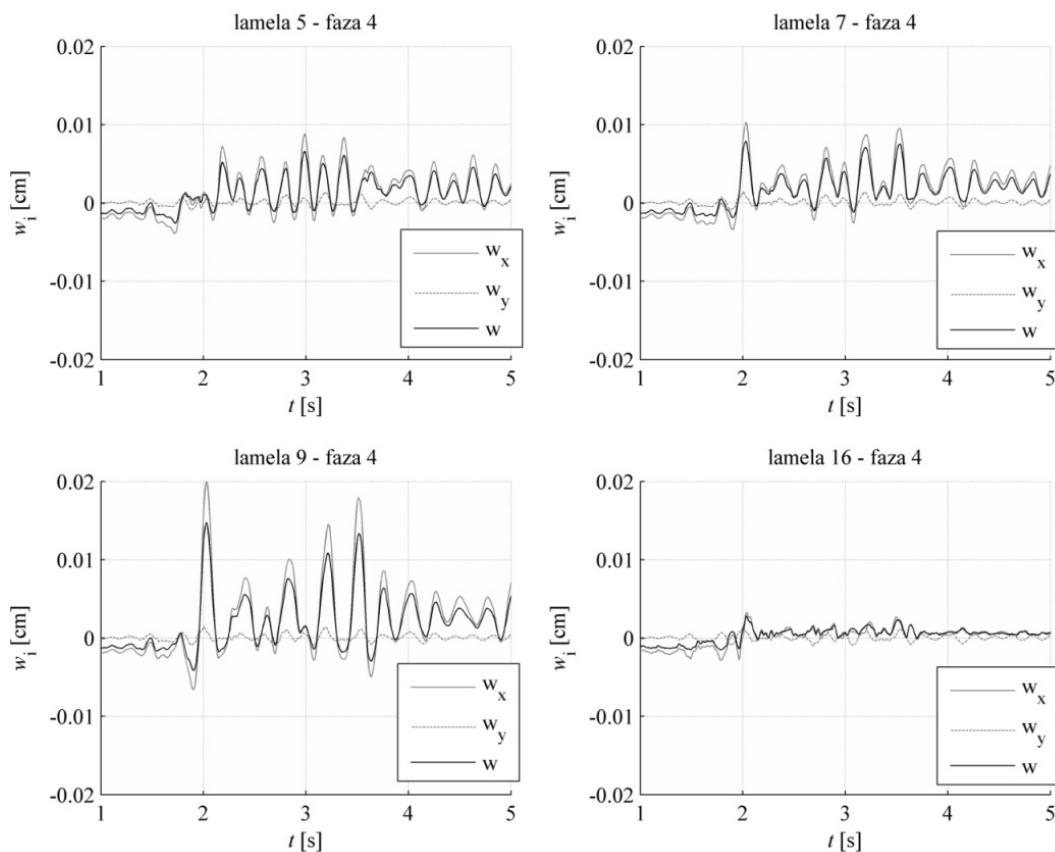
pasnicah je vidno, da je največji razmik razpok, ki je bil dosežen v četrti fazi obremenjevanja, reda velikosti 0,1 mm. Merilca pomikov, ki sta bila na preizkušancu nameščena ob lameli 7 desnega in levega slopa, sta zaznala največji vzdolžni raztezek slopov v prvi etaži v vrednosti 0,44 mm (levi slop) in 0,29 mm (desni slop). Če ti dve vrednosti delimo s številom razpok (cca. 3 razpoke – sliki 7.12 in 7.13), dobimo oceno o največjem razmiku v razpokah (pri tem privzamemo, da je $w \approx w_x$). Dejanski največji razmik v razpokah na mestu lamele 7 levega slopa je tako znašal $w_{\max} \approx 0,15$ mm, na mestu lamele 7 desnega slopa pa $w_{\max} \approx 0,1$ mm.

Z analitičnim modelom smo izračunali, da se razpoka na mestu lamele 7 desnega slopa odpre za približno 0,05 mm in na mestu lamele 7 levega slopa za 0,08 mm. Te vrednosti so za polovico manjše od tistih, ki smo jih ocenili z eksperimentalnimi meritvami. Odstopanje je posledica predpostavke o številu razpok. V analitičnem modelu smo privzeli, da se vzdolž slopov v prvi etaži formira 5 razpok. Dejansko se jih je v tej fazi obremenjevanja pojavilo samo tri. V primeru, da bi se tudi dejansko na pasnicah preizkušanca formiralo 5 razpok, bi se eksperimentalna in analitična ocena w_{\max} zelo dobro ujemala.



Slika 7.24: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah desnega slopa v četrti fazi obremenjevanja

Fig. 7.24: Time course of crack displacement in right wall during fourth run



Slika 7.25: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v četrti fazi obremenjevanja

Fig. 7.25: Time course of crack displacement in left wall during fourth run

7.4 Peta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,42 g$; $a_{g,max,Y} = 0,73 g$)

V peti fazi obremenjevanja so se v stojinah v prvi etaži pojavile strižne razpoke (Slika 7.26). V stojini levega slopa so se tvorile tri diagonalne razpoke v smeri od stika medetažne plošče s pasnico proti spodnjemu delu razpoke. Razpoke so nastale zaradi obremenjevanja v smeri globalne osi Y (iz smeri levega slopa proti desnemu), ko je prišlo do dvigovanja levega slopa. V stojini desnega slopa so se razpoke tvorile v obeh smereh. Razpoke, ki so zrcalne tistim v levem slopu (od stika medetažne plošče s pasnico proti spodnjemu delu razpoke – dve razpoki), so nastale zaradi obremenjevanja stene v nasprotni smeri globalne osi Y (dviganje desnega slopa). V desnem slopu se je pojavila še razpoka, ki poteka od zgornjega dela odprtine proti stiku desne pasnice s temeljno ploščo. Smer razpoke nakazuje, da se je ta tvorila pri obremenjevanju v smeri globalne osi Y (v slopu so se pojavili dodatni tlaki).

V konzolnih stenah so se strižne razpoke, ki so nastale v četrti fazi, podaljšale (Slika 7.27). Razpoke so nastale zaradi obremenjevanja v smeri ravnine konzolnih sten (smer $\pm X$). Opaziti je, da na nagib strižnih razpok vpliva razmerje med dolžino stene in njeno etažno višino (glej poglavje 3.10.9). V peti fazi so se v konzolnih stenah tvorile še vodoravne upogibne razpoke, ki so nastale zaradi vzbujanja v smeri $\pm Y$. Na splošno sta pasnici precej bolj razpokali kot stojini.

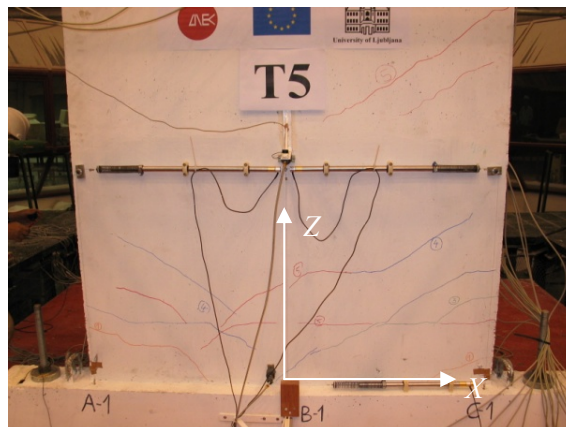
Merilci pomikov in deformacij so zabeležili neelastično deformiranje vzdolžnih palic na robovih pasnic. Na mestu stika stojin s pasnicami, so merilci pomikov zabeležili največji vzdolžni pomik 1,27 mm (levi slop) in 1,28 mm (desni slop). Podatki so povzeti po tabeli 4.13 iz doktorata Kante (2005).

Ob predpostavki, da se je večinski delež navpičnega pomika izvršil v razpokah, in številu razpok (tvorile so se 2 oz. 3 razpoke), lahko ocenimo, da so se razpoke stojin v navpični smeri odpirale za red velikosti 0,5 mm.



Slika 7.26: Razpoke na stojinah v prvi etaži po peti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.26: Cracks on the webs in first storey after fifth run (photo Peter Kante)



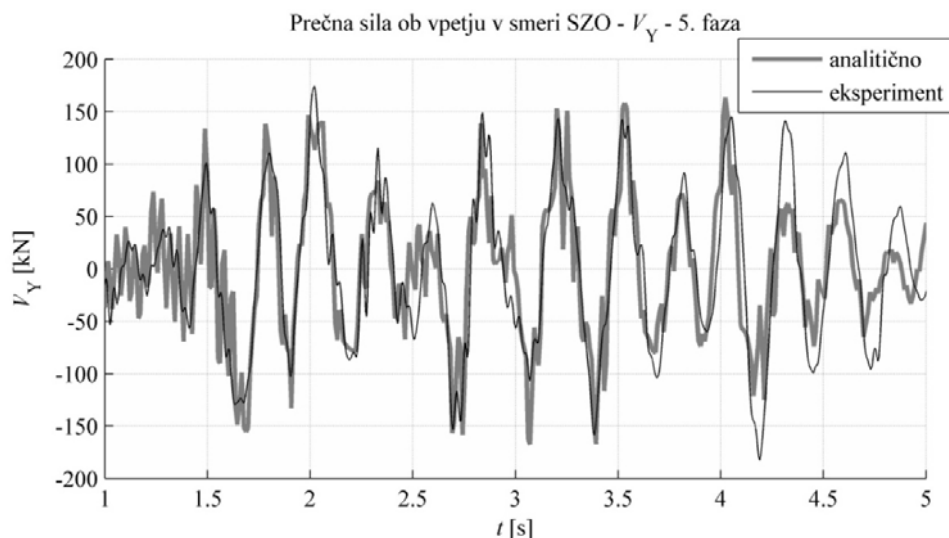
Slika 7.27: Razpokanost leve konzolne stene po peti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.27: Cracks on the left flange after fifth run (photo Peter Kante)

7.4.1 Globalni odziv – prečna sila ob vpetju

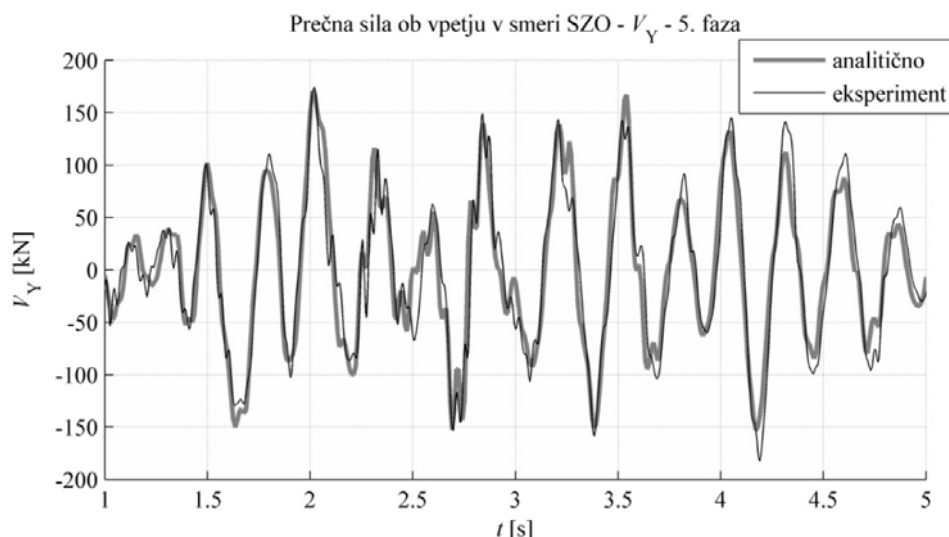
Primerjali smo analitične in eksperimentalne rezultate časovnega spreminjanja prečne sile ob vpetju stene v smeri osi Y (smer stene z odprtinami). Kot prvo je na sliki 7.28 prikazana primerjava med eksperimentalno beležbo in odzivom, ki ga je dobil Kante (2005) z uporabo klasičnega MVLEM-a (MVLEM s strižno vzmetjo z neelastičnimi konstitutivnimi pravili). V analizi ni bilo upoštevano dušenje proporcionalno togosti, kar se odraža v večjem vplivu višjih nihajnih oblik (Slika 7.28). Vse do 4. sekunde trajanja potresa (z izjemo vrha pri 3,1 s) je analitičen model dobro zajel periodo nihanja in velikosti maksimalnih amplitud prečne sile. Po četrti sekundi so bile izračunane prečne sile precej nižje od največjih prečnih sil, ki so bile zabeležene med eksperimentom. Poleg tega se je nihajna perioda preizkušanca nekoliko podaljšala, česar model s klasičnimi MVLEM elementi ni zaznal.

Na sliki 7.29 je prikazana primerjava med eksperimentalnimi rezultati in odzivom, ki smo ga dobili z uporabo novega analitičnega modela za stene. V tej analizi smo upoštevali tudi dušenje proporcionalno začetni togosti. Črta, ki prikazuje odziv analitičnega modela, je zato bolj gladka in se precej bolje ujema z eksperimentalnim odzivom. Perioda nihanja se dobro sklada, model je tudi zaznal zmerno podaljšanje nihajnega časa po četrti sekundi. Največje amplitude prečne sile so bile precej dobro ocenjene tekom celotnega trajanja obtežbe. Amplitude so bile nekoliko podcenjene le po četrti sekundi trajanja obtežbe.



Slika 7.28: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in beležbo na eksperimentu

Fig. 7.28: Time course of base shear V_Y during fifth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements



Slika 7.29: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in zabeležko na eksperimentu

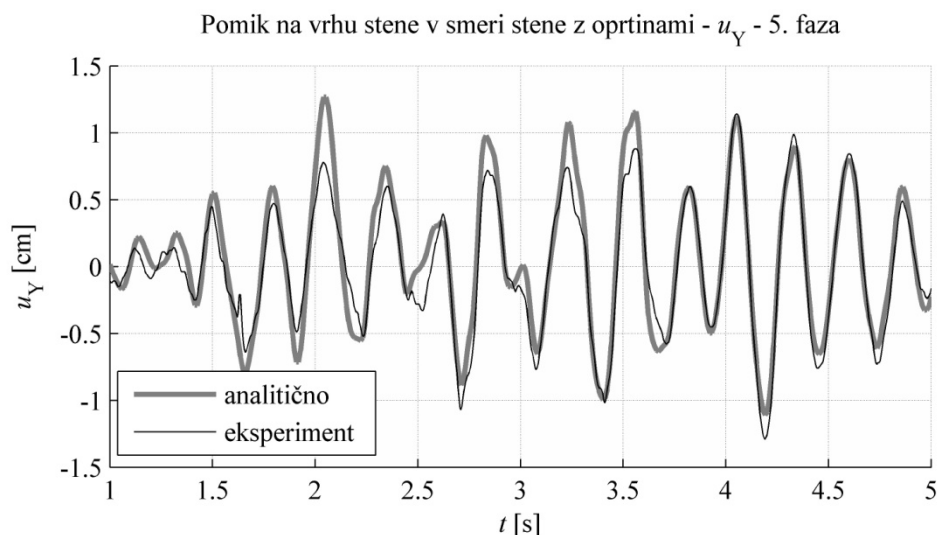
Fig. 7.29: Time course of base shear V_Y during fifth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements

7.4.2 Globalni odziv – pomik na vrhu stene

Primerjavi časovnega poteka pomika na vrhu stene v smeri Y (pomik u_Y), ki sta prikazani na slikah 7.30 in 7.31, povesta veliko o ustrezni efektivni togosti veznih gred: na sliki 7.30 je prikazan rezultat, ki je bil dobljen z osnovnim modelom (t.j. z upoštevanjem togosti gred po Paulayju in Prestleyju), na sliki 7.31 pa potek pomikov, ki je bil dobljen s modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred, kot je določil Kante (2005). V prvem primeru (slika 7.30) so pomiki v prvi polovici trajanja obtežbe nekoliko precenjeni, v drugi polovici pa je ujemanje zelo dobro. Ravno nasprotno je opaziti na sliki 7.31. Iz opisanega gre torej sklepati, da so med peto fazo obremenjevanja grede preizkušanca močnejše

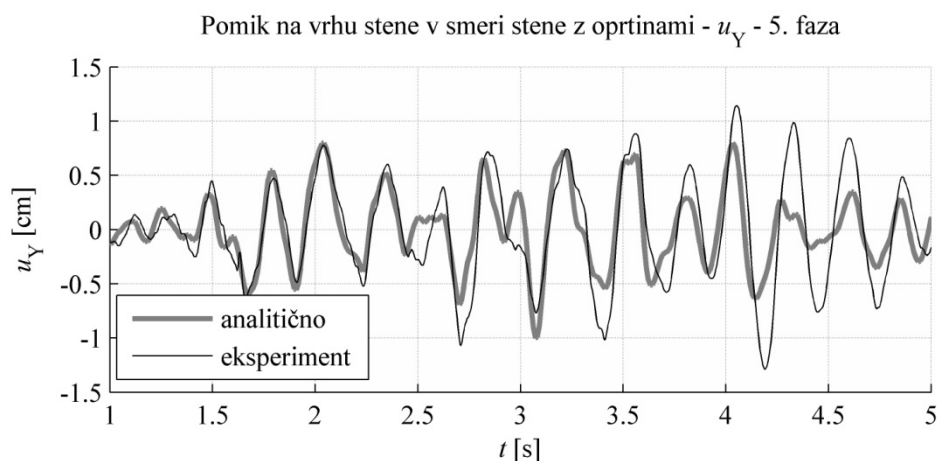
razpokale. Sklenemo lahko tudi, da je v primeru obravnavanega preizkušanca postopek Paulay-Priestley izkazal precej verodostojno oceno efektivne togosti razpokanih veznih gred.

Z bolj sofisticiranim analitičnim modelom za grede bi lahko napovedali trenutek, ko grede močneje razpokajo. Čeprav bi bilo to zelo dobrodošlo za bolj kompletno študijo obnašanja Lizbonskega preizkušanca, nam časovne omejitve niso dopuščale osnovanje natančnejšega analitičnega modela za vezne grede. Kljub temu smo opravili nekaj raziskav, ki se tičejo nosilnosti medetažnih povezav med stenami in so predstavljene v poglavju 9.



Slika 7.30: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)

Fig. 7.30: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fifth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)



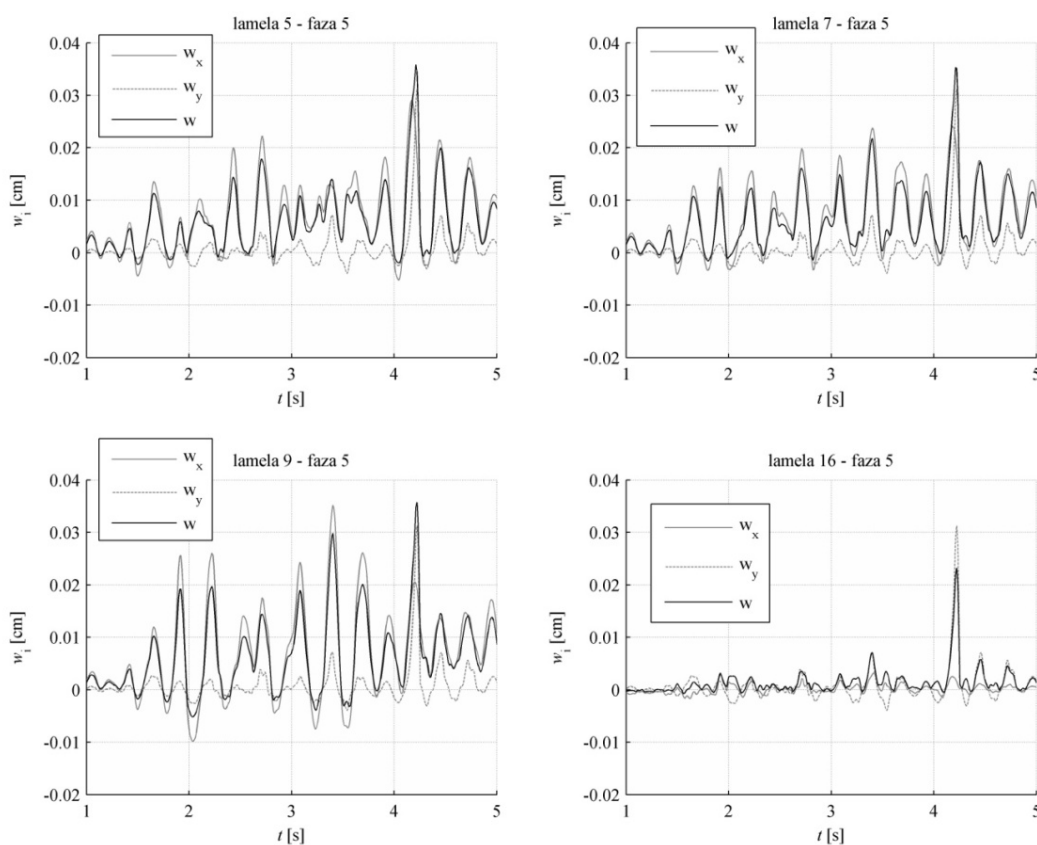
Slika 7.31: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med peto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob upoštevanju efektivne togosti gred, kot jo je določil Kante (2005)

Fig. 7.31: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during fifth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model considering the beams' stiffness determined by Kante (2005)

7.4.3 Lokalni odziv – pomiki v razpokah

Najprej si oglejmo časovni potek pomikov v razpokah desnega slopa (Slika 7.32). Razpoke v pasnici (lamela 5, 7 in 9) so se precej bolj odpirale kot razpoke v stojini (lamela 16), kar se sklada z opazovanji na preizkušancu (pasnica je precej bolj razpokala). Vse do časa 4,2 sekunde se razpoke v stojini niso izraziteje odpirale. Ob močem sunku pri 4,2 sekunde, ki je povzročil dvig desnega slopa, so se tudi razpoke na območju stojine precej odprle. To je razvidno na spodnjem desnem območju slike 7.32, kjer je prikazan odziv za lamelo 7. Zaradi precejšnjega odpiranja razpok je prišlo do zmerne degradacije mehanizma zaklinjanja, kar se je odrazilo v podaljšanju nihajnega časa konstrukcije (glej prejšnji razdelek).

V peti fazi obremenjevanja je prišlo do tečeneja vzdolžne armature v pasnici. Po sunku pri 4,2 sekunde so se v palicah nakopičile tolikšne plastične deformacije, da so preprečile zapiranje razpok v naslednjih obremenilnih ciklih.

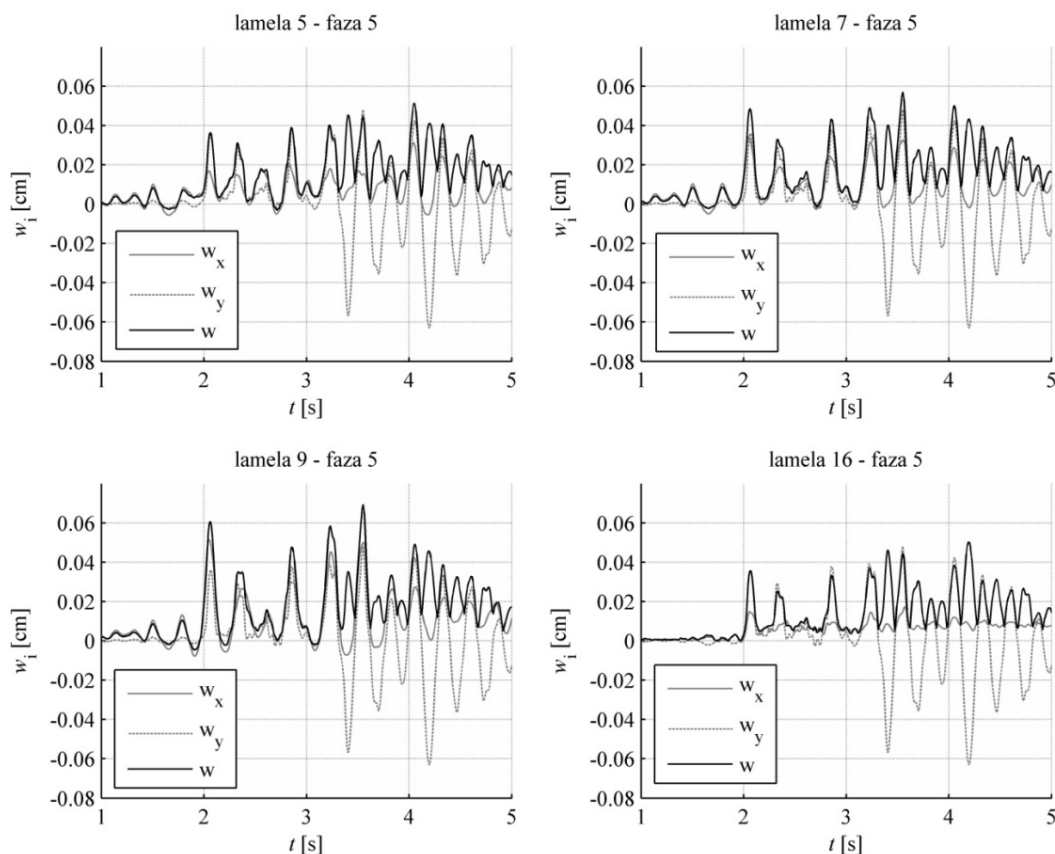


Slika 7.32: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah desnega slopa v peti fazi obremenjevanja

Fig. 7.32: Time course of crack displacement in right wall during fifth run

Analiza dogajanja v razpokah levega slopa analitičnega modela (Slika 7.33) pokaže, da so se razpoke v tem slopu nekoliko bolj odpirale kot v desnem. Razlog za to je močan sunek v drugi sekundi pete faze, ki je povzročil plastifikacijo upogibne armature v slopu. Slopu je padla natezna togost, pojavile so se zaostale deformacije v upogibni armaturi in učinek mehanizma zaklinjanja se je zmanjšal, kar je povzročilo precejšnje odpiranje razpok v naslednjih ciklih obtežbe. Sprva (do 3,3 sekunde) so se odpirale le, ko je imela prečna komponenta w_y pozitiven predznak. To je, ko je prišlo do dvigovanja

levega slopa. Pomiki v razpokah pasnice so dosegli večje vrednosti kot pomiki v razpokah stojine. Zaradi postopne degradacije mehanizma zaklinjanja in s tem padanja strižne togosti slopa, je po času 3,3 sekunde prišlo do odpiranja razpok tudi v ciklih, ko je prišlo do dvigovanja nasprotnega slopa.



Slika 7.33: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v peti fazi obremenjevanja

Fig. 7.33: Time course of crack displacement in left wall during fifth run

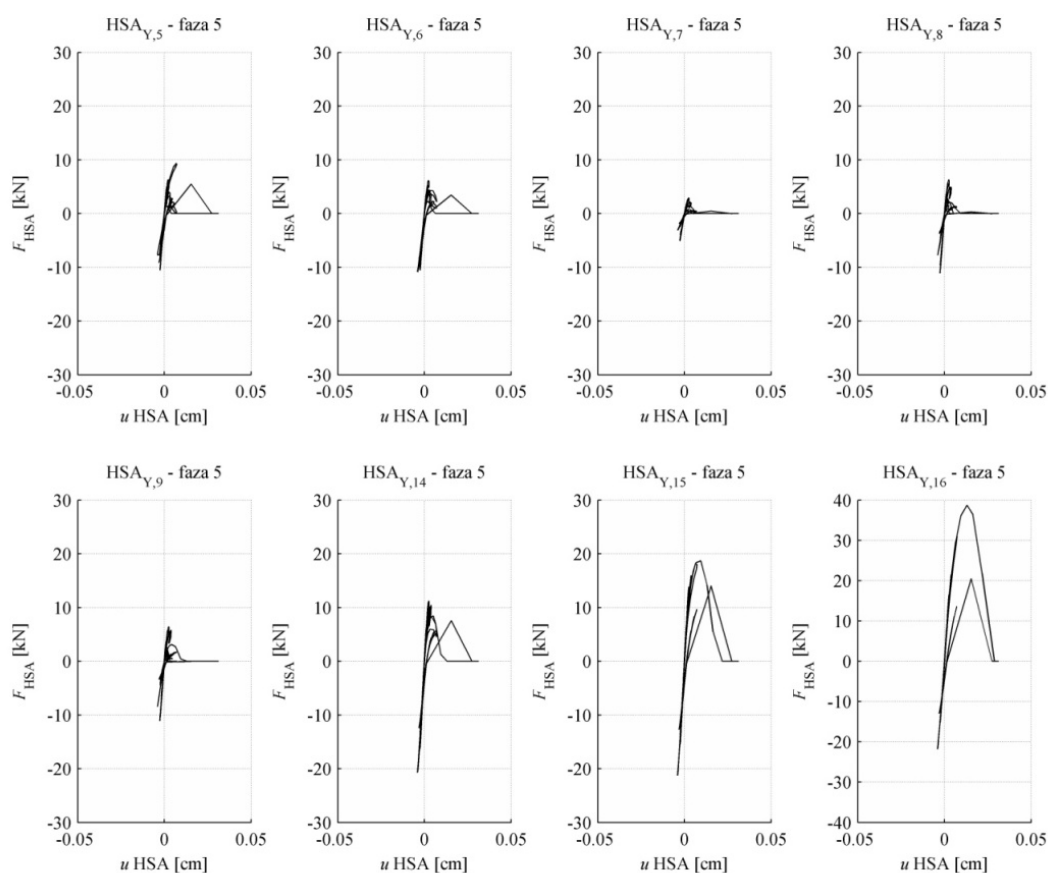
Zapisano je bilo, da smo na podlagi meritev na preizkušancu ocenili, da so se razpoke na mestu lamele 7 odpirale za pomik reda velikosti 0,5 mm. Podobne vrednosti smo dobili tudi z računsko analizo.

7.4.4 Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti

Na sliki 7.34 je predstavljen odziv HSA vzmeti desnega slopa (vzmeti mehanizma zaklinjanja). Pozitivne deformacije vzmeti ustrezajo pomiku zgornjega dela konstrukcije v nasprotni smeri globalne osi Y (ko pride do dvigovanja desnega slopa). Pri obremenjevanju v tej smeri, se je vse do časa 4,2 sekunde mehanizem zaklinjanja zrn odzval elastično. Med sunkom v času 4,2 sekunde (dvig desnega slopa), so se razpoke v desnem slopu izrazito odprle in učinkovitost mehanizma zaklinjanja zrn je na precejšnjem delu prereza slopa za trenutek padla na nič. Prišlo je tudi do degradacije kapacitete mehanizma.

Vzmeti desnega slopa so se v ciklih, ob katerih je prišlo do dvigovanja levega slopa (dodatnih tlakov v desnem), odzvale pretežno elastično (razen vzmeti v lamelah pasnice). Navkljub temu, da je tudi v teh primerih prišlo do odpiranja razpok, to ni bilo tolikšno, da bi izraziteje vplivalo na mehanizem zaklinjanja zrn. Predvsem zaradi zaostalih deformacij v vzdolžni armaturi je po peti fazi

obremenjevanja prišlo do zmanjšanja učinkovitosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata na območju pasnic. Kapaciteta mehanizma na območju stojine se je nekoliko zmanjšala.

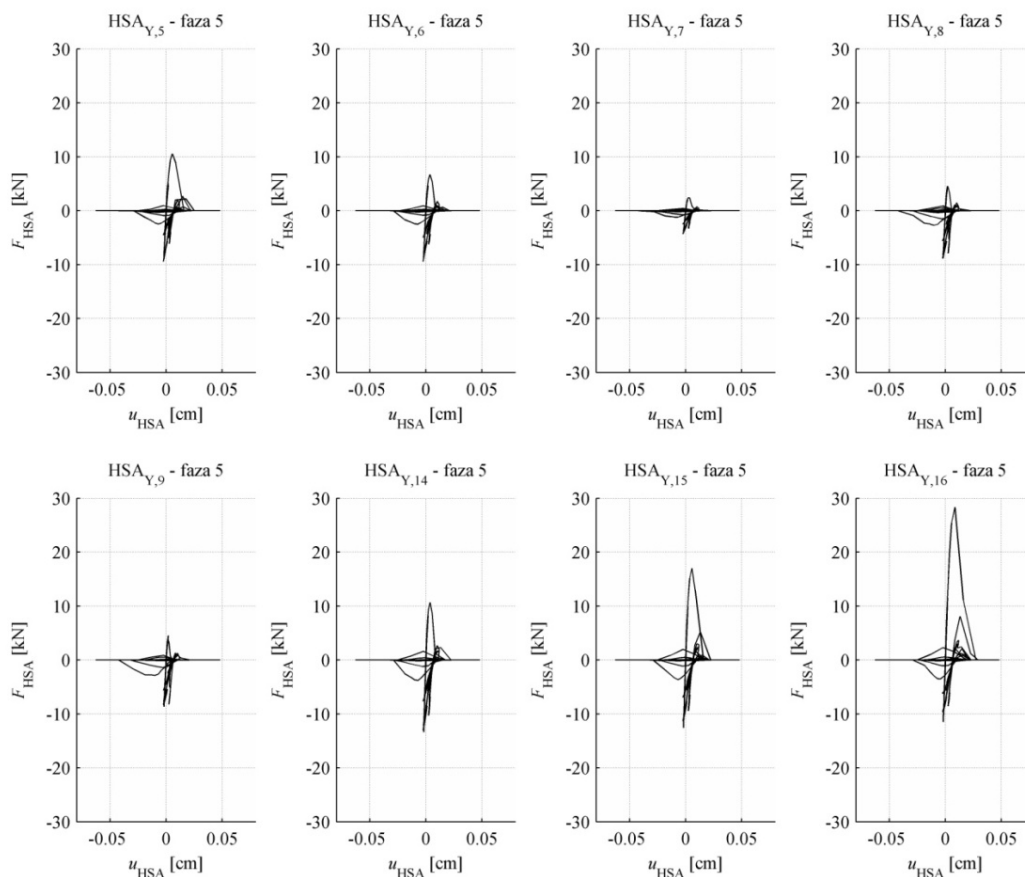


Slika 7.34: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.34: Behaviour of HSA springs in right wall during fifth run

Na sliki 7.33 je razvidno, da je v pasnicah levega slopa prišlo do izrazitejšega odpiranja razpok tekom celotne obremenilne faze. To se je odrazilo v neelastičnem odzivu HSA vzmeti levega slopa in precejšnji stopnji ciklične degradacije (Slika 7.35). Na območju stojine so se razpoke odpirale precej manj kot na območju pasnice, zato so HSA vzmeti stojine znatno sodelovale pri prenosu strižnih sil.

V peti fazi obremenjevanja se je tako zaradi ciklične degradacije (glajenja razpok) kot zaradi zaostalih deformacij v upogibni armaturi (preprečeno zapiranje razpok) precej zmanjšal učinek mehanizma zaklinjanja zrn agregata v levem slopu.

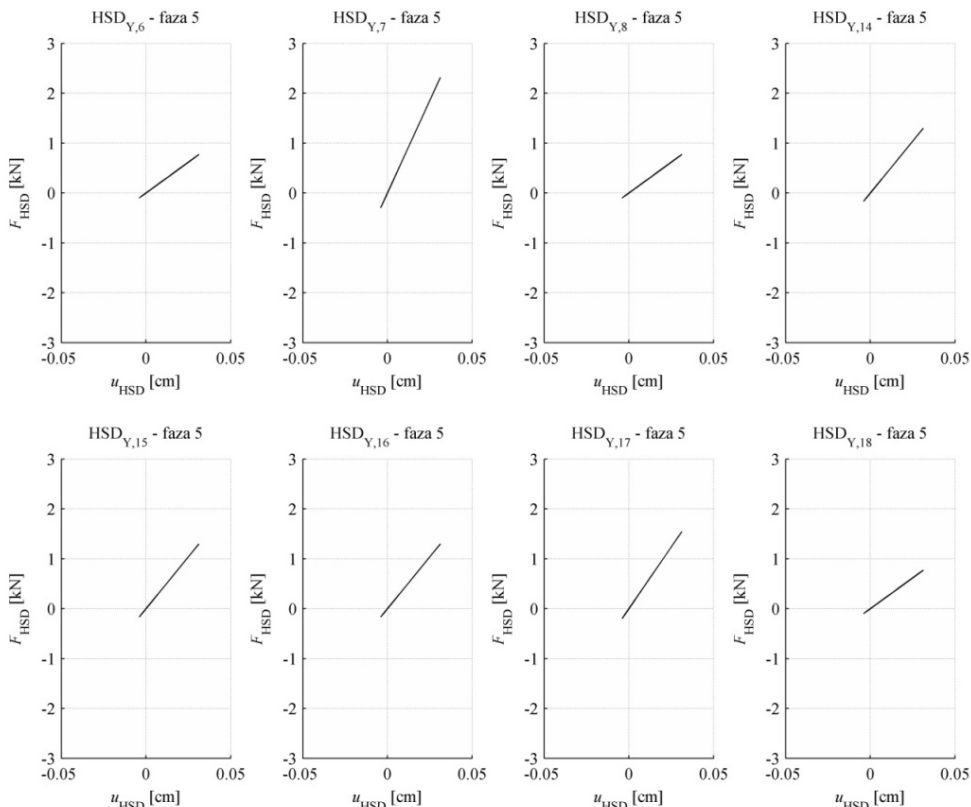


Slika 7.35: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.35: Behaviour of HSA springs in left wall during fifth run

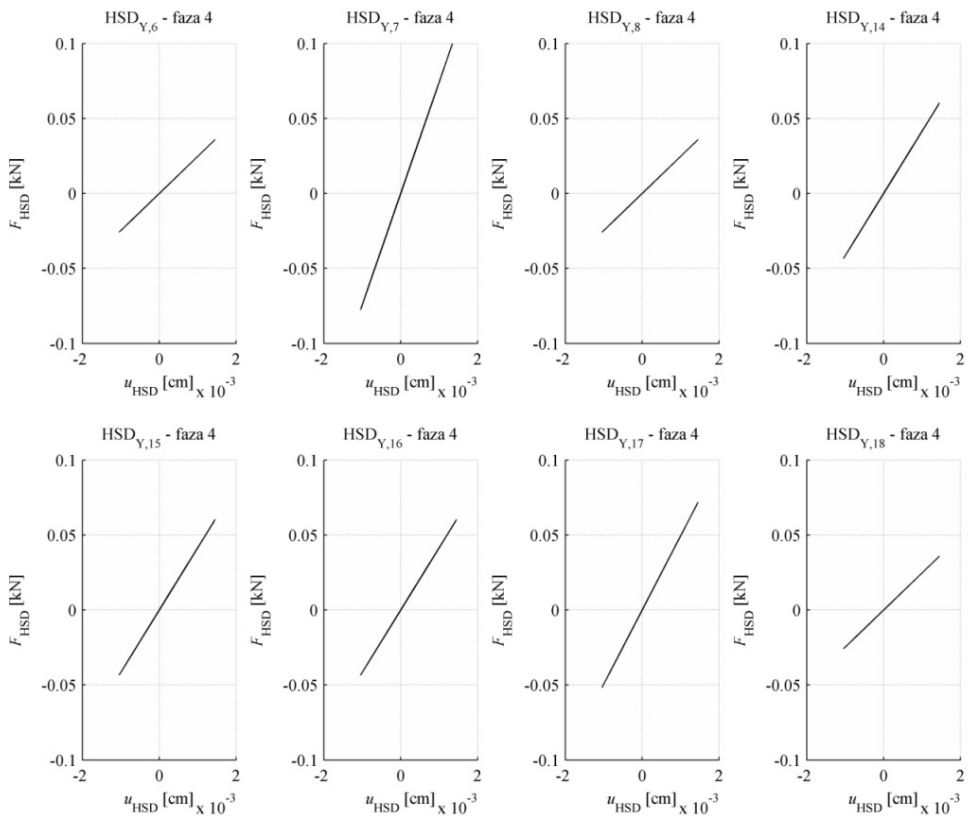
7.4.5 Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti

Moznični mehanizem se v peti fazi obremenjevanja ni izraziteje aktiviral (sliki 7.36 in 7.37). Navkljub opaznemu odpiranju razpok, se je glavčina prečne sile prenašala z mehanizmom zaklinjanja zrn. Nekoliko izrazitejši pomiki HSD vzmeti desnega slopa so se izvršili le ob sunku v času 4,2 sekunde. Sila v vzmeteh je dosegla približno 15% kapacitete mehanizma.



Slika 7.36: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.36: Behaviour of HSD springs in right wall during fifth run

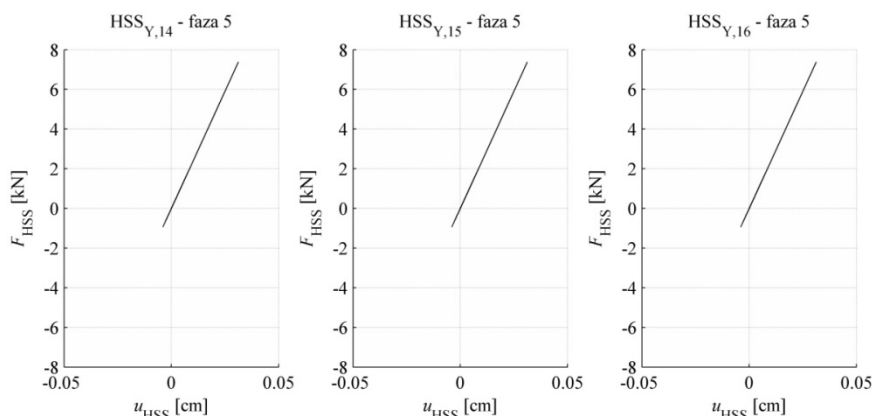


Slika 7.37: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.37: Behaviour of HSD springs in left wall during fifth run

7.4.6 Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti

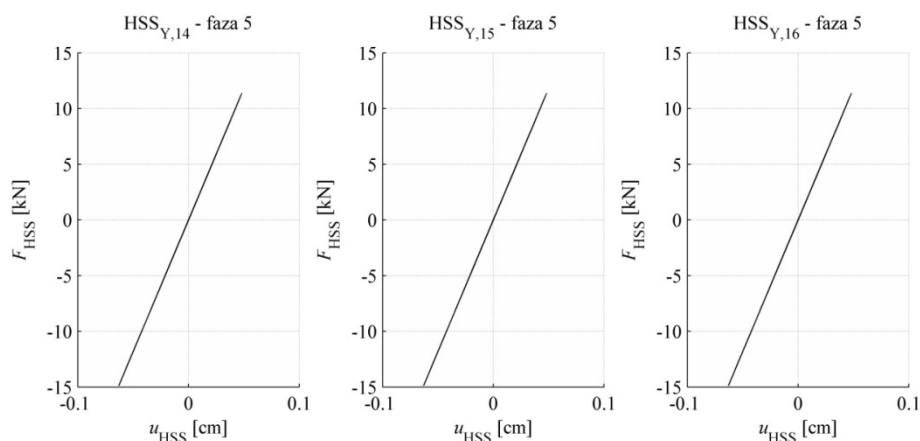
Odziv HSS vzmeti je v marsičem precej podoben prej opisanemu dogajanju v HSD vzmeteh. Iz slike 7.38 je razvidno, da je odziv vzmeti desnega slopa elastičen. Nekoliko izrazitejša sila se je pojavila le v času 4,2 sekunde. V tem trenutku so razpoke v desnem slopu precej odprle in je mehanizem zaklinjanja zrn za trenutek popustil in se je zato moral izraziteje aktivirati mehanizem vodoravne armature (in tudi moznični mehanizem – glej prejšnjo razdelek). Ob tem sunku je največja prečna sila znašala približno tretjino kapacitete mehanizma.



Slika 7.38: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.38: Behaviour of HSS springs in right wall during fifth run

Na sliki 7.39 najdemo odziv HSS vzmeti levega slopa. Zaradi precejšnje degradacije mehanizma zaklinjanja zrn, so se v teh vzmeteh pojavile nekoliko večje sile (v HSD levega slopa se medtem niso pojavile večje sile, ker je moznični mehanizem precej bolj podajen od mehanizma strižnih palic). Sile v vzmeteh so se približale polovici kapacitete mehanizma.



Slika 7.39: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz pete faze obremenjevanja

Fig. 7.39: Behaviour of HSS springs in left wall during fifth run

7.4.7 Splošna ocena računske analize pete faze obremenjevanja

Globalno gledano je analitični model precej dobro reproduciral časovni potek celotne prečne sile ob vpetju v smeri stene z odprtini, ki je bil zabeležen med eksperimentom. Zadovoljivo natančno so bile ocenjene največje strižne obremenitve (vrhovi ciklov). Analitičen model je tudi zaznal podaljšanje

nihajnega časa konstrukcije po četrti sekundi trajanja obremenitve, ki ga model s klasičnimi MLVEM-i ni. Poleg zmanjšanja upogibne in osne togosti slopov zaradi plastifikacije upogibne armature (to je bilo že zajeto v modelu s klasičnim MVLEM-om), je podaljšanje nihajnega časa stene izhajalo iz zmanjšanja strižne togosti slopov v prvi etaži. To je nastalo zaradi odpiranja razpok v slopih, kar je povzročilo zmanjšanje učinkovitosti mehanizma zaklinjanja zrn agregata, medtem ko sta se preostala mehanizma prenosa strižnih sil odzvala elastično. Diagonalne razpoke, ki so se v obeh stojinah prve etaže pojavile med peto fazo obremenjevanja, nakazujejo, da se je preizkušancu tudi dejansko manjšala kapaciteta prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn agregata. Preizkušanelec ni imel nameščenih merilcev deformacij na vodoravni armaturi, zato ni znano ali je v tej fazi prišlo do plastifikacije palic. Glede na to, da po koncu pete faze ni bilo opaziti vidnih zamikov v razpokah, gre sklepati, da se v vodoravni armaturi niso pojavile neelastične deformacije, kar je v skladu z računsko analizo.

Čeprav sta na pogled oba slopa preizkušanca približno enako razpokala, je analitičen model izračunal večjo degradacijo mehanizma zaklinjanja v levem slopu.

7.5 Šesta faza obremenjevanja ($a_{g,max,X} = 0,52 g$; $a_{g,max,Y} = 1,02 g$)

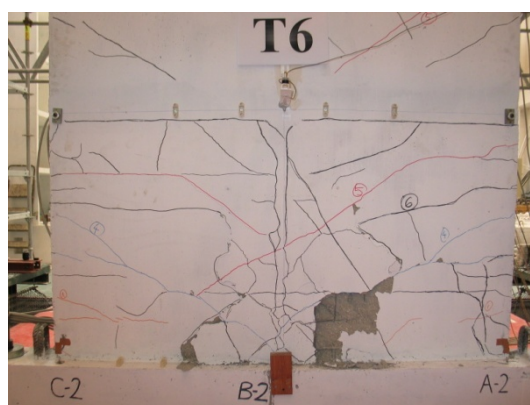
Modelni preizkušanelec je bil v šesti fazi preizkusa izrazito močno obremenjen v smeri globalne osi Y (smer sistema stene z odprtinami). Največji pospešek na mizi je dosegel $1,02 g$. Tako v stojinah kot pasnicah so se pojavile večje upogibne in strižne razpoke in prišlo je do izgube strižne nosilnosti slopov (Slika 7.40). Med enim izmed močnejših ciklov, ki je dvignil levi slop, se je pretrgalo več vodoravnih palic v stojinah obeh slopov. Prišlo je tudi do prestriga (mehanizem moznika) navpičnih mrežnih palice v stojinah prve etaže. V desnem slopu je stojina prebila pasnico (Slika 7.41).

Navkljub velikim poškodbam je preizkušanelec ohranila dovolj strižne nosilnosti (nepretrgane vodoravne palice in mozniki; mehanizem okvirja iz plošče in pasnic), da je brez globalne porušitve (prevrnitve) preстал še preostanek šeste faze obremenjevanja. Iz slike 7.40 je razvidno, da se je pri obremenjevanju v posamezni vodoravni smeri v obeh stojinah prve etaže formiralo približno pet vzporednih razpok. To se ujema s predpostavljenim številom razpok v našem analitičnem modelu.



Slika 7.40: Razpoke na stojinah v prvi etaži po šesti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.40: Cracks on the webs after sixth run (photo Peter Kante)

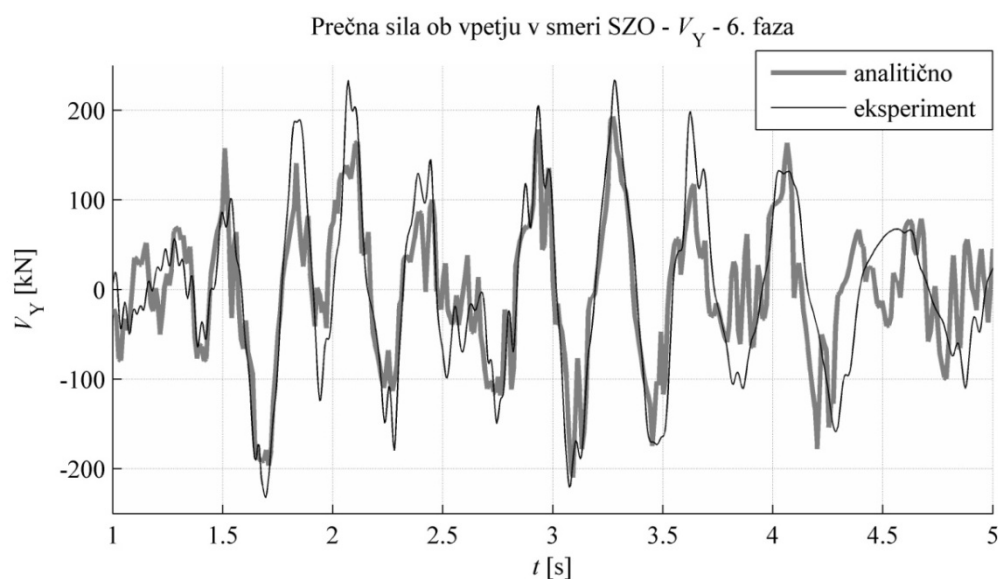


Slika 7.41: Razpoke na pasnici desnega slopa po šesti fazi preizkusa (foto Peter Kante)

Fig. 7.41: Cracks on the flange of the right wall after sixth run (photo Peter Kante)

7.5.1 Globalni odziv- prečna sila ob vpetju

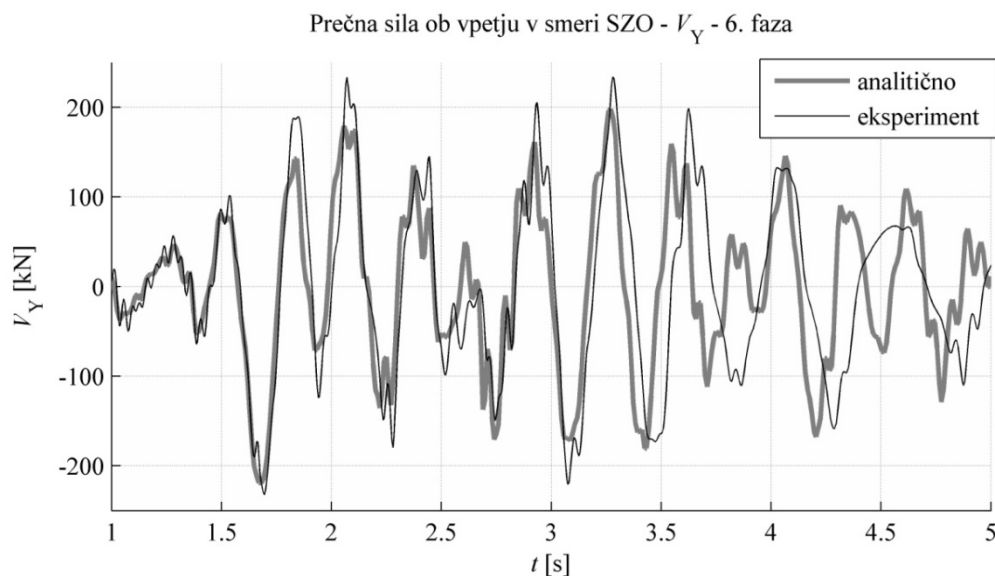
Enako kot v prejšnjih primerih smo najprej primerjali časovni potek celokupne prečne sile V_Y . Na sliki 7.42 je prikazan odziv, ki ga je Kante (2005) dobil z uporabo klasičnih MVLEM elementov ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti. Vse do četrte sekunde trajanja obremenitve, je analitičen model zelo dobro ujel periodo nihanja preizkušanca. Vrednosti največjih prečnih sil, ki so se pojavile med močnejšimi obremenilnimi cikli, niso bile najboljše ocenjene. Zelo dobro je bila ocenjena največja celokupna strižna sila, ki se je pojavila pri dvigovanju desnega slopa (v času 3,1 sekunde). V okviru sprejemljive natančnosti je bila izračunana tudi največja prečne sile, ko je prišlo do dvigovanja levega slopa (v času 3,3 sekunde).



Slika 7.42: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi s klasičnim MVLEM modelom (Kante, 2005) in beležbo na eksperimentu

Fig. 7.42: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between the results obtained by using classic MVLEM (Kante, 2005) and experimental measurements

Časovni potek sile V_Y , ki je bil izračunan z analitičnim modelom z novim elementom, je predstavljen na sliki 7.43. Analitičen model je zelo dobro reproduciral eksperiment do 1,8 sekunde trajanja obremenitve, nato je bilo ujemanje slabše. Do tretje sekunde je model dobro ujel periodo nihanja, a kasneje ni zaznal podaljšanje nihajnega časa preizkušanca, ki se je dogodil zaradi strižnih poškodb v slopu. V večini primerov so bile amplitude posameznih ciklov razmeroma dobro ocenjene, model je nekoliko podcenil velikost največje oz. najmanjše prečne sile, ki se je pojavila ob vpetju stene.



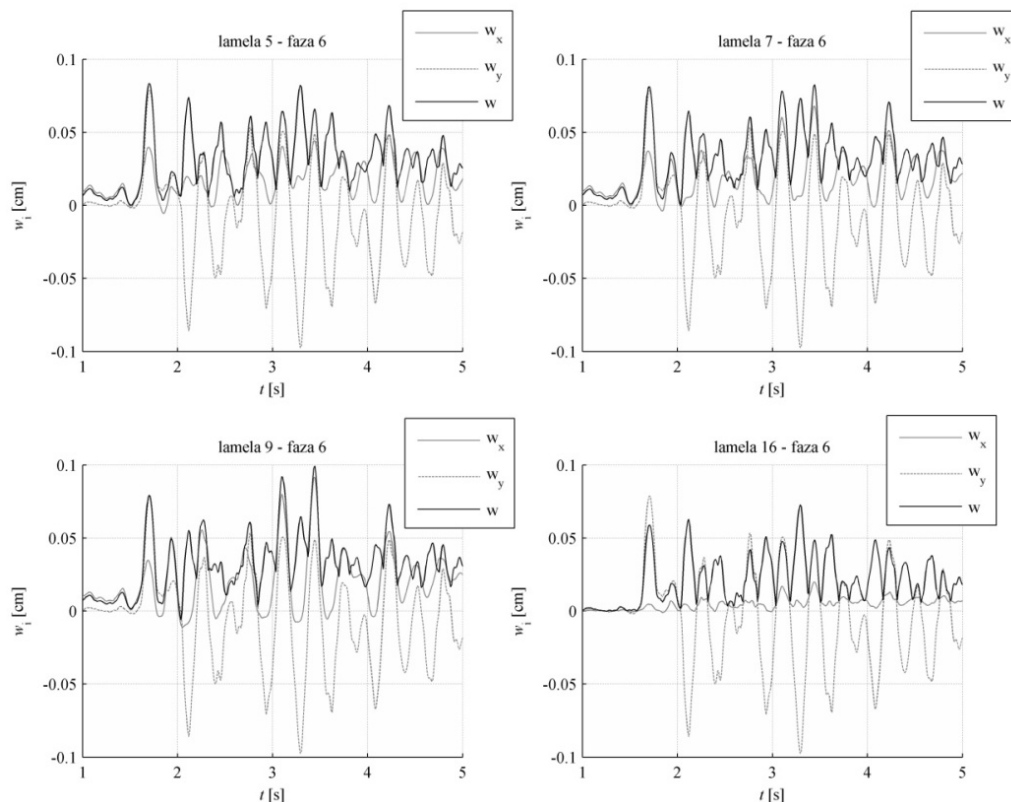
Slika 7.43: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom in zabeležko na eksperimentu

Fig. 7.43: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between the results obtained by using the new analytical model and experimental measurements

7.5.2 Lokalni odziv – pomiki v razpokah

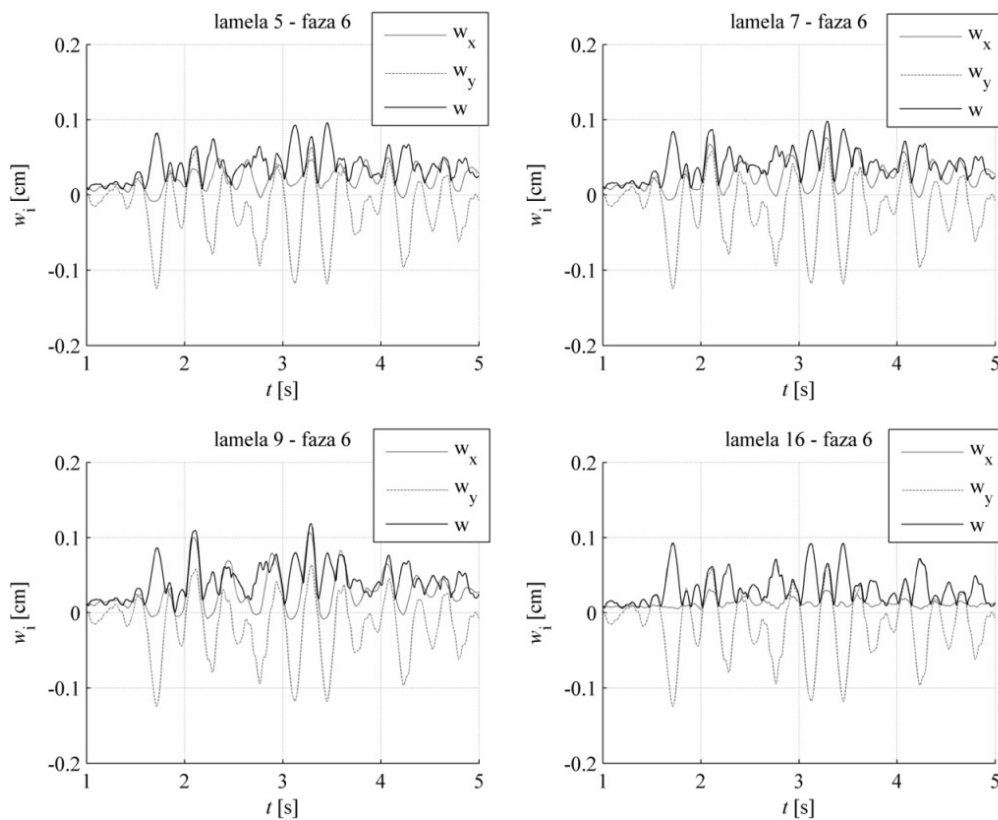
Iz časovnega poteka spreminjanja komponent pomikov v razpokah (sliki 7.44 in 7.45) je razvidno, da se razpoke na območju lamel, ki imajo pripisane HSA vzmeti, v šesti fazi niso več zapirale. Izjema je le nekaj ciklov ob začetku obremenjevanja. Razlog za to so zaostale deformacije v navpičnih vzmeteh (plastifikacija upogibne armature) in hkratnega nihanja stene v obeh glavnih vodoravnih smereh. Zaradi slednjega, se je ob močnih ciklih nevtralna os premaknila proti enemu izmed robov pasnic. Ob močnih ciklih je večji del prereza slopov prešel v nateg, kar pomeni, da so bile razpoke odprte in zato mehanizem prenosa strižnih sil neučinkovit.

Razpoke so se na območju stika med pasnico in stojine odpirale za največ 1 mm. Merilci pomikov na preizkušancu so izmerili, da sta se slopa na tem mestu dvigala za največ 4,09 mm (levi slop) oz. 3,60 mm (desni slop). Ob predpostavki, da se v vzdolž slopov v prvi etaži formira 5 razpok, znaša največji zabeležen razmik razpok približno 0,8 mm (levi slop) oz. 0,7 mm (desni slop). Ob upoštevanju, da je razmik v razpokah sestavljen še iz vodoravne komponente (merilci pomikov so posredno merili le navpično komponento), lahko zapišemo, da je analitičen model precej dobro ocenili velikost odpiranja razpok.



Slika 7.44: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v šesti fazi

Fig. 7.44: Time course of crack displacement in right wall during sixth run

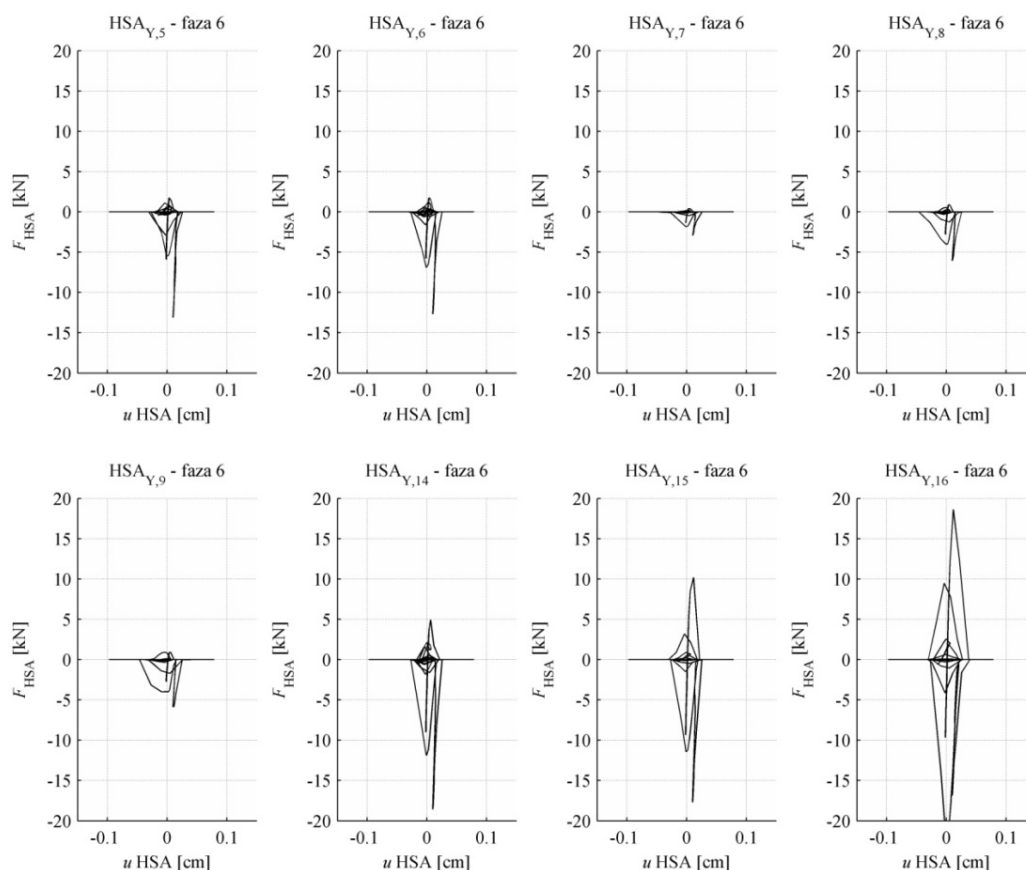


Slika 7.45: Časovno spreminjanje komponent pomika v razpokah levega slopa v šesti fazi

Fig. 7.45: Time course of crack displacement in left wall during sixth run

7.5.3 Lokalni odziv – odziv HSA vzmeti

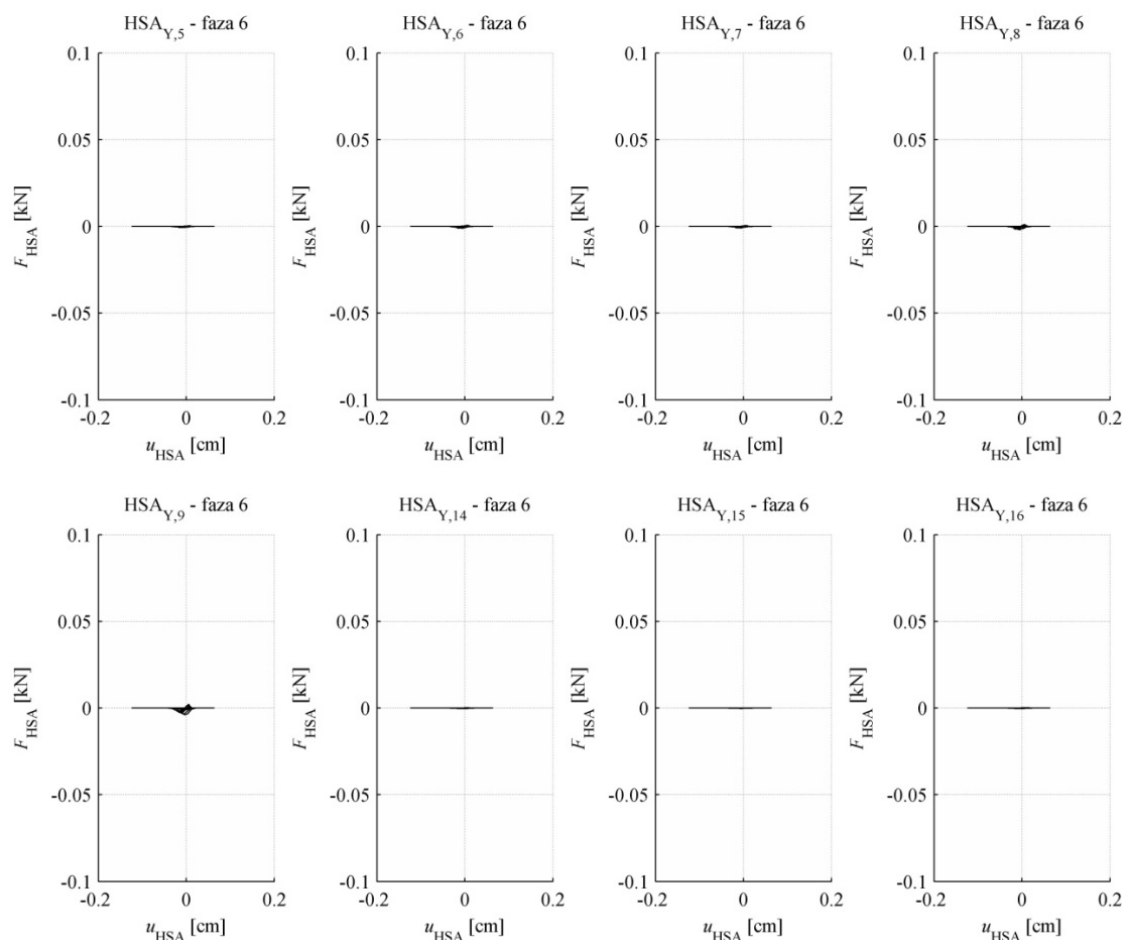
Izrazito odpiranje razpok na območju stojin in v osrednjem delu pasnic je izničilo učinkovitost HSA vzmeti (sliki 7.46 in 7.47). Sicer so se v začetnih ciklih šeste faze v vzmeteh desnega slopa pojavile velike sile, a so se zaradi vse večjega razmika v razpokah hitro zmanjšale. Najbolj so se aktivirale vzmeti na območju stojine, saj so se na tem mestu razpoke odpirale precej manj kot na območju pasnic (glej prejšnji razdelek).



Slika 7.46: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.46: Behaviour of HSA springs in right wall during sixth run

Ker je že v peti fazi obremenjevanja prišlo do izrazitejšega odpiranja razpok v levem slopu in s tem degradacije kapacitete mehanizma zaklinjanja zrn agregata ter zaostalih deformacij v navpičnih vzmeteh, se v šesti fazi obremenjevanja razpoke v levem slopu (na območju stojine srednjega dela pasnice) niso več zapirale. Mehanizem zaklinjanja zrn v levem slopu zato ni imel učinka.



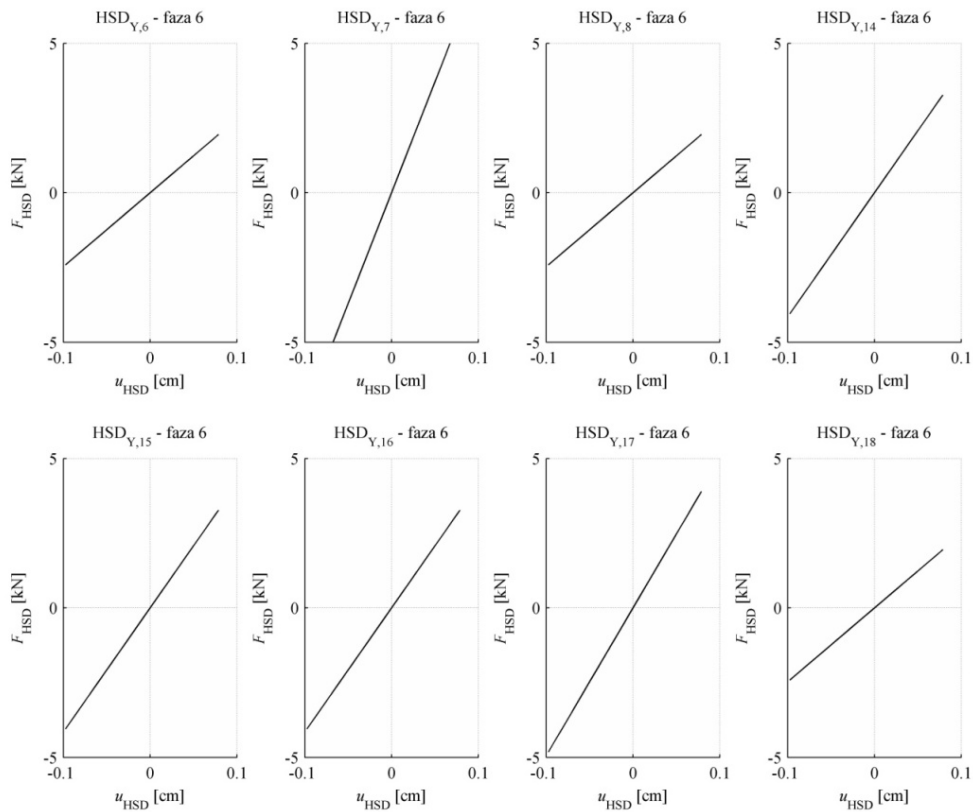
Slika 7.47: Diagrami sila-pomik HSA vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.47: Behaviour of HSA springs in left wall during sixth run

7.5.4 Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti

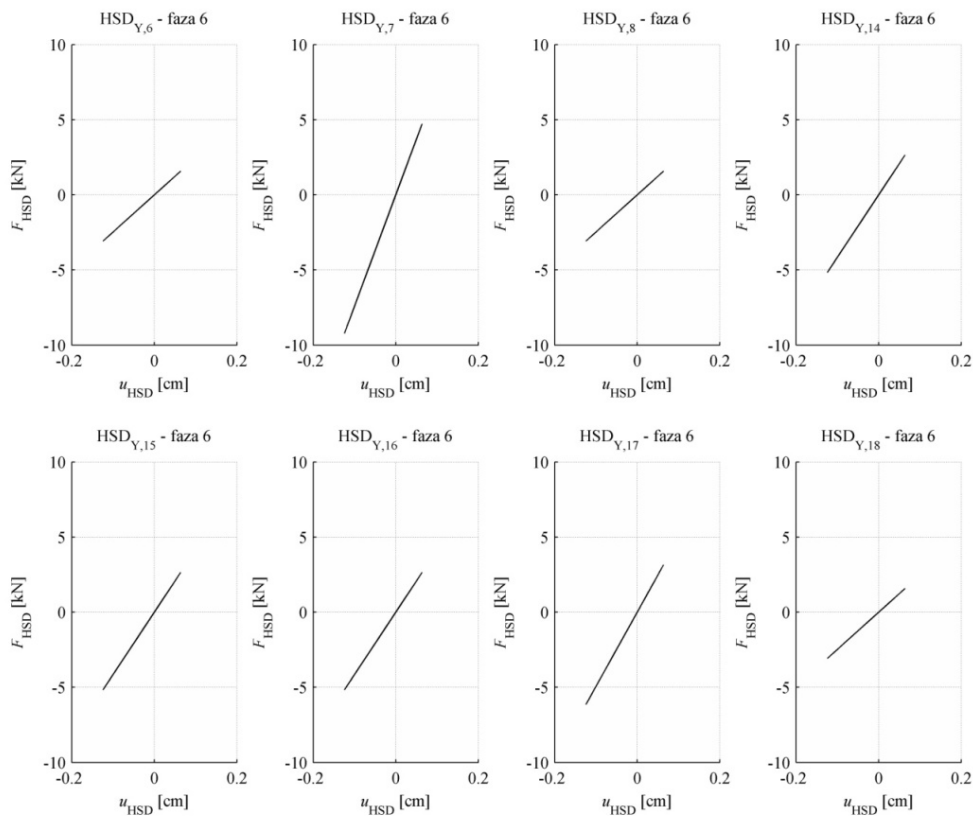
V šesti fazi je bil odziv mozničnih vzmeti obeh slopov elastičen (sliki 7.48 in 7.49). Največje sile, ki so se pojavile v njih, so se zelo približale mejni nosilnosti moznikov. V levem slopu so se pojavile nekoliko večje sile. To je bila posledica manjše učinkovitosti zaklinjanja zrn agregata v tem istem slopu.

V modelnem preizkušancu je prišlo do pretрга nekaterih vzdolžnih palic zaradi prečnih/mozničnih sil. Preostale so bile vidno deformirane. V kolikor bi analitični model pravilno reproduciral dogajanje med eksperimentom, bi moral izračun pokazati neelastični odziv mozničnih vzmeti.



Slika 7.48: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.48: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run

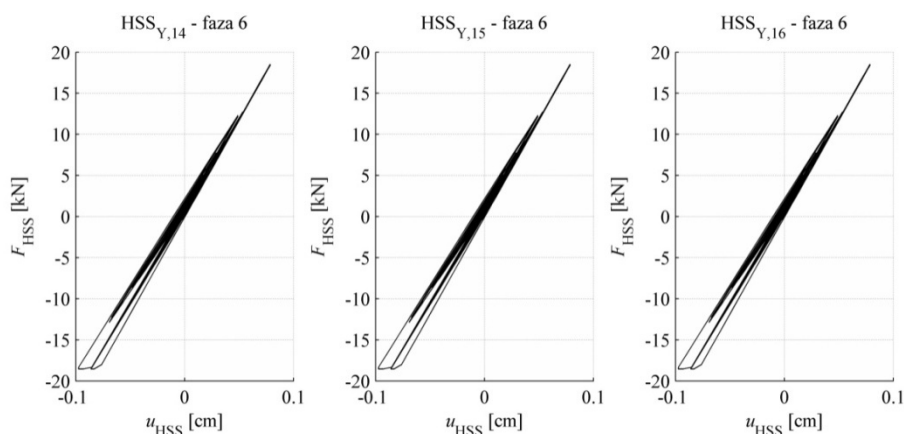


Slika 7.49: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.49: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run

7.5.5 Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti

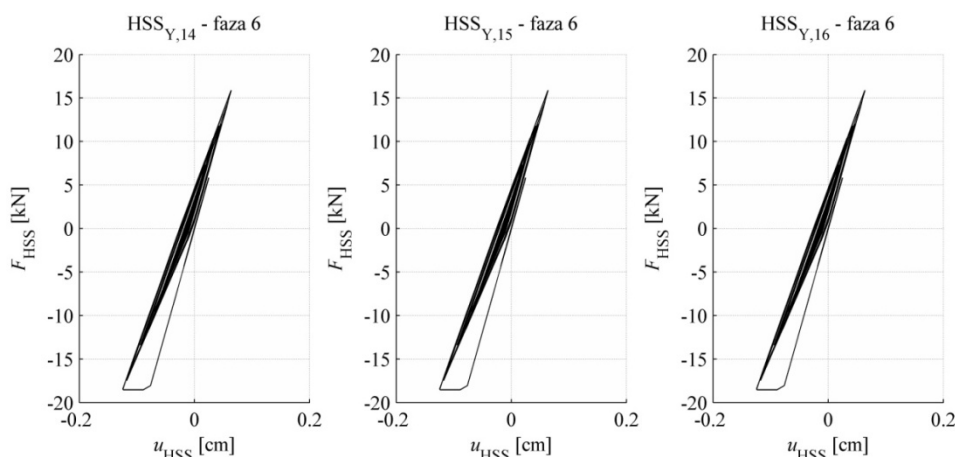
V šesti fazi obremenjevanja je analitični model izkazal neelastičen odziv HSS vzmeti obeh slopov. Vzmeti desnega slopa (Slika 7.50) so se neelastično deformirale v močnih obremenitvenih ciklih, ko so se v slopu večali tlaki (dviganje levega slopa). Slop z večjo tlačno silo je v splošnem bolj tog od slopa z manjšo in zato nase navleče večjo potresno silo. Pri obremenjevanju v nasprotni smeri se je največja sila v HSS vzmeteh povzpela vse do meje elastičnosti, a je ni preseгла.



Slika 7.50: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.50: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run

Skoraj enaka ugotovitev velja za HSS vzmeti levega slopa (Slika 7.51). Vodoravna armatura se je plastificirala, ko so bili v slopu povečani tlaki (slop je bil bolj tog od sosednjega). Pri obremenjevanju v nasprotni smeri, je sila v vzmeteh dosegla približno 80% sile na meji tečenja.



Slika 7.51: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja

Fig. 7.51: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run

Navkljub temu, da je analiza pokazala, da se v šesti fazi obremenjevanja vodoravna armatura plastificira, pomik vzmeti ni dosegel mejne vrednosti, ki znaša 0,255 cm. Pri tem pomiku naj bi prišlo do pretrga vodoravnih palic. Analiza torej ni najbolje posnemala dejanskega dogajanja v šest fazi obremenjevanja, ko je prišlo do pretrga strižnih palic v stojinah obeh slopov.

7.5.6 Splošna ocena računske analize šeste faze obremenjevanja

Računska analiza je pokazala, da se sorazmerno s trajanjem močnejše potresne obremenitve manjša prispevek zaklinjanja zrn agregata in so zato obremenitev v vodoravnih palicah in moznikih večja. Računska analiza je v šesti fazi obremenjevanja pokazala neelastičen odziv mehanizma vodoravnih palic. Kljub temu potresna obtežba ni povzročila tolikšnega deformiranja HSS vzmeti, da bi to pomenilo pretrg vodoravnih palic, kot se je to zgodilo na modelnem preizkušancu.

Ker se tudi časovni potek spreminjanja celokupne prečne sile V_Y ni najbolje ujemal z eksperimentalnimi meritvami, lahko zaključimo, da predstavljena računska analiza ni najbolje reproducirala dogajanja med eksperimentom. To nas je vodilo v iskanje novih rešitev za izboljšanje odziva analitičnega modela. Ker je bilo pri formulaciji novega modela največ neznank ravno pri opredelitvi obnašanja HSA vzmeti, smo nadalje opravili vrsto dodatnih analiz, pri čemer smo spreminjali parametre obnašanja HSA vzmeti. Opravili smo analize z različnimi kombinacijami začetne togosti vzmeti, faktorja ciklične degradacije in vrednosti razmika razpok pri katerem se učinkovitost HSA vzmeti izniči. Vrednosti naštetih parametrov smo variirali v smiselnih mejah. Navkljub mnogim poskusom, se nismo bistveno približali odzivu, ki je bil v šesti fazi zabeležen na preizkušancu. V večini primerov je bilo ujemanje slabše kot pri izhodiščnem modelu.

Vse to nam je dalo slutiti, da je vzrok drugje. Kot smo omenili, smo v analizi upoštevali 2% dušenje proporcionalno masi in začetni togosti. Ker se konstrukcija tekom šeste faze obremenjevanja precej zmehta, smo sklepali, da dušenje proporcionalno začetni togosti preveč zmanjša potresne obremenitve na steno v tej fazi obremenjevanja. To naj bi bil razlog, da je računska analiza izkazala manjše strižne obremenitve na steni kot eksperiment. Rešitev bi zato bila analiza z upoštevanje dušenja proporcionalnega trenutni togosti. Žal pa nam tudi po najboljših močeh ni uspelo v programsko kodo elementa vgraditi delujočo proceduro, ki nam bi to omogočila. Omenili smo že, da je bilo možno z različico MVLEM-a, ki jo je Kante (2005) vgradil v OpenSees, upoštevati samo dušenje proporcionalno masi. Čeprav smo programsko kodo nadgradili tako, da lahko v analizah s klasičnim ali novim MVELM-om upoštevamo tudi dušenje proporcionalno začetni togosti, nam to ni uspelo z dušenjem proporcionalnim trenutni togosti.

Zato je bila naslednja najboljša rešitev, da opravimo analizo šeste faze obremenjevanja z upoštevanjem le dušenja proporcionalnega masi (tako kot je to storil Kante). Pred tem v analizah četrte in pete faze upoštevamo masno in togostno dušenje.

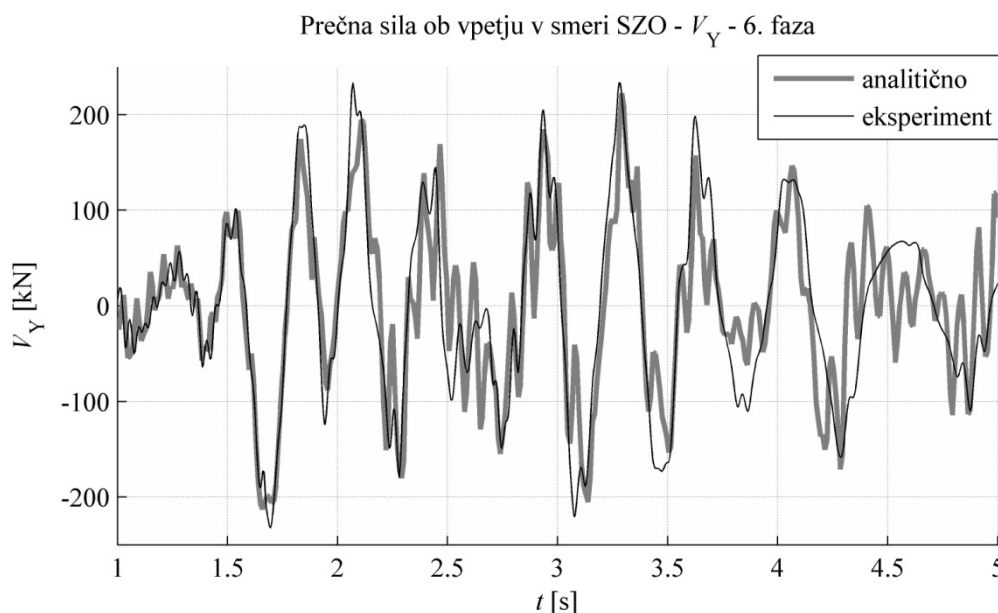
7.6 Analiza šeste faze obremenjevanja brez upoštevanja dušenja proporcionalnega togosti

Kot smo opisali v zaključku prejšnjega razdelka, smo opravili še računsko analizo šeste faze ob upoštevanju le dušenja proporcionalnega masi. Sklepali smo namreč, da je nekorektno upoštevanje stopnje dušenja v analizi, vzrok za slabše ujemanje analitičnih rezultatov z dogajanjem na preizkušancu.

Ker nam programska koda elementa ne omogoča, da bi se v analizi upoštevalo dušenje proporcionalno trenutni togosti, smo bili primorani uporabiti naslednjo najboljšo rešitev, to je analizo brez upoštevanja dušenja sorazmernega togosti konstrukcije. Upoštevali smo le dušenje proporcionalno masi konstrukcije.

7.6.1 Globalni odziv- prečna sila ob vpetju

Na sliki 7.52 je izrisana primerjava med časovnim potekom celokupne prečne sile V_Y v šesti fazi obremenjevanja, ki je bila izmerjena na preizkušancu, in tisto, ki smo jo izračunali z analizo brez upoštevanja togostnega dušenja.



Slika 7.52: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med rezultati dobljenimi z novim modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in meritvami eksperimenta

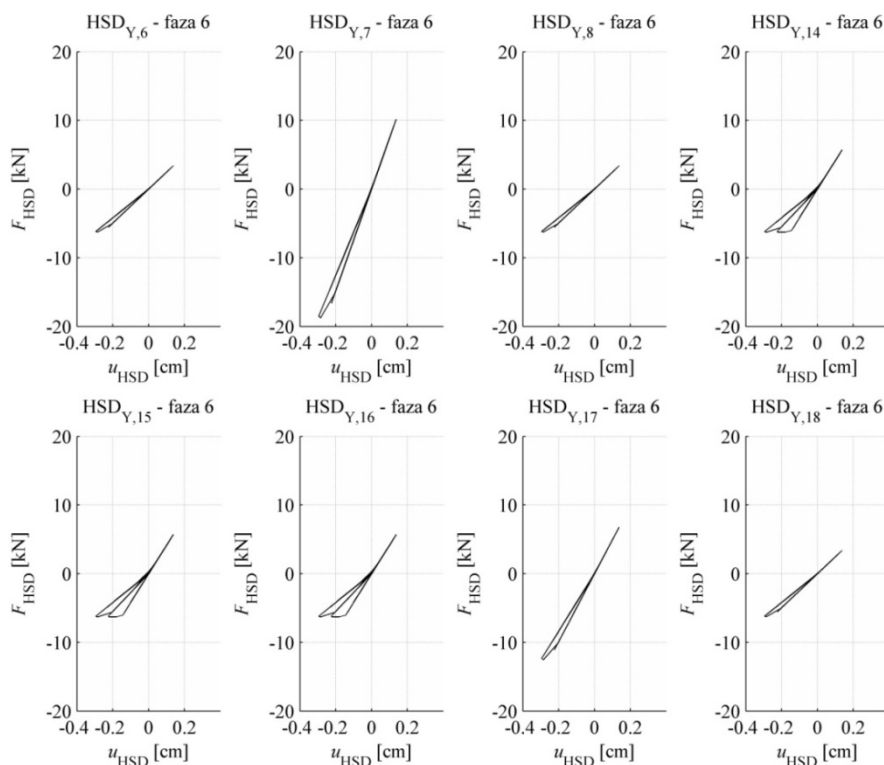
Fig. 7.52: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between experimental and measurements the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness proportional damping

Tokrat je analitičen model precej bolje ujel tako periodo nihanja kot velikost največjih strigov, ki so se pojavili v slojih. Že v začetnih močnejših ciklih so se v slojih pojavile obremenitve, ki so povzročile izrazitejši neelastični odziv konstrukcije, slopi so se zmeččali, kar je privedlo do podaljšanja nihajnega časa, kot je bilo tudi zaznano z meritvami na preizkušancu. Analitični model vseeno ni zaznal izrazitega podaljšanja nihajnega časa po četrti sekundi, ki je najverjetneje bil posledica skrajnega zmanjšanja strižne togosti slopa zaradi pretrga vodoravnih palic. HSS vzmetem analitičnega modela namreč nismo predpisali padca nosilnosti ob prekoračenem mejnem pomiku.

Analitični model je tudi precej dobro ocenil največje dosežene strižne sile (vrhove močnih ciklov). Sklepanje o upoštevanju prevelike stopnje dušenja v prejšnji analizi se je torej izkazalo kot pravilno. V nadaljevanju je predstavljen odziv HSD in HSS vzmeti. Odziv HSA vzmeti ni bil bistveno drugačen kot v analizi z izhodiščnim modelom, zato ga na tem mestu nismo podrobneje opisali.

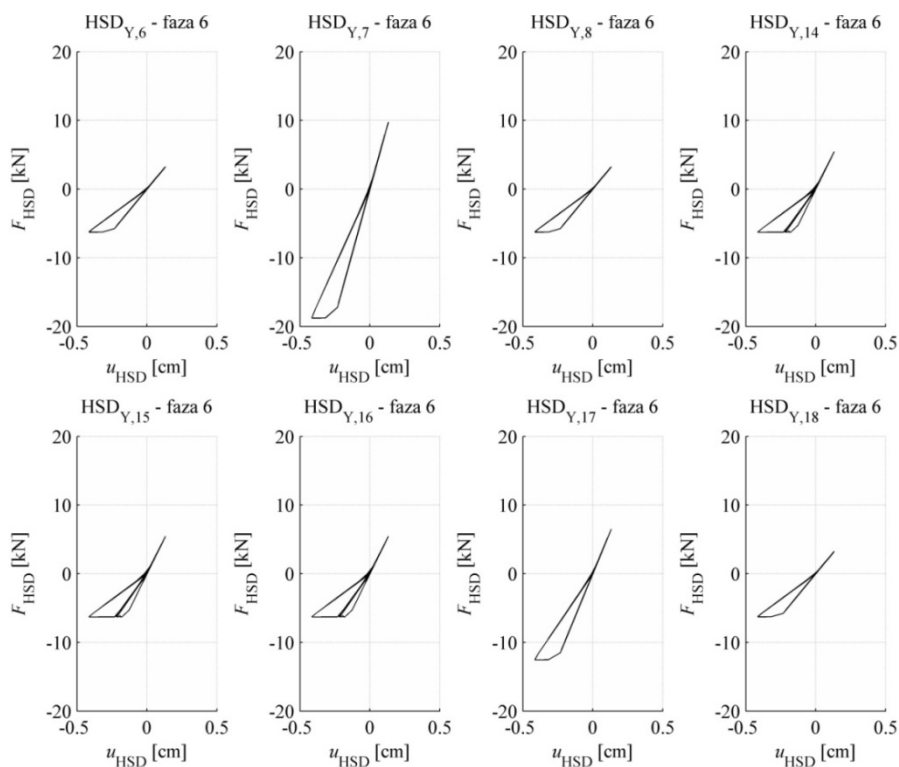
7.6.2 Lokalni odziv – odziv HSD vzmeti

Analiza je pravilno pokazala, da je v šesti fazi obremenjevanja prišlo do neelastičnega odziva možničnih vzmeti v obeh slojih (sliki 7.53 in 7.54). Do neelastičnih deformacij posameznih možnikov je prišlo v trenutkih, ko je bil slop, ki je vseboval te možnike, v tlaku.



Slika 7.53: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti

Fig. 7.53: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping



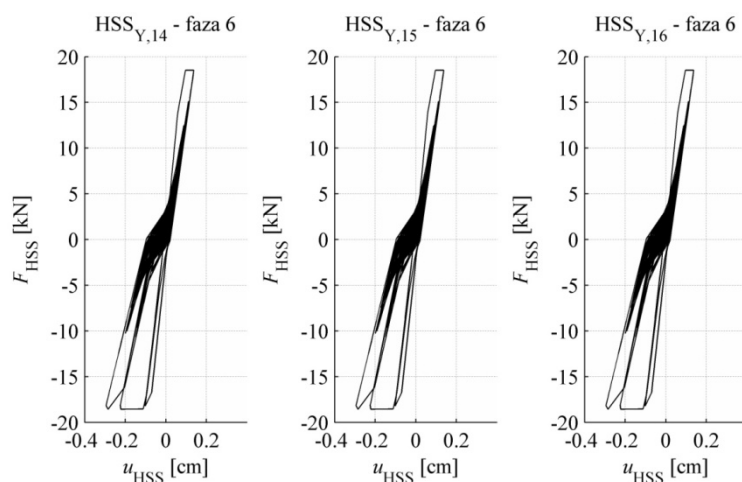
Slika 7.54: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti

Fig. 7.54: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping

7.6.3 Lokalni odziv – odziv HSS vzmeti

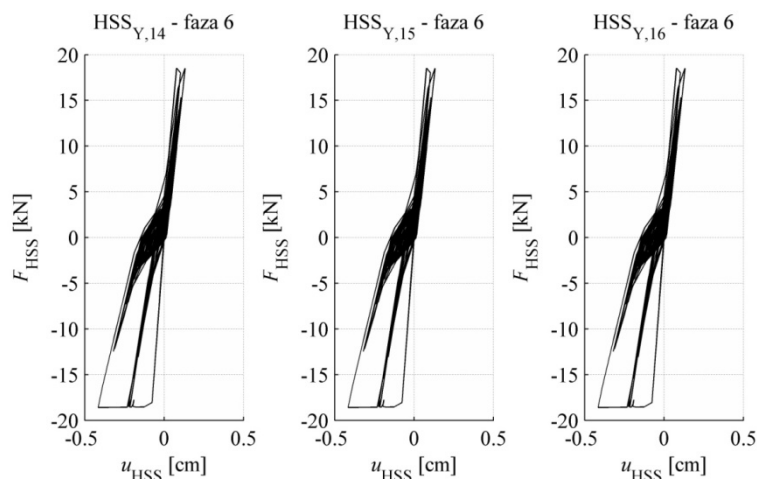
Analitični model je tudi pravilno izračunal, da so se ob močnih obremenilnih ciklih v palicah vodoravne armature pojavile plastične deformacije v vodoravnih palicah stojine ne glede na smer obremenjevanja (sliki 7.55 in 7.56). Poleg tega največji doseženi pomiki HSS vzmeti krepko presegajo mejno vrednost 0,255 cm, kar pomeni, da bi prišlo do pretrga vodoravnih palic v obeh slojih.

Kot rečeno, HSS vzmetem nismo pripisali pravila, da naj jim po preseženem mejnem pomiku pade nosilnost. Analiza z analitičnim modelom, ki ima opredeljena tudi to pravilo, je predstavljena v naslednjem razdelku.



Slika 7.55: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti

Fig. 7.55: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping



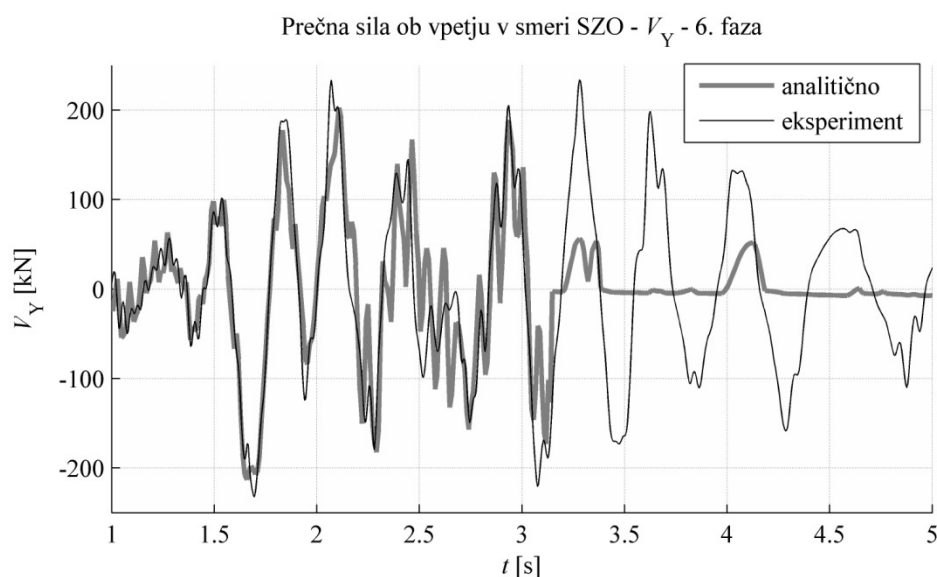
Slika 7.56: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti

Fig. 7.56: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping

7.7 Analiza šeste faze ob upoštevanju izčrpanja nosilnosti vodoravnih palic in moznikov

Čeprav se zavedamo, da je najverjetneje nemogoče analitično dovolj točno reproducirati odziv stene po četrti sekundi šeste faze, ko so se vodoravne palice in mozniki v stojinah prve etaže pretrgale, smo to vseeno poskusili. Kot prvo smo HSS vzmetem opredelili padec nosilnosti po preseženem mejnem pomiku 0,255 cm. Mejni pomik smo določili na podlagi mejne deformacije palic mrežne armature, ki je bila vgrajena v preizkušane. V literaturi nismo našli izrazov za izračunu mejnih pomikov moznikov, zato smo na podlagi lastne presoje predpisali, da se mozniki pretrgajo kmalu po pretrgu vodoravnih palic. Pomiku pri poružitvi smo pripisali vrednost 0,3 cm.

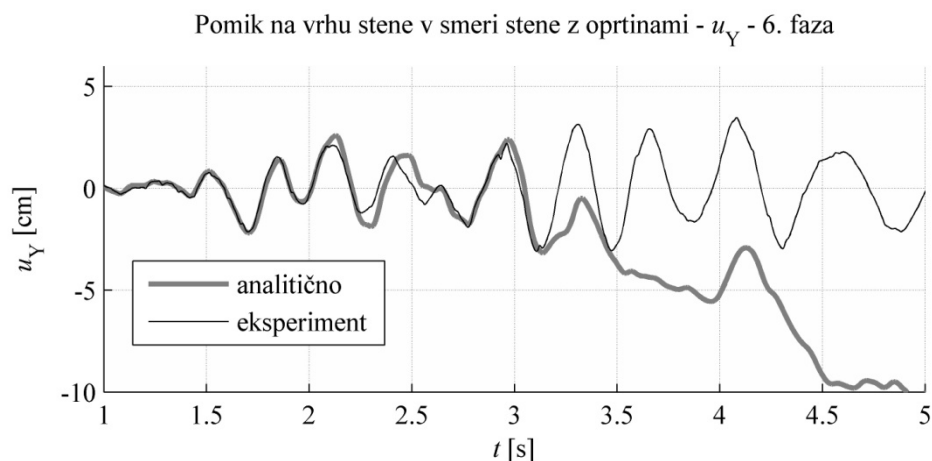
Analiza s tako opredeljenim modelom je pokazala, da se stena strižno poruši ob mečnem sunku ob času 3,1 sekunde šeste faze (Slika 7.57). Porušitev se je zgodila takoj po seriji močnih sunkov potresne mize z amplitudo približno 1 g. Največji pospešek mize v smeri Y je bil zabeležen v času 2,8 sekunde (1,02 g). V nadaljevanju trajanja obremenitve model ni bil sposoben reproducirati dogajanja med eksperimentom.



Slika 7.57: Časovni potek skupnih prečnih sil ob vpetju V_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami eksperimenta in rezultati dobljenimi z novim modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti

Fig. 7.57: Time course of base shear V_Y during sixth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness dumping and considering resistance degradation for all horizontal springs

Računski model je vse do pretrga vodoravnih palic (pri času 3,1 sekunde) zelo dobro reproduciral potek pomikov u_Y (do časa 2,0 sekunde je bilo ujemanje izjemno – slika 7.58).

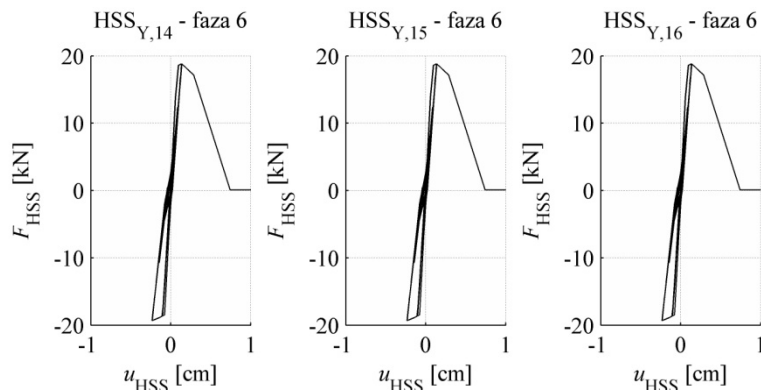


Slika 7.58: Časovni potek pomika vrha preizkušanca u_Y med šesto fazo obremenjevanja: Primerjava med meritvami na eksperimentu in rezultati dobljenimi z novim modelom ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti, upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti učinkovite in upoštevanju togosti gred po Paulayju in Priestleyju (1992)

Fig. 7.58: Time course of displacement at the top of the specimen u_Y during sixth run: Comparison between experimental measurements and the results obtained by using the new analytical model without considering stiffness damping, considering resistance degradation for all horizontal springs and considering the beams' stiffness according to Paulay and Priestley (1992)

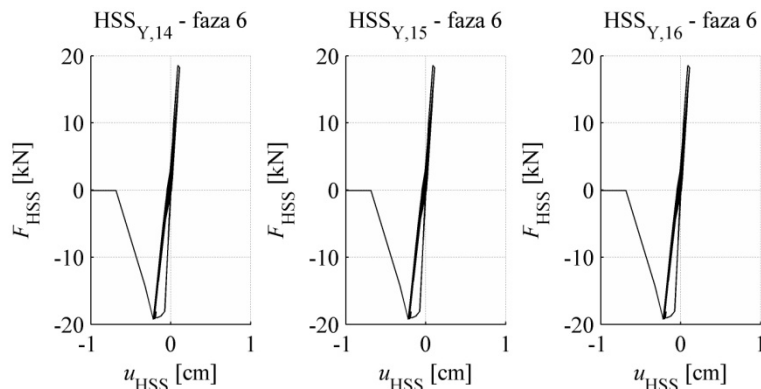
Računska analiza je pokazala, da se stena poruši v trenutku, ko pride do dvigovanja desnega slopa. Dejansko se je preizkušanec strižno poškodoval, ko se je dvigal levi slop (Slika 7.40). Iz tega sklepamo, da se je strižna porušitev preizkušanca dogodila med sunkom v času 3,3 sekunde ali sunkom v času 3,7 sekunde (sunki na mizi so bili takrat nekoliko manjši kot med 2,5 in 3,0 sekunde). Navkljub temu, da analitičen model ni napovedal točnega trenutka strižne porušitve preizkušanca, smo z rezultati analize zadovoljni. Pravilno smo izračunali, da se v enem izmed močnejših sunkov srednjega časovnega intervala šeste faze, preizkušance poruši. Navkljub nekaj izrazito močnim potresnim sunkom med 1,5 in 2,5 sekunde obremenitve, se stena v tem časovnem intervalu še ni porušila. Prispevek mehanizma zaklinjanja zrn je v tistih trenutkih še vedno imel zadostno kapaciteto, ki pa se je ravno v teh ciklih skoraj dokončno izčrpala.

