

REPUBLIKA E SHQIPËRISË
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

D I S E R T A C I O N

Paraqitur në kërkim të Gradës Shkencore “DOKTOR”

Tema:

**VLERËSIMI I KAPACITETIT SIZMIK TË GODINAVE ME
MURATURË**

Kandidati:
M.Sc. Erdit LEKA

Udhëheqës shkencor:
Prof.As.Dr. Neritan SHKODRANI



REPUBLIKA E SHQIPËRISË
UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

Punim Disertacioni

Tema: **“VLERËSIMI I KAPACITETIT SIZMIK TË GODINAVE
ME MURATURË”**

Punoi: M.Sc. Erdit LEKA

Udhëheqës shkencor: Prof.As. Neritan SHKODRANI

MBROHET MË DATË / /..... PARA JURISË SË MIRATUAR:

1. Prof.As. Gezim HASKO, KRYETAR_____
2. Prof.Dr. Andrea MALIQARI, ANËTAR_____
3. Prof.Dr. Tanja FLOQI, ANËTARE_____
4. Prof.Dr. Llamro DUNI, ANËTAR/OPONENT_____
5. PROF.Dr. Sulejman XHELEPI, ANËTAR/OPONENT_____

FALENDERIME

Shpreh falenderimet dhe mirënjohjen time të sinqertë për të gjithë miqtë dhe kolegët e mi që më ndihmuan dhe mbështetën gjatë punimit të këtij disertacioni.

Një falenderim i vecantë për udhëheqësin e tezës Prof.As. Neritan Shkodrani i cili më ka udhëzuar, konsultuar dhe ndihmuar gjatë gjithë periudhës së realizimit të kësaj teme.

Mirënjohje për Rektorin e Universitetit Politeknik, Dekanatin e Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit, Dekanatin e Fakultetit të Arkitekturës dhe Urbanistikës dhe gjithë kolegët e mi të Departamentit të Konstruksioneve dhe Infrastrukturës së Transportit për mbështetjen më kanë dhënë.

Së fundmi falenderimet shkojnë për familjen time që më ka ndenjur pranë, më ka nxitur dhe mbështetur për të përfunduar këtë temë

PËRMBLEDHJE

Kjo temë është e ndarë në shtatë kapituj duke përfshirë edhe referencat.

Kapitulli 1 është prezantim dhe përfshin një përshkrim të përgjithshëm të historikut të praktikës së inxhinierisë së ndërtimit në Shqipëri dhe objektivin e studimit.

Kapitulli 2 është një përmbledhje e literaturës nga burime të ndryshme për strukturat me muraturë. Ajo fillon me ndërtesat shqiptare me muraturë dhe ekstrakte nga kodi shqiptar i projektimit, KTP-78 dhe kodi sizmik KTP-N2-89. Gjithashtu Eurokodet 6 dhe 8 janë përmendur krahas atyre shqiptarë në mënyrë që të bëhet i qartë dallimi mes tyre. Duke qenë se Shqipëria është vend sizmik me ngarkesë sizmike relativisht të lartë dhe gjithashtu nxitimi maksimal i truallit PGA kërkohet nga Eurocode 8, është përshkruar edhe sizmiciteti i Shqipërisë sipas Aliaj 2004, Kuka 2003. Më tej janë treguar disa pamje të muraturave të dëmtuara nën efektin e tërmeteve të fortë në vendet fqinjë. Së fundi, në kapitullin e dytë janë paraqitur tre raste të testimit eksperimental të strukturave me muraturë. Është gjykuar se këto eksperimente janë të dobishme për të kuptuar sjelljen e këtij materiali anizotropik.

Kapitulli 3 zhvillon metodologjinë e analizës që është aplikuar. Së pari është paraqitur tipi i modelimit duke përdorur programin SAP2000. Më pas ky model është testuar dhe kalibruar me programin e mirënjohur 3Muri, i cili përdoret në të gjithë botën për analizë murature. Pas kësaj ngarkesat sizmike janë paraqitur duke përdorur udhëzimet shqiptare dhe europiane të projektimit. Së fundmi zhvillohet një përshkrim i procedurës së analizës statike jolineare siç është përcaktuar në kodet e projektimit si ATC 40, FEMA 440. Në rastin e kësaj teme do të përdoret procedura MADRS e përshkruar në FEMA440 si më recente dhe e studiuar më mirë.

Kapitulli 4 përmban analizën e të njëjtës godinë me muraturë të marrë në studim sipas tre rasteve të ndryshme, sipas projektit fillestar, në gjëndjen ekzistuese me hapje të mureve të katit përdhe dhe e përforcuar.

Në pjesën e parë janë paraqitur parametrat më të rëndësishëm të projektimit për ndërtesën e marrë në shqyrtim.

Vetëm muret mbajtës janë marrë parasysh për shkak se muret ndarës nuk kontribuojnë në ngurtësinë globale. Më pas janë formuar modelet 3 dimensionale dhe janë nxjerrë rezultatet më të rëndësishme të tilla si modet e para dhe kurbat e kapaciteteve të ashtuquajtura “pushover”. Në fund, është vlerësuar siguria sizmike për të gjitha modelet duke përdorur spektrin e reagimit Shqiptar dhe European.

Kapitulli 5 është një diskutim i rezultateve të analizës. Së pari është dhënë një koment i përgjithshëm dhe pastaj vazhdohet me detaje të veçanta për secilën prej tyre. Performanca e tyre interpretohet veçmas për drejtimin X dhe Y nën efektin e spektrave të ndryshëm të reagimit Shqiptarë dhe Europeanë.

Kapitulli 6 përmban një përmbledhje të shkurtër dhe konkluzionet më të rëndësishme. Në të është theksuar rreziku që ka kjo strukturë për kushtet mesatare sizmike. Gjithashtu është theksuar se janë të nevojshme kërkime të mëtejshme për ndërtesat prej murature të banimit apo edhe ato historike. Ky hulumtim i hollësishëm i ardhshëm duhet të çojë në përforcimin e godinave të rrezikuara para se të jetë tepër vonë, sidomos duke filluar nga ato të rëndësishme të veçantë.

TABELA E PËRMBAJTJES

LISTA E TABELAVE.....	10
LISTA E FIGURAVE.....	11
LISTA E SIMBOLEVE.....	14

KAPITULLI 1

HYRJE.....	16
1.1 Të përgjithshme.....	16
1.2 Objekti i studimit.....	17

KAPITULLI 2

SHQYRTIMI I LITERATURËS DHE PJESA TEORIKE

2.1 Hyrje.....	18
2.2 Kodet – Udhëzues, rekomandime.....	20
2.2.1 Specifikimet e kodit Shqiptar.....	20
2.2.2 Specifikimet e Eurocode 6 & 8.....	25
2.3 Mekanizmat e shkatërrimit të muraturës së papërfrcuar.....	30
2.4 Raste studimore të godinave me muraturë të papërfrcuar.....	33
2.4.1 “Një model skeleti ekuivalent jolinear për analizë të zhvendosjes të godinave me muraturë tulle të papërfrcuar”, (I. Demirel, 2010).....	33
2.4.2 “Përcaktimi i performances për një godinë me muraturë tulle të papërfrcuar në zona me sizmicitet të ulët”, (R. Bonnet, 2004).....	36
2.5 Rreziku sizmik i Shqipërisë dhe reagimi i godinave të muraturës nën veprimin sizmik.....	38
2.5.1 Sizmiciteti i Shqipërisë dhe pellgut rreth saj	38
2.5.2 Dëmtimet Strukturore në godinat me muraturë.....	44
2.5.2.1 Tërmeti Itali, L’Aquila në 2009	44
2.5.2.2 Tërmeti Greqi, Athinë në 1999	46
2.5.2.3 Tërmeti Izmit, Turqi në 1999	47
2.6 Testimet Eksperimentale	48

2.6.1 Testi i tryezës lëkundëse në 24 godina të thjeshta me muraturë (D.Benedetti, 1998).....	48
2.6.2 Rezultatet e testit të muraturës së tulles të pa përforcuar (M. Javed 2009).....	52
2.6.3 Karakteristikat e reagimit sforcim-deformim të muraturës me tullë argjilore në shtypje një aksiale (Kaushik 2007).....	57

KAPITULLI 3

ANALIZA METODOLOGJIKE.....	62
3.1 <i>Metoda e elementëve te fundëm në elementët e muraturës.</i>	62
3.1.1 Pëaftrim i metodelimit me Sap 2000.	63
3.1.2 Modelimi me programin 3Muri.....	70
3.1.3 Modelimi i strukturës “test” njëkohësisht me Sap2000 dhe 3Muri.....	74
3.2 <i>Analiza sizmike e godinave me muraturë</i>	85
3.3 <i>Vlerësimi i sigorisë Sizmike</i>	86
3.3.1 Llogaritja e kurbës së kapacitetit.....	86
3.3.2 Identifikimi i Gjëndjeve Kufitare të Performancës Globale.....	87
3.3.3 Konvertimi i kurbës së kapaciteteve në formatin e Spektrit të Kapacitetit (ADRS). ATC 40.....	89
3.3.4 Llogaritja e spektrit elastic të kërkuar. ATC 40C.	90
3.3.5 Përcaktimi i pikës së performancës së strukturës.	90

KAPITULLI 4

ANALIZA E GODINËS TË RASTIT STUDIMOR.....	94
4.1 <i>Projektimi i godinës tip dhe specifikime</i>	94
4.2 <i>Modelimi i godinës tip</i>	95
4.2.1 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godines tip 77/11 sipas projektit fillestar.....	98
4.2.2 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godines tip 77/11 në gjëndje ekzistuese me hapje të katit përdhe.....	100
4.2.3 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godines tip 77/11 e përforcuar.....	102