Na slikah 7.59 in 7.60 so predstavljeni odzivi HSS vzmeti desnega in levega slopa. Izguba nosilnosti HSS vzmeti desnega slopa se je dogodila pri pozitivnih pomikih, kar pomeni, da se je v tem trenutku slop dvigoval. Nasprotno pa so HSS vzmeti levega slopa odpovedale pri negativnih pomikih, ko so bili v slopu povečani tlaki. To zmerne neelastičnih deformacij je prišlo že v predhodnih ciklih. Povsem enak opis obnašanja lahko povzamemo tudi za moznične vzmeti (sliki 7.61 in 7.62).



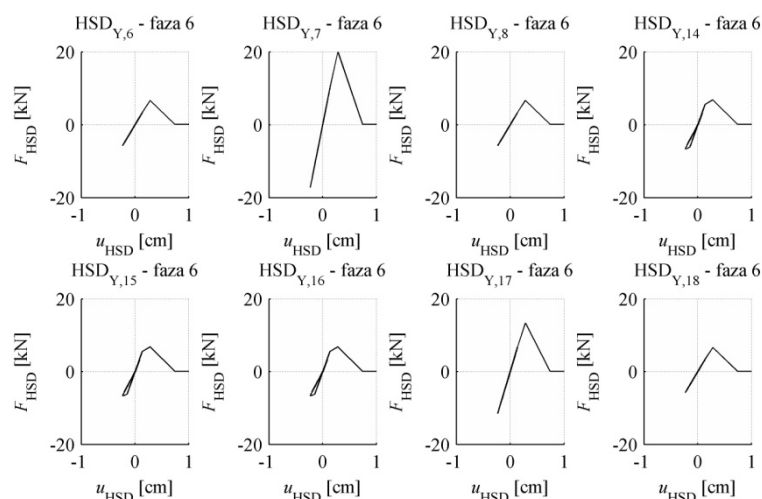
Slika 7.59: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti

Fig. 7.59: Behaviour of HSS springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs



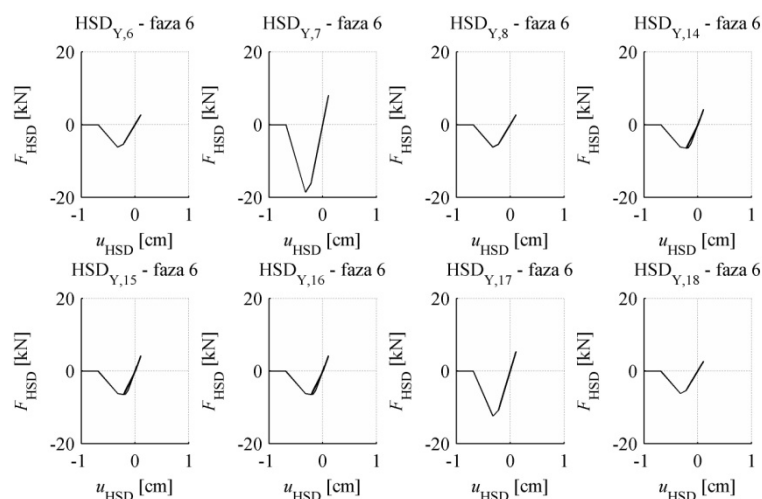
Slika 7.60: Diagrami sila-pomik HSS vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti

Fig. 7.60: Behaviour of HSS springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs



Slika 7.61: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti desnega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti

Fig. 7.61: Behaviour of HSD springs in right wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs



Slika 7.62: Diagrami sila-pomik HSD vzmeti levega slopa iz šeste faze obremenjevanja ob neupoštevanju dušenja proporcionalnega togosti in upoštevanju padca nosilnosti vseh vodoravnih vzmeti

Fig. 7.62: Behaviour of HSD springs in left wall during sixth run without considering stiffness proportional damping and considering resistance degradation for all horizontal springs

7.8 Zaključki poglavja

V poglavju je predstavljena verifikacija novega analitičnega modela za stene s pomočjo rezultatov eksperimenta na stenastem preizkušancu velikega merila, ki je bil obremenjen na potresni mizi. Računske analize z novim elementom so že brez posebnega umerjanja parametrov pokazale precej smiselne rezultate (skladne z eksperimentalnimi rezultati). Z dodatnim umerjanjem (kalibracijo) parametrov cikličnega obnašanja mehanizmov prenosa strižnih sil je bila dosežena precej dobra reprodukcija dogajanja med eksperimentom: računski model je pravilno reproduciral stopnjo

poškodovanosti preizkušanca po posamezni obremenjevalni fazi; v šesti fazi obremenjevanja je bila pravilno reproducirana strižna porušitev slopov preizkušanca v prvi etaži.

Ugotovljenih je bilo nekaj novih dejstev, ki zadevajo analitično modeliranje armiranobetonskih sten in potresno obnašanje stenastih konstrukcij, ki so značilne za slovenski prostor:

- (i) V premeru sten s prirobnicami (npr. H prerez) se ni mogoče zanesti na mehanizem zaklinjanja zrn agregata. Ob nastopu močnih potresnih sunkov se nevtralna os pomakne v območje pasnic, kar pomeni, da je prerez na območju stojine v nategu. Na območju stojine so torej razpoke odprte, kar pomeni, da ima mehanizem zaklinjanja praktično zanemarljivo vlogo.
- (ii) Hitrost padanja učinkovitosti mehanizma zaklinjanja je odvisna od trajanja obtežbe in števila močnih sunkov. Ciklična obtežba povzroča glajenje površine v razpokah in kopičenje neelastične deformacije v upogibni armaturi, ki ovira zapiranje razpok. To je bilo opaziti v šesti fazi preizkusa, ko je preizkušanec brez porušitve prestal nekaj enako močnih sunkov, kot je bil tisti, ki je takoj zatem povzročil porušitev. Da trajanje potresne obtežbe pomembno vpliva na možno porušitev stene se je izkazalo tudi v študiji tveganja (poglavje 8), kjer so se obravnavani modeli v primeru daljših akcelrogramov strižno porušili pri precej nižjem PGA kot v primeru krajših akcelrogramov.
- (iii) Tudi v primeru vodoravnih/strižnih palic je potrebno poskrbeti, da se uporabi dovolj duktilno jeklo. Glede na rezultate predstavljene računske analize lahko sklenemo, da je uporaba razmeroma krhkega jekla za mrežno armaturo pripomogla k porušitvi preizkušanca. Vpliv uporabe vodoravnih palic iz jekla z različnimi mejnimi deformacijami je bil dodatno raziskan v študiji tveganja značilne armiranobetonske stene (poglavje 8).
- (iv) Efektivno togost razpokanih veznih gred je moč zelo dobro oceniti s postopkom Paulay-Priestley (1992).

8 OCENA POTRESNEGA TVEGANJA ARMIRANOBETONSKIH STEN Z UPORABO VERJETNOSTNE METODE

V sklopu doktorata je bila opravljena analiza tveganja več etažne armiranobetonske stene, ki je glede geometrije značilna za slovenski prostor. Pri opredelitvi količin armature (nosilnosti) in armaturnih detajlov smo upoštevali Evrokodov postopek za načrtovanje konstrukcij srednje duktilnosti (DCM). Odločitvi o obravnavi DCM sten sta botrovala dva razloga: (i) Načrtovanje zgradb na srednjo stopnjo duktilnosti je v zadnjem času najbolj pogosta (izključna) praksa slovenskih projektantov; (ii) Naše raziskave o amplifikaciji strižnih sil v armiranobetonskih stenah so pokazale na nekonservativnost Evrokodovega postopka za izračun projektnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah, ki so načrtovane po DCM (poglavje 10). Za primerjavo smo opravili še študijo na steni z enako geometrijo, vendar načrtovano po postopku za določitev projektnih strižnih sil, ki ga sami na novo predlagamo (poglavje 10). Preučili pa smo tudi primer, ko se pri načrtovanju sploh ne upošteva vpliva povečanja strižnih sil. Dodajmo, da je oceno potresne ogroženosti *upogibnih* več etažnih konzolnih sten z uporabo probablistične metode na računskem modelu iz MVLEM elementov opravil že Peter Kante (Kante, 2005).

Za oceno tveganja smo uporabili poenostavljeno probablistično metodo (*angl. PEER methodology*), ki je predstavljena v nadaljevanju. S to metodo je moč izračunati srednjo letno frekvenco (verjetnost) prekoračitve mejnega stanja gradbene konstrukcije. Uporabili smo dve različici izpeljave osnovne PEER-ove metode. Kot prvo smo račun izvedli z metodo na osnovi pomikov (Cornell in Krawinkler, 2000), ki jo je pri svojem delu uporabil tudi Kante (2005). Pri tem smo uporabili računski model, ki ne zajema padca nosilnosti. Skladno z metodo je potrebno z inkrementno dinamično analizo (Vamvatsikos in Cornell, 2002) iz vrednotiti IDA krivuljo konstrukcije. Količina na abscisni osi krivulje predstavljala mero za poškodovanost (*angl. Damage Measure/DM*). Glede na temo naših raziskav smo mero za poškodovanost opredelili kot deformacijo v vodoravni/strižni armaturi. Porušitev stene (izguba nosilnosti za vodoravno obtežbo) smo določili tako, da smo predpisali mejno vrednost deformacije vodoravne armature (deformacijo pri pretrgu palic). Pretrg vodoravne armature je torej edini način porušitve stene, ki smo ga upoštevali pri tej različici metode (v splošnem pa se stena lahko tudi upogibno poruši).

Z metodo na osnovi intenzitete (Cornell, 1996) smo upoštevali tudi pretrg navpične armature ali porušitev betona v tlaku kot način porušitve stene. Za vsak izbran akcelrogram, s katerim smo obremenili obravnavano steno, smo (z določeno natančnostjo) poiskali najmanjšo vrednost PGA pri katerem se stena poruši. Upoštevani načini porušitve so bili: (a) Tlačna porušitev betona zaradi upogibne obremenitve; (b) Pretrg navpičnih palic; (c) Pretrg vodoravnih palic. Dobljeno skupino pospeškov smo statistično obdelali in določili verjetnost porušitve zaradi nastopa potresa za predvideno življenjsko dobo konstrukcije (50 let).

V nadaljevanju sta najprej na kratko opisani uporabljeni metodi, nato so predstavljeni izbrani primeri sten, opisane predpostavke računa in nazadnje predstavljeni rezultati izračunov tveganja. Pri celotnem delu smo si pomagali z obširnimi gradivom, ki je nastal v sklopu doktorskih disertacij Matjaža Dolška (Dolšek, 2002), Petra Kanteta (Kante, 2005), Jake Zevnika (Zevnik, 2007) in Mihe Kramarja (Kramar, 2008). Dolšek (2002) je probablistične metode apliciral na konstrukcijske sisteme okvirjev s polnili, Kante (2005) na upogibne več etažne stene, Zevnik (2007) na mostne stebre in Kramar (2008) na montažne konstrukcije.

8.1 Teoretične osnove metodologije študije

V razdelku je na kratko predstavljenih nekaj osnovnih matematičnih izrazov na podlagi katerih so izpeljane enačbe za izračun verjetnosti porušitve gradbene konstrukcije v nekem obdobju. Izraze smo povzeli iz doktorske disertacije Mihe Kramarja (Kramar, 2008), kjer so postopki izpeljav enačb tveganja povzeti v celoti. Varnost konstrukcije ocenimo z verjetnostno analizo pri čemer lahko upoštevamo nepredvidljivost potresne obtežbe in druge nezanesljivosti. Rezultat analize je verjetnost prekoračitve mejnega stanja konstrukcije P_{LS} , t.j. ko potresne zahteve D presežejo kapaciteto konstrukcije C (8.1).

$$P_{LS} = P[D > C] \quad (8.1)$$

P_{LS} izračunamo s pomočjo izreka o popolni verjetnosti dogodka in tako problem razdelimo na več manjših delov, ki so bolj obvladljivi (8.2).

$$P_{LS} = \sum_{\text{vsi } c} P[D > C | C = c] \cdot P[C = c] \quad (8.2)$$

Ker velja (8.3),

$$P[D > C | C = c] = P[D > c] \quad (8.3)$$

se izraz (8.2) poenostavi v (8.4).

$$P_{LS} = \sum_{\text{vsi } c} P[D > c] \cdot P[C = c] \quad (8.4)$$

D in C se lahko obravnava kot zvezni spremenljivki z gostotama verjetnosti f_D in f_C in tako lahko enačbo (8.4) zapišemo kot integral funkcij teh dveh spremenljivk (glej Kramar, 2008). Nadalje poznamo dve izpeljavi metode, ki ju ločimo glede na izbiro mere za spremenljivki C in D . To sta že omenjeni metoda na osnovi pomikov (*angl. Damage Measure approach/DM approach*) in metoda na osnovi intenzitete (*angl. Intensity Measure approach/DM approach*). V obeh primerih je potrebno opraviti inkrementno dinamično analizo (IDA). IDA je serija dinamičnih analiz, s katerimi izračunamo odziv konstrukcije pri različnih nivojih intenzitete obtežbe. Tako dobimo IDA krivuljo, ki predstavlja odnos med intenziteto potresne obtežbe (IM) in odzivom konstrukcije (DM). Pri porazdelitvi odzivov D upoštevamo vpliv različnosti akceleroگرامov, kar imenujemo slučajnost (*angl. randomness*). Za vsak akceleroگرام iz izbranega nabora (število akceleroگرامov v naboru označimo z n_{acc}) je potrebno opraviti IDA analizo, kar pomeni, da za posamezno potresno intenziteto IM izračunamo n_{acc} različnih odzivov za DM. Drugače povedano, glede na različnost akceleroگرامov je neka določena vrednost odziva DM lahko dosežena pri različnih vrednostih IM. Rezultate je zato potrebno statistično obdelati.

8.1.1 Metoda na osnovi pomikov

Za posamezni nivo IM (mera za IM je npr. lahko PGA akcelerograma ali spektralni pospešek pri prvem nihajnem času analizirane konstrukcije) lahko vzorec DM (v našem primeru je to deformacija v vodoravni armaturi) statistično obdelamo in tako določimo mediano pomikov (v našem primeru

deformacij vodoravne armature) pri danem pospešku $\tilde{m}_{D|S}$. Mediane določimo za vse izračunane nivoje intenzitete in dobljene točke povežemo s krivuljo, ki predstavlja mediano vseh IDA krivulj (označimo jo z \tilde{m}_D). Kapaciteta konstrukcije, ki je bila v našem primeru vnaprej določena (deformacija pri pretrgu vodoravne armature), je v splošnem tudi slučajna spremenljivka z mediano \tilde{m}_C (\tilde{m}_C je neka vrednost na vodoravni osi, ki ponazarja DM). Če vstavimo vrednost \tilde{m}_C v funkcijo \tilde{m}_D , dobimo pospešek $s_{\tilde{m}_C}$, ki odgovarja kapaciteti konstrukcije. Verjetnost pojava potresa s pospeškom, ki je večji ali enak $s_{\tilde{m}_C}$, določimo s funkcijo potresne nevarnosti H_s (odvisna od lokacije).

Postopek izpeljave izraza za izračun srednje letne frekvence prekoračitve mejnega stanja po metodi pomikov (označen z P_{LS}) je povzet v doktoratu Kramar (2008). Na tem mestu bomo zapisali samo glavne predpostavke in končne izraze za oceno potresnega tveganja po metodi na osnovi pomikov. V izpeljavi je privzeto, da se kapaciteto C in zahtevo D obravnava kot slučajni spremenljivki z logaritemsko normalno porazdelitvijo, katera najbolj ustreza dejanski porazdelitvi obeh spremenljivk (Cornell et al., 2002).

Vrednost P_{LS} se lahko izračuna numerično, a ima, ob nekaj predpostavkah, tudi analitično rešitev. Ob že omenjeni predpostavki lognormalne porazdelitve spremenljivk C in D , lahko njuno porazdelitev opišemo z mediano (\tilde{m}_C oz. \tilde{m}_D) in standardno deviacijo logaritmov ($\sigma_{\ln C}$ oz. $\sigma_{\ln D}$). Porazdelitev odziva je sicer odvisna od intenzitete potresne obtežbe, a je v analitični izpeljavi izraza za P_{LS} privzeto, da je $\sigma_{\ln D}$ za različne intenzitete konstantna (izračuna se jo kot povprečna vrednost $\sigma_{\ln D|S}$ pri različnih vrednostih intenzitete). Prav tako je privzeto, da je razporeditev kapacitete neodvisna od intenzitete. Nadalje lahko zvezo med mediano odziva \tilde{m}_D in intenziteto S opišemo z eksponentno funkcijo (Cornell et al., 2002), zapisano z enačbo (8.5).

$$\tilde{m}_D(s) = a \cdot s^b \quad (8.5)$$

Funkcijo določata koeficienta a in b ($a, b > 0$). Cornell et al. (2002) podobno funkcijo predlagajo še za opis funkcije potresne nevarnosti (8.6), in sicer s koeficientoma k_0 in k ($k_0, k > 0$).

$$H_s(s) = k_0 \cdot s^{-k} \quad (8.6)$$

S pomočjo zvez (8.5) in (8.6) je mogoče v nekaj korakih izpeljati precej enostaven izraz za določitev letne frekvence porušitve konstrukcije (Cornell et al., 2002):

$$P_{LS} = H_s(s_{\tilde{m}_C}) \cdot e^{\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln D}^2\right)} \cdot e^{\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln C}^2\right)} \quad (8.7)$$

Po enačbi (8.7) se letna frekvenca večja eksponentno z velikostjo varianc $\sigma_{\ln D}^2$ in $\sigma_{\ln C}^2$.

Izpeljane so bile tudi splošnejše različice enačbe frekvence porušitve (8.7), s katerimi se lahko posredno upošteva nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti in dodatne nezanesljivosti.

Poleg raztrosa odzivov D zaradi različnih akceleroگرامov, kar označimo z besedo »slučajnost« (angl. *randomness*), raztros v odzivih izhaja še iz drugih virov, ki jim pravimo »negotovosti« (angl. *uncertainties*). Vzroki za negotovosti so omejeno znanje računskega modeliranja gradbenih konstrukcij, nepoznavanje vseh podatkov o gradbenih materialih, itd. Slučajnost in nezanesljivost označimo z $\sigma_{\ln DR}$ (indeks R izhaja iz besede *randomness*) oz. $\sigma_{\ln DU}$ (indeks U izhaja iz besede *uncertainties*). Ob nekaj predpostavkah in s krajšo izpeljavo se izkaže, da ima enačba za izračun letne frekvence ob upoštevanju slučajnosti in nezanesljivosti obliko (8.8).

$$P_{LS} = H_S(s_{\tilde{m}_c}) \cdot e^{\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} (\sigma_{\ln DR}^2 + \sigma_{\ln DU}^2)\right)} \cdot e^{\left(\frac{1}{2} \frac{k^2}{b^2} \sigma_{\ln C}^2\right)} \quad (8.8)$$

8.1.2 Metoda na osnovi intenzitete

Napisali smo, da se pri metodi na osnovi pomikov izvede statistika doseženih vrednosti DM (v našem primeru je to deformacija vodoravne armature) pri različnih vrednostih IM (v našem primeru je to maksimalen pospešek tal). Pri metodi na osnovi intenzitete (Cornell, 1996) izvedemo statistiko pospeškov (uporabljenega nabora akceleroگرامov), pri katerih se konstrukcija poruši. Na ta način izračunamo mediano mejnih pospeškov \tilde{m}_{S_C} , ki jo vnesemo v funkcijo potresne nevarnosti H_S in odčitamo verjetnost nastopa potresa z intenziteto, ki je večja ali enaka \tilde{m}_{S_C} .

Pri izpeljavi analitičnega izraza za izračun frekvence prekoračitve mejnega stanja, se (enako kot pri metodi na osnovi pomikov) izhaja iz osnovne enačbe za izračun verjetnosti s tem, da se kapaciteto C in zahtevo D izrazi z intenziteto potresne obtežbe S_C oz. S_D . V nekaj korakih izpeljave in ob upoštevanju veljavnosti aproksimacij (8.5) in (8.6), pridemo do analitičnega izraza za izračun frekvence prekoračitve mejnega stanja, ki upošteva nezanesljivosti kapacitete mejnega stanja:

$$P_{LS} = H_S(\tilde{m}_{S_C}) \cdot e^{\left(\frac{1}{2} k^2 \cdot \sigma_{\ln S_C}^2\right)} \quad (8.9)$$

Enačba (8.9) je preprostejša od ekvivalentne enačbe po metodi na osnovi pomikov (8.7). Poleg mediane \tilde{m}_{S_C} in standardne deviacije $\sigma_{\ln S_C}$ mejnih pospeškov, potrebujemo le še koeficient naklona funkcije potresne nevarnosti k . V izrazu pa ne nastopa gradient aproksimacije mediane IDA krivulj b . To pomeni, da za izračun P_{LS} po metodi intenzitet ne potrebujemo podatkov o celotnem poteku IDA krivulj, temveč le vrednosti mejnih pospeškov. Za naše potrebe je to zelo ugodno, saj na ta način lahko enostavno zajamemo vse načine porušitve, ki smo jih izbrali za merodajne (pretrg vodoravne armature, pretrg navpične armature ali porušitev betona v tlaku). Za posamezen akceleroگرام smo določili vrednost S_C (vrednost največjega pospeška) pri katerem se najprej zgodi ena izmed možnih treh načinov porušitve.

Nadalje zapišimo še enačbo za izračun frekvence porušitve po metodi na osnovi intenzitete z upoštevanjem nezanesljivosti funkcije potresne nevarnosti in dodatnih nezanesljivosti (8.10). Izpeljava je povsem analogna s tisto pri metodi na osnovi pomikov (tudi oznake so analogne).

$$P_{LS} = H_S(s_{\tilde{m}_c}) \cdot e^{\left(\frac{1}{2} k^2 \cdot \sigma_{\ln S_{CR}}^2\right)} \cdot e^{\left(\frac{1}{2} k^2 \cdot \sigma_{\ln S_{CU}}^2\right)} \quad (8.10)$$

8.1.3 Statistična analiza rezultatov

Za izračun frekvence prekoračitve mejnega stanja po metodi na osnovi pomikov (8.8) ali po metodi na osnovi intenzitet (8.10) je potrebno najprej določiti parametre porazdelitve slučajnih spremenljivk. Ob predpostavljeni lognormalni porazdelitvi zahtev D in kapacitete C , potrebujemo vrednost mediane \tilde{m}_X in standardne deviacije $\sigma_{\ln X}^2$ naravnih logaritmov obravnavanega vzorca X (z X smo označili vzorec n lognormalno porazdeljenih vrednosti x_i). Enako kot Kante (2005), Zevnik (2007) in Kramar (2008) smo ta dva parametra določili z metodo največjega verjetja pri kateri parametra določimo tako, da je gostota verjetnosti pri danem vzorcu največja. Funkcija verjetja ima obliko (8.11).

$$L(\tilde{m}_X, \sigma_{\ln X}) = \prod_{i=1}^n f_X(x_i) = \prod_{i=1}^n \frac{1}{x_i \cdot \sigma_{\ln X} \cdot \sqrt{2 \cdot \pi}} \cdot e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln x_i - \ln \tilde{m}_X}{\sigma_{\ln X}} \right)^2} \quad (8.11)$$

Funkciji (8.11) poiščemo par $(\tilde{m}_X, \sigma_{\ln X}^2)$ pri katerem le-ta zavzame maksimum. Izraza za ta par sta podana z (8.12) in (8.13).

$$\tilde{m}_X = e^{\lambda_X} \quad (8.12)$$

$$\sigma_{\ln X}^2 = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n (\ln x_i - \lambda_X)^2 \quad (8.13)$$

V enačbah (8.12) in (8.13) je λ_X povprečna vrednost naravnih logaritmov vrednosti x_i (8.14).

$$\lambda_X = \frac{1}{n} \cdot \sum_{i=1}^n \ln x_i \quad (8.14)$$

Več o statistični analizi podatkov lahko najdemo v Turk (2007).

8.2 Konstrukcije in analitični modeli

Število nadzemnih etaž glavnine več-stanovanjskih, poslovnih ali zgradb javnega značaja v Sloveniji se giblje med 5 in 10. Že zaradi zagotavljanja osnovnih funkcij stavb (npr. vertikalna komunikacija med etažami), praktično vse te stavbe vsebuje večje število armiranobetonskih sten. Zaradi hitrosti in enostavnosti izgradnje, se načrtovalci pogosto odločajo za izvedbo armiranobetonskih sten tudi med večjimi prostori znotraj objektov (npr. med samostojnimi stanovanjskimi enotami), katere bi sicer lahko bile izvedene tudi s sistemom AB okvirja s polnili. Odpornost na vodoravno obtežbo teh stavb je torej odvisna od lastnosti vgrajenega stenastega sistema. Pomembna je razporeditev sten v tlorisu, delež sten glede na tloris (gledano v obeh glavnih smereh) in kontinuirnost geometrije sten med nadstropji. Stene v sistemu imajo v splošnem različne oblike prereza (pravokoten, T, U, C, škatla, ...). Pomembno je, da z ustreznimi konstrukcijskimi ukrepi poleg (skoraj pregovorne) visoke nosilnosti zagotovimo tudi duktilno obnašanje oz. preprečimo vsakršno nestabilnost sten, ki bi bila posledica neelastičnega deformiranja.

Glede na to, da se posamezne stene, ki so vgrajene v slovenske zgradbe, precej razlikujejo v geometriji, nam je odprta možnost, da se probablistične študije opravi na večjem številu analitičnih

modelov z različnimi geometrijskimi parametri, kot je to za stene z izključno upogibnim neelastičnim obnašanjem do neke mere naredil Kante (2005). V naši študiji smo se osredotočili na ovrednotenje vpliva načrtovanja sten z različnimi faktorji povečanja strižnih sil (faktor ϵ) na oceno potresne varnosti stenastih konstrukcij. Analitični model za našo študijo je zajemal le eno več etažno konzolno steno, ki predstavlja del stavbe. Kakopak resnične zgradbe vsebujejo več sten, z uporabljenim modelom smo privzeli, da so vse stene v stavbi približno enako obremenjene. Velikost mas in neseizmične obtežbe, ki pri takšnih stavbah vpliva na potresno obnašanje ene stene (ki jo modeliramo), smo izračunali na podlagi privzetega tlorsnega deleža sten in navpične obremenitve pri potresni obtežni kombinaciji na enoto etažne površine.

Odločili smo se za obravnavo osem etažne stene s pravokotnim prerezo in dolžino l_w je 6 metrov. Število etaž $n = 8$ je po našem mnenju reprezentativna vrednost za slovesne zgradbe, za etažno višino smo izbrali vrednost $h_s = 3,0$ m. Dimenzija tlorsnega modula pri razporejanju prostorov v stanovanjskih zgradbah običajno znaša približno 6 metrov, kar je narekovalo izbor dolžine stene. Ob takšnih dimenzijah stene se slovenski projektanti najpogosteje odločijo za izvedbo sten debeline $b_w = 25$ cm, zato je bila to tudi naša izbira. Pri računu pripadajoče mase in navpične obtežbe smo privzeli, da je tlorsni delež sten enak $A_w/A_f = 1,5\%$ in navpična obtežba na površino etaže (stalna in koristna obtežba) enaka $q_E = 13$ kN/m². Velikost etažne mase tako znaša $m_i = 133$ t (8.15). Navpične sile F_i , ki delujejo na nivoju medetažnih konstrukcij, so velike 650 kN (8.16).

$$m_i = \frac{l_w \cdot b_w}{A_w/A_f} \cdot \frac{q_E}{g} = \frac{6,0\text{m} \cdot 0,25\text{m}}{0,015} \cdot \frac{13\text{kN/m}^2}{9,81\text{m/s}^2} = 100\text{m}^2 \cdot 1,33\text{t/m}^2 = 133\text{t} \quad (8.15)$$

$$F_i = \frac{l_w \cdot b_w}{A_w/A_f} \cdot \frac{q_E}{2} = \frac{6,0\text{m} \cdot 0,25\text{m}}{0,015} \cdot \frac{13\text{kN/m}^2}{2} = 650\text{kN} \quad (8.16)$$

Glede določanja upogibnih potresnih obremenitev in zagotavljanja upogibne nosilnosti ter duktilnosti smo se ravnali po navodilih Evrokoda 8. Steno smo načrtovali na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM). Pri računu projektnih strižnih obremenitev v stenah Evrokod predpisuje, da je v primeru načrtovanja za stopnjo DCM potrebno upoštevati faktor povečanja ϵ v velikosti 1,5. V študiji potresnega tveganja smo obravnavali tri različice stene, ki imajo strižno armaturo izračunano na podlagi treh različnih postopkov (ne)upoštevanja vplivov amplifikacije strižnih sil:

- 1) Pri načrtovanju nismo upoštevali vpliv povečanja strižnih sil ($\epsilon=1,0$). Model smo označili z *eps_10*.
- 2) Upoštevali smo enakomerno povečanje strižnih sil za 50% ($\epsilon=1,5$) v vseh etažah. To je postopek, ki je predpisan v Evrokodu (DCM). Model smo označili z *eps_15*.
- 3) Projektne strižne sile smo določili s postopkom, ki smo ga predlagali v doktorski disertaciji (poglavje 10). Postopek predvideva različne vrednosti faktorja amplifikacije po etažah, ki so v splošnem večje od 1,5. Model smo označili z *eps_nov*.

Potresne sile smo določili z modalno analizo s spektri odziva. Upoštevali smo projektni pospešek tal 0,25g, kar je največ za območje Slovenije. Privzeli smo še, da je stena zgrajena na srednje dobrih tleh, tleh tipa C. Faktor obnašanja q je znašal 3,0. Vpliv razpokanosti elementov na togost stene smo upoštevali s 50% zmanjšanjem vztrajnostnih momentov in strižnih prerezov sten. Prva dva nihajna časa sta znaša $T_1 = 0,951$ s in $T_2 = 0,177$ s. V preglednici 8.1 so zapisane strižne in upogibne obremenitve stene po etažah. Za ponazoritev v katerih etažah imajo višje nihajne oblike izrazitejši vpliv (pomembno pri amplifikaciji prečnih sil) so prikazane še vrednosti obremenitev ob upoštevanju

samo prve nihajne oblike (označene s pripisom 1.n.o.). Z opuščajem (') smo označili potresne sile, ki so bile dobljene neposredno z modalno analizo. Projektne potresne sile, ki smo jih določimo na podlagi sil iz modalne analize ob upoštevanju ovojnice oz. faktorja povečanja, so označene brez opuščaja (samo z indeksom Ed). Podatki iz preglednice 8.1 so grafično predstavljeni na slikah od 8.1 do 8.6.

Preglednica 8.1: Potresne obremenitve na steni za študijo potresnega tveganja (sile so izračunane z modalno analizo s spektri odziva)

Table 8.1: Seismic forces in the wall which was studied in the risk analyses (the forces were obtained by modal analyses with response spectrum)

Etaža	N_{Ed} [kN]	M_{Ed}' [kNm]	$M_{Ed,(1.n.o.)}'$ [kNm]	V_{Ed}' [kN]	$V_{Ed,(1.n.o.)}'$ [kN]
1	5200	19383	19208	1189	1048
2	4550	16093	16064	1147	1039
3	3900	12959	12947	1069	1009
4	3250	10038	9920	967	948
5	2600	7356	7077	856	849
6	1950	4924	4529	734	707
7	1300	2785	2408	580	519
8	650	1061	850	354	283

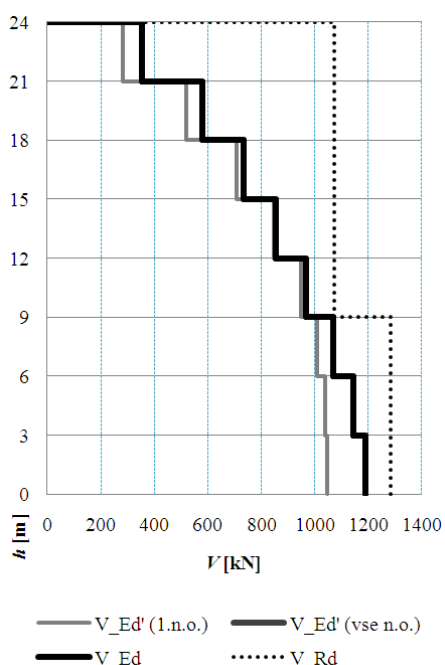
Opomba: Tlačna osna sila je pozitivno predznačena

V primeru, ko nismo upoštevali povečanja strižnih sil (model *eps_10*), so projektne strižne obremenitve enake tistim iz modalne analize (preglednica 8.2 in slika 8.2). Projektne upogibne obremenitve smo določili ob upoštevanju premika črte upogibnih momentov in ovojnice, kot je to predpisano v Evrokodu (preglednica 8.2 in slika 8.2). Objeti robni elementi so potrebni v prvih dveh etažah. Njihovo dolžino $l_c = 90$ cm smo določili na podlagi minimalne zahteve $l_c \geq 0,15 \cdot l_w$. Evrokodov poenostavljen postopek za izračun dolžine robnega elementa sicer izkazuje, da je potreben večji l_c , a smo z analizo moment-ukrivljenost dokazali, da $l_c = 90$ cm zagotavlja potrebno duktilnost za ukrivljenost. Ob tem ni zadostovala minimalna količina armature za objetje. Vgraditi je bilo potrebno zaprta stremena $\Phi 6 / 9$ cm, s katerimi smo objeli vsako vzdolžno palico v robnih elementih (razdalja med objetimi palicami je znašala 10 cm – minimalna zahteva je 20 cm). Količino upogibne armature smo izbrali tako, da smo prerez zavestno dimenzionirali z nekim zmernim faktorjem dodatne nosilnosti (preglednica 8.2 in slika 8.2). Upoštevali smo beton kvalitete C25/30 in jeklo S500. Strižno odpornost smo zagotovili z vgradnjo obojestranskih Q mrež v stojino stene (kot je predpisano v Evrokodu, smo privzeli, da k strižni odpornosti prispeva le vodoravna armatura). Pri izračunu potrebne količine strižne armature smo upoštevali ustaljeno projektantsko prakso, da se za kot tlačnih diagonal privzame vrednost 45° (preglednica 8.2 in slika 8.2). Izbrana upogibna in strižna armatura v višjih etažah izkazuje precejšno dodatno nosilnost. Količine te armature ni bilo moč zmanjšati zaradi minimalnih zahtev (0,003 delež v navpični smeri; 0,002 delež v vodoravni smeri).

Preglednica 8.2: Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni *eps_10*

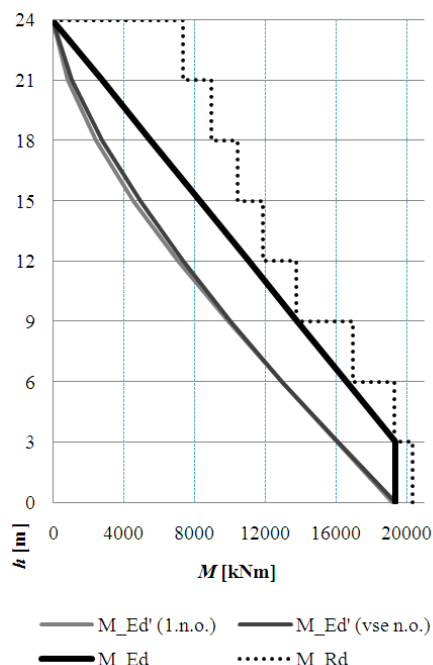
Table 8.2: Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall *eps_10*

Etaža	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Vzd. arm. v r. e.	Objetje r. e.	Mreža v stojini
1	19383	20365	1189	1286	20 Φ 12	Φ 6 / 9cm	Q308
2	19383	19305	1147	1286	20 Φ 12	Φ 6 / 9cm	Q308
3	16614	16979	1069	1286	14 Φ 12	/	Q308
4	13845	13739	967	1073	8 Φ 12	/	Q257
5	11076	11899	856	1073	6 Φ 12	/	Q257
6	8307	10470	734	1073	6 Φ 12	/	Q257
7	5538	8959	580	1073	6 Φ 12	/	Q257
8	2769	7334	354	1073	6 Φ 12	/	Q257



Slika 8.1: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene *eps_10*

Fig. 8.1: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of *eps_10* wall



Slika 8.2: Upogibni momenti iz modalne analize, projektne momente in upogibna nosilnost stene *eps_10*

Fig. 8.2: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of *eps_10* wall

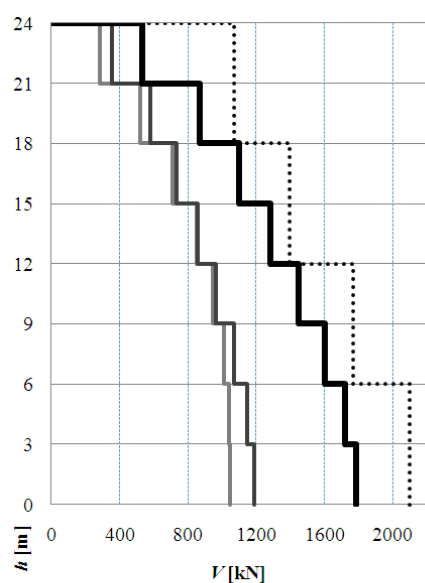
Strižno armaturo v modelu *eps_15*, smo izračunali na podlagi strižnih zahtev ob upoštevanju faktorja povečanja $\epsilon=1,5$. To je v skladu s postopkom, ki je predpisan v Evrokodu. Zahtevam po strižni nosilnosti smo zagotovili z dovolj močnimi Q mrežami. Kljub temu, da bi v spodnjih dveh etažah zadostovala obojestranska mreža Q424, smo se odločili za uporabo mreže Q503. Razlog za to je pogosta praksa projektantov, da v stene takšnih dimenzij namestijo mreže z vsaj 5 cm² armature na tekoči meter. Privzeli smo enako količino armature v robnih elementih kot pri modelu *eps_10*, tako smo nekoliko povečali upogibno nosilnost stene. Podatki o projektne potresnih obremenitvah in

odpornosti stene *eps_15* so predstavljeni v preglednici 8.3 in na slikah 8.3 in 8.4. V preglednici 8.3 je zapisana še količina armature po etažah modela *eps_15*.

Preglednica 8.3: Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni *eps_15*

Table 8.3: Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall *eps_15*

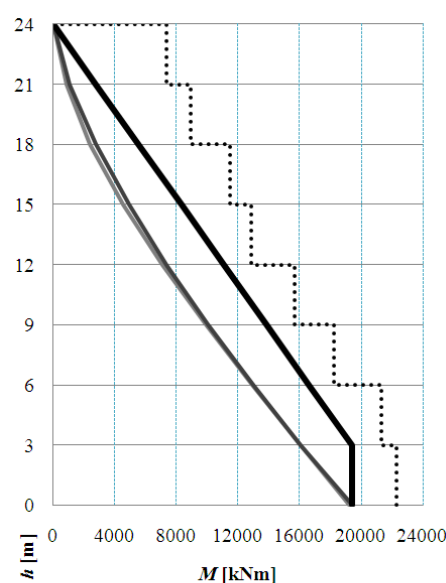
Etaža	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	ε	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Vzd. arm. v r. e.	Objetje r. e.	Mreža v stojini
1	19383	22258	1,5	1784	2099	20 $\Phi 12$	$\Phi 6 / 9\text{cm}$	Q503
2	19383	21311	1,5	1721	2099	20 $\Phi 12$	$\Phi 6 / 9\text{cm}$	Q503
3	16614	18244	1,5	1604	1770	14 $\Phi 12$	/	Q424
4	13845	15652	1,5	1451	1770	8 $\Phi 12$	/	Q424
5	11076	12848	1,5	1284	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335
6	8307	11462	1,5	1101	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335
7	5538	8959	1,5	870	1073	6 $\Phi 12$	/	Q257
8	2769	7334	1,5	531	1073	6 $\Phi 12$	/	Q257



— V_{Ed} ' (1.n.o.) — V_{Ed} ' (vse n.o.)
— V_{Ed} V_{Rd}

Slika 8.3: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene *eps_15*

Fig. 8.3: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of *eps_15* wall



— M_{Ed} ' (1.n.o.) — M_{Ed} ' (vse n.o.)
— M_{Ed} M_{Rd}

Slika 8.4: Upogibni momenti iz modalne analize, projektni momenti in upogibna nosilnost stene *eps_15*

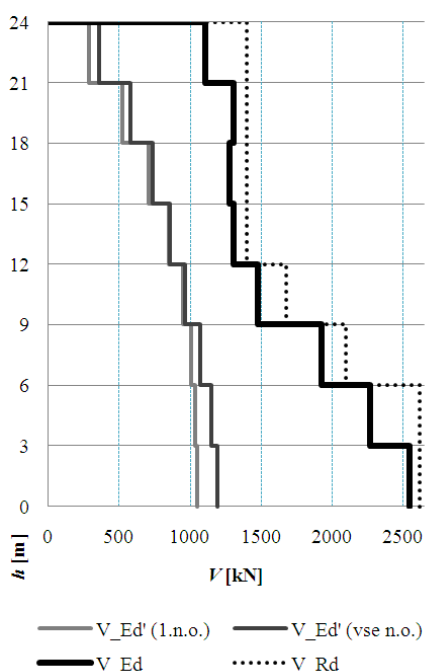
Fig. 8.4: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of *eps_15* wall

Tretji model, označen z *eps_nov*, ima strižno nosilnost določeno na podlagi postopka, ki smo ga predlagali v okviru doktorata v poglavju 10. V vsaki etaži je faktor povečanja ε drugačen (preglednica 8.4) in povsod večji od 1,5. Projektne obremenitve in odpornosti so predstavljene v preglednici 8.4 in na slikah 8.5 in 8.6. Strižno odpornost smo tudi v tem primeru zagotovili z dovolj močnimi Q mrežami, ob enaki količini armature v robnih elementih.

Preglednica 8.4: Projektne potresne sile, upogibna in strižna odpornost ter količin armature v steni *eps_nov*

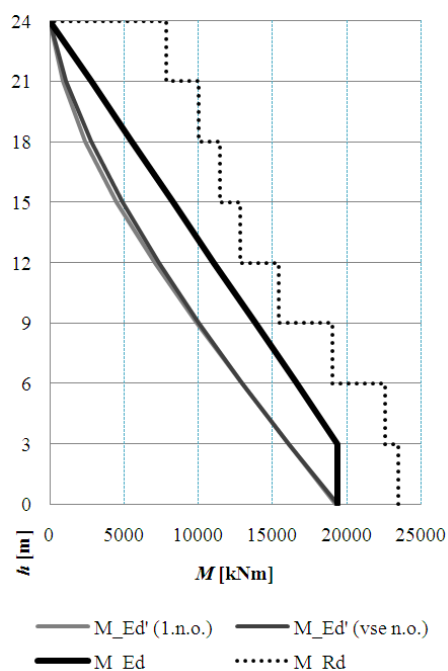
Table 8.4: Design seismic forces, flexural resistance, shear resistance and amount of reinforcement in wall *eps_nov*

Etaža	M_{Ed} [kNm]	M_{Rd} [kNm]	ε	V_{Ed} [kN]	V_{Rd} [kN]	Vzd. arm. v r. e.	Objetje r. e.	Mreža v stojini
1	19383	23476	2,15	2551	2621	20 $\Phi 12$	$\Phi 6 / 9\text{cm}$	Q628
2	19383	22611	1,98	2272	2621	20 $\Phi 12$	$\Phi 6 / 9\text{cm}$	Q628
3	16614	19032	1,80	1925	2099	14 $\Phi 12$	/	Q503
4	13845	15386	1,53	1479	1678	8 $\Phi 12$	/	Q402
5	11076	12848	1,53	1309	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335
6	8307	11462	1,74	1275	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335
7	5538	9996	2,25	1304	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335
8	2769	7866	3,13	1109	1398	6 $\Phi 12$	/	Q335



Slika 8.5: Strižne sile iz modalne analize, projektne strižne sile in strižna nosilnost stene *eps_nov*

Fig. 8.5: Seismic shears obtained by modal analyses, design seismic shears and shear resistance of *eps_nov* wall



Slika 8.6: Upogibni momenti iz modalne analize, projektne momenti in upogibna nosilnost stene *eps_nov*

Fig. 8.6: Seismic flexural moments obtained by modal analyses, design seismic moments and flexural resistance of *eps_nov* wall

Računski model za neelastične analize časovnega odziva (inkrementna analiza) je sestavljen iz osmih novih elementov, po en za vsako etažo. Na ta način sicer najbrž nismo najboljše modelirali upogibnega obnašanja v prvi etaži, kjer se ukrivljenost vzdolž elementa hitro spreminja, a nas je do te odločitve pripeljalo več drugih vzrokov:

- Ker je v sklopu inkrementne analize potrebno izvesti precej veliko število neelastičnih analiz, smo želeli uporabiti numerično čim manj zahteven model.

- b) Ob upoštevanju enega elementa v prvi etaži, se deformacije v vzmeteh oz. razpokah določijo na podlagi upogibne obremenitve na višini $c \cdot h_s$ od vpetja. Po celotni dolžini elementa je zato privzeta enaka ukrivljenost, ki je enaka tisti, ki je izračunana na višini $c \cdot h_s$. Fizikalno to pomeni, da smo privzeli, da je dolžina plastičnega členka, ki se bo potencialno formiral ob vpetju enaka višini prve etaže. Ker je (posebej pri armiranobetonskih stenah) dolžina plastičnega členka precej odvisna od naklona strižnih razpok oz. premika momentne linije (Priestley et al., 2007), je po našem mnenju predpostavka o formaciji plastičnega členka na območju ene etaže sprejemljiva. Spomnimo, da obravnavamo steno katere dolžina ($l_w=6,0\text{m}$) je večja od etažne višine ($h_s=3,0\text{m}$), zato bo glavna strižna razpoka potekala po diagonali stene v prvi etaži. Ob tem je potrebno še omeniti, da Priestley (Priestley et al., 2007) priporoča, da se analitične modele za stene sestavi tako, da se na dolžini plastičnega členka predpostavi konstantna plastična ukrivljenost, pri čemer se upogibne karakteristike (moment, ukrivljenost) izračunajo na srednji višini plastičnega členka (slika 6.5 v Priestley et al., 2007). Spomnimo, da mesto računa upogibnih karakteristik v našem elementu opredelimo s parametrom c . Če bi se ravnali striktno po Priestleyjevih navodil, bi morali privzeti $c=0,5$. Kljub temu smo se za naš model odločili za preverjeno vrednost $c=0,3$. Na ta način smo nekoliko povečali vpliv upogibnih obremenitev, kar je na varni strani. Poleg tega dejanski potek ukrivljenosti vzdolž dolžine člena ni ravno konstanten.

Zgornji opis razmeroma realno opisuje dogajanje ob vpetju sten z izrazitejšim neelastičnim strižnim odzivom, kjer se pojavijo znatnejše strižne razpoke. V primeru, da imamo opravka s stenami katerih neelastično obnašanje (pri potresni obtežbi) je predvsem upogibno, pa boljše rezultate izkazuje analitični model, ki ima na območju ob vpetju drobnejšo razdelitev na MVLEM elemente po višini, kar je bilo že večkrat dokazano (Kante, 2005; glej tudi poglavje 6).

Lastnosti navpičnih in vodoravnih vzmeti smo določili v skladu s predstavljenimi postopki. Upoštevali smo razmeroma gosto razdelitev elementov na lamele: prereze smo razdelili na 60 lamel dimenzij $25\text{cm} \cdot 10\text{cm}$. Poleg dovolj drobne razdelitve prereza na področju robnih elementov, kar vpliva na upogibno obnašanje elementa, smo v enakem rastru razdelili tudi prerez na območju stojine, ki prispeva glavnino strižne odpornosti in je zato pomembno, da v vsakem trenutku obteževanja dovolj dobro ocenimo lokacijo nevtralne osi. Kakopak smo v analizah časovnega odziva upoštevali srednje vrednosti za trdnosti materialov: srednja trdnost betona $f_{cm}=33\text{ MPa}$; trdnost jekla $f_{ym}/f_{tm} = 575\text{ MPa} / 720\text{ MPa}$. Lastnosti objetega betona smo izračunali z Mandrovim (Mander et al., 1986) postopkom: $f_{cm,c} = 39,2\text{ MPa}$, $\epsilon_{c,c}=0,39\%$ in $\epsilon_{cu,c}=1,5\%$.

8.3 Predpostavke računa

Za oceno frekvenc prekoračitve mejnega stanja konstrukcije smo neposredno upoštevali le raztros rezultatov zaradi različnih akcelorogramov, t.j. raztros zaradi slučajnosti. Vpliv nestanovitnosti kapacitete konstrukcije smo ocenili tako, da smo frekvence izračunali pri različnih mejnih deformacijah jekla vodoravne armature. Razlog za to izbiro je mnenje, da je zagotavljanje strižne nosilnosti sten z armaturnimi mrežami neustrezno. Zaradi postopka varjenja palic v mreže se tem zniža deformacija pri pretргу. Frekvence smo zato izračunali za primer, ko je v steno vgrajena krhka, srednje duktilna in duktilna vodoravna armatura. Po našem mnenju je takšen pristop upoštevanja nezanesljivosti kapacitete bolj razumljiv za širši krog koristnikov naših raziskav, ki jim probabilistični pristop ni najbolj domač. Poleg tega ne razpolagamo z verodostojnimi statističnimi vrednostmi o mejnih deformacijah mrež, ki so vgrajene v stene stavb, ki so grajene na območju Slovenije.

Upoštevali nismo niti nezanesljivosti analitičnega modela. Na podlagi verifikacije z eksperimentom (poglavje 7) smo privzeli, da je analitičen model zmožen dovolj verodostojno opisati dejanski odziv sten. Krivuljo potresne nevarnosti smo določili na podlagi kart potresne nevarnosti (določili smo parametra v enačbi 8.6).

8.3.1 Mere za poškodovanost konstrukcije

Pri metodi na osnovi pomikov je potrebno določiti potek IDA krivulje vsaj na območju mejne kapacitete, da lahko ocenimo parameter b v enačbi 8.5. Opazovali smo samo eno količino DM , ki jo je predstavlja horizontalna os IDA diagrama. Kot količino DM smo izbrali deformacijo v vodoravni/strižni armaturi in sicer največja doseženo deformacijo ne glede na etažo.

V primeru računa z metodo na osnovi intenzitet smo izračunali najmanjše PGA (maksimalen pospešek tal) pospeške za vsak uporabljen akcelerogram pri katerih se dogodi porušitev stene. Kot način porušitve stene pa smo določili pretrg navpične ali vodoravne armature oz. porušitev betona v tlaku. Merodajen je tisti način, ki se dogodi najprej (pri najnižjem PGA).

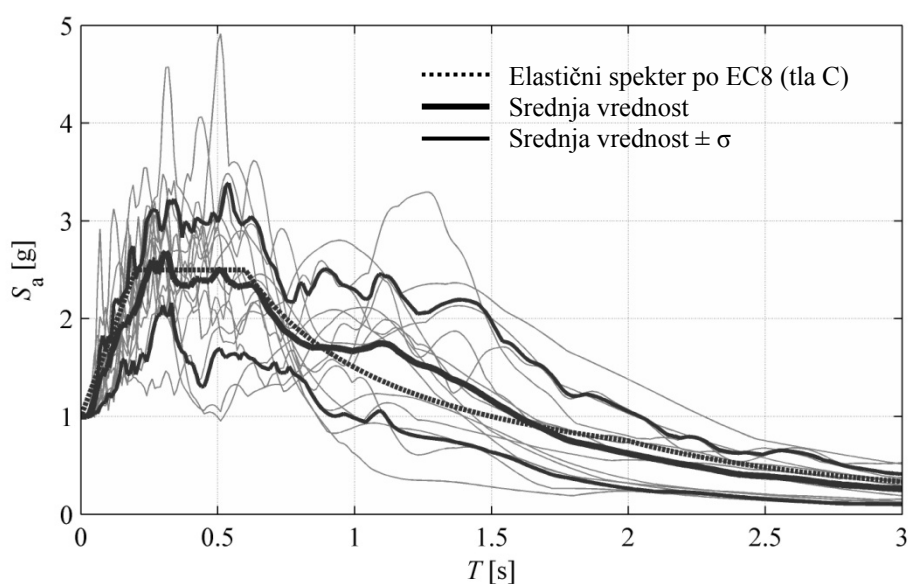
8.3.2 Izbor akcelerogramov za inkrementno analizo časovnega odziva

Za potresno obtežbo inkrementne analize smo uporabili skupino 14 akcelerogramov (preglednica 8.5 in slika 8.8) iz evropske baze podatkov (angl. European Strong-Motion Database – ESMD). Izbor akcelerogramov smo povzeli po Dolšku (2002). Skupno vsem tem akcelerogramov je, da so bili zabeleženi na trdni zemljini, s čimer smo izločili nezveznosti glede vpliva kvalitete temeljnih tal. Čeprav je raztros potresne obtežbe razmeroma velik, srednja vrednost elastičnih spektrov pospeškov približno sovпада z Evrokodovim elastičnim spektrom za tla tipa C ($T_C=0,6$ s) - slika 8.7. Za mero intenzitete potresne obtežbe smo izbrali maksimalni pospešek tal $a_{g,max}$. Sklepamo, da je to boljša izbira kot mera s spektralnim pospeškom pri prvem nihajnem času, saj sta prispevka prve in druge nihajne oblike na potresne strižne sile v več etažnih konzolnih stenah praktično enakovredna (vpliv strižne amplifikacije). Za vse tri analitične modele smo za vseh 14 izbranih akcelerogramov izvedli neelastične analize časovnega odziva za različne stopnje $a_{g,max}$. Moč potresne obtežbe smo večali od 0,1g do 1,5g s korakom (inkrementom) 0,1g. Pri nekaterih akcelerogramih so zato bila razmerja med originalno zabeleženimi največjimi pospeški in v analizi uporabljenimi največjimi pospeški precej velika.

Preglednica 8.5: Seznam akcelerogramov, ki so bili uporabljeni v neelastičnih dinamičnih analizah

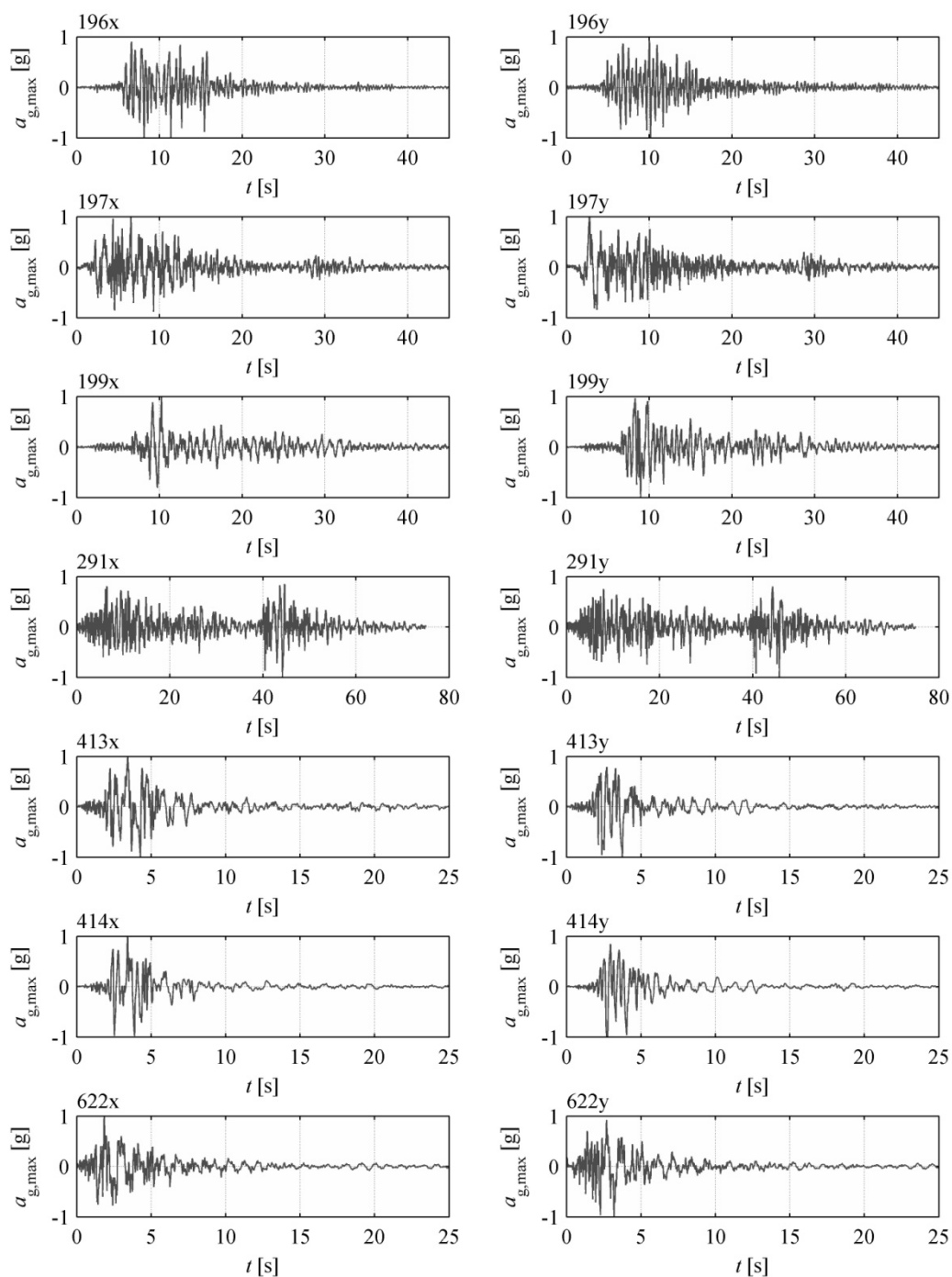
Table 8.5: List of accelerograms utilized in inelastic analyses

Potres po ESMD	Akcelerogram	Država	Oznaka	$a_{g,max}$
Montenegro 1979	Petrovac – Hotel Olivia, N-S	Črna gora	196x	0,45g
	Petrovac – Hotel Olivia, E-W		196y	0,31g
	Ulcinj – Hotel Olimpik, N-S		197x	0,29g
	Ulcinj – Hotel Olimpik, E-W		197y	0,24g
	Bar – Skupstina Opstine, N-S		199x	0,38g
	Bar – Skupstina Opstine, E-W		199y	0,36g
Campano Lucano 1980	Calitri, N-S	Italija	291x	0,16g
	Calitri, E-W		291y	0,18g
Kalamata 1986	Valsamata – Seismograph Stat., N265	Grčija	413x	0,21g
	Valsamata – Seismograph Stat., N355		413y	0,30g
	Borgo – Cerreto Torre, N80E		414x	0,24g
	Borgo – Cerreto Torre, N10W		414y	0,27g
Umbro – Marchigiana 1997	Colfiorito, N-S	Italija	622x	0,12g
	Colfiorito, E-W		622y	0,11g



Slika 8.7: Elastični spektri pospeškov za izbrane akcelerograme (Dolšek, 2002) študije tveganja ob upoštevanju 5% dušenja (normirani na $a_{g,max}=1,0g$)

Fig. 8.7: Elastic response spectrums (5% damping; normalized for $a_{g,max}=1,0g$) for the accelerograms (Dolšek, 2002) utilized in the probabilistic study



Slika 8.8: Akcelerogrami (Dolšek, 2002), ki so bili uporabljeni pri študiji tveganja

Fig. 8.8: Accelerograms (Dolšek, 2002) utilized for the probabilistic study

8.3.3 Funkcije potresne nevarnosti

Funkcije potresne nevarnosti $H_s(s)$ (*angl. conventional seismic hazard function*) predstavljajo zvezo med največjim pospeškom temeljnih tal (označeno z s) in srednjo letno frekvenco prekoračitve maksimalnega pospeška tal za obravnavano območje (označeno z H_s). Oblika funkcije potresne nevarnosti je v metodi predstavljena z izrazom (8.6).

Parametra k_0 in k določimo z aproksimacijo dejanske krivulje potresne nevarnosti, ki nam jo posredujejo seizmologi. Za naše potrebe smo parametra določili na podlagi kart potresne nevarnosti Slovenije (Lapajne et al., 2001a, 2001b in 2001c) za različne povratne dobe potresov: za 475 let, 1000 let in 10000 let. Obravnavno steno smo načrtovali za projektni pospešek tal velikosti 0,25g, kar velja za območje mesta Ljubljane z ožjo okolico. Vrednost projektnega pospeška tal ima povratno dobo 475 let. Iz kart potresne nevarnosti Slovenije smo za to območje razbrali še največja pospeška temeljnih tal s povratno dobo 1000 in 10000 let, ki znašata 0,3g in 0,55g. Obratne vrednosti povratnih dob predstavljajo srednje letne frekvence prekoračitve pripadajočih maksimalnih pospeškov (preglednica 8.6).

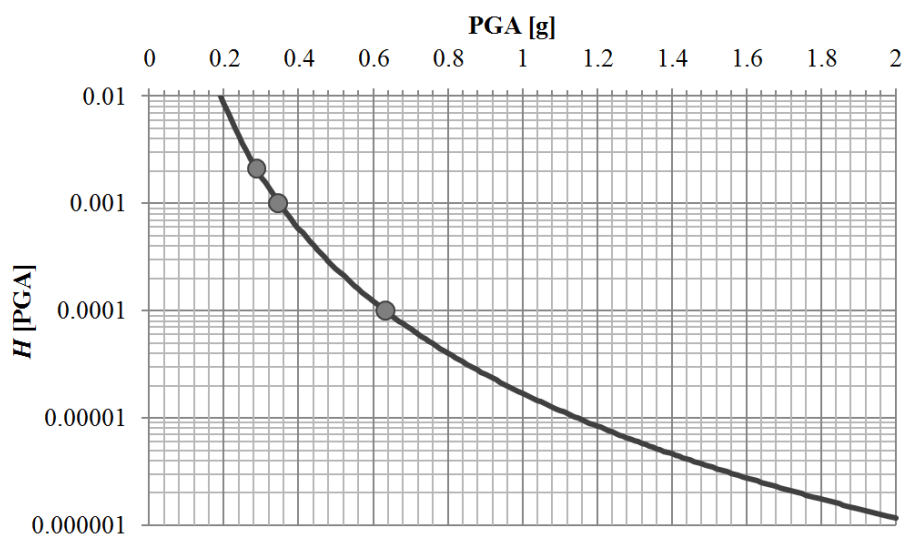
Preglednica 8.6: Največji pospeški temeljnih tal za območje mesta Ljubljane za različne povratne dobe
Table 8.6: Maximal ground accelerations with different return periods for Ljubljana area

Povratna doba $a_{g,max}$	$a_{g,max}$ (tla A)	$a_{g,max}$ (tla C)	Srednja letna frekvenca prekoračitve $a_{g,max}$
475 let	0,25g	0,2875g	$1/475 = 2,105 \cdot 10^{-3}$
1000 let	0,30g	0,345g	$1/1000 = 1,0 \cdot 10^{-3}$
10000 let	0,55g	0,633g	$1/10000 = 1,0 \cdot 10^{-4}$

Vsi omenjeni največji pospeški tal veljajo za področja s temeljnimi tlemi tipa A, medtem ko je naša stena načrtovana za temeljna tla tipa C. Na takšnih tleh se pospeški tal povečajo za faktor 1,15. Za območje na katerem naj bi bila grajena obravnavana konstrukcija je torej potrebno pospeške iz kart nevarnosti povečati za faktor 1,15. Z regresijo smo določili, da sta vrednosti parametrov funkcije potresne nevarnosti za obravnavano območje enaki $k_0=1,703 \cdot 10^{-5}$ in $k=3,8645$. Konkretna oblika funkcije je tako podana z izrazom (8.17).

$$H_s(s) = 1.703 \cdot 10^{-5} \cdot s^{-3.8645} \quad (8.17)$$

Funkcija je grafično predstavljena na sliki 8.9, kjer so vrisane tudi pospeški s pripadajočimi srednjimi letnimi frekvencami prekoračitve iz kart potresne nevarnosti, na podlagi katerih smo določili $H_s(s)$.



Slika 8.9: Funkcija potresne nevarnosti za območje mesta Ljubljane in tipa tal C

Fig. 8.9: Seismic hazard function for Ljubljana area and soil type C

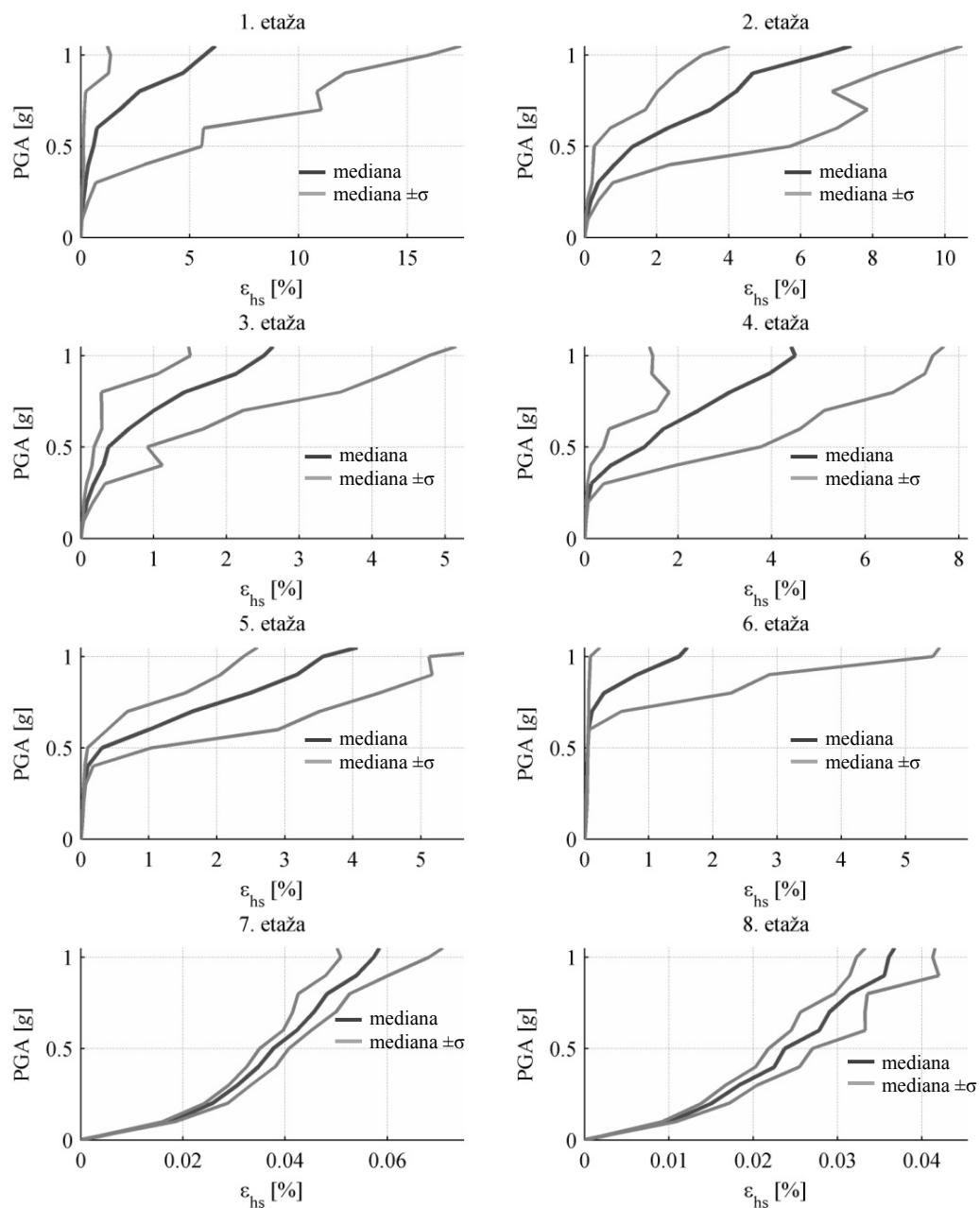
8.4 Izračun frekvence porušitve

V tem razdelku so prikazani koraki analize potresnega tveganja obravnavanih sten, t.j. postopki računa, rezultati in njihovo vrednotenje. Najprej so predstavljene IDA krivulje, katerih sicer nismo uporabili za izračun frekvenc prekoračitev mejnih stanj, a povejo veliko o strižnem obnašanju obravnavanih sten.

8.4.1 IDA krivulje

Četudi smo za izračun verjetnosti letne prekoračitve mejnega stanja z metodo po pomikih uporabili le IDA krivulje največjih deformacij v vodoravni armaturi (po celotni višini stene) v odvisnosti od PGA, je v nadaljevanju predstavljenih več krivulj, ki smo jih dobili z inkrementnimi analizami na obravnavanih stenah. Vse z namenom, da dobimo boljšo predstavbo o odzivu armiranobetonskih sten na različne stopnje intenzitete potresne obtežbe. V prvi vrsti je predstavljen odziv (največje dosežene deformacije) vodoravne armature po etažah. Prikazana je še vpliv PGA na največjo doseženo deformacijo v navpični/upogibni armaturi ter tlačno deformacijo v betonu v in izven kritičnega območja.

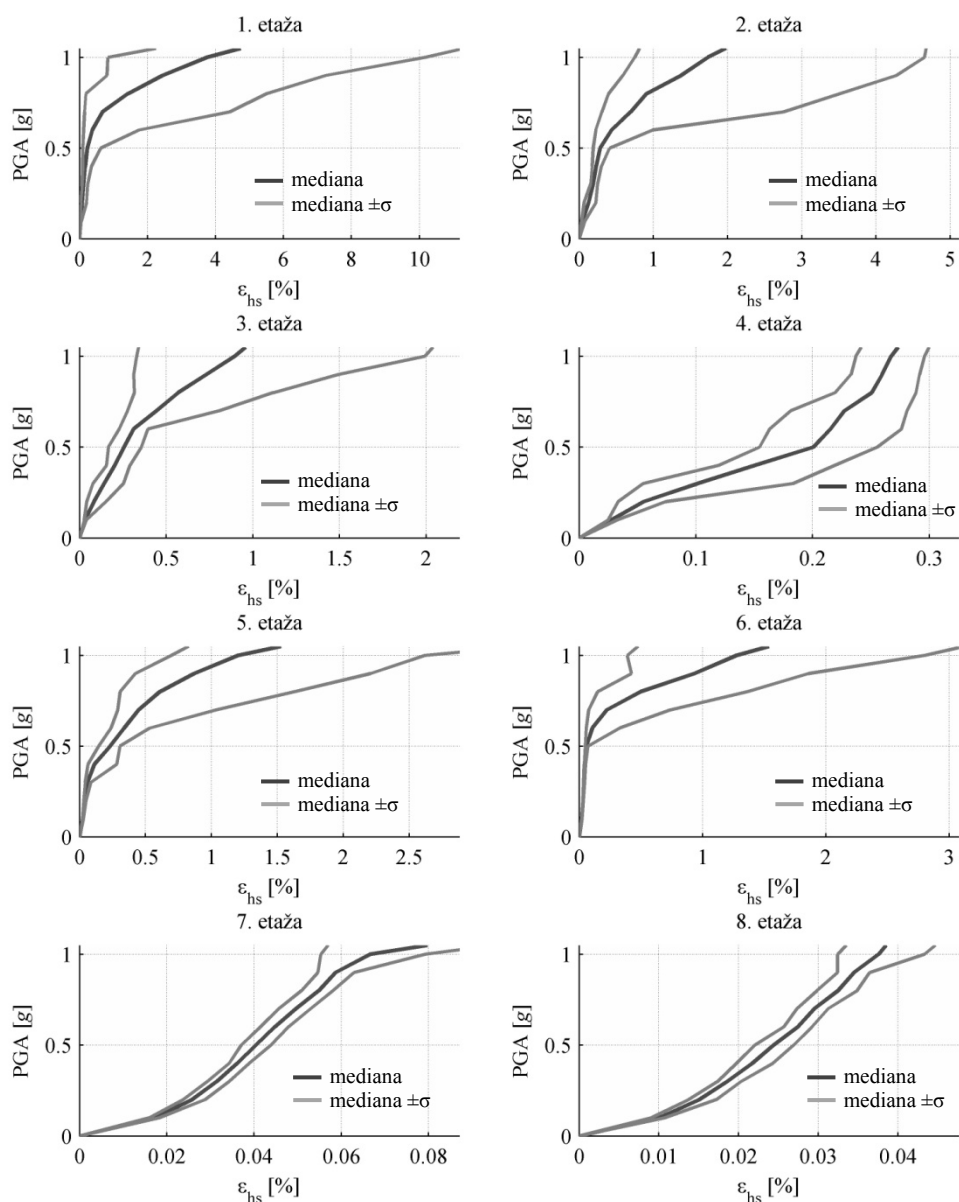
Na slikah 8.10 in 8.13 so predstavljene krivulje, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_10*, t.j. za primer, ko amplifikacija strižnih sil ni upoštevana pri načrtovanju stene. Na nivoju $PGA = 0,5 g$, se pojavijo znatnejše deformacije strižne armature v etažah 1, 2, 3 in 4. Deformacije presegajo mejo tečenja. Najbolj se deformirajo vodoravne palice v prvi in drugi etaži in sicer v velikosti približno 1%. Četudi strižne obremenitve v zgornjih štirih etažah niso bistveno nižje od obremenitev v četrti etaži, se v vodoravni armaturi v teh štirih etažah ne pojavijo večje deformacije. Na teh mestih se namreč ne izvršijo večje upogibne deformacije, kar pomeni, da se razpoke ne odpirajo bistveno iz česar sledi, da se glavnina prečne sile prenese z mehanizmom zaklinjanja zrn agregata. Z večanjem PGA (do 1,0 g) se večje deformacije vodoravne armature pojavijo tudi v peti in šesti etaži (povečan vpliv višjih nihajnih oblik), medtem ko je v zgornjih dveh etažah mehanizem zaklinjanja še vedno zelo učinkovit. Vrednost mediane največjih deformacij v prvi in drugi etaži sta zelo podobni, a je v prvi etaži opazen znatno večji raztros. V splošnem pa velja, da je v etažah, kjer so deformacije večje, tudi raztros večji (npr. razlika v raztrosu med 1. in 8. etažo).



Slika 8.10: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_10*

Fig. 8.10: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by *eps_10* model

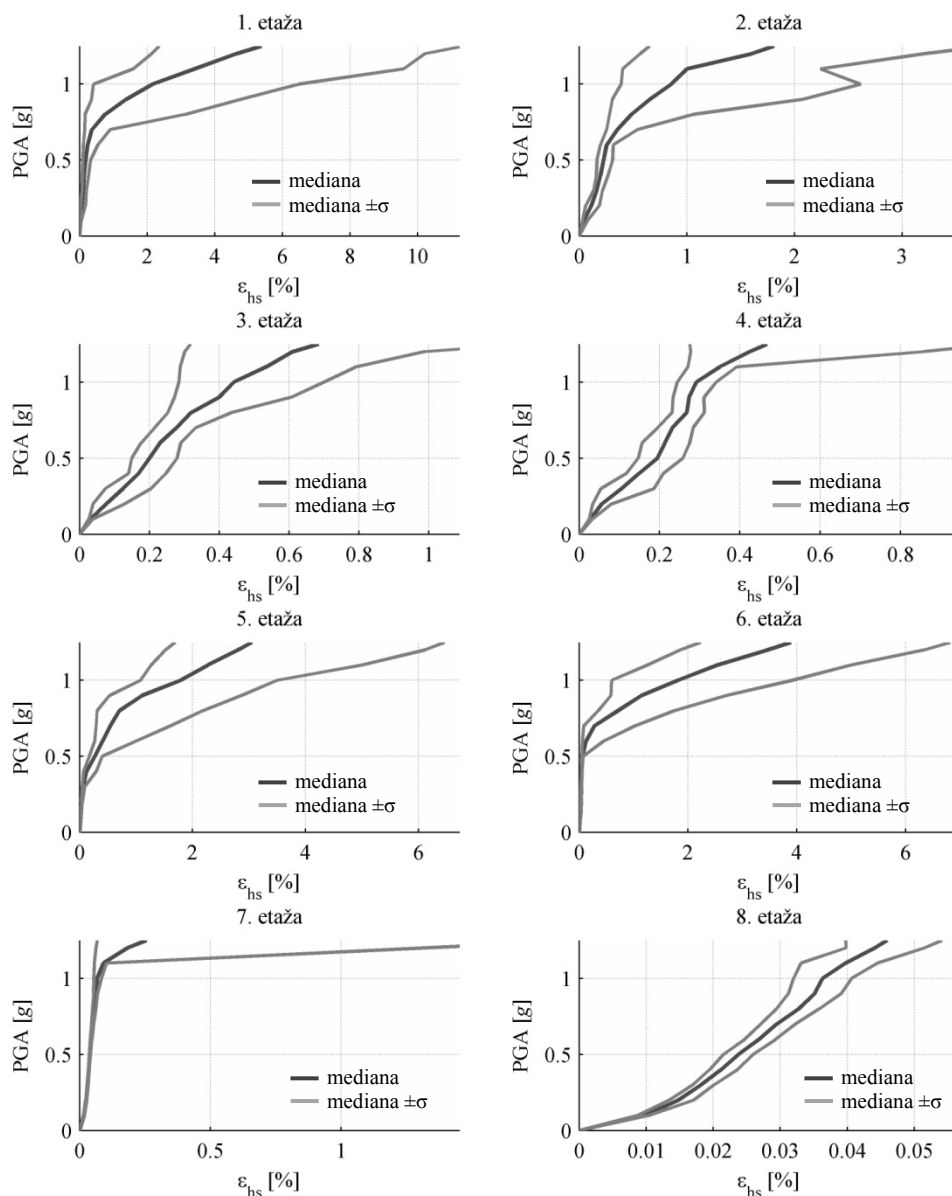
Na sliki 8.11 so prikazane IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_15*. Takoj je opaziti, da so v tem primeru deformacije znatno nižje od tistih, ki smo jih dobili z modelom *eps_10*. Če opazujemo mediane odzivov, vidimo, da se na nivoju obremenitve $PGA = 0,5$ g (zmerno) plastično deformirajo le vodoravne palice v prvih dveh etažah. Ob tem je raztros rezultatov precej majhen. Kombinacija strižne amplifikacije in manjšanja kapacitete zaklinjanja, povzročita precej večje deformacije vodoravne armature pri večjih vrednosti PGA. Pri $PGA = 1,0$ g mediana odzivov zavzame največjo vrednost v prvi etaži, v drugi etaži je ta vrednost približno pol manjša.



Slika 8.11: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_15*

Fig. 8.11: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by *eps_15* model

Nazadnje so na sliki 8.12 predstavljene še IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_nov*. V tem primeru so bile dosežene manjše deformacije kot pri modelu *eps_15*. Pri $PGA = 0,5$ g v nobenem primeru ni prišlo do plastifikacije vodoravne armature. Na nivoju $PGA = 1,0$ g se nekoliko večje deformacije zgodijo v prvi etaži (mediana pri 2% deformacije). Nadalje se z višanjem nivoja PGA deformacije hitro večajo.

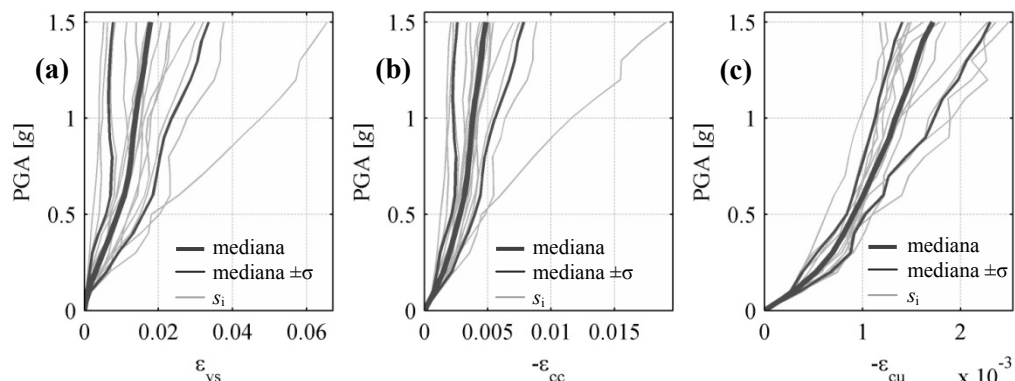


Slika 8.12: IDA krivulje deformacij vodoravne armature po etažah, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_nov*

Fig. 8.12: IDA curves for horizontal bars' deformation obtained by *eps_nov* model

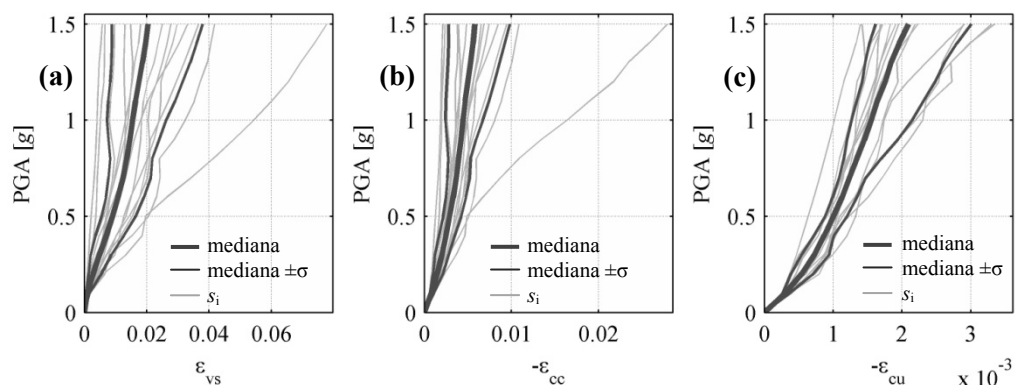
Na slikah od 8.13 do 8.15 so predstavljene še IDA krivulje upogibnih deformacij. Pri vseh treh modelih gre opaziti, da se le v primeru enega akcelerograma (pri določenem nivoju PGA) izvršijo deformacije v upogibni armaturi, ki presegajo predpisano najmanjšo mejno deformacijo za jeklo razreda B, ki je dovoljeno za gradnjo objektov, ki so načrtovani za stopnjo DCM. V ostalih primerih se dogodi, da zmanjšana strižna nosilnost prepreči naraščanje upogibnih obremenitev (t.j. strig izolira upogib). Enako je to moč opaziti tudi na IDA krivuljah največje tlačne deformacije objetega betona,

ko deformacije betona presežejo mejno vrednost 1,5% in to pri relativno visoki intenziteti. Za nivoje PGA, ki so nižji od 1,5 g, ni bila v nobenem primeru presežena mejna deformacija betona nad kritičnim območjem (mejna deformacija znaša 0,035%).



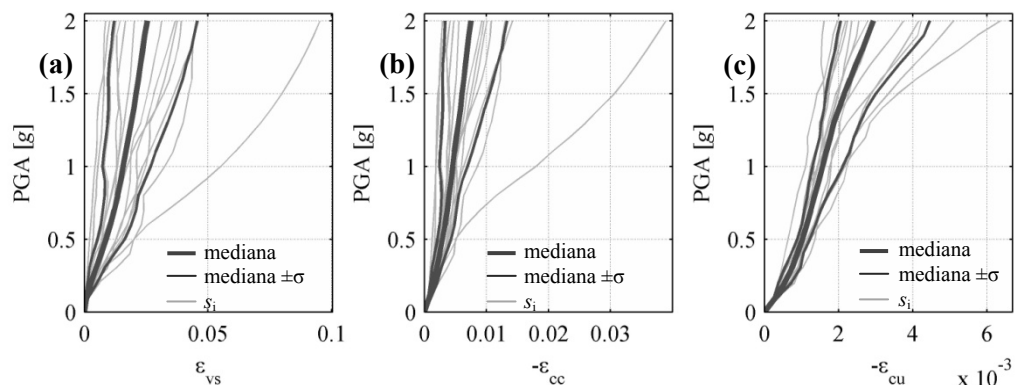
Slika 8.13: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_10*

Fig. 8.13: IDA curves for deformations in *eps_10* model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete



Slika 8.14: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_15*

Fig. 8.14: IDA curves for deformations in *eps_15* model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete



Slika 8.15: IDA krivulje deformacij: (a) upogibne armature; (b) tlakov v betonu v kritičnem območju; (c) tlakov v betonu izven kritičnega območja, ki so bile dobljene z računskim modelom *eps_nov*

Fig. 8.15: IDA curves for deformations in *eps_nov* model: (a) vertical bars; (b) compression in confined concrete; (c)) compression in unconfined concrete

Kot splošen (trivialen) zaključek lahko strnemo ugotovitve, da se pri določeni stopnji PGA v stenah z močnejšo strižno armaturo (model *eps_nov*) izvršijo znatno manjše strižne deformacije kot v stenah z manjšo količino vodoravnih palic (model *eps_10*). Pri enaki stopnji potresne obremenitve so stene z večjo strižno nosilnostjo v splošnem bolj upogibno obremenjene kot tiste z manjšo. V primeru, da robnim elementom v kritični coni zagotovimo zadostno objetje, obstaja precej majhna verjetnost, da bo stena odpovedala zaradi upogibne porušitve betona v tlaku. Prav tako obstaja precej majhna možnost, da bi deformacije v upogibni armaturi presegle mejno deformacijo $\varepsilon_u = 5\%$, ki je predpisano za jeklo tipa B.

Iz rezultatov analiz je razbrati, da je porušitev obravnavanih sten v večini primerih nastopila zaradi izčrpanja strižne nosilnosti (tudi v primeru najstrožjega postopka za določitev strižnih zahtev). Razlog za to leži v večanju faktorja strižne amplifikacije v odvisnosti od potresne intenzitete. Strižna amplifikacija je odvisna od nivoja dosežene duktilnosti v upogibnem členku ob vpetju stene (kar v enačbi za amplifikacijo zajamemo s faktorjem obnašanja q). Pri potresih z večjim PGA kot je projektni (na podlagi katerega stene potresno varno konstruiramo), se v upogibnem členku izvršijo večje neelastične upogibne deformacije od tistih, ki jih predvidimo pri projektiranju in na podlagi katerih smo določili faktorje amplifikacije (takšne duktilnosti je stena zmožna prenesti, ker pri projektiranju uporabljamo nekoliko konservativen postopek za določitev potrebnega objetja). Iz opisanega sledi, da je razlog, da se stene v večini primerov porušijo strižno (v kolikor se porušijo), večja amplifikacija strižnih sil od tiste, ki jo privzamemo v projektiranju. Opisano je v skladju z ugotovitvami o strižni amplifikaciji konzolnih sten, ki so jih zapisali Priestley et al. (2007).

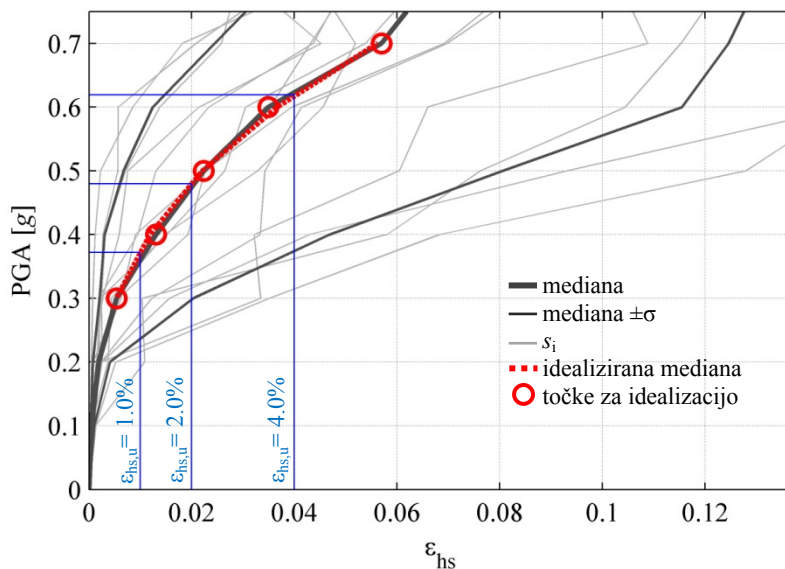
Dodajmo še, da analize kažejo, da je, v kolikor ne zagotovimo objetja v kritičnem območju, v veliki večini primerov merodajna porušitev zaradi prekoračitve tlačne nosilnosti v betonu v kritični coni (to je ob vpetju).

8.4.2 Metoda na osnovi pomikov

Kot rečeno, smo pri metodi na osnovi pomikov za mero poškodovanosti izbrali deformacijo v vodoravni armaturi ne glede na etažo (deformacija materiala sicer ni dobra mera, ker v tem primeru rezultati običajno izkazujejo visok raztros). Na sliki 8.16 so narisane IDA krivulje, ki smo jih dobili z izbranimi štirinajstimi akcelerogrami na računskem modelu *eps_10*. Prikazana je krivulja, ki povezuje točke mediane deformacij na posameznih nivojih PGA, ter velikost standardnega odklona. Krivulja mediane je na izbranem odseku, kjer nas zanimajo vrednosti $s_{\bar{m}_c}$ idealizirana s krivuljo oblike 8.5.

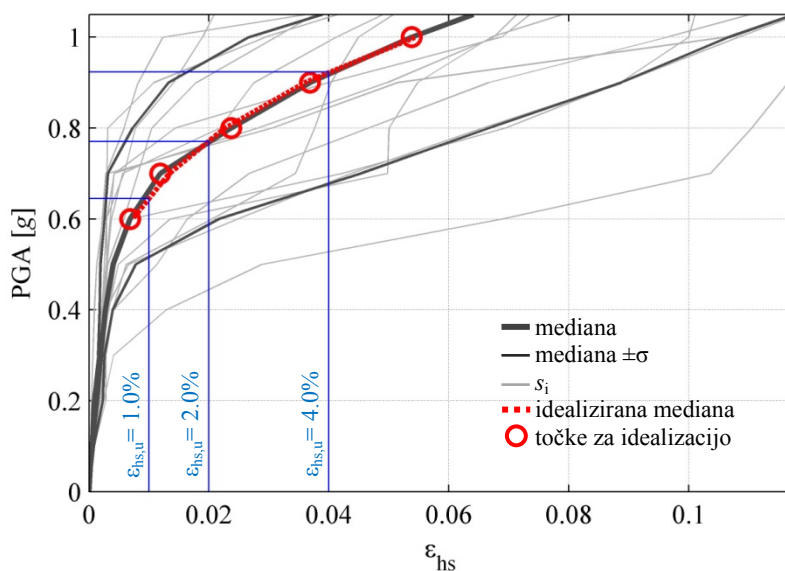
Posebej so označene tudi točke na podlagi katerih smo z regresijo določili parametra krivulje (parametra a in b). Verjetnost porušitve sten smo izračunali za tri različne mejne deformacije vodoravne armature: (i) za primer krhke vodoravne armature z mejno deformacijo jekla $\varepsilon_{hs,u} = 1,0\%$ (indeks hs označuje jeklo vodoravne armature); (ii) za primer zmerno duktilne armature z mejno deformacijo jekla $\varepsilon_{hs,u} = 2,0\%$; (iii) za primer duktilne armature z mejno deformacijo jekla $\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$ (zaradi raztrosa karakteristike, smo zavestno privzeli nekoliko nižjo mejno deformacijo, kot je zahtevana za jeklo tipa B, ki znaša $5,0\%$). Pri teh vrednostih mejnih deformacij smo prek krivulje, ki idealizira krivuljo po točkah $s_{\bar{m}_c}$, odčitali vrednosti PGA, ki jih označimo z $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 1\%)$, $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 2\%)$ in $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 4\%)$ (modre črte na sliki 8.16). Pri teh nivojih PGA smo določili še variance odzivov $\sigma_{\ln D}^2$ (t.i. vodoravna statistika) in tako pridobili vse informacije za izračun verjetnosti prekoračitev mejnih stanj, ki jih potrebujemo določiti iz inkrementne analize.

Enak postopek smo izvedli še za računski modeli *eps_15* in *eps_nov* (sliki 8.17 in 8.18). Kakopak je bil nabor točk za idealizacijo od modela do modela drugačen.



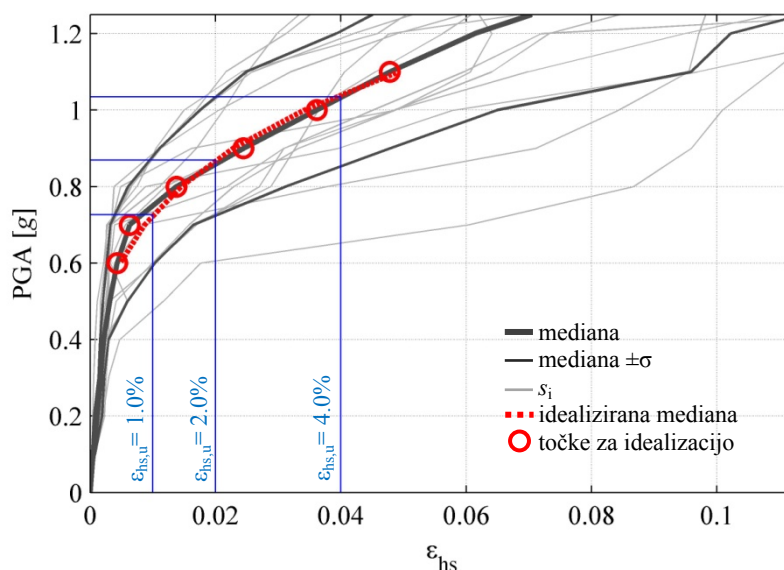
Slika 8.16: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela *eps_10* z metodo na osnovi po pomikih

Fig. 8.16: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of *eps_10* model by means of DM approach



Slika 8.17: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela *eps_15* z metodo na osnovi po pomikih

Fig. 8.17: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of *eps_15* model by means of DM approach



Slika 8.18: IDA krivulje s katerimi smo izračunali verjetnost prekoračitve mejnih stanj računskega modela *eps_nas* z metodo na osnovi po pomikih

Fig. 8.18: IDA curve utilized for calculating the probability of exceeding the limit state of *eps_nov* model by means of DM approach

Za izračun letne frekvence porušitve P_{LS} po enačbi 8.8 (ob neupoštevanju raztrosa kapacitete), je potrebno za vsak računski model prek krivulje nevarnosti (enačba 8.17, slika 8.12) določiti še verjetnosti nastopa potresov s PGA-ji, ki so enaki ali večji od $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 1\%)$, $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 2\%)$ in $s_{\bar{m}_c}(\varepsilon_{hs} = 4\%)$. V preglednicah 8.7, 8.8 in 8.9 so za vse kombinacije računskih modelov in privzetih mejnih deformacij jekla vodoravne armature prikazane vrednosti idealiziranih median $s_{\bar{m}_c}$, raztrosa σ_{lnD} , parametrov krivulje idealizacije a in b , verjetnosti letne prekoračitve iz krivulj nevarnosti H_S in verjetnosti letne prekoračitve mejnega stanja P_{LS} , ki smo jo določili z metodo po pomikih. Nazadnje so podane še verjetnosti porušitve sten zaradi potresne obtežbe v obdobju 50 let. Izračunane so z znano enačbo (8.18).

$$P_f^{50} = 1 - (1 - P_{LS})^{50} \quad (8.18)$$

Povzetek in komentar rezultatov je podan v naslednjem razdelku, kjer smo rezultate interpretirali v luči t.i. območij sprejemljivosti.

Preglednica 8.7: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\varepsilon_{hs,u} = 1,0\%$)

Table 8.7: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering brittle horizontal bars ($\varepsilon_{hs,u} = 1,0\%$)

Računski model	$\varepsilon_{hs,u} = 1,0\%$						
	$S_{\bar{m}_c}$	$\sigma_{\ln D}$	a	b	$H_S (S_{\bar{m}_c})$	P_{LS}	P_f^{50}
<i>eps_10</i>	0,372 g	1,196	0,1512	2,7754	$7,929 \cdot 10^{-4}$	$3,121 \cdot 10^{-3}$	14,5%
<i>eps_15</i>	0,645 g	1,165	0,0544	3,9351	$9,290 \cdot 10^{-5}$	$1,787 \cdot 10^{-4}$	0,89%
<i>eps_nov</i>	0,727 g	0,928	0,0342	3,8420	$5,853 \cdot 10^{-5}$	$9,048 \cdot 10^{-5}$	0,45%

Preglednica 8.8: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\varepsilon_{hs,u} = 2,0\%$)

Table 8.8: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering horizontal bars with $\varepsilon_{hs,u} = 2,0\%$

Računski model	$\varepsilon_{hs,u} = 2,0\%$						
	$S_{\bar{m}_c}$	$\sigma_{\ln D}$	a	b	$H_S (S_{\bar{m}_c})$	P_{LS}	P_f^{50}
<i>eps_10</i>	0,480 g	1,181	0,1512	2,7754	$2,908 \cdot 10^{-4}$	$1,124 \cdot 10^{-3}$	5,47%
<i>eps_15</i>	0,770 g	1,114	0,0544	3,9351	$4,667 \cdot 10^{-5}$	$8,495 \cdot 10^{-5}$	0,42%
<i>eps_nov</i>	0,869 g	0,767	0,0342	3,8420	$2,931 \cdot 10^{-5}$	$3,945 \cdot 10^{-5}$	0,20%

Preglednica 8.9: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten po metodi na osnovi pomikov (mejno stanje je opredeljeno z mejno deformacijo v vodoravni armaturi) ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$)

Table 8.9: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach and considering ductile horizontal bars ($\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$)

Računski model	$\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$						
	$S_{\bar{m}_c}$	$\sigma_{\ln D}$	a	b	$H_S (S_{\bar{m}_c})$	P_{LS}	P_f^{50}
<i>eps_10</i>	0,619 g	0,931	0,1512	2,7754	$1,086 \cdot 10^{-4}$	$2,515 \cdot 10^{-4}$	1,25%
<i>eps_15</i>	0,923 g	0,802	0,0544	3,9351	$2,319 \cdot 10^{-5}$	$3,162 \cdot 10^{-5}$	0,16%
<i>eps_nov</i>	1,035 g	0,590	0,0342	3,8420	$1,492 \cdot 10^{-5}$	$1,779 \cdot 10^{-5}$	0,09%

8.4.3 Ovrednotenje rezultatov metode na osnovi pomikov

Rezultate analiz tveganja pogosto interpretiramo tako, da jih umestimo v t.i. območja sprejemljivosti. V našem primeru so območja sprejemljivosti opredeljena kot intervali verjetnosti prekoračitve mejnega stanja konstrukcije v 50 letnem življenjskem obdobju konstrukcije. Meje med posameznimi področji smo subjektivno določilo po lastni presoji, saj gre tu predvsem za družboslovno vprašanje v kašni stavbi (s kakšno verjetnostjo porušitve) bi se neka oseba počutila varno. Meje med območji tveganja, kot smo si jih izbrali, so podana v preglednici 8.1. Privzeli smo, da je sprejemljivo, če je

verjetnost porušitve stavbe v 50 letnem obdobju manjša od 1%. Po drugi strani je, po našem mnenju, povsem nesprejemljiva verjetnost porušitve v 50 letih, ki znaša več od 5%. V preglednici 8.10 so podani še kratki opisi posameznih območje in pripadajoče barvne oznake za vsako območje, ki so v nadaljevanju uporabljene za tolmačenje posameznih rezultatov verjetnostnih analiz.

Preglednica 8.10: Območja sprejemljivosti za verjetnosti prekoračitve mejnega stanja

Table 8.10: Intervals of acceptance for probabilities of exceeding a limit state

Oznaka	Opis	Interval P_f^{50}
●	Območje sprejemljivih verjetnosti	$P_f^{50} < 1,0\%$
●	Prehodno območje med sprejemljivimi in nesprejemljivimi verjetnostmi	$1,0\% \leq P_f^{50} < 5,0\%$
●	Območje nesprejemljivih verjetnosti	$P_f^{50} \geq 5,0\%$

Verjetnost prekoračitve mejnega stanja v obdobju 50 let, ki smo jih v prejšnjem razdelku izračunali z metodo na osnovi pomikov za vse obravnavane kombinacije računskih modelov in mejnih deformacij jekla vodoravne armature, so zbrane v preglednici 8.11 z dodano ustrezno barvno oznako v katero območje sprejemljivosti spadajo. Iz preglednice je jasno razvidno, da neupoštevanje strižne amplifikacije vodi do konstrukcij, ki so iz stališča potresnega tveganja nesprejemljive. Izračun je še posebej visoko verjetnost prekoračitve mejnega stanja pokazal v primeru, ko se v steno vgradijo vodoravne palice z nizko vrednostjo mejne deformacije. Z upoštevanjem 50% amplifikacije prečnih sil, kot je to predpisano v Evrokodu, se verjetnost porušitve izrazito zmanjša (model *eps_15* ima 40% več vodoravne armature kot *eps_10*, to je manj kolikor znaša privzeta amplifikacija, saj so v zgornjih etažah merodajne minimalne zahteve). Izračunana P_f^{50} je manjša od 1,0%, kar jo uvrsti v območje sprejemljivih verjetnosti, tudi v primeru uporabe krhke vodoravne armature. Rezultati še kažejo, da se ob uporabi našega postopka za izračun potresnih zahtev, verjetnostni porušitve prepolovijo glede na Evrokodov postopek. Ob tem naj dodamo, da za obravnavane stene naš postopek zahteva približno 15% večjo količino vodoravne armature kot Evrokodov postopek. Četudi lahko sklenemo, da z načrtovanjem ob upoštevanju 50% amplifikacije že dosežemo zadovoljivo majhne verjetnosti P_f^{50} in načrtovanje po novem predlaganem postopku ni smiselno, je potrebno imeti v mislih tudi omejevanje poškodb. V tem primeru je model *eps_nov* izkazal precej ugodnejše obnašanje kot model *eps_15*. Omeniti je še potrebno, da smo stene konstruirali tako, da imajo sorazmerno nizko dodatno upogibno nosilnost ob vpetju. Znano je, da dodatna upogibna nosilnost ob vpetju izrazito vpliva na amplifikacijo prečnih sil in da Evrokodov postopek za DCM stene ne upošteva tega vpliva. V primeru sten z izrazitejšo dodatno upogibno nosilnostjo, Evrokodov postopek najverjetneje ne bi izkazoval tako dobrih rezultatov, kot jih je v obravnavanem primeru.

Izračunane vrednosti porušitve je potrebno obravnavati z določenim zadržkom, če jih želimo interpretirati kot absolutne vrednosti. Razlog za to so številne predpostavke in določene nedorečenosti pri uporabljenih analitičnih modelih (obravnavali smo samo en geometrijski tip stene) in metodah (npr. krivulje potresne nevarnosti). Nasprotno s tem nam primerjava med posameznimi izračunanimi verjetnostmi daje precej kvalitetno oceno o izboljšavah/poslabšanjih odziva, ki jih dosežemo z različnimi postopki določanja strižnih zahtev v steni in vgradnjo vodoravnih palic z različnimi mejnimi deformacijami.

Preglednica 8.11: Verjetnost prekoračitve mejnega stanja obravnavanih sten v obdobju 50 let P_f^{50} in razvrstitev v območja sprejemljivosti. Verjetnosti so izračunane z metodo na osnovi pomikov

Table 8.11: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the DM approach sorted by intervals of acceptance

	$\varepsilon_{hs,u} = 1,0\%$		$\varepsilon_{hs,u} = 2,0\%$		$\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$	
	P_f^{50}	Obm. sprej.	P_f^{50}	Obm. sprej.	P_f^{50}	Obm. sprej.
<i>eps_10</i>	14,5%	●	5,47%	●	1,25%	●
<i>eps_15</i>	0,89%	●	0,42%	●	0,16%	●
<i>eps_nov</i>	0,45%	●	0,20%	●	0,09%	●

8.4.4 Metoda na osnovi intenzitet

Pri računu po metodi na osnovi intenzitet je bilo moč upoštevati tudi upogibno porušitev kot način porušitve sten. Enako kot v primeru metode na osnovi intenzitet smo za vsak obravnavani računski model izračunali po tri verjetnosti porušitve, t.j. za primere krhke, zmerno duktilne in duktilne vodoravne armature. Ločili smo tri vrste upogibne porušitve: (i) Pretrg navpične/upogibne armature, ki se zgodi, ko deformacija palice preseže vrednost $\varepsilon_{vs,u} = 4,0\%$ (indeks vs označuje navpične palice); (ii) tlačna porušitev objetega betona, ki se v našem primeru zgodi pri deformaciji $\varepsilon_{cc,u} = 1,5\%$ (to se nanaša na prvo in drugo etažo obravnavanih sten); (iii) tlačna porušitev neobjetega betona, ki se zgodi pri deformaciji $\varepsilon_{cc,u} = 0,35\%$ (to se nanaša na etaže od 3 do 8).

V preglednicah 8.12, 8.13 in 8.14 so za posamezen računski model zapisani najmanjše vrednosti PGA po akcelorogramih pri katerih je doseženo posamezno opredeljeno mejno stanje. V preglednici 8.12 so podane omenjene vrednosti PGA in njihove mediane za primer računskega modela *eps_10*. Mediane pri mejnih stanjih vodoravne armature so zelo podobne tistim, ki smo jih dobili z metodo na osnovi pomikov. Razvidno je, da je pri računskem modelu *eps_10* v vsakem primeru merodajna strižna porušitev, ne glede na izbrano mejno deformacijo vodoravne armature (1%, 2% ali 4%). Še več, v skoraj vseh primerih bi se upogibna porušitev stene (ob neupoštevanju predhodne strižne porušitve) dogodila pri PGA-jih, ki so višji od 1,50 g, ki je bila najvišja intenziteta, ki smo jo še obravnavali.

Preglednica 8.12: Najmanjše vrednosti PGA po akceleroگرامih pri katerih je doseženo posamezno privzeto mejno stanje v računskem modelu *eps_10*

Table 8.12: Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in *eps_10* model

Akceleroگرام	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C
	($\epsilon_{hs}=1,0\%$)	($\epsilon_{hs}=2,0\%$)	($\epsilon_{hs}=4,0\%$)	($\epsilon_{vs}=4,0\%$)	($\epsilon_{cu}=0,35\%$)	($\epsilon_{cc}=1,5\%$)
	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
196x	0,33	0,42	0,60	> 1,50	> 1,50	> 1,50
196y	0,61	0,71	0,78	> 1,50	> 1,50	> 1,50
197x	0,35	0,43	0,56	> 1,50	> 1,50	> 1,50
197y	0,26	0,32	0,39	0,86	> 1,50	1,17
199x	0,41	0,57	0,68	> 1,50	> 1,50	> 1,50
199y	0,22	0,26	0,43	> 1,50	> 1,50	> 1,50
291x	0,19	0,32	0,36	> 1,50	> 1,50	> 1,50
291y	0,22	0,25	0,31	> 1,50	> 1,50	> 1,50
413x	0,28	0,34	0,58	> 1,50	> 1,50	> 1,50
413y	0,41	0,48	0,66	> 1,50	> 1,50	> 1,50
414x	0,36	0,44	0,64	> 1,50	> 1,50	> 1,50
414y	0,52	0,59	0,68	> 1,50	> 1,50	> 1,50
622x	0,54	0,65	1,02	> 1,50	> 1,50	> 1,50
622y	0,63	0,69	0,83	> 1,50	> 1,50	> 1,50
\tilde{m}_{S_C}	0,36	0,44	0,58	/	/	/

Enako kot za model *eps_10* lahko tudi za model *eps_15* zapišemo, da je v vseh primerih merodajna strižna porušitev (preglednica 8.13). Ob tem so vrednosti PGA-jev precej večje in povsem primerljive s tistimi, ki smo jih dobili z metodo na osnovi pomikov.

Preglednica 8.13: Najmanjše vrednosti PGA po akceleroagramih pri katerih je doseženo posamezno opredeljeno mejno stanje v računskem modelu *eps_15*

Table 8.13: Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in *eps_15* model

Akceleroagram	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C
	($\epsilon_{hs}=1,0\%$)	($\epsilon_{hs}=2,0\%$)	($\epsilon_{hs}=4,0\%$)	($\epsilon_{vs}=4,0\%$)	($\epsilon_{vs,n,0}=0,35\%$)	($\epsilon_{vs,k,0}=1,5\%$)
	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
196x	0,61	0,64	0,69	> 1,50	> 1,50	> 1,50
196y	0,72	0,76	0,85	> 1,50	> 1,50	> 1,50
197x	0,73	0,79	0,99	> 1,50	> 1,50	> 1,50
197y	0,52	0,57	0,68	0,78	> 1,50	0,95
199x	0,89	0,95	1,04	> 1,50	> 1,50	> 1,50
199y	0,56	0,62	0,67	1,35	> 1,50	> 1,50
291x	0,48	0,63	0,77	> 1,50	> 1,50	> 1,50
291y	0,37	0,44	0,53	> 1,50	> 1,50	> 1,50
413x	0,53	0,60	0,89	> 1,50	> 1,50	> 1,50
413y	0,78	0,92	1,07	> 1,50	> 1,50	> 1,50
414x	0,72	0,77	0,85	> 1,50	> 1,50	> 1,50
414y	0,76	0,82	0,90	> 1,50	> 1,50	> 1,50
622x	0,84	1,03	1,43	> 1,50	> 1,50	> 1,50
622y	0,94	1,02	1,06	> 1,50	> 1,50	> 1,50
\tilde{m}_{S_C}	0,65	0,73	0,86	/	/	/

Šele pri steni *eps_nov* je inkrementna analiza pokazala scenarij, ko je merodajna upogibna porušitev. In sicer v primeru obtežbe z akceleroگرامom 197y (preglednica 8.14) in ob pogoju, da je mejna deformacija vodoravne armature vsaj 2%.

Preglednica 8.14: Najmanjše vrednosti PGA po akceleroگرامih pri katerih je doseženo posamezno opredeljeno mejno stanje v računskem modelu *eps_nov*

Table 8.14: Lowest values of PGA according to each utilized accelerograms for which the adopted limit states are achieved in *eps_nov* model

Akceleroگرام	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C	S_C
	($\epsilon_{hs}=1,0\%$)	($\epsilon_{hs}=2,0\%$)	($\epsilon_{hs}=4,0\%$)	($\epsilon_{vs}=4,0\%$)	($\epsilon_{vs,n,o}=0,35\%$)	($\epsilon_{vs,k,o}=1,5\%$)
	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]	[g]
196x	0,71	0,74	0,81	> 2,00	> 2,00	> 2,00
196y	0,80	0,84	0,90	> 2,00	> 2,00	> 2,00
197x	0,87	0,99	1,15	1,68	> 2,00	> 2,00
197y	0,73	0,79	0,96	0,78	1,48	0,91
199x	0,89	1,03	1,19	> 2,00	1,91	> 2,00
199y	0,60	0,73	0,95	1,30	1,70	> 2,00
291x	0,60	0,76	0,94	> 2,00	1,55	> 2,00
291y	0,48	0,61	0,65	> 2,00	1,73	> 2,00
413x	0,59	0,73	1,09	> 2,00	> 2,00	> 2,00
413y	0,88	1,07	1,30	> 2,00	> 2,00	> 2,00
414x	0,77	0,86	1,05	> 2,00	> 2,00	> 2,00
414y	0,85	0,91	0,97	> 2,00	> 2,00	> 2,00
622x	0,79	0,97	1,34	> 2,00	> 2,00	> 2,00
622y	0,88	1,05	1,17	> 2,00	> 2,00	> 2,00
\tilde{m}_{S_C}	0,73	0,85	1,02	/	/	/

Postopek kako smo določili vzorec S_C za izračun \tilde{m}_{S_C} za vsako obravnavno kapaciteto vodoravne armature (krhko, zmerno duktilno in duktilno) je preprost: (i) v primeru stene s krhko vodoravno armaturo je vzorec sestavljen iz minimalnih vrednosti S_C za posamezen akceleroگرام, ki jih zberemo iz 2., 5., 6. in 7. stolpca preglednic 8.12, 8.13 in 8.14; (ii) za zmerno duktilno vodoravno armaturo uporabimo 3., 5., 6. in 7. stolpec; (iii) za duktilno vodoravno armaturo uporabimo 4., 5., 6. in 7. stolpec.

8.4.5 Rezultati metode na osnovi intenzitet in njihovo ovrednotenje

V preglednicah 8.15, 8.16 in 8.17 so zbrane mediane \tilde{m}_{S_C} , raztros $\sigma_{\ln S_C}$ in verjetnosti nastopa potresov H_S (\tilde{m}_{S_C}), ki jih potrebujemo za izračun verjetnosti letne prekoračitve mejnega stanja po metodi intenzitet P_{LS} . V preglednicah so tako zapisane še vrednosti P_{LS} ter verjetnosti prekoračitve mejnega stanja konstrukcij v 50 letih P_f^{50} . Rezultati so precej podobni tistim, ki smo jih dobili z metodo na osnovi pomikov. V preglednici 8.15 so podane verjetnosti prekoračitve za vse tri modele ob privzeti krhki vodoravni armaturi. V takšnem primeru je povsem neustrezno, če steno konstruiramo ob neupoštevanju amplifikacije strižnih sil. P_f^{50} znaša skoraj 14 %, kar steno uvršča globoko v območje nesprejemljivih verjetnosti. Neprimerno manjše tveganje je pričakovati ob načrtovanju stene po Evrokodu 8 ali po novi metodi, saj je v obeh primerih P_f^{50} manjši od enega odstotka.

Preglednica 8.15: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju krhke vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 1,0\%$)

Table 8.15: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering brittle horizontal bars ($\epsilon_{hs,u} = 1.0\%$)

Računski model	$\epsilon_{hs,u} = 1,0\%$					
	\tilde{m}_{S_c}	σ_{lnS_c}	$H_S(\tilde{m}_{S_c})$	P_{LS}	P_f^{50}	Območje sprejemljivosti
<i>eps_10</i>	0,3553	0,3927	$9,290 \cdot 10^{-4}$	$2,938 \cdot 10^{-3}$	13,7%	●
<i>eps_15</i>	0,6536	0,2676	$8,814 \cdot 10^{-5}$	$1,504 \cdot 10^{-4}$	0,75%	●
<i>eps_nov</i>	0,7325	0,1934	$5,670 \cdot 10^{-5}$	$7,498 \cdot 10^{-5}$	0,37%	●

Zmerno duktilna vodoravna armatura znatno zmanjša petdeset letno verjetnost porušitve stene *eps_10*, a je tveganje, glede na opredeljena območja sprejemljivosti, še vedno nesprejemljivo (preglednica 8.16). P_f^{50} pri modelih *eps_15* in *eps_nas* se zniža pod 0,5%.

Preglednica 8.16: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju srednje duktilne vodoravne armature ($\epsilon_{hs,u} = 2,0\%$)

Table 8.16: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering horizontal bars with $\epsilon_{hs,u} = 2.0\%$

Računski model	$\epsilon_{hs,u} = 2,0\%$					
	\tilde{m}_{S_c}	σ_{lnS_c}	$H_S(\tilde{m}_{S_c})$	P_{LS}	P_f^{50}	Območje sprejemljivosti
<i>eps_10</i>	0,4359	0,3552	$4,215 \cdot 10^{-4}$	$1,082 \cdot 10^{-3}$	5,26%	●
<i>eps_15</i>	0,7335	0,2452	$5,641 \cdot 10^{-5}$	$8,834 \cdot 10^{-5}$	0,44%	●
<i>eps_nov</i>	0,8507	0,1715	$3,181 \cdot 10^{-5}$	$3,961 \cdot 10^{-5}$	0,20%	●

Tudi če zagotovimo, da se v steno vgradi duktilna vodoravna armatura, ne dosežemo sprejemljivo nizke verjetnosti P_f^{50} v primeru računskega modela *eps_10* (preglednica 8.17). Premaknemo se sicer v prehodno območje sprejemljivosti, a še vedno ne dosežemo zadovoljivo majhno verjetnost porušitve. Rezultati naše študije nam torej nakazujejo jasen zaključek: Vpliv povečanja strižnih sel je potrebno pri načrtovanju sten obvezno upoštevati. Za tip stene, ki smo jo obravnavali, je Evrokodov postopek povsem ustrezen. Rezultati na modelu stene, ki je načrtovana z našo novo metodo, kažejo (tako kot pri metodi na osnovi pomikov), da je verjetnost za prekoračitev mejnega stanja takšnih sten pol manjša kot v primeru sten, ki so načrtovane po Evrokodu 8. Ob tem je potrebno poudariti, da ima model *eps_nov* vgrajene le za 15% več vodoravne armature kot model *eps_15*. Koristno je, da še enkrat zapišemo, da gre dobrim rezultatom stene *eps_15* pripisati tudi dejstvo, da smo obravnavali stene z relativno nizko dodatno upogibno nosilnostjo ob vpetju.

Preglednica 8.17: Verjetnosti prekoračitve mejnega stanja v 50 letih P_f^{50} za obravnavane primere sten ob upoštevanju srednje duktilne vodoravne armature ($\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$)

Table 8.17: Probabilities of exceeding the limit state in 50 years P_f^{50} for the analysed walls obtained by means of the IM approach and considering ductile horizontal bars ($\varepsilon_{hs,u} = 4.0\%$)

Računski model	$\varepsilon_{hs,u} = 4,0\%$					
	\tilde{m}_{S_c}	$\sigma_{ln S_c}$	$H_S(\tilde{m}_{S_c})$	P_{LS}	P_f^{50}	Območje sprejemljivosti
<i>eps_10</i>	0,5787	0,3347	$1,403 \cdot 10^{-4}$	$3,254 \cdot 10^{-4}$	1,61%	●
<i>eps_15</i>	0,8614	0,2514	$3,031 \cdot 10^{-5}$	$4,858 \cdot 10^{-5}$	0,24%	●
<i>eps_nov</i>	1,0019	0,2047	$1,691 \cdot 10^{-5}$	$2,311 \cdot 10^{-5}$	0,12%	●

8.5 Razlogi za dodatno nosilnost sten

Če na dobljene rezultate pogledamo deterministično in operiramo le s srednjimi vrednostmi oz. medianami zahtev in kapacitet, se pojavi vprašanje iz kje izhaja tolikšna dodatna nosilnost obravnavanih sten. Mediane PGA-jev pri katerih bi se stene, ki so grajene skladno z Evrokodom, porušile, so približni trikrat večje od projektnega pospeška temeljnih tal, za katerega so stene načrtovane. Dejavnikov, ki vplivajo na dodatno upogibno nosilnost je več:

- Dejanska nosilnost armaturnih palic je precej večja od zahtevane: srednje vrednosti trdnosti jekla so precej večje od projektnih (razmerje med največjo nosilnostjo jekla in projektno nosilnostjo za S500 je enako: $\gamma_s \cdot f_{tm}/f_{yk} = 1,15 \cdot 1,44 = 1,66$; to sicer predstavlja ekstremno vrednost, saj lahko porušitev elementa nastopi preden je dosežena največja nosilnost jekla), pri izboru števila in prereza palic oz. velikosti mrež se zaokrožuje navzgor.
- Dejanska nosilnost betona je precej večja od zahtevane: srednje vrednosti trdnosti betona so precej večje od projektnih (za C25/30: $\gamma_c \cdot f_{ck}/f_{cm} = 1,5 \cdot 1,32 = 1,98$), pri izboru armature za objetje se zaokrožuje navzgor.
- Potresne zahteve so določene z modalno analizo ob upoštevanju karakteristik razpokanih prerezov po EC, to je z 50% zmanjšanjem upogibnih in strižnih karakteristik armiranobetonskih prerezov glede na karakteristike nerazpokanih prerezov. Dejansko razmerje med karakteristikami razpokanega in nerazpokanega prereza je precej manjše, v našem primeru znaša 0,20 (določeno na podlagi sekantne togosti skozi točko tečenja prve armaturne palice). Iz tega izhaja, da smo pri načrtovanju upoštevali nekoliko krajši prvi nihajni čas T_1 od tistega, ki bi ga dobili z natančnejšim postopkom za izračun karakteristik razpokanih prerezov. Ker prvi nihajni čas konstrukcije pade na padajočo vejo projektnega spektra pospeškov ($T_1 > T_C$), opisano kaže na to, da smo pri načrtovanju nekoliko precenili potresne zahteve.

Tudi strižna nosilnost sten je iz več vzrokov večja od zahtev:

- Dejavniki, ki smo jih navedli v zgornjih točkah, vplivajo tudi na dodatno strižno nosilnost.
- Pri zagotavljanju strižne nosilnosti smo upoštevali samo mehanizem prenosa strižnih sil z vodoravno armaturo. Zanemarili smo prispevek moznikov, ki se je izkazal za precej učinkovitega. Navkljub pol manjši nosilnosti mozničnega mehanizma zaradi ciklične narave obtežbe (v primerjavi z nosilnostjo pri monotoni obtežbi), je ta še vedno precej

velika, poleg tega kapaciteta moznikov ni bistveno podvržena zgodovini obremenjevanja. Mehanizem zaklinjanja zrn ima izrazito visoko kapaciteto, a je izpostavljen precejšnji ciklični degradaciji. V primeru dolgotrajne potresne kapacitete, kot je to v primeru akceleroگرامov 291x in 291y (Slika 8.8) se kapaciteta zaklinjanja ob dovolj velikem PGA povsem izniči.

- iii) Še en parameter, ki pa v našem primeru ne učinkuje v prid dodatne upogibne nosilnosti, je naklon tlačnih diagonal oz naklon strižnih razpok. Ugotovili smo, da kot tlačne diagonale narekujejo robni pogoji odseka stene v posamezni etaži. Pri geometriji obravnavanih sten ta kot znaša 63° . Pri določanju potrebne vodoravne armature smo sledili ustaljeni praksi projektantov, ki ne glede na geometrijo elementa v vsakem primeru privzamejo kot diagonal v vrednosti 45° . Primerjava kotangensov kotov razkrije za koliko smo v konkretnem primeru na nevarni strani: $\cot 63^\circ / \cot 45^\circ = 2,0$.

8.6 Zaključki študije potresnega tveganja

Ugotovitve predstavljene študije potresnega tveganja lahko strnemo v naslednje točke:

- 1) Pri potresno varnem načrtovanju stavb, ki vsebujejo armiranobetonske stene, je obvezno upoštevati vpliv povečanja strižnih sil zaradi pojava upogibnih neelastičnih deformacij ob vpetju. Dodatna strižna nosilnost, ki ji pri računu strižne kapacitete ne upoštevamo, ne nadomesti prenizko ocenjene zahteve.
- 2) Čeprav Evrokodov postopek za načrtovanje srednje duktilnih (DCM) sten izkazuje prenizko oceno potresnih strižnih zahtev (poglavje 10), se je v našem primeru pokazal kot ustrezen, saj so stene, ki so bile načrtovane po tem postopku, izkazovale razmeroma nizko stopnjo potresnega tveganja. Razlog za to je znatna razlika med dejansko strižno nosilnostjo stene in nosilnostjo, ki jo glede na Evrokodova navodila upoštevamo pri načrtovanju. Poleg tega obravnavana stena nima izrazite dodatne upogibne nosilnosti ob vpetju, kar bi dodatno povečalo strižne zahteve. Kot vemo, ta vpliv ni upoštevan v Evrokodovem postopku za DCM stene.
- 3) Ob računu projektnih potresnih zahtev z Evrokodovo ali našo metodo (ki je strožja) dosežemo precej nizke stopnje potresnega tveganja, četudi uporabimo vodoravne palice iz manj duktilnega jekla. Verjetnost prekoračitve mejnega stanja v 50 letih je v vseh primerih manjša od 1%.
- 4) Računi kažejo, da za steno, ki je načrtovana z novo metodo, obstaja za polovico manjša verjetnost prekoračitve mejnega stanja kot za steno, ki je načrtovana po Evrokodu. Pri tem je razlika v količini vodoravne armature le 15%. Učinkovitost nove metode se kaže tudi pri ugodnem učinku glede omejevanja poškodb pri potresih s krajšo povratno dobo.
- 5) Študija tveganja je pokazala zelo ugoden učinek uporabe duktilnih vodoravnih palic – verjetnost prekoračitve mejnega stanja je v tem primeru manjša za trikrat glede na modele s krhko vodoravno armaturo. V takšnem primeru govorimo o zmožnosti duktilnega strižnega deformiranja stene. Kot smo omenili, armaturne mreže najverjetneje ne zagotavljajo zaželenega strižnega duktilnega obnašanja stene. Naš predlog je, da se vsaj za kritično območje predpiše obvezno uporabo navadnih armaturnih palic in ne mrež. Poleg tega, da se na tem območju pojavijo največje potresne strižne sile, je to tudi območje največje intenzivnosti odpiranja in zapiranja razpok (tvori se plastični členek), kar v primeru močnejšega ali daljšega potresa izniči učinek prenosa strižnih sil z zaklinjanjem.

»Ta stran je namenoma prazna«

9 POTRESNO OBNAŠANJE GRED IN MEDETAŽNIH PLOŠČ, KI POVEZUJEJO STENE

Armiranobetonski medetažni elementi, ki jih v splošnem delimo na grede in plošče, povezujejo navpične elemente v zgradbi in tako pripomorejo k učinkovitemu sodelovanju primarnih elementov (grede, plošče, stebri in stene) pri zagotavljanju potresne odpornosti zgradbe. Visoka osna togost in nosilnost medetažnih elementov zagotavlja membransko togost tlorisnih ploskev na nivojih medetaž (toge diafragme). Poleg tega, da je takšen mehanizem eden izmed pogojev za ugodno obnašanje zgradb med potresno obtežbo, membranska togost medetažnih konstrukcij omogoči znatno poenostavitev računskih modelov za potresno analizo. Sodelovanje navpičnih in vodoravnih elementov, ki so med seboj povezani s togimi stiki, omogoča prenos potresnih obremenitev z mehanizmom okvirja. Ta mehanizem je bistven v primeru, ko v stavbi ni vgrajenih sten. Stebri običajnih dimenzij, ki so postavljeni v običajnem rastru, sami zase ne zagotovijo izpolnitev potresnih zahtev (sile in pomiki). Medetažni elementi, ki so glede togosti in nosilnosti primerljivi s stebri, prek mehanizma okvirja bistveno zmanjšajo zahteve v stebrih, s čimer se zagotovi ustrezno potresno odpornost zgradbe. Drugače je v primeru, ko so v zgradbi vgrajene stene s smiselno razporeditvijo. Smiselno razporejene stene lahko samostojno zagotovijo izpolnitev kriterijev potresne varnosti zgradbe. Načrtovalci zato redko namenijo večjo pozornost izračunu vpliva medetažnih elementov na obnašanje sten. Izrazita prevlada v togosti in nosilnosti sten v primerjavi z običajnimi vodoravnimi elementi naj bi opravičevala takšno poenostavitev. Kot je predstavljeno v nadaljevanju, je vpliv vodoravnih elementov na obnašanje sten precej pomembnejši kot se zdi na prvi pogled. Ob primernem načrtovanju je vpliv ugoden, v kolikor pa se mu ne nameni dovolj pozornosti, lahko nesprejemljivo poslabša potresni odziv zgradbe.

Ob smiselnem načrtovanju dimenzij elementov in količine armature je moč doseči, da sodelovanje vodoravnih veznih elementov zmanjša potresne zahteve v stenah, ki so osrednji člen pri zagotavljanju potresne odpornosti stavbe. Smiselno načrtovanje obsega zagotavljanje primerne razmerja med nosilnostjo/togostjo sten in veznih elementov (plošče in/ali grede). Izračun lastnosti upogibnih gred ne predstavlja večjega izziva, mehanizem prenosa sil v takšnih gredah je znan. Nekaj nejasnosti pa še vedno obstaja pri določanju lastnosti veznih gred z manj standardnimi konstrukcijskimi detajli (bidiagonalna armatura) in določitvi efektivne/sodelujoče širine plošč, ki so zaradi potresne obtežbe upogibno obremenjene okoli vodoravne osi, ki je pravokotna na ravnino sten. Pregled postopkov za izračun nosilnosti veznih gred z bidiagonalno armaturo in postopkov za določitev sodelujoče širine v ploščah, ki so navedeni v različnih predpisih za potresno varno načrtovanje in publikacijah priznanih avtorjev, nakazuje, da si avtorji niso vedno enotni glede efektivnosti medetažnih povezav med stenami. Tudi priporočila v Evrokodu 8 so v nekaterih pomembnih točkah v neskladju z ugotovitvami avtorjev, ki so preučevali medetažne povezave, ter tudi v nasprotju z zaključki eksperimenta na stenasti konstrukciji, ki je bila preizkušena v Lizboni (poglavje 7).

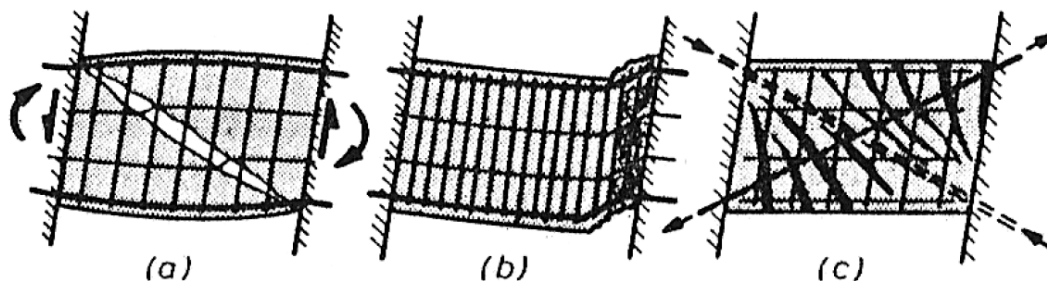
Z nekaterimi vidiki obnašanja veznih elementov, ki še niso popolnoma raziskani, smo se dotaknili tudi v pričujoči nalogi. Preučili smo postopke, ki so podani v knjigah nekaterih najbolj priznanih avtorjev, ki danes veljajo za temelje potresnega inženirstva, ter tudi nekatere novejšje publikacije, ki po našem mnenju ponujajo zanimive in praktične rešitve. Naš namen je bil identificirati možne korekcije priporočil v Evrokodu in teoretično utemeljiti visoko nosilnost veznih gred preizkušanca, ki je bil testiran v Lizboni.

9.1 Nosilni mehanizem veznih elementov med stenami

Dimenzije vodoravnih veznih elementov med stenami so skoraj vedno pogojene z dimenzijami odprtin med prostori zgradbe. Standardne širine odprtin za vrata se gibljejo med 625 mm in 1125 mm, standardne višine pa med 1875 mm in 2125 mm. Ob upoštevanju etažne višine 3,0 m se razmerje med višino in dolžino značilne vezne grede giblje med 1:1,3 in 1,8:1. Opisane geometrijske značilnosti botrujejo dvema pomembnima značilnostma potresnega obnašanja veznih gred:

- 1) Dolžina veznih gred je v primerjavi z dolžino sten majhna. Ob nastopu močnejše potresne obtežbe se v gredah pojavijo izrazite neelastične deformacije, ki so posledica vzdigovanja sten (navpični pomiki na natezni strani sten).
- 2) Z vgradnjo klasične armature (upogibna armatura in stremena) ni mogoče doseči želene duktilno ciklično obnašanje gred.

Med potresno obtežbo se v kratkih veznih gredah pojavijo izrazite neelastične deformacije, ki v nekaj ciklih izničijo nosilnost gred, ki vsebujejo klasične konstrukcijske detajle. Mehanizme porušitve takšnih gred sta opisala Paulay in Priestley (1992). V primeru, da se strižno nosilnost veznih gred načrtuje s kombinacijo stremenske armature in strižne odpornosti betonskega jedra, se po nekaj ciklih nosilnost mehanizma zaklinjanja zrn izniči in stremenska armatura ne zadostuje pri prenosu strižnih obremenitev. Element se strižno poruši prek diagonalne razpoke, kot je prikazano na sliki 9.1(a). Tudi če se zahtevano nosilnost v celoti (računsko) zagotovi z dovolj gosto stremensko armaturo, bo prišlo do strižne porušitve elementa. Vendar tokrat ne bo merodajna porušitev prek diagonalne razpoke, ampak bo greda strižno zdrsnila vzdolž upogibnih razpok na mestu enega izmed stikov s steno (slika 9.1- b).



Slika 9.1: Mehanizmi prenosa strižnih sil v kratkih veznih gredah: (a) vezne grede z redko stremensko armaturo (del računsko strižne nosilnosti je dodeljen betonu); (b) vezne grede z gosto stremensko armaturo (celotna računsko strižna nosilnosti je dodeljena stremenom); (c) vezne grede z bidiagonalno armaturo. Slika je privzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 417

Fig. 9.1: Mechanisms of shear resistance in coupling beams (figure reprinted from Paulay and Priestley, 1992, page 417)

Paulay in Priestley (1992) navajata, da se učinkovito obnašanje veznih gred med potresno obtežbo lahko zagotovi z vgradnjo bidiagonalne armature (slika 9.1- c). Tako se prečna sila vzdolž grede prenese s sistemom tlačne in natezne diagonale. V začetnih potresnih ciklih se sila v tlačni diagonali prenaša predvsem z napetostmi v betonu. Po nekaj neelastičnih ciklih se v palicah nakopičijo plastične natezne deformacije in se zato tudi tlaki prenašajo samo prek palic. Priporočilo je, da se namesti vsaj 4 palice v vsakega od obeh diagonalnih snopov, ki se ju objame z zaprtimi stremeni. Tako se prepreči uklon diagonalnih palic ob nastopu večjih neelastičnih deformacij. Vrsta eksperimentalnih raziskav je potrdila zelo dobro ciklično obnašanje takšnih gred, tudi pri izrazitih neelastičnih deformacijah.

Alternativo armiranju z bidiagonalnimi palicami predstavlja koncept armiranja, ki so ga predlagali Wallace in sodelavci (Wallace, 2007). V tem primeru se vzdolžne palice enakomerno namesti po prerezu grede in vgradi več strižna stremena v vodoravni in navpični smeri (slika 10.4). Eksperimentalna testiranja so pokazala podobno ugodno obnašanje kot v primeru gred z bidiagonalno armaturo. Kot prednost takšnega načina armiranja v primerjavi z bidiagonalno armaturo lahko navedemo večjo enostavnost vgradnje. Kot slabost pa dejstvo, da je bilo izvedeno razmeroma malo eksperimentov na takšnih gredah. Zato v primeru takšnega koncepta armiranja ni mogoče tako zanesljivo zagovarjati dobro obnašanje kot v primeru gred z bidiagonalno armaturo, za katere je bilo izvedeno neprimerno večje število eksperimentalnih raziskav.

Pomemben vpliv pri prenosu potresnih sil imajo lahko tudi medetažne plošče. Ker je višina (debelina) medetažnih plošč precej manjša od dolžine sten, površno razmišljanje privede do sklepa, da je povezava sten z medetažnimi ploščami neefektivna. Takšno je tudi navodilo v Evrokodu 8: v členu 5.5.3.5(1)P je zapisano »Povezavo sten s ploščami ne smemo upoštevati, ker ni učinkovita«. V nasprotju s tem Paulay in Priestley (1992) navajata, da je potrebno pri načrtovanju konstrukcij s stenami upoštevati tudi povezavo z medetažnimi ploščami. Kljub temu, da je statična višina plošč nesorazmerno manjša od statične višine sten, je lahko širina plošče, ki se aktivira pri upogibni obremenitvi okrog osi, ki je pravokotna na ravnino stene, precej velika. Zelo verjetno je, da bo v začetnih močnejših ciklih prenos sile prek plošče precej velik, kar bo vplivalo na potek in velikost potresnih notranjih sil v stenah (sprememba momentov, prečnih in osnih sil). Po nekaj močnejših ciklih pa bo najverjetneje prišlo do lokalne porušitve stika med steno in ploščo v obliki preboja. Kapaciteta izničenja potresne energije v takšni povezavi je precej nizka (ozke histereze), vendar lahko v stenah povzroči pojav neugodnih vzorcev notranjih sil (povečanje osne sile zmanjša upogibno duktilnost, žagastim momentom lahko ustrezajo večje potresne sile). V kolikor želimo, da plošča pripomore k potresni odpornosti zgradbe, lahko učinkovitost povezave s ploščo izboljšamo s posebnimi konstrukcijskimi ukrepi. Z namestitvijo zaprtih stremen v ploščo se lahko izboljša obnašanje povezave, a bo verjetnost preboja še vedno velika. Zelo izboljšano učinkovitost povezave dosežemo z vgradnjo jeklenega profila v ploščo, in sicer tako, da je profil nameščen v prečni smeri glede na ravnino stene in poteka skozi robni element stene.

Povezava sten s ploščo in gredami (plošča + greda) ima lahko zelo veliko kapaciteto. Ker sta elementa povezana (greda je na zgornji strani »potopljen« v ploščo), delujeta kot enota. Vendar tu ne gre za klasični mehanizem upogibnega nosilca s T prerezom (plošča kot pasnica, greda kot stojina). V primeru kratkih veznih elementov, pride do prenosa prečnih sil z mehanizmom tlačene diagonale v gredi in natezne vezi v plošči (Paulay in Priestley, 1992; Hindi in Hassan, 2004). Ob tem bidiagonalna armatura še poveča kapaciteto povezave. Zelo verjetno je, da se po nekaj močnejših ciklih betonsko jedro poškoduje in kapaciteta povezave pade. To lahko preprečimo z vgradnjo objetih bidiagonalnih snopov, ki zagotovijo večjo deformabilnost betona znotraj objekta (seveda, če nam je v interesu načrtovanje gred s tako visoko nosilnostjo).

Ko govorimo o pomembnosti modeliranja vpliva medetažnih konstrukcij na obnašanje sten, je potrebno omeniti tudi eksperimentalni raziskavi prostorske stene v Lizboni in konzolne stene v San Diegu (Panagiotou et al., 2007a). V prvem primeru je nepričakovano visoka kapacitete veznih gred v kombinaciji z etažnimi ploščami pripomogla k strižni porušitvi slopov (ob tem grede niso bile znatneje poškodovane). Pri preizkušancu, ki je bil testiran v San Diegu, je bilo ugotovljeno, da tudi z žlebom oslabljen plošča (stik med steno in zaščitno oporno konstrukcijo) lahko vpliva na potresni odziv sten (Fischinger et al., 2010a).

V kolikor se v računskih modelih stavb upošteva povezave med stenami, se to običajno naredi z linijskimi elementi. V primeru modeliranja povezave s ploščo, se uporabi linijski element s pravokotnim prerezom z višino, ki je enaka višini plošče h_{pl} , in širino, ki je enaka t.i. sodelujoči (tudi efektivni ali vplivni) širini plošče. Sodelujoča širina plošče b_{eff} je odvisna od prečne širine območja plošče, ki se deformira pri upogibu okoli osi, ki je pravokotna na ravnino povezanih sten (stopnja deformiranja se zaradi torzijske podajnosti z oddaljenostjo od sten manjša). b_{eff} v splošnem ne pomeni širino območja plošče, ki se deformira, ampak gre tu za nadomestno širino plošče za katero lahko privzamemo enakomerno upogibno deformiranje. Upogibno obnašanje linijskega elementa s širino b_{eff} naj bi bilo ekvivalentno obnašanju plošče kot ploskovnega elementa. V primeru, da stene povezuje plošča in greda, se vodoravnemu linijskemu elementu priredi prerez T oblike s stojino (stebлом), ki ima prečne dimenzije grede, in pasnico višine h_{pl} in širino b_{eff} .

9.2 Postopek v Evrokodu 8-1

Evrokodova navodila za načrtovanje veznih gred v sistemu povezanih sten (sten z odprtini) visoke stopnje duktilnosti (DCH) so podana v členu 5.5.3.5 Evrokoda 8-1 (CEN, 2004b). Armaturo v gredah je dovoljeno konstruirati po pravilih, ki veljajo za grede okvirjev, le v primeru, da je izpolnjeno:

$$V_{Ed} \leq f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (9.1)$$

Ali:

$$l/h \geq 3 \quad (9.2)$$

Grede, ki izpolnjujejo kriterij (9.1), so zmerno strižno obremenjene; tiste, za katere velja (9.2), se obnašajo upogibno. V obeh primerih je zahteve po duktilnosti mogoče izpolniti s klasičnimi armaturnimi rešitvami (vzdolžna upogibna armatura, stremena in morebiti tudi diagonalne palice na območju stikov). V kolikor greda ne izpolnjuje nobenega izmed pogojev, je priporočeno, da se ustrezno potresno obnašanje zagotovi z vgradnjo simetrične bidiagonalne armature, ki mora izpolnjevati:

- (i) Zahtevo po nosilnosti se preveri z enačbo (9.3):

$$V_{Ed} \leq 2 \cdot A_{si} \cdot f_{yd} \cdot \sin \alpha \quad (9.3)$$

Kjer je:

- V_{Ed} projektna prečna sila v vezni gredi;
 A_{si} skupni prerez armature za eno diagonalo;
 α kot med diagonalnimi palicami in osjo grede.

- (ii) Bidiagonalno armaturo se oblikuje v obliki snopov, podobnimi stebrom, s stranicami prereza, ki so dolge najmanj $0,5 \cdot b_w$ (b_w je širina grede). Upoštevati je potrebno 50% večjo sidno dolžino diagonalnih palic od tiste, ki se jo izračuna po postopku v Evrokodu 2.
- (iii) Snope je potrebno objeti z zaprtimi stremeni, ki preprečujejo uklon vzdolžnih palic v snopu. Razmik in premer stremen mora izpolnjevati minimalne zahteve, ki veljajo za stebre okvirjev, ki se načrtujejo po DCH.
- (iv) Na obeh licih prečke je potrebno namestiti vzdolžno in prečno (navpično) armaturo, ki zadošča minimalnim zahtevam za stenaste nosilce, ki so podane v Evrokodu 2. Vzdolžna

armatura ne sme biti sidrana v stenah, v njih se lahko nadaljuje za največ 150 mm. Namen te armature namreč ni povečanje nosilnosti grede ampak preprečitev padanja večjih kosov betona, ki se odlomijo med močnejšo potresno obtežbo.

Za vezne grede sistemov, ki se jih načrtuje na srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), Evrokod 8-1 ne navaja nobenih posebnih zahtev. V tem primeru se je potrebno sklicevati na pravila, ki so podana za grede okvirjev (klasična armatura).

Evrokod ne navaja posebnih izrazov za izračun sodelujoče širine v plošči, ki skupaj z gredami povezuje stene. V členu 5.4.3.1.1(3) so navedeni izrazi za izračun sodelujoče širine v plošči, ki ima vlogo pasnice primarnih potresnih gred, ki se stikajo s stebri. Sodelujoča širina b_{eff} opredeljuje območje v plošči, ki sodeluje pri upogibni nosilnosti grede (armatura na tem območju prispeva k nosilnosti grede). Velikost b_{eff} je odvisna od dimenzije stebra v prečni smeri grede, debeline plošče, pozicije stebra na katerega se stika greda (notranji ali zunanji) in prisotnosti grede v prečni smeri na mestu stebra. Pravila za izračun b_{eff} so podana v preglednici 9.1.

Preglednica 9.1: Pravila za izračun sodelujoče širine plošč (delujejo kot pasice gred), ki so podane v členu 5.4.3.1.1(3) Evrokoda 8-1

Table 9.1: Effective flange width b_{eff} according to article 5.4.3.1.1(3) in Eurocode 8-1

	Zunanji steber	Notranji steber
Greda v prečni smeri	$b_{\text{eff}} = b_c + 2 \cdot h_f$	$b_{\text{eff}} = b_c + 4 \cdot h_f$
Brez grede v prečni smeri	$b_{\text{eff}} = b_c$	$b_{\text{eff}} = b_c + 2 \cdot h_f$

Opomba: b_c je dimenzija stebra v prečni smeri grede; h_f je debelina plošče.

Kot je že bilo rečeno, Evrokod ne navaja navodil za izračun sodelujoče širine v ploščah, ki skupaj z gredami povezujejo stene. Tako je mogoče sklepati, da se je potrebno tudi v tem primeru ravnati po pravilih v členu 5.4.3.1.1(3). Pri tem žal ni jasno ali naj se b_c nadomesti z b_w (širina stojine stene) ali b_c (širina robnega elementa stene). S pregledom literature o gredah, ki povezujejo stene, smo našli odgovor na to (glej nadaljevanje).

9.3 Priporočila po Paulayju in Priestleyju (1992)

Paulay in Priestley (1992) navajata vrsto postopkov za določitev značilnosti veznih gred, ki vplivajo na njihovo obnašanje med potresno obtežbo. Priporočila se nanašajo tako na sestavo analitičnega modela za določitev potresnih sil kot tudi na konstruiranje armature v veznih gredah ter ploščah. Zelo pomembno je, da se računski model za potresno analizo sestavi tako, da čim boljše ponazori dejansko razmerje med togostmi slopov (sten) in veznih gred. Razmerje med efektivnim vztrajnostnim momentom (ta upošteva razpokanost elementa; privzame se ga pri podajanju lastnosti linijskih elementov elastičnega modela) in dejanskim vztrajnostnim momentom je odvisno od nivoja osne sile v elementu in količine ter tipa armature. Priporočilo v Evrokodu 8-1, po katerem se lahko privzame enako 50% razmerje med efektivnim in dejanskim vztrajnostnim momentom ($I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot I_g$), tako ne zagotavlja optimalnega izračuna razporeditve potresnih sil med gredami in stenami. To se odraža v previsokih ocenah potresnih zahtev v veznih gredah, saj je razmerje I_{eff}/I_g , ki velja za grede (brez osne sile), manjše od razmerja za stene (tlačna osna sila). Ker Evrokod zahteva, da se v vseh elementih zagotovi vsaj tolikšna nosilnost, kot je zahteva iz analize (dovoljene so le manjše prerazporeditve), se postopek konstruiranja lahko precej zaplete. Vgradnja bidiagonalne armature je v splošnem precej zahtevna (križanje snopov; sidranje snopov v robne elemente sten kjer je lahko armatura za objetje

zelo gosta). Vprašljiva je tudi ustreznost globalnega obnašanja sistemov, ki so načrtovani po takšnem postopku. Dejansko upogibno nosilnost slopov (upogibna nosilnost narekuje nivo potresne sile, ko se tvori plastični mehanizem v steni) lahko precej natančno določimo, medtem ko so postopki za določitev nosilnosti veznih gred lahko precej konservativni (glej nadaljevanje). Zato obstaja precejšna verjetnost, da je dejanska nosilnost gred precej večja od tiste, ki jo predvidimo v računu. Zaradi opisanega lahko močnejša potresna obtežba povzroči porušitev slopov namesto tvorbe neelastičnih deformacij v veznih gredah (kot je to predvideno z metodo načrtovanja nosilnosti). Šolski primer takšnega nezaželenega odziva je bil preizkus Lizbonske stene.

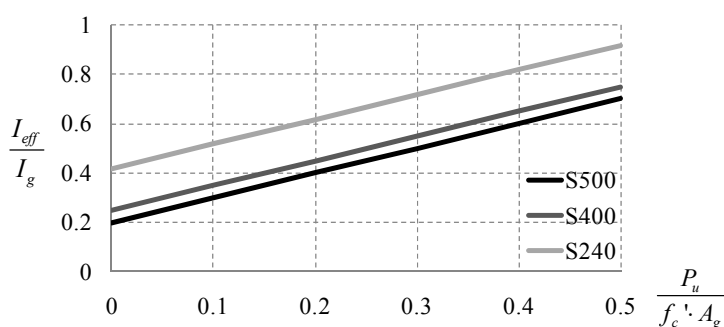
Priestley in Paulay (1992) predlagata posebne izraze za izračun efektivnih togosti slopov in veznih gred, ki naj bi odražali realnejšo medsebojno razmerje togosti. Izrazi za izračun karakteristik razpokanih prevezov so odvisni od nivoja osne sile (slopi oz. stene) in tipa armiranja (vezne grede). Za slope (oz. stene) sta podala naslednji izraz:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = \frac{100}{f_y} + \frac{P_u}{f_c' \cdot A_g} \quad (9.4)$$

Pri čemer je:

- I_{eff} efektivni vztrajnostni moment stene,
- I_g dejanski moment prereza,
- f_y karakteristična vrednost meje tečenja jekla armaturnih palic v MPa,
- P_u osna sila v prerezu (tlak je pozitivno predznačen),
- f_c' projektna vrednost trdnosti betona in
- A_g površina prereza.

Na sliki 9.2 je predstavljeno razmerje med I_{eff}/I_g in normirano osno silo, kot je zajeto v enačbi (9.4).



Slika 9.2: Razmerje med I_{eff}/I_g in normirano osno silo kot je zajeto v enačbi (9.4)

Fig. 9.2: Relation between I_{eff}/I_g and normalized axial force as it is represented in eq. (9.4)

Enačba (9.4) naj bi v prvi vrsti veljala za stene, ki se jim osna sila med potresno obtežbo ne spreminja. Možna pa je tudi uporaba na stenah z odprtini (osna sila se spreminja), pri čemer se kot P_u upošteva osna sila zaradi navpične (neseizmične) obtežbe pri potresni obtežni kombinaciji.

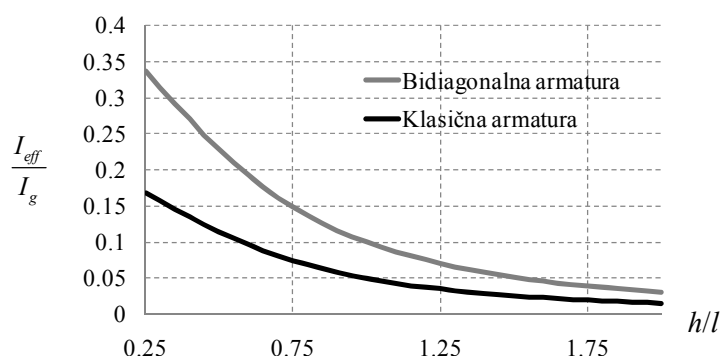
Avtorja sta podala dva izraza za izračun togosti veznih gred, in sicer glede na tip armiranja: za klasično armiranje in za armiranje z bidiagonalno armaturo. Izraza sta odvisna od razmerja med višino in dolžino vezne grede, predstavljena sta v naslednjih vrsticah (enačbi 9.5 in 9.6 ter slika 9.3).

Grede z bidiagonalno armaturo:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = \frac{0,4}{1 + 3 \cdot (h/l)^2} \quad (9.5)$$

Klasično armirane grede:

$$\frac{I_{eff}}{I_g} = \frac{0,2}{1 + 3 \cdot (h/l)^2} \quad (9.6)$$



Slika 9.3: Razmerje med I_{eff}/I_g in h/l kot je zajeto v enačbah (9.5) in (9.6)

Fig. 9.3: Relation between I_{eff}/I_g and h/l as it is represented in eq. (9.5) and (9.6)

Iz slike 9.2 je razvidno, da ob uporabi trenutno najbolj pogoste kvalitete jekla (jeklo S500) in običajni osni obtežbi stene, enačba (9.4) izkazuje podobne vrednosti I_{eff}/I_g , kot je priporočilo v Evrokodu ($I_{eff}/I_g = 0,5$). Precejšnja razlika pa je pri gredah. Ker je postopek, ki ga predlagata Paulay in Priestley, vsekakor bolj dodelan kot pavšalno priporočilo $I_{eff}/I_g = 0,5$, gre sklepati, da v primeru načrtovanja sten po Evrokodovih priporočilih izračunamo previsoke potresne zahteve v veznih gredah.

Paulay in Priestley navajata tudi priporočila za izračun sodelujoče širine v ploščah, in sicer se izrazi posebej nanašajo na plošče, ki povezujejo stene:

$$b_{eff} = \min \begin{cases} b_w + l_b \\ b_w + 8 \cdot h_{pl} \end{cases} \quad (9.7)$$

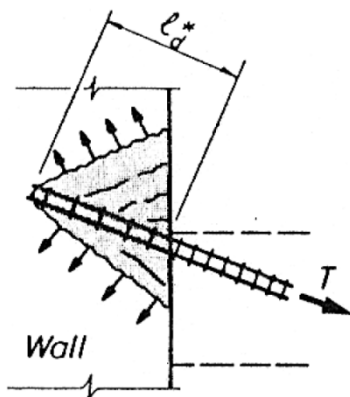
Pri čemer je:

- b_{eff} je sodelujoča širina medetažne plošče;
- b_w je debelina slopa;
- l_b je dolžina vezne grede;
- h_{pl} je debelina medetažne plošče.

Če imajo slopi prirobnice, se v izrazu (9.7) za količino b_w privzame vrednost širine prirobnice. Glede na takšno interpretacijo bi bilo to potrebno upoštevati tudi pri enačbah, ki so podane v Evrokodu 8-1 (preglednica 9.1). Izrazi od (9.4) do (9.7) se nanašajo na izračun karakteristik linijskih elementov računskega modela, ki ga uporabimo pri elastični analizi potresnih sil. V nadaljevanju je prikazano še kako se vpliv medetažne plošče upošteva pri nosilnosti veznih gred.

Postopek za izračun potrebne količine armature v veznih gredah, ki so klasično armirane, je znan. Kot je zapisano v uvodu poglavja, je takšen koncept armiranja neprimeren za kratke grede, ki povezujejo stene. Paulay in Priestley priporočata izvedbo bidiagonalno armiranih gred. Postopek za izračun potrebne bidiagonalne armature, ki ga predlagata Paulay in Priestley, je identičen tistemu v Evrokodu – glej prejšnji razdelek (sklepati je, da so avtorji Evrokoda privzeli postopek od Paulayja in Priestleyja). Vsekakor je v knjigi Paulayja in Priestleyja (1992) postopek bolj razložen, poleg tega pa je navedeno tudi kako medetažne plošče vplivajo na povečanje nosilnosti veznih gred.

Za razliko od zahteve v Evrokodu, da mora objetje snopov zadostovati kriterijem za stebre, Paulay in Priestley navajata, da lahko kot razdaljo med zaprtimi stremeni privzamemo vrednost 10 cm. Obrazloženo je tudi zakaj je potrebno sidrno dolžino palic povečati za 50%. Navedena sta dva razloga: V diagonalnih palicah se med močnejšo potresno obtežbo razvijejo velike plastične deformacije, t.j. napetost v palicah preseže vrednost f_y (zaradi utrditve), na podlagi katere običajno računamo sidrno dolžino. Kot drugi razlog je navedeno, da se območje sidranja nahaja v bližini odprtine, iz česar izhajajo slabši pogoji za prenos napetosti v betonu, ki nastanejo zaradi sidranja (slika 9.4).

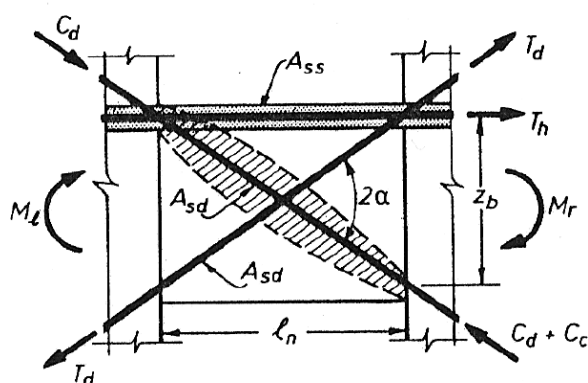


Slika 9.4: Sidrno območje diagonalne armature v vezni gredi. Slika je privzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 154

Fig. 9.4: Anchorage zone of diagonal bars in coupling beams. The figure is reprinted from Paulay and Priestley (1992), page 154

Avtorja navajata, da se je pri računu nosilnosti bidiagonalno armiranih veznih gred potrebno sklicevati le na nosilnost armaturnih palic. Po nekaj močnejših potresnih ciklih se v vzdolžnih palicah bidiagonalnih slopov nakopičijo večje natezne neelastične deformacije, zato se tudi v primeru, ko na snop deluje tlačna sila, v njem ne pojavijo tlačne deformacije in se nosilnost betona ne aktivira. Napisano velja le v primeru, da stene povezujejo grede brez medetažnih plošč. Če steni povezuje greda in medetažna plošča, se med potresno obtežbo vzpostavi nekoliko bolj zapleten mehanizem prenosa sil, ki aktivira tudi nosilnost betona v tlačnem snopu.

Nakopičene neelastične deformacije v bidiagonalni armaturi pomenijo, da se greda tekom potresne obtežbe podaljša (zaostale natezne deformacije). V vzdolžni armaturi, ki je postavljena v medetažnih ploščah, se zato pojavi natezna sila (slika 9.5). Natezna silo palic v plošči izenači tlačna sila v betonu tlačnega snopa (ravnotežje v vodoravni smeri). Navpična komponenta sile v betonu se odrazi v večji nosilnosti povezave.



Slika 9.5: Prispevek medetažne plošče k nosilnosti vezne grede. Slika je povzeta iz Paulay in Priestley (1992), stran 420

Fig. 9.5: Contribution of inter-storey plate to resistance of coupling beam. Figure reprinted from Paulay and Priestley (1992), page 420

Nosilnost povezave $V_{R,b+s}$ se izračuna z enačbo (9.8). Oznake so obrazložene na sliki 9.5.

$$V_{R,b+s} = (2 \cdot A_{sd} \cdot \cos \alpha + A_{ss}) \cdot \frac{z_b}{l_n} \cdot f_y \quad (9.8)$$

Tlačna sila, ki se pri tem pojavi v betonu tlačnega snopa, znaša:

$$C_c = T_h / \cos \alpha \quad (9.9)$$

Avtorja ne navajata ali je potrebno C_c primerjati z nosilnostjo betona v snopu (beton je obje), vendar je samoumevno, da se pri načrtovanju povezave s takšnim mehanizmom to kontrolo opravi.

9.4 Izrazi za izračun efektivne širine v medetažni plošči

Postopek za izpeljavo izrazov za izračun efektivne širine plošč b_{eff} običajno obsega parametrično analizo z elastičnim računskim modelom s ploskovnimi ali prostorskimi končnimi elementi. Stebre se modelira z linijskimi elementi, pri čemer se privzame neskončno toge karakteristike končnih elementov plošče na območju stika s stebri, s čimer se modelira vpliv prečnih dimenzij stebrov. Sestavi se še vzporeden model pri katerem se plošče modelira z linijskimi elementi pravokotnega prereza z višino h_{pl} (debelina plošče) in širin b_{eff} . Oba modela se obremeni z vodoravno obtežbo, pri čemer se opazuje togost modelov v smeri obremenjevanja. Vrednost b_{eff} se spreminja dokler se togost linijskega modela ne ujema s togostjo kompleksnejšega modela. Postopek se ponovi na večjem številu modelov, pri čemer se variira parametre, ki naj bi vplivali na b_{eff} . Na podlagi rezultatov se poišče vzorec spreminjanja b_{eff} v odvisnosti od parametrov konstrukcije.

Banchik (1987) je z zgoraj opisanim postopkom izpeljal izraza za izračun b_{eff} za plošče brez gred, ki povezujejo stebre s kvadratnim prereзом. Izpostavil je tri parametre, ki po njegovem mnenju najbolj vplivajo na sodelujočo širino plošče: višina prečnega prereza stebra c_1 (dimenzija prereza vzdolž smeri obremenjevanja), razdalja med povezanima stebroma l_1 (razpon polja med stebroma) in pozicija stebrov, t.j. ali gre za stebre na robu ali sredini plošče. Izraz za izračun b_{eff} plošč, ki povezujejo stebre na sredini plošč, se glasi:

$$b_{eff} = 2 \cdot c_1 + \frac{l_1}{3} \quad (9.10)$$

b_{eff} plošč, ki povezujejo stebre na robu plošč, pa je enak:

$$b_{eff} = c_1 + \frac{l_1}{6} \quad (9.11)$$

Poudariti je potrebno, da sta bili enačbi (9.10) in (9.11) izpeljani na podlagi elastičnih računskih modelov, pri čemer nista bili verificirani z eksperimentalnimi rezultati. Raziskovalci, ki so neodvisno opravili dodatne analize ob upoštevanju dodatnih parametrov (razdalja med stebri v prečni smeri glede na obremenjevanje l_2 ; dimenzije stebra v prečni smeri glede na obremenjevanje c_2) so prišli do naslednjih ugotovitev: (i) Banchikovi enačbi zelo dobro ocenita b_{eff} računskih modelov z elastičnimi končnimi elementi; (ii) Prečna dimenzija prereza stebra (dimenzija c_2) ne vpliva na b_{eff} (preverjeno na računskih modelih z $0,5 \leq c_2/c_1 \leq 2,0$ in $0,03 \leq c_2/l_1 \leq 0,12$); (iii) Razpon l_2 ne vpliva na b_{eff} v kolikor je razmerje l_2/l_1 večje od $\frac{3}{4}$.

Hwang in Moehle (2000) sta opravila študijo s katero sta potrdila ugotovitve, ki so navedene v prejšnjem odstavku. Njune raziskave so še pokazale, da v primeru, ko imajo stebri v konstrukciji različne dimenzije prečnega prereza (momentna črta v ploščah ne zavzame ničto vrednost na sredini razpona), enačbi (9.10) in (9.11) nekoliko precenita b_{eff} . Nadalje sta rezultate računskih modelov primerjala z eksperimentalnimi, in sicer z rezultati testa AB medetažne plošče na stebrih, preizkušene na University of California, Berkeley (Hwang in Moehle, 1993). Izmerjena togost preizkušanca je bila precej nižja od togosti, ki jo izračunamo z uporabo elastičnih računskih modelov (brez uporabe faktorjev s katerim zajemamo razpokanost). Tako analiza z uporabo modela z elastičnimi ploskovnimi končnimi elementi kot analiza z linijskim modelom ob uporabi enačb (9.10) in (9.11) izkazujeta previsoke togosti sistema. Kljub temu je študija pokazala, da je z enačbama (9.10) in (9.11) mogoče dobro oceniti dejansko togost sistema, potrebno ju je le pomnožiti s faktorjem razpokanosti β v vrednosti $1/3$.

V prispevku, ki so ga pripravili Smyrou, Sullivan, Priestley in Calvi (2008), je predstavljena študija določitve sodelujoče širine medetažnih plošč, ki povezujejo stene s prirobnicami. Opravljeno je bilo večje število analiz na prostorskih računskih modelih, ki so bili sestavljeni iz ploskovnih elementov, ki omogočajo modeliranje neelastičnega obnašanja armiranobetonskih ploskovnih elementov. Modeli so obsegali dve s ploščo povezani steni s T prerezom, ki sta bili postavljeni zrcalno, in sicer tako, da sta prirobnici postavljeni ena proti drugi. Pri vseh računskih modelih je so bile privzete stene dolžine 6 metrov s prirobnico širine 3 m, razdalja med stenami je bila 2 metra (opisane geometrijske karakteristike so bile izbrane na podlagi tlorisnih dimenzij značilnih stavb: 6 m dolge sobe in 2 m široki hodniki). Modeli so se razlikovali po naslednjih lastnostih: debelina medetažne plošče (15 in 20 cm); delež armiranja v plošči (0,2, 0,5 in 1,0%). Iz rezultatov študije je bilo moč sklepati, da delež armiranja v ploščah in debelina plošč nimata bistvenega vpliva na b_{eff} . Predlagana je bila enačba za izračun b_{eff} , ki je bila določena na podlagi čim boljšega ujemanja z rezultati analize:

$$b_{eff} = 2,10 + 0,41 \cdot L_S \begin{cases} \geq b_f \\ \leq L_w \end{cases} \quad (9.12)$$

V (9.12) je L_s celotna širina plošče (dimenzija vzporedna s prirobnico), b_f je dolžina prirobnice in L_w je prečna razdalja med sosednimi stenami.

Tudi Paulay in Priestley (1992) navajata izraze za izračun efektivne širine medetažnih plošč. Izrazi se nanašajo za primere, ko plošča deluje kot pasnica grede, ki povezuje stebre. Avtorja navajata, da je vso armaturo, ki se nahaja znotraj efektivne širine, potrebno upoštevati pri izračunu upogibne nosilnosti gred, ko se analizira potresno obnašanje stavbe. Efektivno širino plošč b_{eff} se določi z enačbama (razpon obravnavane grede označimo z l_x ; razmik med stebri pravokotno na obravnavano gredo označimo z l_y):

$$\text{Robne grede:} \quad b_{eff} = \min \left\{ \frac{l_x}{4}; \quad \frac{l_y}{2}; \quad \frac{l_y^*}{4} \right\} \quad (9.13)$$

$$\text{Sredinske grede:} \quad b_{eff} = \min \left\{ \frac{l_x}{2}; \quad l_y; \quad \frac{l_y^*}{2} \right\} \quad (9.14)$$

Z l_y^* je označen razpon grede, ki je postavljena pravokotno na obravnavano gredo, in sicer za primer, da se prečna greda nahaja na robu (obodu) tlorisa stavbe. V primeru, da se obravnavana greda priključuje na robni steber na katerega ni priključenih prečnih gred, se za b_{eff} privzame dvakratno vrednost širine stebra.

9.5 Predlog postopka za izračun nosilnosti kratkih veznih gred

V doktoratu Petra Kanteta (Kante, 2005) so opisane ugotovitve do katerih so prišli člani IKPIR-jeve raziskovane skupine, ki so izvedli eksperiment na več etažni prostorski steni, ki je bila preizkušena v Lizboni. Med drugim je bilo ugotovljeno, da je bila dejanska nosilnost povezave med stenama (grede + medetažne plošče) precej višja od računske. Računska nosilnost povezave je bila iz vrednotena z različnimi postopki, ki so bili do obdobja, ko se je načrtoval eksperiment, objavljeni v literaturi. Poleg vzdolžne in prečne armature v medetažnih ploščah ter stremenske in vzdolžne armature v gredah, so bile v gredah nameščene še diagonalne palice, in sicer v vsaki gredi po dve palici. V fazi načrtovanja preizkušanca je bila nosilnost povezav izračunana na podlagi različnih mehanizmov prenosa sil: klasična upogibna greda (vzdolžna armatura + stremena + strižna nosilnost betonskega jedra); prenos sil z diagonalno armaturo (brez upoštevanja nosilnosti betona, t.j. skladno s priporočilom v EC 8).

Ker še ni bilo podane konkretnije razlage o vzrokih odstopanja med dejansko in računsko nosilnostjo povezave med stenama, so bili v sklopu našega dela, ki se v veliki meri sklicuje na Lizbonski eksperiment, raziskani možni vzroki pojava. Na podlagi osnovnega opisa mehanizma povezave med stenami, ki sta ga podala Paulay in Priestley (1992), ter novejših raziskav o nosilnosti veznih gred, ki sta jih objavila Hindi in Hassan (2004), smo izpeljali lasten enostaven postopek za izračun nosilnosti kratkih veznih gred. Postopek utemeljuje visoko nosilnost povezave sten Lizbonskega preizkušanca.

Hindi in Hassan (2004) sta obravnavala nosilnost veznih gred, ki vsebujejo bidiagonalne snope. Predlagala sta postopek za izračun odnosa *prečna sila – prečni pomik*, ki naj bi veljal za takšne grede. Avtorja se v osnovi sklicujeta na postopek, ki sta ga podala Paulay in Priestley (1992), a dodajata, da ima pomembno vlogo tudi tlačna nosilnost betona v tlačnem snopu (Paulay in Priestley predlagata, da se nosilnost betona ne upošteva; enako je privzeto v Evrokodu 8). Prečna nosilnost gred V_R je torej

enaka prispevku nateznega snopa T in tlačnega snopa C (α označuje kot med vzdolžno osjo grede in vzdolžno smerjo snopov):

$$V_R = (T + C) \cdot \sin \alpha \quad (9.15)$$

Sila v nateznem snopu je enaka prispevku vzdolžnih palic v snopu:

$$T = A_{s,1diag} \cdot f_y \quad (9.16)$$

Sila v tlačnem snopu je enaka prispevku vzdolžnih palic ter betona v snopu. Ker je snop objet z zaprtimi stremeni, se pri računu privzame karakteristike objetega betona:

$$C = A_{s,1diag} \cdot f_y + A_c \cdot f_{c,c} \quad (9.17)$$

Hindi in Hassan (2004) sta postopek verificirala z rezultati eksperimentalnih preizkusov, ki jih je izvedlo več različnih raziskovalnih skupin. Izmerjene nosilnosti trinajstih preizkušancev (vezne grede z bidiagonalno armaturo) sta primerjala z računskimi nosilnostmi, ki so bile določene s postopkom Paulay-Priestley in na novo predlaganim postopkom. Ugotovljeno je bilo, da postopek Paulay-Priestley izkazuje za od 20 do 40% nižjo nosilnost od dejanske, medtem ko je bilo mogoče s postopkom Hindi-Hasan precej bolje oceniti dejanske nosilnosti (povprečno ujemanje je bilo zelo dobro). Dodati je še potrebno, da je bilo med obravnavanimi eksperimenti moč opaziti ciklično degradacijo nosilnosti na račun manjšanja prispevka betona.

Ker je sila v tlačnem snopu (jeklo + beton) večja od sile v nateznem snopu (samo jeklo), je vodoravna komponenta rezultante sil v snopih različna od nič:

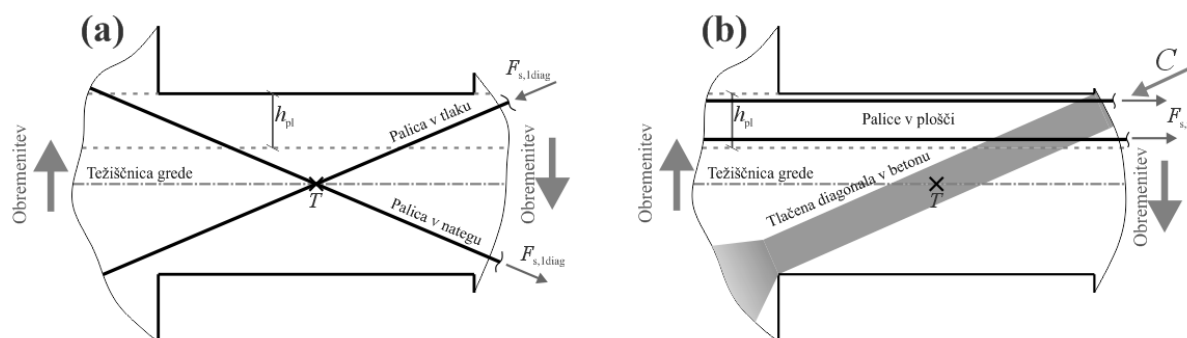
$$\begin{aligned} R_{hor} &= (C - T) \cdot \cos \alpha = (A_{s,1diag} \cdot f_y + A_c \cdot f_{c,c} - A_{s,1diag} \cdot f_y) \cdot \cos \alpha = \\ &= A_c \cdot f_{c,c} \cdot \cos \alpha \end{aligned} \quad (9.18)$$

Sila R_{hor} povzroča vzdolžno raztezanje grede, zato je za vzpostavitev opisanega mehanizma potrebno, da so v povezavi nameščene dodatne vzdolžne palice, ki nudijo reakcijo sili R_{hor} . Hindi in Hassan (2004) navajata, da to vlogo običajno prevzamejo palice v medetažni plošči, ki se stika z gredo. Opisano je povsem analogno z razlago, ki jo podajata Paulay in Priestley (slika 9.5), le da slednja izhajata iz sile v palicah plošče in nadalje pojasnita kako se to odrazi v sili, ki se razvije v betonu tlačnega snopa. V kolikor v vezni gredi ni nameščene vzdolžne armature oz. se greda ne stika z medetažno ploščo, ki bi prevzeli vodoravno komponento rezultante sil v snopih, greda zavzame takšno deformacijsko stanje, da je sila v tlačnem snopu enaka sili v nateznem snopu: nosilnost vezne grede je odvisna le od lastnosti armature v snopih. Preizkušanci na katerih sta svoj postopek verificirala Hindi in Hassan niso vsebovale vzdolžnih palic oz. niso zajemali medetažnih plošč, zato je moč sklepati, da so vodoravno reakcijo nudile oporne konstrukcije v katere so bile grede vpete med testiranjem.

Stene lizbonskega preizkušanca so bile povezane z gredami in medetažnimi ploščami. Medetažne plošče so bile razmeroma debele in so vsebovale visok delež armature (takšna izvedba je bila potrebna zaradi dodatne mase, ki je bila nameščena na ploščah). Skladno z interpretacijo, ki jo navajajo Paulay

in Priestley (1992) ter Hindi in Hassan (2004), je prenos prečne sile v sistemu greda+plošča sestavljen iz dveh mehanizmov: (i) mehanizem bidiagonalnih palic (slika 9.6(a); sila V_s v enačbi 9.19); (ii) mehanizem natezne sile v palicah plošče in tlačne diagonale v gredi (slika 9.6(b); sila V_c v enačbi 9.19):

$$V_R = V_s + V_c \quad (9.19)$$



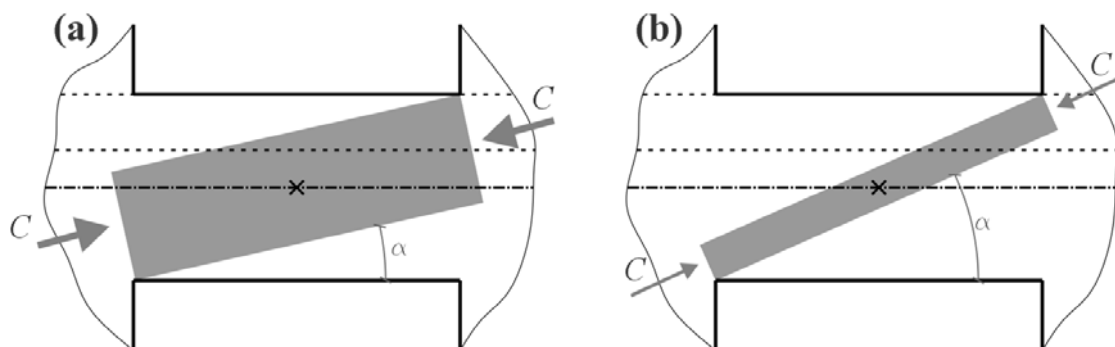
Slika 9.6: Mehanizma prenosa prečne sile v kratki vezni gredi s ploščo: (a) mehanizem bidiagonalnih palic; (b) mehanizem tlačne diagonale v gredi in natezne vezi v plošči

Fig. 9.6: Mechanisms of shear force transfer in a short coupling beam with plate: (a) mechanism of bidiagonal reinforcement bars; (b) mechanism of compression diagonal in beam and tension tie in plate

Torej to velja tudi za elemente, ki povezujejo slopa lizbonskega preizkušanca. Enačba za izračun sile v mehanizmu bidiagonalnih snopov je znana (Paulay in Priestley, 1992; Evrokod 8):

$$V_s = 2 \cdot A_{s,ldiag} \cdot f_y \cdot \sin \alpha_s \quad (9.20)$$

Izraz za izračun sile v betonu tlačnega snopa (tlačene diagonale), ki ga navajata Hindi in Hassan (2004), se nanaša na grede z objetimi bidiagonalnimi snopi. V tem izrazu je privzeto, da je nagib tlačene diagonale (kot med smerjo tlačene diagonale in težiščnico) enak nagibu snopa (palic v snopu), pri čemer je ploščina betona, ki se aktivira v tlačeni diagonali, enaka ploščini objetega betona v tlačnem snopu (privzeto je, da pri prenosu sil sodeluje samo objeti beton). V primeru, da grede ne vsebujejo objetih snopov (kot v primeru lizbonske stene), je nagib tlačene diagonale v betonu lahko različen od nagiba tlačene diagonalne armature. Naklon v prvi vrsti vpliva na velikost navpične komponente sile v tlačeni diagonali (komponenta sile, ki prispeva k prečni nosilnosti povezave). Poleg tega je od nagiba diagonale odvisna tudi ploščina tlačene betonske diagonale, kot je to prikazano na sliki 9.7. Nagib tlačene diagonale (nagib je opredeljen s kotom α , kot je prikazano na sliki 9.7) torej vpliva na nosilnost mehanizma V_c prek dveh količin: (i) velikost navpične komponente sile v diagonali (sile V_c) je sorazmerna s kotom α (točneje s sinusom kota α); (ii) ploščina tlačene diagonale (od katere je odvisna kapaciteta tlačene diagonale) je obratno sorazmerna s kotom α .



Slika 9.7: Vpliv kota nagiba tlačne diagonale v vezni gredi (kot α) na ploščino prereza diagonale in na velikost navpične komponente sile v diagonali C : (a) manjši kot α pomeni večjo ploščino prereza diagonale in manjši navpični delež sile C ; (b) večji kot α pomeni manjšo ploščino prereza diagonale in večji navpični delež sile C ;

Fig. 9.7: Influence of the inclination of the compression strut in a coupling beam (angle α) on the strut area and vertical component of the compression force C

Za sestavo izraza za izračun V_c je potrebno izbrati vrednost kota α . Pri tem lahko izhajamo iz razmisleka, da se diagonala formira pod kotom, ki zagotavlja največjo odpornost mehanizma. Z uporabo nekaj matematičnih veščin (iskanje ekstrema funkcije $V_c = f(\alpha)$) pridemo do rešitve, da diagonala z naklonom $\alpha = \beta/2$ (kot β je opredeljen na sliki 9.8) nudi največjo odpornost mehanizma. Izraz za izračun V_c se tako glasi:

$$V_c = 2 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot \sin^2\left(\frac{\beta}{2}\right) \quad (9.21)$$

V (9.21) je:

f_c je tlačna trdnost betona;

b je širina grede;

c je razdalja, ki je opredeljena na sliki 9.8 in se jo izračuna z (9.22);

β je kot, ki je opredeljen na sliki 9.8 in se ga izračuna z (9.23);

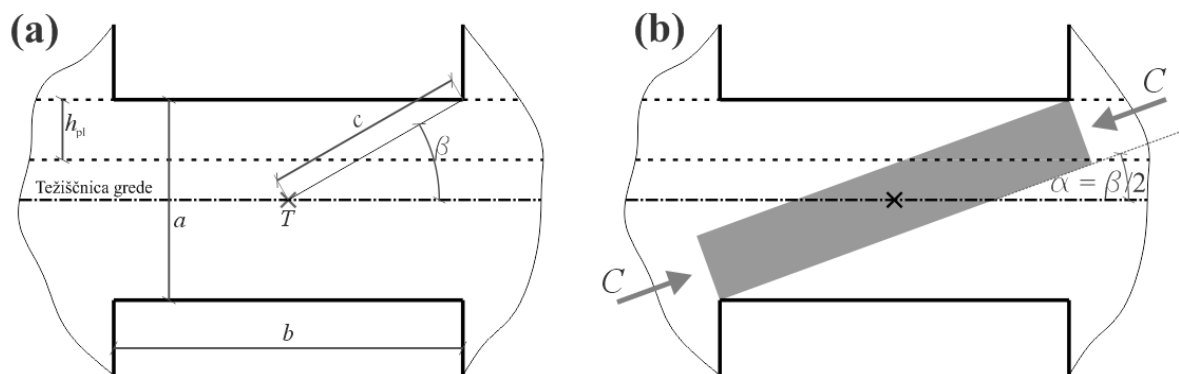
$$c = 0.5 \cdot \sqrt{h^2 + l^2} \quad (9.22)$$

$$\beta = \arctan\left(\frac{h}{l}\right) \quad (9.23)$$

V (9.22) in (9.23) je:

h je višina grede (na sliki 9.8 je označena z b);

l je dolžina grede (na sliki 9.8 je označena z a);



Slika 9.8: Oznake geometrijskih lastnosti vezne grede, ki so uporabljeni v enačbah novega postopka (a). Diagonala z naklonom $\alpha=\beta/2$ nudi največjo odpornost mehanizma prečne nosilnosti grede (b)

Fig. 9.8: Denotation of coupling beam's geometrical quantities utilized in the equations of the new method (a). Strut with inclination $\alpha=\beta/2$ provides the highest resistance capacity of the beam (b)

Pri polni vzpostavitvi mehanizma se v vzdolžni armaturi na območju sodelujoče širine plošče pojavi natezna sila velikost:

$$V_{c,hor} = 2 \cdot f_c \cdot b \cdot c \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) \cdot \cos\left(\frac{\beta}{2}\right) \quad (9.24)$$

Sodelujočo širino plošče b_{eff} se določi z enim izmed postopkov, ki so navedeni v prejšnjih razdelkih. Priporočamo, da se uporabi enega izmed postopkov, ki so bili izpeljani specifično za stenaste sisteme (postopek, ki je naveden v Evrokodu 8, ni primeren). Sila V_c se razvije le v primeru, da je nosilnost armature v plošči na območju širine b_{eff} večja od $V_{c,hor}$. V kolikor je nosilnost vzdolžne armature manjša od $V_{c,hor}$ se v tlačeni diagonali razvije sila, ki je manjša od (9.21). Velikost te sile je enaka:

$$V_c^* = \rho_{pl,l} \cdot h_{pl} \cdot b_{eff} \cdot \sin\left(\frac{\beta}{2}\right) / \cos\left(\frac{\beta}{2}\right) \quad (9.25)$$

Z novim postopkom je bila ocenjena nosilnost medetažne povezave (greda + plošča) preizkušanca, ki je bil testiran v Lizboni. Rezultat je podan v preglednici 9.2, kjer so zbrane tudi ocene nosilnosti, ki jih je opravil Kante (2005) ob upoštevanju različnih mehanizmov prenosa sil v gredi. Ocene nosilnosti, ki jih je izračunal Kante, se gibljejo med 15 in 53 kN. Najvišja vrednost, t.j. 53 kN, je bila izračunana ob upoštevanju mehanizma prestrigla grede na mestu diagonalnih razpok (slika 9.1 - a; aktivira se strižna armatura), pri čemer je bilo privzeto, da upogibna nosilnost grede ne prepreči dosega mejne strižne nosilnosti grede (upogib ne izolira striga). Mehanizem, ki predvideva, da se greda obnaša kot običajen upogibni nosilec, daje rezultat 36 kN (to je prečna sila pri katerem se tvorijo plastični členki v gredi). Najnižji rezultat, 15 kN, je bil dobljen ob upoštevanju mehanizma tlačene in natezne diagonale v diagonalnih palicah.

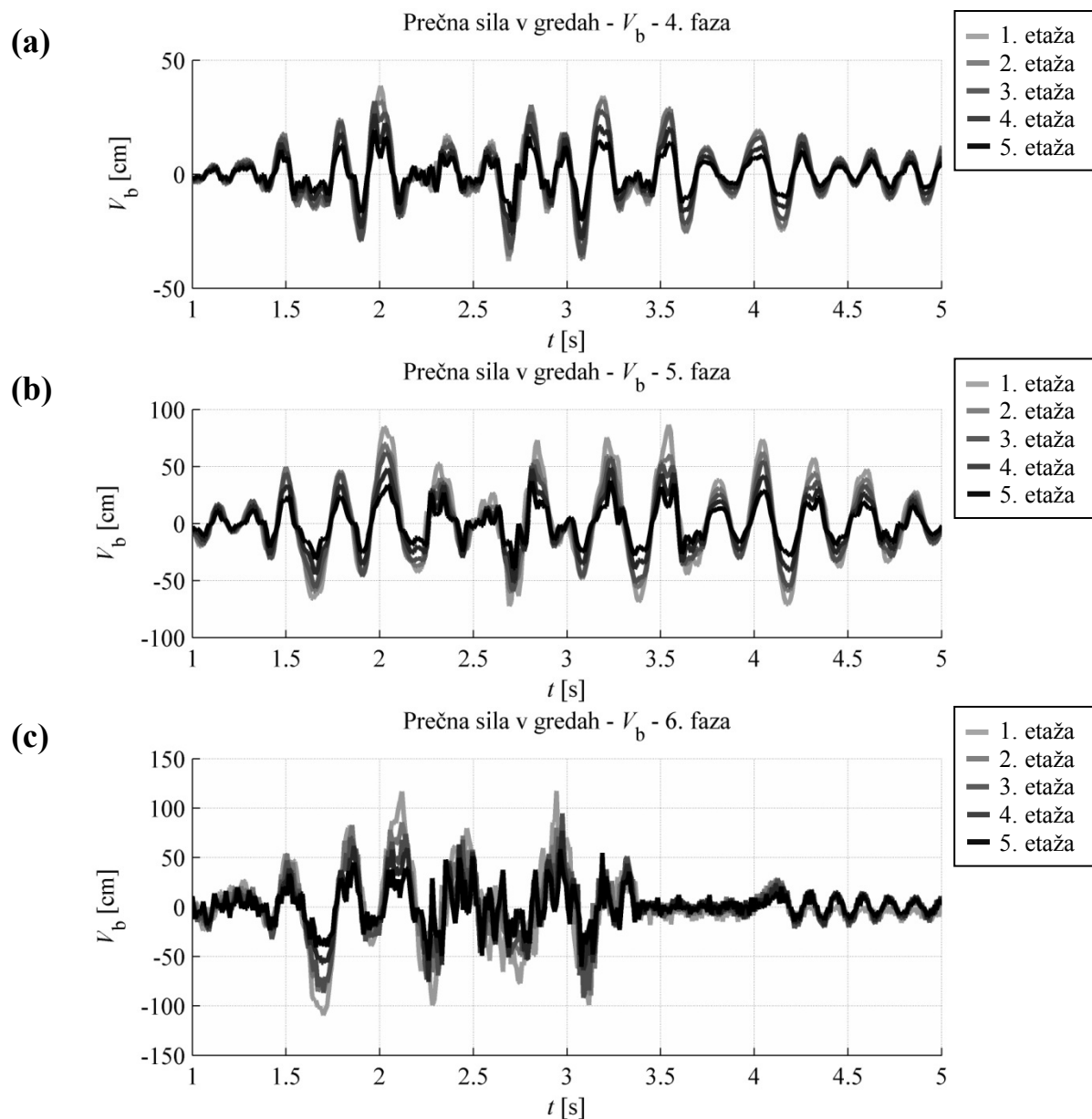
Račun z novim postopkom izkazuje precej višjo nosilnost, t.j. 160 kN. Pri tem veliko večino prispeva mehanizem tlačene betonske diagonale v gredi in natezne vezi v plošči (145 kN). Preverili smo tudi, ali armatura v plošči omogoča, da mehanizem razvije polno nosilnost. Ker je širina prirobnic stolpov enaka širini plošče, je bilo privzeto, da plošča po celotni širini sodeluje pri prenosu sil (sodelujoča širina plošče je enaka dejanski širini). Kot je razvidno iz preglednice 9.2, je nosilnost palic v plošči večja od vodoravne komponente sile v tlačeni diagonali.

Preglednica 9.2: Ocene nosilnosti medetažnih povezav (greda + plošča) preizkušanca, ki je bil testiran v Lizboni

Table 9.2: Estimation of coupling resistance of the specimen tested in Lisbon

Opis mehanizma	Nosilnosti na podlagi mehanizmov, ki jih je privzel Kante (2005)			Nov postopek
	Mehanizem paličja (strižna armatura + strižna nosilnost betona po EC2)	Mehanizem diagonal (prispevek diagonalne armature)	Upogibni mehanizem (prispevek betona in upogibne armature)	Mehanizem bidiagonalne armature + mehanizem tlačne diagonale in natezne sile v plošči
Nosilnost	52,9 kN	15,15 kN	36,4 kN	$V_R = V_s + V_c = 15 \text{ kN} + 145 \text{ kN} = 160 \text{ kN}$ $V_{c,hor} = 314 \text{ kN} < F_{y,pl} = 383 \text{ kN}$

Na sliki 9.9 je prikazan časovni poteki prečnih sil v gredah (oz. medetažnih vodoravnih povezavah) lizbonskega preizkušanca, ki so bili določeni z računsko analizo, ki je predstavljena v poglavju 0. Razvidno je, da prečna sila v nobeni gredi ni presegla računske mejne vrednosti $V_R = 160 \text{ kN}$. Največja sila se je pojavila v gredi v prvi etaži med šesto fazo obremenjevanja, in sicer 120 kN.



Slika 9.9: Časovni potek prečnih sil v veznih gredah V_b (po etažah) med: (a) četrto fazo obremenjevanja; (b) peto fazo obremenjevanja in (c) šesto fazo obremenjevanja

Fig. 9.9: Time course of shears in coupling beams V_b during: (a) fourth loading run; (b) fifth loading run and (c) sixth loading run

9.6 Zaključki poglavja

Čeprav je obseg dela, ki smo ga namenili preučevanju medetažnih povezav med stenami, manjši v primerjavi z preostalimi temami v nalogi, smo prišli do nekaj zaključkov, ki so po našem mnenju vredni omembe:

- Nosilnost povezave *kratka greda + plošča* je lahko precej visoka. V takšni povezavi se vzpostavi mehanizem tlačene diagonale v gredi in natezne vezi v plošči, ki ima lahko precej večjo nosilnost od mehanizma tlačene in natezne diagonale, ki se vzpostavi v bidiagonalni armaturi. Pričakovati je, da se nosilnost mehanizma med trajanjem potresne obtežbe nekoliko zniža (akumuliranje poškodb v betonu).

-
- Pri sodelujoče širine plošče, ki povezuje stene, je potrebno upoštevati širino prirobnic sten. Ko opravljamo kontrole po metodi načrtovanja nosilnosti, je potrebno upoštevati sodelujočo širino plošče, ki je vsaj enaka širini prirobnic. Tako lahko z večjo gotovostjo ocenimo zgornjo mejo nosilnosti vodoravnih elementov.
 - Eksperimentalni rezultati so pokazali, da je dejanska začetna togost razpokanih plošč približno trikrat manjša od elastične togosti. To je smiselno upoštevati pri določitvi efektivnih togosti elementov, ki ponazarjajo plošče v računskih modelih za potresno analizo.
 - Evrokodovo pavšalno priporočilo, da se v vseh elementih elastičnega modela za potresno analizo lahko privzame enako razmerje med efektivno in nereducirano togostjo, se odraža v previsokih potresnih zahtevah v gredah.

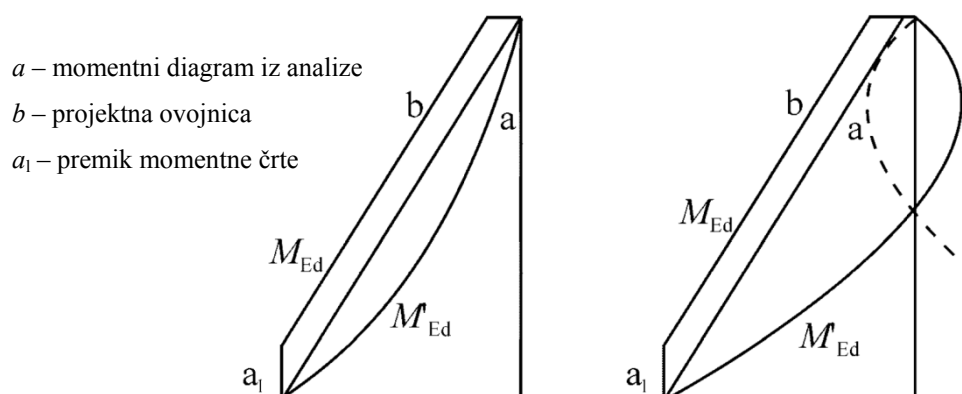
10 VREDNOTENJE EVROKODOVEGA POSTOPKA ZA IZRAČUN POVEČANJA POTRESNIH STRIŽNIH SIL V AB STENAH ZARADI PLASTIFIKACIJE OB VPETJU

10.1 Splošno o računu projektne potresne sile v armiranobetonskih sten po Evrokodu 8

Skladno z metodo načrtovanja nosilnosti, ki je predpisana tudi v standardu Evrokod 8 (CEN, 2004b), je potrebno armiranobetonske stene načrtovati tako, da se pri potresni obtežbi projektne moči dopusti upogibno neelastično deformiranje na mestu, kjer se pojavijo največji potresni upogibni momenti, to je ob vpetju stene v temeljno konstrukcijo. Območje gradbenega elementa, kjer se dopusti neelastično (upogibno) deformiranje, imenujemo kritično območje. Armiranobetonskim elementom je potrebno na kritičnih območjih zagotoviti sposobnost neelastičnega deformiranja brez padca nosilnosti (to lastnost imenujemo duktilnost). To se doseže z konstrukcijskimi ukrepi (primeren delež upogibne armature, objetje robnih elementov in zadostna količina strižne armature) ter omejitvijo tlačne osne sile. Da se prepreči neelastično deformiranje izven kritične cone, je potrebno steno na tem območju načrtovati tako, da njena upogibna nosilnost za določeno razliko (varnostjo) presega projektne potresne zahteve. Enako mora strižna nosilnost stene z določeno varnostjo presegati predvidene potresne strižne sile, le da mora to veljati po celotni višini stene.

10.1.1 Izračun zahtev za upogibno nosilnost

Izračun projektne potresne sile, ki je predpisan v Evrokodu temelji na poenostavljenih metodah potresne analize. V praksi sta najbolj pogosto uporabljeni modalna analiza s spektri odziva (krajše MASO) in metoda z vodoravnimi silami (krajše MVS). Z metodama je možno precej dobro neposredno izračunati upogibne zahteve v stenah. Po Evrokodu se projektne zahteve po upogibni nosilnosti določijo tako, da se na diagramu momentov iz analize (M_{Ed} oz. črta *a* na sliki 10.1) upošteva linearno ovojnico, ki se jo premakne v navpični smeri za vrednost a_1 (M_{Ed} oz. črta *b* na sliki 10.1). S premikom a_1 se upošteva vzdolžni prenos nateznih sil v natezno armaturo zaradi pojava diagonalnih strižnih razpok (tlačnih diagonal).



Slika 10.1: Ovojnica momentov za projektiranje vitkih sten (povzeto po sliki 5.3 v Evrokod 8-1, 2004, stran 91)

Fig. 10.1: Design envelope for bending moments in slender walls (adopted from figure 5.3 in Eurocode 8-1, 2004, page 91)

Z ovojnico se upošteva odstopanja med dejanskimi upogibni momenti in tistimi, ki so dobljeni s poenostavljeno analizo. Odstopanja so lahko posledica povečanega vpliva višjih nihajnih oblik ali vpliva drugih sten ali okvirjev v isti konstrukciji, med katerimi se potresne sile prenašajo prek

medetažnih konstrukcij. Z ovojnico vplivamo na momente zahteve nad vpetjem, zahteva po upogibni nosilnosti stene ob vpetju, t.j. na mestu potencialnega plastičnega členka, je enaka tisti iz analize.

10.1.2 Izračun potrebne duktilnosti na mestu plastičnega členka

V postopku analize se upošteva zmanjšanje potresnih sil s faktorjem obnašanja q . Stopnjo zmanjšanja sil (vrednost faktorja q) se določi glede na tip konstrukcijskega sistema obravnavane zgradbe (okvir, stene, mešan sistem,...), pravilnost konstrukcijskega sistema in izbrano stopnjo duktilnosti pri načrtovanju (DCM ali DCH). Faktor obnašanja se določi z enačbo (10.1).

$$q = q_0 \cdot k_w \quad (10.1)$$

V (10.1) je:

q_0 osnovna vrednost faktorja obnašanja in

k_w faktor, ki upošteva prevladujoč način rušenja pri konstrukcijskih sistemih s stenami. Za stenaste sisteme se ga določi z: $0,5 \leq (1+\alpha_0)/3 \leq 1,0$; α_0 je prevladujoče razmerje med višinami in dolžinami sten v sistemu.

Za konstrukcijske sisteme nepovezanih konzolnih sten, ki se jih načrtuje po DCM, je q_0 lahko največ 3,0, za DCH stenaste sisteme pa največ $4,0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$ (α_u/α_1 je razmerje med potresno obremenitvijo, ki povzroči kinematičen plastični mehanizem sistema in obremenitvijo, ki povzroči prvi plastični členek v sistemu; lahko se jo določi z neposrednim računom, sicer se za sisteme s stenami privzame $1,0 \leq \alpha_u/\alpha_1 \leq 1,2$).

Vrednosti q_0 se lahko interpretira kot mero za zmožnost globalnega duktilnega obnašanja sistema. Da je konstrukcija sposobna tolikšne stopnje duktilnega obnašanja, je potrebno na kritičnih območjih gradbenih elementov (stebri, grede ali stene) zagotoviti zadostno sposobnost neelastičnega deformiranja brez padca nosilnosti. Izven kritičnih območij pa je potrebno elemente konstruirati tako, da njihova elastična nosilnost med potresom projektne moči ne bo presežena. Zahtevano zmožnost neelastičnega deformiranja v kritičnih območjih se zagotovi z zadostno duktilnostjo za ukrivljenost prerezov (označeno z μ_\square). Za kritična območja sten se μ_\square lahko določi z (10.2) oz. (10.3).

$$\mu_\phi = 2 \cdot q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1, \text{ če } T_1 \geq T_C \quad (10.2)$$

$$\mu_\phi = 1 + 2 \cdot \left(q_0 \cdot \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 \right) \cdot \frac{T_C}{T_1}, \text{ če } T_1 < T_C \quad (10.3)$$

Pri računu μ_\square se lahko osnovno vrednost faktorja obnašanja q_0 sorazmerno zmanjša s količnikom M_{Ed}/M_{Rd} (to je v enačbah 10.2 in 10.3 že upoštevano), ki predstavlja razmerje med potresno zahtevo po upogibni nosilnosti na mestu členka in računsko nosilnostjo prereza na tem mestu. Neposredno upoštevanje dodatne nosilnosti na zmanjšanje zahteve po duktilnosti na ukrivljenost je dovoljeno le pri stenastih sistemih. Plastični mehanizem stene obsega samo en plastični členek in je zato obnašanje celotne konstrukcije neposredno povezano z obnašanjem členka.

10.1.3 Izračun zahtev za strižno nosilnost

Vrednosti potresnih prečnih sil v stenah, ki se jih določi s poenostavljeno analizo, se precej razlikujejo od tistih, ki jih lahko dejansko pričakujemo pri nastopu potresne obtežbe projektne moči. V splošnem so dejanske sile precej višje od tistih iz analize. Razlog za to je v bistveno drugačnem višinskem razporedu potresnih sil v primeru sten, ki se na potres odzovejo neelastično (ob vpetju se tvori plastični členek), glede na razpored sil v stenah, ki se odzovejo elastično. Pri poenostavljenih metodah potresne analize se uporablja linearno elastičen računski model, kar pomeni, da se pri računu potresnih strižnih zahtev predpostavi razpored potresnih sil, ki velja za elastično konstrukcijo. Spremenjen razpored potresnih sil vpliva tudi na vrednosti upogibnih momentov, a to neprimerljivo manj kot na strižne sile. Kot je bilo že napisano, precej dobro oceno potresnih upogibnih momentov se dobi že neposredno iz poenostavljene analize.

Pojav odstopanja med vrednostmi potresnih strižnih sil, ki so določene s poenostavljeno potresno analizo na elastičnem računskem modelu (npr. ob upoštevanju projektne potresne obtežbe), in dejanskimi strižnimi silami, ki se pri enako močni potresni obtežbi (npr. projektni potresni obtežbi) pojavijo v steni, imenujemo *povečanje potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah zaradi pojava plastifikacije ob vpetju* (angl. *magnification of seismic shear forces in cantilever walls*). Blakeley (1975) je ta pojav opisal prvi, pri čemer je tudi izpostavil pomen upoštevanja povečanja strižnih sil pri potresno varnem načrtovanju sten. Blakeley je kot razlog za povečanje sil izpostavil povečan vpliv višjih nihajnih oblik (pri višjih konstrukcijah je prisotno izrazitejše povečanje kot pri nižjih). Omenjeno delo je služilo za osnovo določbam Novozelandskega predpisa za potresno gradnjo iz leta 1982 in 1995 (New Zealand seismic code, New Zealand Standards Association, 1982, 1995). V predpisu je bilo navedeno, da se projektne potresne strižne sile V_a izračuna tako, da se strižne sile iz poenostavljene analize (označene z V_d), množi s faktorjem amplifikacije ω_v – enačba (10.4).

$$V_a = \omega_v \cdot V_d \quad (10.4)$$

Faktor amplifikacije ω_v se izračuna v odvisnosti od števila etaž n (10.5). Višina stavbe, ki je lahko posredno izražena s številom etaž, je tesno povezana z vplivom višjih nihajnih oblik na potresne sile.

$$\omega_v = \begin{cases} 0.9 + \frac{n}{10}, & n \leq 6 \\ 1.3 + \frac{n}{30}, & n > 6 \end{cases} \quad (10.5)$$

Enako kot novozelandski standard (ki je bil prvi pravilnik, ki je predpisoval upoštevanje povečanja potresnih strižnih sil) tudi Evrokod 8 (CEN, 2004) navaja, da se projektne potresne strižne sile V_{Ed} določi tako, da se sile iz analize V_{Ed}' množi s faktorjem povečanja ε (10.6).

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' \quad (10.6)$$

Evrokod loči dva postopka za določitev faktorja ε , in sicer glede na stopnjo razreda duktilnosti konstrukcije, ki je privzet pri načrtovanju. Za izračun projektnih strižnih sil v stenah, ki se načrtujejo za srednjo stopnjo duktilnosti (DCM), je predpisan enoten faktor povečanja $\varepsilon=1.5$. V primeru visoko duktilnih sten (DCH) je potrebno ε izračunati z enačbo, ki jo je predlagal Keintzel (1990).