4.3	<i>Vlerësimi sizmik i godinës përfaqesuese tip</i>	104
4.3.1	Vlerësimi i projektit tip 77/11 sipas projektit fillestar.....	104
4.3.2	Vlerësimi i projektit tip 77/11 në gjendjen egzistuese.....	110
4.3.3	Vlerësimi i projektit tip 77/11 me përforcim.....	114
 KAPITULLI 5		
	DISKUTIME MBI REZULTATET E ANALIZAVE.....	119
5.1	<i>Sjellja e strukturave</i>	119
5.1.1	Projekti tip -77/11 sipas projektit fillestar	119
5.1.2	Projekti tip -77/11 në gjendjen egzistuese	122
5.1.3	Projekti tip -77/11 e përforcuar.....	124
 KAPITULLI 6		
	PËRMBLEDHJE DHE KONKLUSIONE.....	127
6.1	<i>Përmbledhje dhe konstatime</i>	127
6.2	<i>Rekomandime për punime të mëtejshme</i>	130
 ANEKSI A		
	Projekti tip 77/11, viti 1978 (AKSH).....	131
	Foto të objektit në gjendjen ekzistuese.....	133
	Figura A.1.1 Plani i katit përdhe sipas projektit fillestar.....	133
	Figura A.1.2 Plani i katit tip sipas projektit fillestar.....	134
	Figura A.1.3 Prerja e strukturës.....	134
	Figura A.1.4 Plani i katit përdhe me hapje.....	135
	Ilustrime të tipit të përforcimit.....	136
	Përforcimi i mundshëm total i godinës.....	137
	Preventivi i punimeve për një përforcim global të strukturës.....	137

ANEKSI B

B.1 Rezultatet e analizës modale për projektet tip 77/11 sipas projektit fillestar.....	138
Figura B.1.1 Modi 1 i objektit të projektit fillestar (zhvendosja-cm).....	138
Figura B.1.2 Modi 2 i objektit të projektit fillestar (zhvendosja-cm).....	139
B.2 Rezultatet e analizës modale për projektet tip 77/11 me hapje.....	139
Figura B.2.1 Modi 1 i objektit në gjëndjen ekzistuese (zhvendosja-cm).....	140
Figura B.2.2 Modi 2 i objektit në gjëndjen ekzistuese (zhvendosja-cm).....	140
B.3 Rezultatet e analizës modale për projektet tip 77/11 sipas projektit fillestar.....	141
Figura B.3.1 Modi 1 i objektit të përforcuar (zhvendosja-cm).....	141
Figura B.3.2 Modi 2 i objektit të përforcuar (zhvendosja-cm).....	142
B.4 Programi në “Excel” për llogaritjen e pikes së performanës.....	143
REFERENCA.....	147

LISTA E TABELAVE

Tabela 2.1 Rezistenca e projektimit në shtypje e përdorur për rreshta tullash me trashësi 12cm

Tabela 2.2 Rezistenca e projektimit në shtypje e përdorur për trashësi të rreshtave të tullave me të madhe se 18cm.

Tabela 2.3 Rezistenca e projektimit në shtypje të mureve masive të betonit.

Tabela 2.4 Rezistenca e projektimit në terheqje dhe prerje e muraturës

Tabela 2.5 Koeficienti “ α ” i murit.

Tabela 2.6 Koeficienti sizmik KE

Tabela 2.7 Faktori i rëndësisë

Tabela 2.8 Faktori i strukturës (inversi i duktilitetit)

Tabela 2.9 Rezistenca në prerje e muraturës (pjesë e tabelës në EC6)

Tabela 2.10 Klasifikimi i truallit

Tabela 2.11 Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të Tipit 1

Tabela 2.12 Faktori i sjelljes për muraturën

Tabela 2.13 Rezistencat e muraturës dhe llacit (D. Benedetti, 1998)

Tabela 2.14 Rezultat kryesore të testimeve ISMES (D. Benedetti 1998)

Tabela 2.15 Rezultatet kryesore të testimeve LEE (D. Benedetti 1998)

Tabela 2.16 Karakteristika të muraturës dhe llacit. (M.Javed 2009)

Tabela 2.17 Karakteristikat e tullave, WA dhe IRA (Kaushik 2007)

Tabela 2.18 Karakteristikat e llacit për mostrat 3x9 (Kaushik 2007)

Tabela 2.19 Karakteristikat e muraturës (Kaushik 2007)

Tabela 3.1 Krahësimi i rezultateve.

Tabela 3.2. Gjendje të dëmtimeve (Lagomarsino 2003).

Tabela 4.1 Rezultatet e analizës statike jolineare (Pushover) për projektin fillestar

Tabela 4.2 Rezultatet e analizës statike jolineare (Pushover) për projektin në gjendjen ekzistuese

Tabela 4.3 Rezultatet e analizës statike jolineare (Pushover) për projektin e përfortuar

Tabela 5.1 Rezultatet e analizës jolineare për projektin fillestar

Tabela 5.2 Rezultatet e analizës jolineare për godinën me hapje

Tabela 5.3 Rezultatet e analizës jolineare për projektin tip-77/11 e përfortuar

Tabela 6.1 Rezultatet për të tre rastet e analizave

Tabela B.1.1 Përqindjet e masës pjesëmarrëse në modë për strukturën tip 77/11 projektin fillestar

Tabela B.2.1 Përqindjet e masës pjesëmarrëse në modë për strukturën tip 77/11 në gjendjen ekzistuese me hapje

Tabela B.3.1 Përqindjet e masës pjesëmarrëse në modë për strukturën tip 77/11 të përfortuar

LISTA E FIGURAVE

- Figura 2.1- Paraqitja grafike e koeficientit β
- Figura 2.2- Inklinimi i mundshëm i lejuar
- Figura 2.3- Tipi 1 i spektrit elastik të reagimit për tipe trualli A deri në E (5%shuarje)
- Figura 2.4- Shkatërrimi nga shtypja i muraturës
- Figura 2.5- Shkatërrimi në rrëshkitje i muraturës
- Figura 2.6- Shkatërrimi nga prerja i muraturës
- Figura 2.7- Shkatërrimi nga përkulja jashtë planit të muraturës
- Figura 2.8- Shkatërrimi nga përkulja i muraturës me ose pa plasaritje fundore
- Figura 2.9- Struktura 3 dhe idealizimi i modelit tip skelet
- Figura 2.10-Cernierat e modifikuara FEMA 356 të përdorura (I. Demirel, 2010)
- Figura 2.11-Spektri elastik i përdorur (Kodi Turk TEC2007)
- Figura 2.12-Rezultatet e analizës së strukturës 3 (I. Demirel, 2010)
- Figura 2.13-Detaji i soletës nga projekti original
- Figura 2.14-Pamje 3D e modelit të strukturës në programin 3Muri (R. Bonnet et.al. 2004)
- Figura 2.15-Spektrat elastikë të projektimit ICC (R. Bonnet et.al. 2004)
- Figura 2.16-Performanca për spektrin përcaktues ICC (R. Bonnet et. al. 2004)
- Figura 2.17-Performanca për spektrin probabilitar ICC
- Figura 2.18-Sizmiciteti i Shqipërisë (Aliaj et. al. 2004)
- Figura 2.19-Harta e zonave me shkarje aktive në Shqipëri (Aliaj et. Al. 2004)
- Figura 2.20-Harta e zonave të burimeve sizmike në Shqipëri (Aliaj et. al. 2204)
- Figura 2.21-Harta e nxitimeve sizmike maksimale të truallit për Shqipërinë me një probabilitet 10%/ 50 vjet (N. Kuka 2003)
- Figura 2.22 –Fotografi të dëmtimeve të tërmetit të L’Aquila ne vitin 2009
- Figura 2.23 –Fotografi të dëmtimeve të tërmetit të Athinës në vitin 1999 (Yoshimura, 2000)
- Figura 2.24 –Fotografi te dëmtimeve të tërmetit në Izmir në vitin 1999
- Figura 2.25- Modele murature mbi tryezën lëkundëse (D. Benedetti, 1998)
- Figura 2.26 –Dëmtimet në godinat me muraturë
- Figura 2.27 –Zhvendosja e imponuar për testin e murit mbajtës (M. Javed 2009)
- Figura 2.28 –Dëmtimet e serisë 1 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)
- Figura 2.29 – Dëmtimet e serisë 2 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)
- Figura 2.30 – Dëmtimet e serisë 3 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)
- Figura 2.31 – Dëmtimet e serisë 4 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)
- Figura 2.32 –Muret 1,2 (figura 2.20, 2.21) Kurbat hysteresis dhe reagimi F-D
- Figura 2.33 – Muret 3,4 (figura2.22, 2.23) Kurbat hysteresis dhe reagimi F-D
- Figura 2.34 –Kurbat sforcim-deformimit ne muraturë nga shtypja (Kaushik 2007)
- Figura 2.35 –Kurbat e normalizuara sforcim-deformimit ne muraturë nga shtypja (Kaushik 2007)
- Figura 2.36 – Kurbat e idealizuara sforcim-deformimit ne muraturë nga shtypja (Kaushik 2007)
- Figura 2.37 –Varësia e deformimeve të muraturës nga rezistenca e llacit (Kaushik 2007)

Figura 3.1 – Një element “shell” me katër nyje dhe sforcimet në plan.
(Reference manuali i Sap 2000)

Figura 3.2 – Kurba e sforcim-deformimeve nga shtypja (përdorur për S11,S22)

Figura 3.3 – Testi i sforcimeve shtypëse të përdorura për S11 dhe S22.

Figura 3.4 – Sforcimi statik ne shtypje mbivendosur sforcimit ne prerje

Figura 3.5 – Menyra e shaktërrimit të murit me dhe pa sforcime vertikale

Figura 3.6 – Tendenda e lidhjes midis sforcimeve shtypëse vertikale dhe rezistencës në prerje.

Figura 3.7 – Kurba sforcim-deformim nga prerja (e përdorur për S12)

Figura 3.8 – Pamje e elementeve të fundëm të 3Muri.

Figura 3.9 – Kurba e përgjithshme force-zhvendosje të elementëve të fundem sipas 3Muri
(Galasco et.al.2006)

Figura 3.10 – Kurba sforcim-deformim nga shtypja

Figura 3.11 – Kurba sforcim-deformim nga prerja

Figura 3.12 – Planimetri e katit përdhe e strukturës së testuar.

Figura 3.13 –Planimetri e katit të parë të strukturës së testuar.

Figura 3.14 – Pamjet ballore dhe e pasme të struktures së testuar në 3Muri.

Figura 3.15 – Pamjet e kateve të sipërm dhe të poshtm të mureve së tullës ne 3Muri.

Figura 3.16 – Planimetria e deformuar e ngarkimit statik gradual (pushover) në drejtimin X

Figura 3.17 – Rezultati i analizave ne 3Muri, kurba e kapacitetit (pushover) ne drejtimin X

Figura 3.18 – Planimetria e deformuar e ngarkimit statik gradual (pushover) në drejtimin Y

Figura 3.19 – Rezultati i analizave ne 3Muri, kurba e kapacitetit (pushover) ne drejtimin Y

Figura 3.20 – Kurba sforcim-deformim nga prerja (e përdorur për S12)

Figura 3.21 – Kurba sforcim-deformim nga shtypja (e përdorur për S11,S22)

Figura 3.22 – Pamjet ballore dhe mbrapa të strukturës së testuar në SAP2000.