Keintzel je v svojih raziskavah ugotovil, da sta glavna parametra, ki vplivata na povečanje strižnih sil, dodatna upogibna nosilnost stene na mestu plastičnega členka in velikost prvega nihajnega časa konstrukcije (glej tudi Fardis, 2009). Na podlagi vzorcev potresnega obnašanja armiranobetonskih sten, ki jih je pridobil z obsežno parametrično študije neelastičnih analiz časovnega odziva, je izpeljal enačbo za izračun faktorja povečanja ε (10.7). Izpeljava enačbe je na nekoliko drugačen način (po našem mnenju bolj razumljiv način) od izvirnega predstavljena v nadaljevanju poglavja.

$$\varepsilon = q \cdot \sqrt{\left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \begin{cases} \leq q \\ \geq 1.5 \end{cases} \quad (10.7)$$

Oznake v (10.7) so:

q faktor obnašanja, ki je upoštevan pri načrtovanju;

M_{Ed} projektni upogibni moment ob petju stene;

M_{Rd} projektna upogibna nosilnost ob vpetju stene;

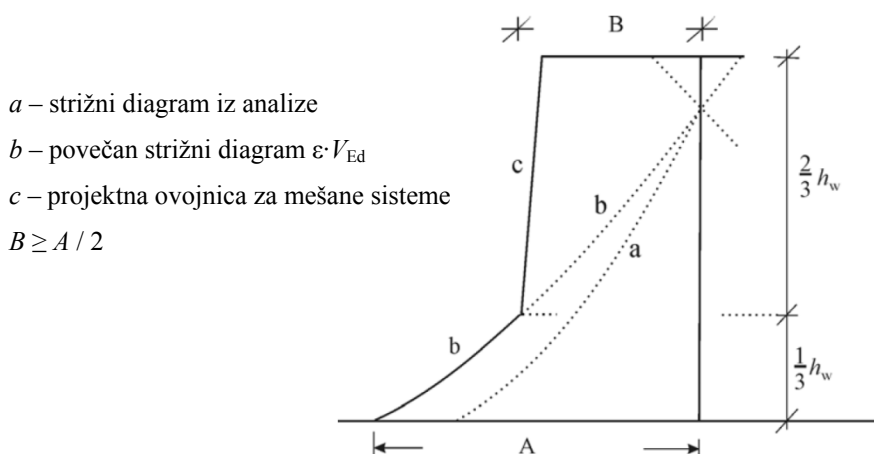
γ_{Rd} faktor povečane nosilnosti, ki upošteva utrjevanje jekla; privzeta vrednost je $\gamma_{Rd}=1,2$;

T_1 osnovni nihajni čas stavbe v smeri strižnih sil V_{Ed} ;

T_C zgornja meja nihajnega časa na območju spektra, kjer ima spektralni pospešek konstantno vrednost;

$S_e(T)$ ordinata v elastičnem spektru odziva;

Pri načrtovanju sistemov s konzolnimi stenami je potrebno sile iz analize množiti z ε po celotni dolžini (črta b na sliki 10.2) in na podlagi teh vrednosti zagotoviti zadostno strižno nosilnost stene. V primeru, da je stena del mešanega sistema, se projektne zahteve na zgornjih dveh tretjinah stene poveča z ovojnico, kot prikazuje slika 10.2 (črta c). Razlog za povečanje projektnih zahtev v zgornji tretjini sten, ki so del mešanega sistema, izhaja iz medsebojnega vplivanja med okvirji in stenami, ki bi sami zase zavzeli precej različno deformacijsko obliko.



Slika 10.2: Ovojnica strižnih sil za načrtovanje sten v mešanih sistemih (povzeto po sliki 5.4 na strani 92 v Evrokodu 8-1, 2004)

Fig. 10.2: Design envelope for shear forces in walls in dual systems (adopted from figure 5.4 on page 92 in Eurocode 8-1, 2004)

10.2 Povečanje potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah

10.2.1 Splošno o pojavu

V opisu pojava povečanja prečnih sil, ki je podan v nadaljevanju, so strižne sile oz. obremenitve na gradbenih konstrukcijah razdeljene glede na prispevke posameznih nihajnih oblik. Zavedamo se, da je v primeru konstrukcij, ki se ne potres odzovejo neelastično, takšna obravnava vprašljiva. Potresnih obremenitev na neelastičnih konstrukcijah ni mogoče jasno razdeliti na prispevke različnih nihajnih oblik (tako kot pri elastičnih konstrukcijah – modalna analiza). Kljub temu je ravno z ločenim obravnavanjem prispevkov posameznih nihajnih oblik mogoče zadovoljivo pojasniti značilnosti potresnega obnašanja armiranobetonskih sten, ki so vzrok za povečanje strižnih sil.

Pri konstrukcijah, ki se na potres odzovejo elastično, se prispevke posameznih nihajnih oblik določi z modalno analizo s spektri odziva. Tudi ko se računa potresne sile na konstrukciji, ki bi se na potresno obtežbo odzvala neelastično, se lahko uporabi modalno analizo s spektri odziva, le da se izračunane potresne obremenitve reducira/deli s faktorjem obnašanja q . Privzeto je, da plastični mehanizem v enaki meri reducira potresne sile vseh pomembnih nihajnih oblik. Razmerje med prispevki posameznih nihajnih oblik na sile v konstrukciji z neelastičnim odzivom naj bi torej bilo enako kot pri konstrukciji z elastičnim odzivom. V primeru analize konstrukcij z okvirnim sistemom, opisan postopek izkazuje verodostojne ocene dejanskih potresnih sil. V primeru računa konstrukcij, ki vsebujejo stene, pa je postopek pomanjkljiv: potresne strižnih zahteve v stenah so bistveno podcenjene. Razmerjem med potresnimi silami glede na nihajne oblike je pri stenah z neelastičnim odzivom bistveno drugačne kot pri steni z elastičnim odzivom.

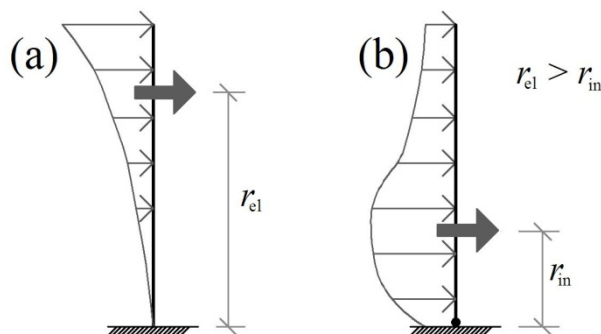
Takoj zatem, ko se tvori plastični členek ob vpetju stene, se razmerje med prispevkoma višjih nihajnih oblik in prve nihajne oblike bistveno spremeni. Prispevek višjih nihajnih oblik se glede na prispevek prve nihajne oblike poveča. Povečanje je sorazmerno stopnji dosežene duktilnosti v plastičnem členku. To pomeni, da pri stenah, ki so načrtovane na večje stopnje duktilnosti, lahko pričakujemo izrazitejšo povečanje strižnih sil (amplifikacijo strižnih sil). Skladno temu, Evrokod predpisuje bolj dosleden postopek za izračun faktorja ε v primeru načrtovanja sten po DCH. Povečan vpliv višjih nihajnih oblik spremeni višinski razpored potresnih sil na steno. Ker je prijemališče rezultante potresnih sil, ki izhajajo iz višjih nihajnih oblik, nižje od prijemališča sil prve nihajne oblike, se prijemališče celotnih potresnih sil premakne niže, t.j. bliže plastičnemu členku. Opisano je ilustirano na sliki 10.3.

Povečanje strižnih sil ob vpetju stene se lahko ob pomoči slike 10.3 ponazori s preprosto ravnotežno enačbo. Med potresno obtežbo upogibni moment ob v petju doseže vrednost upogibne nosilnosti prereza $M_{R,base}$ (tvorba plastičnega členka). Velikost potresne prečne sile ob vpetju $V_{E,base}$ je (iz ravnotežja) enaka velikosti rezultante potresnih sil F . Ker velja ravnotežje (10.8), je velikost sile F (in s tem sile $V_{E,base}$), ki se bo razvila med potresom, odvisna od razdalje r , to je razdalje med prijemališčem rezultante potresnih sil in členkom ter seveda nosilnosti $M_{R,base}$.

$$F = V_{E,base} = \frac{M_{R,base}}{r} \quad (10.8)$$

Iz tega sledi, da se v primeru elastičnega razpored potresnih sil (Slika 10.3 – a) ob vpetju razvije manjša prečna sila, kot v primeru neelastičnega razporeda sil (Slika 10.3 – b). Velikost sile $V_{E,base}$ je odvisna tudi od upogibne nosilnosti $M_{R,base}$, zato tudi dodatna upogibna nosilnost stene na mestu

členka vpliva na povečanje strižnih sil v steni (dodatna nosilnost je opredeljena kot razmerje med dejansko upogibno nosilnostjo $M_{R,base}$ in projektno zahtevo po upogibni nosilnosti $M_{Ed,base}$).



Slika 10.3: Razporeditev vodoravnih potresnih sil v primeru stene, ki se odziva (a) elastično in (b) neelastično po pravilih načrtovanja nosilnosti

Fig. 10.3: Lateral seismic forces distribution corresponding to an (a) elastic and (b) inelastic response of a cantilever wall

Povečanje strižnih sil je prisotno po celotni višini sten, in sicer se stopnja povečanja z višino spreminja. V nadaljevanju so natančneje opisani dejavniki, ki vplivajo na povečanje strižnih sil.

10.2.2 Dejavniki, ki vplivajo na povečanje strižnih sil

Poglavitna dejavnika, ki vplivata na povečanje strižnih sil, sta dodatna upogibna nosilnost na mestu plastičnega členka in povečan vpliv višjih nihajnih oblik. Dodaten dejavnik je tudi povečanje prvega nihajnega časa zaradi »mehčanja« konstrukcije, kar se odraža v znižanju spektralnega pospeška $S_a(T_1)$. Mehanizmi posameznih dejavnikov in njihov pomen na povečanje strižnih sil so predstavljeni v naslednjih alinejah.

a) Vpliv dodatne upogibne nosilnosti na mestu plastičnega členka

Iz enačbe (10.8) in slike 10.3 je razvidno, da upogibna nosilnost stene ob vpetju $M_{R,base}$ vpliva na velikost potresnih strižnih zahtev. Če se privzame, da je razpored potresnih sil neelastične in elastične konstrukcije enak, velja naslednje: Velikosti potresnih prečnih sil iz linearne analize (sile V_{Ed}'), bi ustrezale dejanskim prečnim silam le v primeru, da bi bila upogibna nosilnost stene na mestu členka točno enaka momentni zahtevi, ki je določena s to isto linearno analizo ($M_{R,base} = M_{Ed,base} = M_{Ed,base}'$). V praksi je seveda nemogoče oz. nesmiselno stene konstruirati tako, da je $M_{R,base} = M_{Ed,base}$. Če se držimo pravil, je upogibna nosilnost vedno višja od zahteve. Ob upoštevanju sorazmerja med $V_{E,base}$ in $M_{R,base}$ (10.11) sledi, da je amplifikacija potresnih strižnih sil v steni (amplifikacija je definirana kot količnik med dejanskimi potresnimi prečnimi silami in silami, ki jih dobimo s poenostavljeno analizo) sorazmerna dodatni upogibni nosilnosti stene ob vpetju ω_R (10.9). To velja za prečne sile po celotni višini sten.

$$M_R \propto V_E \Rightarrow \omega_R = \frac{M_R}{M_{Ed}} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{M_{Ed}} \propto \frac{V_E}{V_{Ed}'} \quad (10.9)$$

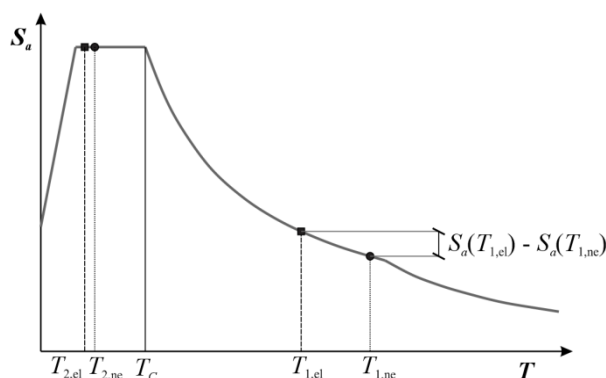
Zveza med amplifikacijo in ω_R ni linearno sorazmerna (ročica r v enačbi 10.8 ni konstanta). Dodatna nosilnost ω_R vpliva predvsem na velikost prečnih sil, ki izhajajo iz nihanja v prvi nihajni obliki (sile $V_{E,1}$). Razlog za to je v posebnosti neelastičnega mehanizma konzolnih sten. Z dopuščanjem

neelastičnih upogibnih deformacij ob vpetju se neposredno omeji velikost potresnega upogibnega momenta na tem mestu. Ker je velikost momenta ob vpetju praktično odvisna le od nihajna v prvi obliki (glej poglavje 10.11), karakteristike členka vplivajo le na sile prve nihajne oblike. Dodatna nosilnost ω_R vpliva na lastnosti plastičnega členka in zato posredno vpliva samo na velikost potresnih sil prve nihajne oblike. Primerjava med rezultati poenostavljenih analiz in neelastičnih analiz časovnega odziva nakazuje na linearen odnos med ω_R in $V_{E,1}/V_{Ed,1}$ (amplifikacija prečnih sil, če upoštevamo samo vpliv prve nihajne oblike).

b) Vpliv zmanjšanja spektralnega pospeška pri prvem nihajnem času

Na spremembo razmerja med prispevki prve in višjih nihajnih oblik vpliva tudi podaljšanje nihajnih časov konstrukcije zaradi vzpostavitve neelastičnega mehanizma (»mehčanja« konstrukcije). Za več etažne ali kontinuirne konzolne stene velja, da je razmerje med prvim in drugim nihajnim časom približno enako 6:1 ($T_1:T_2 \approx 6:1$). Za veliko večino običajnih stenastih konstrukcij torej velja, da T_2 zavzame spektralno vrednost v platoju Evrokodovega spektra ($T_B < T_2 < T_C$) ali na naraščajoči veji ($T_2 < T_B$), medtem ko T_1 zavzame spektralno vrednost na padajoči veji spektra ($T_1 > T_C$) ali v okolici T_C . Posebnost sten, ki se obnašajo skladno z metodo načrtovanja nosilnosti, je, da se ob vzpostavitvi neelastičnega mehanizma (zmanjšanje togosti konstrukcije) prvi nihajni čas precej poveča, medtem ko višji nihajni časi ostanejo praktično enaki.

Prispevek i -te nihajne oblike k potresnim silam je sorazmeren s spektralnim pospeškom $S_a(T_i)$. Ker mehčanje stene vpliva samo na T_1 , se $S_a(T_1)$ zniža, medtem ko se spektralni pospeški višjih nihajnih oblik ne spremenijo. Delež potresnih sil, ki nastane zaradi nahajanja v višjih nihajnih oblikah, se zato poveča v primerjavi z deležem prve nihajne oblike. Opisano je ilustrirano na sliki 10.4. Prispevek zmanjšanja $S_a(T_1)$ je v primerjavi s prispevkoma dodatne nosilnosti in neredukcije sil višjih nihajnih oblik (glej naslednjo alinejo) zanemarljiv.



Slika 10.4: Znižanje spektralnega pospeška $S_a(T_1)$ zaradi povečanja T_1

Fig. 10.4: Decrease of spectral acceleration $S_a(T_1)$ caused by the lengthening of T_1

c) Prispevek nereduciranih potresnih sil višjih nihajnih oblik

Ker je velikost potresnega momenta ob vpetju praktično povezana le z nihanjem v prvi obliki (glej poglavje 10.11) in neelastični mehanizem konzolnih sten neposredno omejuje le moment ob vpetju, je vpliv neelastičnega mehanizma na redukcijo sil višjih nihajnih oblik zanemarljiv. Mehanizem reducira le potresne sile oz. potresne obremenitve, ki so posledica nihanja konstrukcije v prvi nihajni obliki. Predpostavka modalne analize s spektri odziva s katero privzamemo, da neelastični mehanizem konstrukcije enakomerno omeji potresne obremenitve vseh nihajnih oblik, v primeru več etažnih konzolnih sten ne velja. Za več etažne konzolne stene torej velja, da potresne sile višjih nihajnih oblik

delujejo z elastičnimi (nereduciranimi) vrednostmi, ne glede na to ali se stena na potres odzove elastično ali neelastično.

10.3 Uvod v študijo vrednotenja Evrokodovega postopka

Stopnja, s katero posamezen izmed opisanih dejavnikov vpliva na povečanje (amplifikacijo) potresnih prečnih sil, se precej razlikuje glede na obravnavan primer stene. Zato je enoten faktor povečanja $\varepsilon=1,5$, ki ga Evrokod 8 predpisuje za DCM stene, najverjetneje preveč pavšalna ocena dejanske amplifikacije. Že iz preproste ravnotežne enačbe (10.8) je razvidno, da v primeru stene z dodatno nosilnostjo večjo od 1,5, omenjeni postopek izkazuje rezultate na nevarni strani. Ob tem vpliv nereduciranih sil višjih nihajnih oblik še poveča zahteve. Glede na pogostost stenastih sistemov v slovenskem prostoru, ki se skoraj izključno načrtujejo na srednjo stopnjo duktilnosti, smo se odločili opraviti raziskavo, ki bi ovrednotila Evrokodov postopek za izračun potresnih strižnih sil v DCM stenah. Želeli smo preveriti v kakšnih primerih postopek izkazuje neprimerne rezultate in po potrebi predlagati izboljššan postopek.

O neustreznosti DCM postopka so pisali tudi nekateri tuji raziskovalci. Rutenberg in Nsieri (2006) sta analizirala večje število računskih modelov več etažnih konzolnih sten, ki so bile načrtovane po Evrokodovih pravilih. Primerjala sta rezultate neelastičnih analiz časovnega odziva z rezultati analize z vodoravnimi silami. Parametra sten sta bila prvi nihajni čas in faktor obnašanja, prek katerega se je določilo zahteve po nosilnosti in duktilnosti. Navkljub temu, da v svojih modelih nista upoštevala dodatne upogibne nosilnosti ob vpetju ($\omega_R = 1,0$), se je v vseh obravnavanih primerih Evrokodov postopek izkazal za nekonservativnega. Kappos in Antoniadis (2007) sta obravnavala potresne sile v stenah mešanih sistemov in prav tako prišla do zaključkov o neustreznosti DCM postopka, ki daje rezultate na nevarni strani.

Postopek za načrtovanje DCH sten zahteva uporabo Keintzlove enačbe (10.7). Enačba neposredno upošteva vpliv dodatne nosilnosti (prvi člen enačbe) in vpliv nereduciranih sil višjih nihajnih oblik (drugi člen enačbe). S premikom faktorja q , ki je pred kvadratnim korenem, v koren dobi Keintzlova enačba nekoliko drugačno obliko (10.10). Takšna oblika omogoča lažjo interpretacijo členov enačbe.

$$\varepsilon = \sqrt{\left(\gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}\right)^2 + 0.1 \cdot \left(q \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \begin{cases} \leq q \\ \geq 1.5 \end{cases} \quad (10.10)$$

Faktorji amplifikacije, ki jih za običajne konstrukcije izračunamo s Keintzlovo enačbo, so precej višji od DCM faktorja $\varepsilon=1,5$. Zaradi nesorazmerno visokih vrednosti Keintzlovih faktorjev, so mnogi strokovnjaki iz prakse in raziskovalnih krogov mnenja, da je DCH postopek precej konservativen. Tej trditvi govorijo v prid naslednja dejstva. V zelo veliko primerih načrtovanja DCH sten Keintzlov ε zavzame zgornjo mejo $\varepsilon = q$. Vrednost $\varepsilon = q$ pomeni, da potresne strižne sile na steno delujejo z elastičnimi vrednostmi V_{Ed} (glej enačbo 10.6: $V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed}' \rightarrow V_{Ed} = q \cdot V_{Ed}'$). Elastične sile se pojavijo le v primeru, ko ima stena tolikšno dodatno nosilnost, da se pri projektni potresni obremenitvi ne vzpostavi neelastični mehanizem (stena se odzove elastično). Stena se odzove elastično le v primeru, da ω_R znaša vsaj q ($\omega_R \geq q$; glej tudi enačbi 10.2 in 10.3: če $\omega_R = M_R/M_{Ed} \geq q$, potem je $\mu_\Phi < 1.0$).

Iz Keintzlove enačbe (10.10) sledi, da lahko ε zavzame vrednost q tudi v primeru, ko je ω_R manjši od q . Prvi člen (10.10) je enak dodatni nosilnosti stene ω_R , ob tem je drugi člen vedno večji od nič. Člena sta kombinirana z SRSS pravilom. Enačba torej v določenih predvideva elastične potresne strižne sile

tudi, ko se vzpostavi neelastični mehanizem. Rezultati Rutenbergove (Rutenberg in Nsieri, 2006) in Kapposove (Kappos in Antoniadis, 2007) raziskovalne skupine kažejo na konservativnost Keintzlove enačbe tudi za primere, ko je $\varepsilon < q$.

Visoke zahteve po strižni nosilnosti, ki jih izkazuje Keintzlova enačba, je eden izmed razlogov zakaj se slovenski projektanti izogibajo načrtovanju sten za stopnjo duktilnosti DCH. Pogosto izraženi dvomi o ustreznosti DCH postopka za izračun strižnih zahtev sten so bili motiv za izvedbo lastnih raziskav tudi na tem področju. Z optimalnejšim postopkom za izračun projektnih strižnih sil bi se lahko tudi izpodbudilo pogostejšo načrtovanje DCH objektov v slovenskem prostoru. Sicer so tako Rutenberg in Nsieri (2006) kot Kappos in Antoniadis (2007) predlagali alternativne postopke za izračun amplifikacije, kateri izkazujejo milejše zahteve, a so po našem mnenju premalo dodelani.

10.4 Pregled dela tujih avtorjev

V razdelku je natančneje predstavljeno delo tujih avtorjev, ki je bilo v pomoč pri zasnovi poteka naše raziskave in vrednotenju pravilnosti rezultatov.

10.4.1 Rutenberg in Nsieri (2006)

Rutenberg in Nsieri (2006) sta amplifikacijo strižnih sil preučevala s pomočjo večjega števila računskih modelov več etažnih konzolnih sten. Primerjala sta potresne prečne sile, ki so bile dobljene s poenostavljeno elastično analizo – analizo z vodoravnimi silami (označene z V_{Ed}), z največjimi absolutnimi vrednostmi prečnih sil, ki do bile izračunane z neelastično analizo časovnega odziva (označene z V_{NA}). Pri tem sta vsak model stene analizirala z več akcelorogrami in kot merodajni rezultat privzela povprečno vrednost V_{NA} . Osredotočila sta se predvsem na potresne prečne sile ob vpetju. To je namreč mesto, kjer je dobra ocena strižnih zahtev najbolj pomembna. Zahteve so na tem mestu po vrednosti največje in poleg tega je, zaradi formacije plastičnega členka, na tem mestu najtežje zagotoviti zadostno strižno nosilnost.

Pri sestavi modelov sten sta bila upoštevana dva parametra: prvi nihajni čas T_1 in faktor obnašanja q . Za vse primere je bila privzeta ničta dodatna nosilnost ($\omega_R = 1,0$). Rezultati analiz so pokazali, da je amplifikacija sorazmerna tako s T_1 kot s q . To je v skladju z opisom dejavnikov amplifikacije v poglavju 10.2.2. Evrokodov DCM postopek se je vseh primerih obravnavanih sten izkazal kot izrazito nekonservativen. Odstopanja so bila večja pri stenah z večjimi T_1 ali večjimi q . Precejšnja neskladja so se pokazala tudi v primeru DCH postopka. Kratek povzetek ugotovitev je: pri stenah s $T_1 < 2,0$ s Evrokod bistveno preceni dejansko amplifikacijo; pri stenah s $T_1 > 2,0$ s, pa nekoliko podceni. Dobljene rezultate sta avtorja uporabila za izpeljavo nove enačbe, ki naj bi omogočila optimalnejše oz. varnejše načrtovanje stenastih konstrukcij. Njun izraz za faktor amplifikacije je povzet v (10.11).

$$\varepsilon = \left[0.75 + 0.22 \cdot (T_1 + q + T_1 \cdot q) \right] \quad (10.11)$$

Enačba (10.11) predstavlja trendne črte rezultatov analiz povečanja strižnih sil, ki sta jih opravila avtorja. Pomanjkljivost enačbe je neupoštevanje vpliva dodatne nosilnosti. Enačba je zato neprimerna za praktično uporabo. Izraz (10.11) se nanaša na prečne sile ob vpetju sten. Ker se je izkazalo, da je stopnja amplifikacije v zgornji tretjini stene večja kot ob vpetju, avtorja predlagata uporabo projektne ovojnice, ki je podobna Evrokodovi ovojnici za mešane sisteme. Avtorja sta preučevala tudi amplifikacijo prečnih sil v stenah, ki so del stenastega sistema z različno dolgimi stenami. Zaradi

različnih deformacijskih oblik različno dolgih sten, pride v takšnih sistemih do prerazporejanja potresnih obremenitev med stenami. Takšne primere so bile obravnavane tudi v naših raziskavah, več o tem je zapisano v poglavju 10.8.

10.4.2 Kappos in Antoniadis (2007)

Kappos in Antoniadis (2007) sta obravnavala potresne zahteve glede upogibne in strižne nosilnosti v stenah mešanih sistemov. Postopek računskih analiz s katerimi sta ovrednotila Evrokodov postopek je zelo podoben tistemu, ki sta ga uporabila Rutenberg in Nsieri (2006). Kappos in Antoniadis sta obravnavala samo dve različici konstrukcij, ki pa sta bili precej zapleteni (mešan sistem). V enem primeru je devet etažni mešan sistem obsegal šest okvirjev in dve enako dolgi steni ($I_w = 6,0$ m), v drugem primeru pa sta bili dodani še dve 2 metra dolgi steni. Sistema sta bila obremenjena s potresno obtežbo, ki je delovala v smeri ene izmed glavnih osi v tlorisu (ta je sovpadala z dolgo osjo sten). Sistema sta bila konstruirana tako za stopnjo DCM kot DCH. Dimenzije prerezov in količina armature je bila izbrana na podlagi vseh Evrokodovih kriterijev, tako so bile upoštevane realne vrednosti nihajnih časov konstrukcije in dodatnih nosilnosti elementov.

Izsledki raziskave so pokazali, da Evrokodov DCM postopek zelo podceni zahteve po strižni nosilnosti. DCH postopek je izkazal precej bolje, sicer nekoliko konservativne, ocene dejanskih strigov. Avtorja sta zato predlagala, da se Keintzlova enačba uporabi tudi v primeru načrtovanja DCH sten. Predlagala sta tudi uporabo projektne ovojnice za potresne strižne sile, s katero se upošteva spremenljivo stopnjo amplifikacije po višini stene. Keintzel je namreč svoj izraz izpeljal za račun potresnih prečnih sile ob vpetju sten.

10.4.3 Priestleyjeva raziskovalna skupina

Priestleyjeva raziskovalna skupina (Amaris Mesa, 2002; Priestley, 2003; Priestley et al, 2007) svojih raziskav ni usmerila v vrednotenje Evrokodovega postopka, a lahko na podlagi njihovih ugotovitev o strižni amplifikaciji neposredno sklepamo o ustreznosti le-teh. Raziskave so obsegale neelastične analize časovnega odziva na šestih primerih več etažnih konzolnih sten, ki se jih je primerjalo z rezultati modalne analize s spektri odziva in analize z vodoravnimi silami. Obravnavane stene so imele od dve do dvajset etaž. Velikost prerezov in količino armature se je določilo s t.i. načrtovanjem na osnovi pomikov (*angl. Displacement based design*). Navkljub razliki v postopku načrtovanja, ki so ga uporabili Priestley in sodelavci, v primerjavi z Evrokodovim postopkom, je raziskava pokazala nekaj običajnih zaključkov glede strižne amplifikacije: (i) potresne sile, ki izhajajo iz višjih nihajnih oblik, delujejo na stene z elastičnimi (nereduciranimi) vrednostmi; (ii) velikost amplifikacije se po višini stene spreminja; (iii) posredno je iz Priestleyjevih rezultatov razbrati tudi, da dodatna nosilnost na mestu členka vpliva samo na sile, ki izhajajo iz nihajna v prvi obliki; (iv) prispevke posameznih nihajnih oblik se lahko med seboj kombinira z SRSS pravilom.

Do enakih zaključkov, s pomočjo katerih je izpeljal enačbo za amplifikacijo, se je dokopal že Keintzel (1990). Res pa je, da teh zaključkov ni najbolje predstavil oz. pojasnil.

10.5 Keintzlova enačba za izračun faktorja povečanja strižnih sil

Vzorci odstopanj med potresnimi strižnimi silami neelastične analize časovnega odziva (V_{NA}) in silami analize z vodoravnimi silami (V_{Ed}), ki so bile dobljene na računskih modelih več etažnih konzolnih sten, so Keintzlu (1990) dali zamisel kako izpeljati enostaven izraz za faktor amplifikacije, ki bi bil

uporaben za vsakdanjo prakso. Parametri modelov sten, ki jih je analiziral, so bili dodatna upogibna nosilnost na mestu plastičnega členka, prvi nihajni čas, faktor redukcije potresnih sil in efektivna strižna ploščina prereza. Kot je to predvideno z metodo načrtovanja nosilnosti, je pri neelastičnem računskem modelu upošteval samo morebitni nastanek plastičnega členka ob vpetju. Keintzlova predstavitev izpeljave enačbe je nekoliko zapletena, zato je v nadaljevanju predstavljena alternativna izpeljava enačbe, ki smo jo sami sestavili. Pri tem so uporabljene Evrokodove oznake za količine.

Verodostojno oceno potresnih strižnih sil v stenah V_{Ed} , ki so načrtovane po metodi načrtovanja nosilnosti, se lahko izračuna z ločenim upoštevanjem prispevka prvih dveh nihajnih oblik, ki se ju kombinira z SRSS pravilom (10.12). To je identično prečni sili iz modalne analize ob upoštevanju prvih dveh nihajnih oblik (z SRSS kombinacijo). Prispevka prvih dveh nihajnih oblik iz modalne analize, ob upoštevanju redukcije q , sta označena z $V_{Ed,1}'$ in $V_{Ed,2}'$.

$$V_{Ed} = \sqrt{\left(V_{Ed,1}'\right)^2 + \left(V_{Ed,2}'\right)^2} \quad (10.12)$$

Za okvirne konstrukcije, za katere strižna amplifikacija ni značilna, je (10.12) že precej dobra ocena strižnih zahtev, ki je podlaga za določitev projektnih zahtev po metodi načrtovanja nosilnosti. Pri računu prečnih sil v stenah, ki se upogibno plastificirajo ob vpetju, je potrebno upoštevati še nekaj posebnosti, ki se odražajo v strižni amplifikaciji. Plastični mehanizem stene reducira (omeji) sile, ki izhajajo iz nihanja v prvi nihajni obliki, pri čemer je stopnja redukcije enaka faktorju obnašanja konstrukcije q . Na mestu prvega člena enačbe (10.12) torej ostane vrednost prispevka prve nihajne oblike, ki je izračunana z modalno analizo s spektri odziva, ob upoštevanju faktorja obnašanja q (sila $V_{Ed,1}'$). Neelastični mehanizem ne vpliva na redukcije sil, ki izhajajo iz nihanja v višjih oblikah, zato je potrebno drugi člen (10.12) nadomestiti z vrednostjo nereducirane oz. elastične sile druge nihajne oblike $V_{El,2} = q \cdot V_{Ed,2}'$. Izraz za izračun potresnih strižnih sil tako dobi obliko (10.13).

$$V_{Ed} = \sqrt{\left(V_{Ed,1}'\right)^2 + \left(q \cdot V_{Ed,2}'\right)^2} \quad (10.13)$$

Faktor dodatne upogibne nosilnosti na mestu členka ω_R vpliva samo na sile prve nihajne oblike, razmerje je premo sorazmerno. Prvi člen (10.13) je tako potrebno pomnožiti z ω_R (10.14).

$$V_{Ed} = \sqrt{\left(\omega_R \cdot V_{Ed,1}'\right)^2 + \left(q \cdot V_{Ed,2}'\right)^2} = \sqrt{\left(\gamma_R \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot V_{Ed,1}'\right)^2 + \left(q \cdot V_{Ed,2}'\right)^2} \quad (10.14)$$

Da se lahko izpostavili vrednost prečne sile v izrazu (10.14), je potrebno $V_{Ed,2}'$ izraziti kot delež $V_{Ed,1}'$. Keintzel je opazoval samo prečne sile na dnu sten, zato je uporabil zvezo med $V_{Ed,2}'$ in $V_{Ed,1}'$, ki velja ob vpetju elastičnih kontinuirnih konzolnih sten (glej poglavje 10.11). Zveza med $V_{Ed,2}'$ in $V_{Ed,1}'$, ki je bila uporabljena v enačbi, je tako enaka (10.15).

$$V_{Ed,2}' = V_{Ed,1}' \cdot 0.32 \cdot \frac{S_e(T_2)}{S_e(T_1)} = V_{Ed,1}' \cdot \sqrt{0.1} \cdot \frac{S_e(T_2)}{S_e(T_1)} \quad (10.15)$$

V večini primerov $S_e(T_2)$ zavzame vrednost v platoju spektra in velja $S_e(T_2) = S_e(T_C)$. Ob upoštevanju te predpostavke, ki je na varni strani, zvezo (10.15) vstavimo v (10.14). Dobimo (10.16).

$$V_{Ed} = \sqrt{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot \gamma_{Rd} \cdot V_{Ed,1}'\right)^2 + \left(q \cdot V_{Ed,1}' \cdot \sqrt{0.1} \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad (10.16)$$

V izrazu (10.16) izpostavimo $V_{Ed,1}'$, dobimo (10.17).

$$V_{Ed} = V_{Ed,1}' \cdot \sqrt{\left(\frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} \cdot \gamma_{Rd}\right)^2 + \left(q \cdot \sqrt{0.1} \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad (10.17)$$

S primerjavo enačbe (10.17) z enačbama (10.6) in (10.10) pridemo do ugotovitve, da je koren v (10.17) enak Keintzlovi enačbi. To pomeni, da je Keintzlov faktorja ε pravzaprav potrebno množiti z $V_{Ed,1}'$ in ne z V_{Ed}' , kot je to predstavljeno v Evrokodu 8. Korekten izraz za uporabo Keintzlove enačbe se torej glasi (10.18).

$$V_{Ed} = \varepsilon \cdot V_{Ed,1}' \quad (10.18)$$

Nepravilna interpretacija Keintzlove formule je lahko razlog konservativnost Evrokodovega postopka za izračun prečnih sil v DCH stenah. V Evrokodovem postopku je navedeno, da je potrebno Keintzlov ε množiti s V_{Ed}' , zato so dobljene sile večje kot v primeru doslednega upoštevanja Keintzlove izpeljave izraza za ε ($V_{Ed} \geq V_{Ed,1}'$).

Keintzel je opredelil tudi zgornjo mejo faktorja amplifikacije. Pravilno je sklepal, da je zgornja meja za potresne sile $V_{Ed,upper}$ njihova elastična vrednost V_{El} . Zato je postavil omejitev $\varepsilon \leq q$, ki pa je, glede na njegovo definicijo faktorja amplifikacije $\varepsilon = V_{NA}/V_{Ed}'$, nepravilna. S takšno omejitvijo je privzeto, da je $V_{Ed, upper}$ enak produktu med q in $V_{Ed,1}'$, kar pa seveda ni enako V_{El} (10.19).

$$V_{Ed,upper} = V_{El} \neq q \cdot V_{Ed,1}' \quad (10.19)$$

Zgornja meja za prečne sile oz. elastične vrednosti prečnih sil je v resnici enaka produktu med q in V_{Ed}' (upoštevane so vse pomembne nihajne oblike) – enačba (10.20). Omejitev $\varepsilon \leq q$ je pravilna le v primeru, da je ε opredeljen kot razmerje V_{NA}/V_{Ed}' .

$$V_{Ed,upper} = V_{El} = q \cdot V_{Ed}' \quad (10.20)$$

Keintzlov izraz je bil izpeljan za izračun faktorja amplifikacije strižnih sil ob vpetju sten. Razmerje med $V_{Ed,2}'$ in $V_{Ed,1}'$ iz enačbe (10.15) namreč velja le za območje ob vpetju sten (najnižja etaža). Razmerje $V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}'$ se v resnici spreminja po višini stene (Slika 10.47-c), kar pomeni, da se tudi stopnja amplifikacije sil spreminja po višini stene. Evrokodov postopek predpisuje uporabo Keintzlovega faktorja amplifikacije po celotni višini stene. Takšen postopek ne zagotavlja optimalnega načrtovanja sten, zato so se naše raziskave nanašale tudi na preučevanje spreminjanja stopnje amplifikacije po višini sten.

10.6 Parametrična študija amplifikacije strigov v stenah, ki so načrtovane na visoko stopnjo duktilnosti po Evrokodovih predpisih

V kolikor imamo na razpolago zanesljiv analitičen model za neelastično analizo časovnega odziva sten, je izračun dejanske amplifikacije potresnih strižnih sil za posamezno steno razmeroma rutinsko delo. Primerjati je potrebno prečne sile iz poenostavljene analize na elastičnem modelu z absolutno največjimi prečnimi silami, ki so zabeležene med neelastično časovno analizo. Pri analizi časovnega odziva se uporabi akcelerogram, ki ima PGA (absolutno največji pospešek) enak računskemu pospešku tal, ki je bil uporabljen v poenostavljeni analizi oz. pri načrtovanju stene. Ker je odziv gradbene konstrukcije glede na posamezen akcelerogram različen, je pomembno, da se analize časovnega odziva opravi z večjim naborom akcelerogramom in kot merodajne vrednosti prečnih sil privzame npr. srednje vrednosti rezultatov posameznih analiz.

V naših raziskavah je bil ovrednoten postopek, ki je predpisan v standardu za potresnovarno načrtovanje. Postopek temelji na poenostavljeni potresni analizi z uporabo idealiziranih spektrov pospeškov. Za neposredno primerjavo rezultatov poenostavljene elastične analize in neelastične analize časovnega odziva je zato potrebno uporabiti akcelerograme, ki imajo spektre pospeškov približno enake idealiziranim spektrom, ki so bili uporabljeni v poenostavljeni analizi. Spektri akcelerogramov, ki so zabeleženi v okolju, so precej drugačni kot idealizirani spektri, zato so v naših analizah bili uporabljeni generirani akcelerogrami z ustrezno obliko spektrov.

Primeri sten za analizo so bili pripravljene tako, da izpolnjujejo vse Evrokodove zahteve (CEN, 2004a in 2004b) vključno z navodili nacionalnih dodatkov (SIST, 2004, 2005a in 2005b). V tem razdelku so predstavljeni rezultati študije za stene, ki so bile projektirane na visoko stopnjo duktilnosti (DCH) in so glede geometrije značilne za slovensko prakso. Rezultati so bili uporabljeni za vrednotenje Evrokodovega postopka za izračun amplifikacije DCH sten. Študija DCH konzolnih sten je potekala v dveh fazah. Druga faza študije je služila za dodatno potrditev ugotovitev iz prve faze študije.

V prvi fazi študije DCH sten je bilo obravnavanih 24 več etažnih enojnih sten s pravokotnim prerezom. Glede na število etaž (n) so bile stene razdeljene v skupine. Obravnavane so bile skupine z 4, 6, 8, 12, 16 in 20 etažami. Poleg števila etaž sta bila parametra sten še:

- Dolžina stene l_w (med 2 in 8 m);
- Tlorisni delež sten oz. razmerje med ploščno prečnega prereza stene A_w in pripadajoče ploščine etaže A_f : $r_f = A_w/A_f$ (1,5%, 2,0% in 2,5%).

Etažna višina h_s je v vseh primerih znašala 3,0 m, tako kot tudi širina stene $b_w = 30$ cm.

10.6.1 Območje veljavnosti rezultatov

V študiji, ki je predstavljena v tem razdelku, je bilo obravnavano povečanje potresnih strižnih sil v enojnih več etažnih konzolnih stenah s pravokotnim prerezom, ki izpolnjujejo zahteve metode načrtovanja nosilnosti. Računski modeli, ki so bili uporabljeni v študiji, so obsegali samo eno steno, zato morebitno prerezporejanje potresnih sil med nosilnimi sistemi v isti konstrukciji ni bilo zajeto. Rezultati torej veljajo za stene v stavbah s stenastim konstrukcijskim sistemom, ki ga tvorijo nepovezane stene s podobnimi dolžinami (podobna deformacijska oblika). Torzijski vplivi prav tako niso bili zajeti.

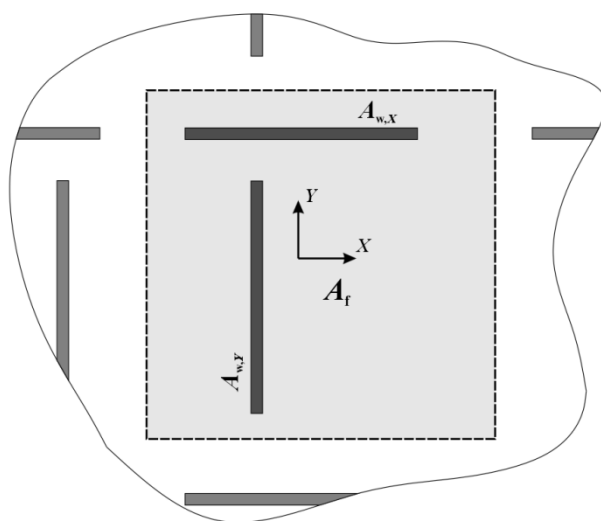
10.6.2 Načrtovanje sten

Stene, ki so obravnavane v tem razdelku (razdelek 10.6), so bile načrtovane v skladu z vsemi Evrokodovimi zahtevami za stopnjo duktilnosti DCH. Potresne zahteve so bile določene z modalno analizo s spektri odziva ob upoštevanju faktorja obnašanja $q=q_0 \cdot \alpha_w / \alpha_1 = 4,0 \cdot 1,1 = 4,4$, kar ustreza pravilnim stenastim sistemom z več nepovezanimi stenami. Privzeto je bilo, da navpična etažna obtežba pri potresni obtežni kombinaciji znaša $q_{Ed} = 10 \text{ kN/m}^2$. Navpične sile po etažah N_i in pripadajoče etažne mase m_i so bil določene z upoštevanjem tlorisnega deleža sten $r_f = A_w / A_f$ (Slika 10.5). Vrednoti N_i so bile izračunane z izrazom (10.21), vrednosti m_i pa z izrazom (10.22).

$$N_i = q_{Ed} \cdot A_f / 2 = q_{Ed} \cdot A_w \cdot r_f / 2 \quad (10.21)$$

$$m_i = q_{Ed} \cdot A_f / g = q_{Ed} \cdot A_w \cdot r_f / g \quad (10.22)$$

Osne sile N_i so bile določene tako, da se je produkt med q_{Ed} in A_f delili z 2 (10.21). Navpična obtežba na vplivni površini A_f se namreč prenese na stene, ki so postavljene v obe smeri tlorisnih osi (osi X in Y , Slika 10.5). V primeru vodoravne obtežbe je drugače. Pri nastopu vodoravne obtežbe v smeri X (oz. Y), odpornost nudijo samo stene, ki so postavljene (približno) vzporedno s smerjo X (oz. Y). Pri izračunu etažne mase, ki je bila uporabljena v računskem modelu, je bilo torej privzeto, da vztrajnostne sile celotne mase na območju A_f delujejo le na modelirano steno.



Slika 10.5: Vplivna etažna površina ene stene v stenastem sistemu

Fig. 10.5: Floor area contributing to the forces in one wall in a wall system

Upoštevanji so bili tudi členi v slovenskem Nacionalnem dodatku k Evrokodu 2 (2005), ki opredeljujejo nekatere konstrukcijske zahteve za stene: (i) Najmanjši delež navpične armature v stenah znaša $A_{s,v,min} = 0,003 \cdot A_c$ in (ii) premer navpičnih palic v robnih elementih mora znašati najmanj 12 mm. Pri načrtovanju se je uporabilo karakteristike betona C25/30 in jekla S500.

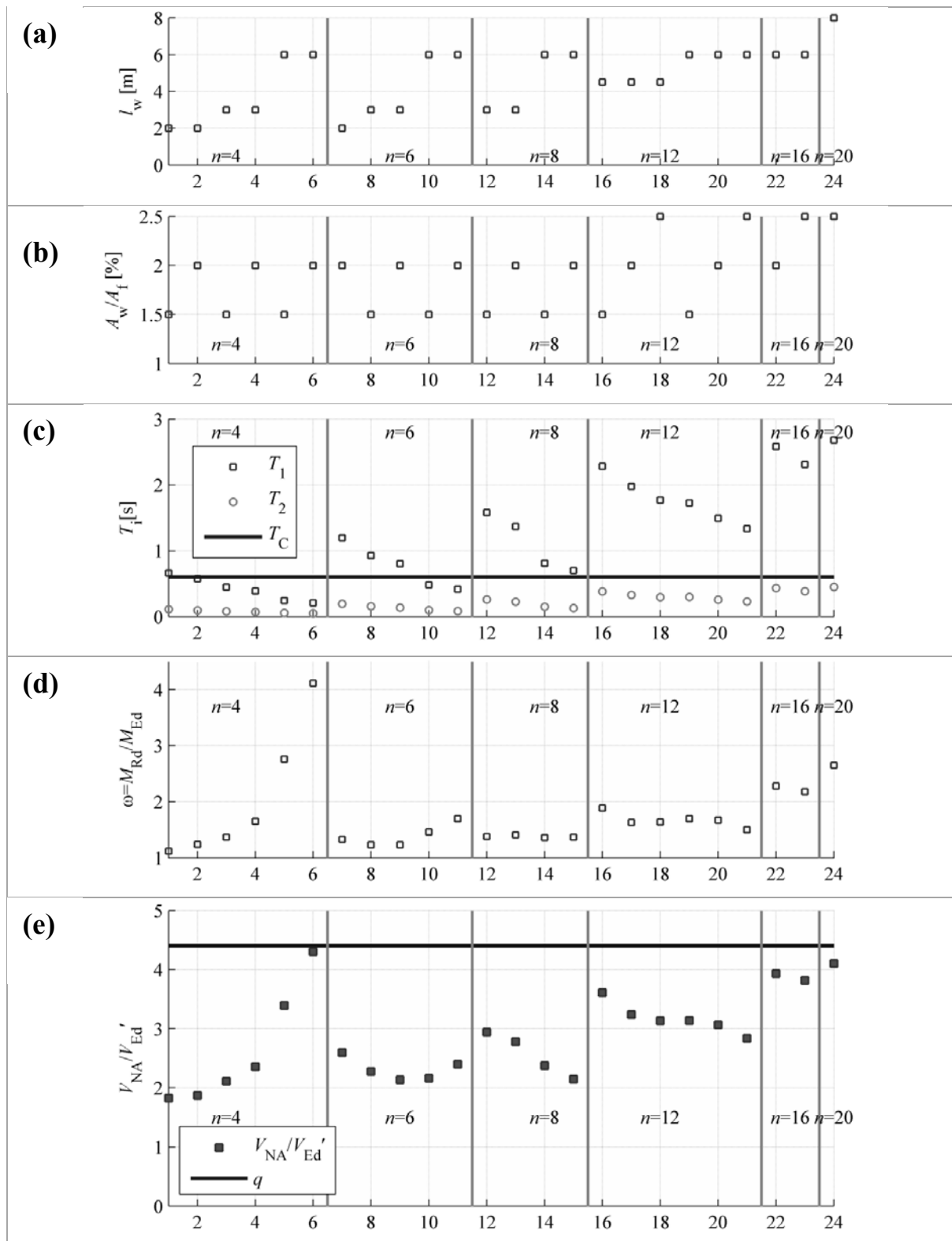
10.6.3 Označba sten in njihove lastnosti

Obravnavane stene so bile označene (imenovane) z zaporednimi števki i od 1 do 24. Geometrijske lastnosti sten so prikazane na slikah 10.6–a in 10.6–b: številke na vodoravnih oseh predstavljajo označbe analiziranih sten; točke na sliki 10.6–a predstavljajo dolžine sten l_w (navpična os); točke na sliki 10.6–b predstavljajo razmerja $r_w=A_w/A_f$ (navpična os); točke na slikah so glede na število etaž sten n razmejene z navpičnimi črtami. Stene so razdeljene na skupine glede na število etaž n ($n = 4, 6, 8, 12, 16$ in 20). Dolžine sten so se gibale med 2 in 8 metrov. Vsaka skupina sten z enakim številom etaž je vsebovala 6 metrov dolgo steno, saj ta vrednost najbolj pogosto predstavlja dolžino stranice modula pri stanovanjski gradnji. Zaradi omejitev, ki izhajajo iz mejnega stanja uporabnosti, je bilo potrebno v primeru 20 etažne stene privzeti vsaj 8 metrov dolgo steno. Iz istega razloga je bil v tem primeru upoštevan samo en računski primer z razmeroma visokim deležem r_w , ki je znašal 2,5%. Pri nižjih stenah so bili upoštevani tudi nižji deleži (znašali so 1,5%, 2,0% in 2,5%).

Geometrijske lastnosti sten se odražajo v njihovih nihajnih časih. Ilustrirani so na sliki 10.6–c, in sicer sta za vsako steno predstavljena prva dva (T_1 in T_2). Za srednje visoke stene najpogosteje velja $T_1 > T_C$ in $T_2 < T_C$. Glede na privzeto potresno obtežbo (glej naslednji razdelek) si bile stenam določeni še faktorji dodatne nosilnosti ω_{Rd} (Slika 10.6-d). Vrednosti ω_{Rd} so bile v večini primerov nižje od 2,0. Precej visoka dodatna nosilnost se je izkazala v primeru štiri etažne šest metrov dolge stene (označena z $i=6$) in pri najvišjih stenah (16 ter 20 etažne). Dodatna nosilnost najvišjih sten je posledica dejstva, da so njihovo dolžino (l_w) narekovali pogoji mejnega stanja uporabnosti. Potrebno je še dodati, da so bili faktorji ω_{Rd} na sliki 10.6–d izračunani ob upoštevanju projektnih nosilnosti materialov, t.j. z uporabo projektnih upogibnih nosilnosti M_{Rd} ($\omega_{Rd}=M_{Rd}/M_{Ed}$). Dejanski faktorji nosilnosti so torej višji. Projektne trdnosti materialov so bile uporabljene z namenom, da bi lahko čim bolj neposredno ovrednotilo Evrokodov postopek. Razliko med dejanskimi nosilnostmi (označene z M_R) in M_{Rd} se lahko naknadno enostavno zajame s faktorjem γ_{Rd} , kot je to formulirano tudi v Keintzlovi enačbi. Velja namreč zveza (10.23).

$$\omega_R = \frac{M_R}{M_{Ed}} = \gamma_{Rd} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}} = \gamma_{Rd} \cdot \omega_{Rd} \quad (10.23)$$

Izračunane vrednosti dodatnih upogibnih nosilnosti na mestu členka in prvih nihajnih časov (le-ta je povezan s prispevkom višjih nihajnih oblik) so vsekakor razmeroma dobre ocene dejanskih vrednosti, ki veljajo za stenaste objekte v slovenskem prostoru. Pri sestavi računskim modelov so bili namreč upoštevani geometrijski parametri in pravila, ki veljajo za stene, ki se gradijo v slovenskem okolju. V raziskavi se je torej privzelo realistične vrednostmi ključnih količin, ki vplivajo na amplifikacijo. Prednost raziskave je torej tudi v tem, da se je Evrokodov postopek testiral na (idealiziranih) primerih konstrukcij, ki se najpogosteje izvajajo v praksi. Rutenberg (Rutenberg in Nsieri, 2006) in Keintzel (1990) sta ključne parametre neposredno določila glede na lastno presojo, kar pa se je odražalo v nekaterih povsem neživljenjskih kombinacijah teh parametrov (Rutenberg je v svojih analizah celo »pozabil« upoštevati dodatno nosilnost).



Slika 10.6: Označbe DCH sten, ki so bile obravnavane v prvi fazi študije, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed}' ; **(a)** Dolžine sten - l_w [m]; **(b)** Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; **(c)** Prvi in drugi nihajni časi; **(d)** Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; **(e)** Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed}' .

Fig. 10.6: Notation of the DCH walls analysed in the first phase of study, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: **(a)** Lengths of the walls - l_w [m]; **(b)** Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; **(c)** First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; **(d)** Overstrength factors ω_{Rd} ; **(e)** Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' .

10.6.4 Analitični modeli in parametri analize

Modalne analize s spektri odziva so bile opravljene s programom ETABS (CSI, 2009) ob uporabi standardnih parametrov analize. Razpokanost elementov se je upoštevalo z 50% zmanjšanjem upogibnih in strižnih karakteristik prerezov. Uporabljeni so bili Evrokodovi projektni spektri za tla tipa C in s projektnim pospeškom $a_g=0,25 \cdot g$. Etažne mase in navpične sile so bile izračunane z enačbama (10.21) in (10.22).

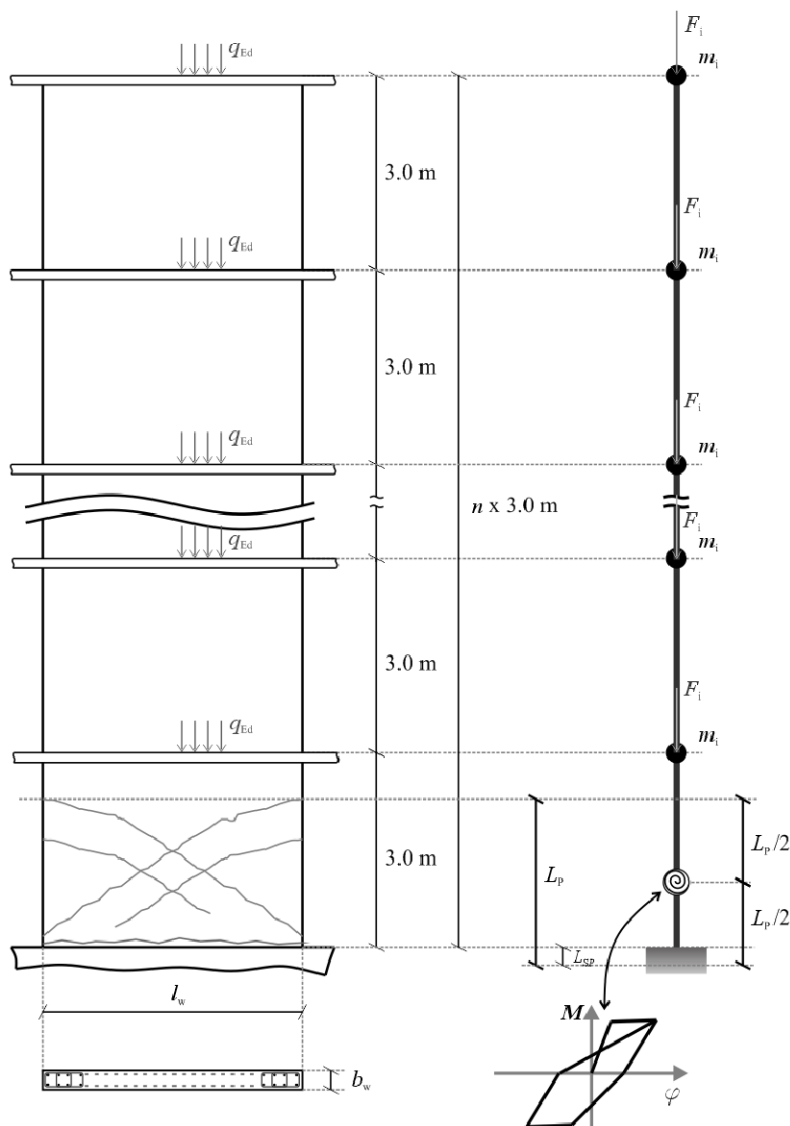
Stene so bile načrtovane tako, da se ob nastopu potresne obtežbe projektne moči prepreči neelastično strižno deformiranje po celotni višini sten, medtem ko je neelastično upogibno deformiranje dopuščeno samo v kritičnem območju. Vodoravna potresna obtežba ni povzročala osnih sil v stenah (obravnavali smo konzolne stene), le-ta je izhajala le iz neseizmičnih vplivov pri potresni obtežni kombinaciji (q_{Ed}), ki se med trajanjem potresne obremenitve ne spreminja. Opisane lastnosti so omogočile uporabo razmeroma enostavnega neelastičnega analitičnega modela. Modeli sten za neelastične analize časovnega odziva so bili sestavljeni tako, da se je modelom, ki so bili uporabljeni za modalno analizo s spektri odziva, dodalo neelastično rotacijsko vzmet, ki se jo je namestilo v težišče upogibnega členka (Slika 10.7). Z vzmetjo se je modeliral odnos $M-\varphi$ (moment rotacija), ki velja za plastični členek. Upoštevana je bila bilinearna ovojnica odnosa $M-\varphi$ in Takedina histerezna pravila. Karakteristične vrednosti momentov na diagramu (moment na meji tečenja M_y in največji moment M_u) so bili določena z analizo prereza (analiza moment – ukrivljenost), ustrezajoče vrednosti rotacij (φ_y in φ_u) so bile izračunane kot produkt ukrivljenosti (Φ_y in Φ_u) in predvidene dolžine plastičnega členka L_p . Za izračun L_p je bila uporabljena enačba, ki so jo predlagali Priestley et al. (2007). Priestleyjeva enačba (10.24) se posebej nanaša na armiranobetonske stene.

$$L_p = k \cdot H_e + 0.1 \cdot l_w + L_{SP} \quad (10.24)$$

Prvi člen v enačbi (10.24) predstavlja širjenje neelastičnih deformacij po višini stene zaradi utrjevanja jekla. S parametrom $H_e \approx 0,7 \cdot H$ se upošteva gradient momente linije (naklon momentne linije). Parameter k upošteva utrditev jekla: $k=0,2 \cdot (f_u/f_y - 1)$. Drugi člen v (10.24) se nanaša na vpliv diagonalnih razpok, kar je ekvivalentno premaknitvi momentne linije zaradi strižne obremenitve. V komentarju enačbe so Priestley in sodelavci (Priestley et al., 2007) še zapisal, da faktor 0,1 predstavlja precej konzervativno vrednost. Zadnji člen v enačbi (10.24), t.j. dolžina L_{SP} , predstavlja vpliv izvleka navpičnih palic iz temeljnega bloka. L_{SP} se izračuna z enačbo (10.25). V (10.25) je f_y [MPa] napetost jekla na meji tečenja in d_{bl} [m] premer največjih navpičnih palic.

$$L_{SP} = 0.022 \cdot f_y \cdot d_{bl} \quad (10.25)$$

Neelastično rotacijsko vzmet je potrebno namestiti točno v središče plastičnega členka (Priestley et al., 2007), kot je prikazano na sliki 10.7. Moment, ki narekuje dogajanje v členku je torej nekoliko manjši od tistega, ki ustreza konzolnemu nosilcu ob vpetju. Začetne togosti členkov so bile določene tako, da so se nihajni časi elastičnih (modeli za MASO) in neelastičnih modelov ujemali. Takšen postopek je bil nujen za korektno vrednotenje Evrokodovega postopkov. Postopek namreč temelji na predpostavki, da imata tako elastični kot neelastični računski model (dejanska konstrukcija) enake začetne oz. efektivne nihajne čase (spomnimo se »trikotnikov« iz sheme načrtovanja nosilnosti).



Slika 10.7: Analitičen model za neelastične analize časovnega odziva s katerim je bilo raziskano povečanje potresnih strižnih sil v več etažnih DCH konzolnih stenah

Fig. 10.7: Analytical model for inelastic response history analyses in order to investigate the shear amplifications in DCH cantilever walls

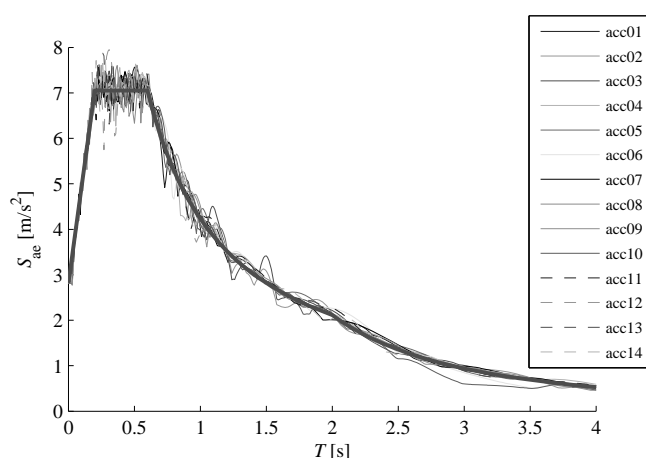
Upošteevano je bilo 5% viskozno dušenje proporcionalno masi in trenutni togosti modelov. Tako neelastične analize časovnega odziva kot analize prerezov so bile opravljene s programom OpenSees (2008). Zelo podobne analitične modele so uporabili tudi preostali raziskovalci, ki so omenjeni v študiji. Razlike so se nanašale npr. na oceno dolžine plastičnega členka, histerezna pravila, program za analizo,...

10.6.5 Izbor akcelerogramov

Vsako stena je bila analizirana z n_{acc} akcelerogrami. Glede na uporabljen akcelerogram je bila z neelastično analizo časovnega odziva določena vrednost absolutno največjih prečnih sil za vse etaže obravnavanih stene – $V_{NA,k}$ ($1 \leq k \leq n_{acc}$). Merodajne dejanske potresne prečne sile V_{NA} so bile opredeljene kot srednje vrednosti $V_{NA,k}$ (10.26). Takšen postopek so uporabili tudi vsi citirani avtorji.

$$V_{NA} = \frac{\sum_{k=1}^{n_{acc}} V_{NA,k}}{n_{acc}} \quad (10.26)$$

Uporabljenih je bilo 14 ($n_{acc} = 14$) generiranih akceleroگرامov, katerih spektri pospeškov so se približno skladali z Evrokodovim elastičnim spektrom za tla C (Slika 10.8). Akceleroگرامi si bili narejeni na IKPIR s programom SYNTH (Naumoski, 1998). Akceleroگرامi, ki imajo spektre (približno) enake Evrokodovim elastičnim spektrom, so bili izbrani z namenom, da se čim bolj neposredno testira Evrokodov postopek. Tako se je v precejšnji meri izognilo vplivom slučajnosti akceleroگرامov, ki bi bili ob uporabi dejanskih akceleroگرامov precej višji. Raztros rezultatov zaradi raznovrstnosti akceleroگرامov nas ni zanimal, upoštewane so bile le srednje vrednosti prečnih sil.



Slika 10.8: Elastični spektri pospeškov (pri 5% dušenju) štirinajstih akceleroگرامov, ki smo jih uporabili v študiji. Z odebeljeno črto je narisan še Evrokodov elastični spekter tla C in $a_g=0,25 \cdot g$.

Fig. 10.8: The elastic response spectra (5% damping) of 14 artificial accelerograms used in the analysis compared with the Eurocode spectrum for soil type C and $a_g=0.25 \cdot g$ (thick line)

10.6.6 Rezultati analize – dejanski faktorji povečanja potresnih strižnih sil ob vpetju sten

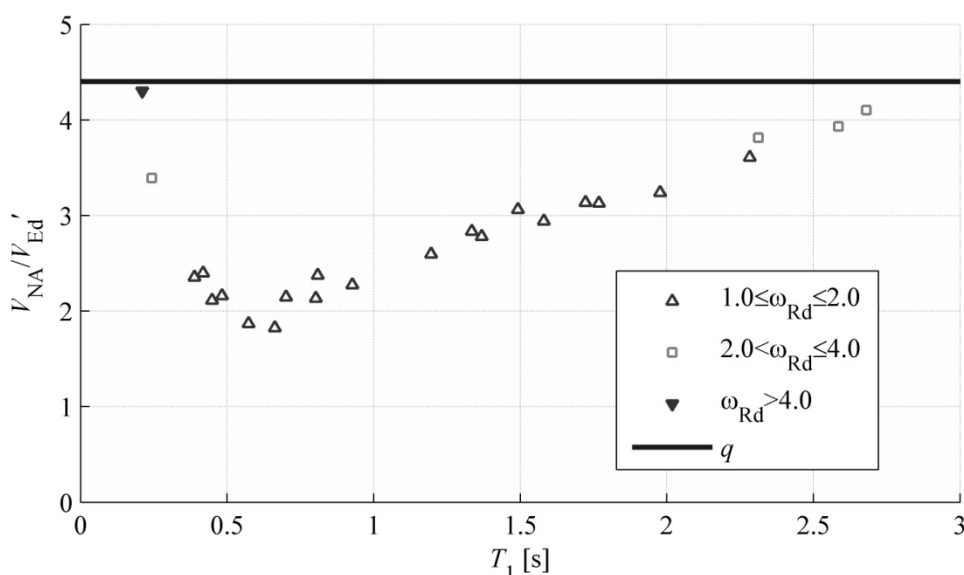
Kot prvo so predstavljeni rezultati povečanja potresnih strižnih sil ob vpetju sten. Območje ob vpetju je najbolj kritično mesto za zagotovitev strižne nosilnosti stene. Strižne sile so na tem mestu največje, poleg tega zagotavljanje strižne nosilnosti otežuje še neelastično upogibno deformiranje (plastični členek), zaradi katerega se ni mogoče zanesti na mehanizem zaklinjanja. Dejanske faktorje povečanja (ob vpetju) smo opredelili kot razmerja $V_{NA}/V_{Ed}' = V_{NA,base}/V_{Ed,base}'$. V_{NA} v tem primeru predstavljajo prečne sile ob vpetju, ki so dobljene z neelastično analizo časovnega odziva ob upoštevanju opisanega statističnega postopka (enačba 10.26). V_{Ed}' so prečne sile ob vpetju, dobljene s poenostavljeno analizo (na podlagi katerih so bile stene konstruirane).

Faktorji amplifikacije V_{NA}/V_{Ed}' , ki so bili izračunani za prvo serijo sten (24 sten), so predstavljeni na sliki 10.6 – e. Vodoravna os predstavlja privzete označbe obravnavnih sten. Faktorji so razmeroma visoki in imajo širok razpon. Segajo od vrednosti 1,8 (štiri etažne kratke stene) do 4,3 (štiri etažna dolga stena). Iz slike je možno tudi razbrati, da je zgornja meja za amplifikacijo približno enaka q ($\max[V_{NA}/V_{Ed}'] \approx q$): zgornja meja potresnih sil so njihove elastične vrednosti. Na povečanje strižnih sil štiri etažnih sten vpliva predvsem dodatna upogibna nosilnost. To vidimo iz podobnosti vzorca spreminjanja (trends spreminjanja) količin M_{Rd}/M_{Ed} in V_{NA}/V_{Ed}' na sliki 10.6.

Vrednosti faktorjev povečanja 6 in 8 etažnih sten variirajo med 2 in 3. Pri 8 etažnih stenah je videti, da vzorec spreminjanja V_{NA}/V_{Ed}' sledi spreminjanju T_1 , kar kaže na to, da pri teh stenah amplifikacijo povzroča predvsem vpliv nereduciranih sil višjih nihajnih oblik. Enako velja za 12 etažne stene, pri katerih se V_{NA}/V_{Ed}' giblje med 2,8 in 3,7. Šestnajst etažni in dvajset etažna stena izkazujeta faktorje amplifikacije, ki so skoraj enaki q . Visoke vrednosti so posledica tako velike dodatne nosilnosti sten kot vpliva višjih nihajnih oblik. Rezultati jasno nakazujejo, da je povečanje strižnih sil nujno potrebno upoštevati v fazi načrtovanja sten. Navkljub temu, da so v Evrokodu predpisani razmeroma konservativni postopki za zagotovitev strižne nosilnosti armiranobetonskim elementov, ne moremo v nobenem primeru računati na tolikšno dodatno strižno nosilnost, da bi kompenzirala neupoštevanje amplifikacije pri načrtovanju.

Za razumevanje povečanja strižnih sil je potrebno posebej poudariti še nekatera dejstva. Strižna amplifikacija je odvisna od razmerja med prispevki višjih in prve nihajne oblike in zato posredno odvisna od oblike spektra pospeškov potresne obtežbe. Pomembno je razmerje med spektralnima pospeškoma $S_a(T_2)$ in $S_a(T_1)$. Za običajne stenaste konstrukcije je oblika Evrokodovega spektra precej neugodna. Kot smo zapisali, T_2 običajno pade v plato spektra, T_1 pa na padajočo vejo. Ker je razmerje med nihajnim časoma veliko ($T_1 : T_2 = 6:1$ – značilno za upogibne stene), se razmerje $S_a(T_2)/S_a(T_1)$ in s tem amplifikacija z višjimi T_1 zelo hitro povečuje (T_2 je skoraj vedno platoju). Če bi obravnavane stene postavili na območje za katero so značilni potresi z dolgimi periodami (plato spektra bi bil pomaknjen precej naprej), bi bila amplifikacija sten obratno sorazmerna s T_1 .

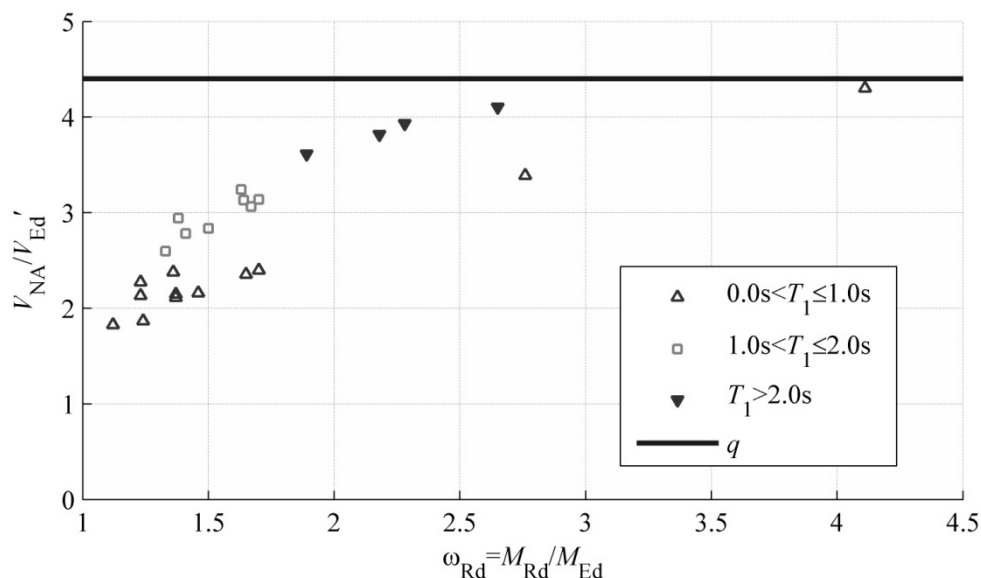
Na sliki 10.9 so faktorji povečanja predstavljeni v odvisnosti od prvega nihajnega časa T_1 . Za boljšo ponazoritev kako T_1 vpliva na amplifikacijo, so faktorji razdeljeni na skupine glede na dodatno nosilnost. Iz vzorcev je jasno razvidno, da je povečanje strižnih sil močno odvisno od vrednosti prvega nihajnega časa. Visoke amplifikacije lahko pričakujemo tudi pri stenah z nižjimi T_1 , ki imajo visoko dodatno nosilnost. To je značilno za nizke dolge stene.



Slika 10.9: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v prvi fazi študije v odvisnosti od prvih nihajnih časov T_1

Fig. 10.9: Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed}' of the DCH cantilever walls examined in the first phase of study plotted against T_1

Na sliki 10.10 so faktorji povečanja predstavljeni v odvisnosti od dodate upogibne nosilnosti na mestu členka ω_{Rd} . Tudi tu so faktorji razdeljeni na skupine, in sicer glede na T_1 . Vzorec amplifikacij za katere velja $T_1 \leq 1,0$ s najboljše prikazuje vpliv dodatne nosilnosti na amplifikacijo. Za vse obravnavane stene, ki imajo faktor dodatne nosilnosti večji od 2,0, znaša faktor amplifikacije približno 4,0.



Slika 10.10: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v prvi fazi študije v odvisnosti od faktorja dodatne nosilnosti ω_{Rd}

Fig. 10.10: Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed}' of the DCH cantilever walls examined in the first phase of study plotted against the overstrength factor

10.6.7 Verifikacija Evrokodovega postopka za izračun povečanja potresnih strižnih sil v DCH stenah

Projektne potresne strižne sile ob vpetju obravnavanih sten, ki so bile določene z Evrokodovim postopkom, so bile primerjane z vrednostmi, ki so bile dobljene z neelastičnimi analizami časovnega odziva V_{NA} . Evrokodove vrednosti (označene z $V_{Ed,EC8}$) so bile izračunane z enačbo (10.6), pri čemer se je vrednosti V_{Ed}' izračunalo z modalno analizo s spektri odziva. Ker se je pri neelastičnih modelih uporabilo projektne karakteristike materialov, se je v Keintzovi enačbi upoštevalo $\gamma_{Rd}=1,0$. Primerjava je bila opravljena tako, da se je izračunalo količnike $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$. Tako so bili dobljeni neposredni podatki o deležu s katerim Evrokodov postopek preceni ali podceni dejanske strižne sile. Rezultati $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ so predstavljeni na slikah 10.11, 10.12 in 10.13 s kvadratnimi oznakami.

Na sliki 10.11 so količniki $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ izrisani glede na vrstni red označb obravnavanih sten (indeks i). Vidimo, da je Evrokodov postopek dobro ocenil dejanske strižne zahteve v približno polovici primerov. Strigi so bili razmeroma točno ocenjeni pri vseh 4 etažnih stenah, nekaterih 6 in 8 etažnih stenah ter pri najvišjih stenah (16 in 20 etažne). V ostalih primerih pa so bile dejanske sile bistveno precenjene. V primeru 4,5 metra dolge 12 etažne stene z $r_f=2,5\%$ je $V_{Ed,EC8}$ celo za 40% višji od V_{NA} . Slika 10.12 ne pokaže jasnega vzorca, ki bi nakazal na razlog za odstopanje med $V_{Ed,EC8}$ in V_{NA} . Vzorec se pokaže, če količnike $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ narišemo v odvisnosti od T_1 (Slika 10.12): Evrokodov postopek izkazuje konservativne ocene pri stenah s prvim nihajnim časom med 1,0 s in 2,5 s, medtem ko je ujemanje pri stenah s $T_1 < 1,0$ s oz. $T_1 > 2,5$ s razmeroma dobro. Na sliki 10.13 so $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ predstavljeni še v odvisnosti od ω_{Rd} . S takšnim prikazom ne dobimo dodatnih informacij o vzrokih za

odstopanja. Opaziti je le, da je pri večjih vrednostih ω_{Rd} ujemanje dobro. Pri manjših ω_{Rd} pa so prisotni tako primeri z dobrim kot primeri s slabim ujemanjem.

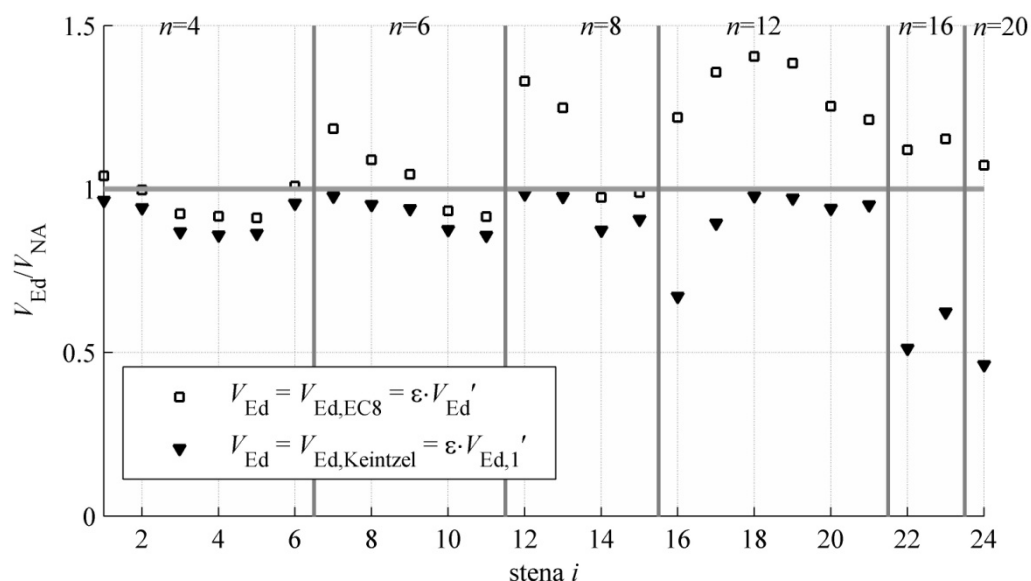
Vzrok za odstopanje Evrokodovih rezultatov je torej povezan z vrednostjo prvega nihajnega časa stene. To daje sklepati, da vpliv višjih nihajnih oblik ni bil najbolj ovrednoten. V razdelku, kjer smo predstavili izpeljavo Keintzlove enačbe, smo zapisali, da je le-ta namenjena množenju s prečnimi silami, ki so dobljene s poenostavljeno analizo ob upoštevanju prispevka prve nihajne oblike $V_{Ed,1}'$ (enačba 10.18). Ker smo, skladno z Evrokodovimi navodili, Keintzlov faktor množili z V_{Ed}' , je bil vpliv višjih nihajnih oblik precenjen, kar je najverjetneje vodilo do konservativnih rezultatov Evrokodovega postopka. Postavljeno tezo smo preverili. V naslednjem razdelku so predstavljeni rezultati, ki so dobljeni z uporabo Keintzlove enačbe na silah prve nihajne oblike $V_{Ed,1}'$.

10.6.8 Verifikacija prvotnega Keintzlovega postopka

Ker je vzorec odstopanja $V_{Ed,EC8}$ od V_{NA} nakazal na nekorektno upoštevanje vpliva višjih nihajnih oblik, smo strižne sile ob vpetju sten izračunali še po osnovnem Keintzlovem postopku, ki predvideva uporabo faktorja povečanja ε na silah prve nihajne oblike $V_{Ed,1}'$. Rezultati postopka so bili označeni z $V_{Ed,Keintzel}$. Razmerja $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ so predstavljena na slikah 10.11, 10.12 in 10.13. Na sliki 10.11 so rezultati predstavljeni po zaporednih števkih, ki označujejo obravnavane primere (indeks i). Opaziti je, da so količniki $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ v splošnem precej bližje vrednosti 1,0 kot v primeru $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$. Precej slabi rezultati, ki so na nevarni strani, so bili dobljeni v primerih visokih sten (16 in 20 etažne stene) ter 12 etažne stene z najdaljšim T_1 v skupini (označena z $i=16$).

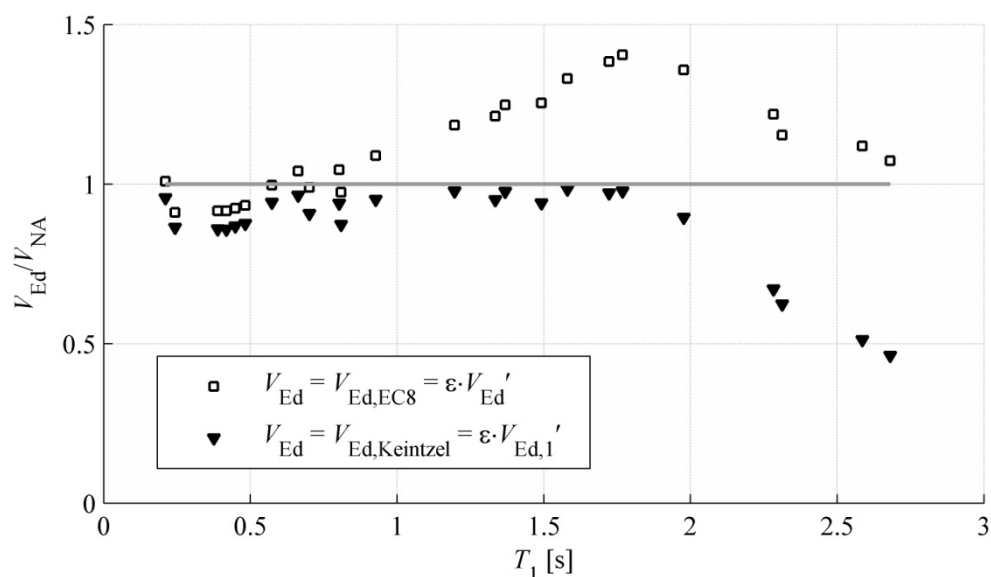
Izris rezultatov v odvisnosti od T_1 (Slika 10.12) pokaže območje sprejemljivosti rezultatov: s Keintzlovim postopkom so bile izračunane precej dobre ocene potresnih zahtev v stenah s T_1 manjšim od 2 sekundi; pri stenah s T_1 večjim od 2 sekundi so bile amplifikacije podcenjene, odstopanje je rastlo z večjim T_1 . Na sliki 10.13 so količniki $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ predstavljeni še v razmerju z ω_{Rd} . Slika ne kaže na korelacijo med ω_{Rd} in odstopanjem $V_{Ed,Keintzel}$ od V_{NA} .

Domneva o vzroku za odstopanja se nakaže ob primerjavi vrednosti na slikah 10.11, 10.6 – c, 10.6 – d in 10.6 – e. Skupne lastnosti sten, pri katerih $V_{Ed,Keintzel}$ bistveno odstopa od V_{NA} , so: (i) njihova dejanska amplifikacija V_{NA}/V_{Ed}' je zelo visoka (Slika 10.6 – e); (ii) imajo dolg prvi nihajni čas (Slika 10.6 – c) in (iii) imajo veliko dodatno nosilnost (Slika 10.6 – d). K visokim amplifikacijam te skupine sten znatno prispevata tako dodatna nosilnost kot vpliv nereduciranih sil višjih nihajnih oblik. V takšnih primerih sta oba člena Keintzlove enačbe zelo velika, kar pomeni, da je merodajna omejitev $\varepsilon \leq q$. Zapisali smo, da takšna omejitev ni pravilna in lahko vodi do prenizkih ocen strižnih sil. Razlog za odstopanja med $V_{Ed,Keintzel}$ in V_{NA} je torej v nepravilni formulaciji zgornje meje $\varepsilon \leq q$.



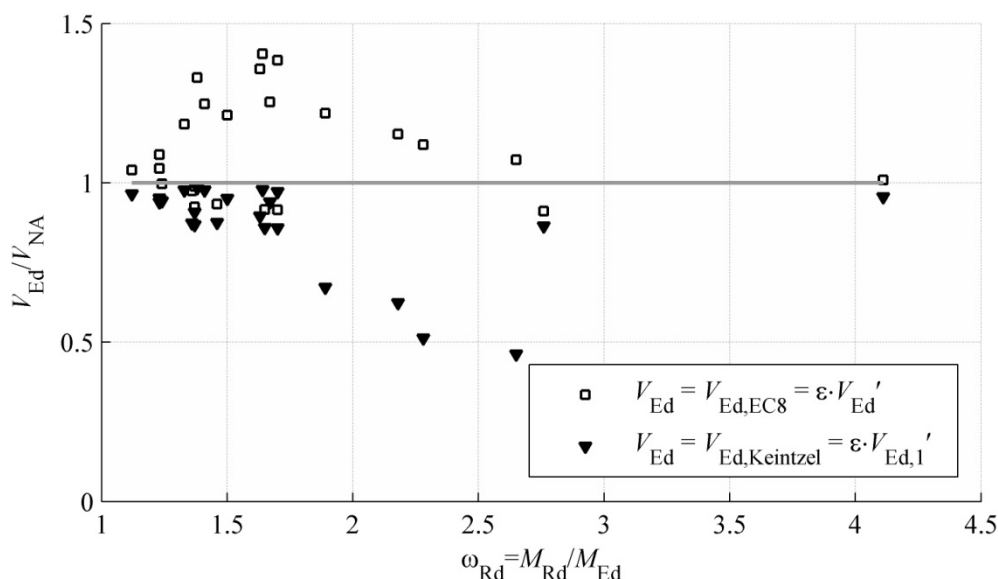
Slika 10.11: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten

Fig. 10.11: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration



Slika 10.12: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1

Fig. 10.12: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to T_1



Slika 10.13: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}

Fig. 10.13: Values for $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,Keintzel}/V_{NA}$ (indicated by triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor

10.6.9 Izboljšava Evrokodovega postopka za izračun projektnih potresnih strižnih sil v DCH stenah

Rezultati, ki so predstavljeni v prejšnjih razdelkih, so nakazali na možnosti izboljšave Evrokodovega postopka. V Keintzlovi enačbi je privzeto, da upoštevanje vpliva prvih dveh nihajnih oblik ob kombinaciji z SRSS pravilom zadostuje za dovolj dober izračun strižnih zahtev v konzolnih stenah. Tega smo se držali tudi v izpeljavah, ki so predstavljene v nadaljevanju. Kot prvo je bilo potrebno korigirati zgornjo mejo Keintzlove enačbe. Potresne prečne sile v stenah $V_{Ed} = \varepsilon \cdot V'_{Ed,1}$ so navzgor omejene z njihovimi elastičnimi vrednostmi $V_{El} = q \cdot V'_{Ed}$. Velja torej enačba (10.27).

$$\varepsilon \cdot V'_{Ed,1} \leq V_{El} = q \cdot V'_{Ed} \quad (10.27)$$

Zgornjo vrednost faktorja ε označimo z ε_{upper} . Produkt med ε_{upper} in $V'_{Ed,1}$ mora biti enak elastični vrednosti prečnih sil V_{El} . Ob tem je V_{El} enak rezultatu modalne analize, pomnoženim s q . To zapišemo z enačbo (10.28).

$$V_{El} = \varepsilon_{upper} \cdot V'_{Ed,1} = q \sqrt{(V'_{Ed,1})^2 + (V'_{Ed,2})^2} = \sqrt{(q \cdot V'_{Ed,1})^2 + (q \cdot V'_{Ed,2})^2} \quad (10.28)$$

Desni strani enačbe (10.28) izpostavimo $V'_{Ed,1}$ in tako dobimo izraz za ε_{upper} , ki vsebuje člen z razmerjem $V'_{Ed,2}/V'_{Ed,1}$ (10.29).

$$V_E = \varepsilon_{upper} \cdot V_{Ed,1}' = \sqrt{q^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}'}{V_{Ed,1}'}\right)^2} \cdot V_{Ed,1}' \quad (10.29)$$

Za razmerje $V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}'$ uporabimo izraz (10.15), ki velja za prečne sile ob vpetju kontinuirnih upogibnih konzolnih nosilcev. Dobimo enačbo za ε_{upper} (10.30).

$$\varepsilon_{upper} = \sqrt{q^2 + 0.1 \cdot \left(q \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \quad (10.30)$$

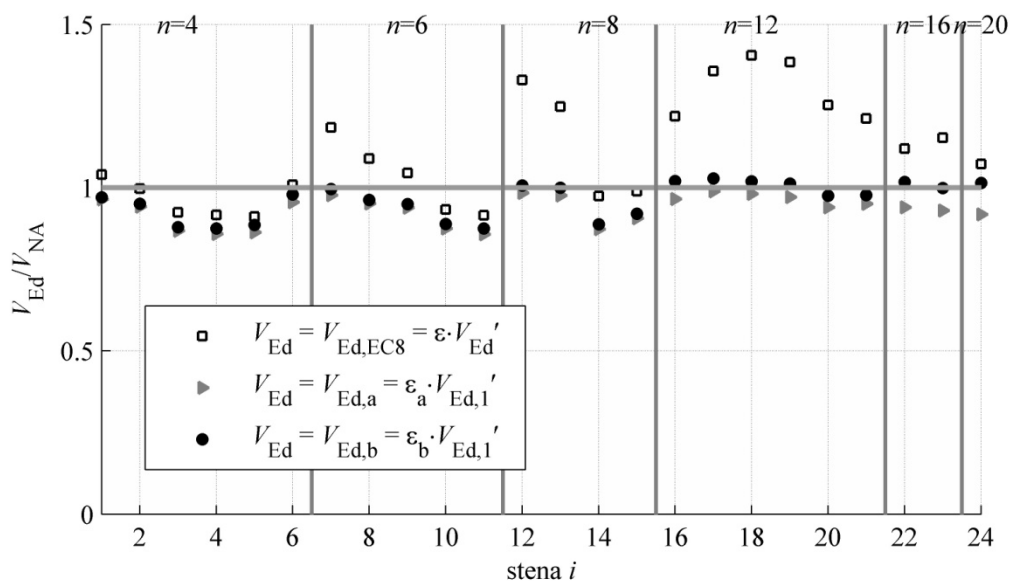
Primerjava med enačbo (10.30) in Keintzlovo enačbo pove, da je prvi člen Keintzlove enačbe omejen z q^2 . Ob upoštevanju te omejitve dobimo Keintzlovo enačbo s korigirano zgornjo mejo (10.31). Faktor iz enačbe (10.31) označimo z ε_a .

$$\varepsilon_a = q \cdot \sqrt{\left(\min\left[\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}; 1\right]\right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)}\right)^2} \geq 1.5 \quad (10.31)$$

Kot veva izpeljava, je potrebno faktor ε_a množiti s prečnimi silami, ki se jih izračuna s poenostavljeno analizo ob upoštevanju vpliva prve nihajne oblike (10.32). Sile, ki dobimo s tem postopkom, označimo z $V_{Ed,a}$.

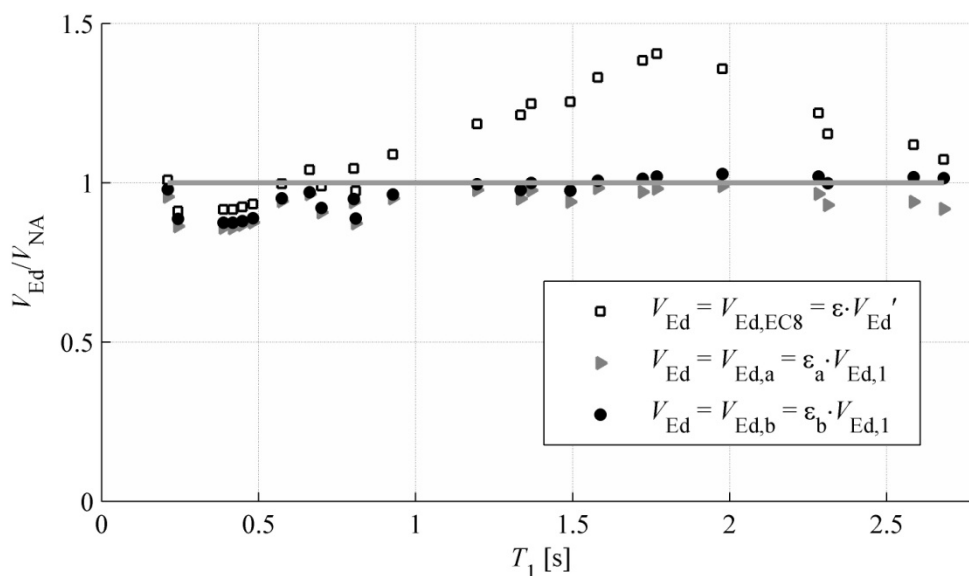
$$V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}' \quad (10.32)$$

Rezultati, dobljeni z novim postopkom (enačba 10.32), so predstavljeni na slikah 10.14, 10.15 in 10.16 s sivimi trikotnimi oznakami. Za primerjavo so prikazani tudi rezultati $V_{Ed,EC8}$ (pravokotne oznake). Na sliki 10.14 so količniki $V_{Ed,a}/V_{NA}$ predstavljeni glede na vrstni red označbe obravnavanih sten. $V_{Ed,a}$ vseh obravnavanih sten se zelo dobro ujemajo z silami iz neelastičnih analiz V_{NA} . V posameznih primerih so dejanske sile nekoliko podcenjene (to se kompenzira z varnostnimi faktorji), a je jasno, da smo z novo enačbo zelo dobro ovrednotili vpliv obeh glavnih dejavnikov amplifikacije strižnih sil. Na sliki 10.15 so vrednosti $V_{Ed,a}/V_{NA}$ prikazane v odvisnosti od T_1 . Zapišemo lahko le, da nova metoda nekoliko podceni strižne sile v stenah s krajšimi nihajnimi časi. Nazadnje so na sliki 10.16 $V_{Ed,a}/V_{NA}$ predstavljene še v odvisnosti od ω_{Rd} .



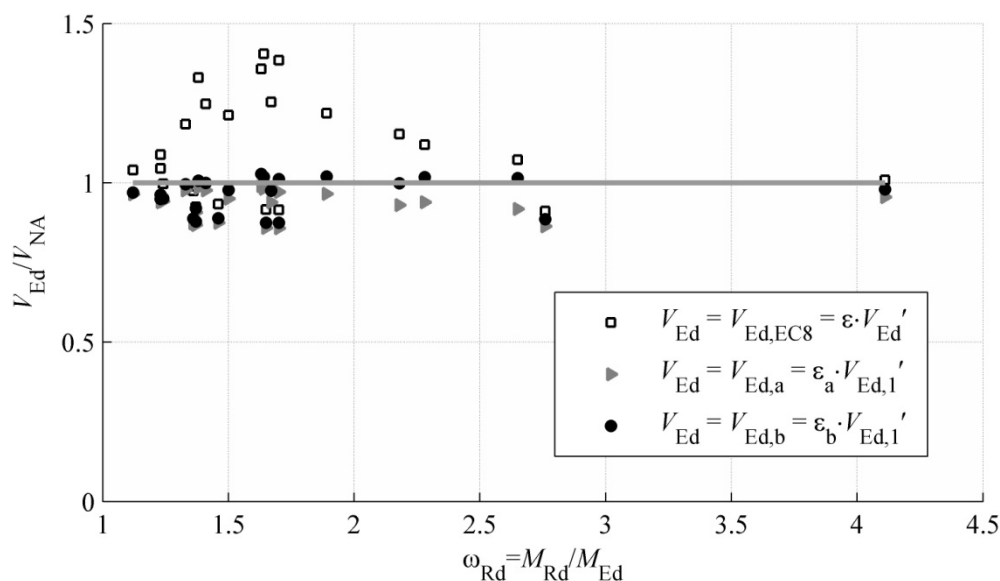
Slika 10.14: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten

Fig. 10.14: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration



Slika 10.15: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1

Fig. 10.15: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to T_1



Slika 10.16: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v prvi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}

Fig. 10.16: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the first phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor

Kljub temu, da nova metoda izkazuje povsem zadovoljive rezultate, smo v okviru študije amplifikacije sten preizkusili še nekatere nadgradnje Keintzlove enačbe. V nadaljevanju je predstavljena ena izmed njih. Sicer so iz stališča prakse dodatna »izboljšanja« postopka nesmiselna. Ker smo pri neelastičnih analizah uporabili precej predpostavk (npr. dolžina plastičnega členka, spektri akcelrogramov,...), ne moremo trditi, da so sile V_{NA} točne v pravem pomenu besede. Lahko rečemo le, da so približno točne, kar pa za potrebe verifikacije postopka zadostuje. Predstavljena nadgradnja torej ne predstavlja postopek kako izračunati točnejše rezultate, ampak gre tu predvsem za predstavitev kako nek dejavnik vpliva na povečanje strižnih sil v stenah.

V Keintzlovi enačbi je privzeto, da dodatna upogibna nosilnost vpliva le na prečne sile, ki izhajajo iz prve nihajne oblike. V nadgradnji enačbe smo privzeli, da ω_{Rd} vpliva tudi na sile višjih nihajnih oblik. Seveda ne v tolikšni meri kot na sile prve nihajne oblike, temveč z nekim manjšim deležem, ki smo ga določili na podlagi rezultatov študije. Drugi člen enačbe (10.31) smo pomnožili s faktorjem $\omega_{Rd,2}$, ki je definiran z enačbo (10.33).

$$\omega_{Rd,2} = 1 + A \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{M_{Ed}} - 1 \right) \quad (10.33)$$

Parameter A v (10.33) pomeni delež faktorja dodatne nosilnosti, ki naj bi ga upoštevali pri povečanju sil višjih nihajnih oblik. Rezultate parametrične analize smo uporabili za umeritev parametra A . Pripisali smo mu vrednost 0,07. Enačbo (10.31) smo tako nadgradili v (10.34). Faktorje amplifikacije, ki jih izračunamo po tej enačbi, smo označili z ϵ_b .

$$\varepsilon_b = q \cdot \sqrt{\left(\min \left[\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{q \cdot M_{Ed}}; 1 \right] \right)^2 + 0.1 \cdot \left(\left(1 + 0.07 \cdot \left(\frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd}}{M_{Ed}} - 1 \right) \right) \cdot \frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \geq 1.5 \quad (10.34)$$

Tudi faktorje ε_b je potrebno množiti z $V_{Ed,1}'$. Prečne sile, ki jih dobimo s to metodo, smo označili z $V_{Ed,b}$. Rezultati $V_{Ed,b}/V_{NA}$ so predstavljeni na slikah 10.14 in 10.15. Ujemanje je boljše predvsem pri visokih stenah (12, 16 in 20 etažnih stenah).

Sicer je res, da sodobni programi za analizo gradbenih konstrukcij omogočajo izračun potresnih sil z modalno analizo s spektri odziva ob upoštevanju samo prve nihajne oblike, a je bolj enostavno imeti na razpolago faktor amplifikacije, ki se ga lahko direktno uporablja v kombinaciji z V_{Ed}' . V ta namen smo izpeljali pomožni faktor α_ε s katerim V_{Ed}' pretvorimo v $V_{Ed,1}'$. Potresne strižne sile tako lahko določimo neposredno iz rezultatov modalne analize z enačbo (10.35).

$$V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}' = \varepsilon_a \cdot \alpha_\varepsilon \cdot V_{Ed}' \quad (10.35)$$

Pri izpeljavi α_ε so bile upoštevane Keintzlove predpostavke. Izpeljava je podana v izrazih (10.36), (10.37) in (10.38).

$$V_{Ed}' = \sqrt{\left(V_{Ed,1}' \right)^2 + \left(V_{Ed,2}' \right)^2} = V_{Ed,1}' \cdot \sqrt{\left(1 \right)^2 + \left(\frac{V_{Ed,2}'}{V_{Ed,1}'} \right)^2} = V_{Ed,1}' \cdot \sqrt{\left(1 \right)^2 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \quad (10.36)$$

$$V_{Ed,1}' = \frac{V_{Ed}'}{\sqrt{1 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2}} = V_{Ed}' \cdot \alpha_\varepsilon \quad (10.37)$$

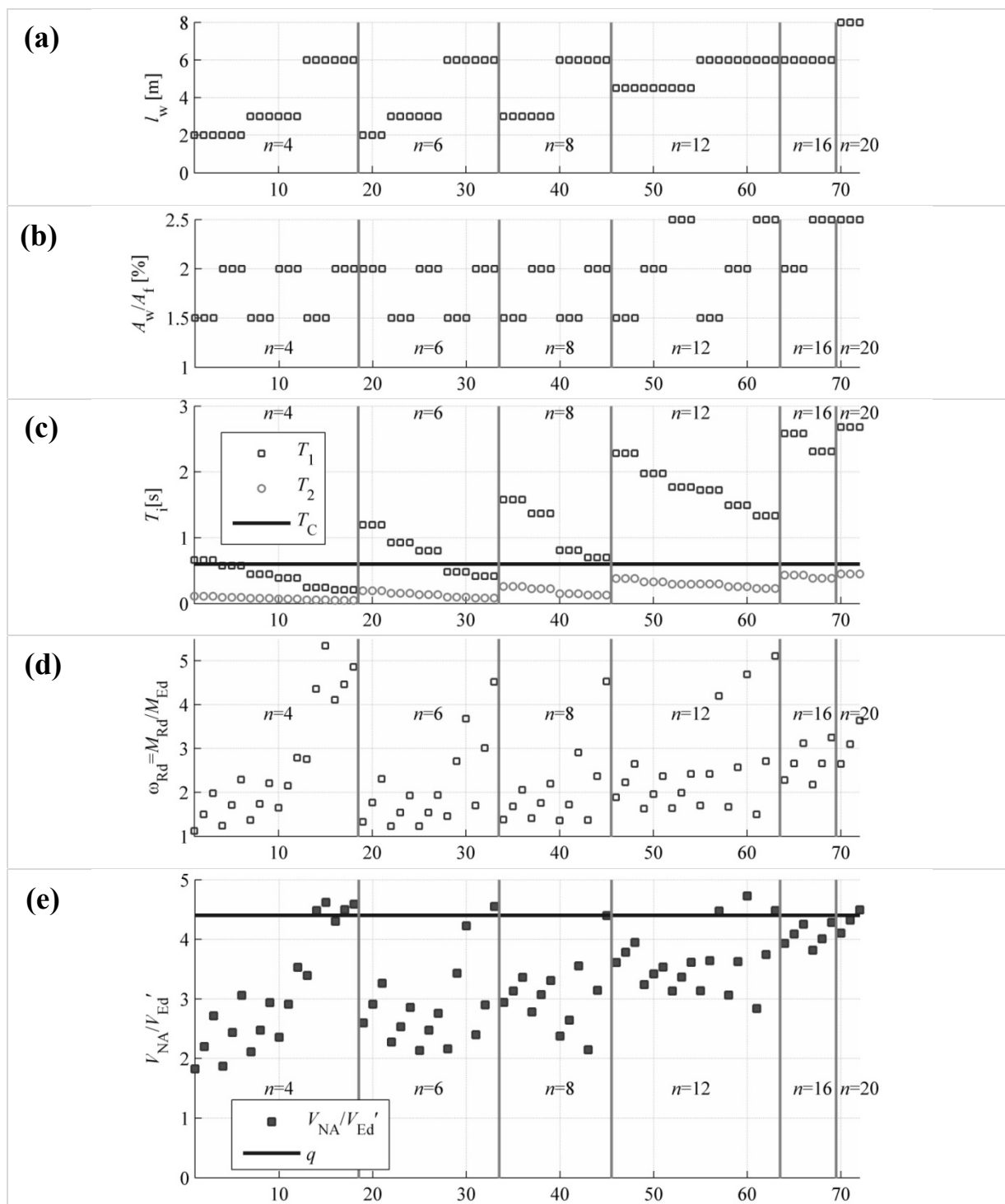
$$\alpha_\varepsilon = \frac{1.0}{\sqrt{1 + 0.1 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2}} \quad (10.38)$$

10.6.10 Druga faza raziskave DCH konzolnih sten - razširitev vzorca sten na 72 različic

Predstavljena postopka smo preverili še na razširjenem vzorcu sten. Do sedaj obravnavanim stenam (skupno 24 sten) smo v dveh stopnjah povečali dodatno upogibno nosilnost. Tako smo dobili vzorec 72 različnih sten. Obravnava sten s še večjo dodatno nosilnostjo je smiselna iz naslednjih razlogov:

- Analitični modeli so bili sestavljeni ob upoštevanju projektnih karakteristik materialov. Dejanske nosilnosti sten, ki so bile obravnavane v prvi fazi so zato višje od tistih, ki so bile upoštevane v analitičnih modelih. Z dodatnimi vzorci so bila ta odstopanja odpravljena.
- Zaradi konstrukcijskih zahtev je pogosto potrebno namestiti precej več upogibne armature v steno, kot to zahteva potresna obtežna kombinacija. Kriteriji, ki narekujejo upogibno nosilnost sten torej niso povezani samo s potresnimi zahtevami.
- Pogosta praksa je, da projektanti upoštevajo samo palice v robnih elementih pri zagotavljanju upogibne nosilnosti. Zaradi armature v stojini je v takšnem primeru dejanska upogibna nosilnost sten bistveno večja od zahtev.

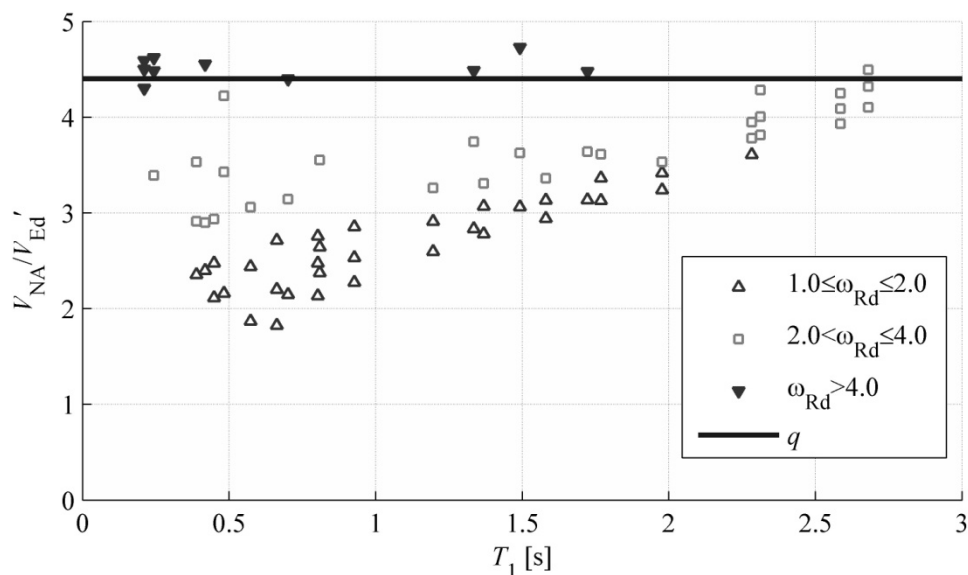
Geometrijske lastnosti, nihajni časi, faktorji dodatne nosilnosti in dejanske amplifikacije razširjenega vzorca DCH sten so prikazane na sliki 10.17. Za vse skupine sten (skupine glede na število etaž) smo dobili širok nabor faktorjev dodatne nosilnosti (Slika 10.17 – d). To se odraža v precejšnji razpršenosti dejanskih amplifikacij V_{NA}/V_{Ed}' (Slika 10.17 – e).



Slika 10.17: Označbe DCH sten, ki so bile obravnavane v drugi fazi študije, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed}' ; **(a)** Dolžine sten - l_w [m]; **(b)** Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; **(c)** Prvi in drugi nihajni časi; **(d)** Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; **(e)** Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed}'

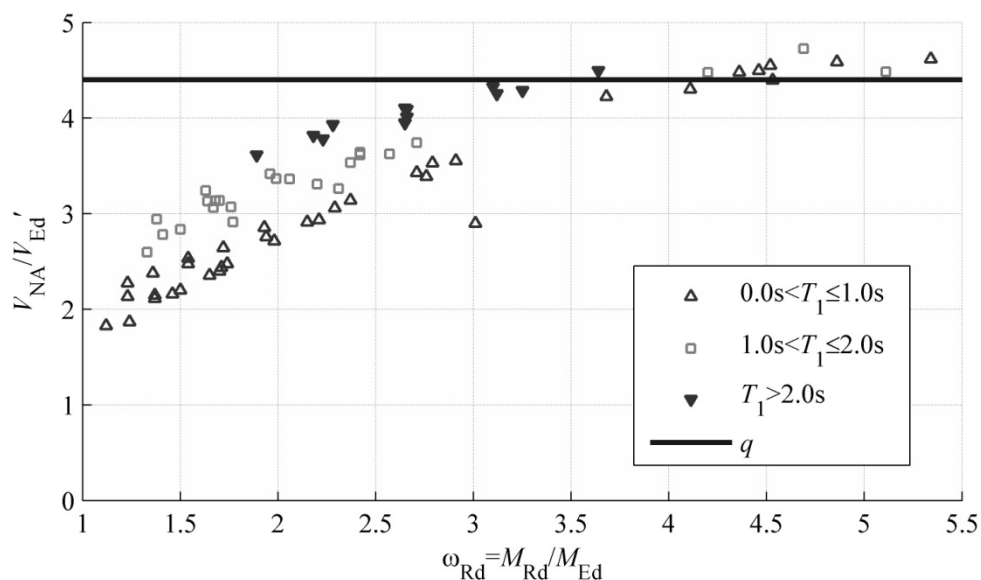
Fig. 10.17: Notation of the analysed DCH walls in the second phase of study, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: **(a)** Lengths of the walls - l_w [m]; **(b)** Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; **(c)** First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; **(d)** Overstrength factors ω ; **(e)** Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed}'

Količniki V_{NA}/V_{Ed}' so prikazani še v odvisnosti od parametrov, ki narekujejo stopnjo amplifikacije: T_1 na sliki 10.18 in ω_{Rd} na sliki 10.19. Sliki predstavljata neke vrste matriko, iz katere lahko hitro odčitamo kolikšno amplifikacijo lahko pričakujemo pri določeni steni glede na njen T_1 in ω_{Rd} .



Slika 10.18: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v drugi fazi študije v odvisnosti od prvih nihajnih časov T_1

Fig. 10.18: Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' of the examined DCH cantilever walls in the second phase of study plotted against T_1

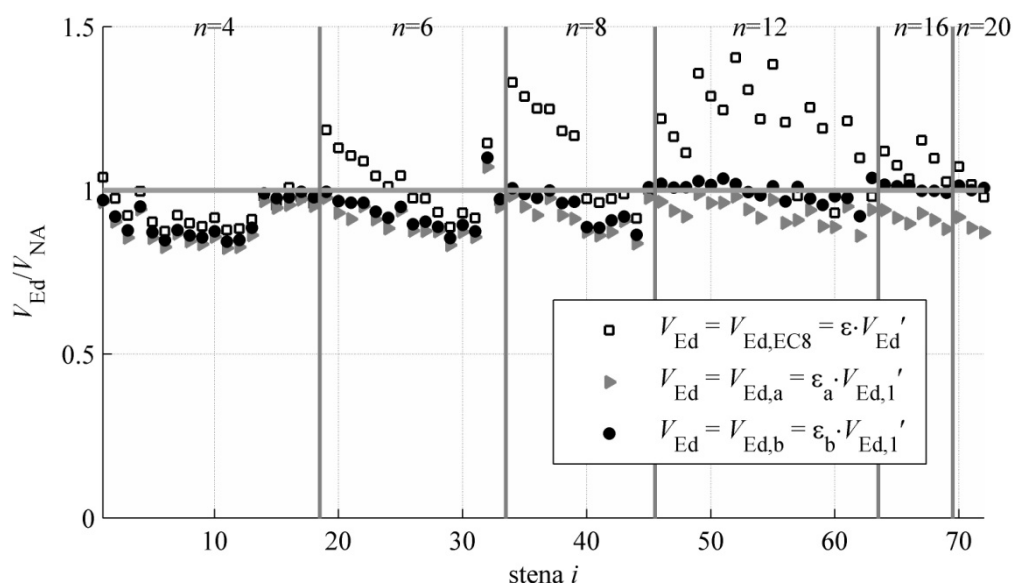


Slika 10.19: Faktorji povečanja DCH konzolnih sten obravnavanih v drugi fazi študije v odvisnosti od faktorja dodatne nosilnosti ω_{Rd}

Fig. 10.19: Actual shear magnifications V_{IA}/V_{Ed}' of the examined DCH cantilever walls in the second phase of study plotted against the overstrength factor

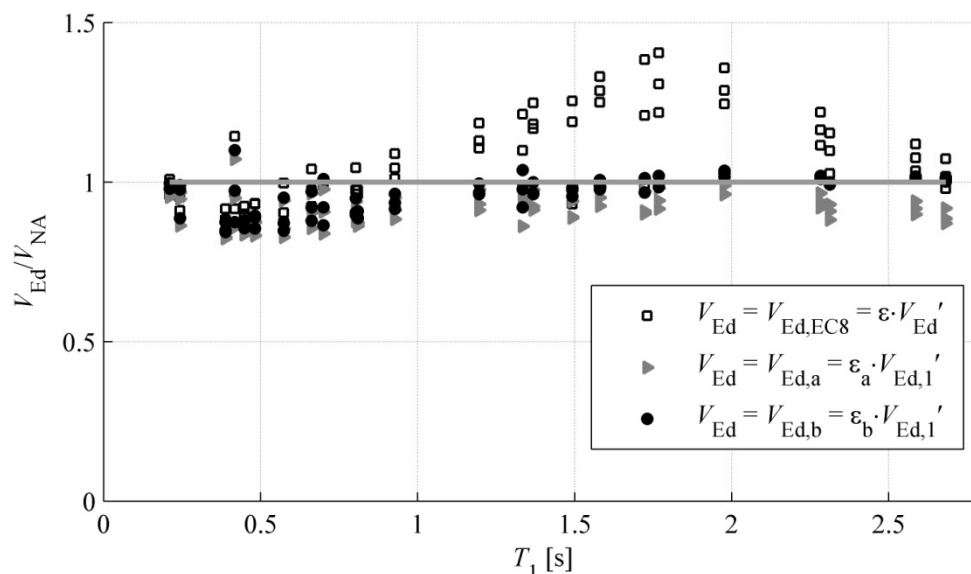
Rezultati $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$, $V_{Ed,a}/V_{NA}$ in $V_{Ed,b}/V_{NA}$, ki so bili dobljeni na 72 številčnem vzorcu sten, so predstavljeni na slikah 10.24, 10.25 in 10.26. Potrdili so se vsi sklepi iz prve faze študije:

- Evrokodov postopek ($V_{Ed,EC8} = \varepsilon \cdot V_{Ed}'$) v splošnem izkazuje precej konservativne ocene amplifikacije pri stenah s T_1 med 1,0 s in 2,5 s. Takšni nihajni časi so značilni za srednje visoke stene (stene z 8 in 12 etažami).
- S popravljenim postopkom ($V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}' \approx \varepsilon_a \cdot \alpha_\varepsilon \cdot V_{Ed}'$) smo zadovoljivo ocenili potresne strižne zahteve ob vpetjih sten. V določenih primerih postopek nekoliko podceni strige, a so odstopanja znotraj okvira inženirske tolerance.
- Z različico popravljenega postopka, ki upošteva delež ω_{Rd} v drugem členu enačbe za amplifikacijo, ($V_{Ed,b} = \varepsilon_b \cdot V_{Ed,1}' \approx \varepsilon_b \cdot \alpha_\varepsilon \cdot V_{Ed}'$) dobimo strige, ki so pri srednje visokih in visokih stenah skoraj identični vrednostim V_{NA} .



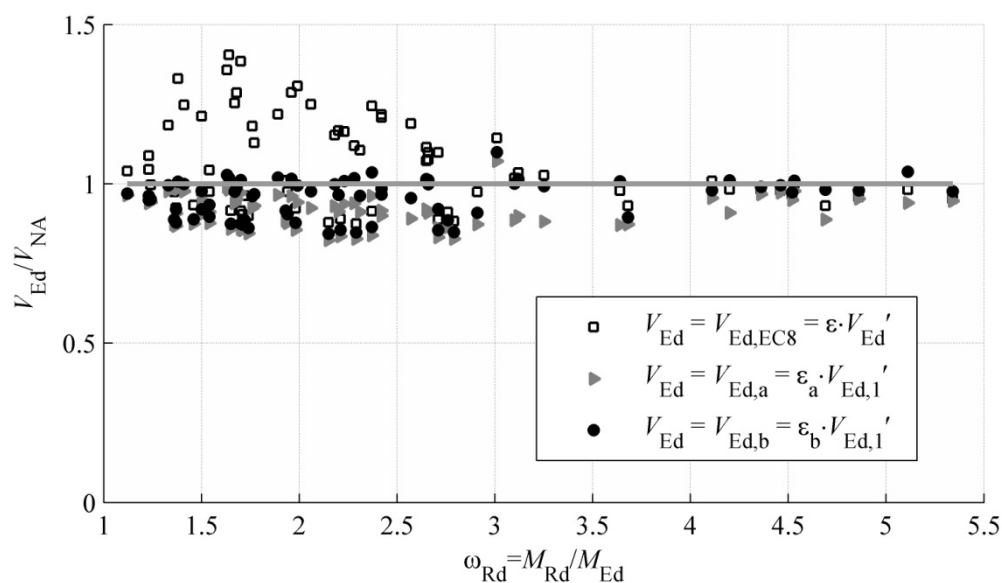
Slika 10.20: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Številke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten

Fig. 10.20: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the second phase of study. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration



Slika 10.21: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1

Fig. 10.21: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the second phase of study. The values are plotted in relation to T_1



Slika 10.22: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) in $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (okrogle oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCH sten (vodoravna siva črta), ki so bile obravnavane v drugi fazi študije. Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}

Fig. 10.22: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of DCH walls examined in the second phase of study. The values are plotted in relation to the overstrength factor

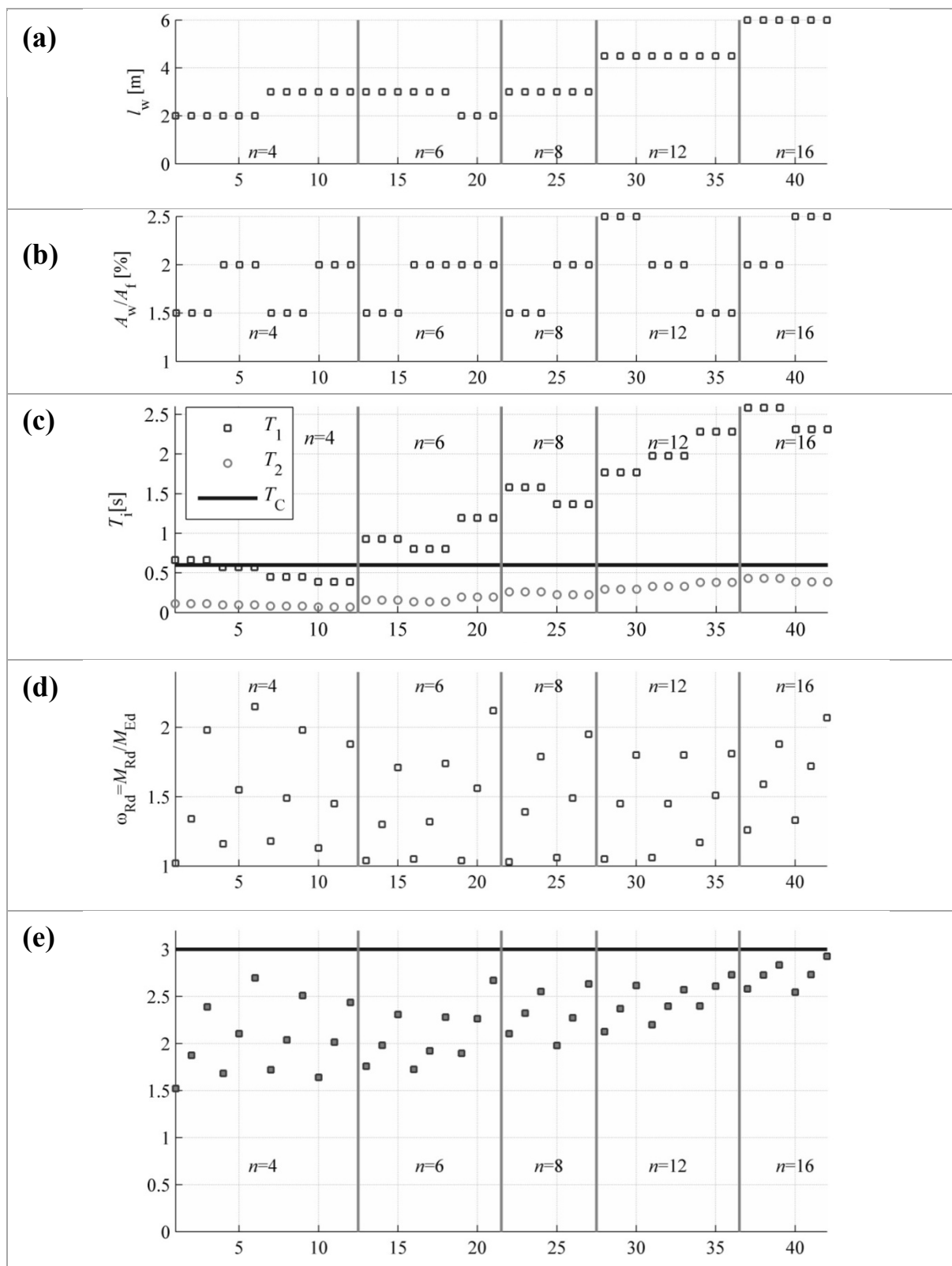
10.7 Parametrična študija amplifikacije strigov v stenah, ki so načrtovane na srednjo stopnjo duktilnosti po Evrokodovih predpisih

V razdelku je predstavljena raziskava strižnih zahtev več etažnih konzolnih sten, ki so bile načrtovane za stopnjo duktilnosti DCM. Obravnavanih je bilo 42 različic sten. Pri načrtovanju smo uporabili enako potresno in navpično obtežbo kot v primeru DCH sten. Faktor obnašanja je v vseh primerih znašal $q=3,0$. Na sliki 10.23 so podani geometrijski podatki obravnavanih sten: l_w , r_w in n . Različice sten so označene z zaporednimi števki od $i=1$ do $i=42$ (vodoravne osi na sliki 10.23). Z uporabljenimi geometrijskimi parametri smo dobili vzorec sten s širokima razponoma T_1 (Slika 10.23 – c) in ω_{Rd} (Slika 10.23 – d). Vrednosti dejanskih amplifikacij V_{NA}/V_{Ed}' so bile določene enako kot v primeru DCH sten. Amplifikacije, ki so bile dobljene na obravnavanem vzorcu DCM sten (Slika 10.23 – e), obsegajo vrednosti med 1,5 in 3,0. $V_{NA}/V_{Ed}' = 3,0$ predstavlja zgornjo mejo, t.j. elastične vrednosti strižnih sil ($q=3,0$). Slika V_{NA}/V_{Ed}' potrjuje domnevo o nekonservativnosti Evrokodovega postopka za izračun projektnih potresnih strižnih sil v DCM stenah. V praktično vseh obravnavanih primerih je dejanska amplifikacija presegala predpisano vrednost $\varepsilon=1,5$.

Rezultati Evrokodovega postopka (količniki $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$) so predstavljeni na slikah 10.24, 10.25 in 10.26. Postopek je v splošnem precej podcenil strižne zahteve pri vseh obravnavanih skupinah sten. Izjema so bile le 4 in 6 etažne z razmeroma nizkimi vrednostmi dodatne nosilnosti ($\omega_{Rd} \approx 1,0$). Odstopanja med $V_{Ed,EC8}$ in V_{NA} so bila posebej velika pri srednje visokih stenah ($V_{Ed,EC8} \approx 0,5 \cdot V_{NA}$). Sliki 10.25 in 10.26 pokažeta, da je razlika med $V_{Ed,EC8}$ in V_{NA} sorazmerna tako z ω_{Rd} kot s T_1 . Evrokodov postopek je torej primeren samo za stene, ki imajo hkrati nizki vrednosti faktorja ω_{Rd} in T_1 .

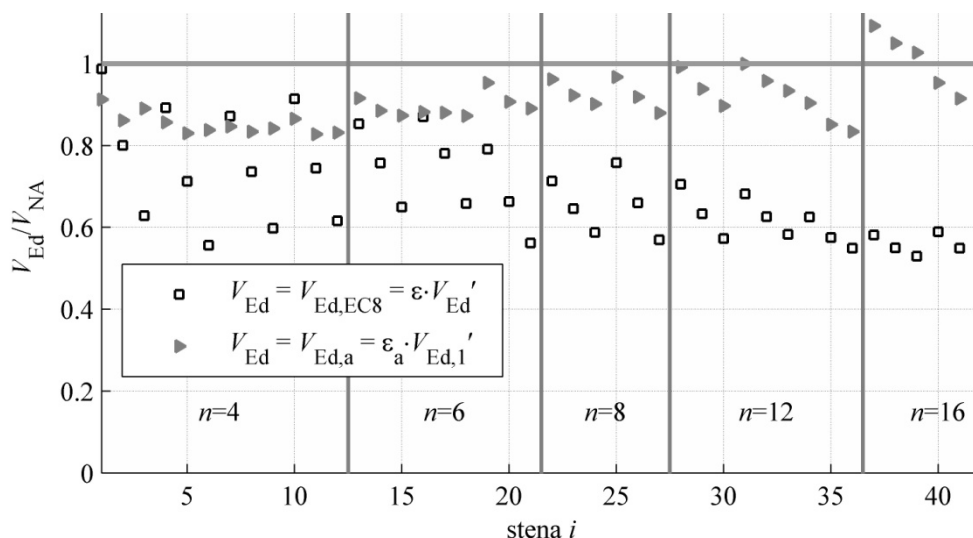
Študija na DCM stenah je torej pokazala neprimernost obstoječega Evrokodov postopek za izračun potresnih zahtev po strižni sili. Evrokodove projektne sile so precej nižje od vrednosti, ki jih pričakujemo pri potresni obtežbi projektne moči. V kolikor stena, ki je načrtovana po takšnem postopku, nima zadostne dodatne strižne nosilnosti, bi se pri nastopu potresa projektne moči lahko močno poškodovala ali celo porušila (resne strižne poškodbe bi se pojavile še preden bi se tvoril zelen plastični mehanizem – plastični členek ob vpetju).

Rešitev je v uporabi popravljenega Keintzlovega postopka ($V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,l}' \approx \varepsilon_a \cdot \alpha_\varepsilon \cdot V_{Ed}'$) tudi za DCM stene. Račun na obravnavanem vzorcu sten je v vseh primerih pokazal primerno ujemanje z rezultanti neelastičnih analiz (slike 10.24, 10.25 in 10.26).



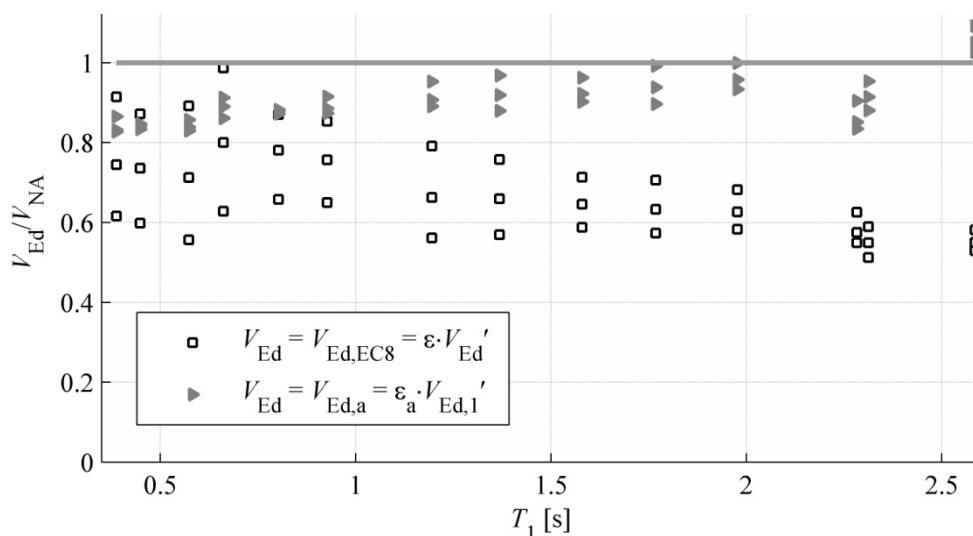
Slika 10.23: Označbe obravnavanih DCM sten, vhodni parametri in pripadajoča razmerja V_{NA}/V_{Ed} ; (a) Dolžine sten - l_w [m]; (b) Tlorisni delež sten - A_w/A_f [%]; (c) Prvi in drugi nihajni časi; (d) Razmerja M_{Rd}/M_{Ed} ; (e) Vrednosti povečanja prečnih sil, t.j. razmerja V_{NA}/V_{Ed} .

Fig. 10.23: Notation of the analysed DCM walls, the variation of the basic input parameters and the corresponding actual shear magnification: (a) Lengths of the walls - l_w [m]; (b) Wall-to-floor ratio - A_w/A_f [%]; (c) First and second periods of the walls T_1 [s] and T_2 [s] compared with T_C [s]; (d) Overstrength factors ω ; (e) Actual shear magnifications V_{NA}/V_{Ed} .



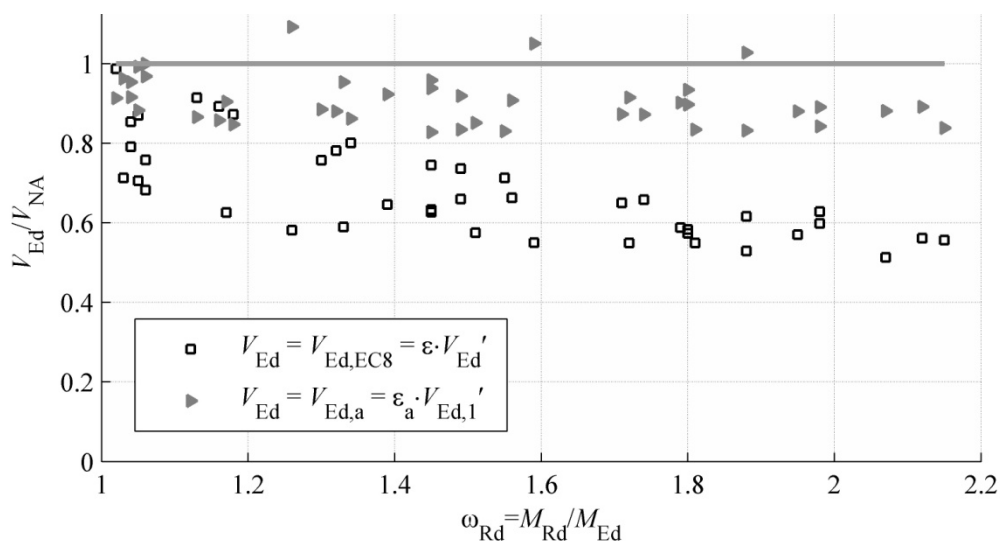
Slika 10.24: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Števke na vodoravni osi predstavljajo privzete označbe obravnavanih primerov sten

Fig. 10.24: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. Each integer on the horizontal axis denotes an analysed wall configuration



Slika 10.25: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Vrednosti so prikazane v razmerju z T_1

Fig. 10.25: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by shaded triangular markers) and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black circular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. The values are plotted in relation to T_1



Slika 10.26: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake) in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (trikotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami ob vpetju DCM sten (vodoravna siva črta). Vrednosti so prikazane v razmerju z ω_{Rd}

Fig. 10.26: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers) and $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated by grey triangular markers) to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of the examined DCM walls. The values are plotted in relation to the overstrength factor

Kot dodatek sklepov študije na DCM stenah zapišimo še naslednje. Popravljen Keintzlova enačba potrjuje ugotovitev, da je obstoječi Evrokodov postopek za DCM stene primeren le za stene z nizkimi faktorji ω_{Rd} in krajšimi prvimi nihajnimi časi ($T_1 \approx T_C$ ali manj). Za stene, ki so načrtovane s $q=3,0$ in imajo nizek faktor dodatne nosilnosti ($\omega_{Rd} \approx 1,2$) ter $T_1 \leq T_C$, je ϵ_a približno enak 1,5 (za takšne stene velja $V_{Ed}' \approx V_{Ed,1}'$).

$$\epsilon_a(q=3, T_1 \leq T_C, \omega_{Rd}=1.2) = 3 \cdot \sqrt{\left(\min\left[\frac{1.2}{3}; 1 \right] \right)^2 + 0.1 \cdot (1.0)^2} = \underline{\underline{1.53}} \quad (10.39)$$

10.8 Študija amplifikacije strigov v stenah, ki so del stenastega sistema z več stenami različnih dolžin

Računski modeli, ki so bili uporabljeni v prejšnjih študijah povečanja strižnih sil v več etažnih konzolnih stenah, so obsegali samo eno steno. Posledično sklepi, ki so bili podani v zaključkih študij, veljajo samo za stene v stenastih sistemih pri katerih ne pride do večjih prerazporeditev potresnih sil. Slednje velja le v primeru, da so stene v sistemu približno enako dolge in imajo približno enako upogibno nosilnost ter duktilnost. Takšne stene imajo podobno deformacijsko linijo in se plastificirajo pri približno enaki vodoravni obremenitvi. V splošnem pa imamo opravka s stenastimi sistemi z raznolikimi geometrijskimi lastnostmi prečnih prerezov in različnimi količinami upogibne armature. V takšnih sistemih se stene plastificirajo pri različnih stopnjah vodoravne obremenitve, kar lahko privede do večjih prerazporeditev potresnih sil iz sten, ki so se plastificirale, na tiste, ki se še niso. V nekaterih stenah lahko dejanske obremenitve presežejo pričakovane potresne sile, ki so bile določene s ponostavljenimi analizami. Poenostavljene analize v večini primerov temeljijo na elastičnih računskih modelih, ki niso zmožni predvideti prerazporeditev zaradi neenakomerne plastifikacije konstrukcij.

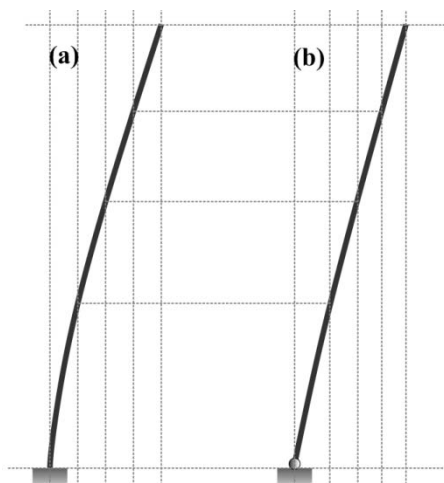
V tem razdelku so obravnavni stenasti sistemi, ki vsebujejo pravokotne stene različnih dolžin. Skupno je bilo analiziranih 16 sistemov s po dvema različno dolgima stenama in 1 sistem s po tremi različno dolgimi stenami. Vsi sistemi so bili načrtovani na stopnjo duktilnosti DCH. Opravljena je bila primerjava med dejanskimi potresnimi strižnimi silami V_{NA} in silami, ki so bile dobljene z uporabo poenostavljenih postopkov (Evrokodov postopek in popravljen Keintzlov postopek). Vrednosti V_{NA} so bile dobljene z neelastičnimi analizami časovnega odziva ob uporabi enakih akceleroogramov in enakih statističnih postopkov kot v primeru enojih sten.

10.8.1 Opis prerazporeditve potresnih sil v stenastih sistemih s stenami različnih dolžin

Vrednost vodoravnega pomika (vrha) stene Δ_y , pri kateri se prične tvoriti plastični členek ob vpetju, je sorazmerna z ukrivljenostjo prereza ob vpetju Φ_y , pri kateri steče natezna armatura. Vrednost ukrivljenosti Φ_y je obratno sorazmerna z dolžino stene l_w . Po Priestleyju (Priestley et al., 2007) lahko ukrivljenost Φ_y ocenimo z enačbo (10.40).

$$\Phi_y = \frac{2 \cdot \varepsilon_y}{l_w} \quad (10.40)$$

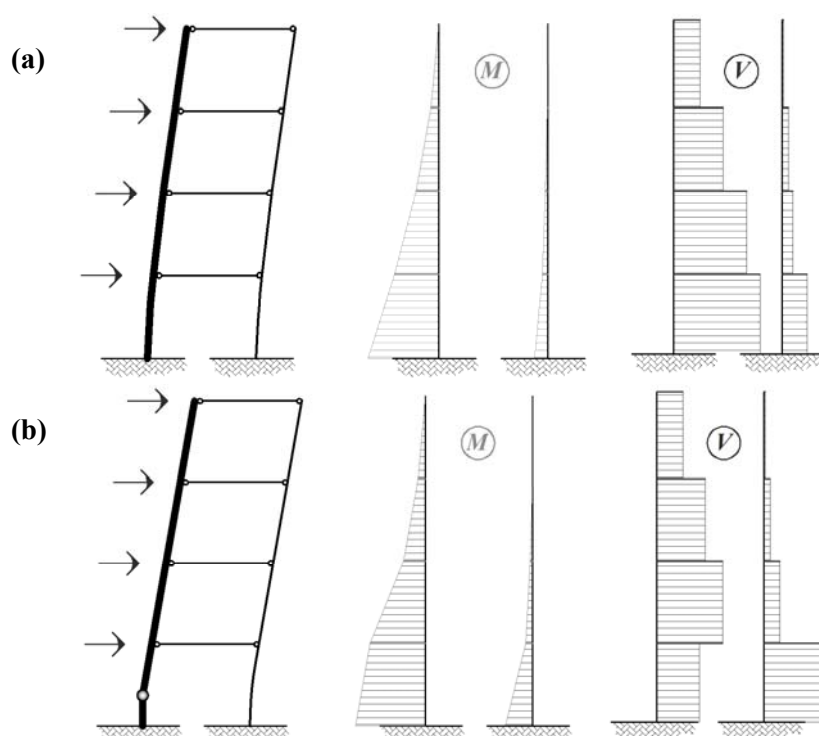
Enačba (10.40) je umerjena za račun ukrivljenosti prerezov armiranobetonskih sten, ε_y je deformacija jekla na meji tečenja. Stene z različnimi dolžinami se torej plastificirajo pri različnih stopnjah potresne obremenitve, katero lahko interpretiramo kot dosežen vodoravni pomik stene. V stenastem sistemu so stene med seboj povezane z medetažnimi konstrukcijami, ki so membransko zelo toge in nosilne. Če se opazuje samo dogajanje v eni ravnini, so etažni pomiki vseh sten v vsakem trenutku enaki. Ko se določena stena plastificira, se ji bistveno spremeni deformacijska linija (Slika 10.27), kar pomeni, da pride do prerazporeditev vodoravnih sil na stene, ki so še vedno v elastičnem območju.



Slika 10.27: Deformacijska linija več etažne upogibne konzolne stene: (a) deformacijska linija elastične stene; (b) deformacijska linija stene s plastičnim členkom ob vpetju

Fig. 10.27: Displacement shape of a multi storey bending wall: (a) elastically responding wall; (b) displacement shape after yielding

V daljših stenah se prej (pri nižji stopnji potresne obremenitve) tvori plastični členek kot v krajših (enačba 10.40). Zaradi večje togosti, daljše stene vsiljujejo deformacijsko obliko krajšim stenam. Oglejmo si primer ravninskega stenastega sistema z dvema različno dolgima stenama (Slika 10.28). Dokler se ne tvori prvi plastični členek, je razpored (razmerje) potresnih sil v stenah enak tistemu, ki ga določimo s poenostavljenimi elastičnimi metodami (Slika 10.28 – a). Ker imajo različno dolge vitke stene približno enako elastično deformacijsko linijo, ne preide do prerazporeditve potresnih sil med stenama in se potresna obremenitev razporedi glede na razmerje elastičnih togosti. Pri upogibnih stenah je vodoravna elastična togost sorazmerna z vztrajnostnim momentom prereza. Razmerje med potresnimi obremenitvami sten različnih dolžin je torej sorazmerno s tretjo potenco razmerja med dolžinami.



Slika 10.28: Oblike momentnih in strižnih diagramov pri potresni obremenitvi stenastega sistema z dolgo in kratko steno: (a) elastični odziv sistema; (b) odziv po tvorbi plastičnega členka v daljši steni

Fig. 10.28: Seismic moment and shear patterns along the height of a long and a short wall in the same system: (a) elastically responding system; (b) redistribution after yielding of the long wall

Ob stopnjevanju potresne obremenitve se najprej tvori členek v daljši steni (Slika 10.28 – b). Deformacijska oblika daljše stene se zato spremeni: naraščanje deformacij se prične kopičiti v spodnji etaži, t.j. v etaži, kjer se je tvoril členek. Zaradi večje togosti dolga stena vsili svojo deformacijsko obliko krajši steni, ki je še vedno v elastičnem območju. To povzroči prerazporeditev potresnih sil med stenama: prečna sila v prvi etaži dolge stene se zniža; prečna sila v spodnji etaži krajše stene se precej poveča. Ko se plastični členek tvori še v krajši steni (vzpostavi se globalni mehanizem), se strižne sile iz krajše prerazporedijo nazaj na daljšo steno.

V raziskavah Rutenbergove skupine (Rutenberg, 2004; Rutenberg in Nsieri, 2006) je bilo pokazano, da lahko dejanske strižne obremenitve v krajših stenah za večkratnik presežejo potresne projektne strižne sile, ki so določene z Evrokodovimi postopki.

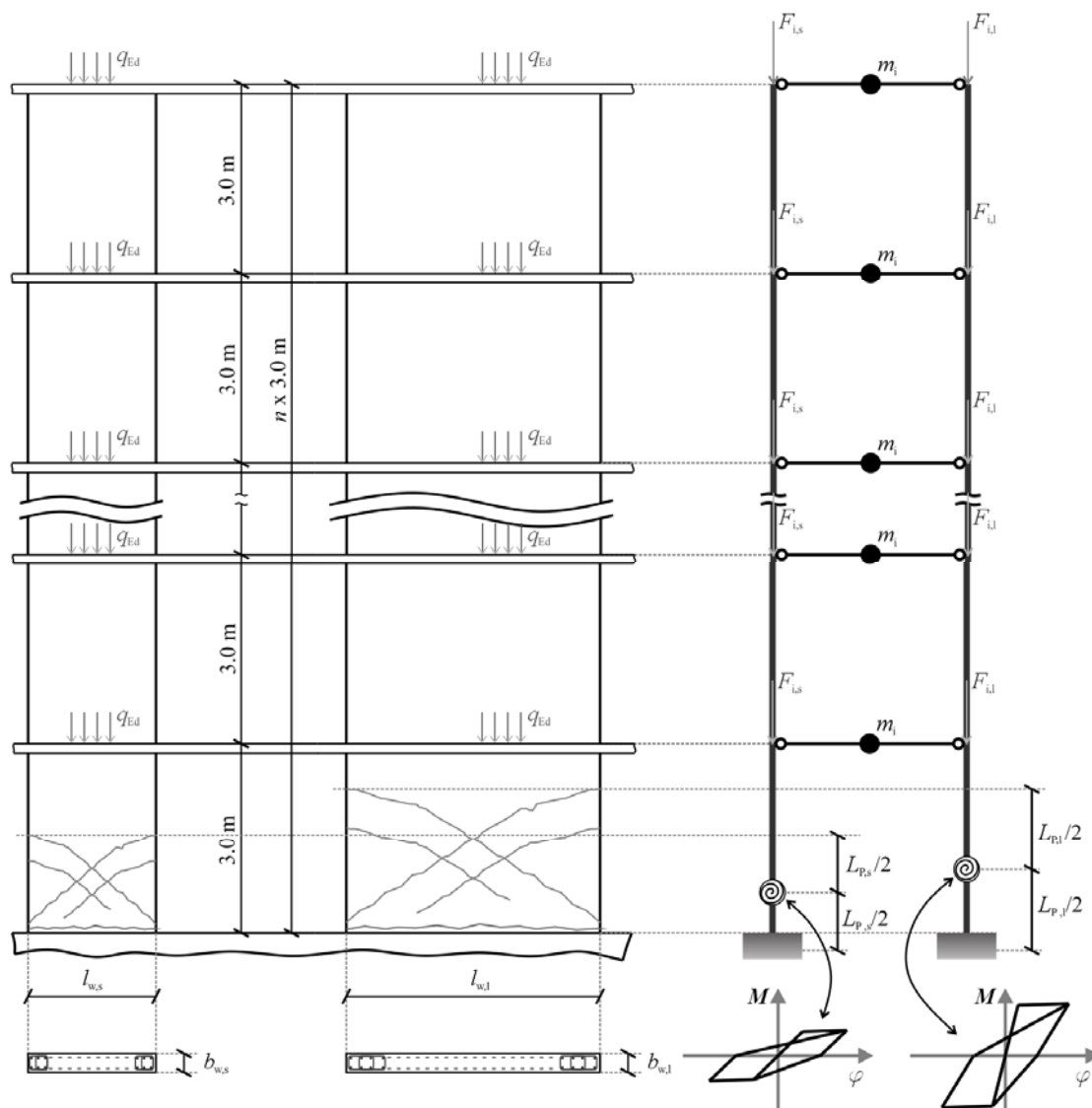
10.8.2 Računski modeli za načrtovanje sten in račun faktorjev povečanja

Za načrtovanje in račun neelastičnega odziva sistemov z več različnimi stenami, so bili uporabljeni enaki analitični modeli kot v primeru enojnih sten: za modeliranje sten se je uporabilo linearno elastične linijske elemente; pri neelastičnih modelih se je dodalo še neelastične rotacijske vzmeti, s katerimi se je modeliralo upogibno obnašanje plastičnih členkov (Slika 10.29). Stene v sistemih so bile povezane s togimi palicami, ki so ponazarjale medetažne plošče. Etažne mase m_i in osne sile F_i so bile določene glede na tlorisni delež sten in navpične etažne obtežbe pri seizmični obtežni kombinaciji $q_{Ed} = 10 \text{ kN/m}^2$. Navpična obtežba je bila razdeljena na stene glede na razmerje njihovih dolžin. V označbah so bile količine (dimenzije, sile, ...), ki pripadajo posamezni steni v istem sistemu, ločene tako, da so jim bili dodani indeksi: indeks $l.w.$ pomeni dolga stena; indeks $s.w.$ pomeni kratka stena.

Stopnja prerazporeditve potresnih sil je močno odvisna od razmerja togosti sten v sistemu. Zato smo se odločili, da pri izračunu efektivnih karakteristik prerezov $E \cdot I_{eff}$ (karakteristike razpokanih prerezov) uporabimo razmerje M_{1y}/Φ_{1y} (sekantna togost skozi točko tečenja prve upogibne palice). Evrokod 8 navaja ta postopek kot eno izmed možnosti za določitev efektivnih togosti elementov v računskih modelih, ki se jih uporabi v poenostavljenih analizah potresno varnega načrtovanja. V našem primeru je bil ta postopek uporabljen tako za določitev efektivne togosti elementov v linearnem modelu (model, ki je bil uporabljen pri načrtovanju) kot za določitev togosti linijskim elementom v neelastičnem računskem modelu. Tako je bila tudi dosežena enakost začetnih nihajnih časov pri obeh vrstah modelov. Enačba za izračun efektivnih togosti je podana v (10.41): M_{1y} je moment v prerezu, ko steče prva upogibna palica; Φ_{1y} je ustrezajoča ukrivljenost prereza.

$$E \cdot I_{eff} = \frac{M_{1y}}{\Phi_{1y}} \quad (10.41)$$

S postopkom sekante togosti dosežemo precej boljše modeliranje razmerja togosti med elementi istega sistema, kot bi ob uporabi 50% zmanjšanja karakteristik bruto prereza $E \cdot I_{eff} = 0,5 \cdot E \cdot I$ (to smo uporabili pri računskih modelih enojnih sten).

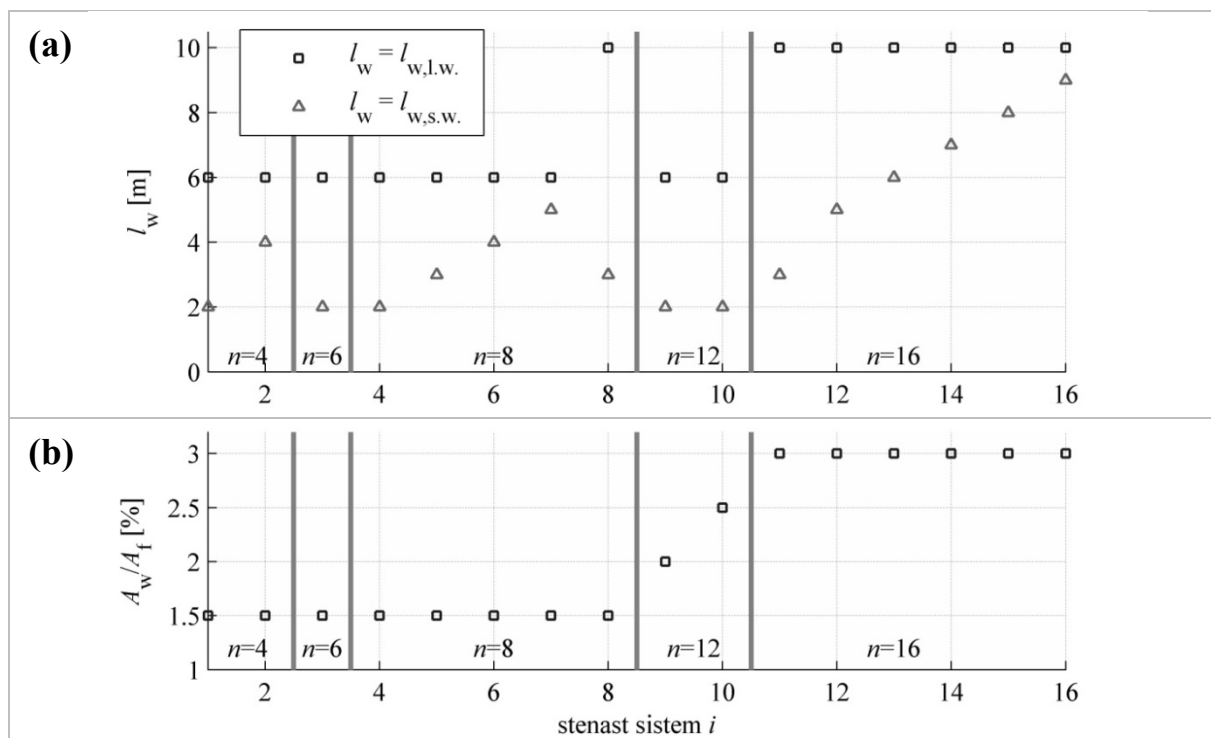


Slika 10.29 Računski model za stenaste sisteme z različno dolgimi stenami

Fig. 10.29 Analytical model for wall systems containing walls with unequal lengths

10.8.3 Načrtovanje sistemov z dvema stenama

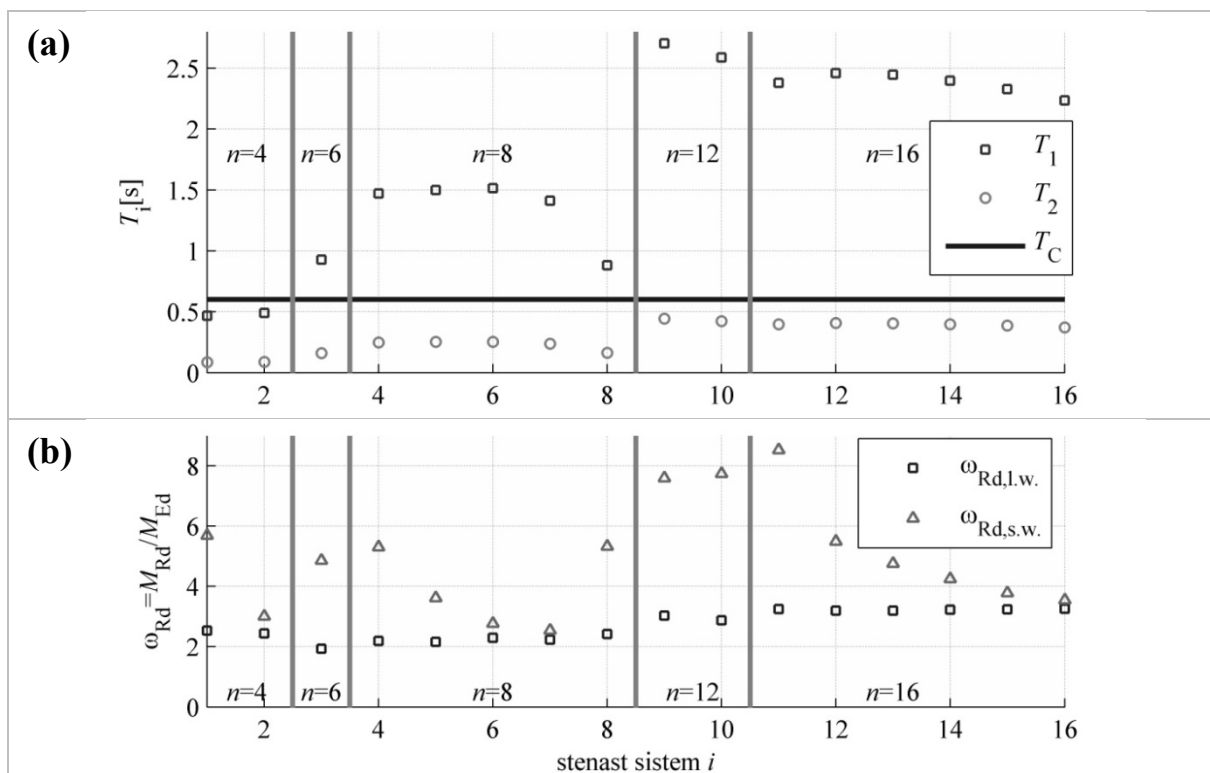
Stenasti sistemi so bili načrtovani za stopnjo duktilnosti DCH. Uporabljen je bil najvišji dovoljen faktor obnašanja za takšne sisteme, kateri znaša $q=4,4$. Privzeta je bila enaka potresna obremenitev kot v primeru analize enojnih sten: $a_g=0,25 g$ na tleh tipa C. V prvi fazi je bilo obravnavanih 16 sistemov s po dvema stenama. Označeni so bili z zaporednimi števkami od $i=1$ do $i=16$. Stene v vseh sistemih so imele pravokotni prerez širine $b_w=30$ cm. Upoštevana je bila enotna vrednost za etažno višino $h_s=3,0$ m. Sistemi so se razlikovali glede na naslednje geometrijske parametre: dolžina dolge stene $l_{w,l}$; dolžina kratke stene $l_{w,s}$; število etaž n ; tlorisni delež sten A_w/A_f . Vrednosti parametrov so za posamezen obravnavan sistem prikazane na sliki 10.30. Dolžine sten so bile določene tako, da so obravnavani sistemi imeli čim bolj različna razmerja $l_{w,l,w}/l_{w,s,w}$ (od 3,33 do 1,11). To razmerje poglavitno vpliva na velikost prerezporeditve sil med stenami.



Slika 10.30: Geometrijski parametri analiziranih stenastih sistemov z dvema različno dolgima stenama: **(a)** Dolžine dolgih in kratkih sten – $l_{w,l.w.}$ in $l_{w,s.w.}$ [m]; **(b)** Tlorisni delež sten – A_w/A_f [%]

Fig. 10.30: Input parameters of the analysed wall systems containing two walls with unequal lengths: **(a)** Lengths of the long and short wall – $l_{w,l.w.}$ and $l_{w,s.w.}$ [m]; **(b)** Wall-to-floor ratio – A_w/A_f [%]

Podatki o nihajnih časih sistemov in dodatni nosilnosti sten v sistemih so prikazani na sliki 10.31. Faktorji dodatne upogibne nosilnosti dolgih sten (faktorji $\omega_{Rd,l.w.}$) so zavzemali vrednosti med 2,0 in 3,5. Faktorji kratkih sten ($\omega_{Rd,s.w.}$) so bili precej višji (med 3 in 9). Visoki faktorji so posledica dejstva, da je bila zahteva po minimalni upogibni armaturi vedno merodajna pri kratkih stenah.

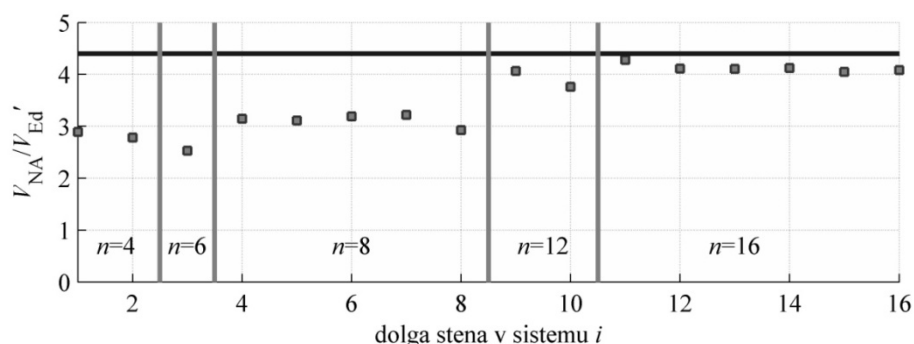


Slika 10.31: Karakteristike obravnavanih stenastih sistemov z dvema različno dolgima stenama, ki vplivajo na povečanje strižnih sil: (a) Nihajni časi T_1 in T_2 [s]; (b) Dodatne upogibne nosilnosti sten v sistemih

Fig. 10.31: Characteristics of the analysed wall systems containing two walls with unequal lengths, which influence the shear amplification: (a) First and second periods of the wall systems [s]; (b) Overstrength factors of walls in systems;

10.8.4 Potresne strižne sile v sistemih z dvema stenama in verifikacija poenostavljenih postopkov

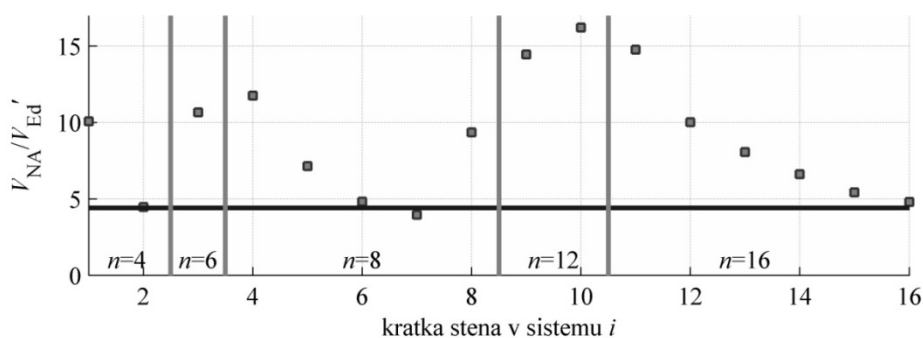
Količniki $V_{NA}/V_{Ed}' = V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$, ki predstavljajo dejansko amplifikacijo strižnih sil ob vpetju dolgih sten v obravnavanih sistemih, so prikazani na sliki 10.32. Vrednosti amplifikacij $V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ so enakega reda velikosti kot tiste, ki jih pričakujemo pri stenah v sistemih s podobnimi stenami (glej prejšnje razdelke). Količniki $V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ so se gibali med 2,5 in 4,3 ($q=4,4$).



Slika 10.32: Vrednosti dejanskega povečanja strižnih sil $V_{NA}/V_{Ed}' = V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ ob vpetju dolgih sten v stenastih sistemih z dvema različno dolgima stenama

Fig. 10.32: Actual base shear magnifications $V_{NA}/V_{Ed}' = V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ in long walls in wall systems containing two walls with unequal lengths

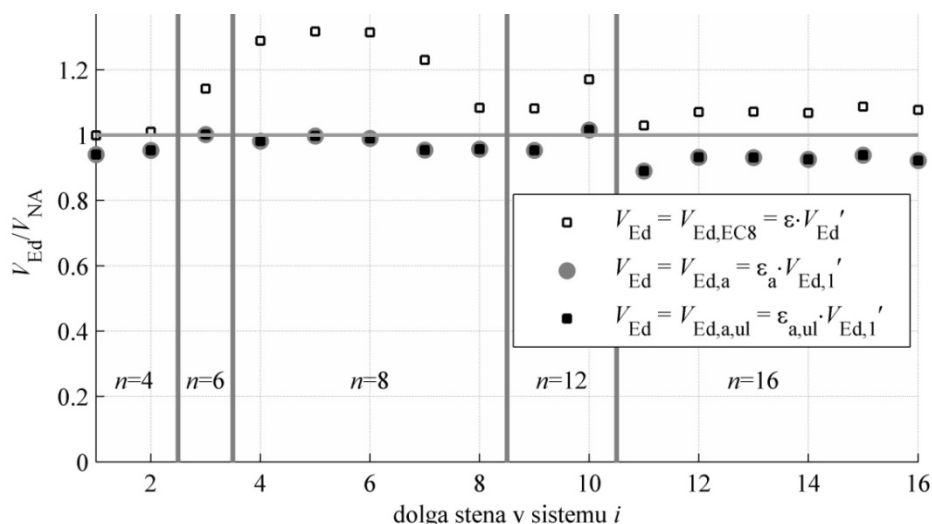
Razmerja $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,s.w.}/V_{Ed,s.w}'$, ki so bila izračunana za kratke stene, so prikazana na sliki 10.33. V skoraj vseh primerih so dobljene vrednosti presegale vrednost $q=4,4$. Največje prečne sile, ki se pojavijo v kratkih stenah, so torej lahko večje od elastičnih vrednosti. Tolikšno povečanje je posledica prerazporeditve potresnih sil, ki smo jo opisali v razdelku 10.8.1. Izkazalo se je, da načrtovanje sten, ki predvideva formacijo členkov ob vpetju, lahko bistveno poveča strižne zahteve v kratkih stenah glede na načrtovanje, ki bi predvidevalo elastičen odziv. Dejanske strižne zahteve v kratkih stenah so lahko tudi 4 krat večje od elastičnih sil (primer 9, 10 in 11 na sliki 10.33). Evidentno je, da s postopki načrtovanja, ki so predpisani v Evrokodu, ne moremo predvideti tolikšnega povečanja. V nadaljevanju so prikazane projektne vrednosti strižnih sil, ki so bile dobljene z uporabo Evrokodovega in popravljenega Keintzlovega postopka.



Slika 10.33: Vrednosti dejanskega povečanja strižnih sil $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ ob vpetju kratkih sten v stenastih sistemih z dvema različno dolgima stenama

Fig. 10.33: Actual base shear magnifications $V_{NA}/V_{Ed}'=V_{NA,l.w.}/V_{Ed,l.w}'$ in short walls in wall systems containing two walls with unequal lengths

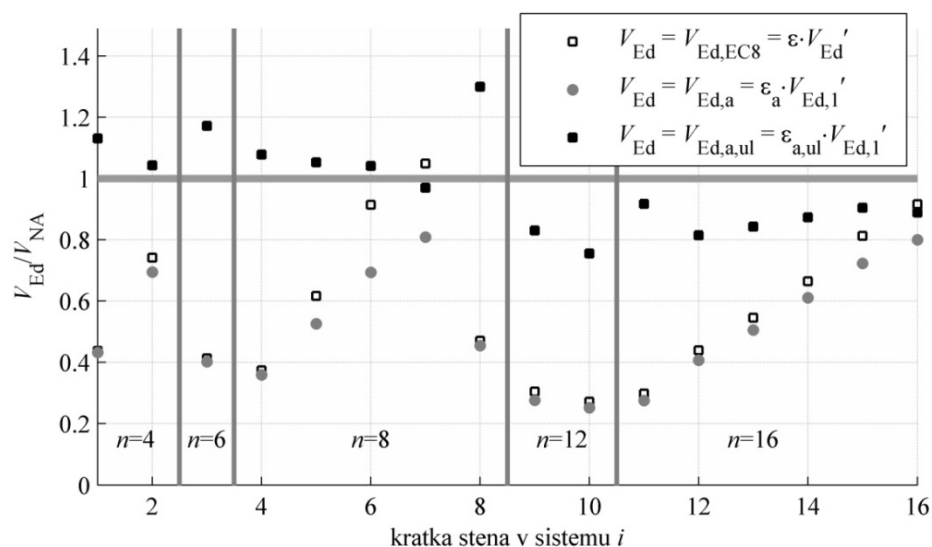
Normirane strižne sile (normirane z V_{NA}) ob vpetju dolgih sten, ki so bile dobljene z Evrokodovim postopkom ($V_{Ed,EC8}=\varepsilon \cdot V_{Ed}'$) in popravljenim Keintzlovim postopkom ($V_{Ed,a}=\varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}'$), so prikazane na sliki 10.34. Ustreznost rezultatov je bila zelo podobna kot pri sistemih z eno steno: Evrokodov postopek je v splošnem izkazoval nekoliko konservativne ocene dejanskih strigov; popravljen Keintzlov postopek je zelo dobro ocenil strižne zahteve.



Slika 10.34: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju dolgih sten v sistemih z dvema različno dolgima stenama

Fig. 10.34: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of long walls in wall systems containing two walls with unequal length

Dejanske velikosti strižnih zahtev v kratkih stenah ni bilo mogoče napovedati z nobeno izmed uporabljenih poenostavljenih metod (Slika 10.35). Sprejemljivi rezultati so bili dobjeni le v primerih, ko sta bili steni v sistemu približno enako dolgi (sistem 7: $l_{w,l,w.}/l_{w,s,w.} = 1,20$; sistem 16: $l_{w,l,w.}/l_{w,s,w.} = 1,11$). Na splošno so bila odstopanja med $V_{Ed,EC8}$ oz. $V_{Ed,a}$ in V_{NA} večja v sistemih z večjimi razlikami med dolžinami sten (sistemih z večjim razmerjem $l_{w,l,w.}/l_{w,s,w.}$). Analize so potrdile pravilnost opisa prerezporeditve potresnih sil med stenami, ki smo ga podali v razdelku 10.8.1: stopnja prerezporeditve je sorazmerna z razliko med dolžinami sten v sistemu.



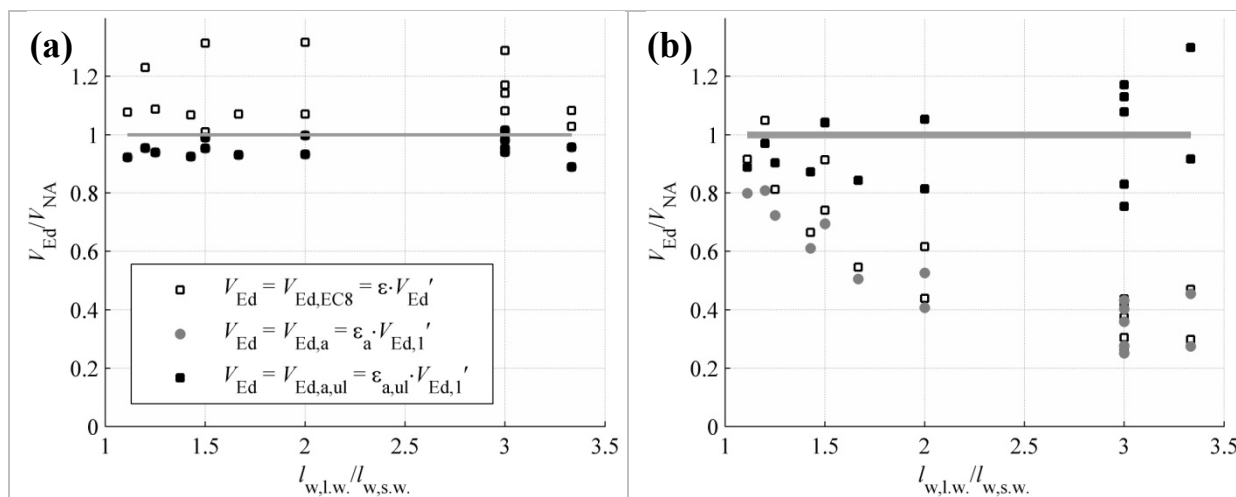
Slika 10.35: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju kratkih sten v sistemih z dvema različno dolgima stenama

Fig. 10.35: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of short walls in wall systems containing two walls with unequal length

10.8.5 Poenostavljen postopek za določitev potresnih strižnih sil v stenah, ki so del stenastega sistema z različno dolgimi stenami

Na sliki 10.36 so vrednosti $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ in $V_{Ed,a}/V_{NA}$ predstavljeni glede na $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$ sistema. Na diagramu, kjer so prikazani strigi v dolgih stenah (Slika 10.36 – a), ni bilo opaziti nobenih posebnosti. Iz slike 10.36 – b, ki prikazuje strige v kratkih stenah, je bilo moč razbrati, da se na območju $1,0 < l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.} < 2,0$ odstopanja med V_{Ed} in V_{NA} povečujejo linearno sorazmerno z $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$. Pri večjih razmerjih $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$, se naraščanje upočasni. Pri razmerju $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.} = 2,0$, je bil količnik $V_{Ed,a}/V_{NA}$ približno enak 0,5. Rezultati analiz so torej nakazali na zvezo (10.42), ki velja za kratke stene v stenastih sistemih z $1,0 < l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.} < 2,0$.

$$\frac{V_{NA}}{V_{Ed,a}} \approx \frac{l_{w,l.w.}}{l_{w,s.w.}} \Leftrightarrow V_{NA} \approx V_{Ed,a} \cdot \frac{l_{w,l.w.}}{l_{w,s.w.}} \quad (10.42)$$



Slika 10.36: Primerjava količnikov $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (pravokotne oznake), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (okrogle oznake) in $V_{Ed,ul}/V_{NA}$ (polne pravokotne oznake) z dejanskimi potresnimi prečnimi silami (vodoravna siva črta) ob vpetju kratkih (a) in dolgih sten (b) v sistemih z dvema različno dolgima stenama. Vrednosti so podane v odvisnosti od $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$ sistema

Fig. 10.36: Values of $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ (indicated by square markers), $V_{Ed,a}/V_{NA}$ (indicated circular markers), and $V_{Ed,b}/V_{NA}$ (indicated by black square markers) compared to the actual base shears (shown by a grey horizontal line) of short (a) and long walls (b) in wall systems containing two walls with unequal length. The values are plotted in relation to $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$.

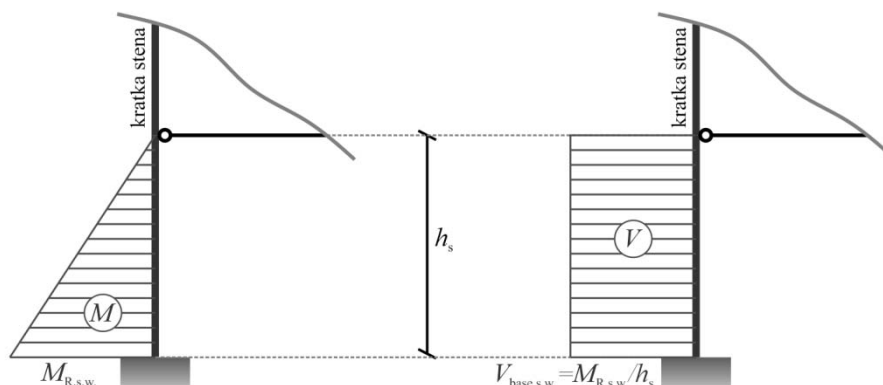
Zvezo (10.42) smo uporabili pri sestavi postopka za določitev projektnih strižnih sil v stenah sistemov z različno dolgimi stenami. Zvezo smo vgradili v popravljen Keintzlov postopek in dobili izraz (10.43).

$$V_{NA} \approx V_{Ed,s.w.} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1,s.w.} \cdot \frac{l_{w,l.w.}}{l_{w,s.w.}} \quad (10.43)$$

Postopek (10.43) je primeren samo za stenaste sisteme za katere velja $1,0 < l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.} < 2,0$ (zveza 10.42 velja samo na tem območju). Pri večjih razmerjih $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$ se naraščanje odstopanj med $V_{Ed,a}$ in V_{NA} umiri (Slika 10.36 – b). Postopek (10.43) bi pri takšnih sistemih izkazoval konservativne rezultate.

Potrebno je bilo raziskati še mehanizme, ki vplivajo na prerazporeditev sil v sistemih z večjimi razlikami med $l_{w,l.w.}$ in $l_{w,s.w.}$.

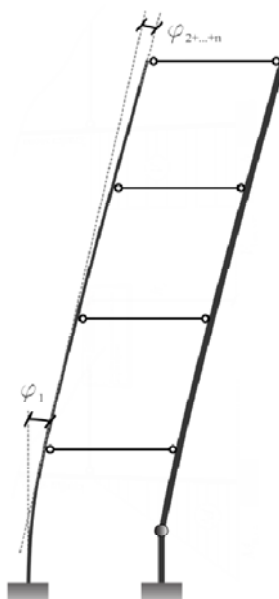
Na podlagi opazovanj potresnih obremenitev v obravnavanih sistemih, ki imajo veliko razmerje $l_{w,l.w.}/l_{w,s.w.}$, smo prišli do naslednje ugotovitve: Največji strižna sila ob vpetju kratkih sten (označimo jo z $V_{base,s.w.}$) se pojavi v trenutku, ko se prične plastificirati kratka stena. Upogibni moment ob vpetju je v tem trenutku približno enak nosilnosti $M_{R,s.w.}$, vrednost momenta na višini prve medetažne konstrukcije je približno enaka 0,0 (Slika 10.37).



Slika 10.37: Potresne obremenitve v prvi etaži kratke stene, ki predstavljajo najbolj neugodno situacijo iz stališča strižnih obremenitev v kratki steni

Fig. 10.37: Moment diagram shape in first storey of a short wall representing the most unfavourable situation for shear demand

Opisan potek momentov se pojavi samo v primerih, ko je dolga stena izrazito bolj toga kot kratka. V takšnem primeru se celoten sistem deformira glede na deformacijsko linijo, ki jo vsili dolga stena: Praktično ves zasuk sten je nakopičen v prvi etaži (Slika 10.38) in je zato od druge etaže navzgor vrednost upogibnih momentov v kratki steni zelo majhna (Slika 10.37).



Slika 10.38: Pomiki sistema z dvema stenama pri katerem dolga stena, ki je presegla mejo elastičnosti, narekuje deformacijsko linijo kratki steni, ki je v elastičnem območju

Fig. 10.38: Displacement shape domination of the long wall over the short wall

Situacija na sliki 10.37 je najbolj neugodna iz stališča potresnih strižnih obremenitev v prvi etaži kratke stene. Zato enačba (10.44) predstavlja zgornjo mejo za vrednost potresnih prečnih sil ob vpetju.

$$V_{Ed,s.w.} \leq \frac{M_{R,s.w.}}{h_s} = \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,s.w.}}{h_s} \quad (10.44)$$

Omejitev (10.44) smo upoštevali v izrazu (10.43) in dobili nov poenostavljen postopek za izračun potresnih strižnih zahtev ob vpetju sten v sistemih z različno dolgimi stenami (10.45).

$$V_{Ed,i,ul} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1,i} \cdot \frac{l_{w,l.w.}}{l_{w,i}} = \varepsilon_{ul} \cdot V_{Ed,1,i} \leq \frac{\gamma_{Rd} \cdot M_{Rd,i}}{h_s} \quad (10.45)$$

Sile, ki so bile izračunane s postopkom (10.45), smo označili z indeksom *ul* (angl. *ul*: *unequal lengths*). Indeks *i* pomeni steno v sistemu (pri sistemih z dvema stenama smo steni označili z $i=l.w.$ oz. $i=s.w.$). Če z izrazom (10.45) računamo sile v dolgi steni ($i=l.w.$), dobimo enake rezultate kot z popravljenim Keintzlovim postopkom ($l_{w,l.w.}/l_{w,i} = l_{w,l.w.}/l_{w,l.w.} = 1,0$). Sile $V_{Ed,l.w.,ul}$ in $V_{Ed,s.w.,ul}$ so predstavljene na slikah 10.34, 10.35 in 10.36. Čeprav se $V_{Ed,s.w.,ul}$ ne ujemajo z V_{NA} tako dobro kot pri dolgih stenah, so rezultati povsem sprejemljivi. Odstopanja pri glavnini vzorcev (88% vzorcev) so bila manjša od 20%. Izven tega območja sta bila le rezultata sistema 8 ($V_{Ed,s.w.,ul}/V_{NA} = 1,34$) in sistema 10 ($V_{Ed,s.w.,ul}/V_{NA} = 0,78$).

10.8.6 Analiza stenastega sistema s tremi različno dolgimi stenami

Poenostavljene postopke smo preverili še na sistemu s tremi različnimi stenami (druga faza študije). Obravnavan sistem je imel naslednje lastnosti:

- Število etaž: $n=16$;
- Tlorisni delež sten: $A_w/A_f = 3.0\%$;
- Navpična etažna obremenitev pri potresni obtežni kombinaciji: $q_{Ed} = 10 \text{ kN/m}^2$;
- Dolžine sten: 10,0 m, 6,0 m in 3,0 m;
- Širina sten: 30 cm;

Uporabili smo enake postopke načrtovanja in računa neelastičnega odziva kot pri sistemih z dvema stenama. Privzeli smo tudi enako obtežbo. Upoštevana je bila razmeroma visoko vrednost tlorisnega deleža stan, zaradi česar je bila v vseh stenah merodajna zahteva po minimalni upogibni armaturi. To se je odražalo tudi v visokih faktorjih dodatne nosilnosti (Preglednica 10.1). Podatki o obremenitvah, ki so bile dobljene z modalno analizo s spektri odziva, so zbrani v preglednici 10.1.

Table 10.1: Podatki o stenah v obravnavnem stenastem sistemu tremi stenami: Dolžine sten; strižne sile in momenti ob vpetju iz modalne analize s spektri odziva; upogibne nosilnosti in faktorji dodatne upogibne nosilnosti ob vpetju sten

Preglednica 10.1: Data regarding the analysed wall system with three unequal walls: Lengths of walls l_w ; base shears and moments obtained by modal analyses with response spectrum; flexural resistances at the bases and overstrength factors

	Dolga stena	Srednja stena	Kratka stena
Dolžina stene l_w	10,0 m	6,0 m	3,0 m
V_{Ed}'	835 kN	318 kN	74 kN
$V_{Ed,1}'$	377 kN	142 kN	33 kN
M_{Ed}	17607 kNm	4145 kNm	610 kNm
M_{Rd}	56178 kNm	19229 kNm	5110 kNm
ω_{Rd}	3,19	4,64	8,38

V preglednici 10.2 so zbrane prečne sile ob vpetjih sten, ki so bile določene z različnimi poenostavljenimi postopki: Evrokodov postopek ($V_{Ed,EC8}$); popravljen Keintzlov postopek ($V_{Ed,a}$) in popravljen Keintzlov postopek z nadgradnjo za sisteme z različno dolgimi stenami ($V_{Ed,ul}$). Sile $V_{Ed,ul}$ so bile izračunane tako, da se je kot vrednost dolžine $l_{w,l.w.}$ v enačbi (10.45) vstavilo dolžino najdaljše stene v sistemu ($l_{w,l.w.}=10,0$ m). Na dnu preglednice so zapisane še prečne sile, ki so bile izračunane z neelastičnimi analizami časovnega odziva (sile V_{NA}).

Preglednica 10.2: Prečne sile in faktorji amplifikacije ob vpetjih sten sistema s tremi različnimi stenami

Table 10.2: Base shears and amplification factor in wall system containing three unequal walls

	Dolga stena	Srednja stena	Kratka stena
ϵ	4,40	4,40	4,40
$V_{Ed,EC8}$	3674 kN	1399 kN	326 kN
ϵ_a	8,57	9,09	9,09
$V_{Ed,a}$	3230 kN	1290 kN	300 kN
ϵ_{ul}	8,57	15,15	30,29
$V_{Ed,ul}$	3230 kN	2151 kN	1000 kN
V_{NA}	3380 kN	2270 kN	984 kN

V preglednici 10.3 je prikazana neposredna primerjava med silami iz neelastične analize V_{NA} in silami, ko so bile dobljene s poenostavljenimi postopki. Ugotovljeno je bilo:

- Potresne strižne zahteve v dolgi steni ($l_w=10$ m) so bile zelo dobro ocenjene z vsemi tremi poenostavljenimi metodami;
- Evrokodova in popravljen Keintzlova metoda sta precej podcenili prečni sili v srednji in kratki steni: v srednji steni ($l_w=6$ m) za približno 40%; v kratki steni ($l_w=3$ m) za približno 70%;
- S popravljenim Keintzlovim postopkom z nadgradnjo za sisteme z različno dolgimi stenami so bili doseženi zelo dobri rezultati pri vseh treh stenah v sistemu.

Preglednica 10.3: Primerjava med dejanskimi prečnimi silami ob vpetju sten v sistemu s tremi stenami in silami, ki so bile dobljene s poenostavljenimi postopki

Table 10.3: Comparison between actual base shear forces in system containing three walls and shears obtained by simplified procedures

	Dolga stena	Srednja stena	Kratka stena
V_{Ed}/V_{NA}	0,25	0,14	0,08
$V_{Ed,EC8}/V_{NA}$	1,09	0,62	0,33
$V_{Ed,a}/V_{NA}$	0,96	0,57	0,30
$V_{Ed,ul}/V_{NA}$	0,96	0,95	1,02

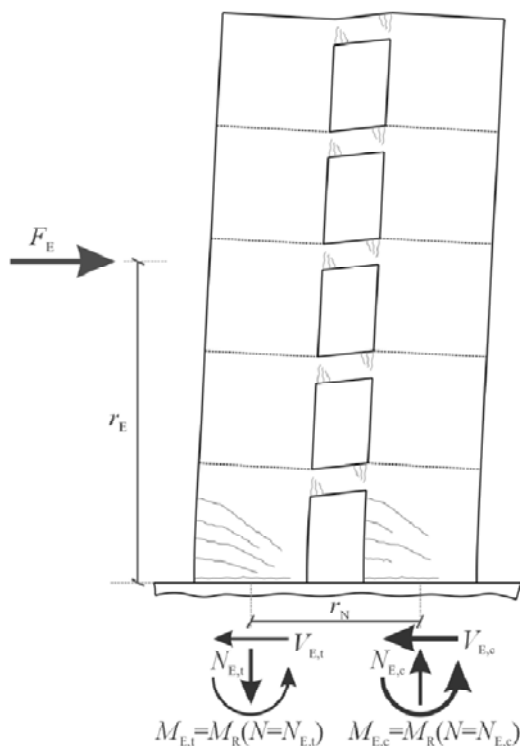
10.9 Študija amplifikacije potresnih strižnih sil v stenah z odprtinami

Stena z odprtinami oz. povezana stena je konstrukcijski sistem, sestavljen iz dveh ali več posamičnih sten (imenujemo jih tudi slopi), ki so med seboj povezane s pravilno razporejenimi, duktilnimi gredami (Slika 10.39). Takšni sistemi zagotavljajo odpornost na prevrnitev z dvema mehanizmoma: (i) upogibna nosilnost ob vpetju slopov (mehanizem običajnih konzolnih sten); (ii) mehanizem dvojice osnih sil v slopih, ki se pojavijo zaradi prenosa navpičnih sil prek veznih gred. Po Evrokodu se sistem, ki vsebuje stene, kategorizira kot povezana stena (stena z odprtinami), če mehanizem dvojice sil zmanjša potresne upogibne zahteve ob vpetju slopov za vsaj 25%.

Metoda načrtovanja nosilnosti predvideva, da se ob nastopu potresne obtežbe projektne moči dopusti nastanek neelastičnih upogibnih deformacij ob vpetju slopov v temeljno konstrukcijo (v najnižji nadzemni etaži) in v vseh veznih gredah (vezne grede so glede togosti in nosilnosti šibkejšje od slopov). Vezne grede so pogosto kratke in visoke, zato je potrebno predvideti posebne armaturne detajle, da se zagotovi ustrezno duktilnost. Pogosta rešitev je vgradnja bidiagonalne armature (Slika 10.40 – a), kar pa zaradi prostorskih omejitev ni vedno izvedljivo. Alternativno rešitev (Slika 10.40 – b) predstavlja armiranje gred z enakomerno razporejenimi vzdolžnimi palicami, ki so povezane s stremeni (Wallace, 2007). Evrokod predpisuje vgradnjo bidiagonalne armature v vezne grede sistemov, ki so načrtovani po DCH (Slika 10.40 – a). Slope se armira po enakih pravilih kot veljajo pri običajnih konzolnih stenah (objeti robni elementi, vodoravna in navpična armatura v stojini). Evrokod dovoljuje uporabo višjih faktorjev obnašanja pri načrtovanju sten z odprtinami kot pri sistemih nepovezanih sten. Razlog za to je večje število mest, kjer se izničuje potresna energija (poleg vpetij slopov, tudi v gredah).

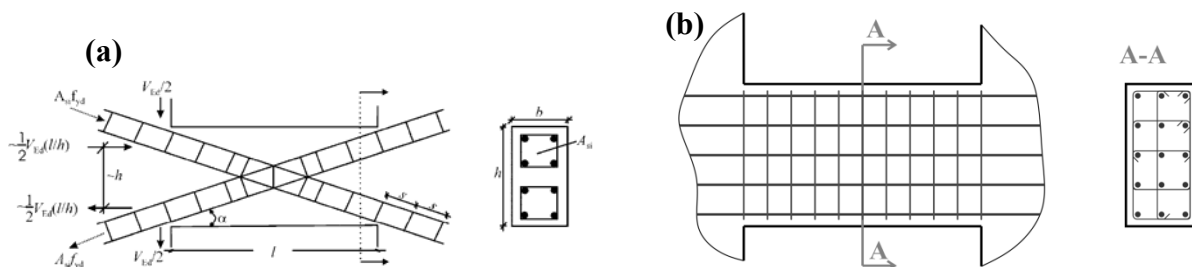
Evrokod predpisuje, da se potresne zahteve v slopih sten z odprtinami določi po identičnem postopku, ki velja za nepovezane konzolne stene: prečne sile, ki se jih določi z poenostavljeno linearno analizo, je potrebno povečati s faktorjem amplifikacije (za DCM je $\epsilon = 1,5$; za DCH je $\epsilon = \epsilon_{Keintzel}$). Keintzlov faktor amplifikacije je torej potrebno uporabljati tudi pri slopih sten z odprtinami. Spomnimo, da so bile pri izpeljavi Keintzlovega ϵ uporabljene predpostavke, ki naj bi veljale le za konzolne stene, ki se neelastično deformirajo le ob vpetju. Razlog za amplifikacijo prečnih sil pa je ravno neenakomerno razporejeno neelastično deformiranje po višini konstrukcije, kar je značilno le za nepovezane konzolne stene. Pri načrtovanju sten z odprtinami se predvidi tudi neelastično deformiranje veznih gred po celotni višini, kar pomeni, da je neelastična deformacija enakomerno razporejena po višini konstrukcije. Predvidevamo torej, da plastični mehanizem, ki je značilen za stene z odprtinami, vsaj delno reducira tudi potresne sile višjih nihajnih oblik, kar pomeni manjšo amplifikacijo strižnih sil, kot je to v primeru nepovezanih konzolnih sten. Zaradi opisanih razlogov, je bilo smiselno izvesti študijo

povečanja potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtinami. Študija, ki je predstavljena v nalogi, je manj obsežna od tiste, ki je bila opravljena na enojnih konzolnih stenah. Zato dobljene rezultate ni mogoče s popolno gotovostjo posplošiti za vse mogoče različice sten z odprtinami. Vseeno menimo, da so ugotovitve študije prispevale k boljšemu razumevanju vzrokov za povečanje potresnih strižnih sil v stenah z odprtinami.



Slika 10.39: Neelastični mehanizem, značilen za stene z odprtinami, ki so načrtovane po metodi načrtovanja nosilnosti

Fig. 10.39: Inelastic mechanism in a typical coupled walls system designed according to capacity design considerations



Slika 10.40: Različici armiranja duktilnih kratkih veznih gred: (a) bidiagonalna armature (slika 5.12 iz Evrokoda 8-1); (b) enakomerna razporejena vzdolžna armatura (Wallace, 2007)

Fig. 10.40: Configurations of coupling beam detailing: (a) bidiagonal bars (figure 5.12 in Eurocode 8-1); (b) uniformly distributed longitudinal bars (Wallace, 2007)

10.9.1 Odpornost na prevrnitev stene z odprtini

Odpornost na prevrnitev stene z odprtini (projektni odpornostni moment označimo z $M_{Rd,tot}$) je zagotovljena z mehanizmom upogibnih nosilnosti slopov ob vpetju in mehanizmom dvojice osnih sil v slopih, ki se pojavijo zaradi prenosa prečnih sil z veznimi gredami. Za opis mehanizmov je uporabljena značilna stena z odprtini, ki obsega dva enaka slopa in eno navpično vrsto veznih gred (Slika 10.39). V trenutku, ko so prevrnilne sile, ki jih povzroča potresna obremenitev, največje, je v steni v celoti vzpostavljen neelastični mehanizem. Deformacijska oblika stene, ki se vzpostavi pri največjih potresnih silah, je prikazana na sliki 10.39 (etažni pomiki so enako predznačeni). Analize so pokazale, da je stanje na sliki 10.39 merodajno za preverjanje upogibne in strižne nosilnosti elementov stene z odprtini (elementi so grede in slopi). Upogibne obremenitve stenastih konstrukcij v glavnini povzročajo potresne sile, ki izhajajo iz nihajna v prvi nihajni obliki, medtem ko k potresnim strižnim silam približno enakovredno prispevata tako prva kot druga nihajna oblika. Ker je drugi nihajni čas sten precej krajši od prvega (pri konzolnih stenah velja razmerje 1:6, pri stenah z odprtini je razmerje nekoliko nižje), se vrhovi nihanj prve in druge oblike pogosto časovno ujamejo. To pomeni hkraten nastop največje upogibne in največje strižne obremenitve v elementih stene z odprtini.

Seveda je potrebno potresno odpornost preveriti za obe smeri potresne sile. Glede na smer potresnega obremenjevanja se osna sila v nekaterih slopih poveča, v preostalih pa zmanjša. Iz tu izhaja poimenovanje slopov, ki ga uporabljamo pri računu potresne odpornosti sistemov. Slop, ki se mu osna sila zmanjša/poveča, imenujemo tlačeni/natezni slop. V trenutku, ko se v steni vzpostavi celoten neelastični mehanizem, se v polni meri aktivira odpornost stene na prevrnitev $M_{Rd,tot}$. $M_{Rd,tot}$ je enaka seštevku upogibnih nosilnosti na dnu slopov in potresni osni sili v slopih pomnoženi z ročico, ki je enaka vodoravni razdalji med težiščema prerezov slopov (ročico označimo z r_N). Ker je v gredah dosežena polna nosilnost, je potresna osna sila v slopih enaka seštevku nosilnosti veznih gred $\Sigma V_{Rd,b}$. Prispevek mehanizma dvojice sil $M_{Rd,N-r}$ se izračuna z enačbo (10.46).

$$M_{Rd,N-r} = r_N \cdot \Sigma V_{Rd,b} \quad (10.46)$$

V slopih se osna sila spremeni za $\Sigma V_{Rd,b}$: v tlačnem slopu se zmanjša (povečajo se tlaki), v nateznem slopu se poveča (lahko pride celo do natezne sile). To je največja sprememba osne sile v slopih, ki se lahko dogodi med potresno obremenitvijo. Odpornost mehanizma upogibnih nosilnosti $M_{Rd,M}$ je torej potrebno izvednotiti pri ustreznih velikostih osnih sil. Računsko upogibno odpornost nateznega slopa se označi z $M_{Rd,t}$, odpornost tlačnega pa $M_{Rd,c}$. Nosilnost $M_{Rd,M}$ je določena z enačbo (10.47).

$$M_{Rd,M} = M_{Rd,t} + M_{Rd,c} = M_{Rd} \left(N_{Ed,ns} + \Sigma V_{Rd,b} \right) + M_{Rd} \left(N_{Ed,ns} - \Sigma V_{Rd,b} \right) \quad (10.47)$$

V enačbi (10.47) je z $N_{Ed,ns}$ označena osna sila ob vpetju slopov, ki izhaja iz neseizmičnih vplivov pri potresni obtežni kombinaciji. Odpornost $M_{Rd,tot}$ tako zapišemo z enačbo (10.48).

$$M_{Rd,tot} = M_{Rd,t} + M_{Rd,c} + r_N \cdot \Sigma V_{Rd,b} \quad (10.48)$$

Prevrnitveni moment $M_{Ed,tot}$, ki ga povzroča potres projektne moči, lahko določimo z eno izmed elastičnih metod potresne analize (v prikazanih študijah je uporabljena modalna analiza s spektri odziva). $M_{Ed,tot}$ je enak seštevku upogibnih momentov ob vpetju slopov (označeni z M_{Ed}) in prečnih sil v gredah (označene z $V_{Ed,b}$). Za stene z dvema enakima slopoma se $M_{Ed,tot}$ zapiše z enačbo (10.49).

$$M_{Ed,tot} = 2 \cdot M_{Ed} + r_N \cdot \sum V_{Ed,b} \quad (10.49)$$

Skladno z zahtevami Evrokoda, je potrebno stene z odprtinami (kot tudi ostale sisteme) načrtovati tako, da nosilnost elementov presega obremenitve, ki so določene s poenostavljeno analizo. V primeru sten z odprtinami Evrokod sicer dovoljuje načrtovanje nosilnosti elementov ob upoštevanju zmernih prerazporeditev potresnih sil med elementi (do 20% med gredami in do 30% med slopi). Z Evrokodovim postopkom je torej neposredno zagotovljena zadostna odpornost sistema na prevrnitev ($M_{Rd,tot} > M_{Ed,tot}$). Upogibna nosilnost slopov mora biti večja od zahtev pri vseh predvidenih nivojih osne sile. Merodajna je situacija, ko je v slopu osna sila največja ($N_{Ed,ns} + \sum V_{Rd,b}$). To pomeni, da bo slop pri povečanem tlaku izkazoval precejšnjo dodatno nosilnost. 30% prerazporeditev potresnih sil med slopi, ki jo dovoljuje Evrokod, je zato mišljena predvsem kot prerazporeditev upogibnih momentov iz nateznega na tlačeni slop (10.50).

$$\begin{aligned} M_{Rd,c} &> M_{Ed,c} \approx 1.3 \cdot M_{Ed} \\ M_{Rd,t} &> M_{Ed,t} \approx 0.7 \cdot M_{Ed} \end{aligned} \quad (10.50)$$

Ob tem velja, da je potrebno hkrati v približno enaki meri upoštevati tudi prerazporeditev prečnih potresnih sil (10.51).

$$\begin{aligned} M_{Ed,c} \approx 1.3 \cdot M_{Ed} &\Rightarrow V_{Ed,c}' \approx 1.3 \cdot V_{Ed}' \\ M_{Ed,t} \approx 0.7 \cdot M_{Ed} &\Rightarrow V_{Ed,t}' \approx 0.7 \cdot V_{Ed}' \end{aligned} \quad (10.51)$$

10.9.2 Projektne potresne strižne sile v stenah z odprtinami

Evrokod predpisuje uporabo Keintzlove enačbe za izračun povečanja potresnih prečnih sil v slopih sten z odprtinami, ki se jih načrtuje na stopnjo DCH. Ker je povečanje strižnih sil sorazmerno z dodatno upogibno nosilnostjo slopov, je merodajna preverba stanja, ko so v slopu največji tlaki. Dodatna upogibna nosilnost tlačenege slopa $\omega_{Rd,c}$ je opredeljena z enačbo (10.52).

$$\omega_{Rd,c} = \frac{M_{Rd,c}}{M_{Ed,c}} \quad (10.52)$$

Dodatna upogibna nosilnost tlačenege slopa je običajno precej visoka, kar se odraža v visokem faktorju amplifikacije (neredko je potrebno upoštevati zgornjo mejo $\varepsilon = q$). Ob upoštevanju prerazporeditev upogibnih potresnih sil se dodatna upogibna nosilnost $\omega_{Rd,c}$ zmanjša. Na ta način se sicer zmanjša tudi faktor amplifikacije, a se hkrati strižna zahteva iz analize poveča $V_{Ed}' \rightarrow 1.3 \cdot V_{Ed}'$ (10.51). S prerazporeditvijo torej ne zmanjšamo zahteve po strižni nosilnosti slopov.

10.9.3 Opis dejanske amplifikacije potresnih sil v slopih sten z odprtinami

Neelastične analize časovnega odziva, ki smo jih opravili v sklopu pričujoče študije, so pokazale, da je stopnja amplifikacije strižnih sil v slopih sten z odprtinami v splošnem bistveno manjša od tiste, ki jo predvidi popravljen Keintzlov postopek ali Evrokodov postopek. Če primerjamo sistem povezanih sten in sistem nepovezanih sten z enako dodatno nosilnostjo in prvim nihajnim časom, je amplifikacija strižnih sil v sistemu povezanih sten manjša. Računske analize so še pokazale, da poleg ω_{Rd} in T_1 na

stopnjo amplifikacije vpliva še razmerje med prispevki mehanizmov odpornosti na prevrnitev $M_{Rd,M}/M_{Rd,F-r}$.

Ugotovitve računskih analiz je možno teoretično utemeljiti. Stena z odprtini predstavlja vmesni člen med sistemoma nepovezanih sten in okvirnim sistemom. Ta dva sistema se razlikujeta v treh bistvenih lastnostih:

- V sistemih nepovezanih sten je vsa neelastična deformacija omejena na območja ob vpetju v temeljno konstrukcijo (dno konstrukcije). Okvirje se načrtuje tako, da se območja sipanja enakomerno razporedi po celotni konstrukciji. Enakomerna razporeditev plastičnih členkov zagotavlja omejevanje/redukcijo potresnih sil ne glede na nihajno obliko. Neelastični mehanizem nepovezanih sten omejuje samo potresne sile, ki izhajajo iz nihanja v prvi obliki.
- V sistemih nepovezanih sten je odpornost na prevrnitev zagotovljena z ustrezno upogibno nosilnostjo sten na območju vpetja. Prevrnitvena odpornosti okvirjev je sestavljena iz upogibne nosilnosti stebrov na območju vpetja in mehanizma dvojic osnih sil v stebrih, ki se prenašajo prek gred. Pri tem mehanizem dvojic prispeva bistveno večji delež kot upogibne nosilnosti stebrov.
- Za sisteme nepovezanih sten je značilna izrazita amplifikacija potresnih strižnih sil, medtem ko pri okvirjih tega pojava ni.

Kot rečeno, sistem povezanih sten predstavlja vmesni člen med nepovezanimi stenami in okvirji. To se odraža pri zgoraj izpostavljenih lastnostih konstrukcijskih sistemov:

- Pri sistemih povezanih sten so območja sipanja potresne energije (plastični členki) razporejeni po celotni višini konstrukcije. Povezane stene se namreč načrtuje tako, da so neelastične deformacije tvorijo v veznih gredah in v slopih ob vpetju. V splošnem pa obstaja razlika med količino potresne energije, ki se med potresom izniči v slopih, in količino, ki se izniči v gredah. Za razliko od okvirjev je pri povezanih stenah razmerje med prečnimi dimenzijami (nosilnostmi) navpičnih in vodoravnih elementov precej velika. Količina energije, ki se izniči v plastičnem členu, je enaka ploščini histerez, katera je sorazmerna nosilnosti členu. Enakomernost razporeditve izničenja potresne energije po višini stene z odprtini je torej odvisna od razmerja med nosilnostjo veznih gred in nosilnostjo slopov. V primeru, da imamo opravka s sistemom z močnimi slopi in šibkimi gredami, bo večinski delež pri izničenju potresne energije padel na sipe. Takšen neelastični mehanizem ima podobno sposobnost reduciranja potresne sile kot mehanizem nepovezanih sten (sipanje energije samo ob vpetju): mehanizem reducira le potresne sile, ki izhajajo iz nihanja v prvi obliki. V sistemih z manjšo razliko med nosilnostmi gred in slopov je količina potresne energije enakomernije razporejene po višini konstrukcije. Takšen neelastični mehanizem ima podobno sposobnost reduciranja potresne sile kot mehanizem okvirja (enakomerni sipanje energije v gredah in stebrih): mehanizem reducira potresne sile, ki izhajajo iz nihanja v vseh pomembnih oblikah.
- Kor je razvidno iz enačbe (10.48) je razmerje med prispevkoma mehanizmov, ki zagotavljata odpornost na prevrnitev odvisna od razmerja med nosilnostmi gred in slopov ter ročice r_N (ročica osnih sil v slopih). Spet je možno ugotoviti, da se sistemi z bistveno močnejšimi slopi glede na grede obnašajo podobno kot sistemi nepovezanih sten. Sistemi s primerljivimi nosilnostmi gred in slopov pa kot okvirji.
- Za sisteme povezanih sten je značilna zmerna amplifikacija potresnih strižnih sil. Iz prve alineje je moč sklepati, da je stopnja amplifikacije močno odvisna od razmerja med nosilnostmi gred in slopov. Analize so pokazale, da je pomembno tudi razmerje med togostmi elementov.

Stopnja povečanja strižnih sil v slopih sten z odprtiniami je torej odvisna od t.i. stopnje povezanosti sten oz. slopov:

- (a) V sistemih, kjer je nosilnost gred primerljiva z nosilnostjo slopov, je stopnja povezanosti velika. Pri takšnih sistemih komponenta $r_N \cdot \sum V_{Rd,b}$ prispeva glavnino odpornosti pred prevrnitvijo. Ker se potresna energija izničuje enakomerno po celotni višini sistema, je stopnja amplifikacije potresnih strižnih sil nizka.
- (b) V sistemih, kjer je nosilnost gred bistveno manjša od nosilnosti slopov, je stopnja povezanosti velika. Pri takšnih sistemih komponenta $\sum M_{Rd}$ (upogibna nosilnost slopov) prispeva glavnino odpornosti pred prevrnitvijo. Potresna energija se izničuje predvsem v členkih slopov, ki se nahajajo na dnu konstrukcije. Zato je stopnja amplifikacije potresnih strižnih sil visoka.

10.9.4 Poenostavljen postopek za izračun potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtiniami

Za izpeljavo postopka, ki bi omogočal izračun projektnih potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtiniami, je bilo potrebno opredeliti količino, ki primerno ponazarja stopnjo povezanosti sten. Stopnjo povezanosti se lahko smiselno in enostavno ponazori z deležem, ki ga k celotni prevrnitveni odpornosti sistema prispeva mehanizem dvojice sil (10.53).

$$\eta_{F-r} = \frac{r_N \cdot \sum V_{Rd,b}}{M_{Rd,tot}} \quad (10.53)$$

Povečanje strižnih sil v stenah z odprtiniami je obratno sorazmerno z razmerjem η_{F-r} ($0,0 \leq \eta_{F-r} \leq 1,0$). Robna primera sta:

- a) $\eta_{F-r} \approx 0$: Grede so zelo šibke, količina potresne energije, ki se izniči v gredah, je zelo majhna. Stena z odprtiniami se obnaša kot sistem nepovezanih sten, zato je stopnja amplifikacija enaka kot pri konzolnih stenah. Za izračun projektnih strižnih sil se lahko uporabi popravljen Keintzlov postopek.
- b) $\eta_{F-r} \approx 1$: Grede so zelo močne, potresna energija se enakomerno izničuje po višini konstrukcije. Stena z odprtiniami se obnaša kot okvir, zato amplifikacije ni.

Za nastavek nove enačbe za izračun faktorja amplifikacije v slopih sten z odprtiniami (faktor je označen z ε_{cw}) je bila uporabljena popravljen Keintzlova enačba. Vpliv dodatne upogibne nosilnosti slopov na sile prve nihajne oblike in redukcija potresnih sil prve nihajne oblike sta ne glede na stopnjo povezanosti enaka. Prvi del nastavka za izračun ε_{cw} je torej enak kot pri popravljeni Keintzlovi enačbi (10.54). Redukcija potresnih sil višjih nihajnih oblik je sorazmerno odvisna s stopnjo povezanosti sten oz. razmerjem η_{F-r} . V nastavku (10.54) je zato potrebno upoštevati faktor R_2 , ki predstavlja redukcijo potresnih sil višjih nihajnih oblik in je odvisen od η_{F-r} . Podobno je potrebno upoštevati še faktor $\omega_{R,2}$, ki predstavlja delež dodatne nosilnosti slopov, ki vpliva na povečanje strižnih sil druge nihajne oblike. Tudi R_2 je odvisen od η_{F-r} .

$$\varepsilon_{cw} = \sqrt{\left(\min[\gamma_{Rd} \cdot \omega_{Rd} \ ; \ q] \right)^2 + 0.1 \cdot \left(\omega_{R,2} \cdot \frac{q}{R_2} \cdot \frac{S_e(T_2)}{S_e(T_1)} \right)^2} \quad (10.54)$$

Funkciji $R_2(\eta_{F-r})$ in $\omega_{R,2}(\eta_{F-r})$ sta bili določeni (umerjeni) na podlagi rezultatov parametrične analize sten z odprtiniami. Kot prvo so bile opredeljen robne vrednosti:

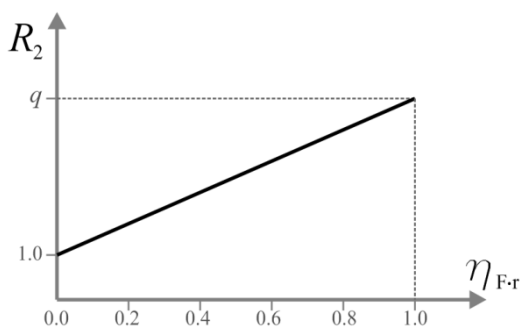
- a) Pri $\eta_{F,r} = 0$ se sistem obnaša kot nepovezane stene: $R_2(\eta_{F,r}=0) = 1,0$ in $\omega_{R,2}(\eta_{F,r}=0) = 1,0$. Enačba (10.49) je v tem primeru enaka popravljeni Keintzlovi enačbi;
- b) Pri $\eta_{F,r} = 1$ se sistem obnaša kot okvir: $R_2(\eta_{F,r}=1) = q$ in $\omega_{R,2}(\eta_{F,r}=1) = \omega_{Rd}$. V tem primeru enačba (10.49) upošteva enako stopnjo redukcije potresnih sil za vse nihajne oblike (kot pri okvirjih). Dodatna nosilnost slopov prav tako vpliva na potresne sile vseh nihajnih oblik.