Figura 3.23 – Pamjet të kateve të sipërme dhe të poshtme të strukturës në SAP2000.

Figura 3.24 – Rezultatet e analizës në SAP2000, kurba e kapacitetit (pushover) në drejtimin X (KN, cm).

Figura 3.25 – Rezultatet e analizës në SAP2000, kurba e kapacitetit (pushover) në drejtimin Y (KN, cm).

Figura 3.26 – Forma e deformuar në SAP2000, drejtimet X (majtas) dhe Y (djathtas).

Figura 3.27 – Kurbat e kapacitetit (pushover) në drejtimin X, në të dy programet

Figura 3.28 – Kurbat e kapacitetit (pushover) në drejtimin Y, në të dy programet

Figura 3.29 – Spektri elastik i reagimit

Figura 3.30 –Nivelet e performancës në kurbën e kapacitetit (pushover).

Figura 3.31 –Konvertimi i spektrit në ADRS (ATC40)

Figura 3.32 –Zgjedhja e pikës fillestare të performancës.

Figura 3.33 –Kurba bilineare dhe perioda fillestare.

Figura 3.34 –Gjenerimi i spektrit MADRS (FEMA440)

Figura 3.35 –Vija lidhëse e MADRS dhe performanca e strukturës. (FEMA440)

Figura 4.1 – Kurba sforcim-deformim në shtypje (për S11,S22)

Figura 4.2 – Kurba sforcim-deformim në prerje (për S12 simetrike me origjinen)

Figure 4.3 – Modeli 3 Dimensional i projektit fillestar tip-77/11 ne Sap2000

Figura 4.4 – Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi X sipas projektit fillestar (kN/cm)

Figura 4.5– Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi Y sipas projektit fillestar (kN/cm)
 Figura 4.6 – Modeli 3-Dimensional i projektit tip-77/11 në gjëndjen ekzistuese në Sap2000
 Figura 4.7 – Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi X në gjëndjen ekzistuese (kN, cm)
 Figura 4.8– Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi Y në gjëndjen ekzistuese (kN, cm)
 Figura 4.9 – Modeli 3 Dimensional i projektit tip-77/11 e përforcuar në Sap2000
 Figura 4.10 – Kurba e kapacitetit “Pushover” drejtimit X e përforcuar në Sap2000 (kN, cm)
 Figura 4.11 – Kurba e kapacitetit “Pushover” drejtimit Y e përforcuar në Sap2000 (kN, cm)
 Figura 4.12 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X të projektit fillestar
 Figura 4.13 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X të projektit fillestar
 Figura 4.14 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit Y të projektit fillestar
 Figura 4.15 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit Y të projektit fillestar
 Figura 4.16 – Pika e performances sipas drejtimit X për projektin fillestar (EC8)
 Figura 4.17 – Pika e performances sipas drejtimit X për projektin fillestar (KTP)
 Figura 4.18 – Pika e performances sipas drejtimit Y për projektin fillestar (EC8)
 Figura 4.19 – Pika e performances sipas drejtimit Y për projektin fillestar (KTP)
 Figura 4.20 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese
 Figura 4.21 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese me hapje
 Figura 4.22 – Pika e performanës sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese me hapje (EC8)
 Figura 4.23 – Pika e performanës sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese (KTP)
 Figura 4.24 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X me përforcim
 Figura 4.25 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X me përforcim
 Figura 4.26 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit Y me përforcim
 Figura 4.27 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit Y me përforcim
 Figura 4.28 – Pika e performanës sipas drejtimit X me përforcim (KTP, EC8)
 Figura 4.29 – Pika e performanës sipas drejtimit Y me përforcim (KTP, EC8)
 Figura 5.1 – Sforcimi prerës në hapin përfundimtar për projektin fillestar sipas drejtimit X
 Figura 5.2 – Sforcimi prerës në hapin përfundimtar për projektin fillestar sipas drejtimit Y
 Figura 5.3 - Sforcimi prerës në hapin përfundimtar në gjëndjen ekzistuese sipas drejtimit X
 Figura 5.4 - Sforcimi prerës në hapin përfundimtar në gjëndjen ekzistuese sipas drejtimit Y
 Figura 5.5 - Sforcimi prerës në hapin përfundimtar objekti i përforcuar sipas drejtimit X
 Figura 5.6 - Sforcimi prerës në hapin përfundimtar objekti i përforcuar sipas drejtimit Y

LISTA E SIMBOLEVE

$[\alpha]$	Koeficienti i muraturës sipas Kodit Shqiptar KTP-78
$[R_n]$	Rezistenca e projektimit në shtypje e muraturës
$[E]$	Moduli i elasticitetit
$[G]$	Moduli në prerje
$[S_a]$	Nxitimi spektral
$[S_d]$	Zhvendosja e spektrale
$[K_E]$	Koeficienti sizmik në varësi të intensitetit sizmik dhe kategorisë së truallit
$[K_R]$	Koeficienti i rëndësisë
$[\psi]$	Koeficienti i duktilitetit
$[\beta]$	Koeficienti dinamik që varet nga perioda e lëkundjeve të lira
$[g]$	Nxitimi i rënies së lirë
$[f_k]$	Rezistenca në shtypje e muraturës sipas Eurocode 6
$[f_b]$	Rezistenca në shtypje e tullës sipas Eurocode 6
$[f_m]$	Rezistenca në shtypje e llaçit sipas Eurocode 6
$[k]$	Koeficienti i varësisë nga lloji i tullës sipas Eurocode 6
$[f_{vk}]$	Rezistenca karakteristike në prerje sipas Eurocode 6
$[f_{vk0}]$	Kohezioni i muraturës sipas Eurocode 6
$[\sigma_d]$	Sforcimi vertikal në shtypje i muraturës
$[M]$	Magnituda sizmike në shkallën Rihter
$[S]$	Faktori i truallit sipas Eurocode 8
$[T_B, T_C, T_D]$	Periodat karakteristike të spektrit të reagimit sipas Eurocode 8
$[q]$	Faktori i sjelljes së strukturës sipas Eurocode 8
$[URM]$	Muraturë e papërforcuar
$[f'_m]$	Rezistenca në shtypje e muraturës
$[f_{mu}]$	Rezistenca e lejuar në shtypje e muraturës
$[f_j]$	Rezistenca në shtypje e llaçit
$[\alpha]$	Këndi i kubës pushover të idealizuar sipas FEMA440
$[a_{pi}]$	Nxitimi spektral i pikës i sipas procedurave të FEMA440
$[d_{pi}]$	Zhvendosja spektrale e pikës i sipas procedurave të FEMA440
$[a_y]$	Nxitimi spektral i pikës së rrjedhshmërisë sipas procedurave të FEMA440
$[d_y]$	Zhvendosja spektrale e pikës së rrjedhshmërisë sipas procedurave të FEMA440
$[\mu]$	Vlera e duktilitetit sipas procedurave të FEMA440
$[\beta_{eff}]$	Shuarja efektive sipas procedurave të FEMA440
$[\beta_0]$	Shuarja fillestare (5%) sipas procedurave të FEMA440
$[T_{eff}]$	Perioda efektive sipas procedurave të FEMA440
$[T_0]$	Perioda fillestare sipas procedurave të FEMA440
$[B(\beta_{eff})]$	Faktori i reduktimit të spektrit sipas procedurave të FEMA440

[sc]	Lidhjet e armaturës së soletave me muret
[rb]	Brezat në çdo nivel (zgara e armaturës + shtresa e çimentos)
[sn1,2]	Zgara e armaturës + shtresa e çimentos mbi soletat në nivelin 1, 2
[lsc]	Çimentimi lokal i plasaritjeve kryesore
[ht, hb]	Shufrat (tendina) horizontale, trarë horizontale lidhës
[ζ ₁ , f]	Shuarja fillestare dhe përfundimtare
[aM _{x,y}]	Nxitimi maksimal i regjistruar në drejtimin e përcaktuar
[f ₁ , f]	Frekuenca fillestare dhe përfundimtare
[lse/g]	Çimentimi lokal i plasaritjeve kryesore me emako ose gips
[a1/2]	Stafa çeliku të kurbëzuara në faqet e brendshme të harqeve (niveli i 1 ose 2-të)
[wp]	Pllaka druri tek arkitrarët
[vb]	Trarët vertikalë prej çeliku në kënde
[ε' _m]	Deformimi i muraturës për sforcim maksimal
[ε _{mu}]	Deformimi i lejuar i muraturës
[τ]	Rezistenca e përgjithshme në prerje e muraturës
[c]	Vlera e përgjithshme e kohezionit të muraturës
[S11, S22]	Sforcimet ortogonale për elementin plan
[S12]	Sforcimet në prerje për elementin plan
[ε' _m]	Deformimi maksimal i muraturës
[σ _{el}]	Limiti elastik i sforcimit vertikal në shtypje të muraturës
[τ _{el}]	Limiti elastik i sforcimit në prerje të muraturës
[ε _{el}]	Limiti elastik i deformimit në shtypje të muraturës
[ε _{el}]	Limiti elastik i deformimit në prerje të muraturës
[Dy]	Zhvendosja e rrjedhshmërisë së strukturës në kurbën “pushover”
[Du]	Zhvendosja e lejuar e strukturës në kurbën “pushover”
[LS2]	Gjendja kufitare e dëmtimit minimal të strukturës
[LS3]	Gjendja kufitare e dëmtimit ekstensiv të strukturës
[LS4]	Gjendja kufitare e dëmtimit total të strukturës
[PF1]	Faktori i pjesëmarrjes modale për modin e parë
[α ₁]	Koeficienti i masës modale për modin e parë
[w _i]	Pesha që i takon nivelit <i>i</i> të strukturës
[φ _{i1}]	Amplituda e modit 1 në nivelin <i>i</i>
[N]	Kuota e sipërme e strukturës
[W]	Pesha e përhershme e ndërtesës plus ngarkesat e mundshme të përkohshme

KAPITULLI 1

HYRJE

1.1 Të përgjithshme

Dispozitat e kodeve të ndërtimit, të cilat janë përpiluar për të siguruar mbrojtjen e duhur dhe sigurinë e jetës gjatë ngjarjeve të rënda sizmike, rregullojnë projektimin sizmik të ndërtesave të reja. Megjithatë një përqindje e rëndësishme e objekteve ekzistuese janë projektuar duke përdorur kodet e mëparshme, në të cilët ngarkesat sizmike kanë qenë në nivele më të ulëta se ato të specifikuara në kodet e reja. Gjatë tërmeteve të fundit, sjellja e godinave me muraturë të projektuara në bazë të kodeve të reja sizmike ka rezultuar e kënaqshme. Strukturat e projektuara sipas kodeve më të hershme ose para ekzistencës së kërkesave të projektimit sizmik, kanë pësuar dëmtime të rënda për shkak të kapacitetit të pamjaftueshëm ndaj ngarkesës horizontale dhe duktilitetit të kufizuar. Pikëpyetjeve rreth saktësisë së kodeve të mëparshme, mund ti japim përgjigje më saktësisht nëpërmjet përdorimit të metodave të reja të analizës.