Na podlagi analiz je bilo razmerje $R_2(\eta_{F,r})$ določeno kot linearna funkcija (10.55). Enačba (10.55) je grafično predstavljena na sliki 10.41.

$$R_2 = 1 + \eta_{F,r} \cdot (q - 1) \quad (10.55)$$

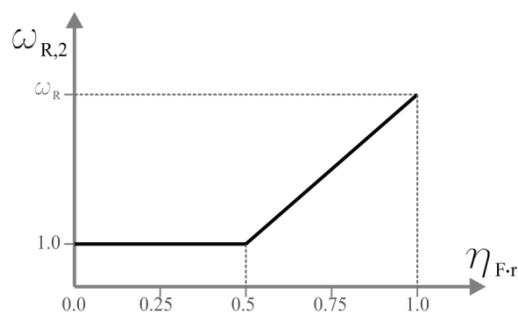
Razmerje $\omega_{R,2}(\eta_{F,r})$ je bilo opredeljeno z odsekoma linearno funkcijo (10.56), ki je grafično predstavljena na sliki 10.42.

$$\omega_{R,2} = \max \left[2 \cdot (\gamma_{Rd} \cdot \omega_{Rd} - 1) \cdot \eta_{F,r} + 2 - \gamma_{Rd} \cdot \omega_{Rd} \ ; \ 1 \right] \quad (10.56)$$



Slika 10.41: Razmerje $R_2(\eta_{F,r})$

Fig. 10.41: Relation $R_2(\eta_{F,r})$



Slika 10.42: Razmerje $\omega_{R,2}(\eta_{F,r})$

Fig. 10.42: Relation $\omega_{R,2}(\eta_{F,r})$

Projektne potresne strižne sile v slopih (označene z $V_{Ed,cw}$) se izračuna tako, da se faktor ϵ_{cw} aplicira na prečne sile iz linearne analize ob upoštevanju le prve nihajne oblike (10.57).

$$V_{Ed} = \epsilon_{c.w.} \cdot V_{Ed,1} \quad (10.57)$$

Predstavljen postopek velja le za račun prečnih sil ob vpetju slopov. Amplifikacija prečnih sil v višjih etažah ni bila zajeta v študiji.

10.9.5 Računski primeri sten z odprtini in verifikacija poenostavljenih postopkov izračuna potresnih strižnih sil v slopih sten z odprtini

Z računskimi analizami so bile določene stopnje amplifikacije večjega števila različic sten z odprtini. Obravnavani so bili ravninski sistemi z dvema slopoma in eno vrsto gred. Postopki določitve potresnih strižnih sil so bili po večini enaki tistim, ki so bili uporabljeni pri nepovezanih stenah. Razlika je bila le v izboru tipa elementov pri sestavi neelastičnega modela. Med trajanjem potresne obtežbe se osna sila v slopih spreminja, kar vpliva na trenutno togost in nosilnost slopov. Za opis obnašanja slopov je bil zato izbran lamelni gredni element. Vezne grede so bile modelirane z

grednimi elementi z neelastičnimi vzmetmi ob vozliščih. Grede so bile z vozlišči slopov povezane z zelo togimi elastičnimi linijskimi elementi.

Obravnavane konstrukcije so bile razdeljene v 4 skupine:

- (i) 20 etažne stene pri čemer je bila začetna togost linearnega modela določena na podlagi zveze $E \cdot I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot E \cdot I$. Računski modeli te skupine so bili označeni z *SZO_20e_05EI*. Skupina je obsegala 6 različic.
- (ii) 20 etažne stene pri čemer je bila začetna togost linearnega modela določena na podlagi zveze $E \cdot I_{\text{eff}} = M_{1y} / \varphi_{1y}$. Računski modeli te skupine so bili označeni z *SZO_20e_1y*. Skupina je obsegala 2 različici.
- (iii) 12 etažne stene pri čemer je bila začetna togost linearnega modela določena na podlagi zveze $E \cdot I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot E \cdot I$. Računski modeli te skupine so bili označeni z *SZO_12e_05EI*. Skupina je obsegala 5 različic.
- (iv) 12 etažne stene pri čemer je bila začetna togost linearnega modela določena na podlagi zveze $E \cdot I_{\text{eff}} = M_{1y} / \varphi_{1y}$. Računski modeli te skupine so bili označeni z *SZO_12e_1y*. Skupina je obsegala 2 različici.

Vsaka skupina je vsebovala t.i. izhodiščni model (označen z zaporedno številko 1). Izhodiščni modeli so bili dosledno konstruirani glede na Evrokodove zahteve. Preostale različice v posamezni skupini so bile dobljene tako, da se je spreminjalo količino armature v gredah in slopih, kar se je odražalo v različnih stopnjah povezanosti. Lamelni element upošteva neidealizirano ovojnico moment-rotacija (začetna togost je enaka togosti nerazpokanih elementov), neelastični in elastični modeli so se zato razlikovali v začetnem nihajnem času. V vseh primerih je bil upoštevan 3% tlorisni delež sten in navpično etažno obtežbo zaradi neseizmičnih vplivov $q_{\text{Ed}} = 13 \text{ kN/m}^2$.

a) Računski modeli *SZO_20e_05EI*

Geometrijski podatki, mase in neseizmična obtežba:

- Število etaž: $n=20$;
- Slopi: 2 enaka slopa (označena slop 1, slop 2) s pravokotnim prerezom $l_w=600 \text{ cm}$ in $b_w=30 \text{ cm}$;
- Vezne grede: Pravokotni prerez $h_b=50 \text{ cm}$ in $b_b=30 \text{ cm}$, dolžina grede $l_b=300 \text{ cm}$;
- Ročica osnih sil v slopih: $r_N = 9,0 \text{ m}$;
- Etažne mase: $m_i=199 \text{ t}$;
- Etažna navpična sila zaradi neseizmične obtežbe: $F_i=2 \cdot 488 \text{ kN}=976 \text{ kN}$ (488 kN na en slop)

Podatki o postopku načrtovanja:

- Potresna obtežba: $a_g=0,25g$, tla C;
- Efektivna togost elementov: $E \cdot I_{\text{eff}} = 0,5 \cdot E \cdot I$;
- Nihajni časi: $T_1 = 2,13 \text{ s}$, $T_2 = 0,53 \text{ s}$;
- Faktor obnašanja: $q = 5,4$;

Potresne sile na dnu slopov izračunane z linearno analizo:

Slop 1	Slop 2
$N_{\text{Ed}} = 2728 \text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 2728 \text{ kN}$
$M_{\text{Ed}}' = 9215 \text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 9215 \text{ kN}$
$V_{\text{Ed}}' = 660 \text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 660 \text{ kN}$
$V_{\text{Ed},1}' = 473 \text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 473 \text{ kN}$

Vsota potresnih prečnih sil v gredah iz linearne analize: $\Sigma V_{Ed,b} = 2907$ kN

Celotni prevrnitveni moment stene: $M_{Ed,tot} = 42983$ kNm

Rezultati neelastičnih analiz s primerjavo s silami iz poenostavljenih postopkov so prikazane v preglednici 10.4.

Preglednica 10.4: Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov *SZO_20e_05EI* in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov

Table 10.4: Results of inelastic analysis of *SZO_20e_05EI* models and comparison with shears obtained by simplified methods

Različica	1	2	3	4	5	6
Opis različice	Izhodišče	Zmanjšana armatura v slopih glede na izhodišče	Povečana armatura v slopih glede na izhodišče	Povečana armatura v gredah glede na izhodišče	Zmanjšana armatura v gredah glede na izhodišče	Zelo povečana armatura v gredah in zmanjšana armatura v slopih glede na izhodišče
M_{Rd} (min <i>N</i>)	32174 kNm	29080 kNm	36504 kNm	33470 kNm	30628 kNm	32773 kNm
M_{Rd} (max <i>N</i>)	24595 kNm	21327 kNm	29122 kNm	22154 kNm	26833 kNm	7208 kNm
$\Sigma V_{Rd,b}$	3036 kN	3036 kN	3036 kN	4555 kN	1518 kN	9109 kN
$M_{Rd,tot}$	84097 kNm	77735 kNm	92954 kNm	96615 kNm	71125 kNm	121964 kNm
$\omega_{Rd,tot}$	1,96	1,81	2,16	2,25	1,66	2,84
η_{F-r}	0,33	0,35	0,29	0,42	0,19	0,67
$V_{NA,slop1}$	2497 kN	2267 kN	2398 kN	2383 kN	2252 kN	2982 kN
$V_{NA,slop2}$	2324 kN	2250 kN	2371 kN	2454 kN	2290 kN	3230 kN
ϵ	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40	5,40
$V_{Ed,EC8,slop1}$ ($V_{Ed,EC8,slop1} / V_{NA,slop1}$)	3564 kN (1,43)	3564 kN (1,57)	3564 kN (1,49)	3564 kN (1,50)	3564 kN (1,58)	3564 kN (1,20)
$V_{Ed,EC8,slop2}$ ($V_{Ed,EC8,slop2} / V_{NA,slop2}$)	3564 kN (1,53)	3564 kN (1,58)	3564 kN (1,50)	3564 kN (1,45)	3564 kN (1,56)	3564 kN (1,10)
ϵ_{cw}	5,13	4,95	5,36	4,78	5,69	5,55
$V_{Ed,cw,slop1}$ ($V_{Ed,cw,slop1} / V_{NA,slop1}$)	2504 kN (1,00)	2408 kN (1,06)	2626 kN (1,09)	2370 kN (0,99)	2740 kN (1,22)	3148 kN (1,06)
$V_{Ed,cw,slop2}$ ($V_{Ed,cw,slop2} / V_{NA,slop2}$)	2504 kN (1,08)	2408 kN (1,07)	2626 kN (1,11)	2370 kN (0,97)	2740 kN (1,20)	3148 kN (0,97)

Dodatne obrazložitve oznak v preglednici:

M_{Rd} (min*N*) ... upogibna nosilnost slopov pri najmanjši osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

M_{Rd} (max*N*) ... upogibna nosilnost slopov pri največji osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

$\Sigma V_{Rd,b}$... vsota prečnih nosilnosti veznih gred;

b) Računski modeli SZO_20e_1y

Geometrijski podatki, mase in neseizmična obtežba:

- Število etaž: $n=20$;
- Slopi: 2 enaka slopa (označena slop 1, slop 2) s pravokotnim prerezom $l_w=600\text{cm}$ in $b_w=30\text{cm}$;
- Vezne grede: Pravokotni prerez $h_b=70\text{ cm}$ in $b_b=30\text{ cm}$, dolžina grede $l_b=300\text{ cm}$;
- Ročica osnih sil v slopih: $r_N = 9,0\text{ m}$;
- Etažne mase: $m_i=199\text{ t}$;
- Etažna navpična sila zaradi neseizmične obtežbe: $F_i=2\cdot 488\text{ kN}=976\text{ kN}$ (488 kN na en slop)

Podatki o postopku načrtovanja:

- Potresna obtežba: $a_g=0,25\text{ g}$, tla C;
- Efektivna togost elementov: $E\cdot I_{\text{eff}} = M_{1y}/\varphi_{1y}$;
- Nihajni časi: $T_1 = 2,28\text{ s}$, $T_2 = 0,65\text{ s}$ (različica 1); $T_1 = 1,77\text{ s}$, $T_2 = 0,52\text{ s}$ (različica 2);
- Faktor obnašanja: $q = 5,4$;

Potresne sile na dnu slopov izračunane z linearno analizo:

Različica 1		Različica 2	
Slop 1	Slop 2	Slop 1	Slop 2
$N_{\text{Ed}} = 2917\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 2917\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 4822\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 4822\text{ kN}$
$M_{\text{Ed}}' = 5950\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 5905\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 5756\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 5756\text{ kN}$
$V_{\text{Ed}}' = 575\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 575\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 762\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 762\text{ kN}$
$V_{\text{Ed},1}' = 426\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 426\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 635\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 635\text{ kN}$

Vsota potresnih prečnih sil v gredah iz linearne analize: $\Sigma V_{\text{Ed},b} = 3235\text{ kN}$ (različica 1)

$\Sigma V_{\text{Ed},b} = 5300\text{ kN}$ (različica 2)

Celotni prevrtni moment stene: $M_{\text{Ed,tot}} = 38063\text{ kNm}$ (različica 1)

$M_{\text{Ed,tot}} = 54912\text{ kNm}$ (različica 2)

Rezultati neelastičnih analiz s primerjavo s silami iz poenostavljenih postopkov so prikazane v preglednici 10.5.

Table 10.5: Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov *SZO_20e_1y* in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkovPreglednica 10.5: Results of inelastic analysis of *SZO_20e_1y* models and comparison with shears obtained by simplified methods

Različica	1	2
Opis različice	Izhodišče	Zelo povečana armatura v gredah in zmanjšana armatura v slopih glede na izhodišče
$M_{Rd} (\min N)$	32917 kNm	32773 kNm
$M_{Rd} (\max N)$	23273 kNm	7208 kNm
$\Sigma V_{Rd,b}$	3480 kN	10440 kN
$M_{Rd,tot}$	87510 kNm	133941 kNm
$\omega_{Rd,tot}$	2,30	2,44
η_{F-r}	0,36	0,70
$V_{NA,slop1}$	2426 kN	3100 kN
$V_{NA,slop2}$	2389 kN	3100 kN
ϵ	5,40	5,40
$V_{Ed,EC8,slop1}$ ($V_{Ed,EC8,slop1} / V_{NA,slop1}$)	3105 kN (1,28)	4114 kN (1,33)
$V_{Ed,EC8,slop2}$ ($V_{Ed,EC8,slop2} / V_{NA,slop2}$)	3105 kN (1,30)	4114 kN (1,33)
ϵ_{cw}	5,56	4,95
$V_{Ed,cw,slop1}$ ($V_{Ed,cw,slop1} / V_{NA,slop1}$)	2367 kN (0,98)	3196 kN (1,03)
$V_{Ed,cw,slop2}$ ($V_{Ed,cw,slop2} / V_{NA,slop2}$)	2367 kN (0,99)	3196 kN (1,03)

Dodatne obrazložitve oznak v preglednici:

 $M_{Rd} (\min N)$... upogibna nosilnost slopov pri najmanjši osni sili, ki se lahko pojavi v slopu; $M_{Rd} (\max N)$... upogibna nosilnost slopov pri največji osni sili, ki se lahko pojavi v slopu; $\Sigma V_{Rd,b}$... vsota prečnih nosilnosti veznih gred;c) Računski modeli *SZO_12e_05EI*

Geometrijski podatki, mase in neseizmična obtežba:

- Število etaž: $n=12$;
- Slopi: 2 enaka slopa (označena slop 1, slop 2) s pravokotnim prerezem $l_w=300\text{cm}$ in $b_w=30\text{cm}$;
- Vezne grede: Pravokotni prerez $h_b=70\text{ cm}$ in $b_b=30\text{ cm}$, dolžina grede $l_b=200\text{ cm}$;
- Ročica osnih sil v slopih: $r_N = 5,0\text{m}$;
- Etažne mase: $m_i=106\text{ t}$;
- Etažna navpična sila zaradi neseizmične obtežbe: $F_i=2\cdot 260\text{ kN}=520\text{ KN}$ (260 kN na en slop)

Podatki o postopku načrtovanja:

- Potresna obtežba: $a_g=0,25\text{ g}$, tla C;
- Efektivna togost elementov: $E\cdot I_{\text{eff}} = 0,5\cdot E\cdot I$;
- Nihajni časi: $T_1 = 1,04\text{ s}$, $T_2 = 0,28\text{ s}$;
- Faktor obnašanja: $q = 5,4$;

Potresne sile na dnu slopov izračunane z linearno analizo:

Slop 1	Slop 2
$N_{Ed} = 2821 \text{ kN}$	$N_{Ed} = 2821 \text{ kN}$
$M_{Ed}' = 1959 \text{ kN}$	$M_{Ed}' = 1959 \text{ kN}$
$V_{Ed}' = 375 \text{ kN}$	$V_{Ed}' = 375 \text{ kN}$
$V_{Ed,1}' = 342 \text{ kN}$	$V_{Ed,1}' = 342 \text{ kN}$

Vsota potresnih prečnih sil v gredah iz linearne analize: $\Sigma V_{Ed,b} = 2936 \text{ kN}$

Celotni prevrnitveni moment stene: $M_{Ed,tot} = 18025 \text{ kNm}$

Rezultati neelastičnih analiz s primerjavo s silami iz poenostavljenih postopkov so prikazane v preglednici 10.6.

Preglednica 10.6: Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov *SZO_12e_05EI* in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov

Table 10.6: Results of inelastic analysis of *SZO_12e_05EI* models and comparison with shears obtained by simplified methods

Različica	1	2	3	4
Opis različice	Izhodišče	Zmanjšana armatura v slopih glede na izhodišče	Povečana armatura v slopih glede na izhodišče	Zmanjšana armatura v gredah glede na izhodišče
$M_{Rd} (\min N)$	7975 kNm	7225 kNm	9025 kNm	7039 kNm
$M_{Rd} (\max N)$	2598 kNm	1708 kNm	3803 kNm	4326 kNm
$\Sigma V_{Rd,b}$	2940 kN	2940 kN	2940 kN	1470 kN
$M_{Rd,tot}$	25272 kNm	23633 kNm	27528 kNm	18715 kNm
$\omega_{Rd,tot}$	1,40	1,31	1,53	1,04
η_{F-r}	0,58	0,62	0,53	0,39
$V_{NA,slop1}$	925 kN	980 kN	906 kN	814 kN
$V_{NA,slop2}$	978 kN	1001 kN	946 kN	848 kN
ϵ	5,40	5,32	5,40	5,23
$V_{Ed,EC8,slop1}$ ($V_{Ed,EC8,slop1} / V_{NA,slop1}$)	2027 kN (2,19)	1998 kN (2,04)	2027 kN (2,24)	1962 kN (2,41)
$V_{Ed,EC8,slop2}$ ($V_{Ed,EC8,slop2} / V_{NA,slop2}$)	2027 kN (2,07)	1998 kN (2,00)	2027 kN (2,14)	3564 kN (2,31)
ϵ_{cw}	2,60	2,45	5,36	2,70
$V_{Ed,cw,slop1}$ ($V_{Ed,cw,slop1} / V_{NA,slop1}$)	892 kN (0,96)	840 kN (0,86)	948 kN (1,05)	923 kN (1,13)
$V_{Ed,cw,slop2}$ ($V_{Ed,cw,slop2} / V_{NA,slop2}$)	892 kN (0,91)	840 kN (0,84)	948 kN (1,00)	923 kN (1,09)

Dodatne obrazložitve oznak v preglednici:

$M_{Rd} (\min N)$... upogibna nosilnost slopov pri najmanjši osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

$M_{Rd} (\max N)$... upogibna nosilnost slopov pri največji osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

$\Sigma V_{Rd,b}$... vsota prečnih nosilnosti veznih gred;

d) Računski modeli SZO_12e_1y

Geometrijski podatki, mase in neseizmična obtežba:

- Število etaž: $n=12$;
- Slopi: 2 enaka slopa (označena slop 1, slop 2) s pravokotnim prerezom $l_w=300\text{cm}$ in $b_w=30\text{cm}$;
- Vezne grede: Pravokotni prerez $h_b=70\text{ cm}$ in $b_b=30\text{ cm}$, dolžina grede $l_b=200\text{ cm}$;
- Ročica osnih sil v slopih: $r_N = 5,0\text{ m}$;
- Etažne mase: $m_i=106\text{ t}$;
- Etažna navpična sila zaradi neseizmične obtežbe: $F_i=2\cdot 260\text{ kN}=520\text{ kN}$ (260 kN na en slop)

Podatki o postopku načrtovanja:

- Potresna obtežba: $a_g=0,25\text{ g}$, tla C;
- Efektivna togost elementov: $E\cdot I_{\text{eff}} = M_{1y}/\phi_{1y}$;
- Nihajni časi: $T_1 = 1,35\text{ s}$, $T_2 = 0,41\text{ s}$ (različica 1); $T_1 = 1,36\text{ s}$, $T_2 = 0,42\text{ s}$ (različica 2);
- Faktor obnašanja: $q = 5,4$;

Potresne sile na dnu slopov izračunane z linearno analizo:

Različica 1		Različica 2	
Slop 1	Slop 2	Slop 1	Slop 2
$N_{\text{Ed}} = 2288\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 2288\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 2299\text{ kN}$	$N_{\text{Ed}} = 2299\text{ kN}$
$M_{\text{Ed}}' = 1313\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 1313\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 1243\text{ kN}$	$M_{\text{Ed}}' = 1243\text{ kN}$
$V_{\text{Ed}}' = 300\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 300\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 299\text{ kN}$	$V_{\text{Ed}}' = 299\text{ kN}$
$V_{\text{Ed},1}' = 269\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 269\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 268\text{ kN}$	$V_{\text{Ed},1}' = 268\text{ kN}$

Vsota potresnih prečnih sil v gredah iz linearne analize: $\Sigma V_{\text{Ed},b} = 2418\text{ kN}$ (različica 1)

$\Sigma V_{\text{Ed},b} = 2435\text{ kN}$ (različica 2)

Celotni prevrtnitveni moment stene: $M_{\text{Ed,tot}} = 14064\text{ kNm}$ (različica 1)

$M_{\text{Ed,tot}} = 13979\text{ kNm}$ (različica 2)

Rezultati neelastičnih analiz s primerjavo s silami iz poenostavljenih postopkov so prikazane v preglednici 10.7.

Preglednica 10.7: Rezultati neelastičnih analiz računskih modelov *SZO_12e_1y* in primerjava s silami iz poenostavljenih postopkov

Table 10.7: Results of inelastic analysis of *SZO_12e_1y* models and comparison with shears obtained by simplified methods

Različica	1	2
Opis različice	Izhodišče	Zmanjšana armatura v slopih glede na izhodišče
M_{Rd} (min <i>N</i>)	7740 kNm	6990 kNm
M_{Rd} (max <i>N</i>)	3120 kNm	2252 kNm
$\Sigma V_{Rd,b}$	2520 kN	2520 kN
$M_{Rd,tot}$	23460 kNm	21842 kNm
$\omega_{Rd,tot}$	1,67	1,56
η_{F-r}	0,54	0,58
$V_{NA,slop1}$	933 kN	904 kN
$V_{NA,slop2}$	924 kN	944 kN
ε	5,40	5,40
$V_{Ed,EC8,slop1}$ ($V_{Ed,EC8,slop1} / V_{NA,slop1}$)	1621 kN (1,74)	1613 kN (1,78)
$V_{Ed,EC8,slop2}$ ($V_{Ed,EC8,slop2} / V_{NA,slop2}$)	1621 kN (1,76)	1613 kN (1,71)
ε_{cw}	3,52	3,27
$V_{Ed,cw,slop1}$ ($V_{Ed,cw,slop1} / V_{NA,slop1}$)	949 kN (1,02)	879 kN (0,97)
$V_{Ed,cw,slop2}$ ($V_{Ed,cw,slop2} / V_{NA,slop2}$)	949 kN (1,03)	879 kN (0,93)

Dodatne obrazložitve oznak v preglednici:

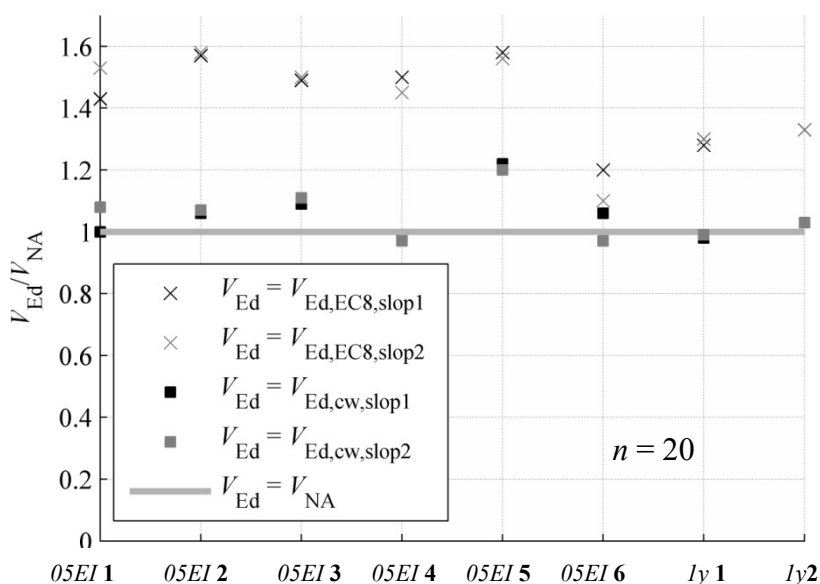
M_{Rd} (min*N*) ... upogibna nosilnost slopov pri najmanjši osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

M_{Rd} (max*N*) ... upogibna nosilnost slopov pri največji osni sili, ki se lahko pojavi v slopu;

$\Sigma V_{Rd,b}$... vsota prečnih nosilnosti veznih gred;

10.9.6 Grafična predstavitev rezultatov in zaključki

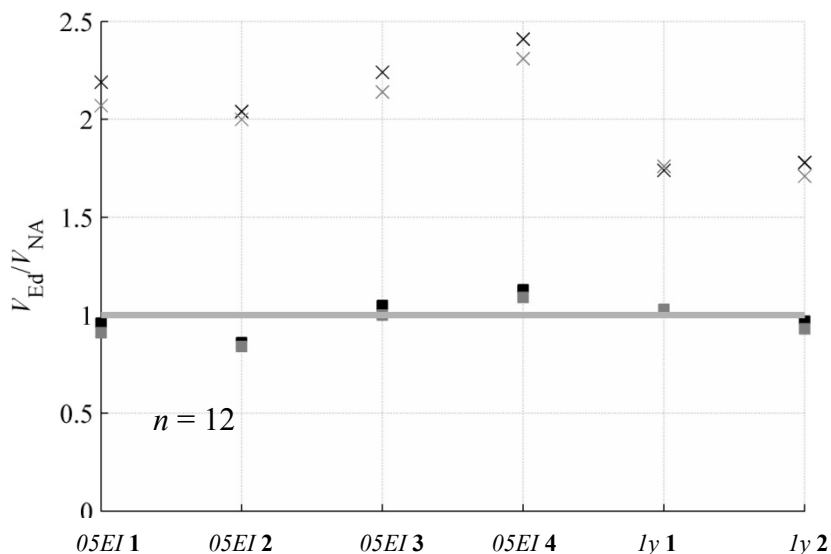
Za lažje vrednotenje so rezultati poenostavljenih analiz predstavljeni še grafično. Na sliki 10.43 so predstavljena razmerja V_{Ed}/V_{NA} , ki so bila izračunana na dnu slopov 20 etažnih sten z odprtinami. Sile $V_{Ed,EC8}$ so bile v vseh primerih precej višje od V_{NA} . V približno polovici primerov je bilo odstopanje večje od 50% (največje odstopanje je znašalo 60%). Ob tem je potrebno dodati, da so bila odstopanja med $V_{Ed,EC8}$ in V_{NA} pri nepovezanih stenah s podobnim prvim nihajnim časom ($T_1 \approx 2,2$ s) manjša od 25%. Z metodo, ki je prilagojena računu strigov v stenah z odprtinami, so bili dobljeni primernejši rezultati. V skoraj vseh primerih je bilo odstopanje med $V_{Ed,cw}$ in V_{NA} manjše od 10%. Le v enem primeru je bilo razmerje večje, in sicer 20%.



Slika 10.43: Potresne strižne sile (razmerja V_{Ed}/V_{NA}) na dnu slopov obravnavanih 20 etažnih sten z odprtini, ki so bile izračunane z različnimi metodami (na vodoravni osi so oznake sten)

Fig. 10.43: Seismic base shears (ratios V_{Ed}/V_{NA}) in analysed 20 storey coupled walls, obtained by different methods (the horizontal axis denotes the walls)

Razmerja $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ 12 etažnih sten so še večja od tistih, ki so bila dobljena pri 20 etažnih stenah. Enako kot pri nepovezanih stenah velja ugotovitev, da Evrokodov DCH postopek pri srednje visokih stenah precej bolj preceni dejanske strige kot pri visokih stenah. Vrednosti razmerij $V_{Ed,EC8}/V_{NA}$ so bila v povprečju 2,0: z Evrokodovim postopkom so bile v povprečju dobljene dvakrat večje sile od dejanskih. Z novim postopkom za povezne stene so bili dobljeni precej dobri rezultati, razlike med $V_{Ed,cw}$ in V_{NA} so bile v vseh primerih manjše od 15%.



Slika 10.44: Potresne strižne sile (razmerja V_{Ed}/V_{NA}) na dnu slopov obravnavanih 12 etažnih sten z odprtini, ki so bile izračunane z različnimi metodami

Fig. 10.44: Seismic base shears (ratios V_{Ed}/V_{NA}) in analysed 12 storey coupled walls, obtained by different methods

Ugotovitve študije povečanja potresnih strižnih sil v stenah z odprtini so podane v naslednjih alinejah:

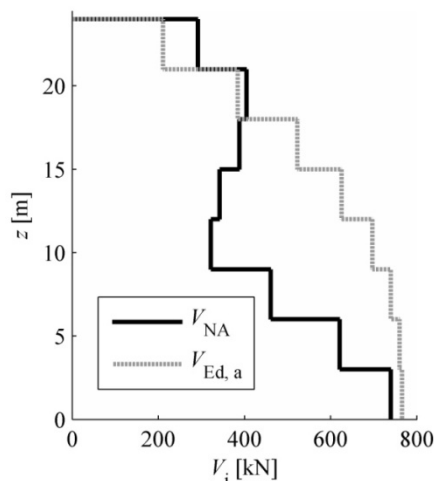
- Stopnja povečanja potresnih prečnih sil v stenah z odprtini je v splošnem manjša od stopnje povečanja v nepovezanih stenah;
- Evrokodov postopek za račun projektnih strižnih sil v slopih sten z odprtini izkazuje zelo konservativne ocene dejanskih sil. Pri srednje visokih stenah (12 etaž) so sile, ki so bile določene z Evrokodovim postopkom, približno dvakrat večje od dejanskih vrednosti. Postopek se zato lahko označi kot neprimeren.
- Keintzlova enačba je bila izpeljana na podlagi predpostavk, ki veljajo za nepovezane stene. Z enačbo zato ni mogoče verodostojno oceniti stopnjo amplifikacije v slopih sten z odprtini.
- Stopnja povečanja prečnih sil v povezanih stenah je odvisna od stopnje povezanosti sten.
- V sklopu študije je bil predlagan postopek, ki temelji na Keintzlovi enačbi. Postopek upošteva vpliv stopnje povezanosti na stopnjo povečanja strižnih sil. S postopkom so bili dobljene zelo dobre ocene strižnih sil v slopih obravnavanih primerov. Postopek je preverjen samo za račun sil ob vpetju slopov in ne tudi višje.

10.10 Potresne strižne zahteve po višini več etažnih konzolnih sten

Čeprav je bila Keintzlova enačba izpeljana in verificirana samo za izračun potresnih prečnih sil ob vpetju več etažnih konzolnih sten, Evrokod predpisuje njeno uporabo pri izračunu projektnih potresnih strižnih sil po celotni višini sten. Iz tega bi bilo moč sklepati, da je tudi popravljen Keintzlov postopek primeren za izračun strižnih zahtev po celotni višini sten. Kot je prikazano v nadaljevanju, takšen pristop lahko vodi do neoptimalnega načrtovanja sten. V nekaterih primerih je lahko ocena potresnih strigov v najvišjih etažah celo prenizka, kar se lahko odrazi v načrtovanju z nezadostno stopnjo varnosti.

Predpostavka o razmerju med $V_{Ed,2}'$ in $V_{Ed,1}'$ ($V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}' = \sqrt{0,1 \cdot S_{Ed}(T_2)/S_{Ed}(T_1)}$), ki je bila uporabljena v Keintzlovi enačbi, teoretično točno velja le za območje vpetja elastičnih upogibnih kontinuiranih konzolnih nosilcev. V študiji, ki je prikazana v prejšnjih razdelkih, je bilo dokazano, da to razmerje približno velja tudi za strižne sile ob vpetju več etažne konzolne stene z neelastičnim odzivom. Sklepati je torej mogoče na veljavnost podobnosti količine $V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}'$ pri neelastični in elastični konzoli po celotni višini elementa. Na sliki 10.47-c je s sivo črtkano črto predstavljeno razmerje med $V_{Ed,2}'/S_{Ed}(T_2)$ in $V_{Ed,1}'/S_{Ed}(T_1)$, ki velja za elastične upogibne kontinuirne konzolne nosilce. Razmerje se z višino (koordinata z) precej spreminja. Pri koordinati $z=0,0$ (ob vpetju) ima to razmerje vrednost $0,3 \approx \sqrt{0,1}$ (vrednost, ki je privzeta v Keintzlovi enačbi). Z višino se to razmerje najprej znižuje, pri $z=0,53 \cdot H$ (H je višina stene) je $V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}' = 0,0$ in nato naglo poveča na $0,6$ pri $z=H$. Ob predpostavki, da razmerje na sliki 10.47-c velja tudi pri stenah z neelastičnim odzivom, je moč sklepati, da popravljen Keintzlov postopek ne zagotavlja ustrezne ocene potresnih strižnih zahtev po višini sten: Na območju $0,20 \cdot H < z < 0,75 \cdot H$ lahko pričakujemo precej konservativne ocene dejanskih strigov; na območju $0,75 \cdot H < z < H$ bodo zahteve podcenjene.

Raziskava o potresnih strižnih zahtevah po višini sten, ki je bila opravljena v sklopu disertacije, je potrdila, da postavka o podobnosti razmerja $V_{Ed,2}'/V_{Ed,1}'$ pri neelastičnih in elastični stenah dejansko drži. Na sliki 10.45 so predstavljene sile V_{NA} in $V_{Ed,a}$ po višini ene izmed obravnavanih osem etažnih sten ($l_w=3,0$ m, $A_w/A_f=1,5\%$). Poenostavljen postopek je na srednji višini stene izkazal izrazito previsoke ocene dejanskih zahtev, v najvišji etaži pa nekoliko prenizke.



Slika 10.45: Primerjava višinskega poteka potresnih strižnih sil iz neelastične analize časovnega odziva V_{NA} z silami, ki so bile dobljene s poenostavljenim Keintzlovim postopkom $V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}'$, za značilno 8 etažno steno ($l_w = 3,0$ m, $A_w/A_f = 1,5\%$)

Fig. 10.45: Comparison of seismic shears obtained by inelastic response history analyses V_{NA} with the design shears $V_{Ed,a} = \varepsilon_a \cdot V_{Ed,1}'$ for a typical 8 storey wall ($l_w = 3,0$ m, $A_w/A_f = 1,5\%$)

Zaradi približne veljavnosti razmerja na sliki 10.47-c pri neelastičnih stenah, je bila nadaljnja nadgradnja Keintzlove enačbe, ki bi omogočala optimalno načrtovanje strižne nosilnosti po celotni višini sten, razmeroma preprosta. Konstantno vrednost $\sqrt{0,1}$ je bilo potrebno nadomestiti s funkcijo, ki predstavlja normirano razmerje med prispevkom višjih in prve nihajne oblike. Raje kot za funkcijo $\overline{V}_2/\overline{V}_1$, smo se odločili za funkcijo $m(z) = \overline{V}_{2+3}/\overline{V}_1$ (črna krivulja na sliki 10.47-c). Slednja upošteva še vpliv tretje nihajne oblike pri čemer je privzeto, da je $S_{Ed}(T_3) = S_{Ed}(T_2)$. Faktor amplifikacije $\varepsilon_a(z)$, ki je odvisen od navpične koordinate stene z , je tako opredeljen z enačbo (10.58).

$$\varepsilon_a(z) = q \cdot \sqrt{\left(\min \left[\frac{\gamma_{Rd}}{q} \cdot \frac{M_{Rd}}{M_{Ed}}; 1 \right] \right)^2 + m(z)^2 \cdot \left(\frac{S_e(T_C)}{S_e(T_1)} \right)^2} \geq 1.5 \quad (10.58)$$

Za izračun projektnih potresnih strižnih sil je potrebno enačbo (10.58) posebej iz vrednotiti za vsako etažo obravnavane stene in nato množiti z ustrežno etažno vrednostjo $V_{Ed,1}'$ (10.59). Najboljše rezultate se dobi, če se $\varepsilon_a(z)$ izračuna na srednjih višinah posameznih etaž (etaža i : $z_i = (i - 0,5) \cdot h_s$). Za praktične namene so v preglednici 10.8 podane vrednosti $m(z_i)$ za 4, 6, 8, 12, 16 in 20 etažne stene.

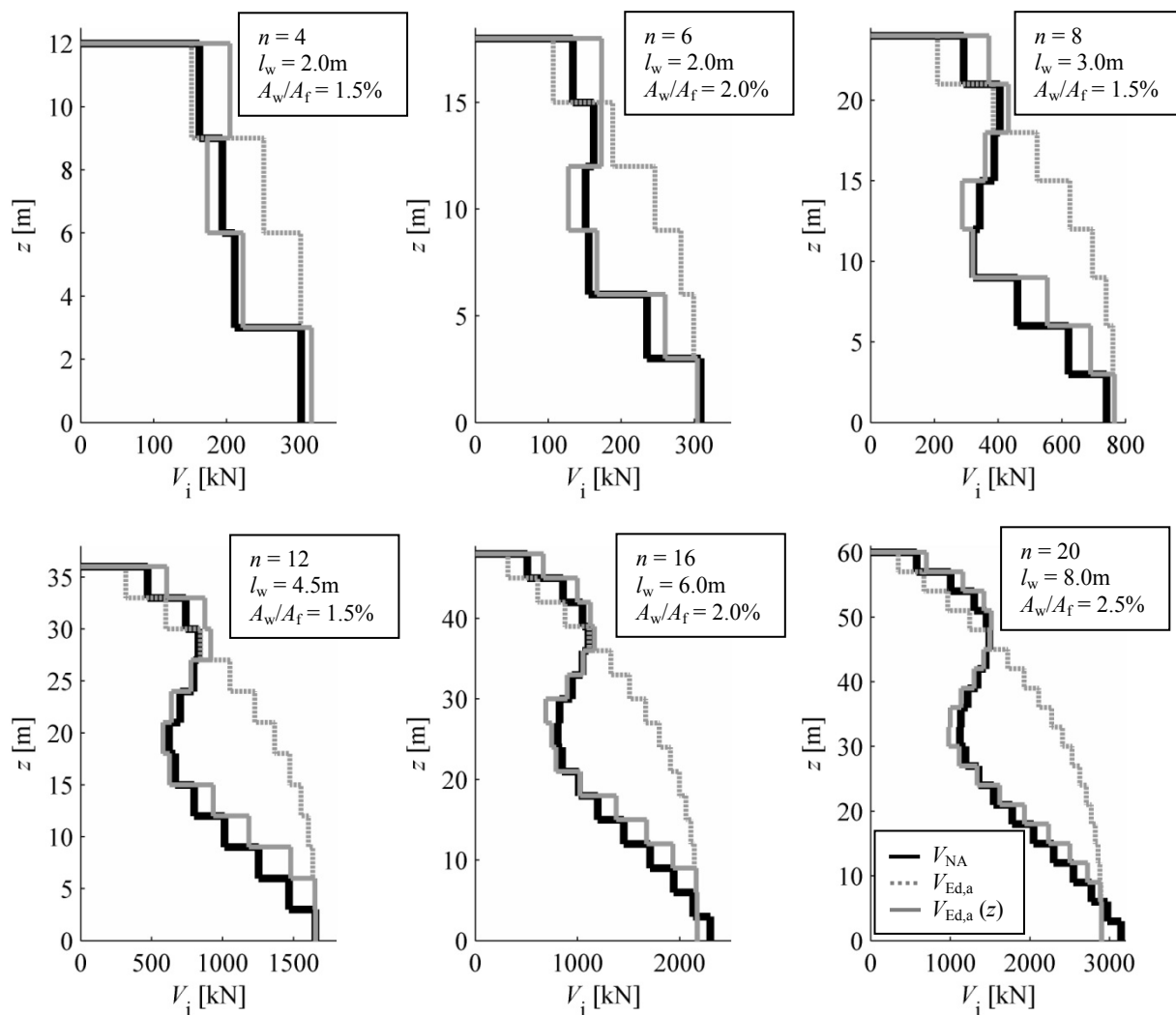
$$V_{Ed,a}(z) = \varepsilon_a(z) \cdot V_{Ed,1}(z) \quad (10.59)$$

Preglednica 10.8: Vrednosti $m(z_i)$ za 4, 6, 8, 12, 16 in 20 etažne stene

Table 10.8: Values $m(z_i)$ for 4, 6, 8, 12, 16 in 20 storey walls

4 etažna stena			6 etažna stena			8 etažna stena			12 etažna stena			16 etažna stena			20 etažna stena		
et.	z/H	$m(z)^2$	et.	z/H	$m(z)^2$	et.	z/H	$m(z)^2$	et.	z/H	$m(z)^2$	et.	z/H	$m(z)^2$	et.	z/H	$m(z)^2$
1	.125	.10	1	.083	.11	1	.062	.11	1	.042	.11	1	.031	.11	1	.025	.11
2	.375	.03	2	.250	.07	2	.188	.08	2	.125	.10	2	.094	.10	2	.075	.10
3	.625	.02	3	.417	.02	3	.313	.05	3	.208	.08	3	.156	.10	3	.125	.10
4	.875	.23	4	.583	.01	4	.438	.01	4	.292	.05	4	.219	.08	4	.175	.09
			5	.750	.08	5	.563	.01	5	.375	.03	5	.281	.06	5	.225	.07
			6	.917	.03	6	.688	.04	6	.458	.01	6	.344	.04	6	.275	.06
						7	.813	.13	7	.542	.01	7	.406	.02	7	.325	.04
						8	.938	.34	8	.625	.02	8	.469	.01	8	.375	.03
									9	.708	.05	9	.531	.01	9	.425	.02
									10	.792	.12	10	.594	.01	10	.475	.01
									11	.875	.23	11	.656	.03	11	.525	.01
									12	.958	.39	12	.719	.06	12	.575	.01
												13	.781	.11	13	.625	.02
												14	.844	.17	14	.675	.04
												15	.906	.28	15	.725	.07
												16	.969	.45	16	.775	.10
															17	.825	.15
															18	.875	.23
															19	.925	.32
															20	.975	.45

Postopek (10.59) je bil uspešno preverjen na vseh 72 obravnavanih primerih enojnih DCH sten. Na sliki 10.46 so prikazani rezultati V_{NA} , $V_{Ed,a}$ in $V_{Ed,a}(z)$ za 6 izbranih primerov sten iz prve faze študije DCH sten.



Slika 10.46: Strižne sile V_{NA} , $V_{Ed,a}$ in $V_{Ed,a}(z)$ za 6 izbranih primerov sten iz prve faze študije DCH sten
Fig. 10.46: Shears V_{NA} , $V_{Ed,a}$ and $V_{Ed,a}(z)$ for 6 selected DCH single walls

Načrtovanje na podlagi postopka (10.59) je sicer nekoliko zamudnejše od načrtovanja z enotnim faktorjem povečanja. Uporaba postopka (10.59) najverjetneje ni smiselna v primeru načrtovanja nižjih sten. Poleg tega, da se sile $V_{Ed,a}$ in $V_{Ed,a}(z_i)$ med seboj ne bistveno razlikujejo (glej 4-etažno steno na sliki 10.46), je v takšnih primerih v višjih etažah pogosto merodajna zahteva po minimalni strižni armaturi. Precej bolj tehtna je uporaba (10.59) pri računu sil v višjih stenah (stene z več etažami). Običajno so potresne strižne sile v spodnjih etažah precej visoke, kar zahteva vgradnjo velike količine strižne armature. Glede na rezultate, ki se jih določi z enotnim ϵ_a , je potrebno tolikšno strižno armaturo vgraditi praktično po celotni spodnji polovici sten (glej 12, 16 in 20 etažno steno na sliki 10.46). Ker so največje dejanske strižne sile omejene le ne območji prvih nekaj etaž, uporaba spremenljivega faktorja $\epsilon_a(z)$ omogoča precej optimalnejšo konstruiranje.

Načrtovanje sten z osnovno različico Keintzlovega postopka je po našem mnenju v vsakem primeru varno. Resda se na ta način zahteve v najvišjih etažah nekoliko podceni, a je dejanska kapaciteta (strižna nosilnost) stene na tem območju zagotovo precej višja od računske, pri kateri je privzeto, da je strižna nosilnost zagotavlja samo mehanizem vodoravnih palic. Ker je v zgornjih etažah preprečeno neelastično upogibno deformiranje, je mehanizem zaklinjanja zrn agregata zelo učinkovit.

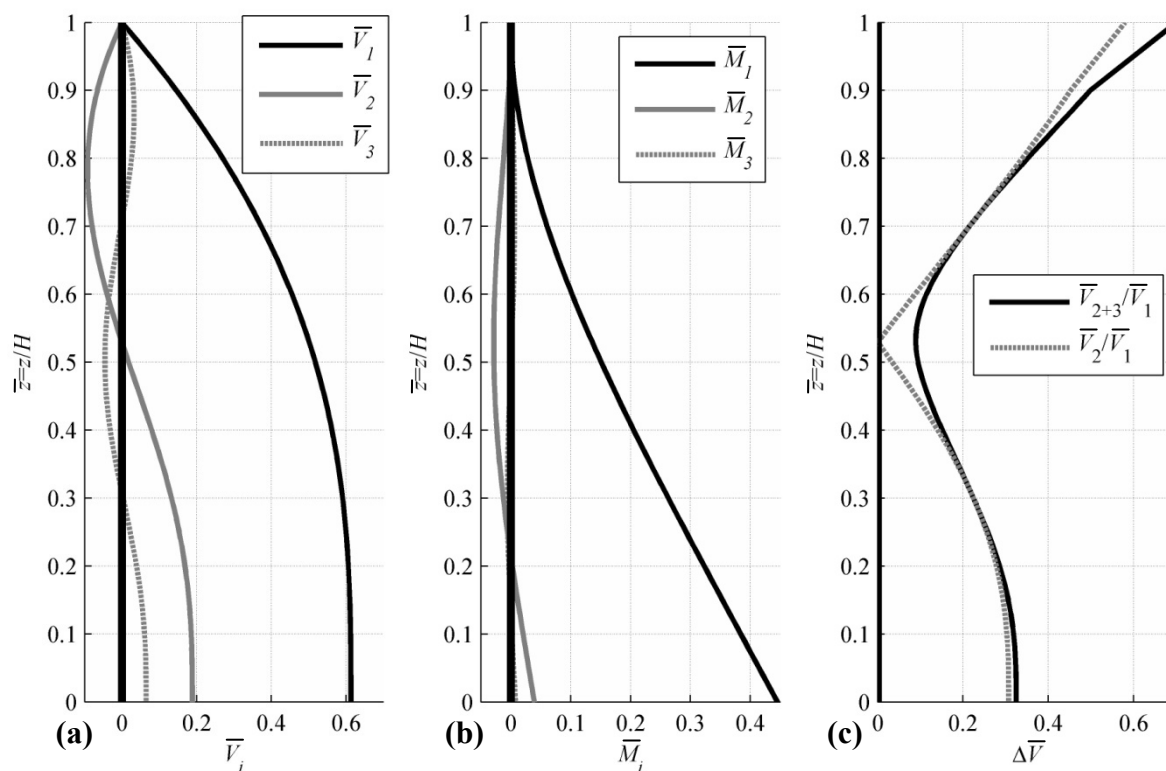
10.11 Dodatek k poglavju: Strižne sile in upogibni momenti v upogibnem kontinuirnem konzolnem nosilcu

Za pomoč pri razumevanju dejavnikov povečanja strižnih sil v armiranobetonskih stenah je prikladno, da se predstavi diagrame notranjih sil, ki veljajo za kontinuirne upogibne elastične konzolne nosilce z enakomerno razporejeno maso m in višino H (Fajfar, 1984). Na podlagi modalne analize s spektri odziva se lahko prispevek i -te nihajnih oblik k potresnim strižnim silam $V_i(\bar{z})$ in upogibnim momentom $M_i(\bar{z})$ določi s posplošenima izrazoma (10.60) in (10.61).

$$M_i(\bar{z}) = m \cdot H^2 \cdot S_d(T_i) \cdot \bar{M}_i(\bar{z}) \quad (10.60)$$

$$V_i(\bar{z}) = m \cdot H \cdot S_d(T_i) \cdot \bar{V}_i(\bar{z}) \quad (10.61)$$

Koordinata \bar{z} predstavlja navpično koordinato stene z normirano z H ($\bar{z} = z/H$). Normirane funkcije $\bar{M}_i(\bar{z})$ in $\bar{V}_i(\bar{z})$ za $i=1, 2$ in 3 so prikazane na slikah 10.47-a in 10.47-b. Na sliki 10.47-c sta prikazani še funkciji razmerij \bar{V}_{2+3}/\bar{V}_1 in \bar{V}_2/\bar{V}_1 .



Slika 10.47: Razporeditev normiranih upogibnih momentov (a) in normiranih prečnih sil (b) po višini kontinuirnih upogibnih elastičnih konzolnih nosilcev ter razmerje med strižnimi silami druge/višjih nihajnih oblik glede na strige prvi nihajne oblike

Fig. 10.47: The distribution of the normalized bending moments (a) and the normalized shear forces (b) along the height of the cantilever; (c) the ratio of the second/higher modes normalized shear to the first mode normalized shear

Opaziti je naslednje značilnosti:

- a) Prispevek višjih nihajnih oblik k upogibnemu momentu ob vpetju je zanemarljiv (Slika 10.47-b);
- b) Razmerje med prispevkoma druge in prve nihajne oblike k strižnim silam ob vpetju je približno $0,3 \approx \sqrt{0,1}$ (Slika 10.47-a);
- c) Razmerje med prispevki različnih nihajnih oblik k strižnim silam se vzdolž stene precej spreminja.

11 ZAKLJUČEK

V sklopu disertacije je bila natančno obravnavana precej zahtevna problematika neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih sten med potresno obtežbo. Izpolnjena sta bila osrednja cilja raziskav, to je formulacija izvirnega matematičnega modela za opis osno-upogibno-strižnega ($N-M-V$) obnašanja armiranobetonskih sten pri potresni obtežbi in razvoj ter verifikacija novega linijskega elementa za armiranobetonske stene z upoštevanjem medsebojne povezave $N-M-V$. Poleg reprodukcije eksperimenta stenaste konstrukcije merila 1:3 na potresni mizi (projekt ECOLEDAER), ki je služila tudi kot verifikacija elementa, se je nov element uporabil tudi pri študiji analize tveganja vzorčne večetažne stenaste konstrukcije.

Vzporedno z osrednjo nalogo je bila opravljena še kritična analiza Evrokodovega postopka za določitev projektnih potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah. Temeljito je bilo raziskano ozadje povečanja strižnih sil v stenah zaradi pojava plastifikacije ob vpetju, kar je potrebno upoštevati pri načrtovanju potresno varnih stenastih konstrukcij. Ugotovljeno je bilo, da je mogoče obstoječe Evrokodove postopke precej izboljšati. Predlagani so bili izvirni izboljšani postopki, ki omogočajo varnejše in optimalnejše načrtovanje zgradb.

Menimo, da smo z našim delom uspeli poiskati odgovore na vsaj nekaj aktualnih vprašanj potresnega obnašanja armiranobetonskih sten. Glede na obsežnost teme pa je mogoče marsikatero predlagano rešitev še dodatno nadgraditi. To nalogo prepuščamo prihodnjim raziskovalcem, ki bodo svoje raziskovalne zamisli iskali tudi s pomočjo te naloge.

V disertaciji so bili doseženi naslednji rezultati in izvirni prispevki:

Matematični model za opis osno-upogibno-strižnega obnašanja armiranobetonskih sten

Razvit je bil izvirni matematični model za opis osno-upogibno-strižnega ($N-M-V$) obnašanja armiranobetonskih sten pri potresni obtežbi. V tem sklopu so bili izpeljani postopki za izračun pomikov v razpokah armiranobetonskih sten, ki predstavljajo šibka mesta pri prenosu strižnih sil. Pomiki v razpokah so odvisni od trenutnega deformacijskega stanja stene, t.j. od materialnih in geometrijskih karakteristik stene ter nivoja obremenitve. Opravljena je bila temeljita razčlemba mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpok armiranobetonskih elementov: (i) mehanizem vodoravne/strižne armature; (ii) možni mehanizem navpične/vzdolžne armature; (iii) mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpokah. Povzeto je bilo delo različnih avtorjev, ki so razvili konstitutivne enačbe za opis teh mehanizmov. Izbrani so bili najprimernejši izrazi za opis prenosa strižnih sil, ki so bili uporabljeni pri razvoju novega elementa za stene z upoštevanjem medsebojne povezave $N-M-V$. Model je primeren predvsem za opis obnašanja vitkih sten z zmernim ali manjšim deležem vodoravne armature, za katere je običajno merodajna t.i. diagonalna natezna porušitev (porušitev zaradi prekoračitve nosilnosti mehanizmov prenosa sil prek razpok in nosilnosti tlačene cone ob razpokah). V kasnejši fazi je bila dodana še poenostavljena procedura za izračun trenutne nosilnosti tlačeni diagonal, ki je odvisna od trenutnega deformacijskega stanja v steni. Model sicer neposredno ne obravnava odnos napetost-deformacija v tlačeni diagonalah, zato ni najbolj primeren za opis obnašanja sten pri katerih je merodajna porušitev tlačene diagonale (kratke stene; stene z veliko količino vodoravne armature). Za ta namen so veliko bolj primerni nekateri obstoječi modeli, ki temeljijo na Modificirani teoriji tlačene polja (Vecchio in Collins, 1986).

Razvoj novega elementa za armiranobetonske stene z upoštevanjem medsebojne povezave N-M-V

Razvit je bil nov neelastičen element za armiranobetonske stene z upoštevanjem medsebojne povezave N-M-V. Postopek je zajemal izpeljavo potrebnih enačb za nadgradnjo MVLEM elementa, ki sledijo novemu matematičnemu modelu za opis obnašanja armiranobetonskih sten. Izpeljani so bili izrazi za določitev togostne matrike, enačbe za izračun notranjih sil in enačbe za izračun pomikov v razpokah. Elementu se je dodalo več vodoravnih vzmeti, ki opisujejo mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok oz. nerazpokanega tlačnega območja v prerezu stene ob razpokah (tlačeni del prereza stene, ki ni razpokal). Tako sta bili vsaki lameli (vzdolžen prizmatičen del, ki poteka od začetnega do končnega prečnega prereza elementa) novega elementa predpisani vodoravna in navpična vzmet, ki opisujeta njeno osno in strižno obnašanje. Na podlagi pomikov navpičnih in vodoravnih vzmeti se v vsakem računskem koraku potresne analize določi trenutne pomike v razpokah, ki vpliva na strižno togost oz. strižno silo v elementu. Uporabljene so bile tudi nekatere predpostavke:

- (i) V enačbah za izračun trenutnih pomikov v razpokah elementa je privzeto, da so razpoke ravne, vzporedne in enakomerno oddaljene med seboj. Predpostavke je bila osnovana na podlagi preučevanj obnašanja laboratorijskih preizkušancev in poškodovanosti dejanskih zgradbah, ki so doživele potres.
- (ii) Privzeto je bilo, da strižni pomiki stene izhajajo predvsem iz pomikov, ki se izvršijo v razpokah. Delež, ki nastane zaradi osne deformacije tlačnih diagonal, ni bil neposredno modeliran (glej prejšnji odstavek).

Predpostavke so omogočile izpeljavo elementa, ki omogoča hitro in računsko stabilno analizo potresnega obnašanja armiranobetonskih sten (tudi neelastično analizo časovnega odziva). Dodatna prednost modela je eksplicitno modeliranje dogajanja v razpokah, kar večina podobnih elementov obravnava le posredno. Razviti sta bili prostorska in ravninska različica elementa, ki sta bili vgrajeni v programsko okolje OpenSees (2008).

Verifikacija novega modela z eksperimentalnimi rezultati

Ustreznost modela je bila verificirana z eksperimentalnimi rezultati, ki so bili zabeleženi pri preizkusu stenaste konstrukcije (pet etažna stena z odprtini in prirobnicami) merila 1:3 na potreseni mizi (projekt ECOLEADER), kjer je prišlo do strižne porušitve slopov stene. Z računskim modelom, ki je vseboval nove elemente, je bilo mogoče razmeroma natančno reproducirati dogajanje med eksperimentom. Računski model je pravilno pokazal strižno porušitev stojin v prvi etaži preizkušanca, ki se je dogodila med zadnjo fazo testiranja. S pomočjo novega elementa je bilo ugotovljeno, da močno dvigovanje sten, ki nastane zaradi povezanosti sten z veznimi gredami (ki imajo dejansko nosilnost precej višjo od računske) ter pomikanja nevtralne osi v robne elemente prirobnic, povzroči precejšnjo degradacijo mehanizma zaklinjanja (glajenje razpok zaradi hitrega odpiranja in zapiranja ter drsenja v razpokah). V primeru, da stena ne vsebuje zadostne količine vodoravne armature, ki bi lahko nadomestila izgubo učinkovitosti mehanizma zaklinjanja, se stena lahko strižno poruši. Nastop porušitve je zato zelo odvisen od trajanja potresne obtežbe. Mehanizem zaklinjanja lahko prenese nekaj močnejših sunkov, a mu pri tem učinkovitost upade. V primeru, da konstrukcija zatem doživi še nekaj močnejših sunkov, je zelo verjetno, da se dogodi strižna porušitev. Poleg opisanega je k nastopu porušitve preizkušanca pripomogla tudi nizka mejna deformacija jekla vodoravne armature (krhko jeklo).

Potresno obnašanje gred in medetažnih plošč, ki povezujejo stene

Preučeni so bili mehanizmi prenosa prečnih sil v veznih gredah in medetažnih ploščah, ki povezujejo stene. Opravljen je bil povzetek in komentar postopkov za izračun togosti in nosilnosti povezav med stenami, ki so jih formulirali in objavili nekateri tuji raziskovalci. Povzeto je bilo njihovo skupno mnenje, da je pri načrtovanju stenastih konstrukcij potrebno natančneje obravnavati vpliv povezanosti

sten. Kot naše izvorno delo je bil formuliran mehanizem, ki pojasnjuje visoko nosilnost povezave sten, ki je sestavljena iz kratke grede in medetažne plošče (kot v primeru preizkušanca ECOLEADER). Mehanizem je sestavljen iz tlačene diagonale v gredi in natezne vezi v plošči. Skladno s tem je bil izpeljan izviren izraz za izračun nosilnosti povezave med stenami, ki je sestavljena iz medetažne plošče in kratke vezne grede z neobjetimi snopi bidiagonalne armature.

Ocena potresnega tveganja za stene, ki so načrtovane z različnimi pristopi določanja potrebne strižne armature

Z uporabo probabilističnega pristopa smo opravili študijo s katero smo ocenili potresno tveganje za stene, ki imajo potrebno količino strižne armature izračunano po različnih, bolj ali manj primernih, postopkih. Z metodo na osnovi pomikov in metodo na osnovi intenzitete smo izračunali potresno tveganje treh različic izhodiščne stene, ki je glede geometrije reprezentativna za slovensko okolje in je načrtovana na srednjo stopnjo duktilnosti. Študija se je nanašala na stene, ki so grajene na območju mesta Ljubljane z okolico. V prvem primeru je bila stena načrtovana brez upoštevanja strižne amplifikacije, v drugem primeru je bil upoštevan predpis iz Evrokoda (projektne amplifikacija velikosti 50%) in kot zadnje je bil uporabljen postopek, ki smo ga izpeljali v okviru disertacije (glej naslednjo alinejo). Pri sestavi računskih modelov smo uporabili nov element. Obe probabilistični metodi sta pokazali praktično enake rezultate: (i) V primeru, da se pri načrtovanju ne upošteva vpliv amplifikacije sil, je tveganje prekoračitve potresne nosilnosti sistema v 50-letnem življenjskem obdobju nesprejemljiva (cca. 10% možnost prekoračitve mejne nosilnosti); (ii) Upoštevanje enotne 50% projektne amplifikacije zniža tveganje na sprejemljiv nivo (manj kot 1% možnosti za prekoračitev nosilnosti v 50 letih); (iii) Načrtovanje strižne armature na podlagi novega postopka zelo zmanjša tveganje (manj kot 0,5% možnosti za prekoračitev nosilnosti sistema v 50 letih), pri čemer je bilo potrebno zagotoviti le 20% več strižne armature kot v primeru načrtovanja po Evrokodovem predpisu.

Preučili smo tudi vpliv mejne deformacije (deformacije pri pretrgu) palic vodoravne armature na potresno tveganje stenastih konstrukcij. Ustaljena praksa slovenskih projektantov zajema vgradnjo armaturnih mrež v stojine, ki naj bi zagotavlja zadostno strižno nosilnost sten. Postopek varjenja palic v mreže deloma spremeni lastnosti jekla, ki lahko zato postane manj duktilno oz. postane krhko. Vgradnja manj duktilnih vodoravnih palic zagotovo poslabša strižno obnašanje stene. To se je posredno pokazalo tudi pri testiranju preizkušanca v Lizboni (projekt ECOLEADER), kjer je krhka vodoravna armatura pripomogla k nastopu strižne porušitve. Z natančnejšo študijo ob uporabi novega elementa smo določili relacijo med mejno deformacijo vodoravne armature in potresnim tveganjem značilne stene. Ugotovljeno je bilo, da duktilnost jekla vodoravne armature zelo vpliva na potresno tveganje konstrukcije. Zato predlagamo, da se (vsaj) v strižno najbolj obremenjenih območjih sten ne vgrajuje armaturnih mrež, ampak samo palice, ki se jih z žico poveže v mrežasto strukturo.

Analiza Evrokodovega postopka za določitev projektne sil v stenah – študija povečanja potresnih strižnih sil v stenah

Preučevali smo ustreznost Evrokodovih postopkov za določitev projektne potresne strižne sil v armiranobetonskih stenah, točneje vpliv povečanja strižnih sil zaradi pojava neelastičnih upogibnih deformacij ob vpetju stene. Sodobne študije so pokazale potrebo po reviziji postopka, ki temelji na skoraj 20 let starih raziskavah. Osredotočili smo se na tip sten, ki se gradijo v Sloveniji. Naše raziskave povečanja strižnih sil v armiranobetonskih stenah so zajemale širše parametrične analize več etažnih konzolnih sten, sten z odprtini in stenastih sistemov s konzolnimi stenami različnih dolžin. Preučevali smo amplifikacijo strižnih sil po celotni višini konstrukcij.

Raziskave so pokazale, da je Evrokodov DCH postopek za izračun projektnih strižnih sil v stenah v osnovi korekten, a je potreben določenih popravkov in pojasnil glede uporabe Keintzlove enačbe za izračun amplifikacije strižnih sil. Kot neprimeren se je izkazal Evrokodov postopek za načrtovanje DCM sten. Predpisano enotno povečanje prečnih sil za 50% je odločno premajhno, kar ima lahko za posledico načrtovanje stavb, ki bi se med potresom projektne moči neustrezno obnašale. Opisane ugotovitve veljajo za primere, ko se načrtujejo običajne konzolne stene oz. stenasti sistemi, ki vsebujejo stene podobnih dolžin. V primeru načrtovanja sten z odprtini ali stenastih sistemov s stenami različnih dolžin se Evrokodovi postopki izkažejo kot neustrezni.

Na podlagi lastnih parametričnih raziskav smo predlagali nekaj izvernih popravkov obstoječega Evrokodovega postopka, ki omogočajo varnejšo oz. gospodarnejšo načrtovanje stavb, ki vsebujejo konzolne armiranobetonske stene. Poleg tega smo izpeljali posebne postopke za izračun projektnih strižnih sil v stenah z odprtini in stenastih sistemih s stenami različnih dolžin. Izbrani rezultati študije so bili objavljeni v izvirnem znanstvenem članku (Rejec et. al., 2011) in predstavljeni na več tudi mednarodnih konferencah (Fischinger et al., 2010a in 2010b; Rejec et. al., 2010)

12 POVZETEK

V doktorski disertaciji je obravnavano področje potresnega obnašanja armiranobetonskih sten s poudarkom na neelastičnem strižnem obnašanju. V grobem lahko obseg dela razdelimo na dva sklopa: (i) razvoj orodja (analitičnega modela) za opis neelastičnega obnašanja sten pri potresni obtežbi; (ii) revizija postopkov za določitev potresnih zahtev v stenah, ki so privzeti v pravilniku Evrokod 8 (CEN, 2004b). Prvi sklop obsega razvoj matematičnih izrazov za opis neelastičnega strižnega obnašanja sten pri potresnem vplivu, s katerimi je formuliran nov analitičen model. Izpeljani so bili tudi togostna matrika, vektor notranjih sil ter konstitutivna pravila za nov element, ki temelji na novem analitičnem modelu in omogoča računsko analizo potresnega obnašanja sten. Opravljena je bila računsko reprodukcija eksperimenta na preizkušancu prostorske stene merila 1:3, ki je bil obremenjen na potresni mizi. Analiza je služila za verifikacijo in preverbo zmogljivosti novega elementa. Kritična revizija Evrokodovega postopka za določitev projektnih potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah (t.j. drugi sklop disertacije) je bila opravljena s pomočjo širše parametrične študije, ki je pokazala na možnost izboljšave obstoječih postopkov. Na podlagi temeljite raziskave dejavnikov dinamičnega povečanja strižnih sil v stenah, so bili v okviru disertacije izpeljani popravljeni izrazi za izračun potresnih strižnih zahtev v stenah. Dognanja obeh sklopov raziskav so bila uporabljena v študiji tveganja, kjer se je z uporabo novega modela ocenilo stopnjo potresnega tveganja za stenaste sisteme, ki so grajene v skladu z obstoječimi evropskimi predpisi, in za sisteme, ki so načrtovane ob upoštevanju predlaganih popravkov predpisa. V disertaciji je posebej obravnavan tudi vpliv medetažnih konstrukcij na povezanost med stenami, ki lahko bistveno vpliva na ustreznost odziva stenaste konstrukcije na potresno obtežbo, vendar se v praksi preveč pogosto le površno obravnava.

Nov element, ki je formuliran v skladu z novim analitičnim modelom za stene, predstavlja nadgradnjo uveljavljenega makro elementa z več navpičnimi vzmetmi (MVLEM), katerega že vrsto let uporablja več raziskovalnih skupin po svetu. Z novim elementom je možna analiza neelastičnega strižnega obnašanja armiranobetonskih sten ob upoštevanju upogibno-osnega stanja v elementu. Privzeto je, da upogibno-strižne razpoke, ki se med potresno obtežbo pojavijo na steni, predstavljajo šibka mesta pri prenosu strižnih obremenitev. Nov element ima vgrajenih večje število vodoravnih vzmeti, ki modelirajo prenos strižnih sil v elementu prek razpok in nerazpokanega območja ob razpokah (tlačen del prereza). Obnašanje vodoravnih vzmeti je odvisno od trenutnega pomika v razpokah, ki se določi na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v steni. Razviti sta bili dve različici elementa, in sicer za ravninske analize (2D) in prostorske analize (3D). Obe sta bili vgrajeni v programsko okolje za analizo gradbenih konstrukcij OpenSees (2008).

Prečne sile se vzdolž razpokanega armiranobetonskega elementa prenašajo s prispevkom Ritter-Mörsch-evega paličja (t.i. prispevek vodoravne armature), ki je sestavljen iz tlačnih in natezih vezi, in s prispevkom t.i. strižne nosilnosti betonskega prereza, katero običajno delimo na prispevek strižne nosilnosti nerazpokanega betona (sorazmerna z natezno trdnostjo betona), možnični mehanizem vzdolžne armature, zaklinjanje zrn agregata v razpokah in ločni učinek. Skladno s formulacijo novega modela se vse našteje prispevke modelira prek t.i. mehanizmov prenosa strižnih sil prek razpok oz. mehanizmov prenosa strižnih sil na območju ravnine razpok (kar zajema tudi nerazpokan del prereza). Zato smo bili pri formulaciji novega modela osredotočeni na opis mehanizmov prenosa sil na območju razpok, ki so odvisni od trenutnega pomika v razpokah. V kasnejši fazi se je elementu dodalo še poenostavljeno proceduro, ki preveri morebitno prekoračitev nosilnosti tlačene diagonale. Pri klasično armiranih stenah ločimo tri mehanizme, ki se aktivirajo, ko se v razpokah izvrši pomik: (a) možnični

mehanizem navpičnih palic; (b) osna nosilnost vodoravnih/strižnih palic in (c) mehanizem zaklinjanja zrn agregata v razpoki.

Nadgradnja MVLEM-a je v prvi vrsti zajemala namestitve dodatnih vodoravnih/strižnih vzmeti, po eno za vsako lamelo elementa. Dodane vzmeti modelirajo mehanizme prenosa strižnih sil prek razpok in tlačnega območja prereza ob razpokah. Število vodoravnih vzmeti je enako številu navpičnih vzmeti: i -ta navpična vzmet modelira osno obnašanje in i -ta vodoravna vzmet modelira strižno obnašanje i -te lamele. Povezava M - V - N je dosežena tako, da se na podlagi trenutnih pomikov v navpičnih in vodoravnih vzmeti določi komponente pomika v razpokah, ki vplivajo na trenutno kapaciteto (sila in togost) vodoravnih vzmeti. Trenutno prečno silo in togost elementa, ki ju računaska procedura potrebuje za sestavo togostne matrice konstrukcije in vektorja notranjih sil, se določi s seštevkom prispevkov vseh vodoravnih vzmeti.

Pri izpeljavi enačb za izračun trenutnih pomikov v razpokah je bilo upoštevanih nekaj predpostavk, katere so bile utemeljene na podlagi in-situ opazovanja med potresi poškodovanih zgradb in laboratorijskih eksperimentov na armiranobetonskih preizkušancih. Predpostavke o poteku razpok so: (a) Razpoke so ravne; (b) Vse razpoke v enem elementu so enako usmerjene; (c) V vseh razpokah v enem elementu se izvrši enak pomik; (d) Razpoke so med seboj enakomerno oddaljene. Za izračun razdalje med razpokami smo uporabili CEB-ov postopek (Collins in Mitchell, 1991), kateri je bil privzet pri večini analitičnih modelov, ki obravnavajo neelastično strižno obnašanje armiranobetonskih elementov. Privzeto je bilo tudi pravilo, da na usmerjenost razpok vpliva predvsem trenutno deformacijsko stanje v elementu. S sprotnim preverjanjem deformacijskega stanja v elementu v vsakem koraku analize je doseženo, da so vodoravne vzmeti usmerjene skladno s smerjo razpok, ko se te pojavijo (model z rotiranjem razpok). Tako je dosežen pogoj kompatibilnosti, da pomiki v vodoravnih vzmeteh predstavljajo prečne komponente pomikov v razpokah.

Na podlagi materialnih modelov za mehanizme prenosa strižnih sil, ki smo jih našli v literaturi, so bila formulirana konstitutivna pravila za vodoravne vzmeti. Vsaka vodoravna vzmet (t.j. po ena vzmet na lamelo) je sestavljena iz treh vzporedno vezanih (pod)vzmeti: možnična vzmet, vzmet za mehanizem vodoravne armature in vzmet za mehanizem zaklinjanja (modelira tudi strižno nosilnost nerazpokanega betona). Konstitutivna pravila za možnične vzmeti je bilo mogoče neposredno povzeti po poenostavljenemu materialnem modelu, ki ga omenja večina citiranih avtorjev: bilinearna ovojnica brez utrditve z razbremenilnimi vejami usmerjenimi v izhodišče. Obnašanje vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja agregata, je bilo določeno na podlagi modela Lai-Vecchio (Vecchio in Lai, 2004). Ker privzet materialni modeli ne zajema obnašanje mehanizma pri ciklični ali dinamični obtežbi, smo histerezna pravila vzmeti predpisali na podlagi lastne presoje. Pri opredelitvi konstitutivnih enačb za vzmeti vodoravnih palic nismo našli računskih modelov, ki bi neposredno obravnavali obnašanje mehanizma. Ker pomiki vodoravnih vzmeteh predstavljajo prečno komponento pomikov v razpokah, smo konstitutivne enačbe določili na podlagi modela o izvleku armaturnih palic iz betonskega jedra.

Verifikacija novega analitičnega modela za stene z rezultati eksperimenta na stenastem preizkušancu velikega merila, ki je bil obremenjen na potresni mizi, je pokazala, da je z elementom mogoče računsko stabilno analizirati tudi kompleksnejše konstrukcije (več etažna prostorska stena z odprtinami). Računske analize so že brez posebnega umerjanja parametrov pokazale precej smiselne rezultate (skladne z eksperimentalnimi rezultati). Z dodatnim umerjanjem (kalibracijo) parametrov cikličnega obnašanja mehanizmov prenosa strižnih sil je bila dosežena precej dobra reprodukcija dogajanja med eksperimentom: računski model je pravilno reproduciral stopnjo poškodovanosti

preizkušanca po posamezni obremenjevalni fazi; v šesti fazi obremenjevanja je bila pravilno reproducirana strižna porušitev slopov preizkušanca v prvi etaži.

S pomočjo novega modela je bila opravljena probabilistična študija za oceno potresnega tveganja sistemov s konzolnimi stenami, ki imajo potrebno količino strižne armature izračunano po različnih, bolj ali manj primernih, postopkih. Z metodo na osnovi pomikov in metodo na osnovi intenzitete smo izračunali potresno tveganje treh različic izhodiščne stene, ki je glede geometrije reprezentativna za slovensko okolje in je načrtovana na srednjo stopnjo duktilnosti. Študija se je na nanašala na stene, ki so grajene na območju mesta Ljubljane z okolico. V prvem primeru je bila stena načrtovana brez upoštevanja strižne amplifikacije, v drugem primeru je bil upoštevan predpis iz Evrokoda (projektna amplifikacija velikosti 50%) in kot zadnje je bil uporabljen postopek, ki smo ga izpeljali v okviru disertacije (glej nadaljevanje). Obe probabilistični metodi sta pokazali praktično enake rezultate: (i) V primeru, da se pri načrtovanju ne upošteva vpliv amplifikacije sil, je tveganje prekoračitve potresne nosilnosti sistema v 50-letnem življenjskem obdobju nesprijemljiva (cca. 10% možnost porušitve); (ii) Upoštevanje enotne 50% projektne amplifikacije zniža tveganje na sprejemljivo raven (manj kot 1% možnosti za prekoračitev nosilnosti v 50 letih); (iii) Načrtovanje strižne armature na podlagi novega postopka zelo zmanjša tveganje porušitve (manj kot 0,5% možnosti za prekoračitev nosilnosti v 50 letih). Preučili smo tudi vpliv mejne deformacije (deformacije pri pretrgu) palic vodoravne armature na potresno tveganje stenastih konstrukcij. Ugotovljeno je bilo, da duktilnost jekla vodoravne armature zelo vpliva na potresno tveganje konstrukcije. Zato je bilo predlagano, da se (vsaj) v strižno najbolj obremenjenih območjih sten ne vgrajuje armaturnih mrež, ampak samo palice, ki se jih z žico poveže v mrežasto strukturo.

Čeprav je obseg dela, ki je bil namenjen preučevanju medetažnih povezav med stenami, manjši v primerjavi z preostalimi temami v nalogi, je mogoče izpostaviti nekaj predvsem za prakso pomembnih ugotovitev. Nosilnost povezave *kratka greda + plošča* je lahko precej visoka. V takšni povezavi se vzpostavi mehanizem tlačene diagonale v gredi in natezne vezi v plošči, ki ima lahko precej visoko nosilnost. Visoka nosilnost, ki jo z običajnimi postopki v predpisih (npr. Evrokod 8) ne moremo predvideti, lahko privede do nezaželenega mehanizma tvorjenja poškodb v stenastem sistemu, kar lahko povzroči porušitev sistema.

Drugi večji sklop disertacije je zajemal oceno ustreznosti Evrokodovega postopka za določitev faktorjev povečanja strižnih sil v stenah zaradi pojava plastifikacije ob vpetju, katere je potrebno upoštevati pri računu projektnih potresnih strižnih sil v armiranobetonskih stenah. Sodobne študije so pokazale potrebo po reviziji postopka, ki temelji na skoraj 20 let starih raziskavah. Raziskave povečanja strižnih sil v armiranobetonskih stenah (obravnavalo se je tip sten, ki se gradijo v Sloveniji) so zajemale širše parametrične analize več etažnih konzolnih sten, sten z odprtini in stenastih sistemov s konzolnimi stenami različnih dolžin. Raziskave so pokazale, da je Evrokodov DCH postopek za izračun projektnih strižnih sil v stenah v osnovi korekten, a je potreben določenih popravkov in pojasnil glede uporabe Keintzlove enačbe za izračun amplifikacije strižnih sil. Kot neprimeren se je izkazal Evrokodov postopek za načrtovanje DCM sten. Predpisano enotno povečanje prečnih sil za 50% je odločno premajhno, kar ima lahko za posledico načrtovanje stavb, ki bi se med potresom projektne moči neustrezno obnašale. Opisane ugotovitve veljajo za primere, ko se načrtujejo običajne konzolne stene oz. stenasti sistemi, ki vsebujejo stene podobnih dolžin. V primeru načrtovanja sten z odprtini ali stenastih sistemov s stenami različnih dolžin se Evrokodovi postopki izkažejo kot neustrezni. Na podlagi omenjene parametrične študije je bilo predlaganih nekaj izvirnih popravkov obstoječega Evrokodovega postopka, ki omogočajo varnejšo oz. gospodarnejšo načrtovanje stavb s stenastim konstrukcijskim sistemom.

»Ta stran je namenoma prazna«

13 SUMMARY

The thesis deals with the topic of inelastic shear behaviour of reinforced concrete walls under seismic conditions. The content of the work consists of two principal parts: (i) The development of an original analytical model for inelastic shear behaviour of reinforced concrete (RC) walls; (ii) The revision of Eurocode 8 (CEN, 2004b) procedures for determining the design shear forces in RC walls. The first part consists of the development of mathematical expressions (analytical model) to represent the inelastic shear behaviour of RC walls under seismic load. The stiffness matrix, inner force vector and constitutive rules for a new element for inelastic seismic analyses of RC walls were derived according to the new analytical model. The first part also includes the verification of the new model with experimental results obtained by shake table testing of a large-scale specimen representing a five storey wall with openings. The revision of the Eurocode 8 procedures (second principal part of the thesis) was made by means of an extensive parametric study, which was used to quantitatively determine the influence of dynamic shear magnification sources. The study demonstrated that the Eurocode procedure needs some corrections, thus an enhanced method for determining the shear magnification factors was proposed. The results of both principal issues were utilized in a probabilistic study in order to assess the seismic risk of some representative cantilever wall systems, characteristic for Slovenian design practice. The thesis also includes an investigation on the influence of interstorey connections between walls on seismic behaviour of wall systems.

The new element, which is formulated according to the new analytical model, is based on the multi-vertical-line-element-model (MVLEM), which has been used for inelastic seismic analyses of walls with predominantly flexural behaviour for several years. The new element allows performing seismic analyses of RC walls considering inelastic shear behaviour with axial-flexural-shear interconnection. The formulation of the new model takes into account that the shear-flexural cracks, that form in the element, represents the weak areas for the shear capacity of the wall. The new element has multiple horizontal springs, which model the transfer of shear forces in the cracks and in the uncracked compressed cross-section area. The behaviour of horizontal springs is dependent on the current crack displacements, which are calculated according to the current deformation state of the element. Two versions of the element were developed: element for in-plane analyses (2D) and element for spatial analyses (3D). Both were incorporated into up-to-date software for seismic analyses of buildings OpenSees (2008).

Along a RC member the shear forces are transmitted by the Ritter-Mörsch truss mechanism (shear bars mechanism), which consists of diagonal struts, transverse ties (shear bars) and vertical ties (flexural line shift), and by the concrete shear resisting mechanism, which is composed by aggregate interlock, dowel action from the longitudinal reinforcement, shear strength of uncracked concrete and axial load contribution. According to the new analytical model all these mechanisms are modelled with mechanisms of shear force transfer in cracks and shear resistance of uncracked compressed cross-section area. Therefore the development of the new model was mainly focused on the mathematical description of the shear force transfer in cracks, which is dependent on the current cracks' displacement. A simplified procedure that calculates the current diagonal strut resistance and compares it with the current demand was added later. In a conventionally detailed wall there are three mechanisms that contribute to the shear force transfer in cracks: (i) the dowel mechanism of vertical bars; (ii) the axial resistance of horizontal/shear cracks and (iii) the aggregate interlock mechanism. The mechanisms activate when displacement in cracks occur. The capacity of the interlock mechanism is highly dependent on the openness of cracks (displacement in cracks perpendicular to the cracks'

surface). The displacement in cracks depends on the current deformation state in the element (i.e. the axial-flexural-shear state in the wall), crack spacing and inclination of cracks.

The upgrading of MVLEM consisted in the addition of multiple horizontal springs representing the shear behaviour of the element, more precisely the shear transfer mechanisms across cracks and the resistance of uncracked compressed cross-section area. The number of horizontal springs equals the number of vertical springs – one vertical and one horizontal spring are allocated to each longitudinal strip of the element: The vertical spring represents the axial behaviour of the strip (as in the original MVLEM) and horizontal spring represents the shear behaviour of the strip. The current crack displacement, which influences the shear behaviour of the element, is calculated according to the current displacements of vertical and horizontal springs. In this way the axial-flexural-shear interconnection is achieved.

The derivation of the procedure to calculate the current crack displacements is based on some assumptions, which were justified with in-situ and experimental data of RC elements subjected to seismic load: (i) The cracks form in a straight line; (ii) The cracks that form in one element have the same inclination; (iii) The same displacement occurs in all cracks that form in one element; (iv) The crack spacing (distance between cracks) in one element is uniform. The cracks spacing is calculated according to the CEB procedure (Collins and Mitchell, 1991), which is frequently utilised in analytical models for RC members (e.g. Bentz, 2000). The procedure also adopts that the crack inclination is dependent on the current deformation state of the element. As the cracks may form in different directions (inclination of cracks), the new element is formulated to update the position of horizontal springs in each load step to be compatible with crack inclination (rotating-crack model). In fact, horizontal springs represent the load transfer mechanisms across cracks and therefore they have to be positioned along the cracks' direction (inclination). In this way the compatibility condition that the displacements in horizontal springs equal the transverse components of crack displacements is achieved.

The constitutive rules for horizontal springs were set according to the mathematical models of shear transfer mechanisms found in the literature. Each horizontal spring (one spring per strip) is composed by three parallel (sub)springs: dowel spring, horizontal bars spring and aggregate interlock spring (models also the shear resistance of uncracked concrete). The rules, which were adopted for dowel springs, have an elastoplastic backbone and origin orientated hysteretic behaviour. The constitutive rules for aggregate interlock springs were set according to the Lai-Vecchio model (Vecchio and Lai, 2004). Since this model does not represent the cyclic behaviour of the mechanism (it represents only the monotonic behaviour), the hysteretic rules of the interlock springs were formulated according to our own findings. No explicit constitutive models for horizontal bars mechanism were found in the literature. Therefore the force-displacement relation for horizontal bars springs was derived according to the bar-slip model of a reinforcement bar embedded in concrete core. The described procedures allow an effective and numerically stable (low rate of convergence problems) rigorous analyses (e.g. inelastic response history analyses) of RC walls behaviour due to seismic load.

The experimental results of a large scale wall specimen tested on shake table were used in order to verify the reliability of the new element. The test demonstrated the capability of the element to reproduce the seismic behaviour of a complex structure (multi-storey spatial wall with openings system). In the start, i.e. without considering any special calibration of model parameters, the analyses results roughly agreed with experimental data. By accurate calibration of aggregate interlock parameters, a good reproduction of the experiment was achieved: the model correctly predicted the

rate of damage of the specimen after each loading run; the model predicted the exhaustion of shear capacity of the specimen in the last loading run, as it occurred in the experiment.

Further, the new element was utilised in a probabilistic study to assess the seismic risk of cantilever RC wall systems built in the Slovenian most seismic hazardous area. The study was focused on determining the influence of different seismic shear demand design approaches (design without considering shear magnification; design according to EC8 for DCM; design according to the proposed new method – see last paragraph) on the seismic risk of cantilever RC wall systems representative for Slovenian building practice. Moreover, the relation between the usage of horizontal bars with different ultimate deformation of steel (brittle or ductile rebar steel) and seismic risk was investigated. Two separate studies were made considering damage measure and intensity measure approach respectively. Both methods showed practically equal results: (i) Designing walls without considering shear magnification yields unacceptable high seismic risk (more than 10% chance of limit state exceedance in 50 years); (ii) The seismic risk for walls designed according to Eurocode 8 DCM provisions is significantly lower than in the previous case (less than 1% chance of limit state exceedance in 50 years); (iii) Analyses of walls designed according to the new proposed design method demonstrated low seismic risk (less than 0,5% chance of limit state exceedance in 50 years). The study also indicated a high influence of different ultimate deformations of horizontal bars steel on seismic risk of wall systems. Therefore, it is suggested to use ordinary bars in walls' critical areas instead of rebar meshes, for which the production process may lower the ultimate deformation.

The influence of coupling beams and interstorey plates on seismic behaviour of RC walls was also investigated. Although less effort was spent comparing to other topics in the thesis, some conclusions, which are important for the design practice, can be drawn. The resistance of wall coupling system, which consists of a short beam and an inter-storey plate, is usually very high. In such coupling system the shear force is transmitted by a mechanism that consists of a horizontal tie in the plate and a diagonal strut in the beam. The high resistance of the mechanism (not considered in the Eurocode 8 provisions) may cause an unfavourable seismic behaviour of the whole system.

The second principal topic of the thesis refers to a critical review of Eurocode 8 procedures for determining the design seismic shear forces in RC walls, specifically the procedures that takes into account the shear magnification effects. Recently made studies (e.g. Rutenberg and Nsieri, 2006; Kappos and Antoniadis, 2007) showed that the Eurocode procedure, which is based on a 20 years old work of Keintzel (1990), needs some revisions. Therefore a large parametric study was performed in order to determine the suitability of Eurocode procedures in designing RC walls typical for Slovenian practice. It was demonstrated that the DCH procedure, which adopts the shear magnification factors according to Keintzel (1990), mostly yields conservative estimations of seismic shear demand in cantilever walls. On the other hand, the DCM procedure, which takes in consideration an uniform 50% enlargement of shear demand due to shear magnification, is significantly un-conservative. Both procedures (DCH and DCM) are inappropriate for the design of coupled walls systems or walls systems containing wall with different lengths. Therefore several enhancements of the Eurocode procedure that address the exposed issues were proposed in the thesis.

»Ta stran je namenoma prazna«

VIRI

- Amaris Mesa, A. D. 2002. Dynamic amplification of seismic moments and shear forces in cantilever walls. Magistrska naloga. Pavia, European school of advanced studies in reduction of seismic risk: 75 str.
- ATC. 1996. Improved Seismic Design Criteria for California Bridges: Provisional Recommendations. Report No. ATC-32. Redwood City, California.
- Bentz, E. C. 2000. Section Analyses of Reinforced Concrete Members. Doktorska disertacija. Toronto, University of Toronto, Graduate Department of Civil Engineering: 187 str.
- Bentz, E. C. 2001. Response-2000, Shell-2000, Triax-2000, Membrane-2000 User Manual. Toronto, University of Toronto, Department of Civil Engineering.
<http://www.ecf.utoronto.ca/~bentz>.
- Bevc, L., Tomaževič, M., Bohinc, U. 2006. Poročilo o modelni preiskavi prototipa votlega stebra viadukta Ravbarkomanda. P 632/04-620-1. Ljubljana, Zavod za gradbeništvo Slovenije, Oddelek za konstrukcije, Odsek za masivne inženirske konstrukcije in mostove.
- CAMUS. 1998. International Benchmark. Experimental results. Synthesis of the participants' reports. CEA, GEO and AFPS.
- CEN. 2005. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 3: Assessment and retrofitting of buildings, EN 1998-3:2005 (E). Brussels, Comite Europeen de Normalisation (CEN).
- CEN. 2004a. Eurocode 2: Design of Concrete Structures, Part 1: General Rules and Rules for Buildings, EN 1992-1-1:2004 (E). Brussels, Comite Europeen de Normalisation (CEN).
- CEN. 2004b. Eurocode 8: Design of Structures for Earthquake Resistance, Part 1: General Rules, Seismic Actions and Rules for Buildings, EN 1998-1:2004 (E). Brussels, Comite Europeen de Normalisation (CEN).
- Chen, S., Kabeyasawa, T. 2000. Modeling of reinforced concrete shear wall for nonlinear analyses. V: 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, 30.1.2000-4.2.2000. Auckland, New Zealand Society of Earthquake Engineering.
- Chuang, T., Chan, A. H. C., Clark, L. A. 2005. A Modified Cyclic Cracking Model for RC Structural Walls Behaviour Under Dynamic Excitation. Bulletin of Earthquake Engineering 3: 299-331.
- Collins, M. P., Mitchell, D. 1991. Prestressed Concrete Structures. Prentice Hall, Englewood Cliffs: 799 str.
- Cornell, C. A. 1996. Calculating building seismic performance reliability: A basis for multi-level design norms. Paper No. 2122. V: Eleventh World Conference on Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico, 23.6.1996-28.6.1996. Amsterdam, Pergamon Press.

- Cornell, C. A., Krawinkler, H. 2000. Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment. PEER Center News Spring 3, 2:1-4.
- Cornell, C. A., Jalayer, F., Hamburger, R. O., Foutch, D. A. 2002. Probabilistic Basis for 2000 SAC Federal Emergency Management Agency Steel Moment Frame Guidelines. Journal of Structural Engineering 128, 4:526-533.
- CSI. 2009. ETABS Extended 3D Analysis of Building systems. Berkeley, Computers and Structures Inc.
- Dei Poli, S., Di Prisco, M., Gambarova, P. G. 1992. Shear response, deformations, and subgrade stiffness of a dowel bar embedded in concrete. ACI Structural Journal 89, 6:665-675.
- Dolšek, M. 2002. Odziv armiranobetonskih okvirov s polnili med potresi. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.
- Dulacska H. 1972. Dowel action of reinforcement crossing cracks in concrete. ACI Structural Journal 69, 12:754-757.
- El-Ariss, B. 2006. Behavior of beams with dowel action. Engineering structures 29, 899-903.
- Elwood, K. J. 2001. Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames. CE 299 Report. Berkeley, University of California.
- Elwood, K. J., Eberhard, M. O. 2006. Effective Stiffness of Reinforced Concrete Columns. Research Digest No. 2006-1. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Elwood, K. J., Moehle, J. P. 2003. Shake Table Tests and Analytical Studies on the Gravity Load Collapse of Reinforced Concrete Frames. PEER Report 2003/01. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- D'Ambrisi, A., Filippou, F. C. 1999. Modeling of Cyclic Shear Behavior in RC Members. Journal of Structural Engineering 125, 10: 1143-1150.
- Fajfar, P. 1984. Dinamika gradbenih konstrukcij. Dynamics of building structures. Ljubljana, Fakulteta za arhitekturo, gradbeništvo in geodezijo: 550 str.
- Fardis, M. N. 2009. Seismic design, assessment and retrofitting of concrete buildings based on EN-Eurocode 8. Heidelberg, London, New York, Springer Dordrecht.
- Fischinger, M. 1989. Neelastična dinamična analiza armiranobetonskih zgradb pri potresni obremenitvi: Razvoj metod projektiranja. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza Edvarda Kardelja v Ljubljani.
- Fischinger, M., Isaković, T. 2000. Benchmark analyses of structural wall. V: Proceedings of the 12th WCEE (CD-ROM). Auckland, New Zealand, 30.1.2000-4.2.2000. Auckland, New Zealand Society of Earthquake Engineering.

Fischinger, M., Rejec, K., Isaković, T. 2010a. Seismic behavior of RC structural walls and Eurocode 8 provisions. V: 9th US National and 10th Canadian Conference on Earthquake Engineering : reaching beyond borders : Toronto, July 25.-29. 2010 : proceedings DVD-ROM : au delà des frontières : compte rendu DVD-ROM. Toronto. Oakland (CA), Earthquake Engineering Research Institute. Ottawa, Canadian Association for Earthquake Engineering.

Fischinger, M., Rejec, K., Isaković, T. 2010b. Shear magnification factors for RC structural walls in Eurocode 8. V: Garevski, M. (ur.). Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8.2010-3.9.2010. Proceedings. Skopje, Macedonian Association for Earthquake Engineering.

Fischinger, M., Kramar, M., Isaković, T. 2010c. Seismic Behaviour of Dowel Beam-Column Connections in Precast Industrial Buildings. V: Mazzaloni, F. M. (ur.). Urban habitat constructions under catastrophic events. Leiden, CRC Press.

Fischinger, M., Isaković, T., Kante, P. 2004. Implementation of a Macro Model to Predict Seismic Response of RC Structural Walls. Computers and Concrete 1, 2:211-226.

Fischinger, M., Isaković, T., Kante, P. 2002a. "CAMUS 3" International Benchmark, Report on numerical modelling, blind prediction and post-experimental calibrations. IKPIR Report EE – 1/02. Ljubljana, IKPIR.

Fischinger, M., Isaković, T., Kante, P. 2002b. Response of a RC Structural Wall – Blind Prediction and Calibration of the Model. V: Proceedings of the 7th U. S: NCEE (CD-ROM). Boston, Earthquake Engineering Research Institute.

Fischinger, M., Vidic, T., Fajfar, P. 1992. Non-Linear Seismic Analysis of Structural Walls Using the Multiple-Vertical-Line-Element Model. V: Fajfar, P., Krawinkler, H. (ur.). Non-Linear Seismic Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings. London, Elsevier Applied Science.

Fischinger, M., Vidic, T., Šelih, J., Fajfar, P., Zhang, H. Y., Damjanić, F. B. 1990. Validation of a Macroscopic Model for Cyclic Response Prediction of R.C. Walls. V: Second International Conference on Computer Aided Analyses and Design Concrete Structures, 4th -6th April 1990, Zell am See, Austria. Pineridge Press.

Fischinger, M., Fajfar, P., Capuder, F. 1987. Earthquake resistance of the "SCT" large panel building system. Bulletin of the New Zealand National Society for Earthquake Engineering, 20, 4: 281-289.

Giberson, M. F. 1967. The response of nonlinear multistory structures subjected to earthquake Excitation. EERL Report. Pasadena, California institute of technology, Earthquake engineering research laboratory.

Gerin, M., Adebar, P. 2004. Accounting for shear in seismic analysis of concrete structures. V: 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, 1.8.2004-6.8.2004. Vancouver, Canadian Association for Earthquake Engineering.

- He, X. G., Kwan, A. K. H. 2000. Modeling dowel action of reinforcement bars for finite element analysis of concrete structures. *Computers and structures* 79: 595-604.
- Hindi, R. A., Hassan, M. A. 2004. Shear capacity of diagonally reinforced coupling beams. *Engineering structures* 26, 1437-1446.
- Hines, E. M., Seible, F., Priestley, M. J. N. 2002. Seismic performance of hollow rectangular reinforced concrete piers with highly-confined boundary elements, Phase I: Flexural tests, Phase II: Shear tests. Report No. SSRP-99-15. La Jolla, San Diego, University of California, Department of Structural Engineering.
- Hwang, S.-J., Moehle, J. P. 2000. Models for laterally loaded slab-column frames. *ACI structural journal* 97, 39:345-353.
- Isaković, T., Kramar, M., Fischinger, M. 2011. Ciklični odziv stikov v armiranobetonskih montažnih stavbah. V: 33. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 6.10.2011-7.10.2011. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev.
- Isaković, T., Vidrih, Z., Bevc, L., Bohinc, U., Fischinger, M. 2010. Shear strengthening of RC hollow box viaduct columns. V: Garevski, M. (ur.). Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8.2010-3.9.2010. Proceedings. Skopje, Macedonian Association for Earthquake Engineering.
- Jalayer, F. in Cornell, C. A. 2003. A technical framework for probability-based demand and capacity factor design (DCFD) seismic formats. PEER Report 2003/08. Berkeley, University of California, College of Engineering, Earthquake engineering research center.
- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S. 1984. US-Japan Cooperative Research on R/C Full-Scale Building Test. V: 8th World Conference on Earthquake Engineering, San Francisco, USA, 21.7.1984-28.7.1984. Prentice Hall.
- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., Aoyama, H. 1983. Analysis of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure. *Journal of the Faculty of Engineering, University of Tokyo* 37, 2:432-478.
- Kabeyasawa, T., Shiohara, H., Otani, S., Aoyama, H. 1982. Analyses of the Full-Scale Seven-Story Reinforced Concrete Test Structure: Test PSD-3. V: Proceedings of the 3rd Joint Technical Coordinating Committee, US-Japan Cooperative Earthquake Research Program. Tsukuba, Building Research Institute.
- Kante, P. 2005. Potresna ranljivost armiranobetonskih sten. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 243 str.
- Kappos, A. J., Antoniadis, P. 2007. A contribution to seismic shear design of R/C walls and dual structures. *Bull Earthquake Eng* (2007) 5: 443-466.
- Keintzel, E 1990. Seismic design shear forces in RC cantilever shear wall structures. *European Earthquake Engineering* 3:7-16.

Kim, Y., Kabeyasawa, T., Matsumori, T., Kabeyasawa, T. 2008. Analytical studies on a 6-storey full-scale reinforced concrete wall-frame structure to collapse. V: Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12.10.2008-17.10.2008. Beijing, Chinese Association of Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering.

Kowalsky, M. J., Priestley, M. J. N. 2000. Improved Analytical Model for Shear Strength of Circular Reinforced Concrete Columns in Seismic Regions. *ACI Structural Journal* 97, 3:388-396.

Kramar, M. 2008. Potresna ranljivost montažnih armiranobetonskih hal. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Kramar, M., Isaković, T., Fischinger, M. 2010. Experimental investigation of »pinned« beam-to-column connections in precast industrial buildings. V: Garevski, M. (ur.). Fourteenth European Conference on Earthquake Engineering, Ohrid, Republic of Macedonia, 30.8.2010-3.9.2010. Proceedings. Skopje, Macedonian Association for Earthquake Engineering.

Kreslin, M. 2010. Vpliv višjih nihajnih oblik pri nelinearni analizi konstrukcij stavb. Doktorska disertacija. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001a. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 1000 let. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001b. Potresna nevarnost Slovenije - pospešek tal za 10000 let. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko.

Lapajne, J., Šket Motnikar, B., Zupančič, P. 2001c. Potresna nevarnost Slovenije – projektni pospešek tal. Ljubljana, Ministrstvo za okolje in prostor, Uprava Republike Slovenije za geofiziko.

Mander, J. B., Priestley, M. J. N., Park, R. 1986. Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete. *Journal of Structural Engineering* 114, 8:1804-1826.

Massone Sanchez, L. M. 2006. RC Wall Shear – Flexural Interaction: Analytical and Experimental Responses. Doktorska disertacija. Los Angeles, University of California: 398 str.

Mergos, P. E., Kappos, A. J. 2008. A distributed shear and flexural flexibility model with shear-flexure interaction for R/C members subjected to seismic loading. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 37:1349-1370.

Millard, S. G., Johnson, R. P. 1984. Shear transfer across cracks in reinforced concrete due to aggregate interlock and dowel action. *Magazine of Concrete Research* 36, 126:9–21.

Naumoski, N. D. 1998. Program SYNTH, Generation of artificial accelerograms compatible with a target spectrum.

Oesterle, R. G., Fiorato, A. E., Johal, L. S., Carpenter, J. E., Russell, H. G., Corley, W. G. 1976. Earthquake resistant structural walls tests of isolated walls, NSF Report GI-43880. Skokie, Portland Cement Association.