Një sfidë e rëndësishme për inxhinierët projektues me përvojë është të vlerësojnë kapacitetin sizmik të godinave të reja dhe ekzistuese dhe të vlerësojnë reagimin gjatë një ngjarje sizmike. Procedurat jolineare të cilat janë zhvilluar përgjatë dy dekadave të fundit janë qasjet e duhura për të arritur këtë objektiv [ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000; FEMA-440, 2005; N2 Method, 1996]. Përdorimi i analizave jolineare, bën të mundur përcaktimin e kapacitetit të strukturës në formën e një kurbe kapaciteti. Më pas kjo kurbë kapaciteti mund transformohet sipas procedurave të mësipërme dhe krahasohet me spektrat kërkesë të tërmetit që reflektojnë efektin e lëvizjeve të ndryshme të truallit. Përhapja e gjerë e godinave me muraturë veçanërisht në vendet me sizmicitet të lartë si Italia, Turqia dhe Greqia, ka përforcuar nevojën për zgjerimin e nivelit të njohurive, me qëllim që të vlerësohet dhe reduktohet vulnerabiliteti i godinave ekzistuese me muraturë.

Edhe pse me kalimin e kohës janë krijuar disa detaje specifike për muraturën

për të përmirësuar sjelljen sizmike, të tilla si lidhja e gurëve, përforcimi i këndeve dhe zonave ku ndërpriten muret, konstruksionet prej murature përfaqësojnë pjesën më vulnerabël të të gjitha tipeve të godinave ekzistuese. Ky nuk është vetëm rast i vendeve në zhvillim, por gjithashtu edhe në rajonet më të zhvilluara të Evropës dhe SHBA-së.

Procedurat statike jolineare janë njohur dhe pranuar si një alternativë e mundshme, e zbatueshme në krahasim me analizat jolineare dinamike. Sipas filozofisë së inxhinierisë sizmike të bazuar në performancë, procedurat statike jolineare lejojnë vlerësimin e performancës dhe dëmtimit nga një sizmicitet në rritje.

Nga këndvështrimi i modelimit, muratura mund të analizohet ose me pjesë të veçanta me metoda të thjeshtuara numerike ose ndryshe duke përdorur metodën e elementëve të fundëm me programe kompiuterik të veçantë. Teknika e modelimit mund të konsistojë në elementë me pjesë jolineare (elementë linearë me aks) ose në jolinearitetin e materialit (elementë në plan). Në të dyja teknikat është kërkuar të futet sjellja e një makro elementi murature nga eksperimentet dhe kjo sjellje ti atribuohet një elementi të fundëm homogjen për të arritur rezultate të besueshme.

1.2 Objekti i studimit

Ky studim ka për qëllim të bëjë një vlerësim të performancës sizmike të godinave rezidenciale Shqiptare me muraturë që janë ndërtuar sipas dispozitave të kodit të mëparshëm [KTP-78, 1978; KTP-89, 1989], dhe gjithashtu të vlerësojë dhe krahasoj performancën e tyre në gjëndjen e tyre ekzistuese edhe sipas kërkesave të Eurokodeve. Ky vlerësim bëhet çerek shekulli pasi këto kode janë vënë në përdorim. Gjatë kësaj periudhe janë projektuar me qindra struktura me muraturë duke u bazuar tek ky kod, me projekte tip, të cilat përbëjnë një përqindje të lartë të gamës së godinave Shqiptare. Vlen për tu përmendur që shumë nga këto godina mbas vite '90 kanë pësuar ndërhyrje të shumta strukturore si hapja e mureve mbajtës të katit përdhe për ti kthyer ato në njësi tregtare, shtesë kati etj.

Kështu, për të realizuar një detyrë të tillë, vlerësimi i performancës është

realizuar mbi projektin e një godine 5-kt me muraturë tip 77/11 (Shtojca A). Kjo godinë është projektuar dhe ndërtuar në përputhje me dispozitat e kodit Shqiptar [KTP-78, 1978; KTP-89, 1989]. Gjithashtu godina tip e përzgjedhur, në gjendjen ekzistuese, ka pësuar ndërhyrje si hapje të mureve mbajtës perimetral, në shumicën e rasteve, për ti kthyer nga dritare në hapsira hyrje, por dhe mureve të brëndshëm. Për të realizuar analizat modale u përgatitën modele strukturash tre dimensionale dhe “pushover” (ngarkim statik gradual) me një program të mirënjohur analizash statike dhe dinamike tre dimensionale, SAP2000 (CSI, 2010). Objektivi kryesor i studimit është vlerësimi i niveleve të performancës të godines së përzgjedhur dhe krahasimi i tyre në tre raste të ndryshme: 1.sipas projektit fillestar; 2.sipas gjendjes ekzistuese me hapjet e mureve reale; 3.mbas përforcimit strukturor të propozuar; duke përdorur procedurat e përshkruara nga FEMA440.

KAPITULLI 2

SHQYRTIMI I LITERATURËS DHE PJESA TEORIKE

2.1 Hyrje

Para kryerjes së analizave për godinën me muraturë, është e nevojshme të shqyrtohet teoria dhe aplikimet praktike lidhur me këtë temë. Për të kuptuar strukturat e ndërtuara, tashmë është e nevojshme t'u referohemi kodeve dhe rregulloreve që janë përdorur nga inxhinierët e mëparshëm për të projektuar këto struktura. Kodi shqiptar KTP-78 është referenca kryesore për godinat me muraturë. Gjithashtu kodi sizmik i projektimit KTP-89 ka disa rregulla të rëndësishme që duhet të merren parasysh.

Tendenca e projektimit sot po shkon drejt përdorimit të kodeve Europiane të cilat së shpejti do të jenë pjesë e legjislacionit shqiptar për sa i përket ndërtimit. Në këtë kuptim është shumë e nevojshme të shqyrtohen normativat përkatëse që përdor Europa. Standardet përkatëse janë: Eurokod 6 i cili ka rregullat dhe specifikimet për strukturat me muraturë dhe Eurocode 8 që përmban kërkesat sizmike të projektimit për strukturat.

Rreziku sizmik i Shqipërisë do të jetë i rëndësishëm të analizohet, meqënëse forcat sizmike janë më të ashprat për këto struktura të ulëta dhe për këtë territor. Gjithashtu shumë e rëndësishme është edhe analiza e dëmtimeve që mund të shkaktojnë tërmetet në strukturat e ngjashme në mbarë botën. Së fundi, shqyrtimi i testeve eksperimentale në muraturë nga studiues të ndryshëm me siguri është mjaft i dobishëm në të kuptuarit e sjelljes së muraturës.

2.2 Kodet – Udhëzues, rekomandime

2.2.1 Specifikimet e kodit Shqiptar

1. Kodi Shqiptar i projektimit të muraturës KTP 9 – 78

Ky kod është botuar në vitin 1978 dhe në të janë specifikuar të gjitha rastet e mureve, si tulla argjile, blloqe betoni, mur guri ose mur masiv betoni.

a) Më poshtë janë treguar pjesët më të rëndësishme të këtij kodi të projektimit.

E para është rezistenca në shtypje e projektimit.

Tabela 2.1. Rezistenca në shtypje e projektimit e përdorur për rreshta tullash me trashësi 12 cm

Nr.	Klasa e Tullës prej Argjile Kg/cm ²	Klasa e llaçit kg/cm ²						
		100	75	50	25	15	4	0
1	150	22	20	18	15	13.5	12	8
2	100	18	17	15	13	11	9	6
3	75	15	14	13	11	9	7	5
4	50	-	11	10	9	7.5	6	3.5

Tabela 2.2. Rezistenca në shtypje e projektimit e përdorur për trashësi të rreshtave të tullave më të madhe se 18 cm

Nr.	Klasa e tullës prej betoni Kg/cm ²	Klasa e llaçit kg/cm ²						
		100	75	50	25	15	4	0
1	100	20	18	17	16	14.5	13	9
2	75	16	15	14	13	11.5	10	7
3	50	12	11.5	11	10	9	8	5

Tabela 2.3. Rezistenca në shtypje e projektimit të mureve masivë të betonit

Nr.	Klasa e gurit Kg/cm ²	Klasa e betonit kg/cm ²		
		100	75	50
1	Mbi 200	27	22	18
2	Poshtë 200	-	18	15

Tabela 2.4. Rezistenca e projektimit në tërheqje dhe prerje e muraturës

Nr.	Lloji i rezistencës	Klasa e llaçit kg/cm ²			
		100-50	25	15	4
1	Rezistenca në tërheqje:				
	Përgjatë fugave horizontale	1.6	1.1	0.5	0.2
2	Tërthor fugave horizontale	0.8	0.5	0.3	0.1
	Rezistenca në prerje:				
3	Përgjatë fugave horizontale	1.6	1.1	0.5	0.2
	Tërthor fugave horizontale	2.4	1.6	0.8	0.4
3	Rezistenca kryesore në tërheqje	1.2	0.8	0.4	0.2

b) Moduli i elasticitetit është përlllogaritur si më poshtë

$$E = 0.5 \cdot \alpha \cdot R_n, \text{ per projektimin e gjendjes limite} \quad (2.1)$$

$$E = 0.8 \cdot \alpha \cdot R_n, \text{ per llogaritjen e deformimit} \quad (2.2)$$

Ku R_n është rezistenca e projektimit në shtypje e murit

Koeficienti “ α ” gjendet në tabelën e mëposhtme:

Tabela 2.5. Koeficienti “ α ” i murit

Nr.	Lloji i murit	Klasa e llaçit kg/cm ²			
		100-50	25	4	0
1	Tullë argjile dhe blloqe betoni	1000	750	500	350
2	Tullë argjile me vrima vertikale	2000	1500	1000	-
3	Tullë argjile me vrima horizontale	1500	1000	750	-

2. Kodi sizmik Shqiptar KTP-N2-89

Është botuar në vitin 1989 dhe përmban disa rregulla në lidhje me projektimin sizmik të të gjitha llojeve të strukturave, por këtu do të përmenden më të rëndësishme të cilat janë të lidhura edhe me objektivin e këtij studimi.

a) Nxitimi spectral llogaritet si me poshte:

$$S_a = K_E \cdot K_r \cdot \psi \cdot \beta \cdot g \quad (2.3)$$

ku:

K_E : koeficienti i sizmicitetit që varet nga intensiteti sizmik dhe kategoria e truallit (Tabela 6).