- Okamura, H., Maekawa, K. 1991. Nonlinear Analyses and Constitutive models of Reinforced Concrete. Tokyo, University of Tokyo.
- OpenSees. 2008. Open System for Earthquake Engineering Simulation, version 1.6.2. Berkeley, University of California, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
<http://opensees.berkeley.edu>.
- Orakcal, K., Conte, J. P., Wallace J. W. 2002. Nonlinear Modeling of RC Structural Walls. V: Proceedings of the 7th U. S. NCEE (CD-ROM). Boston, Earthquake Engineering Research Institute.
- Orakcal, K., Wallace J. W. 2004. Modelling of Slender Reinforced Concrete Walls. V: Proceedings of the 13th WCEE (DVD-ROM). Vancouver, Canadian Association for Earthquake Engineering, International Association Earthquake Engineering.
- Orakcal, K., Massone, L. M., Wallace, J. W. 2006. Analytical Modeling of Reinforced Concrete Walls for Predicting Flexural and Coupled Shear-Flexural Responses. PEER Report 2006/07. Berkeley, University of California, College of Engineering, Pacific Earthquake Engineering Research Center.
- Orakcal, K., Massone, L. M., Wallace, J. W. 2009. Shear Strength of Lightly Reinforced Wall Piers and Spandrels. ACI Structural Journal 106, 4:455-465.
- Paulay, T., Priestley, M. J. N. 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings. New York, A Wiley Interscience Publication, John Wiley & Sons.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Conte, J. P. 2007a. Shake table test of a 7-storey full scale reinforced concrete structural wall building slice phase I: Rectangular wall section. Report No. SSRP-07-07. La Jolla, San Diego, University of California, Department of Structural Engineering.
- Panagiotou, M., Restrepo, J. I., Conte, J. P. 2007b. Shake table test of a 7-storey full scale reinforced concrete structural wall building slice phase II: T-wall section. Report No. SSRP-07-08. La Jolla, San Diego, University of California, Department of Structural Engineering.
- Priestley, M. J. N. 2003. Does capacity design do the job? An examination of higher mode effects in cantilever walls. V: P&P Symposium: "Does Capacity Design Do the Job?", July 2003.
- Priestley, M. J. N., Calvi, G. M., Kowalsky., M. J. 2007. Displacement-based seismic design of structures. Pavia, Istituto Universitario di Studi Superiori di Pavia.
- Priestley, M. J. N., Verma, R., Xiao, Y. 1994. Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns. Journal of the Structural Division ASCE 120:8.
- Rejec, K., Isaković, T., Fischinger, M. 2011. Seismic shear force magnification in RC cantilever structural walls, designed according to Eurocode 8. Bulletin of Earthquake Engineering [v tisku], letn. XX, št. X, str. 1-20, ilustr., doi: 10.1007/s10518-011-9294-y.

Rejec, K., Isaković, T., Fischinger, M. 2010. Projektne potresne strižne sile v AB stenah po Evrokodu 8 = Design seismic shear forces in RC walls according to Eurocode 8. V: Lopatič, J. (ur.), Markelj, V. (ur.), Saje, F. (ur.). 32. zborovanje gradbenih konstruktorjev Slovenije, Bled, 7.10.2010-8.10.2010. Ljubljana, Slovensko društvo gradbenih konstruktorjev.

Rutenberg, A. 2004. The seismic shear of ductile cantilever wall systems in multistorey structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 33:881-896.

Rutenberg, A., Nsieri, E. 2006. The seismic shear demand in ductile cantilever wall systems and the EC8 provisions. *Bulletin of Earthquake Engineering* 4, 1:1-21.

SIST. 2005a. Nacionalni dodatek k SIST EN 1998-1. predlog, Marec 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST. 2005b. Nacionalni dodatek k SIST EN 1992-1-1. predlog, September 2005. Slovenski inštitut za standardizacijo.

SIST. 2004. Evrokod: Osnove projektiranja konstrukcij. SIST EN 1990. Slovenski inštitut za standardizacijo.

Smyrou, E., Sullivan, T. J., Priestley, M. J. N., Calvi, G. M. 2008. Study of the behaviour of slab-coupled T-shaped RC walls. V: Fourteenth World Conference on Earthquake Engineering, Beijing, China, 12.10.2008-17.10.2008. Beijing, Chinese Association of Earthquake Engineering, International Association for Earthquake Engineering.

Soroushian, P., Obaseki, K., Rajos, M. C. 1987. Bearing strength and stiffness of concrete under reinforcing bars. *ACI Materials Journal* 84, 3:179-84.

Takeda, T., Sozen, M. A., Nielsen, N. N. 1970. Reinforced concrete response to simulated earthquakes. *Journal ASCE* 96, 12.

Turk, G. 2007. Verjetnostni račun in statistika. Ljubljana, Univerza v Ljubljani, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo.

Vamvatsikos, D., Cornell, C. A. 2002. Incremental dynamic analysis. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* 31, 3:491-514.

Vecchio, F. J., Collins, M. P. 1988. Predicting the Response of Reinforced Concrete Beams Subjected to Shear Using Modified Compression Field Theory. *ACI Structural Journal* 85, 3:258-268.

Vecchio, F. J., Collins, M. P. 1986. The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear. *Journal of American Concrete Institute* 83, 2:219-231.

Vecchio, F. J., Lai, D. 2004. Crack Shear-Slip in Reinforced Concrete Elements. *Journal of Advanced Concrete Technology* 2, 3: 289-300.

Vintzeleou, E. N., Tassios, T. P. 1987. Behavior of dowels under cyclic deformations. *ACI Structural Journal* 84, 1:18-30.

Vulcano, A., Bertero, V. V. 1987. Analytical Models for Predicting the Lateral Response of RC Shear Walls: Evaluation of their Reliability. Report UCB/EERC-87/19. Berkeley, University of California, Earthquake Engineering Research Center.

Vulcano, A., Bertero, V. V., Colotti, V. 1988. Analytical Modeling of R/C Structural Walls. V: 9th World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto, Japan, 2.8.1988-9.8.1988. Tokyo, 9WCEE Organizing Committee.

Wallace J. W. 2007. Modeling issues for tall reinforced concrete core wall buildings. Structural Design of Tall and Special Buildings 16:615-632.

Walraven, J. C., Reinhardt, H. W. 1981. Concrete Mechanics part A - Theory and experiments on the mechanical behaviour of crack in plain and reinforced concrete subjected to shear loadings. Heron 26, 1.

Zevnik, J. 2007. Potresna ranljivost armiranobetonskih viaduktov s škatlastimi stebri. Doktorska disertacija. Ljubljana, Fakulteta za gradbeništvo in geodezijo: 178 str.

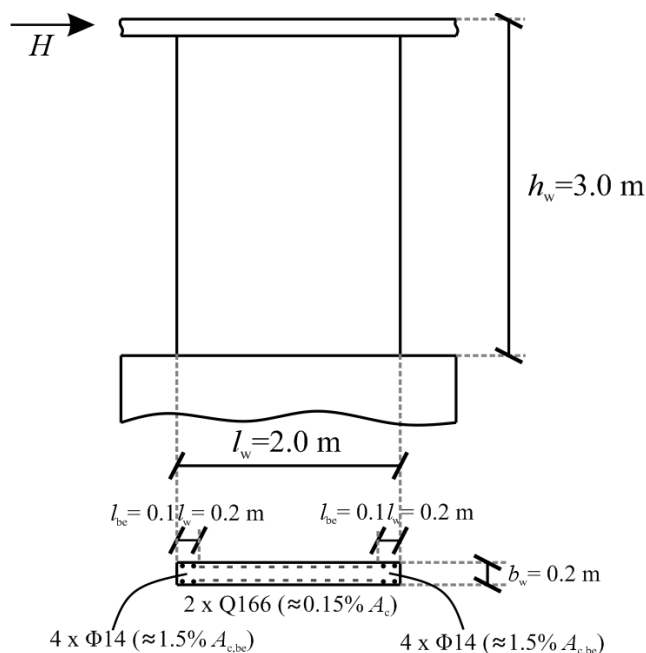
PRILOGA A - Primeri uporabe novega makro elementa

V prilogi je predstavljenih nekaj vzorčnih primerov uporabe novega makro elementa. Obravnavni sta geometrijsko preprosti armiranobetonski steni, in sicer enoetažna konzolna stena s pravokotnim prereзом ter enoetažna konzolna stena s T prereзом. Pravokotna stena je bila v enem primeru obremenjena s skoraj statično naraščajočo ciklično obtežbo (vsiljevanje vodoravnih pomikov na vrhu stene), v drugem primeru pa z akceleroграмom. Stena s T prereзом je bila obremenjena s skoraj statično naraščajočo ciklično obtežbo. Predstavljeni računski primeri so predvsem namenjeni boljšemu razumevanju postopkov določanja karakteristik novega elementa in obnašanja vodoravnih vzmeti.

A.1 Enoetažna stena s pravokotnim prereзом

A.1.1 Opis stene

Kot vzorčen primer smo obravnavali enoetažno konzolno steno s pravokotnim prereзом (Slika A.1). Višina stene je $h_w = 3,0$ m, dolžina $l_w = 2,0$ m in širina $b_w = 20$ cm. Armaturo v steni je konstruirana skladno z minimalnimi zahtevami pravilnika PBAB iz leta 1981 (želeli smo analizirati preprosto steno, ki je grajena po starejših predpisih). Privzeto je, da so v steno vgrajene gladke armaturne palice z mejo elastičnosti 240 MPa ter beton kvalitete C25/30. Pri analizah uporabimo karakteristično trdnost jekla $f_{y,k} = 240$ MPa in srednjo vrednost trdnosti betona $f_{cm} = 33$ MPa (to sicer ni poponoma dosledno).



Slika A.1: Primer enoetažne stene s pravokotnim prereзом, ki je bila analizirana z novim elementom

Fig. A.1: Example of a single storey RC wall with rectangular section, which was analysed by using the new element

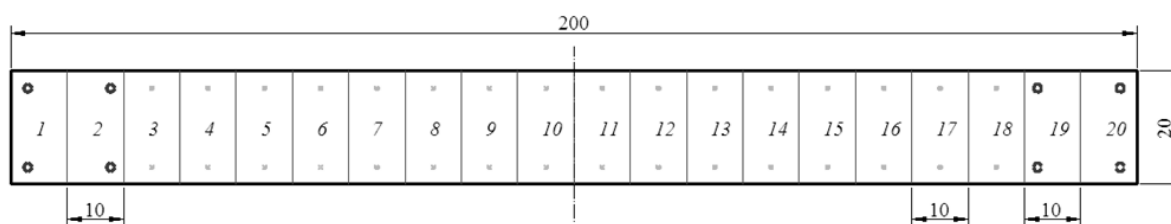
Dolžina robnih elementov je enaka eni desetini dolžine stene ($l_{be} = 0,1 \cdot l_w = 20$ cm). Minimalna količina navpične in vodoravne armature v pasnici znaša 0,15%, zato smo vanjo obojestransko namestili mrežo Q166 ($\rho_{w,l} = \rho_{w,t} = 0,166\%$). V robne elemente je potrebno namestiti vsaj 1,5% delež navpične armature:

$$\rho_{re,l,\min} = 1.5\% \cdot b_{re} \cdot l_{re} = 1.5\% \cdot 20\text{cm} \cdot 20\text{cm} = 6\text{cm}^2 \quad (\text{A.1})$$

V robne elemente smo zato namestili po 4 palice $\Phi 14$ ($A_{re,l,dej} = 6,16 \text{ cm}^2$) – Slika A.1.

A.1.2 Priprava podatkov za računski model

Steno modeliramo z dvema elementoma: s spodnjim elementom modeliramo strižni zdrs v vodoravni razpoki, ki nastane zaradi izvleka navpične armature iz temeljnega bloka; z zgornjim elementom modeliramo prenos strižnih sil prek diagonalnih razpok, ki nastanejo na srednji višini stene. Višino spodnjega elementa (označeno L_1) določimo na podlagi območja izvleka navpične armature, ki se pojavi v vodoravni razpoki ob temeljnem bloku. Z upoštevanjem prvega in tretjega člena enačbe (10.24) lahko ocenimo, da L_1 znaša približno 30 cm. Višina zgornjega elementa, s katerim je modeliran preostali del stene, torej znaša $L_2 = 270 \text{ cm}$. Pri spodnjem elementu privzamemo $c = 0,5$ (kratek element), pri zgornjem pa $c = 0,3$ (standardna vrednost za daljše elemente). Pri obeh elementih prerez stene razdelimo na 20 lamel enake dolžine (Slika A.2). Lamelle so označene z zaporednimi števki od 1 do 20, od leve proti desni. Robna elementa sta modelirana s po dvema lamelama (skupaj 4 lamelle), stojina pa s 16 lamelami. Vz dolžno obnašanje lamel (navpične vzmeti) je opisano z vzmetmi tipa »VertSpringType2«. V preglednici A.1 so podane karakteristične vrednosti navpičnih vzmeti.



Slika A.2: Shema razdelitve prereza enoetažne stene s pravokotnim prerezom na lamelle, ki so bile upoštevane pri določitvi karakteristik vzmeti analitičnega elementa (kotirano v cm)

Fig. A.2: Distribution of wall's cross section into strips, which were used to determine the springs' characteristics (dimensions in cm)

Preglednica A.1: Karakteristične vrednosti za opredelitev konstitutivnih zakonov vzmeti VS_i

Table A.1: Characteristic values determining the rules of VS_i springs

	Spodnji element (element 1)		Zgornji element (element 2)	
	Navpična vzmet robne lamelle	Navpična vzmet stojine	Navpična vzmet robne lamelle	Navpična vzmet stojine
Ploščina betona $A_{c,i}$	0,02 m ²	0,02 m ²	0,02 m ²	0,02 m ²
Ploščina vzdolžne armature $A_{s,i}$	3,079 cm ²	0,332 cm ²	3,079 cm ²	0,332 cm ²
<i>Karakteristične vrednosti za vzmet</i>				
k_{init}	2066667 kN/m ²	2066667 kN/m ²	229630 kN/m ²	229630 kN/m ²
F_{cr}	52 kN	52 kN	52 kN	52 kN
u_{cr}	0,002516 cm	0,002516 cm	0,02264 cm	0,02264 cm
F_y	73,89 kN	7,98 kN	73,89 kN	7,98 kN
u_y	0,036 cm	0,036 cm	0,324 cm	0,324 cm
F_c	660 kN	660 kN	660 kN	660 kN
u_c	0,063 cm	0,063 cm	0,567 cm	0,567 cm
$F_{c,u}$	528 kN	528 kN	528 kN	528 kN
$u_{c,u}$	0,105 cm	0,105 cm	0,945 cm	0,945 cm

Dodajmo še, da so privzete standardne vrednosti histereznih parametrov. Sledi izračun karakteristik vodoravnih vzmeti. Naprej je potrebno določiti značilnosti razpok, ki se med potresno obremenitvijo pojavijo v steni. Ker je stena višja kot daljša, je največji nagib razpok, ki se pojavijo na srednji višini stene, enak 45° . Pri zgornjem elementu torej velja $\theta_{cr,max} = 45^\circ$, pri čemer privzamemo, da se trenutni nagib vrste vodoravnih vzmeti (kot θ_{cr}) določi na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v steni (enačba 3.69). Ker spodnji element modelira strižni zdrs v vodoravni razpoki, se privzame nespremenljivo vrednost kota razpok $\theta_{cr} = 0^\circ$. Za preglednejšo interpretacijo rezultatov (primer je namenjen boljšemu razumevanju delovanja novega elementa) privzamemo, da je v obeh elementih efektivno število razpok enako $n_{cr,eff} = 1$. V spodnjem elementu to tudi odgovarja resnični situaciji, saj se običajno ob vpetju AB elementov pojavi le ena večja vodoravna razpoka, kjer lahko pride do strižnega zdrsa. Za zgornji element $n_{cr,eff} = 1$ pomeni, da predpostavimo tvorbo le po ene diagonalne razpoke za vsako od obeh vodoravnih smeri obremenjevanja (to približno ustreza primeru stene na sliki 3.70).

Efektivno število razpok v zgornjem elementu bi lahko določili tudi s postopkom, ki je predstavljen v razdelku 3.9.7. Postopek je demonstrativno prikazan v naslednji vrsticih (čeprav ga ne upoštevamo pri sestavi računskega modela obravnavane stene). Najprej izračunamo razdaljo med razpokami (CEB metoda, razdelek 3.9.6):

Podatki o steni: $c = 2 \text{ cm}$, $s_l = 10 \text{ cm}$, $s_t = 10 \text{ cm}$, $\Phi_l = 0,46 \text{ cm}$, $\Phi_t = 0,46 \text{ cm}$, $\rho_l = 0,166\%$, $\rho_t = 0,166\%$ in $\theta_{cr} = 45^\circ$.

Račun razdalje med razpokami $s_{m\theta}$:

$$s_{ml} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_l}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_l}{\rho_l} = 2 \cdot \left(2 \text{ cm} + \frac{10 \text{ cm}}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{0.46 \text{ cm}}{0.00166} =$$

$$= 6 \text{ cm} + 27.7 \text{ cm} = \boxed{33.7 \text{ cm}} \quad (\text{A.2})$$

$$s_{mt} = 2 \cdot \left(c + \frac{s_t}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{\Phi_t}{\rho_t} = 2 \cdot \left(2 \text{ cm} + \frac{10 \text{ cm}}{10} \right) + 0.1 \cdot \frac{0.46 \text{ cm}}{0.00166} =$$

$$= 6 \text{ cm} + 27.7 \text{ cm} = \boxed{33.7 \text{ cm}} \quad (\text{A.3})$$

$$s_{m\theta} = \frac{1}{\frac{\cos(\theta_{cr})}{s_{mt}} + \frac{\sin(\theta_{cr})}{s_{ml}}} = \frac{1}{\frac{\cos(45^\circ)}{33.7 \text{ cm}} + \frac{\sin(45^\circ)}{33.7 \text{ cm}}} = \boxed{23.8 \text{ cm}} \quad (\text{A.4})$$

Efektivno število razpok tako znaša:

$$n_{cr,eff} = \max \left(\frac{l_w}{s_{m\theta} / \cos(\theta_{cr})}, \frac{h_w}{s_{m\theta} / \sin(\theta_{cr})} \right) = \boxed{9} \quad (\text{A.5})$$

Razvidno je, da je razdalja med razpokami izračunana pri vrednosti $\theta_{cr,max}$, kar pomeni, da prejudiciramo smer razpok, ki se pojavijo med obremenjevanjem stene. Takšen način seveda ni

teoretično pravilen, saj se razpoke lahko pojavijo tudi pod kotom, ki je različen od $\theta_{cr,max}$. Brez večjih težav bi bilo možno element nadgraditi tako, da bi v vsakem koraku upošteval drugačno število učinkovitih razpok, ki bi bilo izračunano na podlagi trenutnega kota θ_{cr} . Vendar bi s tem še nekoliko povečalo računsko zahtevnost modela, pri čemer se najverjetneje ne bi bistveneje približali točnemu odzivu. Ker število razpok vpliva izključno na strižni mehanizem stene, ki se pomembneje aktivira šele pri večjih strižnih deformacijah katerim ustreza $\theta_{cr} \approx \theta_{cr,max}$, je naše mnenje, da lahko število učinkovitih razpok vnaprej določimo na podlagi kota $\theta_{cr,max}$. V prid poenostavitvi govori tudi dejstvo, da je CEB-ov postopek, ki smo ga uporabili pri računu razmika med razpokami, le približna metoda.

Sledi izračun karakteristik možničnih vzmeti (HSD_i vzmeti), ki pripomorejo k strižni nosilnosti obeh elementov (spodnjega in zgornjega). Obnašanje vodoravnih vzmeti, ki ponazarjajo možnični mehanizem prenosa strižnih sil, modeliramo z enoosnim materialom tipa »Hysteretic« s parametri: $pinchX = 1,0$, $pinchY = 1,0$, $damage1 = 0,0$, $damage2 = 0,0$ in $\beta = 1,0$. Silo pri »tečenju« $V_{d,u,i}$ izračunamo z Dulackino enačbo. V robnih lamelah se nahajata po dve vzdolžni palici $\Phi 14$ ($n_{d,be} = 2$, $\Phi_{d,be} = 0,014$ m). $V_{d,u,i}$ za robne lamele znaša:

$$\begin{aligned} V_{d,u,i,be} &= n_{d,be} \cdot 1.27 \cdot \Phi_{d,be}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} = 2 \cdot 1.27 \cdot (0.014\text{m})^2 \cdot \sqrt{33\text{MPa} \cdot 240\text{MPa}} = \\ &= 2 \cdot 0.02215\text{MN} = \boxed{44.3\text{kN}} \end{aligned} \quad (\text{A.6})$$

V vsaki lameli stojine sta po dve vzdolžni palici $\Phi 4,6$ ($n_{d,w} = 2$, $\Phi_{d,w} = 0,0046$ m). $V_{d,u,i}$ za te lamele se izračuna z enačbo (A.7).

$$\begin{aligned} V_{d,u,i,w} &= n_{d,w} \cdot 1.27 \cdot \Phi_{d,w}^2 \cdot \sqrt{f_c \cdot f_y} = 2 \cdot 1.27 \cdot (0.0046\text{m})^2 \cdot \sqrt{33\text{MPa} \cdot 240\text{MPa}} = \\ &= 2 \cdot 0.0024\text{MN} = \boxed{4.8\text{kN}} \end{aligned} \quad (\text{A.7})$$

Pomik na meji tečenja $\delta_{d,y,i}$ izračunamo z enačbami, ki smo jih predstavili v razdelku 4.1. (nosilec na elastični podlagi). V te enačbe je potrebno enake količine podati v različnih enotah, kar zahteva dodatno pozornost. Zaradi preglednosti je v nadaljevanju besedila prikazan celoten izračun $\delta_{d,y,i}$. Za robne lamele se glasi:

$$k = 127 \cdot c_1 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\phi_{d,re}^{2/3}} = 127 \cdot 1.0 \cdot \frac{\sqrt{33\text{N/mm}^2}}{(14\text{mm})^{2/3}} = 126\text{N/mm}^3 \quad (\text{A.8})$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \Phi_{d,re}}{4 \cdot E_s \cdot I_s}} = \sqrt[4]{\frac{126\text{N/mm}^3 \cdot 14\text{mm}}{4 \cdot 200000\text{N/mm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot (14\text{mm})^4}{64}}} = 0.0329\text{mm}^{-1} \quad (\text{A.9})$$

$$\begin{aligned} k_{mit,d,be} &= n_{d,be} \cdot E_s \cdot I_s \cdot \lambda^3 = \\ &= 2 \cdot 200000\text{N/mm}^2 \cdot 1886\text{mm}^4 \cdot (0.0329\text{mm}^{-1})^3 = 26757\text{kN/m} \end{aligned} \quad (\text{A.10})$$

$$\delta_{d,y,i,be} = \frac{V_{d,u,i,be}}{k_{mit,d,be}} = \frac{44.3\text{kN}}{26757\text{kN/m}} = 0.001656\text{m} \quad (\text{A.11})$$

Za lamele v stojini je $\delta_{d,y,i}$ enak:

$$k = 127 \cdot c_1 \cdot \frac{\sqrt{f_c}}{\phi_{d,w}^{2/3}} = 127 \cdot 1.0 \cdot \frac{\sqrt{33 \text{ N/mm}^2}}{(4.6 \text{ mm})^{2/3}} = 264 \text{ N/mm}^3 \quad (\text{A.12})$$

$$\lambda = \sqrt[4]{\frac{k \cdot \Phi_{d,w}}{4 \cdot E_s \cdot I_s}} = \sqrt[4]{\frac{264 \text{ N/mm}^3 \cdot 4.6 \text{ mm}}{4 \cdot 200000 \text{ N/mm}^2 \cdot \frac{\pi \cdot (4.6 \text{ mm})^4}{64}}} = 0.0911 \text{ mm}^{-1} \quad (\text{A.13})$$

$$k_{\text{init},d,w} = n_{d,w} \cdot E_s \cdot I_s \cdot \lambda^3 = 2 \cdot 200000 \text{ N/mm}^2 \cdot 22 \text{ mm}^4 \cdot (0.0911 \text{ mm}^{-1})^3 = 6656 \text{ kN/m} \quad (\text{A.14})$$

$$\delta_{d,y,i,w} = \frac{V_{d,u,i,w}}{k_{\text{init},d,w}} = \frac{4.78 \text{ kN}}{6656 \text{ kN/m}} = 0.000719 \text{ m} \quad (\text{A.15})$$

Tako so izračunani vsi podatki za opredelitev možničnih vzmeti HSD_i . Povzeti so v preglednici A.2, kjer je razvidno, da smo zgornjem elementu privzeli ničto učinkovitost možnikov robnih elementov (nezadostno nadkritje).

Preglednica A.2: Karakteristične vrednosti za opredelitev konstitutivnih zakonov vzmeti HSD_i

Table A.2: Characteristic values determining the rules of HSD_i springs

	Spodnji element (element 1)		Zgornji element (element 2)	
	<i>HSD vzmet robne lamele</i>	<i>HSD vzmet stojine</i>	<i>HSD vzmet robne lamele</i>	<i>HSD vzmet stojine</i>
$k_{\text{init},d}$	26757 kN/m ²	6656 kN/m ²	0	6656 kN/m ²
$V_{d,u,i}$	44,3 kN	4,8 kN	0	4,8 kN
$\delta_{d,y,i}$	0,1656 cm	0,0719 cm	0	0,0719 cm

V naslednjem koraku je prikazan izračun karakterističnih vrednosti za vodoravne vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem prenosa strižnih sil z vodoravno armaturo HSS_i . Mehanizem vodoravne armature je prisoten samo v zgornjem elementu, kjer se pojavijo nagnjene razpoke (razpoke prečkajo vodoravne palice). V spodnjem elementu je predpostavljena vodoravna razpoka, zato pomik v njej ne aktivira mehanizma vodoravnih palic. Za opis konstitutivnih zakonov HSS_i vzmeti uporabimo enoosni material tipa »Hysteretic« s parametri: $pinchX = 1,0$, $pinchY = 1,0$, $damage1 = 0,0$, $damage2 = 0,0$ in $\beta = 1,0$.

Armaturne mreže se nahajajo le na območju stojine, zato je potrebno privzeti, da je nosilnost HSS_i vzmeti na območju robnih lamel ničta (četudi se mreže nahajajo na delu območja robnih elementov, njihove vodoravne palice tam niso dovolj dobro sidrane, da bi razvile polno nosilnost). Po drugi strani pa lahko vodoravna armatura na območju stojine razvije svojo polno nosilnost. Ovojnica sila-pomik vzmeti HSS_i je bilinearna, zato je potrebno izračunati le silo in pomik na meji tečenja. Silo tečenja izračunamo z enačbo (A.16).

$$\begin{aligned} V_{HSS,y,i} &= \sigma_{ss,y,i} \cdot A_{ss,i} = \sigma_{ss,y,i} \cdot A_{c,i} \cdot \rho_{ss,i} \cdot \tan(\theta_{cr,max}) = \\ &= 24 \text{ kN/cm}^2 \cdot 200 \text{ cm}^2 \cdot 0.00166 \cdot \tan(45^\circ) = 8.0 \text{ kN} \end{aligned} \quad (\text{A.16})$$

Pri izračunu pomika na meji tečenja predpostavimo, da se vodoravne palice enakomerno deformirajo po sidrni dolžini v kompaktnih betonskih kosih. Za demonstrativen prikaz privzamemo, da je sidrna dolžina na območju ene razpoke odvisna od vodoravne razdalje med razpokami, ki jih določimo s CEB-ovim postopkom (slika 4.41, enačba 4.36):

$$s_{cr,hor} = \frac{s_{m\theta}}{\sin(\theta_{cr,max})} = \frac{23.8cm}{\sin(45^\circ)} = 33.7cm \quad (A.17)$$

Pomik na meji tečenja vzmeti HSS_i tako znaša:

$$\delta_{s,y} = \varepsilon_{s,y} \cdot s_{cr,hor} = 0.0012 \cdot 33.7cm = 0.000405m \quad (A.18)$$

Izračunane vrednosti so povzete v preglednici A.3.

Preglednica A.3: Karakteristične vrednosti za opredelitev konstitutivnih zakonov vzmeti HSS_i

Table A.3: Characteristic values determining the rules of HSS_i springs

	Spodnji element (element 1)		Zgornji element (element 2)	
	<i>HSS vzmet robne lamele</i>	<i>HSS vzmet stojine</i>	<i>HSS vzmet robne lamele</i>	<i>HSS vzmet stojine</i>
$k_{init,s}$	0	0	0	19753 kN/m ²
$V_{s,u,i}$	0	0	0	8,0 kN
$\Delta_{s,v,i}$	0	0	0	0,0405 cm

Preostane še, da prikažemo izračun karakterističnih vrednosti za opredelitev konstitutivnih zakonov HSA_i vzmeti, t.j. vzmeti, ki modelirajo mehanizem prenosa strižnih sil z zaklinjanjem zrn agregata v razpoki oz. strižne karakteristike nerazpokanega betona. Vse lamele imajo enak betonski prerez, zato so vhodni podatki za konstitutivna pravila vseh HSA_i vzmeti v enem elementu enaki. Referenčno ovojnico se izračuna na podlagi karakteristik lamel pri zaprtih razpokah (razdelek 5.7.2). Največja nosilnost vzmeti je enaka (A.19).

$$V_{HSA,i,u} = \frac{\sqrt{f_c}}{0.31} \cdot A_{c,i} = \frac{\sqrt{33}}{0.31} MPa \cdot 0.02m^2 = 1.85kN/m^2 \cdot 0.02m^2 = 371kN \quad (A.19)$$

Začetno togost referenčne ovojnice izračunamo tako, da ustreza elastični strižni togosti nerazpokanega betona. Začetna togost $k_{HSA,i,init}$ v vzmeteh spodnjega elementa znaša:

$$k_{HSA,i,init} = \frac{G_c \cdot A_{c,i} / 1.2}{\frac{h_w}{n_{cr,eff}}} = \frac{0.4 \cdot 31000000kN/m^2 \cdot 0.02m^2 / 1.2}{0.3m / 1} = 688889kN/m \quad (A.20)$$

Začetna togost $k_{HSA,i,init}$ v vzmeteh zgornjega elementa znaša:

$$k_{HSA_i,init} = \frac{G_c \cdot A_{c,i}}{h_w \cdot n_{cr,eff}} = \frac{0.4 \cdot 31000000 \text{ kN/m}^2 \cdot 0.02 \text{ m}^2}{2.7 \text{ m} \cdot 1} = 76543 \text{ kN/m} \quad (\text{A.21})$$

Iz vrednosti V_{HSA_i} in k_{HSA_i} se določi še pomik na meji »tečenja«. Za spodnji element znaša:

$$\delta_{a,y,i} = \frac{V_{HSA_i,u}}{k_{HSA_i,init}} = \frac{371 \text{ kN}}{688889 \text{ kN/m}} = 0.00054 \text{ m} = 0.054 \text{ cm} \quad (\text{A.22})$$

Za zgornji element znaša:

$$\delta_{a,y,i} = \frac{V_{HSA_i,u}}{k_{HSA_i,init}} = \frac{371 \text{ kN}}{76543 \text{ kN/m}} = 0.005 \text{ m} = 0.5 \text{ cm} \quad (\text{A.23})$$

Tako kot v prejšnjih primerih, so tudi karakteristične vrednosti za opredelitev referenčnega odnosa sila-pomik za HSA_i vzeti povzete v preglednici (preglednica A.4).

Preglednica A.4: Karakteristične vrednosti za opredelitev konstitutivnih zakonov vzeti HSA_i

Table A.4: Characteristic values determining the rules of HSA_i springs

	Spodnji element (element 1)		Zgornji element (element 2)	
	<i>HSA</i> vzmet za robne lamele	<i>HSA</i> vzmet za lamele stojine	<i>HSA</i> vzmet za robne lamele	<i>HSA</i> vzmet za lamele stojine
$k_{HSA_i,init}$	688889 kN/m ²	688889 kN/m ²	76543 kN/m ²	76543 kN/m ²
$V_{HSA_i,u}$	371 kN	371 kN	371 kN	371 kN
$\delta_{a,y,i}$	0,054 cm	0,054 cm	0,5 cm	0,5 cm

Za opis histereznega obnašanja HSA_i vzeti uporabimo enoosni material »ShearSlip« s parametrom $\alpha = 0,2$ (degradacija zaradi zdrsa v razpoki). Privzamemo še, da učinkovitost zaklinjanja pade na 0, ko se razpoka odpre za 1 mm in da stopnja degradacije zaradi odpiranja razpok znaša 0,5.

Za boljšo predstavo o medsebojnih razmerjih kapacitet posameznih mehanizmov, so v pregledni A.5 podana razmerja med začetnimi togostimi in mejnimi nosilnostmi posameznih mehanizmov v zgornjem elementu. Vrednosti, ki zadevajo mehanizem zaklinjanja, so izračunane za primer, ko je razpoka v elementu odprta na 80% dolžine stene (na območju kjer je razpoka odprta je privzeta ničta učinkovitost mehanizma zaklinjanja; na območju kjer je zaprta je privzeta učinkovitost v skladu z enačbama A.19 in A.21).

Preglednica A.5: Deleži začetne togosti in mejne nosilnosti vodoravnih vzmeti, ki ponazarjajo posamezne mehanizem prenosa strižnih sil celotne stene

Table A.5: Shares of initial stiffness and ultimate strength of horizontal springs representing each shear transfer mechanism in the whole wall

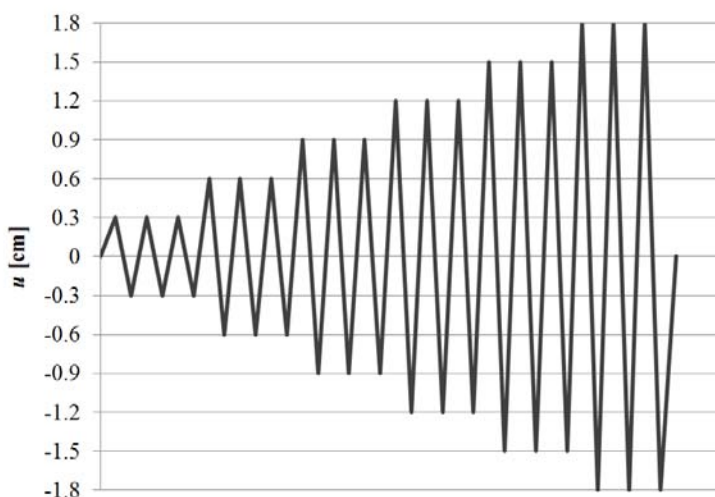
	$\Sigma HSD_i / \Sigma HS_i$	$\Sigma HSS_i / \Sigma HS_i$	$\Sigma HSA_i / \Sigma HS_i$	$\Sigma HS_i / \Sigma HS_i$
k_{init}	0,15	0,43	0,42	1,0
V_u	0,05	0,08	0,87	1,0

Iz preglednice A.5 lahko razberemo, da je delež nosilnosti mehanizma zaklinjanja izjemno visok v primeru elementov z nizkim deležem strižne armature. Vendar, kot rečeno, so te vrednosti izračunane za nepoškodovane razpoke, kar pomeni, da se z nanosom ciklične obtežbe nosilnost mehanizma zaklinjanja zmanjša.

A.1.3 Analiza statičnega cikličnega obremenjevanja stene z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene

Kot prvo smo analizirali odziv stene pri cikličnem statičnem obremenjevanju z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene. Upoštevan je bil konstanten nivo tlačne osne sile v vrednosti 10% projektne tlačne trdnosti stene (A.24). Potek vsiljenih vodoravnih pomikov na vrhu stene je prikazan na sliki A.3.

$$N_{vert} = 0.1 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0.1 \cdot 4000.0m^2 \cdot 1.667 kN/cm^2 = 666.7kN \quad (A.24)$$

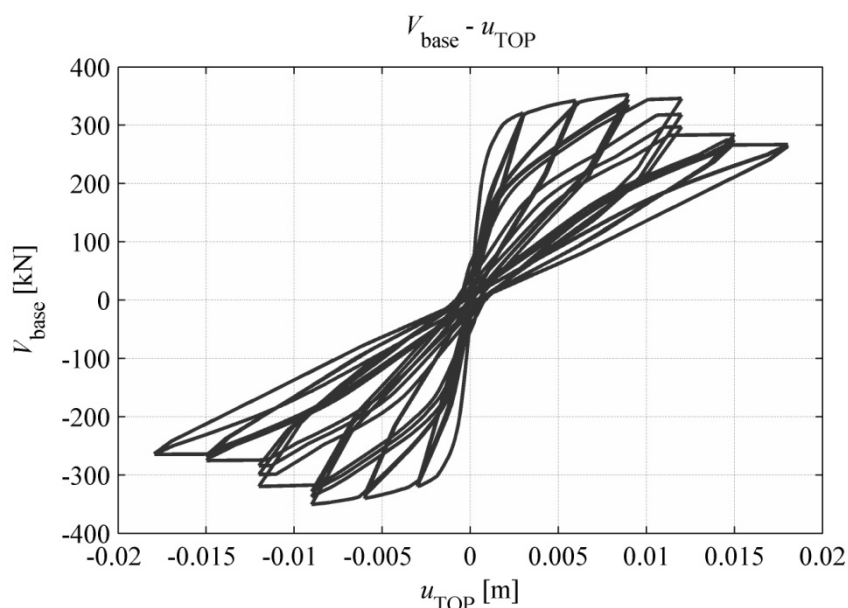


Slika A.3: Potek vsiljenih vodoravnih pomikov na vrhu obravnavane stene

Fig. A.3: Path of imposed horizontal displacements at the top of the analysed wall

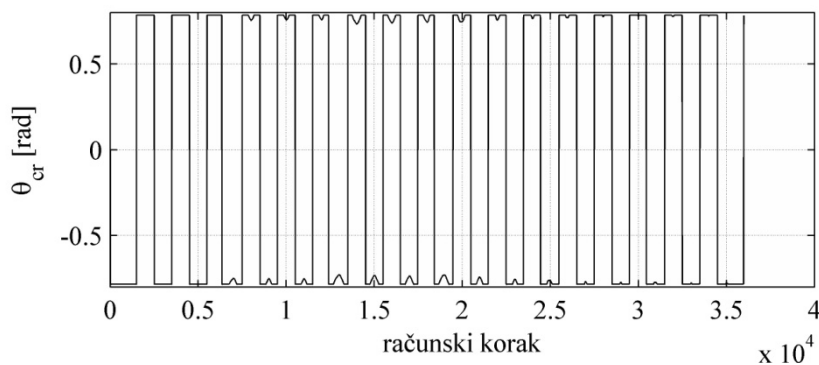
Kot prvo je prikazan diagram odnosa med prečno silo ob vpetju stene V_{base} in vodoravnim pomikom vrha stene $u_{X, TOP}$ (Slika A.4). Kot je prikazano v nadaljevanju, padec prečne nosilnosti stene z večanjem števila ciklov in amplitude vodoravnih pomikov je posledica manjšanja učinkovitosti mehanizma zaklinjanja zaradi odpiranja razpok in ciklične degradacije (glajenje razpok).

Na sliki A.5 je prikazan potek spreminjanja računskega kota razpok Θ_{cr} v zgornjem elementu. Razvidno je, da Θ_{cr} hitro naraste na mejno vrednost $\Theta_{cr, max} = 45^\circ$, ko se prične izvrševati vodoravni pomik stene. Opaziti je tudi, da se v določenih ciklih Θ_{cr} nekoliko zmanjša, ko je dosežen vrh amplitude. Razlog za to je dvigovanje stene (premik nevtralne osi v prerezu), ki nekoliko spremeni deformacijsko stanje v steni (večje osne deformacije).



Slika A.4: Računski primer enoetažne stene s pravokotnim prerezom: Diagram prečna sila ob vpetju V_{base} – vodoravni pomik na vrhu $u_{X,\text{TOP}}$ pri cikličnem statičnem obremenjevanju z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene

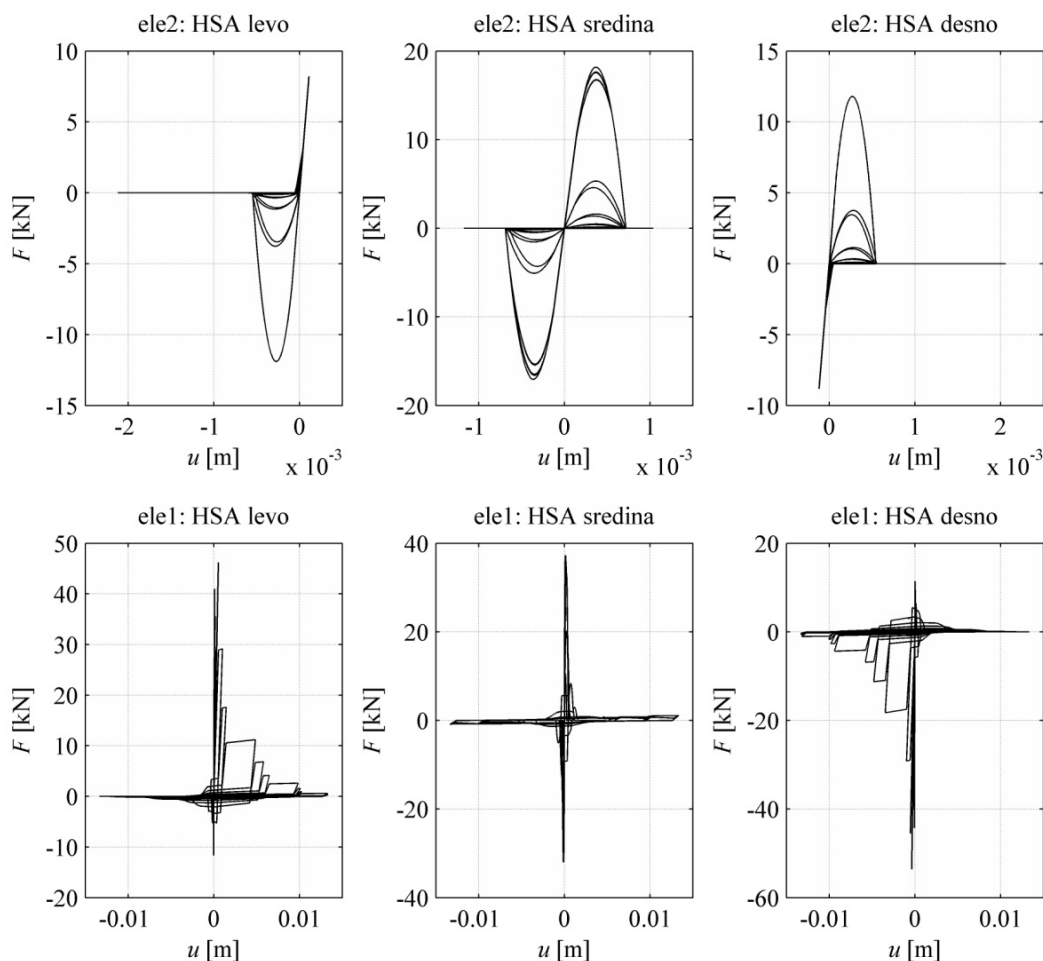
Fig. A.4: Analyses of an exemplar one storey wall with rectangular cross-section: Relation between the base shear V_{base} and displacement at the top $u_{X,\text{TOP}}$ obtained by imposing horizontal displacements at the top of the wall



Slika A.5: Potek spreminjanja računskega kota razpok Θ_{cr} v zgornjem elementu obravnavane stene

Fig. A.5: Course of the calculation crack angle Θ_{cr} in the upper element of the analysed wall

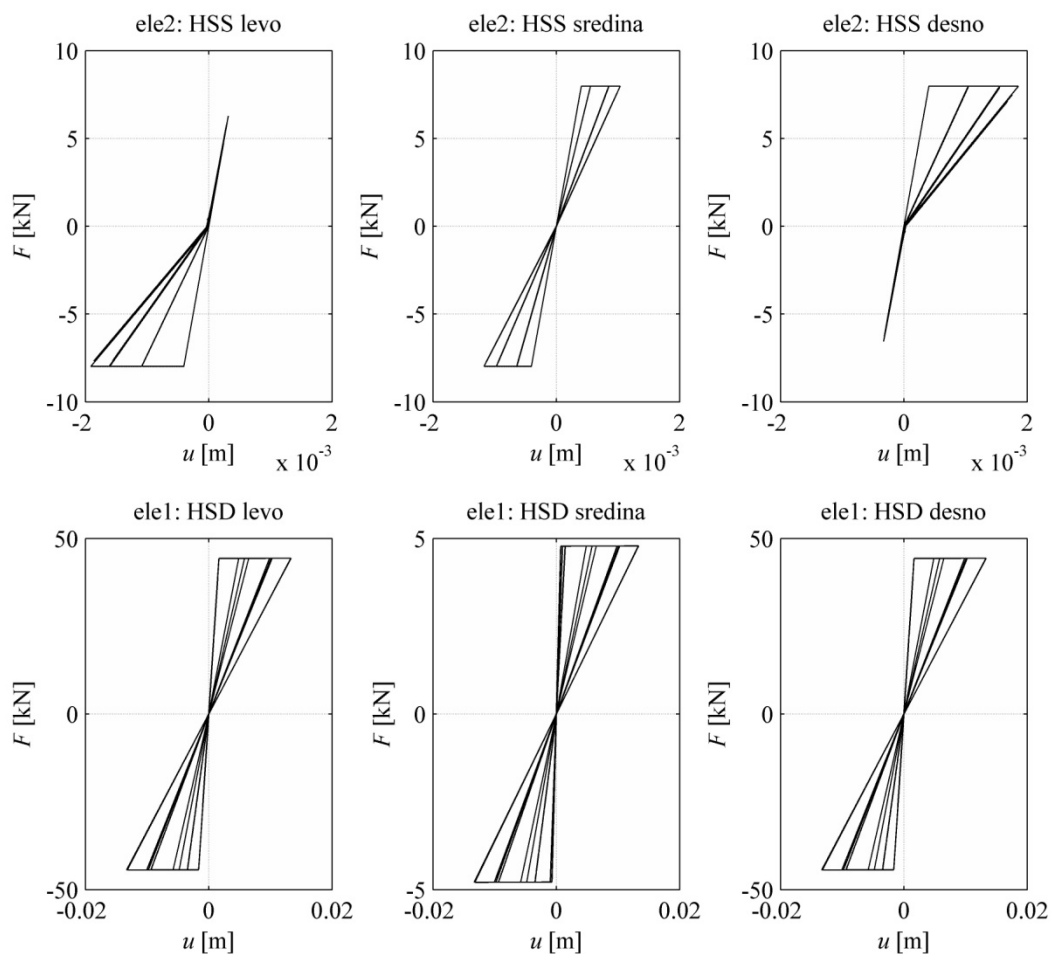
Slika A.6, ki prikazuje obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob stene) HSA vzmeti obeh elementov, kaže, da je prišlo do izrazitejšega odpiranja diagonalne in vodoravne razpoke. V obeh primerih je zato prišlo, do manjšanja kapacitete mehanizma zaklinjanja. Degradacija je bila precej bolj izrazita v primeru vodoravne razpoke. V primeru vodoravne razpoke se namreč ne glede na smer obremenjevanja odpira ista (vodoravna razpoka), kar pomeni, da pomik v določeni smeri povzroči tudi degradacijo mehanizma pri odpornosti v nasprotni smeri obremenjevanja. V primeru zgornjega elementa sta se tvorili dve diagonalni razpoki, vsaka za svojo smer obremenjevanja (X vzorec), zato pomik v določeni smeri ne vpliva na zmanjšanje kapacitete mehanizma pri pomiku v nasprotni smeri. Zaradi precejšnje degradacije mehanizma zaklinjanja in neprisotnosti mehanizma vodoravne armature je v vodoravni razpoki prišlo do izrazitejšega drsenja stene.



Slika A.6: Obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob) HSA vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.6: Behaviour of representative (left, middle and right) HSA springs of the upper and lower element of the analysed wall

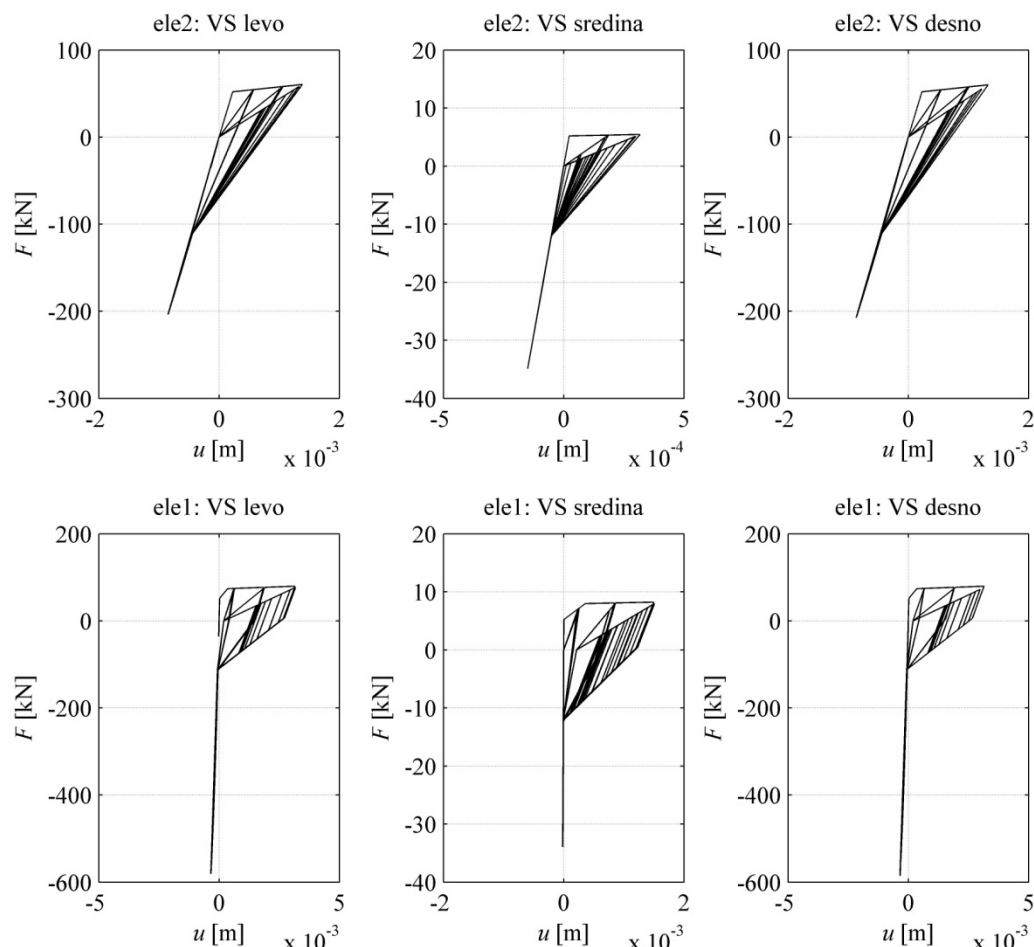
Na sliki A.7 je prikazano obnašanje HSD vzmeti (možnične vzmeti) v spodnjem elementu in HSS vzmeti (vodoravna armatura) v zgornjem elementu. Razvidno je, da je prišlo do mobilizacije polne kapacitete moznikov v vodoravni razpoki po celotni dolžini stene. Mehanizem zaklinjanja se je namreč skoraj izničil (slika A.6) in strižna obremenitev se je praktično v celoti prenesla na moznike. V diagonalni razpoki je prišlo do tečenja vodoravne armature (zgornji del slike A.7), ki je bilo izrazitejše na natezni strani stojine (večji vodoravni pomiki razpoke), medtem ko v delu stojine, ki je bližje tlačnemu robnemu elementu, vodoravna armatura ni stekla.



Slika A.7: Obnašanje reprezentivnih (levi rob, sredina in desni rob) HSS vzmeti zgornjega elementa in HSD vzmeti spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.7: Behaviour of representative (left, middle and right) HSS springs of the upper element and HSD springs in the lower element of the analysed wall

Nazadnje je prikazano še obnašanje navpičnih vzmeti (slika A.8). V spodnjem elementu je prišlo do tečenja navpične armature po celotni dolžini prereza. Tlačna sila v robnih vzmeteh se je približala vrednosti tlačne nosilnosti (660 kN). Obnašanje navpičnih vzmeti zgornjega elementa (zgornji del slike A.8) nakazuje, da je prišlo do razpokanja osrednjega dela stene, vendar navpična armatura ni stekla.



Slika A.8: Obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob) VS vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.8: Behaviour of representative (left, middle and right) VS springs of the upper and lower element of the analysed wall

A.1.4 Neelastična analiza časovnega odziva

Analizirali smo tudi neelastičen časovni odziv obravnavane enoetažne stene. Vhodni parametri so enaki tistim, ki so predstavljeni v razdelku A.1.2. Potrebno pa je še definirati velikost mase, ki se nahaja na vrhu stene, in dušenje. V analizi privzamemo 5% viskozno dušenje. Maso določimo ob predpostavki, da je stena obremenjena z 10% projektne tlačne trdnosti (A.24) in predpostavki, da se stena nahaja v sistemu, ki ima v obeh pravokotnih smereh ravnine enak delež sten:

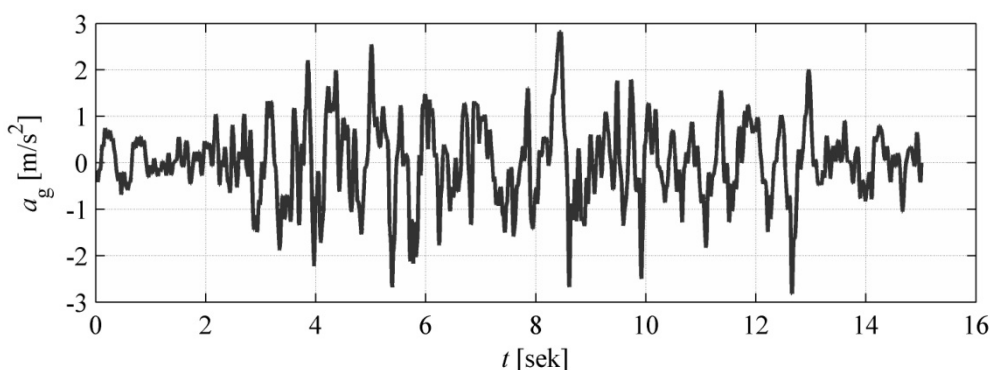
$$m = \frac{2 \cdot N_{vert}}{g} = \frac{2 \cdot 666.7 \text{ kN}}{9.81 \text{ m/s}^2} = 135.9 \text{ t} \quad (\text{A.25})$$

Tudi v primeru analize časovnega odziva privzamemo, da se računski kot razpok določi na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v steni. Lahko pa bi uporabili tudi alternativno (izkustveno) metodo, ki je računsko manj zahtevna. Po tej metodi vnaprej privzamemo, da se pri strižni obremenitvi, ki povzroči tečenje vodoravne armature, tvorijo razpoke pod najbolj strmim kotom, t.j. kotom $\theta_{cr,max}$. Račun trenutnega računskega kota razpok torej vezemo le na strižne deformacije v steni

(osnih ne upoštevamo), t.j. na raztezek vodoravnih vzmeti. Privzamemo, da se θ_{cr} linearno spreminja v odvisnosti od strižne deformacije/pomika lamele (to zagotavlja hiter račun), ki je najbližja osi elementa (pomik označimo z u_{HS}) in doseže svojo največjo vrednost $\theta_{cr,max}$, ko u_{HS} doseže pomik, ki je enak pomiku pri tečenju vodoravne armature na tem mestu $u_{s,y}$ (A.26). Ker je θ_{cr} navzgor omejen, je pri $|u_{HS}| > u_{s,y}$ vrednost $|\theta_{cr}|$ enaka $\theta_{cr,max}$:

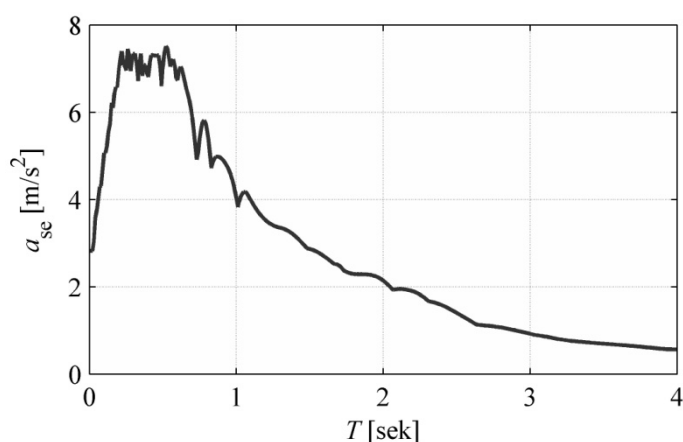
$$\theta_{cr} = \begin{cases} \text{Pri } u_{HS} \geq u_{s,y} : & \theta_{cr} = \theta_{cr,max} \\ \text{Pri } |u_{HS}| < u_{s,y} : & \theta_{cr} = \frac{u_{HS}}{u_{s,y}} \cdot \theta_{cr,max} \\ \text{Pri } u_{HS} \leq -u_{s,y} : & \theta_{cr} = -\theta_{cr,max} \end{cases} \quad (\text{A.26})$$

Steno obremenimo z umetnim akceleroگرامom (slika A.9), ki ima spekter približno skladen z Evrokodovim spektrom za tla C (slika A.10). Največji pospešek akcelerograma znaša $2,82 \text{ m/s}^2$ ($1,15 \cdot 0,25 \cdot g$). Namenoma smo izbrali akceleroگرام z več močnejšimi sunki (slika A.9), ker želimo analizirati primer z izrazitejšo ciklično degradacijo strižnih mehanizmov.



Slika A.9: Akceleroگرام, ki je bil uporabljen pri neelastični analizi časovnega odziva stene

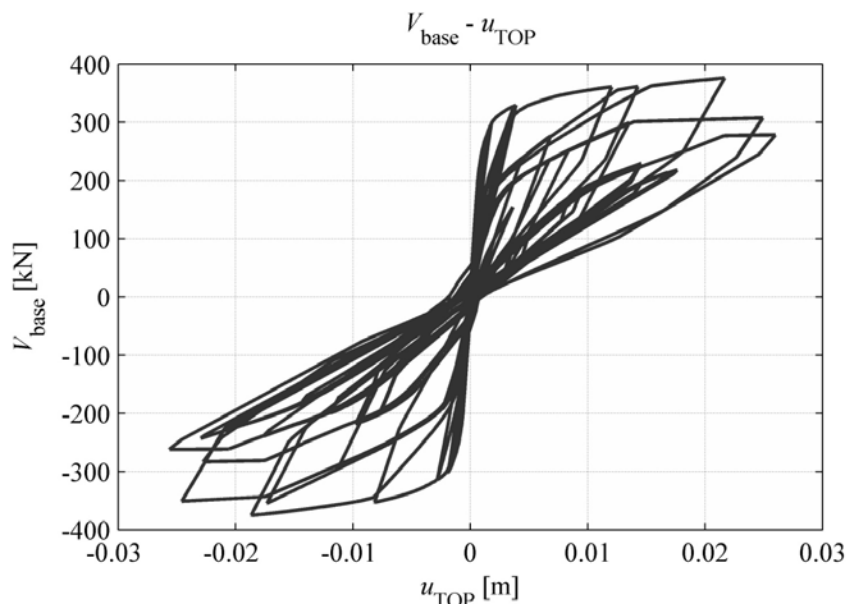
Fig. A.9: Accelerogram which was utilized in the inelastic response history analysis



Slika A.10: Spekter akcelerograma, ki je bil uporabljen pri analizi neelastičnega časovnega odziva obravnavane stene

Fig. A.10: Spectrum of the acceleration record which was utilized for the inelastic analyses of the one storey rectangular wall

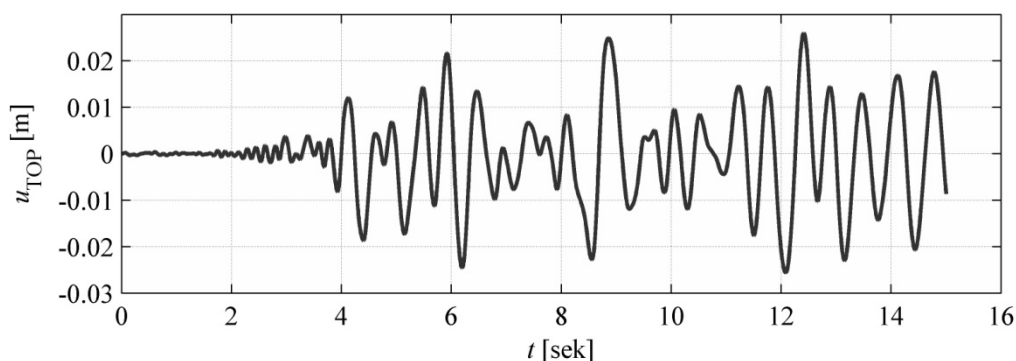
Na sliki A.11 je ponazorjena histereza $V_{\text{base}} - u_{\text{TOP}}$ (prečna sila ob vpetju – vodoravni pomik na vrhu stene) iz katere je razvidno, da je tekom obremenjevanja prišlo do znatnega zmanjšanja prečne odpornosti stene.



Slika A.11: Računski primer enoetažne stene s pravokotnim prerezom: Diagram prečna sila ob vpetju V_{base} – vodoravni pomik na vrhu $u_{X,\text{TOP}}$ pri obremenjevanju z akcelorogramom

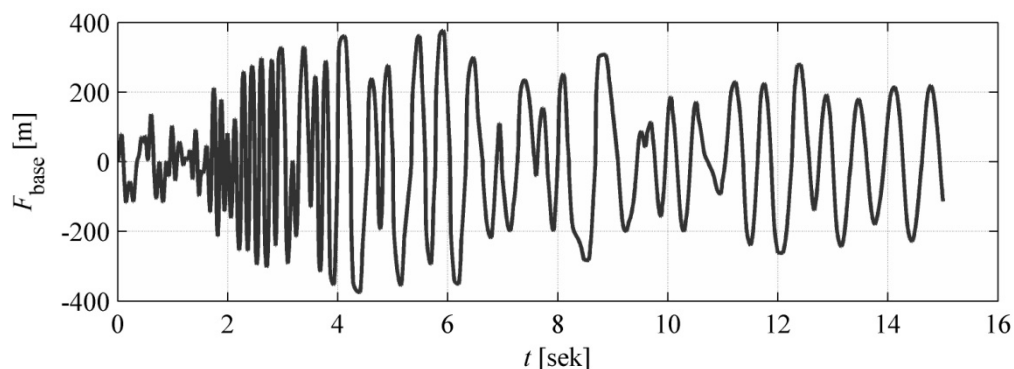
Fig. A.11: Analyses of an exemplar one storey wall with rectangular cross-section: Relation between the base shear V_{base} and displacement at the top $u_{X,\text{TOP}}$ in the case of inelastic response history analysis

Na slikah A.12 in A.13 sta prikazana časovna poteka vodoravnega pomika na vrhu stene u_{TOP} in prečne sile ob vpetju stene F_{base} . Na začetku obremenjevanja (do četrte sekunde), ko se stena še ni poškodovala, so se izvršili precej nizki pomiki u_{TOP} , čeprav so v tleh pojavili že razmeroma močni sunki (A.9) – temu ustrezajo precejšnje prečne sile ob začetku obremenjevanja (slika A.13). Serija močnejših sunkov na območju četrte sekunde trajanja obremenitve je povzročila padec prečne togosti stene, kar se je odrazilo pri podaljšanju nihajnega časa (slika A.12). Zato so se v nadaljevanju obremenjevanja izvršili precej veliki pomiki stene, medtem ko je bila prečna sila ob vpetju omejena z (degradirano oz. znižano) prečno nosilnostjo stene. Iz slike A.13 je tudi opaziti postopno manjšanje prečne odpornosti stene v odvisnosti od trajanja obremenitve.



Slika A.12: Potek vodoravnega pomika na vrhu stene pri obremenjevanju z akcelorogramom

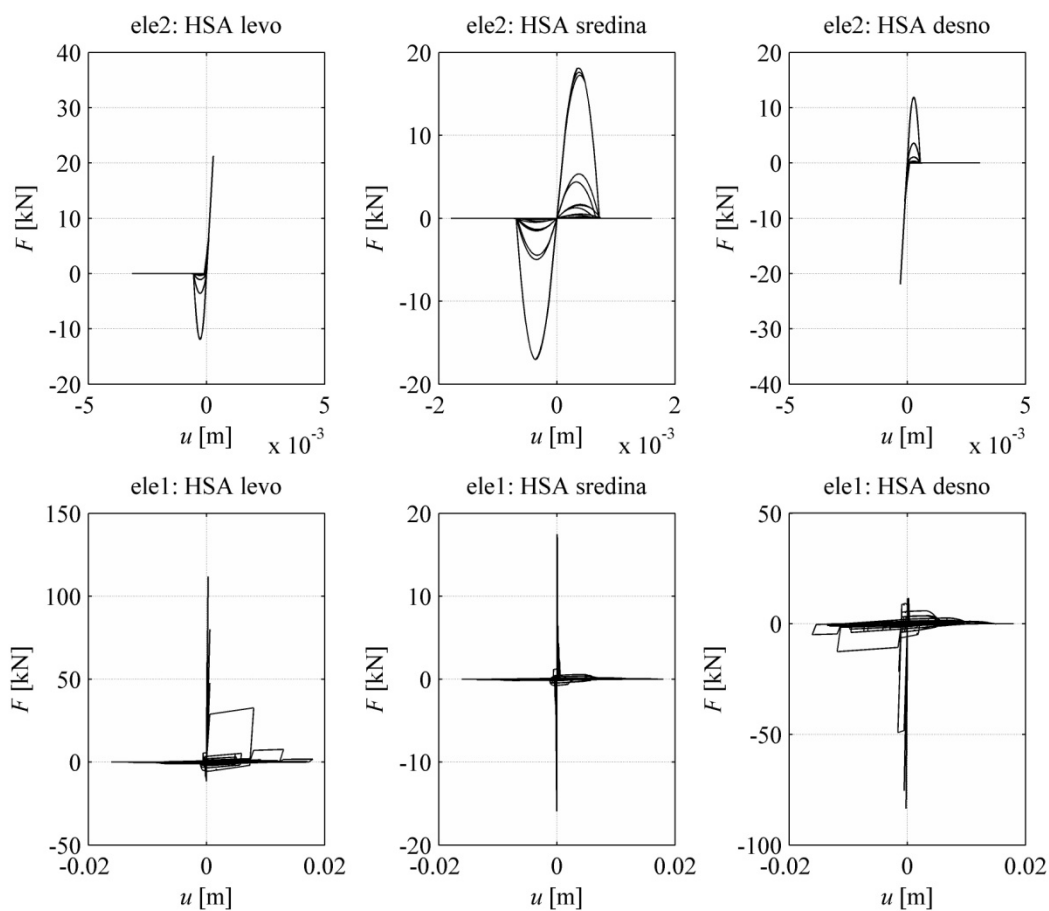
Fig. A.12: Course of horizontal displacement at the top of the wall in the case of inelastic response history analysis



Slika A.13: Potek prečne sile ob vpetju stene pri obremenjevanju z akceleroogramom

Fig. A.13: Course of wall base shear in the case of inelastic response history analysis

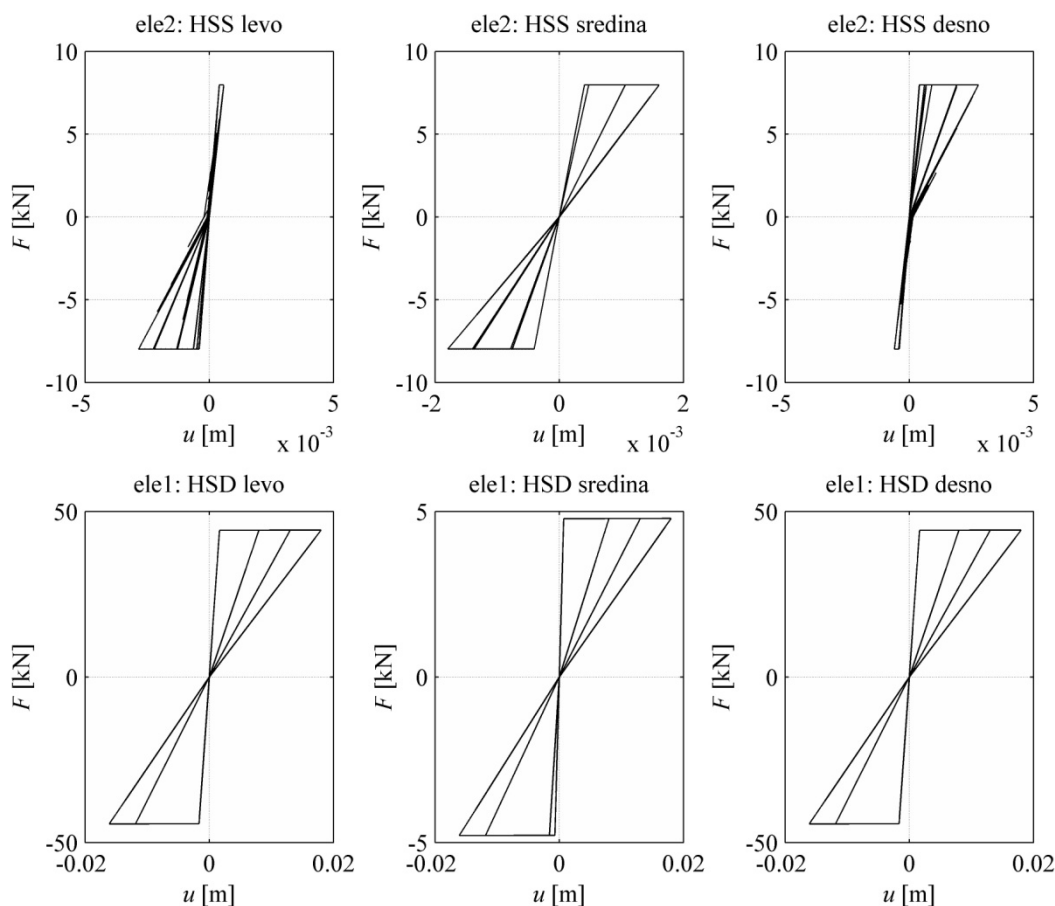
V nadaljevanju so prikazane še histereze reprezentativnih vzmeti (slike A.14, A.15 in A.16). Opaziti je, da je prišlo do znižanja učinkovitosti mehanizma zklinjanja v diagonalnih in vodoravni razpoki (slika A.14). Pri tem se je vodoravna razpoka precej bolj poškodovala in je zato prišlo do drsenja stene.



Slika A.14: Obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob) HSA vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri obtežbi z akceleroogramom

Fig. A.14: Behaviour of representative (left, middle and right) HSA springs of the upper and lower element of the analysed wall in the case of inelastic response history analysis

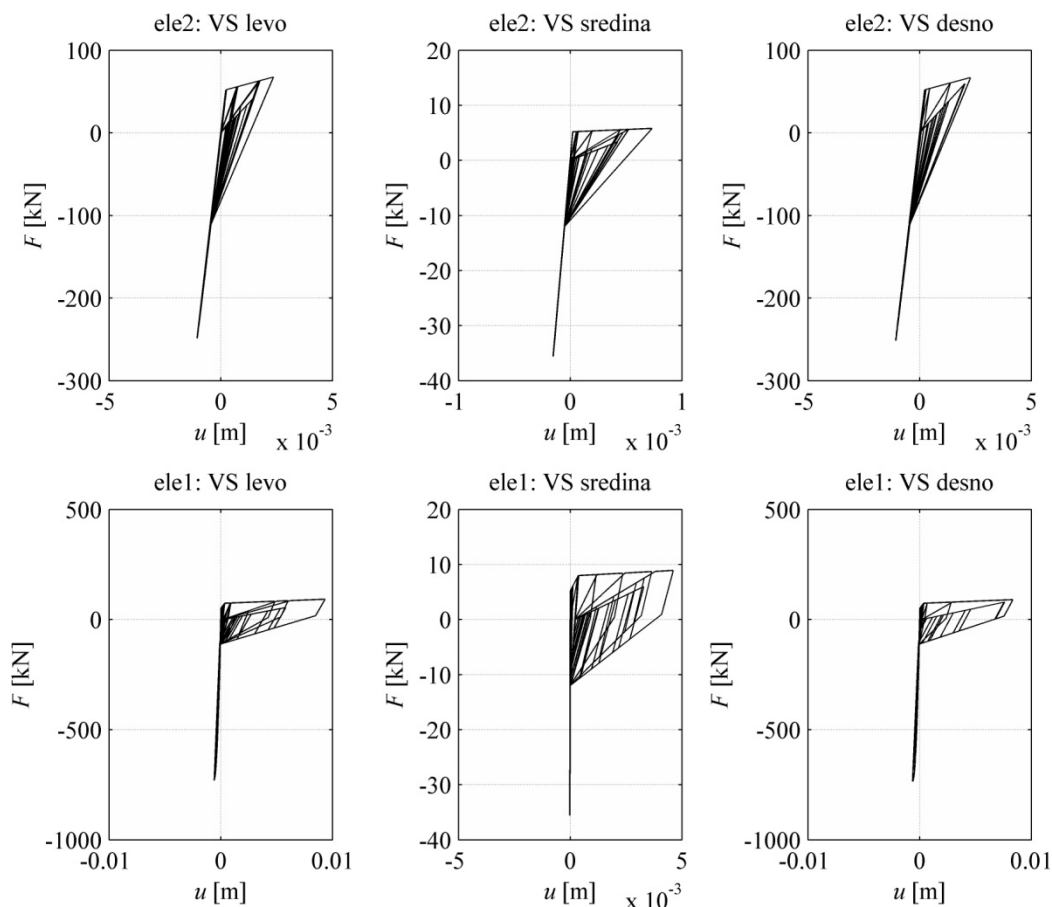
V vodoravni razpoki je prišlo do polne aktivacije mozničnega mehanizma (slika A.15 - spodaj). V osrednjem delu stene je prišlo do tečenja vodoravne armature po celotni dolžini stojine, pri čemer je največja deformacija vodoravne armature znašala približno 1%. V primeru vgradnje armaturnih mrež (krhko jeklo!), ki so dovzetne za visokociklično utrujanje, bi najverjetneje prišlo do pretrga vodoravnih palic.



Slika A.15: Obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob) HSS vzmeti zgornjega elementa in HSD vzmeti spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri obtežbi z akcelerogramom

Fig. A.15: Behaviour of representative (left, middle and right) HSS springs of the upper element and HSD springs in the lower element of the analysed wall in the case of inelastic response history analysis

Iz spodnjega dela slike A.16 je razbrati, da je bila stena na območju ob vpetju izraziteje upogibno obremenjena: navpična armatura je stekla (največja deformacija navpičnih palic v robnih elementih je znašala 3%); robne lamele so skoraj dosegle največjo tlačno trdnost. Histereze VS vzmeti kažejo, da je v osrednjem delu stene prišlo do razpokanja, vendar navpične palice niso stekle (slika A.17 zgoraj).



Slika A.16: Obnašanje reprezentativnih (levi rob, sredina in desni rob) VS vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano steno pri obtežbi z akcelorogramom

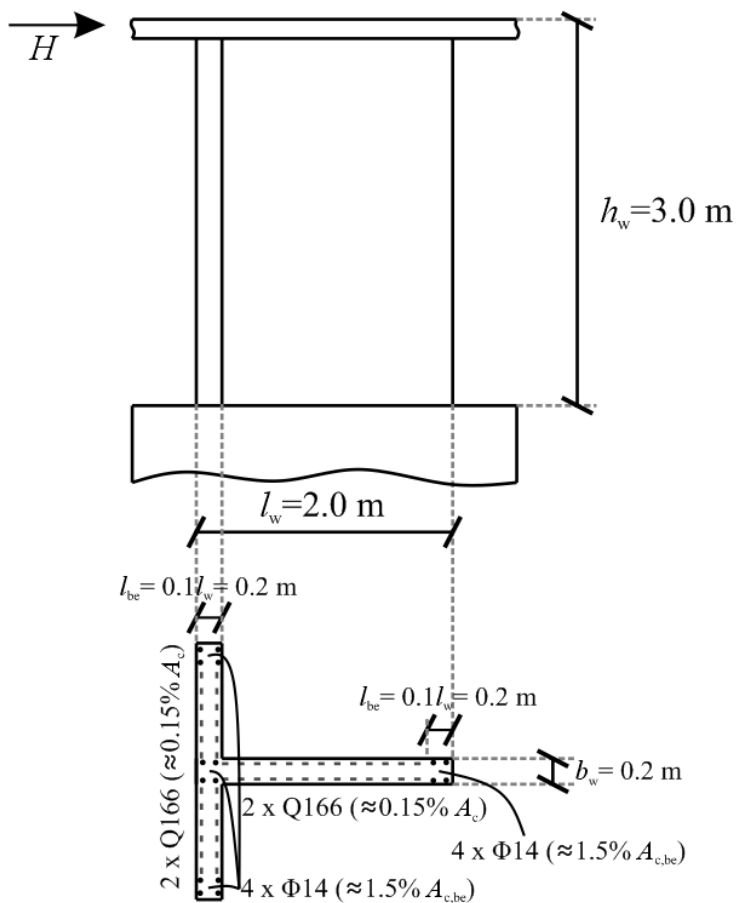
Fig. A.16: Behaviour of representative (left, middle and right) VS springs of the upper and lower element of the analysed wall in the case of inelastic response history analysis

A.2 Enoetažna stena s T prerezom

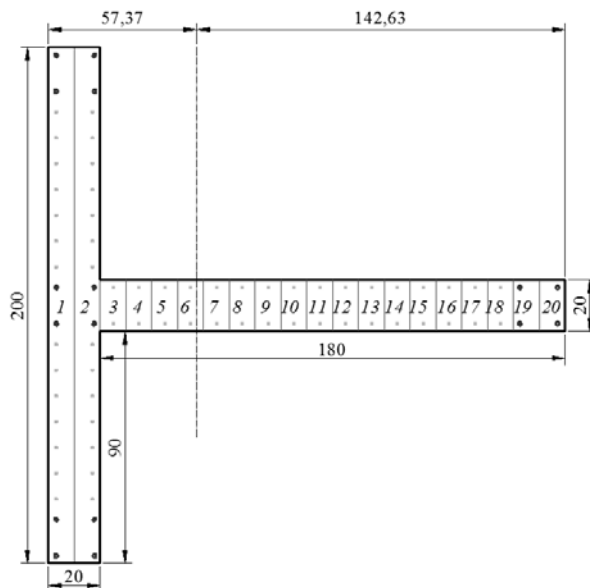
A.2.1 Opis stene, vhodnih podatkov za računski model

Druga vzorčna konstrukcija, ki smo jo obravnavali, je enoetažna konzolna stena s T prerezom (slika A.17). Višina stene je $h_w = 3,0$ m, dolžina $l_w = 2,0$ m in širina na mestu stojine in desnega robnega elementa je $b_w = 20$ cm. Levi robni element je razširjen v prirobnico, ki je široka 2,0 m. Armaturo v stojini in desnem robnem elementu smo konstruirali enako kot v primeru stene s pravokotnim prerezom (minimalne zahteve pravilnika PBAB iz leta 1981). V prirobnico smo na mestu stika s stojino in na obeh robovih namestili po 4 palice $\Phi 14$ (slika A.17 – spodaj). Vmes je nameščena še mreža Q166. Armatura je kvalitete 240 MPa in beton C25/30. Pri analizah smo uporabili karakteristično trdnost jekla $f_{y,k} = 240$ MPa in srednjo vrednost trdnosti betona $f_{cm} = 30$ MPa.

Kot v primeru stene s pravokotnim prerezom, ki je obravnavana v prejšnjem razdelku, se je T steno modeliralo tako, da se je prečni prerez razdelilo na 20 lamel. Razdelitev stojine in desnega robnega elementa je identična kot pri steni s pravokotnim prerezom. Prirobnica (levi robni element) je razdeljena na dve lameli širine 2,0 m in dolžina 0,1 m (slika A.18). Stena je bila obremenjevana v smeri stojine.



Slika A.17: Primer enoetažne stene s pravokotnim prerezom, ki je bila analizirana z novim elementom
 Fig. A.17: Example of a single storey RC wall with rectangular section, which was analysed by using the new element



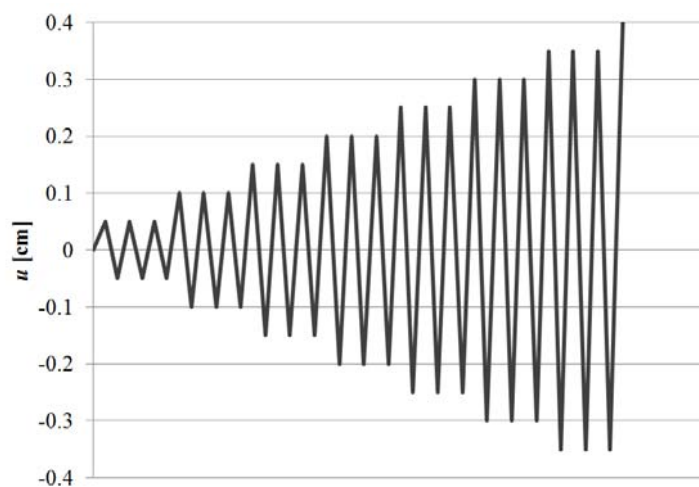
Slika A.18: Shema razdelitve prereza enoetažne stene s T prerezom na lamele (kotirano v cm)
 Fig. A.18: Distribution of T-wall's cross section into strips, which were used to determine the springs' characteristics (dimensions in cm)

Steno smo po višini modelirali z dvema elementoma, in sicer po enakih pravilih kot smo jih privzeli pri pravokotni steni (prejšnji razdelek): zgornji element modelira prenos strižnih sil prek diagonalnih razpok, ki se pojavijo na srednji višini stene; spodnji element modelira strižni zdrs prek vodoravne razpoke ob konstrukcijskem stiku; za podrobnosti glej prejšnji razdelek. Ker smo v modelu privzeli, da k strižni nosilnosti stene v smeri stojine prispevajo samo mehanizmi prenosa strižnih sil na območju stojine (prirobnico smo izključili zaradi strižne podajnosti, nezadostnega nadkritja moznikov in majhne efektivnosti betona na območju krovnega sloja pri prenosu strižnih sil). Zato smo uporabili identične karakteristike vodoravnih vzmeti kot v primeru pravokotne stene. Na novo je bilo potrebno določiti le karakteristike navpičnih vzmeti za lameli prirobnice. Trenutni računski kot razpok se je računalo na podlagi deformacijskega stanja stene.

A.2.2 Analiza statičnega cikličnega obremenjevanja stene z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene

Analizirali smo odziv stene pri cikličnem statičnem obremenjevanju z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene. Upoštevan je bil konstanten nivo tlačne osne sile v vrednosti 10% projektne tlačne trdnosti stene (A.27). Potek vsiljenih vodoravnih pomikov na vrhu stene je prikazan na sliki A.19.

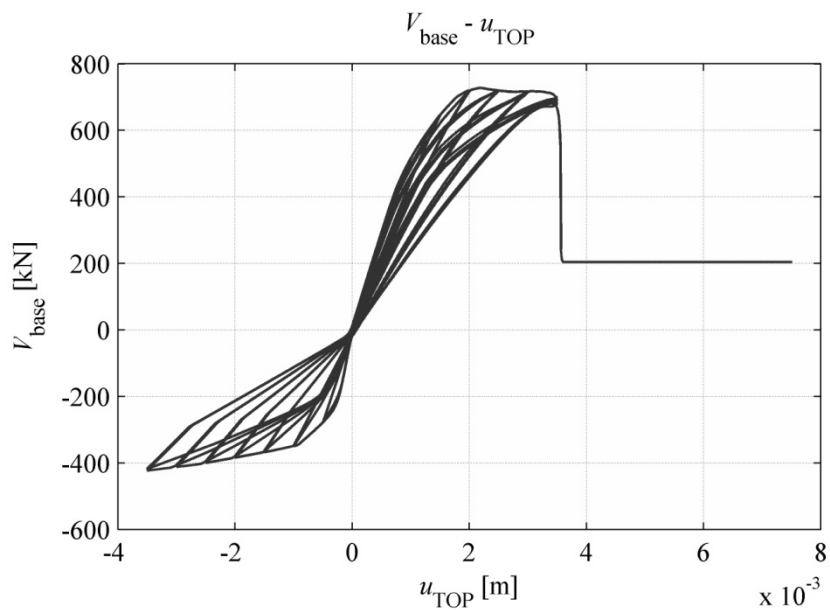
$$N_{vert} = 0.1 \cdot A_c \cdot f_{cd} = 0.1 \cdot 7600.0m^2 \cdot 1.667 kN/cm^2 = 1267kN \quad (A.27)$$



Slika A.19: Potek vsiljenih vodoravnih pomikov na vrhu obravnavane stene

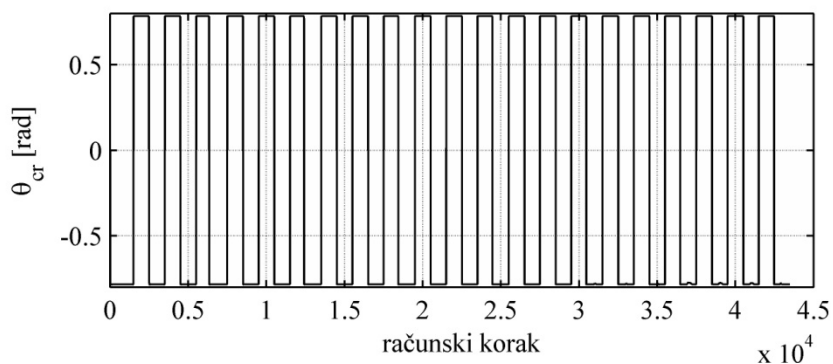
Fig. A.19: Path of imposed horizontal displacements at the top of the analysed wall

Kot nadaljevanju so prikazani rezultati analize: globalna histereza sila-pomik stene (slika A.20); spreminjanje Θ_{cr} (slika A.21); odziv reprezentativnih vzmeti (slike A.22, A.23 in A.24). V ciklu pri katerem je vodoraven pomik vrha stene narasel na 0,4 cm v smeri pri kateri je prirobnica v nategu je prišlo do porušitve stene prek diagonalne razpoke, ki se je tvorila na srednji višini steni. Pri obremenjevanju v smeri, ko je prirobnica v nategu (velika količina upogibne armature), se je v steni razvil tolikšen upogibni moment, da stena ni bila zmožna zagotoviti ustrezne strižne nosilnosti.



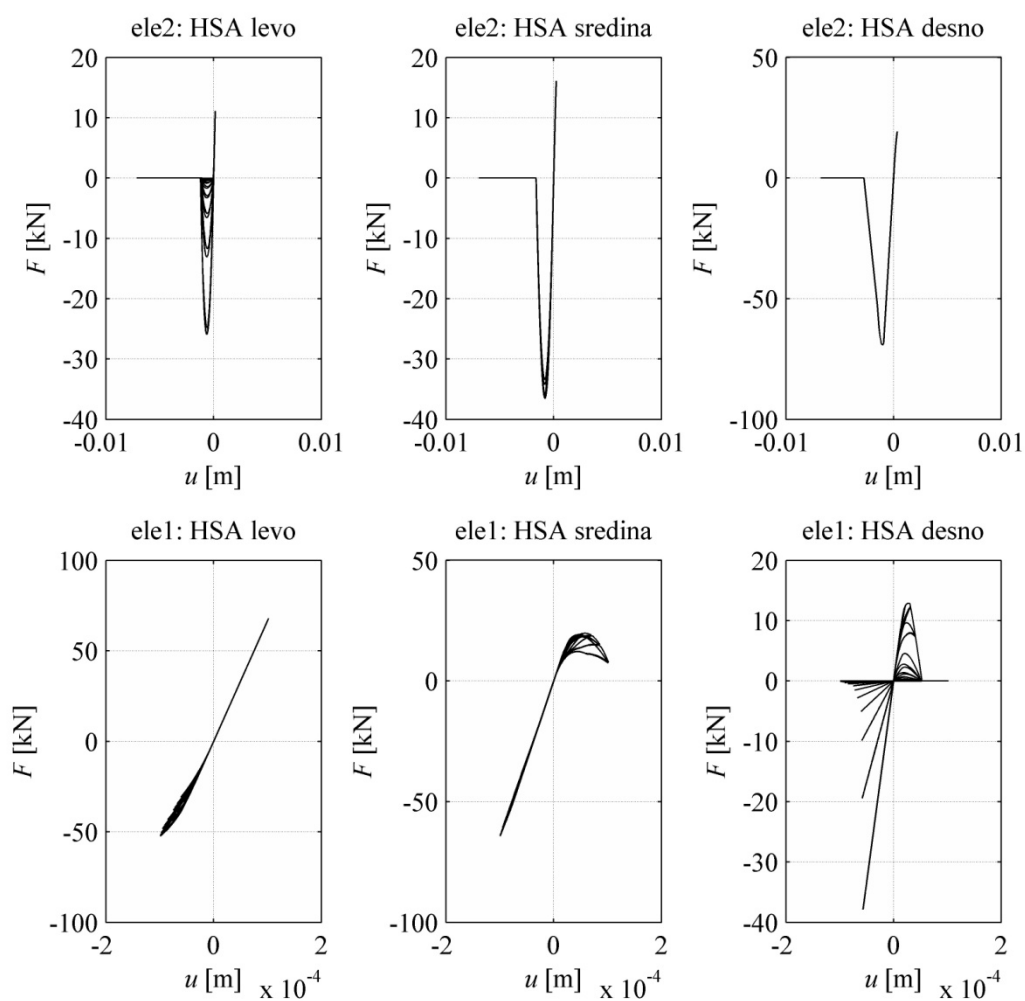
Slika A.20: Računski primer enoetažne stene s T prerezom: Diagram prečna sila ob vpetju V_{base} – vodoravni pomik na vrhu $u_{X,\text{TOP}}$ pri cikličnem statičnem obremenjevanju z vsiljevanjem vodoravnih pomikov na vrhu stene

Fig. A.20: Analyses of an exemplar one storey wall with T cross-section: Relation between the base shear V_{base} and displacement at the top $u_{X,\text{TOP}}$ obtained by imposing horizontal displacements at the top of the wall



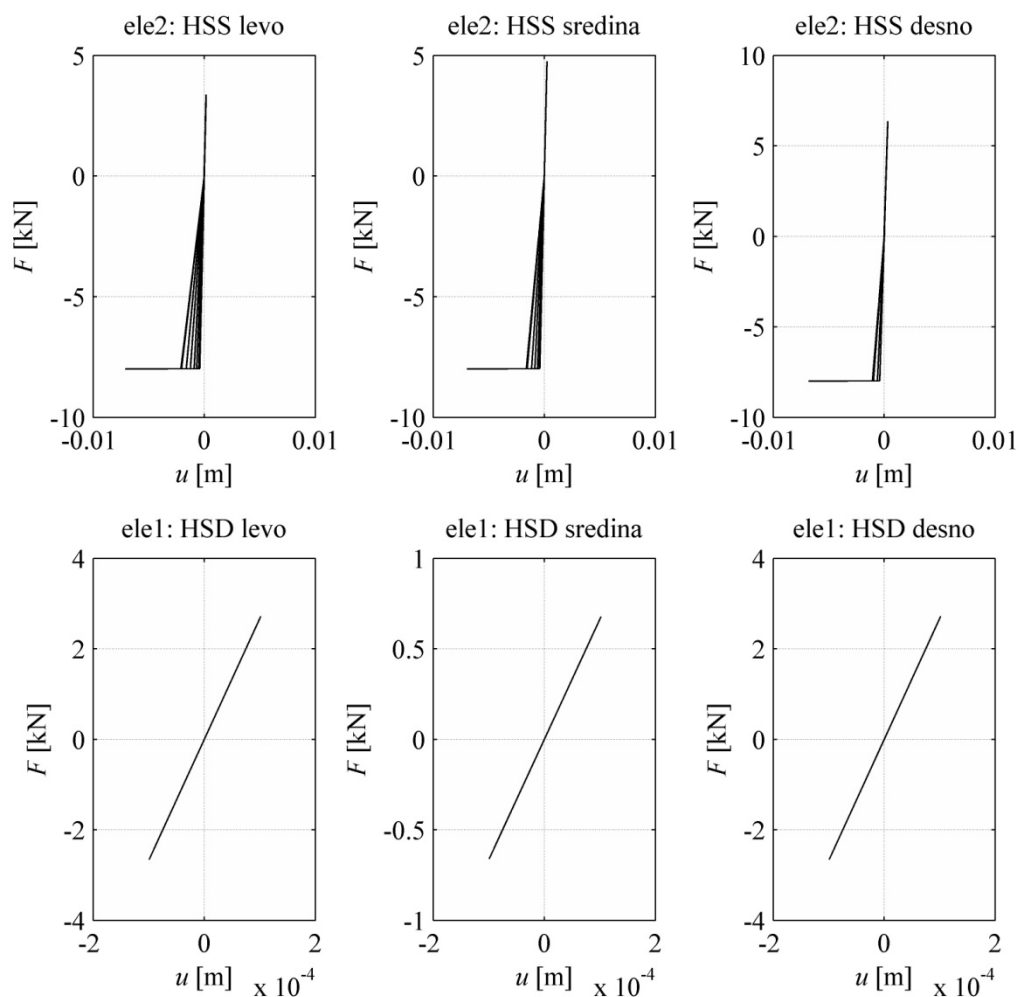
Slika A.21: Potek spreminjanja računskega kota razpok Θ_{cr} v zgornjem elementu obravnavane T stene

Fig. A.21: Course of the calculation crack angle Θ_{cr} in the upper element of the analysed T-wall



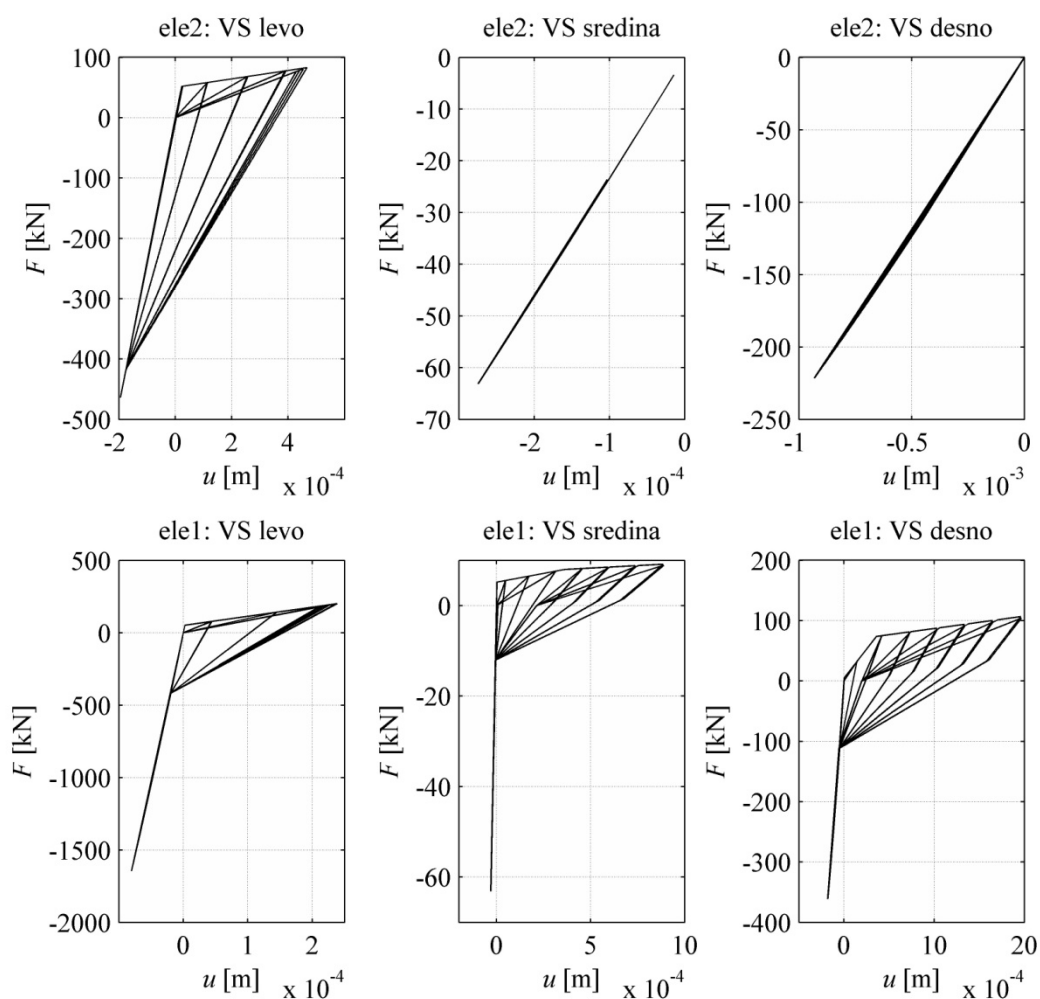
Slika A.22: Obnašanje reprezentivnih (levi rob, sredina in desni rob) HSA vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano T steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.22: Behaviour of representative (left, middle and right) HSA springs of the upper and lower element of the analysed T-wall



Slika A.23: Obnašanje reprezentivnih (levi rob, sredina in desni rob) HSS vzmeti zgornjega elementa in HSD vzmeti spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano T steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.23: Behaviour of representative (left, middle and right) HSS springs of the upper element and HSD springs in the lower element of the analysed T-wall



Slika A.24: Obnašanje reprezentivnih (levi rob, sredina in desni rob) VS vzmeti zgornjega in spodnjega elementa, ki modelirata obravnavano T steno pri statični ciklični obtežbi

Fig. A.24: Behaviour of representative (left, middle and right) VS springs of the upper and lower element of the analysed T-wall

PRILOGA B - Ukazne vrstice za uporabo novega elementa v programskem okolju OpenSees

V prvem delu priloge B so predstavljene ukazne vrstice OpenSees-ovega uporabniškega vmesnika s katerimi pri sestavljanju računskega modela konstrukcije opredelimo nove elemente in izpišemo izračunane količine odziva (pomiki in sile). V prvem razdelku so predstavljene ukazne vrstice za ravninski element, v drugem razdelku pa ukazne vrstice za prostorski element. Opis programske kode novega elementa, ki je lahko v pomoč pri nadaljnji nadgradnji elementa, je predstavljen v tretjem delu priloge, ki obsega tri razdelke.

B.1 Ravninski element: MvlemShear2d

B.1.1 Ukazna vrstica za opredelitev elementa za ravninske analize

```
element MvlemShear2d $eleTag $iNode $jNode $hSprTag $c $calcAngle..  
..$thetaMax $nCrack $fcAcDiag $fixHSS $uHSy {  
    $coordZ1 $vSprTag1 $hSprTagA1 $hSprTagD1 $hSprTagS1 $aggDeg1..  
    ..$aggDegDir1 $w01 $wDeg1  
    $coordZ2 $vSprTag2 $hSprTagA2 $hSprTagD2 $hSprTagS2 $aggDeg2..  
    ..$aggDegDir2 $w02 $wDeg2  
    ...  
    $coordZi $vSprTagi $hSprTagAi $hSprTagDi $hSprTagSi $aggDegi..  
    ..$aggDegDiri $w0i $wDegi  
    ...  
    $coordZn $vSprTagn $hSprTagAn $hSprTagDn $hSprTagSn $aggDegn..  
    ..$aggDegDirn $w0n $wDegn  
}
```

Osnovni parametri elementa:

\$eleTag	...	identifikacijska številka elementa
\$iNode	...	identifikacijska številka začetnega vozlišča elementa
\$jNode	...	identifikacijska številka končnega vozlišča elementa
\$hSprTag	...	identifikacijska številka materiala za pomožno vodoravno vzmet elementa
\$c	...	parameter c (konstanta elementa)
\$calcAngle	...	postopek za izračun trenutnega računskega kota razpok Θ_{cr} : $calcAngle = 0$... privzame se $\Theta_{cr} = thetaMax$ $calcAngle = 1$... trenutni Θ_{cr} se izračuna v vsakem koraku, in sicer na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v elementu $calcAngle = 2$... trenutni Θ_{cr} se izračuna v vsakem koraku, in sicer na podlagi deformacije vodoravne vzmeti na težiščnici elementa
\$thetaMax	...	največja vrednost rač. kota razpok $\Theta_{cr,max}$ (odvisna od robnih pogojev)
\$nCrack	...	predvideno število razpok v elementu (določi se z empirično formulo)
\$fcAcDiag	...	produkt med strižnim prerezom stene in tlačno trdnostjo betona (podatek za izračun nosilnosti tlačene diagonale)

f_{ixHSS}	...	postopek za izračun efektivne količine vodoravne armature: $f_{ixHSS} = 0$... količino efektivne vodoravne armature se določi na podlagi trenutne vrednosti Θ_{cr} $f_{ixHSS} = 1$... količino efektivne vodoravne armature se privzame glede na referenčna pravila za HSS vzmeti
u_{HSy}	...	v primeru, da je izbrano $calcAngle = 2$, je u_{HSy} tista vrednost pomika osrednje vodoravne vzmeti pri kateri Θ_{cr} doseže $thetaMax$

Parametri znotraj zavrtih oklepajev:

Opomba: Za vsako lamelo se napiše po eno vrstico v kateri se navede identifikacijske številke za enoosne materiale po katerih se ravna navpična vzmet oz. enoosne materiale z referenčnimi cikličnimi pravili za vodoravne vzmeti, ki predstavljajo mehanizme prenosa strižnih sil. Komentarji znotraj zavrtih oklepajev niso dovoljeni. Vrstni red pri izpisu rezultatov odziva vzmeti je enak vrstnemu redu po katerem so opredeljene lastnosti lamel.

$\$coordZi$...	koordinata središča prečnega prereza i -te lamele v smeri z lokalnega koordinatnega sistema (element je postavljen v x - z ravnino lokalnega k. s.)
$\$vSprTagi$...	identifikacijska številka enoosnega materiala za navpično vzmet i -te lamele
$\$hSprTagAi$...	identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem zaklinjanja zrn agregata na območju lamele i
$\$hSprTagDi$...	identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za moznični mehanizem navpične armature na območju lamele i
$\$hSprTagSi$...	identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem vodoravnih palic na območju lamele i
$\$aggDegi$...	faktor degradacije mehanizma zaklinjanja zaradi odpiranja razpoke za lamelo i ($0,0 < aggDegi < 1,0$)
$\$aggDegDiri$...	parameter s katerim se opredeli ali odpiranje razpoke pri pozitivni (negativni) vrednosti pomika vodoravne vzmeti i vpliva tudi na degradacijo mehanizma zaklinjanja pri pomiku vodoravne vzmeti i v nasprotni smeri $aggDegDiri = 0$... vpliva $aggDegDiri = 1$... ne vpliva
$\$w0i$...	razmik razpoke pri katerem učinkovitost mehanizma zaklinjanja pade na 0
$\$wDegi$...	razmik razpoke, ki povzroči degradacijo mehanizma zaklinjanja (učinkovitost mehanizma v lameli i se zmanjša za faktor $aggDegi$)

B.2.1 Ukazne vrstice za izpis količin odziva (sile in pomiki) s pomočjo objekta '*ElementRecorder*'

forces	...	izpis notranjih sil elementa v lokalnem koordinatnem sistemu (vrstni red v izpisu: osna sila, prečna sila, upogibni moment v začetnem vozlišču in upogibni moment v končnem vozlišču)
hSpring	...	izpis raztezka in sile v pomožni vodoravni vzmeti
vSprings	...	izpis raztezkov in sil za navpične vzmeti (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.)
hSpringsA	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja zrn agregata (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zadnjem stolpcu se izpiše spreminjanje kota Θ_{cr})
hSpringsD	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo možnični mehanizem navpične armature (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje kota Θ_{cr})
hSpringsS	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje kota Θ_{cr})
dispCrack	...	izpis pomikov v razpokah (vrstni red: $u_x[1]$, $u_z[1]$, $w[1]$, $\delta[1]$, $u_x[2]$, $u_z[2]$, $w[2]$, $\delta[2]$, itd.)
strut	...	izpis trenutne sile v tlačeni diagonali in trenutne nosilnosti tlačene diagonale

B.2 Prostorski element: MvlemShear3d

B.1.2 Ukazna vrstica za opredelitev elementa za prostorske analize

```
element MvlemShear3d $eleTag $iNode $jNode $hSprTagY $hSprTagZ $c ..  
.. $calcAngle $thetaMax_Y $thetaMax_Z $nCrack_Y $nCrack_Z ..  
.. $fcAcDiag_Y $fcAcDiag_Z $fixHSS $uHSy_Y $uHSy_Z {  
  
  $tVectCoordX $tVectCoordY $tVectCoordZ  
  
  $coordY1 $coordZ1 $vSprTag1 $hSprTagAY1 $hSprTagAZ1 $hSprTagDY1..  
  .. $hSprTagDZ1 $hSprTagSY1 $hSprTagSZ1 $aggDeg_Y1 $aggDeg_Z1 ..  
  .. $aggDegDir_Y1 $aggDegDir_Z1 $w0_Y1 $w0_Z1 $wDeg_Y1 $wDeg_Z1  
  
  $coordY2 $coordZ2 $vSprTag2 $hSprTagAY2 $hSprTagAZ2 $hSprTagDY2..  
  .. $hSprTagDZ2 $hSprTagSY2 $hSprTagSZ2 $aggDeg_Y2 $aggDeg_Z2 ..  
  .. $aggDegDir_Y2 $aggDegDir_Z2 $w0_Y2 $w0_Z2 $wDeg_Y2 $wDeg_Z2  
  
  ...  
  
  $coordYi $coordZi $vSprTagi $hSprTagAYi $hSprTagAZi $hSprTagDYi..  
  .. $hSprTagDZi $hSprTagSYi $hSprTagSZi $aggDeg_Yi $aggDeg_Zi ..  
  .. $aggDegDir_Yi $aggDegDir_Zi $w0_Yi $w0_Zi $wDeg_Yi $wDeg_Zi  
  
  ...  
  
  $coordYn $coordZn $vSprTagn $hSprTagAYn $hSprTagAZn $hSprTagDYn..  
  .. $hSprTagDZn $hSprTagSYn $hSprTagSZn $aggDeg_Yn $aggDeg_Zn ..  
  .. $aggDegDir_Yn $aggDegDir_Zn $w0_Yn $w0_Zn $wDeg_Yn $wDeg_Zn}
```

Osnovni parametri elementa:

\$eleTag	...	identifikacijska številka elementa
\$iNode	...	identifikacijska številka začetnega vozlišča elementa
\$jNode	...	identifikacijska številka končnega vozlišča elementa
\$hSprTagY	...	identifikacijska številka materiala za pomožno vodoravno vzmet elementa v smeri lokalne osi y
\$hSprTagZ	...	identifikacijska številka materiala za pomožno vodoravno vzmet elementa v smeri lokalne osi z
\$c	...	parameter c (konstanta elementa)
\$calcAngle	...	postopek za izračun trenutnega računskega kota razpok $\Theta_{cr,Y}$ in $\Theta_{cr,Z}$: $calcAngle = 0$... privzame se, da je $\Theta_{cr,Y} = \theta_{cr,Y}$ in $\Theta_{cr,Z} = \theta_{cr,Z}$, pri čemer se vrednosti tekom analize ne spreminjajo $calcAngle = 1$... trenutni vrednosti $\Theta_{cr,Y}$ in $\Theta_{cr,Z}$ se izračuna v vsakem koraku analize, in sicer na podlagi povprečnega deformacijskega stanja v elementu $calcAngle = 2$... trenutni vrednosti $\Theta_{cr,Y}$ in $\Theta_{cr,Z}$ se izračuna v vsakem koraku analize, in sicer na podlagi deformacije vodoravnih vzmeti na težiščnici elementa
\$thetaMax_Y	...	največja vrednost kota razpok, ki nastanejo zaradi deformiranja v lokalni ravnini x - y (odvisna od robnih pogojev)
\$thetaMax_Z	...	največja vrednost kota razpok, ki nastanejo zaradi deformiranja v lokalni ravnini x - z (odvisna od robnih pogojev)
\$nCrack_Y	...	predvideno število razpok v elementu, ki se pojavijo zaradi deformiranja v lokalni ravnini x - y (določi se z empirično formulo)
\$nCrack_Z	...	predvideno število razpok v elementu, ki se pojavijo zaradi deformiranja v lokalni ravnini x - z (določi se z empirično formulo)
\$fcAcDiag_Y	...	produkt med strižnim prerezom stene v smeri osi y in tlačno trdnostjo betona (podatek za izračun nosilnosti tlačene diagonale)
\$fcAcDiag_Z	...	produkt med strižnim prerezom stene v smeri osi z in tlačno trdnostjo betona (podatek za izračun nosilnosti tlačene diagonale)
\$fixHSS	...	postopek za izračun učinkovite količine vodoravne armature: $fixHSS = 0$... količino učinkovite vodoravne armature se določi na podlagi trenutnih vrednosti $\Theta_{cr,Y}$ in $\Theta_{cr,Z}$ $fixHSS = 1$... količino učinkovite vodoravne armature se privzame glede na referenčna pravila za HSS vzmeti
\$uHSy_Y	...	v primeru, da je izbrano $calcAngle = 2$, je $uHSy_Y$ tista vrednost pomika osrednje vodoravne vzmeti v lokalni smeri y pri kateri $\Theta_{cr,Y}$ doseže $\theta_{cr,Y}$

$\$uHSy_Z$... v primeru, da je izbrano $calcAngle = 2$, je $uHSy_Z$ tista vrednost pomika osrednje vodoravne vzmeti v lokalni smeri y pri kateri $\Theta_{cr,Z}$ doseže $thetaMax_Z$

Parametri znotraj zavutih oklepajev:

Opomba: Za vsako lamelo se napiše po eno vrstico v kateri se navede identifikacijske številke za enoosne materiale po katerih se ravna navpična vzmet oz. enoosne materiale z referenčnimi cikličnimi pravili za vodoravne vzmeti, ki predstavljajo mehanizme prenosa strižnih sil. Komentarji znotraj zavutih oklepajev niso dovoljeni. Vrstni red pri izpisu rezultatov odziva vzmeti je enak vrstnemu redu po katerem so opredeljene lastnosti lamel. Prva vrstica je namenjena vnosu koordinat transformacijskega vektorja.

$\$tVectCoordX$... globalna X koordinata transformacijskega vektorja v x - z lokalni ravnini elementa

$\$tVectCoordY$... globalna Y koordinata transformacijskega vektorja v x - z lokalni ravnini elementa

$\$tVectCoordZ$... globalna Z koordinata transformacijskega vektorja v x - z lokalni ravnini elementa

$\$coordYi$... koordinata središča prečnega prereza i -te lamele v smeri y lokalnega koordinatnega sistema

$\$coordZi$... koordinata središča prečnega prereza i -te lamele v smeri z lokalnega koordinatnega sistema

$\$vSprTagi$... identifikacijska številka enoosnega materiala za navpično vzmet i -te lamele

$\$hSprTagAYi$... identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem zaklinjanja zrn agregata na območju lamele i v smeri lokalne osi y

$\$hSprTagAZi$... identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem zaklinjanja zrn agregata na območju lamele i v smeri lokalne osi z

$\$hSprTagDYi$... identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za možnični mehanizem navpične armature na območju lamele i v smeri lokalne osi y

$\$hSprTagDZi$... identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za možnični mehanizem navpične armature na območju lamele i v smeri lokalne osi z

$\$hSprTagSYi$... identifikacijska številka enoosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem vodoravnih palic na območju lamele i v smeri lokalne osi y

\$hSprTagSZi	...	identifikacijska številka enosnega materiala z referenčno ovojnico in histereznimi pravili za mehanizem vodoravnih palic na območju lamele i v smeri lokalne osi z
\$aggDeg_Yi	...	faktor degradacije mehanizma zaklinjanja zaradi odpiranja razpoke za lamelo i pri obremenjevanju v lokalni smeri y ($0,0 < \text{aggDeg_Yi} < 1,0$)
\$aggDeg_Zi	...	faktor degradacije mehanizma zaklinjanja zaradi odpiranja razpoke za lamelo i pri obremenjevanju v lokalni smeri z ($0,0 < \text{aggDeg_Zi} < 1,0$)
\$aggDegDir_Yi	...	parameter s katerim se opredeli ali odpiranje razpoke pri pozitivni (negativni) vrednosti pomika vodoravne vzmeti i vpliva tudi na degradacijo mehanizma zaklinjanja pri pomiku vodoravne vzmeti i v nasprotni smeri (velja za obremenjevanje v lokalni smeri y) $\text{aggDegDir_Yi} = 0$... vpliva $\text{aggDegDir_Yi} = 1$... ne vpliva
\$aggDegDir_Zi	...	parameter s katerim se opredeli ali odpiranje razpoke pri pozitivni (negativni) vrednosti pomika vodoravne vzmeti i vpliva tudi na degradacijo mehanizma zaklinjanja pri pomiku vodoravne vzmeti i v nasprotni smeri (velja za obremenjevanje v lokalni smeri z) $\text{aggDegDir_Zi} = 0$... vpliva $\text{aggDegDir_Zi} = 1$... ne vpliva
\$w0_Yi	...	razmik razpoke pri katerem učinkovitost mehanizma zaklinjanja v lokalni smeri y pade na 0
\$w0_Zi	...	razmik razpoke pri katerem učinkovitost mehanizma zaklinjanja v lokalni smeri z pade na 0
\$wDeg_Yi	...	razmik razpoke, ki pozroči degradacijo mehanizma zaklinjanja v smeri y (učinkovitost mehanizma v lameli i se zmanjša za faktor aggDeg_Yi)
\$wDeg_Zi	...	razmik razpoke, ki pozroči degradacijo mehanizma zaklinjanja v smeri z (učinkovitost mehanizma v lameli i se zmanjša za faktor aggDeg_Zi)

B.2.2 Ukazne vrstice za izpis količin odziva (sile in pomiki) s pomočjo objekta '*ElementRecorder*'

forces	...	izpis notranjih sil elementa v lokalnem koordinatnem sistemu (vrstni red v izpisu: osna sila, prečna sila v y smeri, prečna sila v z smeri, upogibni moment v začetnem vozlišču okoli osi y , upogibni moment v začetnem vozlišču okoli osi z , upogibni moment v končnem vozlišču okoli osi y , upogibni moment v končnem vozlišču okoli osi z in torzijski moment okoli vzdolžne osi elementa, t.j. osi x)
hSprings	...	izpis raztezka in sile v pomožnih vodoravnih vzmeteh (vrstni red: raztezek[hSprY], sila[hSprY], raztezek[hSprZ] in sila[hSprZ])

vSprings	...	izpis raztezkov in sil za navpične vzmeti (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.)
hSpringsAY	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja zrn agregata v smeri y (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Y}$)
hSpringsAZ	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja zrn agregata v smeri z (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Z}$)
hSpringsDY	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo možnični mehanizem navpične armature v smeri y (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Y}$)
hSpringsDZ	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo možnični mehanizem navpične armature v smeri z (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Z}$)
hSpringsSY	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic v smeri y (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Y}$)
hSpringsSZ	...	izpis raztezkov in sil v vodoravnih vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic v smeri z (vrstni red: raztezek[1], sila[1], raztezek[2], sila[2], itd.; ... v zanjem stolpcu se izpiše spreminjanje $\Theta_{cr,Z}$)
dispCrack	...	izpis pomikov v razpokah (vrstni red: $u_{x-y,x}[1]$, $u_{x-z,x}[1]$, $u_{x-y,y}[1]$, $u_{x-z,z}[1]$, $w_y[1]$, $w_z[1]$, $\delta_y[1]$, $\delta_z[1]$, $u_{x-y,x}[2]$, $u_{x-z,x}[2]$, $u_{x-y,y}[2]$, $u_{x-z,z}[2]$, $w_y[2]$, $w_z[2]$, $\delta_y[2]$, $\delta_z[2]$, itd.)
strut	...	izpis trenutne sile v tlačeni diagonali in trenutne nosilnosti tlačene diagonale za y in z smer (vrstni red: obremenitev v y; nosilnost v y; obremenitev v z; nosilnost v z;)

B.3 Vgradnja makro elementa v OpenSees

Odprti sistem za simulacije v potresnem inženirstvu (*angl. Open System for Earthquake Engineering Simulation - OpenSees*) predstavlja računsko okolje za analizo potresnega odziva gradbenih konstrukcij, ki temelji na prosto dostopni (odprti) programski kodi. Sistem se neprestano razvija pod koordinacijo skupine na Univerzi Berkeley v Kaliforniji (University of California, Berkeley), zaradi prostega dostopa do izvorne kode pa lahko vsak posameznik z zadostnim znanjem prispeva k razširitvi sistema. Tudi zato se je sistem uveljavil pri mnogo raziskovalnih skupinah po celem svetu.

Izvorna koda sistema, ki je prosto dostopna na medmrežju (<http://opensees.berkeley.edu/>), je napisana v programskem jeziku C++, ki omogoča pisanje učinkovitih objektno usmerjenih računalniških programov. Glavna značilnost objektno usmerjenega programiranja je uporaba t.i. razredov (*angl. classes*) in vnaprej pripravljenih predlog (*angl. templates*). Vsak razred je samostojna entiteta, ki vsebuje podatke, lastnosti, funkcije in operacije. Posamezen razred prek njih izvaja dodeljene naloge in komunicira z ostalimi razredi. Primer: Razred 'MvlemShear2d' med drugimi vsebuje funkcijo s

katerimi se izračuna trenutno togost elementa. Razred, ki skrbi za sestavo togostne matrike celotne konstrukcije pošlje razredu '*MvlemShear2d*' trenutne pomike vozlišč z zahtevo, da se mu vrne podatek o trenutni togosti elementa. Da se ta naloga opravi, poskrbi funkcija '*MvlemShear2d::getTangentStiffness*' (glej nadaljevanje).

Zgradba in deklaracija posameznega razreda sta običajno ločeno zapisani v t.i. zaglavnih datotekah (*angl. header files*), ki imajo končnico *.h*. Posamezni elementi razreda (spremenljivke, funkcije) so dokončno opredeljene v t.i. glavnih datotekah s končnico *.cpp*. V OpenSees-u nove razrede običajno ustvarimo s tako imenovanim dedovanjem (*angl. derivation*) iz »osnovnih razredov« (drugi način je sestavljanje razredov). Osnovni razred (npr. razred '*Element*') ima definirane osnovne značilnosti objekta (npr. število in koordinate vozlišč). Njegov podrazred (npr. '*MvlemShear2d*') podeduje lastnosti osnovnega razreda (obče lastnosti za ta tip objekta) ter ima definirane dodatne zanj specifične lastnosti (npr. izračun trenutnega pomika v razpokah). Hierarhija dedovanja je zapisana v zaglavnih datotekah – posamezen razred ima opredeljen svoj osnovni razred. Takšen način omogoča relativno hitro vgradnjo novih objektov, saj ni potrebno vedno znova definirati vse lastnosti, ki jih objekt potrebuje za delovanje.

Datoteke izvorne kode sistema OpenSees smo urejevali s pomočjo programskega razvojnega okolja *Microsoft Visual Studio 6.0*, ki vsebuje prevajalnik in razhroščevalnik za programski jezik C++.

V sitem OpenSees smo vgradili dva nova razreda: '*MvlemShear2d*' in '*MvlemShear3d*'. Njun osnovni razred je razred '*Element*'. Za oba nova razreda smo ustvarili zaglavno datoteko (*MvlemShear2d.h* in *MvlemShear3d.h*), glavno datoteko (*MvlemShear2d.cpp* in *MvlemShear3d.cpp*) in datoteko za pretvorbo ukaznih vrstic v parametre razredov (*TclMvlemShear2dCommand.cpp* in *TclMvlemShear3dCommand.cpp*). Uporabili smo nekoliko starejšo različico sistema OpenSees, to je različico 1.5.2. V tej različici so namreč vgrajeni elementi in enoosni materiali, ki so jih v preteklosti vgradili IKPIR-jevi raziskovalci.

B.4 Opis programske kode razreda *MvlemShear2d*

Na tem mestu so predstavljene značilne funkcije razreda '*MvlemShear2d*' ter opisano njihovo delovanje. »Konstruktorja« in »destruktor« opravijo standardne procese razredov: Glavni konstruktor dodeli zadostni spominski prostor posameznim objektom, ki so deklarirani v zaglavni datoteki, ter prek identifikacijskih številčk poišče enoosne materiale, ki pripadajo elementu. Glavni konstruktor je poklican, ko procedura sestavlja računski model konstrukcije. Drugi konstruktor je potreben pri procesih komuniciranja med razredi in ne vsebuje pomembnejših operacij (samo nekaj trivialnih kontrol). Destruktor uniči dinamične spremenljivke razreda. Poklican je v primeru ukaza '*wipe*', ki model vrne v začetno stanje. V nadaljevanju so podrobneje opisane le funkcije, ki so specifične za razred '*MvlemShear2d*' in so pomembne pri razumevanju delovanja elementa. Funkcije, ki so po se sestavi enake sorodnim funkcijam vseh podrazredov razreda '*Element*' so le na kratko komentirane. Funkcije s trivialno nalogo, ki je enaka vsem podrazredom razreda '*Element*', niso opisane (to sodi v splošno znanje o OpenSees-ovi programski kodi).

void

MvlemShear2d::setDomain(Domain *theDomain)

Funkcija dodeli vozlišči elementu in ga poveže z objekti, ki skrbijo za izvajanje analize. Poleg tega opredeli kazalce matrik (togostna) in vektorjev (notranje sile) ter opredeli transformacijsko matriko. Funkcija je enaka sorodni funkciji klasičnega MVLEM-a.

int

MvlemShear2d::commitState()

Trenutne/poskusne vrednosti (*angl. trial values*) togostne matrike, vektorja notranjih sil in količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) opredeli kot »izvršene« vrednosti (*angl. committed values*). Funkcijo se pokliče ob koncu uspešno izvršenega računskega koraka. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

int

MvlemShear2d::revertToLastCommit()

Trenutnim/poskusnim vrednostim togostne matrike, vektorja notranjih sil in količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) se pripiše »izvršene« vrednosti iz prejšnjega računskega koraka. Funkcijo se pokliče v primeru, da reševalec ravnotežne enačbe ne najde rešitve in je potrebno račun ponovno opraviti s kakšno drugo metodo. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

int

MvlemShear2d::revertToStart()

Trenutnim/poskusnim vrednostim togostne matrike, vektorja notranjih sil, količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) in pomikom v razpokah elementa se pripiše začetne vrednosti. Funkcijo se pokliče v primeru, da želimo analizo opraviti ponovno od začetka. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

const Matrix &

MvlemShear2d::getTangentStiff(void)

Funkcija na podlagi trenutnih/poskusnih togosti vzmeti izračuna trenutno/poskusno togostno matriko elementa. Pokliče jo procedura, ki sestavlja ravnotežne enačbe konstrukcije.

Funkcija najprej zahteva od enoosnih materialov, da ji pošljejo podatke o njihovih trenutnih togostih:

```
HSstiff = HStheMat->getTangent();  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    VSstiff[i] = VStheMat[i]->getTangent();  
    HSstiffA[i] = HStheMatA[i]->getTangent();  
    HSstiffD[i] = HStheMatD[i]->getTangent();  
    HSstiffS[i] = HStheMatS[i]->getTangent();  
}
```

Trenutne togosti vzmeti, ki ponazarjajo možnični mehanizem (HSD_i vzmeti), so enake trenutnim togostim referenčnih enoosnih materialov. V primeru, da se v ukazni vrstici privzame $fixHSS = 1$, so togosti vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem vodoravne aramture (HSS_i vzmeti), tudi enake trenutnim togostim referenčnih enoosnih materialov. Togost vzmeti, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja zrn agregata (vzmeti HSA_i), pa v splošnem niso enake togostim referenčnih enoosnih materialov. Pri vzmeteh HSA_i je potrebno upoštevati še vpliv odprtosti razpok in degradacije na njihovo kapaciteto.

Odprtost razpoke na mesti i -te lamele je ponazorjena z $w_{\text{perpen_1crack}}[i]$ (glej funkcijo 'update'). Privzeto je, da ima zaprta razpoka polno kapaciteto zaklinjanja (označena z $Va_{\text{max}}[i]$), ter se ji z večanjem odprtosti razpoke kapaciteta linearno niža vse dokler razpoka ni odprta za vrednost $w00[i]$ (vrednost podamo v ukazni vrstici elementa – glej razdelek B.1). Pri večji odprtosti razpok je učinek mehanizma ničen. Vpliv degradacije zaradi odpiranja razpok je zajet s faktorjema $Va_{\text{fact_poz}}[i] \leq 1,0$ in $Va_{\text{fact_neg}}[i] \leq 1,0$. Njuno trenutno vrednost se določi v funkciji 'update'.

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    VSstiff[i] = VStheMat[i]->getTangent();
    HSstiffA[i] = HStheMatA[i]->getTangent();
    odprtost_razpok[i] = w_perpen_1crack[i];
    if ((w_perpen_1crack[i] >= 1.0e-8) && ..
..(w_perpen_1crack[i] <= w00[i])) {
        if (HSdefA[i] >= 0.0) {
            HSstiffA[i] = HSstiffA[i] * Va_fact_poz[i] * ..
.. (w00[i]-w_perpen_1crack[i])/w00[i];
        } else if (HSdefA[i] < 0.0) {
            HSstiffA[i] = HSstiffA[i] * Va_fact_neg[i] * ..
.. (w00[i]-w_perpen_1crack[i])/w00[i];
        }
    } else if (w_perpen_1crack[i] > w00[i]) {
        HSstiffA[i] = 1.0e-8;
    } else {
        if (HSdefA[i] >= 0.0) {
            HSstiffA[i] = HSstiffA[i] * Va_fact_poz[i];
        } else if (HSdefA[i] < 0.0) {
            HSstiffA[i] = HSstiffA[i] * Va_fact_neg[i];
        }
    }
    HSstiffD[i] = HStheMatD[i]->getTangent();
    HSstiffD[i] = HSstiffD[i];

    HSstiffS[i] = HStheMatS[i]->getTangent();
    HSstiffS[i] = HSstiffS[i]*Vs_fact;
}
```

Nadalje se izračuna posamezne člene togostne matrike v telesnem koordinatnem sistemu. Vrednost $avarageAngle$ je kot glavnih nateznih deformacij v steni. Z njim upoštevamo trenutno razporeditev vodoravnih vzmeti. Vzmeti strižnih mehanizmov predstavljajo dogajanje v eni razpoki. Da dobimo ustrezno strižno togost stene, je zato potrebno togosti vzmeti deliti s številom razpok $nCrack$ (predpostavljen je enak pomik v vseh razpokah enega elementa).

```
double sumKi = 0.0;
double sumKiZi = 0.0;
double sumKiZiZi = 0.0;

double sumHSstiff_ADS_CC =0.0;
double sumHSstiff_ADS_CZ =0.0;
double sumHSstiff_ADS_ZZ=0.0;

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumHSstiff_ADS_CC += (HSstiffA[i] + HSstiffD[i] + HSstiffS[i])/..
..nCrack * (C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)) * (C * L +..
```

```
..0.0*VScoordZ[i] * tan(avarageAngle));  
    sumHSstiff_ADS_CZ += (HSstiffA[i] + HSstiffD[i] + HSstiffS[i])/..  
..nCrack * (C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)) * ((1.0 - C) * ..  
..L - 0.0*VScoordZ[i] * tan(avarageAngle));  
    sumHSstiff_ADS_ZZ += (HSstiffA[i] + HSstiffD[i] + HSstiffS[i])/..  
..nCrack * ((1.0 - C) * L - VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)) * ..  
..((1.0 - C) * L - VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)); }  
  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    sumKi += VSstiff[i];  
    sumKiZi += VSstiff[i] * VScoordZ[i];  
    sumKiZiZi += VSstiff[i] * VScoordZ[i] * VScoordZ[i]; }  
}
```

Sestavi se matriko v telesnem koordinatnem sistemu (prostostne stopnje makro elementa):

```
kb(0,0) = sumKi;  
kb(0,1) = -sumKiZi;  
kb(0,2) = sumKiZiZi;  
kb(1,1) = sumKiZiZi + HSstiff * C * C * L * L + sumHSstiff_ADS_CC;  
kb(1,2) = -sumKiZiZi + HSstiff * C * (1.0 - C) * L * L + sumHSstiff_ADS_CZ;  
kb(2,2) = sumKiZiZi + HSstiff * (1.0 - C) * (1.0 - C) * L * L + ..  
..sumHSstiff_ADS_ZZ;  
kb(1,0) = kb(0,1);  
kb(2,0) = kb(0,2);  
kb(2,1) = kb(1,2);
```

Togostno matriko se transformira tako, da se ujema s prostostnimi stopnjami globalnega koordinatnega sistema:

```
stiff.addMatrixTripleProduct(0.0, trans, kb, 1.0);
```

```
const Matrix &  
MvlemShear2d::getInitialStiff(void)
```

Funkcija sestavi začetno togostno matriko elementa. Funkcija je podobna prejšnji, razlika je le v tem, da se uporabi začetne togosti vzmeti, pri čemer se upošteva, da so razpoke zaprte in nepoškodovane.

```
int  
MvlemShear2d::update(void)
```

Čeprav vsi objekti z osnovnim razredom '*Element*' vsebujejo funkcijo z enakim imenom, je ta funkcija v razredu *MvlemShear2d* precej specifična. Na podlagi trenutnih pomikov vozlišč funkcija izračuna pomike v vzmeteh, pomike v razpokah in trenutni kot razpok. Funkcija se pokliče vedno, ko se potrebuje trenutne podatke o togostih, silah in pomikih v elementu.

Pomiki v globalnem sistemu so zapisani v vektorju *ug*. Pomike v telesnem sistemu *ub* se določi s transformacijo:

```
ub.addMatrixVector(0.0, trans, ug, 1.0);
```

Pomike v navpičnih vzmeteh *vsdef[i]* in pomožni vodoravni vzmeti *HSdef* (pomožna vzmet, ki se nahaja na enakem mestu kot pri klasičnem MVLEM-u) se določi z naslednjimi vrsticami:

```
HSdef = -ub(1)*C*L - ub(2)*(1.0-C)*L;
```

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    VSdef[i] = ub(0) + (ub(2) - ub(1))*VScoordZ[i]; }
```

Trenutni računski kot razpoke oz. smer glavnih nateznih deformacij se določi na podlagi enega izmed postopkov, ki so opredeljeni s parametrom `calcAngle`:

```
// fiksiran kot razpok
if (calcAngle_c == 0) {
    avarageAngle = thetaMax_c; }

// trenutni kot se izračuna na podlagi deformacijskega stanja
if (calcAngle_c == 1) {
    avarageAngle = atan( (2.0*(-ub(1)*C - ub(2)*(1.0-C)) / ..
.. abs(ub(0)/L + 1.0e-8) )/2.0;

// omejimo ga z največjo možno vrednostjo, ki se lahko pojavi v obravnavani
steni
    if (avarageAngle > thetaMax_c) {
        avarageAngle = thetaMax_c; }

    if (avarageAngle < -thetaMax_c) {
        avarageAngle = -thetaMax_c; }
}

// trenutni kot se izračuna na podlagi deformacije osrednje vodoravne
vzmeti
if (calcAngle_c == 2) {
    avarageAngle = (-ub(1)*C*L - ub(2)*(1.0-C)*L) / uHsy * thetaMax_c;

// omejimo ga z največjo možno vrednostjo, ki se lahko pojavi v obravnavani
steni
    if (avarageAngle > thetaMax_c) {
        avarageAngle = thetaMax_c; }

    if (avarageAngle < -thetaMax_c) {
        avarageAngle = -thetaMax_c; }
}
```

Nadalje se določi vrednosti komponent trenutnega pomika v razpokah. Najprej se določi pomika ($u_{x_1crack_T}$, $u_{y_1crack_T}$) in zasuk (fi_{1crack_T}) na mestu težišča ene razpoke. Število razpok je enako `nCrack`. Privzeto je, da se v vsek razpokah izvrši enak pomik:

```
u_x_1crack_T = ub(0)/nCrack;
u_y_1crack_T = HSdef/nCrack;
fi_1crack_T = (ub(2) - ub(1))/nCrack;
```

Nato se za območje posamezne lamele določi vzdolžno in prečno komponento pomika razpoke ($w_{x_1crack}[i]$, $w_{y_1crack}[i]$):

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
w_x_1crack[i]=VSdef[i]/nCrack;
w_y_1crack[i]=VScoordZ[i]*tan(avarageAngle)*fi_1crack_T+u_y_1crack_T;
}
```


Pomiki v vzmetih strižnih mehanizmov se enaki prečnim komponentam pomika v razpokah:

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    HSdefA[i] = w_y_1crack[i];  
    HSdefD[i] = w_y_1crack[i];  
    HSdefS[i] = w_y_1crack[i]; }  
}
```

Določi se še preostale komponente pomika razpoke po lamelah. To sta odprtost (razmik) in zdrs (zamik razpoke). Najprej se izračuna pomožne količine.

Komponenti vektorja normale na razpoko:

```
norm_vekt_perpen_x=cos(avarageAngle);  
norm_vekt_perpen_y=sin(avarageAngle);
```

Enotsko normirane komponente vektorjev pomikov razpoke po lamelah (norm_vekt_d_x[i], norm_vekt_d_y[i]):

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    if (sqrt( pow(w_x_1crack[i],2)+ pow(w_y_1crack[i],2)) == 0) {  
    } else {  
        norm_vekt_d_x[i] = w_x_1crack[i]/sqrt( pow(w_x_1crack[i],2)+..  
        .. pow(w_y_1crack[i],2));  
        norm_vekt_d_y[i] = w_y_1crack[i]/sqrt( pow(w_x_1crack[i],2)+..  
        .. pow(w_y_1crack[i],2));  
    }  
}
```

Koti med normalo na razpoko in vektorji pomikov v razpoki (angle_alfa[i]):

```
if (avarageAngle >= 0.0) {  
    for (i=0; i<VSnum; i++) {  
        if ((norm_vekt_d_y[i]>=norm_vekt_perpen_y) || ..  
        ..((norm_vekt_d_y[i]>=-norm_vekt_perpen_y) && (norm_vekt_d_x[i]<0))) {  
            angle_alfa[i]=acos(norm_vekt_perpen_x*norm_vekt_d_x[i]+..  
            ..norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);  
        } else {  
            angle_alfa[i]=-acos(norm_vekt_perpen_x*norm_vekt_d_x[i]+..  
            ..+norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);  
        }  
    }  
} else {  
    for (i=0; i<VSnum; i++) {  
        if ((norm_vekt_d_y[i]<=norm_vekt_perpen_y) || ..  
        ..((norm_vekt_d_y[i]<=-norm_vekt_perpen_y) && (norm_vekt_d_x[i]<0))) {  
            angle_alfa[i]=acos(norm_vekt_perpen_x*norm_vekt_d_x[i]+..  
            ..norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);  
        } else {  
            angle_alfa[i]=acos(norm_vekt_perpen_x*norm_vekt_d_x[i]+..  
            ..norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);  
        }  
    }  
}
```

Izračun dolžine vektorjev pomika razpok po lamelah ($w_d_lcrack[i]$), razmika razpoke po lamelah ($w_perpen_lcrack[i]$) in zamika razpoke po lamelah ($delta_lcrack[i]$):

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    w_d_lcrack[i]=sqrt( pow(w_x_lcrack[i],2) + pow(w_y_lcrack[i],2));
    w_perpen_lcrack[i]=w_d_lcrack[i]*cos(angle_alfa[i]);
    delta_lcrack[i]=w_d_lcrack[i]*sin(angle_alfa[i]); }
```

Funkcija 'update' tudi pokliče objekte, ki ponazarjajo enoosne materiale na katere se sklicujejo vzmeti elementa. Naroči jim, naj ponovno izračunajo njihovo trenutno/poskusno togost in silo. Te vrednosti se nato uporabijo v funkcijah, ki sestavijo togostno matriko ('getTangentStiff') in vektor notranjih sil ('getResistingForce').

```
HStheMat->setTrialStrain(HSdef);
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    VStheMat[i]->setTrialStrain(VSdef[i]);
    HStheMatA[i]->setTrialStrain(HSdefA[i]);
    HStheMatD[i]->setTrialStrain(HSdefD[i]);
    HStheMatS[i]->setTrialStrain(HSdefS[i]); }
```

S faktorjem Vs_fact je opredeljena trenutna efektivna količina vodoravne armature. V primeru, da je izbrano $HSSfix = 1$ (glej vhodno vrstico), se v vsakem računskem koraku določi trenutno vrednost Vs_fact , ki je odvisna od trenutne vrednosti Θ_{cr} . V primeru, da je izbrano $HSSfix = 0$, se privzame $Vs_fact = 1,0$ in je obnašanje HSS vzmeti odvisno le od referenčnih konstitutivnih pravil, ki so podane prek enoosnega materiala.

```
if (fixHSs == 0) {
    Vs_fact = abs(tan(avarageAngle)/tan(thetaMax_c)); }

if (fixHSs == 1) {
    Vs_fact = 1.0; }
```

Določi se še trenutno vrednost faktorjev mehanizma zaklinjanja ($Va_fact_poz[i]$ in $Va_fact_neg[i]$) s katerimi se upošteva ciklična degradacija mehanizma. S faktorjema se množi trenutni vrednosti togosti in sile iz referenčnega enoosnega materiala za HSA vzmeti (glej funkciji 'getResistingForce' in 'getTangentStiff'). Dva faktorja sta potrebna, da se lahko upošteva neodvisnost pozitivne in negativne veje diagrama sila-pomik.

```
// Degradacija zaradi odpiranja razpok
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack[i] < w00[i]*0.5)&&(degradation_flag[i] == 1)) {
        degradation_flag[i] = 0;
    }
}
// poz. veja vpliva na neg. vejo in vice versa
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack[i] > wdeg[i]*1.0)&&(degradation_flag[i] == 0) ..
    .. && (aggdegDir[i] == 0)) {
        Va_fact_poz[i] = Va_fact_poz[i]*aggdeg[i];
        Va_fact_neg[i] = Va_fact_neg[i]*aggdeg[i];
        degradation_flag[i] = 1;
    }
}
```

```
}  
// poz. veja NE vpliva na neg. vejo in vice versa  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    if ((w_perpen_lcrack[i] > wdeg[i]*1.0)&&(degradation_flag[i] == 0) ..  
    .. &&(aggdegDir[i] == 1)) {  
        if (HSdefA[i] > 0.0) {  
            Va_fact_poz[i] = Va_fact_poz[i]*aggdeg[i];  
            degradation_flag[i] = 1;  
        } else if (HSdefA[i] < 0.0) {  
            Va_fact_neg[i] = Va_fact_neg[i]*aggdeg[i];  
            degradation_flag[i] = 1;  
        } else if (HSdefA[i] == 0.0) {  
            Va_fact_poz[i] = Va_fact_poz[i]*aggdeg[i];  
            Va_fact_neg[i] = Va_fact_neg[i]*aggdeg[i];  
            degradation_flag[i] = 1;  
        }  
    }  
}
```

Nazadnje se izračuna še trenutno obremenitev v tlačeni diagonali `PrecnaSila_diag` in trenutno nosilnost tlačene diagonale `Nosilnost_diag`:

```
// precna sila v elementu  
double PrecnaSila;  
PrecnaSila = ShearForce;  
  
// komponenta v smeri tlacene diagonale  
PrecnaSila_diag = abs(PrecnaSila/cos(avarageAngle));  
  
// glavna natezna deformacija  
double eps_xx;  
double eps_xz;  
double eps_1;  
eps_xx = ub(0)/L;  
eps_xz = -ub(1)*C - ub(2)*(1.0-C);  
eps_1 = eps_xx / 2.0 + sqrt( pow((eps_xx/2),2) + pow(eps_xz,2) );  
  
// trenutna mejna nosilnost tlacenih diagonal  
Nosilnost_diag = min(fcAcDiag_c/ 1.414, fcAcDiag_c / (0.8 - 0.34 * ..  
.. eps_1 / (-0.002))) / 1.414;  
if PrecnaSila_diag > Nosilnost_diag  
    opserr << "WARNING Collapse in diagonal strut - elem:" << ..  
.. this->getTag() << "\n";
```

```
const Vector &  
MvlemShear2d::getResistingForce()
```

Funkcija vrne vektor notranjih sil. Pokliče se jo, ko se sestavlja ravnotežne enačbe konstrukcije in ko se preveri konvergenčni kriterij (ali je reševalec našel ustrezno rešitev).

Funkcija najprej zahteva od enoosnih materialov, da ji pošljejo podatke o njihovih trenutnih silah:

```
HSforc = HStheMat->getStress();  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    HSforcA[i] = HStheMatA[i]->getStress();  
    HSforcD[i] = HStheMatD[i]->getStress();  
    HSforcS[i] = HStheMatS[i]->getStress();
```

```

    VSforc[i] = VStheMat[i]->getStress();
}

```

Trenutne sile v možničnih vzmeteh (HSD_i) so enake trenutnim silam referenčnih enoosnih materialov. Pri vzmeteh HSA_i je potrebno upoštevati še vpliv odprtosti razpok in ciklične degradacije na njihovo kapaciteto. Pri vzmeteh HSD_i še faktor efektivne količine vodoravne armature. Odprtost razpoke na mesti i -te lamele je ponazorjena z $w_{perpen_lcrack}[i]$ (glej funkcijo 'update'). Privzeto je, da ima zaprta razpoka polno kapaciteto zaklinjanja (označena z $Va_fact_poz[i]$ in $Va_fact_neg[i]$), ter se ji z večanjem odprtosti razpoke kapaciteta linearno niža vse dokler razpoka ni odprta za vrednost $w00[i]$ (podamo ga v ukazni vrstici za element – glej razdelek B.1). Pri večji odprtosti razpok je učinek mehanizma izničen.

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    HSforcA[i] = HStheMatA[i]->getStress();
    if ((w_perpen_lcrack[i] >= 1.0e-8) && (w_perpen_lcrack[i] <= w00[i])) {
        if (HSdefA[i] >= 0.0) {
            HSforcA[i] = HSforcA[i] * Va_fact_poz[i] * (w00[i] - ..
            w_perpen_lcrack[i]) / (w00[i]);
        } else if (HSdefA[i] < 0.0) {
            HSforcA[i] = HSforcA[i] * Va_fact_neg[i] * (w00[i] - ..
            w_perpen_lcrack[i]) / (w00[i]);
        }
    } else if (w_perpen_lcrack[i] > w00[i]) {
        HSforcA[i] = 0.0;
    } else {
        if (HSdefA[i] >= 0.0) {
            HSforcA[i] = HSforcA[i] * Va_fact_poz[i];
        } else if (HSdefA[i] < 0.0) {
            HSforcA[i] = HSforcA[i] * Va_fact_neg[i];
        }
    }
}
}

```

Nadalje se izračuna posamezne člene vektorja notranjih sil v lokalnem koordinatnem sistemu. Vrednost $avarageAngle$ je kot glavnih nateznih deformacij v steni. Z njim upoštevamo trenutno razporeditev vodoravnih vzmeti.

```

double sumHSforcA = 0.0;
double sumHSforcD = 0.0;
double sumHSforcS = 0.0;
double sumHSforc_ADS_CC = 0.0;
double sumHSforc_ADS_ZZ = 0.0;

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumHSforc_ADS_CC += (HSforcA[i] + HSforcD[i] + HSforcS[i]) * ..
    ..(C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)) ;
    sumHSforc_ADS_ZZ += (HSforcA[i] + HSforcD[i] + HSforcS[i]) * ..
    ..((1.0 - C) * L - VScoordZ[i] * tan(avarageAngle)) ;
}

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumHSforcA += HSforcA[i];
    sumHSforcD += HSforcD[i];
    sumHSforcS += HSforcS[i];
}

```

```
}  
  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    suma1 += VSforc[i];  
    suma2 += VSforc[i] * VScoordZ[i];  
}  
  
MomentI = suma2 + HSforc * C * L + sumHSforc_ADS_CC;  
MomentJ = suma2 - HSforc * (1.0-C) * L - sumHSforc_ADS_ZZ;  
AxialForce = suma1;  
ShearForce = HSforc + sumHSforcA + sumHSforcD + sumHSforcS;
```

Sestavi se vektor sil, ki ustreza prostostnim stopnjam makro elementa:

```
Se(0) = AxialForce;  
Se(1) = MomentI;  
Se(2) = MomentJ;
```

Prebere se koordinate vozlišč, da se lahko določi povezavo med globalnim in lokalnim koordinatnim sistemom. To potrebujemo za transformacijo za zapis notranjih sil v globalnem koordinatnem sistemu:

```
const Vector &end1Crd = theNodes[0]->getCrds();  
const Vector &end2Crd = theNodes[1]->getCrds();  
double dx = end2Crd(0)-end1Crd(0);  
double dy = end2Crd(1)-end1Crd(1);  
L = sqrt(dx*dx + dy*dy);
```

Sledi račun kosinusa in sinusa kota, ki pove usmerjenost elementa v globalnem koordinatnem sistemu:

```
double cs = dx/L;  
double sn = dy/L;
```

Sile v lokalnem koordinatnem sistemu se transformira tako, da nastane vektor notranjih sil v globalnem koordinatnem sistemu:

```
Sg(0) = ShearForce * sn + AxialForce * cs * (-1.0);  
Sg(1) = ShearForce * cs + AxialForce * sn * (-1.0);  
Sg(2) = -MomentI;  
Sg(3) = ShearForce * sn * (-1.0) + AxialForce * cs;  
Sg(4) = ShearForce * cs * (-1.0) + AxialForce * sn;  
Sg(5) = MomentJ;
```

Response*

MvlemShear2d::setResponse(const char **argv, int argc, Information &eleInfo)

Funkcijo se uporabi pri opredelitvi izpisov količin odziva (t.i. rekorderji). Funkcija preveri kakšen niz smo zapisali v ukaznih vrsticah rekorderjev (glej razdelek B.1) in priredi nov objekt tipa 'ElementResponse'. Objekt vsebuje dovolj velik vektor, da lahko zajame zahtevane podatke o odzivu iz enega obteženega koraka, in zaporedno celo število, ki pove vrsto zahtevanega odziva (pomik-sila v vzmeteh; pomiki v razpokah, ipd.). Vrednosti odziva se zapišejo v funkciji 'getResponse' (glej nadaljevanje).

Ukazne vrstice funkcije imajo standardno obliko. Na tem mestu so prikazane vrstice, ki smo jih dodali za izpis količin, ki so značilne za MvlemShear2d.

```

else if (strcmp(argv[0],"hSpringsS") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"hspringsS") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HSpringsS") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HoriSpringsS") == 0)
    return new ElementResponse(this, 11, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0],"hSpringsD") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"hspringsD") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HSpringsD") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HoriSpringsD") == 0)
    return new ElementResponse(this, 12, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0],"hSpringsA") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"hspringsA") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HSpringsA") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"HoriSpringsA") == 0)
    return new ElementResponse(this, 13, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0],"dispCrack") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"DispCrack") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"dispCrack") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"disp_crack") == 0)
    return new ElementResponse(this, 14, Vector(4*VSnum));

else if (strcmp(argv[0],"strut") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"Strut") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"diagonal_strut") == 0 ..
.. || strcmp(argv[0],"DiagonalStrut") == 0)
    return new ElementResponse(this, 15, Vector(2));

```

int

MvlemShear2d::getResponse(int responseID, Information &eleInfo)

Funkcija zapiše zahtevane podatke odziva v vektor, ki je bil opredeljen v funkciji 'setResponse'. Tip odziva, ki ga je potrebno zapisati, funkcija prepozna prek identifikacijskega števila, ki je bil tudi definiran v 'setResponse'. Ukazne vrstice funkcije imajo standardno obliko. V nadaljevanju so prikazane le vrstice, ki zapišejo količine odziva, ki so značilne za MvlemShear2d.

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij, t.j. kot Θ_{cr}):

```

case 11:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSS =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = HStheMatS[vsnum]-> ..
.. getStrain();
            HSS = HStheMatS[vsnum]->getStress();
            (*(eleInfo.theVector))(i+1) = HSS * Vs_fact;
            vsnum++;
        }
        (*(eleInfo.theVector))(2*VSnum) = avarageAngle_izpis;
    }

```

```
return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo možnični mehanizem navpičnih palic (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij, t.j. kot Θ_{cr}):

```
case 12:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSD =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            *(eleInfo.theVector)(i) = ..
.. HStheMatD[vsnum]->getStrain();
            HSD = HStheMatD[vsnum]->getStress();
            *(eleInfo.theVector)(i+1) = HSD;
            vsnum++;
        }
        *(eleInfo.theVector)(2*VSnum) = avarageAngle_izpis;
    }
    return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja (upoštevata se vpliv razmika razpok in degradacije):

```
case 13:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSA =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            *(eleInfo.theVector)(i) = HStheMatA[vsnum]-> ..
.. getStrain();
            HSA = HStheMatA[vsnum]->getStress();
            if ((w_perpen_1crack[i/2] >= 1.0e-8) && ..
.. (w_perpen_1crack[i/2] <= w00[i/2])) {
                if (HSdefA[i/2] >= 0.0) {
                    *(eleInfo.theVector)(i+1) = ..
.. Va_fact_poz[vsnum] * (w00[i/2]-w_perpen_1crack[i/2])/(w00[i/2]) * HSA;
                } else if (HSdefA[i/2] < 0.0) {
                    *(eleInfo.theVector)(i+1) = ..
.. Va_fact_neg[vsnum] * (w00[i/2]-w_perpen_1crack[i/2])/(w00[i/2]) * HSA;
                }
            } else if (w_perpen_1crack[i/2] > w00[i/2]) {
                *(eleInfo.theVector)(i+1) = 0.0;
            } else {
                if (HSdefA[i/2] >= 0.0) {
                    *(eleInfo.theVector)(i+1) = ..
.. Va_fact_poz[vsnum] * HSA;
                } else if (HSdefA[i/2] < 0.0) {
                    *(eleInfo.theVector)(i+1) = ..
.. Va_fact_neg[vsnum] * HSA;
                }
            }
            vsnum++;
        }
        *(eleInfo.theVector)(2*VSnum) = avarageAngle_izpis;
    }
    return 0;
```

Izpis pomikov v razpokah:

```
case 14:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        for (int i = 0; i < 4*VSnum; i=i+4) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = w_x_1crack[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+1) = w_y_1crack[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+2) = w_perpen_1crack[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+3) = delta_1crack[vsnum];
            vsnum++;
        }
    }
    return 0;
```

Izpis trenutne sile v tlačeni diagonali in trenutne nosilnosti tlačene diagonale:

```
case 15:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        (*(eleInfo.theVector))(0) = PrecnaSila_diag;
        (*(eleInfo.theVector))(1) = Nosilnost_diag;
    }
    return 0;
```

B.5 Opis programske kode razreda *MvlemShear3d*

Na tem mestu so predstavljene značilne funkcije razreda '*MvlemShear3d*' ter opisano njihovo delovanje. »Konstruktorja« in »destruktor« opravijo standardne procese razredov: Glavni konstruktor dodeli zadostni spominski prostor posameznim objektom, ki so deklarirani v zaglavni datoteki, ter prek identifikacijskih številok poišče enoosne materiale, ki pripadajo elementu. Glavni konstruktor je poklican, ko procedura sestavlja računski model konstrukcije. Drugi konstruktor je potreben pri procesih komuniciranja med razredi in ne vsebuje pomembnejših operacij (samo nekaj trivialnih kontrol). Destruktor uniči dinamične spremenljivke razreda. Poklican je v primeru ukaza '*wipe*', ki model vrne v začetno stanje. V nadaljevanju so podrobneje opisane le funkcije, ki so specifične za razred '*MvlemShear3d*' in so pomembne pri razumevanju delovanja elementa. Funkcije, ki so po sestavi enake sorodnim funkcijam vseh podrazredov razreda '*Element*', so le na kratko komentirane. Funkcije s trivialno nalogo, ki je enaka vsem podrazredom razreda '*Element*', niso opisane (to sodi v splošno znanje o OpenSees-ovi programski kodi).

void

MvlemShear3d::setDomain(Domain *theDomain)

Funkcija dodeli vozlišči elementu in ga poveže z objekti, ki skrbijo za izvajanje analize. Poleg tega opredeli kazalce matrik (togostna) in vektorjev (notranje sile) ter opredeli transformacijsko matriko. Funkcija je enaka sorodni funkciji klasičnega MVLEM-a.

int

MvlemShear3d::commitState()

Trenutne/poskusne vrednosti (*angl. trial values*) togostne matrike, vektorja notranjih sil in količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) opredeli kot »izvršene« vrednosti (*angl. committed values*).

Funkcijo se pokliče ob koncu uspešno izvršenega računskega koraka. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

int

MvlemShear3d::revertToLastCommit()

Trenutnim/poskusnim vrednostim togostne matrike, vektorja notranjih sil in količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) se pripiše »izvršene« vrednosti iz prejšnjega računskega koraka. Funkcijo se pokliče v primeru, da reševalec ravnotežne enačbe ne najde rešitve in je potrebno račun ponovno opraviti s kakšno drugo metodo. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

int

MvlemShear3d::revertToStart()

Trenutnim/poskusnim vrednostim togostne matrike, vektorja notranjih sil, količin enoosnih materialov (sila, togost, pomik) in pomikom v razpokah elementa se pripiše začetne vrednosti. Funkcijo se pokliče v primeru, da želimo analizo opraviti ponovno od začetka. Funkcija je podobna sorodnim funkcijah drugih objektov z osnovnim razredom '*Element*'.

const Matrix &

MvlemShear3d::getTangentStiff(void)

Funkcija na podlagi trenutnih/poskusnih togosti vzmeti izračuna trenutno/poskusno togostno matriko elementa. Pokliče jo procedura, ki sestavlja ravnotežne enačbe konstrukcije.

Funkcija najprej zahteva od enoosnih materialov, da ji pošljejo podatke o njihovih trenutnih togostih:

```
HSYstiff = HSYtheMat->getTangent();
HSZstiff = HSZtheMat->getTangent();
TSstiff = TStheMat->getTangent();

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    VSstiff[i] = VStheMat[i]->getTangent();
    HSstiffA_Y[i] = HStheMatA_Y[i]->getTangent();
    HSstiffD_Y[i] = HStheMatD_Y[i]->getTangent();
    HSstiffS_Y[i] = HStheMatS_Y[i]->getTangent();
    HSstiffA_Z[i] = HStheMatA_Z[i]->getTangent();
    HSstiffD_Z[i] = HStheMatD_Z[i]->getTangent();
    HSstiffS_Z[i] = HStheMatS_Z[i]->getTangent();
}
```

Trenutne togosti mozničnih vzmeti (vzmeti $HSD_{y,i}$ in $HSD_{z,i}$) so enake trenutnim togostim referenčnih enoosnih materialov. Pri vzmeteh $HSA_{y,i}$ in $HSA_{z,i}$ (vzmeti mehanizma zaklinjanja) je potrebno upoštevati še vpliv odprtosti razpok in degradacije na njihovo kapaciteto. Pri vzmeteh $HSS_{y,i}$ in $HSS_{z,i}$ (vzmeti mehanizma vodoravne armature) je potrebno upoštevati faktorja efektivne količine vodoravne armature (Vs_fact_Y in Vs_fact_Z). Odprtost razpoke, ki vpliva na mehanizem zaklinjanja pri obremenjevanju v y smeri, je ponazorjena z $w_perpen_1crack_Y[i]$ (glej funkcijo 'update'). Odprtost razpoke, ki vpliva na mehanizem zaklinjanja pri obremenjevanju v z smeri, je ponazorjena z $w_perpen_1crack_Z[i]$ (glej funkcijo 'update'). Privzeto je, da ima zaprta razpoka polno kapaciteto zaklinjanja, ter se ji z večanjem odprtosti razpoke kapaciteta linearno niža vse dokler razpoka ni odprta za vrednost $w00_Y[i]$ oz. $w00_Z[i]$ (vrednost podamo v ukazni vrstici elementa – glej razdelek B.2) Pri večji odprtosti razpok je učinek mehanizma izničen.

Račun togosti mehanizmov:

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    // račun togosti mehanizma zrn v Y smeri
    if ((w_perpen_lcrack_Y[i] >= 1.0e-8) && (w_perpen_lcrack_Y[i] <= ..
.. w00_Y[i])) {
        if (HSdefA_Y[i] >= 0.0) {
            HSstiffA_Y[i] = HSstiffA_Y[i] * Va_fact_poz_Y[i] * ..
.. (w00_Y[i]-w_perpen_lcrack_Y[i])/(w00_Y[i]);
        } else if (HSdefA_Y[i] < 0.0) {
            HSstiffA_Y[i] = HSstiffA_Y[i] * Va_fact_neg_Y[i] * ..
.. (w00_Y[i]-w_perpen_lcrack_Y[i])/(w00_Y[i]);
        }
        } else if (w_perpen_lcrack_Y[i] > w00_Y[i]) {
            HSstiffA_Y[i] = 1.0e-2;
        } else {
            if (HSdefA_Y[i] >= 0.0) {
                HSstiffA_Y[i] = HSstiffA_Y[i] * Va_fact_poz_Y[i];
            } else if (HSdefA_Y[i] < 0.0) {
                HSstiffA_Y[i] = HSstiffA_Y[i] * Va_fact_neg_Y[i];
            }
        }
    }

    // račun togosti mehanizma zrn v Z smeri
    if ((w_perpen_lcrack_Z[i] >= 1.0e-8) && (w_perpen_lcrack_Z[i] <= ..
.. w00_Z[i])) {
        if (HSdefA_Z[i] >= 0.0) {
            HSstiffA_Z[i] = HSstiffA_Z[i] * Va_fact_poz_Z[i] * ..
.. (w00_Z[i]-w_perpen_lcrack_Z[i])/(w00_Z[i]);
        } else if (HSdefA_Z[i] < 0.0) {
            HSstiffA_Z[i] = HSstiffA_Z[i] * Va_fact_neg_Z[i] * ..
.. (w00_Z[i]-w_perpen_lcrack_Z[i])/(w00_Z[i]);
        }
        } else if (w_perpen_lcrack_Z[i] > w00_Z[i]) {
            HSstiffA_Z[i] = 1.0e-2;
        } else {
            if (HSdefA_Z[i] >= 0.0) {
                HSstiffA_Z[i] = HSstiffA_Z[i] * Va_fact_poz_Z[i];
            } else if (HSdefA_Z[i] < 0.0) {
                HSstiffA_Z[i] = HSstiffA_Z[i] * Va_fact_neg_Z[i];
            }
        }
    }

    // račun togosti mehanizma moznikov
    HSstiffD_Y[i] = HSstiffD_Y[i];
    HSstiffD_Z[i] = HSstiffD_Z[i];

    // račun togosti mehanizma vodoravne armature
    HSstiffS_Y[i] = HSstiffS_Y[i]*Vs_fact_Y;
    HSstiffS_Z[i] = HSstiffS_Z[i]*Vs_fact_Z;
}

```

Nadalje se izračuna posamezne člene togostne matrike v telesnem koordinatnem sistemu:

```

double sumKi = 0.0;
double sumKiYi = 0.0;
double sumKiZi = 0.0;

```

```
double sumKiYiZi = 0.0;
double sumKiYiYi = 0.0;
double sumKiZiZi = 0.0;

double sumHSstiff_ADS_CC_Y =0.0;
double sumHSstiff_ADS_CZ_Y =0.0;
double sumHSstiff_ADS_ZZ_Y =0.0;

double sumHSstiff_ADS_CC_Z =0.0;
double sumHSstiff_ADS_CZ_Z =0.0;
double sumHSstiff_ADS_ZZ_Z =0.0;
```

Vrednost `avarageAngle_Y` je kot glavnih nateznih deformacij v steni, ki ustreza deformacijskemu stanju v ravnini x - y . To vpliva na pozicijo vzmeti strižnih mehanizmov, ki prenašajo strižno silo v prečni smeri y . Vzmeti strižnih mehanizmov ponazarjajo dogajanje v eni razpoki. Da dobimo ustrezno strižno togost stene v smeri y , je zato potrebno togosti vzmeti deliti s številom razpok `nCrack_Y` (predpostavljen je enak pomik v vseh razpokah).

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumKi += VSstiff[i];
    sumKiYi += VSstiff[i] * VScoordY[i];
    sumKiZi += VSstiff[i] * VScoordZ[i];
    sumKiYiZi += VSstiff[i] * VScoordY[i] * VScoordZ[i];
    sumKiYiYi += VSstiff[i] * VScoordY[i] * VScoordY[i];
    sumKiZiZi += VSstiff[i] * VScoordZ[i] * VScoordZ[i];
}

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumHSstiff_ADS_CC_Y += (HSstiffA_Y[i] + HSstiffD_Y[i] + ..
..HSstiffS_Y[i]) / nCrack_Y * (C * L + VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y))..
.. * (C * L + VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y));
    sumHSstiff_ADS_CZ_Y += (HSstiffA_Y[i] + HSstiffD_Y[i] + ..
..HSstiffS_Y[i]) / nCrack_Y * (C * L + VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y))..
.. * ((1.0 - C) * L - VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y));
    sumHSstiff_ADS_ZZ_Y += (HSstiffA_Y[i] + HSstiffD_Y[i] + ..
.. HSstiffS_Y[i]) / nCrack_Y * ((1.0 - C) * L - ..
.. VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y)) * ((1.0 - C) * L - ..
.. VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y));
}
```

Vrednost `avarageAngle_Z` je kot glavnih nateznih deformacij v steni, ki ustreza deformacijskemu stanju v ravnini x - z . To vpliva na pozicijo vzmeti strižnih mehanizmov, ki prenašajo strižno silo v prečni smeri z . Vzmeti strižnih mehanizmov ponazarjajo dogajanje v eni razpoki. Da dobimo ustrezno strižno togost stene v smeri z , je zato potrebno togosti vzmeti deliti s številom razpok `nCrack_Z` (predpostavljen je enak pomik v vseh razpokah).

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    sumHSstiff_ADS_CC_Z += (HSstiffA_Z[i] + HSstiffD_Z[i] + ..
..HSstiffS_Z[i]) / nCrack_Z * (C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z))..
.. * (C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z));
    sumHSstiff_ADS_CZ_Z += (HSstiffA_Z[i] + HSstiffD_Z[i] + ..
..HSstiffS_Z[i]) / nCrack_Z * (C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z))..
.. * ((1.0 - C) * L - VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z));
    sumHSstiff_ADS_ZZ_Z += (HSstiffA_Z[i] + HSstiffD_Z[i] + ..
.. HSstiffS_Z[i]) / nCrack_Z * ((1.0 - C) * L - ..
```

```

.. VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z)) * ((1.0 - C) * L - ..
.. VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z));
}

```

Sestavi se matriko v telesnem koordinatnem sistemu (prostostne stopnje makro elementa):

```

kb(0,0) = sumKi;
kb(0,1) = -sumKiZi;
kb(0,2) = sumKiZi;
kb(0,3) = sumKiYi;
kb(0,4) = -sumKiYi;
kb(0,5) = 0.0;
kb(1,1) = sumKiZiZi + HSZstiff * C * C * L * L + sumHSstiff_ADS_CC_Z;
kb(1,2) = -sumKiZiZi + HSZstiff * C * (1.0 - C) * L * L + ..
.. sumHSstiff_ADS_CZ_Z;
kb(1,3) = -sumKiYiZi;
kb(1,4) = sumKiYiZi;
kb(1,5) = 0.0;
kb(2,2) = sumKiZiZi + HSZstiff * (1.0 - C) * (1.0 - C) * L * L + ..
.. sumHSstiff_ADS_ZZ_Z;
kb(2,3) = sumKiYiZi;
kb(2,4) = -sumKiYiZi;
kb(2,5) = 0.0;
kb(3,3) = sumKiYiYi + HSYstiff * C * C * L * L + sumHSstiff_ADS_CC_Y;
kb(3,4) = -sumKiYiYi + HSYstiff * C * (1.0 - C) * L * L + ..
.. sumHSstiff_ADS_CZ_Y;
kb(3,5) = 0.0;
kb(4,4) = sumKiYiYi + HSYstiff * (1.0 - C) * (1.0 - C) * L * L + ..
.. sumHSstiff_ADS_ZZ_Y;
kb(4,5) = 0.0;
kb(5,5) = TSstiff;
kb(1,0) = kb(0,1);
kb(2,0) = kb(0,2);
kb(3,0) = kb(0,3);
kb(4,0) = kb(0,4);
kb(2,1) = kb(1,2);
kb(3,1) = kb(1,3);
kb(4,1) = kb(1,4);
kb(3,2) = kb(2,3);
kb(4,2) = kb(2,4);
kb(4,3) = kb(3,4);

```

Togostno matriko se transformira tako, da se ujema s prostostnimi stopnjami globalnega koordinatnega sistema:

```
stiff.addMatrixTripleProduct(0.0, trans, kb, 1.0);
```

```

const Matrix &
MvlemShear3d::getInitialStiff(void)

```

Funkcija sestavi začetno togostno matriko elementa. Funkcija je podobna prejšnji, razlika je le v tem, da se uporabi začetne togosti vzmeti in upošteva, da so razpoke zaprte, ko se določa togost vzmeti $HSA_{y,i}$ in $HSA_{z,i}$.

int

MvlemShear3d::update(void)

Čeprav vsi objekti z osnovnim razredom '*Element*' vsebujejo funkcijo z enakim imenom, je ta funkcija v razredu *MvlemShear3d* precej specifična. Na podlagi trenutnih pomikov vozlišč izračuna pomike v vzmeteh, pomike v razpokah in trenutni kot razpok. Funkcija se pokliče vedno, ko se potrebuje trenutne podatke o togostih, silah in pomikih v elementu.

Funkcija naprej poišče vrednosti trenutnih pomikov v vozliščih:

```
const Vector &disp1 = theNodes[0]->getTrialDisp();
const Vector &disp2 = theNodes[1]->getTrialDisp();

for (i=0; i<6; i++) {
    ug(i) = disp1(i);
    ug(i+6) = disp2(i);
}
```

Pomiki v globalnem sistemu so zapisani v vektorju *ug*. Pomike v telesnem sistemu *ub* se določi s transformacijo:

```
ub.addMatrixVector(0.0, trans, ug, 1.0);
```

Pomike v navpičnih in pomožnih vodoravnih vzmeteh se določi z naslednjimi vrsticami (za izračun pomikov v vzmeteh strižnih mehanizmov je potrebno najprej izračunati pomike v razpokah; glej nadaljevanje):

```
HSYdef = +ub(3)*C*L + ub(4)*(1.0-C)*L;
HSZdef = -ub(1)*C*L - ub(2)*(1.0-C)*L;
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    VSdef[i] = ub(0) + (ub(2)-ub(1))*VScoorZ[i] - ..
.. (ub(4)-ub(3))*VScoorY[i];
}
```

Trenutna kota razpok oz. smer glavnih nateznih deformacij za ravnini *x-y* in *x-z* se določi glede na izbran postopek računa pozicije vodoravnih vzmeti (parameter *calcAngle_c*):

```
// fiksiran kot razpok: kot z indeksom Y je kot, ki vpliva na vzmeti v smeri Y; kot z indeksom Z je kot, ki vpliva na vzmeti v smeri Z
if (calcAngle_c == 0) {
    avarageAngle_Y = thetaMax_Y_c;
    avarageAngle_Z = thetaMax_Z_c;
}

// trenutni kot se izračuna na podlagi deformacijskega stanja
if (calcAngle_c == 1) {
    avarageAngle_Y = -atan( (2.0*(ub(3)*C + ub(4)*(1.0-C))) / ..
.. abs(ub(0)/L + 1.0e-8) )/2.0;
    avarageAngle_Z = atan( (2.0*(-ub(1)*C - ub(2)*(1.0-C))) / ..
.. abs(ub(0)/L + 1.0e-8) )/2.0;

// omejimo ga z največjo možno vrednostjo, ki se lahko pojavi v obravnavani steni
```

```

    if (avarageAngle_Y > thetaMax_Y_c)
        avarageAngle_Y = thetaMax_Y_c;
    if (avarageAngle_Y < -thetaMax_Y_c)
        avarageAngle_Y = -thetaMax_Y_c;
    if (avarageAngle_Z > thetaMax_Z_c)
        avarageAngle_Z = thetaMax_Z_c;
    if (avarageAngle_Z < -thetaMax_Z_c)
        avarageAngle_Z = -thetaMax_Z_c;
}

// trenutni kot se izračuna na podlagi deformacije osrednje vodoravne
vzmeti
if (calcAngle_c == 2) {
    avarageAngle_Y = -(ub(3)*C*L + ub(4)*(1.0-C)*L) / uHsy_Y * ..
.. thetaMax_Y_c;
    avarageAngle_Z = -(ub(1)*C*L - ub(2)*(1.0-C)*L) / uHsy_Z * ..
.. thetaMax_Z_c;

// omejimo ga z največjo možno vrednostjo, ki se lahko pojavi v obravnavani
steni
    if (avarageAngle_Y > thetaMax_Y_c)
        avarageAngle_Y = thetaMax_Y_c;
    if (avarageAngle_Y < -thetaMax_Y_c)
        avarageAngle_Y = -thetaMax_Y_c;
    if (avarageAngle_Z > thetaMax_Z_c)
        avarageAngle_Z = thetaMax_Z_c;
    if (avarageAngle_Z < -thetaMax_Z_c)
        avarageAngle_Z = -thetaMax_Z_c;
}

```

Pomik v razpokah se določi z naslednjimi vrsticami. Najprej se določi prečna pomika ($u_{y_1crack_T}$ in $u_{z_1crack_T}$) in zasuka ($fi_{Y_1crack_T}$ in $fi_{Z_1crack_T}$) na mestu težiščnice elementa. Število razpok je enako $nCrack_Y$ oz. $nCrack_Z$. Privzeto je, da se v vsek razpokah izvrši enak pomik:

```

u_x_1crack_T_Y = ub(0)/nCrack_Y_c;
u_x_1crack_T_Z = ub(0)/nCrack_Z_c;
u_y_1crack_T = HSYdef/nCrack_Y;
u_z_1crack_T = HSZdef/nCrack_Z;
fi_Y_1crack_T = (ub(2) - ub(1))/nCrack_Y;
fi_Z_1crack_T = (ub(4) - ub(3))/nCrack_Z;

```

Vzdolžne komponente pomika razpoke (po lamelah), ki se tvori v ravnini x - y znašajo:

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    w_x_1crack_Y[i]=VSdef[i]/nCrack_Y;
}

```

Vzdolžne komponente pomika razpoke (po lamelah), ki se tvori v ravnini x - z znašajo:

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    w_x_1crack_Z[i]=VSdef[i]/nCrack_Z;
}

```

Prečne komponente pomika razpoke ($w_{y_1crack}[i]$, $w_{z_1crack}[i]$) znašajo:

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    w_z_1crack[i]=VScoordZ[i]*tan(avarageAngle_Z)*fi_Y_1crack_T+u_z_1crack_T;
    w_y_1crack[i]=VScoordY[i]*tan(avarageAngle_Y)*fi_Z_1crack_T+u_y_1crack_T;
}
```

Pomiki v vzmeteh strižnih mehanizmov se enaki prečnim pomikom v razpokah:

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    HSdefA_Y[i] = w_y_1crack[i];
    HSdefD_Y[i] = w_y_1crack[i];
    HSdefS_Y[i] = w_y_1crack[i];

    HSdefA_Z[i] = w_z_1crack[i];
    HSdefD_Z[i] = w_z_1crack[i];
    HSdefS_Z[i] = w_z_1crack[i];
}
```

Določi se še preostale komponente pomika razpoke po lamelah. To sta odprtost (razmik) in zdrs (zamik razpoke). Najprej se izračuna pomožne količine.

Komponenti vektorjev normale na razpoko (posebej za razpoke v ravnini x - y in razpoke v ravnini x - z):

```
norm_vekt_perpen_x_Y=cos(avarageAngle_Y);
norm_vekt_perpen_x_Z=cos(avarageAngle_Z);
norm_vekt_perpen_y=-sin(-avarageAngle_Y);
norm_vekt_perpen_z=sin(avarageAngle_Z);
```

Enotsko normirane komponente vektorjev pomikov razpoke po lamelah ($norm_vekt_d_x_Y[i]$, $norm_vekt_d_x_Z[i]$, $norm_vekt_d_y[i]$, $norm_vekt_d_z[i]$):

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if (sqrt( pow(w_x_1crack_Y[i],2)+ pow(w_y_1crack[i],2)) == 0) {
    } else {
        norm_vekt_d_x_Y[i] = w_x_1crack_Y[i]/..
        .. sqrt( pow(w_x_1crack_Y[i],2) + pow(w_y_1crack[i],2));
        norm_vekt_d_y[i] = w_y_1crack[i]/..
        .. sqrt( pow(w_x_1crack_Y[i],2) + pow(w_y_1crack[i],2));
    }
}

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if (sqrt( pow(w_x_1crack_Z[i],2)+ pow(w_z_1crack[i],2)) == 0)
    } else {
        norm_vekt_d_x_Z[i] = w_x_1crack[i]_Y/..
        .. sqrt( pow(w_x_1crack_Z[i],2) + pow(w_z_1crack[i],2));
        norm_vekt_d_z[i] = w_z_1crack[i]/..
        .. sqrt( pow(w_x_1crack_Z[i],2)+ pow(w_z_1crack[i],2));
    }
}
```

Koti med normalo na razpoko in vektorji pomikov v razpoki ($\text{angle_alfa_Y}[i]$, $\text{angle_alfa_Z}[i]$):

```

if (avarageAngle_Y >= 0.0) {
    for (i=0; i<VSnum; i++) {
        if ((norm_vekt_d_y[i]<=norm_vekt_perpen_y) || ..
        ..((norm_vekt_d_y[i]<=-norm_vekt_perpen_y) && (norm_vekt_d_x_Y[i]<0))) {
            angle_alfa_Y[i]=acos(norm_vekt_perpen_x_Y*..
            ..norm_vekt_d_x_Y[i]+norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);
        } else {
            angle_alfa_Y[i]=-acos(norm_vekt_perpen_x_Y*..
            ..norm_vekt_d_x_Y[i]+norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);
        }
    }
} else {
    for (i=0; i<VSnum; i++) {
        if ((norm_vekt_d_y[i]>=norm_vekt_perpen_y) || ..
        ..((norm_vekt_d_y[i]>=-norm_vekt_perpen_y) && (norm_vekt_d_x_Y[i]<0))) {
            angle_alfa_Y[i]=acos(norm_vekt_perpen_x_Y*..
            ..norm_vekt_d_x_Y[i]+norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);
        } else {
            angle_alfa_Y[i]=acos(norm_vekt_perpen_x_Y*..
            ..*norm_vekt_d_x_Y[i]+norm_vekt_perpen_y*norm_vekt_d_y[i]);
        }
    }
}

if (avarageAngle_Z >= 0.0) {
    for (i=0; i<VSnum; i++) {
        if ((norm_vekt_d_z[i]>=norm_vekt_perpen_z) || ..
        .. ((norm_vekt_d_z[i]>=-norm_vekt_perpen_z) && (norm_vekt_d_x_Z[i]<0))) {
            angle_alfa_Z[i]=acos(norm_vekt_perpen_x_Z*..
            ..norm_vekt_d_x_Z[i]+norm_vekt_perpen_z*norm_vekt_d_z[i]);
        } else {
            angle_alfa_Z[i]=-acos(norm_vekt_perpen_x_Z*..
            ..norm_vekt_d_x_Z[i]+norm_vekt_perpen_z*norm_vekt_d_z[i]);
        }
    }
} else {
    for (i=0; i<VSnum; i++) {
        if ((norm_vekt_d_z[i]<=norm_vekt_perpen_z) || ..
        .. ((norm_vekt_d_z[i]<=-norm_vekt_perpen_z) && (norm_vekt_d_x_Z[i]<0))) {
            angle_alfa_Z[i]=-acos(norm_vekt_perpen_x_Z*..
            ..*norm_vekt_d_x_Z[i]+norm_vekt_perpen_z*norm_vekt_d_z[i]);
        } else {
            angle_alfa_Z[i]=acos(norm_vekt_perpen_x_Z*..
            ..*norm_vekt_d_x_Z[i]+norm_vekt_perpen_z*norm_vekt_d_z[i]);
        }
    }
}

```

Izračun dolžine vektorjev pomika razpok po lamelah ($w_d_1\text{crack_Y}[i]$, $w_d_1\text{crack_Z}[i]$), razmika razpoke po lamelah ($w_perpen_1\text{crack_Y}[i]$, $w_perpen_1\text{crack_Z}[i]$) in zamika razpoke po lamelah ($\text{delta_1crack_Y}[i]$, $\text{delta_1crack_Z}[i]$):

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {

```



```
w_d_1crack_Y[i] = sqrt(pow(w_x_1crack_Y[i],2)+pow(w_y_1crack[i],2));  
w_perpen_1crack_Y[i] = w_d_1crack_Y[i]*cos(angle_alfa_Y[i]);  
delta_1crack_Y[i] = w_d_1crack_Y[i]*sin(angle_alfa_Y[i]);  
w_d_1crack_Z[i] = sqrt(pow(w_x_1crack[i]_Z,2)+pow(w_z_1crack[i],2));  
w_perpen_1crack_Z[i] = w_d_1crack_Z[i]*cos(angle_alfa_Z[i]);  
delta_1crack_Z[i] = w_d_1crack_Z[i]*sin(angle_alfa_Z[i]);  
}
```

Funkcija 'update' tudi pokliče objekte, ki predstavljajo elementu dodeljene enoosne materiale. Naroči jim, naj ponovno izračunajo njihovo trenutno/poskusno togost in silo. Te vrednosti se nato uporabijo v funkcijah, ki sestavljajo togostno matriko ('getTangentStiff') in vektor notranjih sil ('getResistingForce').

```
HSYtheMat->setTrialStrain(HSYdef);  
HSZtheMat->setTrialStrain(HSZdef);  
TStheMat->setTrialStrain(TSdef);  
  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    VStheMat[i]->setTrialStrain(VSdef[i]);  
  
    HStheMatA_Y[i]->setTrialStrain(HSdefA_Y[i]);  
    HStheMatD_Y[i]->setTrialStrain(HSdefD_Y[i]);  
    HStheMatS_Y[i]->setTrialStrain(HSdefS_Y[i]);  
  
    HStheMatA_Z[i]->setTrialStrain(HSdefA_Z[i]);  
    HStheMatD_Z[i]->setTrialStrain(HSdefD_Z[i]);  
    HStheMatS_Z[i]->setTrialStrain(HSdefS_Z[i]);  
}
```

Izračuna se faktorja efektivne količine vodoravne armature ($V_s_fact_Y$ in $V_s_fact_Z$):

```
if (fixHSs == 0) {  
    Vs_fact_Y = abs(tan(avarageAngle_Y)/tan(thetaMax_Y_c));  
    Vs_fact_Z = abs(tan(avarageAngle_Z)/tan(thetaMax_Z_c));  
}  
if (fixHSs == 1) {  
    Vs_fact_Y = 1.0;  
    Vs_fact_Z = 1.0;  
}
```

Določi se stopnjo ciklične degradacije mehanizma zaklinjanja:

```
// Degradacija zaradi odpiranja razpok  
// vzmeti v Y smeri  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    if ((w_perpen_1crack_Y[i] < w00_Y[i]*0.5) && ..  
    .. (degradation_flag_Y[i] == 1)) {  
        degradation_flag_Y[i] = 0;  
    }  
}  
  
// poz. veja vpliva na neg. vejo in vice versa  
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    if ((w_perpen_1crack_Y[i] > wdeg_Y[i]*1.0) && ..  
    .. (degradation_flag_Y[i] == 0) && (aggdegDir_Y[i] == 0)) {  
        Va_fact_poz_Y[i] = Va_fact_poz_Y[i]*aggdeg_Y[i];  
    }  
}
```

```
        Va_fact_neg_Y[i] = Va_fact_neg_Y[i]*aggdeg_Y[i];
        degradation_flag_Y[i] = 1;
    }
}

// poz. veja NE vpliva na neg. vejo in vice versa
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack_Y[i] > wdeg_Y[i]*1.0) && ..
.. (degradation_flag_Y[i] == 0) && (aggdegDir_Y[i] == 1)) {
        if (HSdefA_Y[i] > 0.0) {
            Va_fact_poz_Y[i] = Va_fact_poz_Y[i]*aggdeg_Y[i];
            degradation_flag_Y[i] = 1;
        } else if (HSdefA_Y[i] < 0.0) {
            Va_fact_neg_Y[i] = Va_fact_neg_Y[i]*aggdeg_Y[i];
            degradation_flag_Y[i] = 1;
        } else if (HSdefA_Y[i] == 0.0) {
            Va_fact_poz_Y[i] = Va_fact_poz_Y[i]*aggdeg_Y[i];
            Va_fact_neg_Y[i] = Va_fact_neg_Y[i]*aggdeg_Y[i];
            degradation_flag_Z[i] = 1;
        }
    }
}

// vzmeti v Z smeri
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack_Z[i] < w00_Z[i]*0.5) && ..
.. (degradation_flag_Z[i] == 1)) {
        degradation_flag_Z[i] = 0;
    }
}

// poz. veja vpliva na neg. vejo in vice versa
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack_Z[i] > wdeg_Z[i]*1.0) && ..
.. (degradation_flag_Z[i] == 0) && (aggdegDir_Z[i] == 0)) {
        Va_fact_poz_Z[i] = Va_fact_poz_Z[i]*aggdeg_Z[i];
        Va_fact_neg_Z[i] = Va_fact_neg_Z[i]*aggdeg_Z[i];
        degradation_flag_Z[i] = 1;
    }
}

// poz. veja NE vpliva na neg. vejo in vice versa
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack_Z[i] > wdeg_Z[i]*1.0) && ..
.. (degradation_flag_Z[i] == 0) && (aggdegDir_Z[i] == 1)) {
        if (HSdefA_Z[i] > 0.0) {
            Va_fact_poz_Z[i] = Va_fact_poz_Z[i]*aggdeg_Z[i];
            degradation_flag_Z[i] = 1;
        } else if (HSdefA_Z[i] < 0.0) {
            Va_fact_neg_Z[i] = Va_fact_neg_Z[i]*aggdeg_Z[i];
            degradation_flag_Z[i] = 1;
        } else if (HSdefA_Z[i] == 0.0) {
            Va_fact_poz_Z[i] = Va_fact_poz_Z[i]*aggdeg_Z[i];
            Va_fact_neg_Z[i] = Va_fact_neg_Z[i]*aggdeg_Z[i];
            degradation_flag_Z[i] = 1;
        }
    }
}
}
```

Določi se obremenitev in nosilnosti tlačnih diagonal v y in z smeri:

```
// precna sila v elementu
double PrecnaSila_Y;
double PrecnaSila_Z;
PrecnaSila_Y = ShearForceY;
PrecnaSila_Z = ShearForceZ;

// komponenta v smeri tlacene diagonale
PrecnaSila_diag_Y = abs(PrecnaSila_Y/cos(avarageAngle_Y));
PrecnaSila_diag_Z = abs(PrecnaSila_Z/cos(avarageAngle_Z));

// glavna natezna deformacija
double eps_xx;
double eps_xy;
double eps_xz;
double eps_1_Y;
double eps_1_Z;
eps_xx = ub(0)/L;
eps_xy = ub(3)*C + ub(4)*(1.0-C);
eps_xz = -ub(1)*C - ub(2)*(1.0-C);
eps_1_Y = eps_xx / 2.0 + sqrt( pow((eps_xx/2),2) + pow(eps_xz,2) );
eps_1_Z = eps_xx / 2.0 + sqrt( pow((eps_xx/2),2) + pow(eps_xy,2) );

// trenutna mejna nosilnost tlacnih diagonal
Nosilnost_diag_Y = min(fcAcDiag_Y_c / 1.414, fcAcDiag_Y_c / ..
.. (0.8 - 0.34 * eps_1_Y / (-0.002))) / 1.414;
Nosilnost_diag_Z = min(fcAcDiag_Z_c / 1.414, fcAcDiag_Z_c / ..
.. (0.8 - 0.34 * eps_1_Z / (-0.002))) / 1.414;

if PrecnaSila_diag_Y > Nosilnost_diag_Y
    opserr << "WARNING Collapse in diagonal strut in ..
.. local y direction - elem:" << this->getTag() << "\n";

if PrecnaSila_diag_Z > Nosilnost_diag_Z
    opserr << "WARNING Collapse in diagonal strut in ..
.. local z direction - elem:" << this->getTag() << "\n";

const Vector &
MvlemShear3d::getResistingForce()
```

Funkcija vrne vektor notranjih sil. Pokliče se jo, ko se sestavlja ravnotežne enačbe konstrukcije in ko se preveri konvergenčni kriterij (ali je reševalec našel ustrezno rešitev).

Funkcija najprej zahteva od enoosnih materialov, da ji pošljejo podatke o njihovih trenutnih silah:

```
HSYforc = HSYtheMat->getStress();
HSZforc = HSZtheMat->getStress();
TSforc = TStheMat->getStress();

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    HSforcA_Y[i] = HStheMatA_Y[i]->getStress();
    HSforcA_Z[i] = HStheMatA_Z[i]->getStress();
    HSforcD_Y[i] = HStheMatD_Y[i]->getStress();
    HSforcD_Z[i] = HStheMatD_Z[i]->getStress();
    HSforcS_Y[i] = HStheMatS_Y[i]->getStress();
    HSforcS_Z[i] = HStheMatS_Z[i]->getStress();
    VSforc[i] = VStheMat[i]->getStress(); } }
```

Trenutne sile možničnih vzmeti (vzmeti $HSD_{y,i}$ in $HSD_{z,i}$), so enake trenutnim silam referenčnih enoosnih materialov. Pri vzmeteh $HSA_{y,i}$ in $HSA_{z,i}$ je potrebno upoštevati še vpliv odprtosti razpok in degradacije na njihovo kapaciteto. Pri vzmeteh $HSS_{y,i}$ in $HSS_{z,i}$ je potrebno upoštevati faktorja efektivne količine vodoravne armature. Odprtost razpoke na mesti i -te lamele je ponazorjena z $w_{perpen_lcrack_Y[i]}$ in $w_{perpen_lcrack_Z[i]}$ (glej funkcijo 'update'). Privzeto je, da ima zaprta razpoka polno kapaciteto zaklinjanja, ter se ji z večanjem odprtosti razpoke kapaciteta linearno niža vse dokler razpoka ni odprta za vrednost $w00_Y[i]$ oz. $w00_Z[i]$ (podamo ga v ukazni vrstici za element – glej razdelek B.2). Pri večji odprtosti razpok je učinek mehanizma izničen.

Določitev sil v vodoravnih vzmeteh:

```

for (i=0; i<VSnum; i++) {
    if ((w_perpen_lcrack_Y[i] >= 1.0e-8) && (w_perpen_lcrack_Y[i] ..
.. <= w00_Y[i])) {
        if (HSdefA_Y[i] >= 0.0) {
            HSforcA_Y[i] = HSforcA_Y[i] * Va_fact_poz_Y[i] * ..
.. (w00_Y[i]-w_perpen_lcrack_Y[i])/(w00_Y[i]);
        } else if (HSdefA_Y[i] < 0.0) {
            HSforcA_Y[i] = HSforcA_Y[i] * Va_fact_neg_Y[i] * ..
.. (w00_Y[i]-w_perpen_lcrack_Y[i])/(w00_Y[i]);
        }
        } else if (w_perpen_lcrack_Y[i] > w00_Y[i]) {
            HSforcA_Y[i] = 0.0;
        } else {
            if (HSdefA_Y[i] >= 0.0) {
                HSforcA_Y[i] = HSforcA_Y[i] * Va_fact_poz_Y[i];
            } else if (HSdefA_Y[i] < 0.0) {
                HSforcA_Y[i] = HSforcA_Y[i] * Va_fact_neg_Y[i];
            }
        }
        if ((w_perpen_lcrack_Z[i] >= 1.0e-8) && (w_perpen_lcrack_Z[i] ..
.. <= w00_Z[i])) {
            if (HSdefA_Z[i] >= 0.0) {
                HSforcA_Z[i] = HSforcA_Z[i] * Va_fact_poz_Z[i] * ..
.. (w00_Z[i]-w_perpen_lcrack_Z[i])/(w00_Z[i]);
            } else if (HSdefA_Z[i] < 0.0) {
                HSforcA_Z[i] = HSforcA_Z[i] * Va_fact_neg_Z[i] * ..
.. (w00_Z[i]-w_perpen_lcrack_Z[i])/(w00_Z[i]);
            }
            } else if (w_perpen_lcrack_Z[i] > w00_Z[i]) {
                HSforcA_Z[i] = 0.0;
            } else {
                if (HSdefA_Z[i] >= 0.0) {
                    HSforcA_Z[i] = HSforcA_Z[i] * Va_fact_poz_Z[i];
                } else if (HSdefA_Z[i] < 0.0) {
                    HSforcA_Z[i] = HSforcA_Z[i] * Va_fact_neg_Z[i];
                }
            }
        }
    }
}

// sile v možnikih in horizontalni armaturi
for (i=0; i<VSnum; i++) {
    HSforcD_Y[i] = HSforcD_Y[i];
    HSforcD_Z[i] = HSforcD_Z[i];

    HSforcS_Y[i] = HSforcS_Y[i] * Vs_fact_Y;
}

```

```
        HSforcS_Z[i] = HSforcS_Z[i] * Vs_fact_Z;  
    }
```

Nadalje se izračuna posamezne člene vektorja notranjih sil v lokalnem koordinatnem sistemu.

```
double sumHSforcA_Y = 0.0;  
double sumHSforcD_Y = 0.0;  
double sumHSforcS_Y = 0.0;  
double sumHSforc_ADS_CC_Y = 0.0;  
double sumHSforc_ADS_ZZ_Y = 0.0;  
double sumHSforcA_Z = 0.0;  
double sumHSforcD_Z = 0.0;  
double sumHSforcS_Z = 0.0;  
double sumHSforc_ADS_CC_Z = 0.0;  
double sumHSforc_ADS_ZZ_Z = 0.0;
```

Vrednost `avarageAngle_Y` je kot glavnih nateznih deformacij v ravnini x - y . Z njim upoštevamo trenutno razporeditev vodoravnih vzmeti, ki so postavljene v smer y .

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    sumHSforc_ADS_CC_Y += (HSforcA_Y[i] + HSforcD_Y[i] + HSforcS_Y[i])*..  
    ..(C * L + VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y));  
    sumHSforc_ADS_ZZ_Y += (HSforcA_Y[i] + HSforcD_Y[i] + HSforcS_Y[i])*..  
    ..((1.0 - C) * L - VScoordY[i] * tan(avarageAngle_Y));  
}
```

Vrednost `avarageAngle_Z` je kot glavnih nateznih deformacij v ravnini x - z . Z njim upoštevamo trenutno razporeditev vodoravnih vzmeti, ki so postavljene v smer z .

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    sumHSforc_ADS_CC_Z += (HSforcA_Z[i] + HSforcD_Z[i] + HSforcS_Z[i])*..  
    ..(C * L + VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z));  
    sumHSforc_ADS_ZZ_Z += (HSforcA_Z[i] + HSforcD_Z[i] + HSforcS_Z[i])*..  
    ..((1.0 - C) * L - VScoordZ[i] * tan(avarageAngle_Z));  
}
```

Sešteje se prispevke vzmeti, ki ponazarjajo strižne mehanizme:

```
for (i=0; i<VSnum; i++) {  
    sumHSforcA_Y += HSforcA_Y[i];  
    sumHSforcD_Y += HSforcD_Y[i];  
    sumHSforcS_Y += HSforcS_Y[i];  
    sumHSforcA_Z += HSforcA_Z[i];  
    sumHSforcD_Z += HSforcD_Z[i];  
    sumHSforcS_Z += HSforcS_Z[i];  
}
```

Določi se nekatere pomožne parametre navpičnih vzmeti:

```
double suma1 = 0.0;  
double suma2 = 0.0;  
double suma3 = 0.0;  
  
for (i=0; i<VSnum; i++) {
```

```

    suma1 += VSforc[i];
    suma2 += VSforc[i] * VScoordZ[i];
    suma3 += VSforc[i] * VScoordY[i];
}

```

Izračuna se notranje sile v lokalnem koordinatnem sistemu elementa:

```

MomentYI = suma2 + HSZforc * C * L + sumHSforc_ADS_CC_Z;
MomentYJ = suma2 - HSZforc * (1.0-C) * L - sumHSforc_ADS_ZZ_Z;
MomentZI = -suma3 - HSYforc * C * L - sumHSforc_ADS_CC_Y;
MomentZJ = -suma3 + HSYforc * (1.0-C) * L + sumHSforc_ADS_ZZ_Y;
AxialForce = suma1;
ShearForceY = -HSYforc - sumHSforcA_Y - sumHSforcD_Y - sumHSforcS_Y;
ShearForceZ = -HSZforc - sumHSforcA_Z - sumHSforcD_Z - sumHSforcS_Z;
MomentX = TSforc;

```

Sestavi se vektor sil, ki ustreza prostostnim stopnjam makro elementa:

```

Se(0) = AxialForce;
Se(1) = MomentYI;
Se(2) = MomentYJ;
Se(3) = MomentZI;
Se(4) = MomentZJ;
Se(5) = MomentX;

```

Sestavi se vektor notranjih sil v lokalnem koordinatnem sistemu:

```

Sloc(0) = -AxialForce;
Sloc(1) = -ShearForceY;
Sloc(2) = -ShearForceZ;
Sloc(3) = -MomentX;
Sloc(4) = -MomentYI;
Sloc(5) = -MomentZI;
Sloc(6) = AxialForce;
Sloc(7) = ShearForceY;
Sloc(8) = ShearForceZ;
Sloc(9) = MomentX;
Sloc(10) = MomentYJ;
Sloc(11) = MomentZJ;

```

Vektor sil v lokalnem koordinatnem sistemu se transformira v vektor sil v globalnem koordinatnem sistemu:

```

Sg.addMatrixVector(0.0, P2, Sloc, 1.0);

```

Response*

```

MvlemShear3d::setResponse(const char **argv, int argc, Information
&eleInfo)

```

Funkcijo se uporabi pri opredelitvi izpisov količin odziva (t.i. rekorderji). Funkcija preveri kakšen niz smo zapisali v ukaznih vrsticah rekorderjev (glej razdelek B.2) in priredi nov objekt tipa 'ElementResponse'. Objekt vsebuje dovolj velik vektor, da lahko zajame zahtevane podatke o odzivu iz enega obteženega koraka, in zaporedno celo število, ki pove vrsto zahtevanega odziva (pomik-sila v

vzmeteh; pomiki v razpokah, ipd.). Vrednosti odziva se zapišejo v funkciji 'getResponse' (glej nadaljevanje).

Ukazne vrstice funkcije imajo standardno obliko. Na tem mestu so prikazane vrstice, ki smo jih dodali za izpis količin, ki so značilne za MvlemShear3d.

```
else if (strcmp(argv[0], "hSpringsSY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsSY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsSY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsSY") == 0)
    return new ElementResponse(this, 14, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "hSpringsDY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsDY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsDY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsDY") == 0)
    return new ElementResponse(this, 15, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "hSpringsAY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsAY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsAY") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsAY") == 0)
    return new ElementResponse(this, 16, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "hSpringsSZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsSZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsSZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsSZ") == 0)
    return new ElementResponse(this, 17, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "hSpringsDZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsDZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsDZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsDZ") == 0)
    return new ElementResponse(this, 18, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "hSpringsAZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "hspringsAZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HSpringsAZ") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "HoriSpringsAZ") == 0)
    return new ElementResponse(this, 19, Vector(2*VSnum+1));

else if (strcmp(argv[0], "dispCrack") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "DispCrack") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "dispcrack") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "disp_crack") == 0)
    return new ElementResponse(this, 20, Vector(8*VSnum));

else if (strcmp(argv[0], "strut") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "Strut") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "diagonal_strut") == 0 || ..
.. strcmp(argv[0], "DiagonalStrut") == 0)
    return new ElementResponse(this, 21, Vector(4));
```

int

MvlemShear3d::getResponse(int responseID, Information &eleInfo)

Funkcija zapiše zahtevane podatke odziva v vektor, ki je bil opredeljen v funkciji 'setResponse'. Tip odziva, ki ga je potrebno zapisati, funkcija prepozna prek identifikacijskega števila, ki je bil tudi definiran v 'setResponse'. Ukazne vrstice funkcije imajo standardno obliko. V nadaljevanju so prikazane le vrstice, ki zapišejo količine odziva, ki so značilne za MvlemShear3d.

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic v y smeri (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij):

```
case 14:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSSY =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            .. HStheMatS_Y[vsnum]->getStrain();
            (* (eleInfo.theVector)) (i) = ..
            HSSY = HStheMatS_Y[vsnum]->getStress();
            (* (eleInfo.theVector)) (i+1) = HSSY * VS_fact_Y;
            vsnum++;
        }
        (* (eleInfo.theVector)) (2*VSnum) = 0.0;
    }
    return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo možnični mehanizem navpičnih palic v y smeri (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij):

```
case 15:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSDY =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            .. HStheMatD_Y[vsnum]->getStrain();
            HSDY = HStheMatD_Y[vsnum]->getStress();
            (* (eleInfo.theVector)) (i+1) = HSDY;
            vsnum++;
        }
        (* (eleInfo.theVector)) (2*VSnum) = 0.0;
    }
    return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja v y smeri (upošteva se vpliv razmika razpok):

```
case 16:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSAY =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            .. getStrain();
            HSAY = HStheMatA_Y[vsnum]->getStress();
        }
    }
    return 0;
```



```
        if ((w_perpen_1crack_Y[i/2] >= 1.0e-8) && ..
.. (w_perpen_1crack_Y[i/2] <= w00_Y[i/2])) {
            if (HSdefA_Y[i/2] >= 0.0) {
                (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_poz_Y[vsnum]*(w00_Y[i/2]- ..
.. w_perpen_1crack_Y[i/2])/(w00_Y[i/2])*HSAY;
            } else if (HSdefA_Y[i/2] < 0.0) {
                (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_neg_Y[vsnum]* (w00_Y[i/2]- ..
.. w_perpen_1crack_Y[i/2])/(w00_Y[i/2])*HSAY;
            }
        } else if (w_perpen_1crack_Y[i/2] > w00_Y[i/2]) {
            (*(eleInfo.theVector))(i+1) = 0.0;
        } else {
            if (HSdefA_Y[i/2] >= 0.0) {
                (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_poz_Y[vsnum]*HSAY;
            } else if (HSdefA_Y[i/2] < 0.0) {
                (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_neg_Y[vsnum]*HSAY;
            }
        }
        vsnum++;
    }
    (*(eleInfo.theVector))(2*VSnum) = avarageAngle_izpis_Y;
}
return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem vodoravnih palic v z smeri (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij):

```
case 17:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSSZ =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = ..
.. HStheMatS_Z[vsnum]->getStrain();
            HSSZ = HStheMatS_Z[vsnum]->getStress();
            (*(eleInfo.theVector))(i+1) = HSSZ * VS_fact_Z;
            vsnum++;
        }
        (*(eleInfo.theVector))(2*VSnum) = 0.0;
    }
    return 0;
```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo moznični mehanizem navpičnih palic v z smeri (na zadnjem mestu vektorja se izpisuje tudi trenutno smer glavnih nateznih deformacij):

```
case 18:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSDZ =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = ..
.. HStheMatD_Z[vsnum]->getStrain();
            HSDY = HStheMatD_Z[vsnum]->getStress();
        }
    }
    return 0;
```

```

        (*(eleInfo.theVector))(i+1) = HSDZ;
        vsnum++;
    }
    (*(eleInfo.theVector))(2*VSnum) = 0.0;
}
return 0;

```

Sila-pomik v vzmeteh, ki ponazarjajo mehanizem zaklinjanja v z smeri (upošteva se vpliv razmika razpok):

```

case 19:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        double HSAZ =0;
        for (int i = 0; i < 2*VSnum; i=i+2) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = HStheMatA_Z[vsnum]-> ..
.. getStrain();
            HSAZ = HStheMatA_Z[vsnum]->getStress();
            if ((w_perpen_1crack_Z[i/2] >= 1.0e-8) && ..
.. (w_perpen_1crack_Z[i/2] <= w00_Z[i/2])) {
                if (HSdefA_Z[i/2] >= 0.0) {
                    (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_poz_Z[vsnum]* (w00_Z[i/2]- ..
.. w_perpen_1crack_Z[i/2])/(w00_Z[i/2]) * HSAZ;
                } else if (HSdefA_Z[i/2] < 0.0) {
                    (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_neg_Z[vsnum]* (w00_Z[i/2]- ..
.. w_perpen_1crack_Z[i/2])/(w00_Z[i/2]) * HSAZ;
                }
                } else if (w_perpen_1crack_Z[i/2] > w00_Z[i/2]) {
                    (*(eleInfo.theVector))(i+1) = 0.0;
                } else {
                    if (HSdefA_Z[i/2] >= 0.0) {
                        (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_poz_Z[vsnum]*HSAZ;
                    } else if (HSdefA_Z[i/2] < 0.0) {
                        (*(eleInfo.theVector))(i+1) = ..
.. Va_fact_neg_Z[vsnum]*HSAZ;
                    }
                }
            }
            vsnum++;
        }
        (*(eleInfo.theVector))(2*VSnum) = avarageAngle_izpis_Z;
    }
    return 0;

```

Pomiki v razpokah:

```

case 20:
    if (eleInfo.theVector != 0) {
        int vsnum=0;
        for (int i = 0; i < 8*VSnum; i=i+8) {
            (*(eleInfo.theVector))(i) = w_x_1crack_Y[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+1) = w_y_1crack[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+2) = w_x_1crack_Z[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+3) = w_z_1crack[vsnum];
            (*(eleInfo.theVector))(i+4) = w_perpen_1crack_Y[vsnum];

```

```
        (*(eleInfo.theVector))(i+5) = w_perpen_1crack_Z[vsnum];  
        (*(eleInfo.theVector))(i+6) = delta_1crack_Y[vsnum];  
        (*(eleInfo.theVector))(i+7) = delta_1crack_Z[vsnum];  
        vsnum++;  
    }  
}  
return 0;
```

Obremenitev in nosilnost tlačnih diagonal v y in z smeri:

```
case 21:  
    // getResponse for diagonal strut (strut force Y, strut  
capacity Y, strut force Z, strut capacity Z)  
    if (eleInfo.theVector != 0) {  
        (*(eleInfo.theVector))(0) = PrecnaSila_diag_Y;  
        (*(eleInfo.theVector))(1) = Nosilnost_diag_Y;  
        (*(eleInfo.theVector))(2) = PrecnaSila_diag_Z;  
        (*(eleInfo.theVector))(3) = Nosilnost_diag_Z;  
    }  
    return 0;
```