K_r : faktori i rëndësisë (shiko Tabelën 7).

ψ : faktori i duktilitetit (shiko Tabelën 8).

β : koeficienti dinamik, që varet nga perioda e lëkundjeve të lira (shiko Fig.1)

g : nxitimi i rënies së lirë.

Tabela 2.6. Koeficienti sizmik K_E

Kategoria e truallit	Intensiteti sizmik (MSK-64)		
	VII	VIII	IX
I	0.08	0.16	0.27
II	0.11	0.22	0.36
III	0.14	0.26	0.42

Tabela 2.7. Faktori i rëndësisë

Kategoria	Përshkrimi i ndërtesës dhe strukturës	Koeficienti i rëndësisë k_r
I	Ndërtesa dhe Struktura të një rëndësie të jashtëzakonshme	4
	a) Ndërtesa dhe struktura ku dëmtimi i vogël mund të shkaktojë dëme katastrofike si: helmimi i popullsisë, shpërthime zjarri etj.	1.75
	b) Ndërtesa dhe Struktura të një rëndësie shumë të madhe ekonomike dhe strategjike.	1.5
II	c) Ndërtesa dhe Struktura ku ndërprerja e procesit teknologjik është e lejuar.	
	Ndërtesa dhe Struktura të një rëndësie të veçantë	1.5
	a) Ndërtesa dhe Struktura, që kanë një rëndësi të veçantë për rimëkëmbjen pas tërmetit, si: rrjeti i telekomunikacionit, zjarrfikësja, spitalet e mëdha, fabrikat e mëdha të miellit etj.	1.3
	b) Ndërtesa dhe strukturat dëmet e të cilave mund të shkaktojnë viktima të mëdha, si: shkolla, kopshte, çerdhe, kinema, stadione, hotele dhe objekte të tjera ku ka përqendrim të madh të njerëzve.	1.2
III	c) Ndërtesa dhe Struktura dëmet e të cilave mund të shkaktojnë humbje për ekonominë.	1.2
	d) Ndërtesa dhe Struktura me një vlerë të veçantë kulturore dhe monumentale.	
IV	Ndërtesa dhe Strukturat të një rëndësie të zakonshme. Ndërtesa dhe struktura si: ndërtesa banimi, institucione të ndryshme, si: muzeume, biblioteka, hotele etj., fabrika të ndryshme dhe impiante, magazinat e mëdha, struktura inxhinierike si: mure mbajtës, kolona uji dhe të tjera.	1.0
V	Ndërtesa dhe struktura të një rëndësie dytësore Ndërtesa dhe struktura dëmet e të cilëve nuk shkaktojnë humbje të mëdha të jetëve njerëzore apo ndërprerje të proceseve teknologjike	0.5
	Ndërtesa dhe Struktura të përkohshme Ndërtesa dhe Struktura kolapsi i të cilave nuk përbën rrezik për jetën e njerëzve.	Llogaritjet të panevojshme

Tabela 2.8. Faktori i strukturës (inversi i duktilitetit)

Kategoria	Përshkrimi i ndërtesës dhe strukturës	Koeficienti struktural ψ
I	Ndërtime me skelet metalik	0.20
II	Ndërtime me skelet betonarme ku nuk është marrë parasysh ndërveprimi skelet-mur: $h/b \leq 15$ $h/b \geq 25$ $15 < h/b < 25$ ku: h – është lartësia e kolonës	0.25 0.38 me interpolim
III	Ndërtime me skelet betoni kur merret parasysh ndërveprimi skelet-mur	0.3
IV	Struktura të kombinuara me betonarme (skelet i kombinuar me mure strukturalë vertikale)	0.28
V	Ndërtime me mure betonarme	0.3
VI	Ndërtesa me muraturë të pa përforcuar me kolona betoni	0.45
VII	Ndërtesa me muraturë të përforcuar me kolona betoni	0.38
VIII	Ndërtesa të larta me dimensione të vogla në plan si oxhaqe, antena, kolona uji dhe ndërtesa të tjera të larta si këto: Murature Betonarme	0.3 0.4 0.45
IX	Rezervuarë, bunkerë dhe ndërtime të tjera si ato (mbështetur direkt në tokë ose në kolona): Murature Betonarme	0.2 0.25
X	Urat: Me nënstrukturë betonarme Me nënstrukturë betoni	0.25 0.28
XI	Muret mbajtëse: Me beton të armuar Me beton dhe gur	0.25 0.28
XII	Struktura të nëndheshme	0.25
XIII	Struktura hidraulike si barriera dhe struktura të tjera si ato: a) me materiale kantieri b) me beton dhe betonarme	0.25 0.35
XIV	Struktura të tjera hidraulike si kolona uji, kulla për hyrje në tunel, kullë ekuilibri etj.	0.35

b) Koeficienti dinamik β caktohet nga ekuacionet më poshtë ose figura:

1. Për kategorinë e parë të truallit:

$$0.65 \leq \beta = 0.7/T \leq 2.3$$

2. Për kategorinë e dytë të truallit:

$$0.65 \leq \beta = 0.8/T \leq 2.0$$

3. Për kategorinë e tretë të truallit:

$$0.65 \leq \beta = 1.1/T \leq 1.7$$

ku: T- perioda e vibrimit të lire

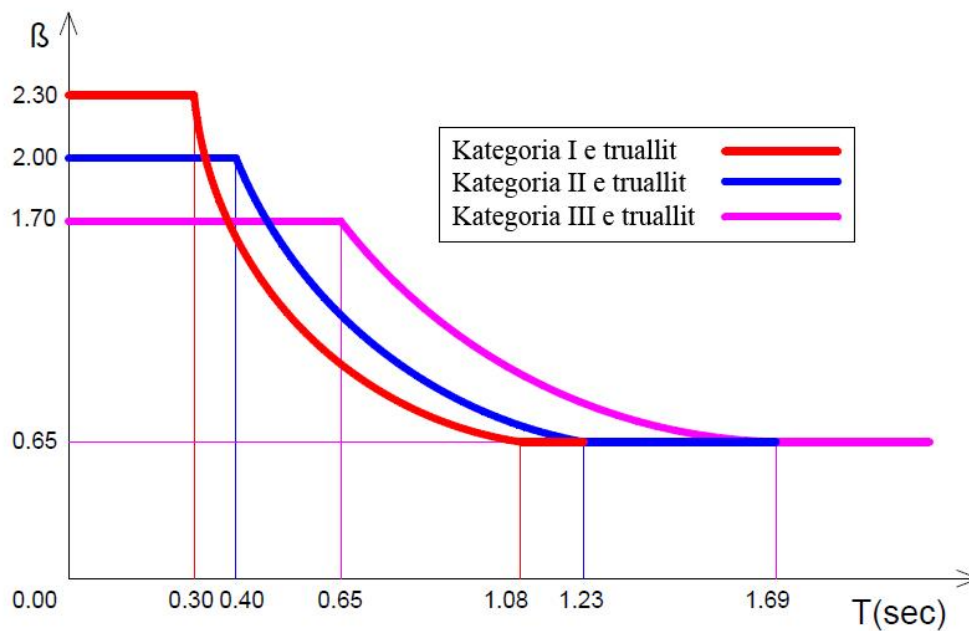


Figura 2.1 - Paraqitja grafike e koeficientit β

2.2.2 Specifikimet e Eurocode 6 & 8

1. Specifikimet e Eurocode 6

Kodi European i muraturës EN-1996 ndryshon ndjeshëm nga kodi Shqiptar. Më poshtë janë paraqitur disa nga çështjet më të rëndësishme të përfshira në këtë kod.

- Rezistenca karakteristike në shtypje e muraturës së papërforcuar e bërë me llaç për qëllime të zakonshme, me të gjitha fugat të konsideruara të mbyllura, mund të llogaritet duke përdorur ekuacionin:

$$f_k = k \cdot f_b^{0.65} \cdot f_m^{0.25} \text{ (MPa)} \quad (2.4)$$

ku f_b – rezistenca e tullës, f_m – rezistenca e llaçit

k është faktor:

k=0.60 për tulla të plota (gjerësi një tullë), 0.50 për më shumë se një tullë gjerësi,

k= 0.55 për vrima katërkëndëshe vertikale në tulla, 0.45 për më shumë se 1 tullë gjerësi,

k= 0.50 për vrima rrethore vertikale në tulla, 0.40 për më shumë se 1 tullë gjerësi.

- Rezistenca karakteristike në prerje e muraturës mund të jepet nga testet ose të llogaritet (vlera më e ulët):

$$f_{vk} = f_{vko} + 0.4 \cdot \sigma_d \text{ (MPa)} \quad (2.5)$$

$$\text{Ose } f_{vk} = 0.065 \cdot f_b \quad (2.6)$$

Ku: f_{vko} – kohezioni i llaçit të tullës

σ_d – sforçimi vertikal

ose vlerat e tabelës 9:

Tabela 2.9. Rezistenca në prerje e muraturës (pjesë e tabelës në EC6)

Njësia e muraturës	Llaçi	f_{vko} (MPa)	Limiti i f_{vk} (MPa)
Tulla të plota argjile (grupi 1)	M10 – M20	0.3	1.7
	M2.5 – M9	0.2	1.5
	M1 – M2	0.1	1.2

- Moduli sekant i elasticitetit merret: $E=1000 \cdot f_k$,
Kur struktura llogaritet në gjendjen kufitare të shërbimit: $E=600 \cdot f_k$,
- Moduli i prerjes G merret sa 40% e modulit të elasticitetit E .
- Inklinimi i mundshëm i strukturës është i limituar në:

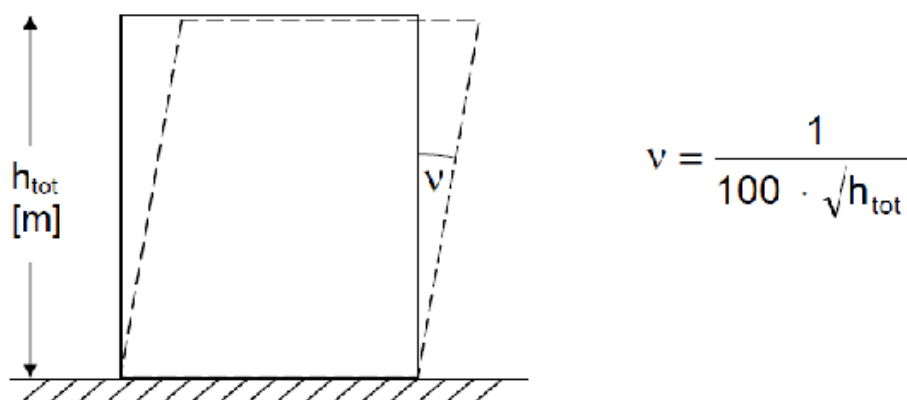


Figura 2.2 - Inklinimi i mundshëm i lejuar

2. Specifikimet e Eurocode 8

Eurokodi 8 EN-1998 përcakton rregullat e përgjithshme për projektimin sizmik të strukturave. Edhe pse nuk e përmend në detaje projektimin sizmik të muraturës, ka disa rekomandime për t'u marrë në konsideratë si kufijtë e rezistencave në shtypje.

Kështu sipas EN1998 rezistenca minimale në shtypje e muraturës është:

- pingul me faqen mbështetëse të tullës (vertikal) – $f_{b,min} = 5$ MPa,
- paralel me faqen mbështetëse të tullës (horizontal) – $f_{bh,min} = 2$ MPa,

Ngarkesa sizmike varet nga nxitimi i truallit dhe nga lloji i truallit.

Klasifikimi i truallit është dhënë në tabelën më poshtë sipas EN 1998-1.

Tabela 2.10. Klasifikimi i truallit

Lloji i truallit	Përshkrimi i profilin stratigrafik	Parametrat		
		vs,30 (m/s)	NSPT (fryrje/30 cm)	cu (kPa)
A	Shkëmb ose formacion gjeologjik të ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë jo më shumë se 5 m material më të dobët në sipërfaqe.	> 800	–	–
B	Depozitime rëre të dendur, çakëll ose argjila shumë të ngjeshura, të paktën disa dhjetra metra në trashësi, që karakterizohen nga një rritje graduale e vetive mekanike në thellësi.	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella të rërës së dendur ose mesatarisht të dendur, çakëll ose argjilë e ngjeshur me thellësi nga disa dhjetra deri në qindra metra.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Depozitime dheu me kohezion të dobët deri në mesatar (me ose pa disa shtresa të buta kohezive), ose prej materiali me predispozitë kohezioni të butë deri në të fortë.	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu i përbërë nga një shtresë sipërfaqësore aluvionale me vlera të vs të tipit C ose D dhe trashësi që varion midis 5 dhe 20 m, e shtrirë nën një material më të ngurtë me vs > 800 m/s.			
S1	Depozitime të përbëra ose që përmbajnë një shtresë të paktën 10 m të trashë prej argjilash/balte të butë me një indeks të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe përmbajtje të lartë uji	< 100 (tregues)	–	10 - 20
S2	Depozitimet e tokave të lëngzueshme, me argjila të ndjeshme, apo ndonjë profili tjetër toke që nuk është përfshirë në llojet A - E apo S1			

Veprimi sizmik përfaqësohet nga spektri i reagimit i përcaktuar në EN 1998-1.

Janë përcaktuar 2 tipe të spektrit të reagimit në bazë të magnitudës:

Tipi 1 - përdoret për magnitudat të pritshme $M > 5.5$

Tipi 2 - përdoret për magnitudat të pritshme $M < 5.5$

Në këtë studim do të merret në konsideratë Tipi 1 sepse magnituda e pritshme është më e madhe se 5.5. Një përshkrim i detajuar i këtij spektri është dhënë më poshtë.

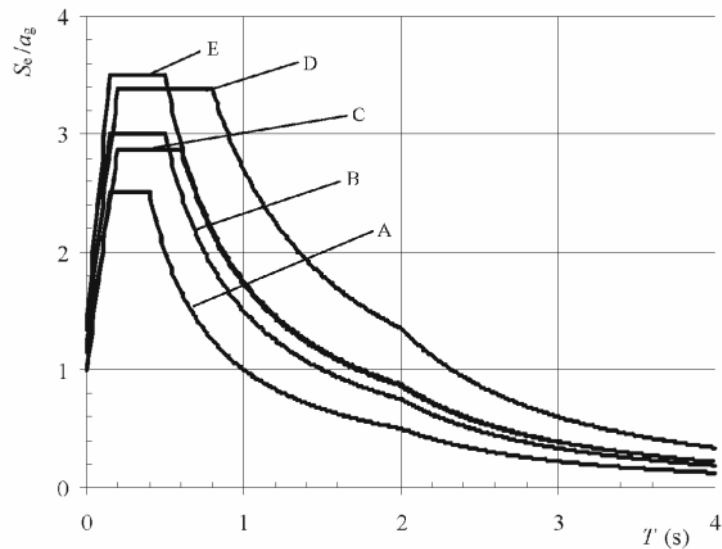


Figura 2.3 - Tipi 1 i spektrit elastik të reagimit për lloje toke A deri në E (5%shuarje)

Tabela 2.11. Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin elastik të reagimit të Llojit 1

Lloji i truallit	S	T _B (s)	T _C (s)	T _D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Faktori i sjelljes është marrë nga (EN 1998-1-Tabela 9.1). Në studimin tonë, duktiliteti do të llogaritet nën efektin e ngarkesave sizmike të EC8 dhe KTP.

Tabela 2.12. Faktori i sjelljes për muraturën

Lloji i ndërtesës	Faktori i sjelljes “q”
Muraturë e pa përforcuar në përputhje vetëm me EN 1996 (rekomandohet vetëm për raste të sizmicitetit të ulët)	1.5
Muraturë e papërforcuar në përputhje me EN 1998-1	1.5 - 2.5
Muraturë e shtrënguar	2.0 – 3.0
Muraturë e përforcuar	2.5 – 3.0

Me vlerat e mësipërme dhe vlerën " a_g " (marrë nga Harta e Rrezikut sizmik), është llogaritur spektri i reagimit të projektimit duke përdorur marrëdhëniet e mëposhtme:

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (2.7)$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (2.8)$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.9)$$

$$T \geq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (2.10)$$

2.3 Mekanizmat e shkatërrimit të muraturës së papërforcuar

Muratura si material i përbërë nuk është një material izotropik dhe për këtë arsye ajo ka mekanizma të ndryshëm të shkatërrimit nën kushte të ndryshme ngarkimi.

a) Shkatërrimi nga shtypja (forca normale)

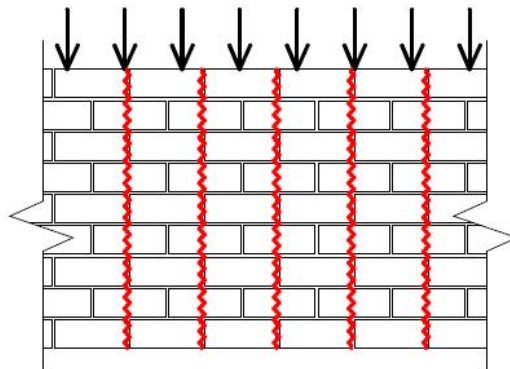


Figura 2.4 - Shkatërrimi nga shtypja i muraturës

Ky është një shkatërrim shumë kritik pasi mund të zhvillohet shumë shpejt dhe e çon tërë godinën në kolaps. Ky lloj shkatërrimi shkaktohet nga mbingarkesat në muraturë. Tullat fillojnë të thyhen në mes duke formuar disa kolona brenda murit. Nëse ngarkesa rritet më tej, muri shkatërrohet plotësisht.

b) Shkatërrimi në rrëshkitje.

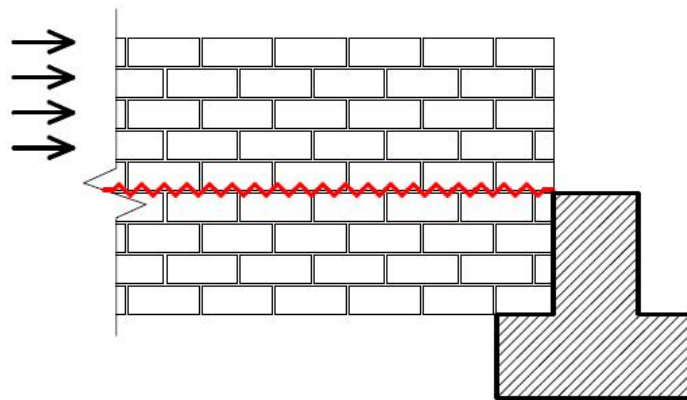


Figura 2.5 - Shkatërrimi në rrëshkitje i muraturës

Ky lloj shkatërrimi nuk është i zakonshëm, por mund të ndodhë në disa raste të veçanta si në figurën 5. Nëse veprimi që shkakton shkatërrimin nuk zgjat për një kohë relativisht të gjatë, struktura nuk do të arrijë gjendjen e kolapsit.

c) Shkatërrimi në prerje diagonale.

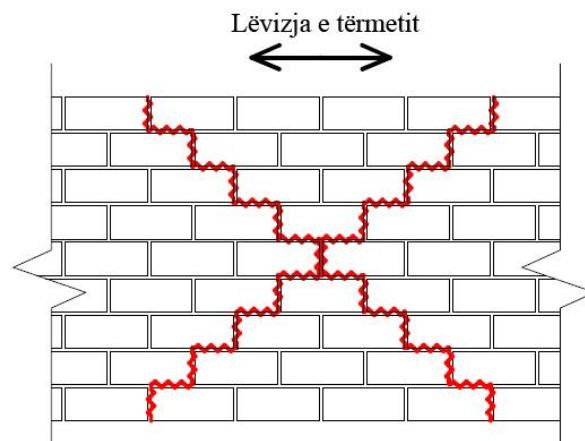


Figura 2.6 - Shkatërrimi nga prerja i muraturës

Ky lloj shkaterrimi është padyshim më i zakonshmi në strukturat e muraturës. Shkaku kryesor i saj është lëvizja e tokës për shkak të tërmetit që prodhon forca horizontale inercie. Këto forca transmetohen përmes soletave ose ndonjë muri vertikal. Ky shkaterrim shkaktohet nga rezistenca kryesore në tërheqje në mënyrë analoge si tek muret e betonit, me dallimin e vogël se të çarat ndjekin faqet e tullave.

d) Shkaterrimi jashtë planit.

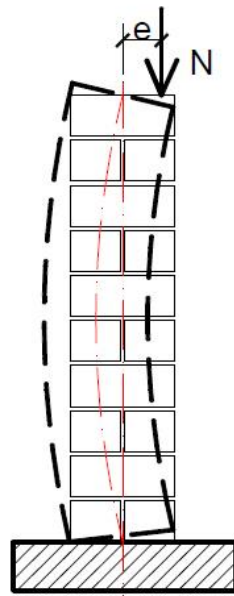


Figura 2.7 - Shkaterrimi nga përkulja jashtë planit të muraturës

Normalisht muratura ka një rezistencë relativisht të vogël jashtë planit. Në figurën 7 është paraqitur një situatë përkuljeje që mund të shkaktohet nga jashtëqendërsia e ngarkesës N të aplikuar. Në praktikë jashtëqendërsitë e vogla nuk mund të shmangen plotësisht, por muri duhet të kontrollohet për kufijtë e sforcimit në vendet më të pafavorshme. Zakonisht në projektimin sizmik kjo rezistencë jashtë planit neglizhohet. Kur aplikohet forca sizmike muret konsiderohen si membrana, gjë që është në favor të sigurisë.

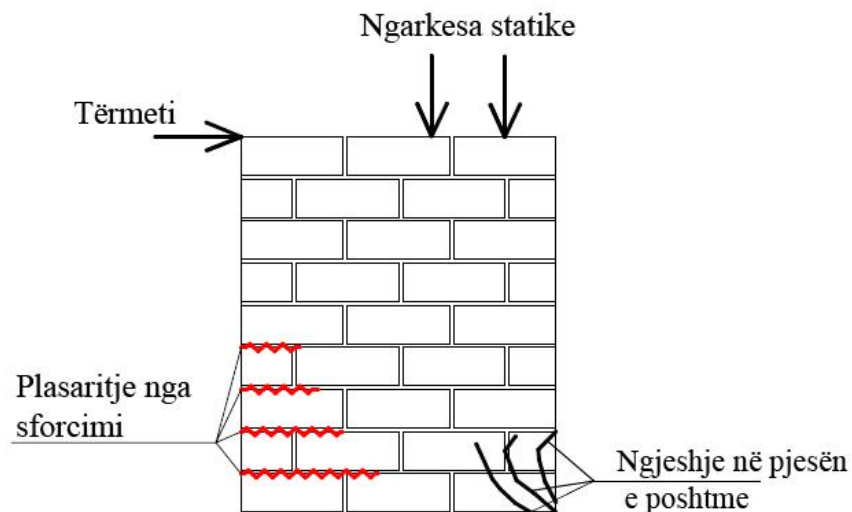


Figura 2.8 - Shkatërrimi në përkulje i muraturës me ose pa plasaritje fundore

Shkatërrimi në tërheqje nga përkulja e muraturës teknikisht mund të ndodhë në muret me raport të vogël gjerësi/ lartësi, të cilat bartin ngarkesë të vogël statike. Në këtë rast forca horizontale shkakton forca të mëdha tërheqëse në njërën anë dhe shtypëse në tjetrën. Duke pasur parasysh se rezistenca në tërheqje është e papërfillshme, të plasurat përkatëse ndodhin të parat.

Pas shpëputjes së një pjese nga ana e majtë, pjesa tjetër e kontaktit të mbetur duhet të mbajë ngarkesën statike plus sforcimin në shtypje që vjen nga përkulja. Nëse ky sforcim tejkalon vlerën kufitare të rezistencës në shtypje, atëherë ka gjasa të ndodhin plasaritje fundore në formë thërrmimi.

2.4 Raste studime të godinave me muraturë të papërforcuar

2.4.1 “Një model skeleti ekuivalent jolinear për analizë të zhvendosjes të godinave me muraturë tulle të papërforcuar”, (I. Demirel, 2010).

Në këtë model janë llogaritur tri godina të thjeshta URM (me muraturë të papërforcuar) duke përdorur një model ekuivalent skeleti. Ndërtesat me muraturë janë marrë të llojit turk. Dy prej tyre kanë dy kate dhe njëra ka tre kate. Më të lartat do të paraqiten më poshtë.

Teknika e modelimit të përdorur përbëhet nga elementë të tipit skelet me nyje

te ngurta dhe çerniera të FEMA 356 (të modifikuara për të përmbushur kërkesat e analizës). Modelet janë implementuar në programin SAP2000 dhe rezultatet e tyre janë krahasuar me ato të programit ANSYS. Nyjet e ngurta (Rigid offsets) që janë marrë në konsideratë janë përshtatur nga Dolce (1989) dhe tentojnë të përafrojnë reagimin e skeletit të idealizuar me sjelljen reale tipike në plan të muraturës.

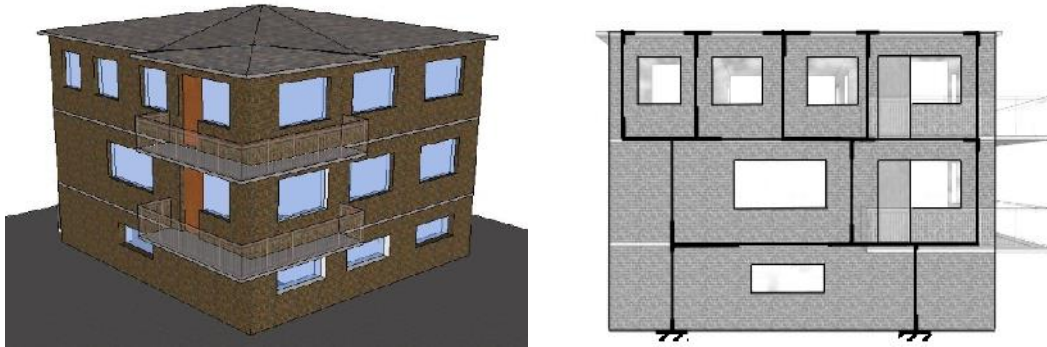


Figura 2.9 - Struktura 3 dhe idealizimi i modelit tip skelet

Për ta modeluar janë përdorur çerniera në përkulje dhe në prerje. Për të përcaktuar vlerat e rezistencës së rrjedhshmërisë, janë përdorur ekuacionet e propozuara nga Aldemir (2010) dhe FEMA356. Modifikimi i kurbës së çernierës jolineare të paraqitur në Figurën 10 është bërë me qëllim zgjidhjen e problemeve të konvergjencës. Rezistenca në shtypje është marrë 5MPa, moduli i elasticitetit 5000 MPa, koeficienti i Puasonit 0.2. Spektri i reagimit është marrë nga kodi sizmik turk (TEC2007).

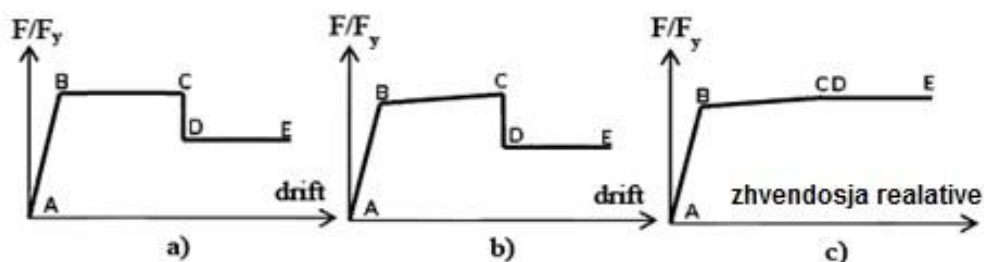


Figura 2.10 - Cernierat e modifikuara FEMA 356 të përdorura (I. Demirel, 2010)

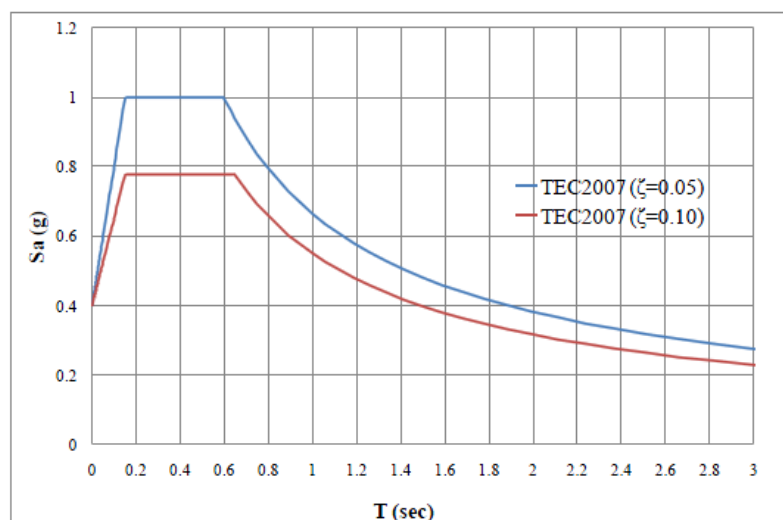


Figura 2.11 - Spektri elastik i përdorur (Kodi Turk TEC2007)

Rezultatet për këtë godinë në të dy drejtimet kryesore janë paraqitur më poshtë. Performanca është treguar në grafik. Duket se drejtimi X është më i pafavorshëm sesa Y. Gjendjet kufitare të “drifteve” (zhvendosjeve relative horizontale) janë përcaktuar duke përdorur propozimin e Tomazevic (2007). Ai supozoi “drifte” (zhvendosjeve relative horizontale) të varura nga struktura. “Drifti” (zhvendosja relative) kritike është vendosur atëherë kur shfaqen plasaritjet e para dhe trefishi i saj do të jetë kufiri i dëmtimit të moderuar.

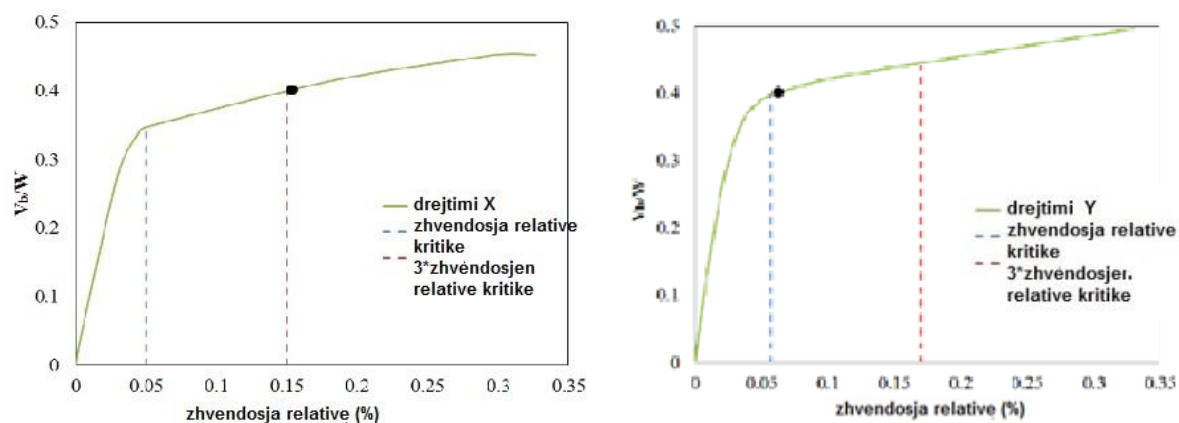


Figura 2.12 - Rezultatet e analizës së strukturës 3 (I. Demirel, 2010)

Ky model paraqet një qasje interesante drejt modelimit të muraturës, edhe pse ajo ka shumë supozime. Meqë nuk është parashikuar pjesë kolapsi në kurbën e çernierave, shkatërrimi total i ndërtesës nuk mund të gjendet duke përdorur këtë qasje. Gjithashtu përdorimi i nyjeve të ngurta (rigid offset) mund të çojnë në rezultate jo të besueshme nëse nuk parashikohen siç duhet.

2.4.2 “Përcaktimi i performancës për një godinë me muraturë tulle të papërforsuar në zonat me sizmitet të ulët” (R. Bonnet, 2004)

Ky dokument është një hulumtim në lidhje me godinat me muraturë në një zonë të rajonit qendror të Barcelonës, Spanjë, e quajtur "Eixample" që është projektuar dhe ndërtuar mbi 150 vjet më parë. Godinat e kësaj zone përbëhen nga muratura të papërforsuara ndoshta të projektuara pa marrë parasysh ndonjë ngarkesë sizmike të cilat u përfshinë shumë më vonë në kodin e projektimit spanjoll. Godina tipike e zgjedhur për analizë ka gjashtë kate dhe mure mbajtëse 30cm. Soletat janë fleksible të bëra me dru. Gjithashtu ka kolona betoni dhe çeliku që e bëjnë strukturën shumë komplekse.

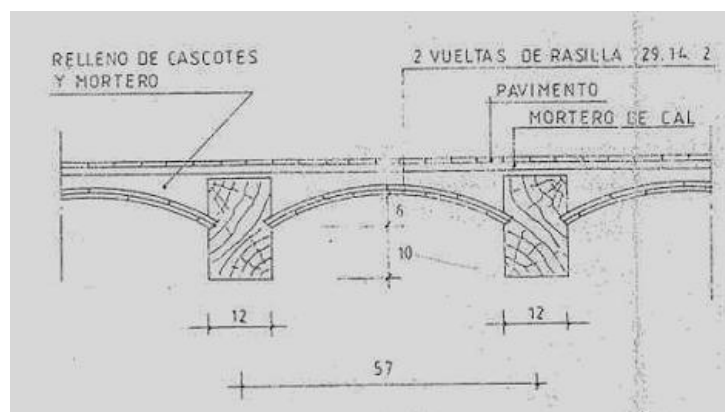


Figura 2.13 - Detaji i soletës nga projekti origjinal

Materiali i muraturës ka karakteristikat e mëposhtme: moduli i elasticiteti $E=2$ GPA, moduli i prerjes $G=0.7$ GPA, rezistenca në prerje 100 kPa. Struktura është modeluar dhe analizuar duke përdorur programin 3Muri, i cili është i njohur në mbarë botën për analizë murature. Një nga avantazhet e tij është aplikimi i analizës

jolineare statike. Për projektimin sizmik janë përdorur spektrat probabilitar dhe përcaktues ICC (figura 15).

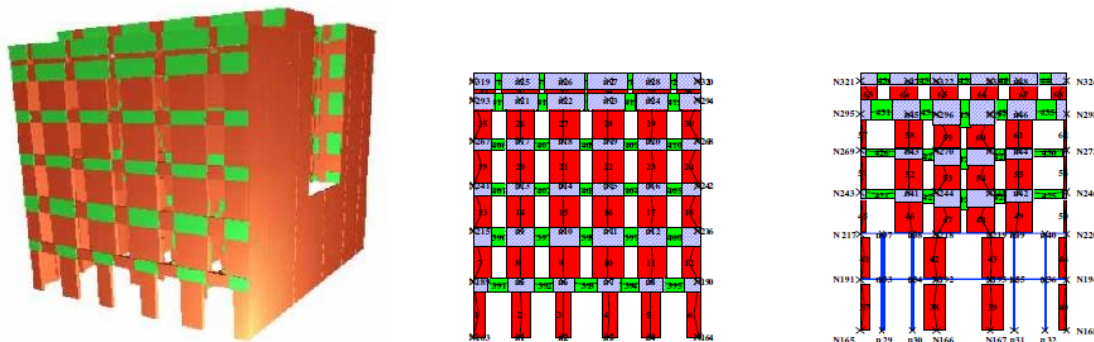


Figura 2.14 - Pamje 3D e modelit të strukturës në programin 3Muri (R. Bonnet et.al. 2004)

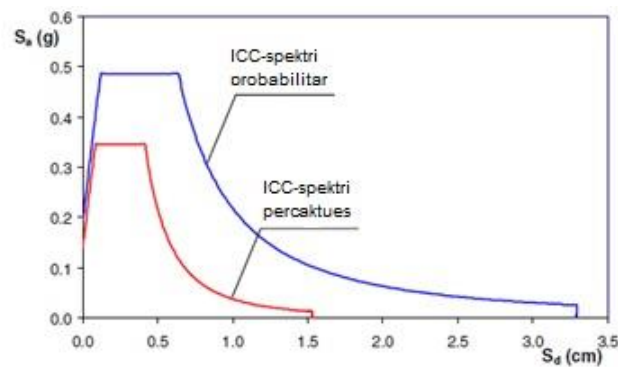


Figura 2.15 - Spektrat elastikë të projektimit ICC (R. Bonnet et.al. 2004)

Struktura është vlerësuar për të dy spektrat dhe është regjistruar pika e performancës. Siç pritej spektri probabilitar shkakton më shumë dëmtime.

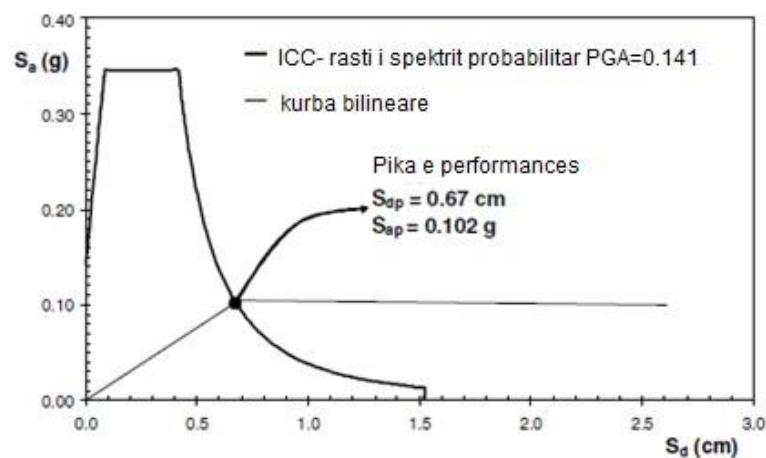


Figura 2.16 - Performanca për spektrin përcaktues ICC (R. Bonnet et. al. 2004)

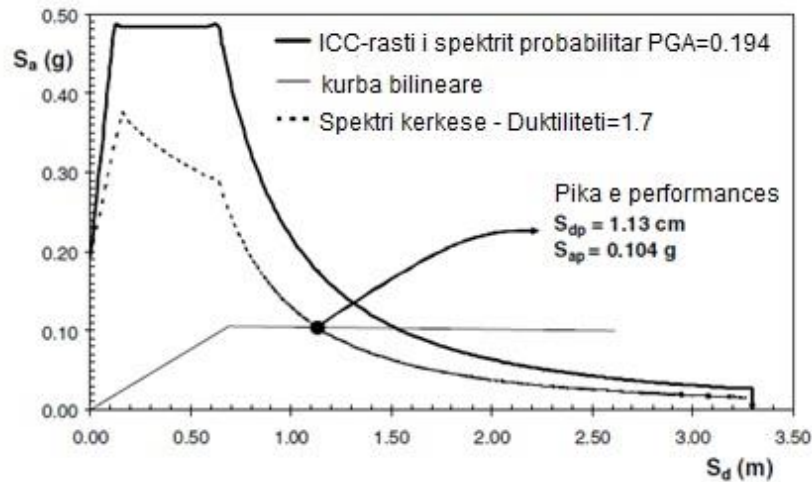


Figura 2.17 - Performanca për spektrin probabilitar ICC

Si konkluzion, tregohet se struktura pëson dëmtim mesatar pas spektrit të projektimit probabilitar. Megjithatë, kjo lloj ndërtese e vjetër nuk mund të konsiderohet e sigurt për shkak të shumë pasigurive që vijnë si pasojë e degradimit të materialeve ose pasaktësive strukturore. Kështu autorët sugjerojnë përforcimin e gjithë gamës së këtyre strukturave me qëllim rritjen e sigurisë dhe ruajtjen e trashëgimisë kulturore.

2.5 Rreziku sizmik i Shqipërisë dhe reagimi i godinave të muraturës në veprimin sizmik

2.5.1 Sizmiciteti i Shqipërisë dhe pellgut rreth saj

Në zonimin mbarë botëror sizmik, Shqipëria bën pjesë në brezin sizmik Alpin-Mesdhetar. Ky brez përfshin zonën e gjerë të kontaktit midis pllakave litosferike të Afrikës dhe Eurazisë, nga ishujt Azores deri tek kufiri lindor i pellgut Mesdhetar. Këtu struktura tektonike e pllakave është veçanërisht e komplikuar nga prania e shumë blloqeve dhe nga çlirimi i sforcimeve përmes deformimit plastik në një pjesën më të madhe të saj. Në këtë kontekst Shqipëria është një vend me sizmicitet që varion nga mesatar në të lartë. Në figurën 2.18 janë paraqitur gjithë tërmetet e regjistruar me magnitudë që varion nga 2 deri në mbi 7.

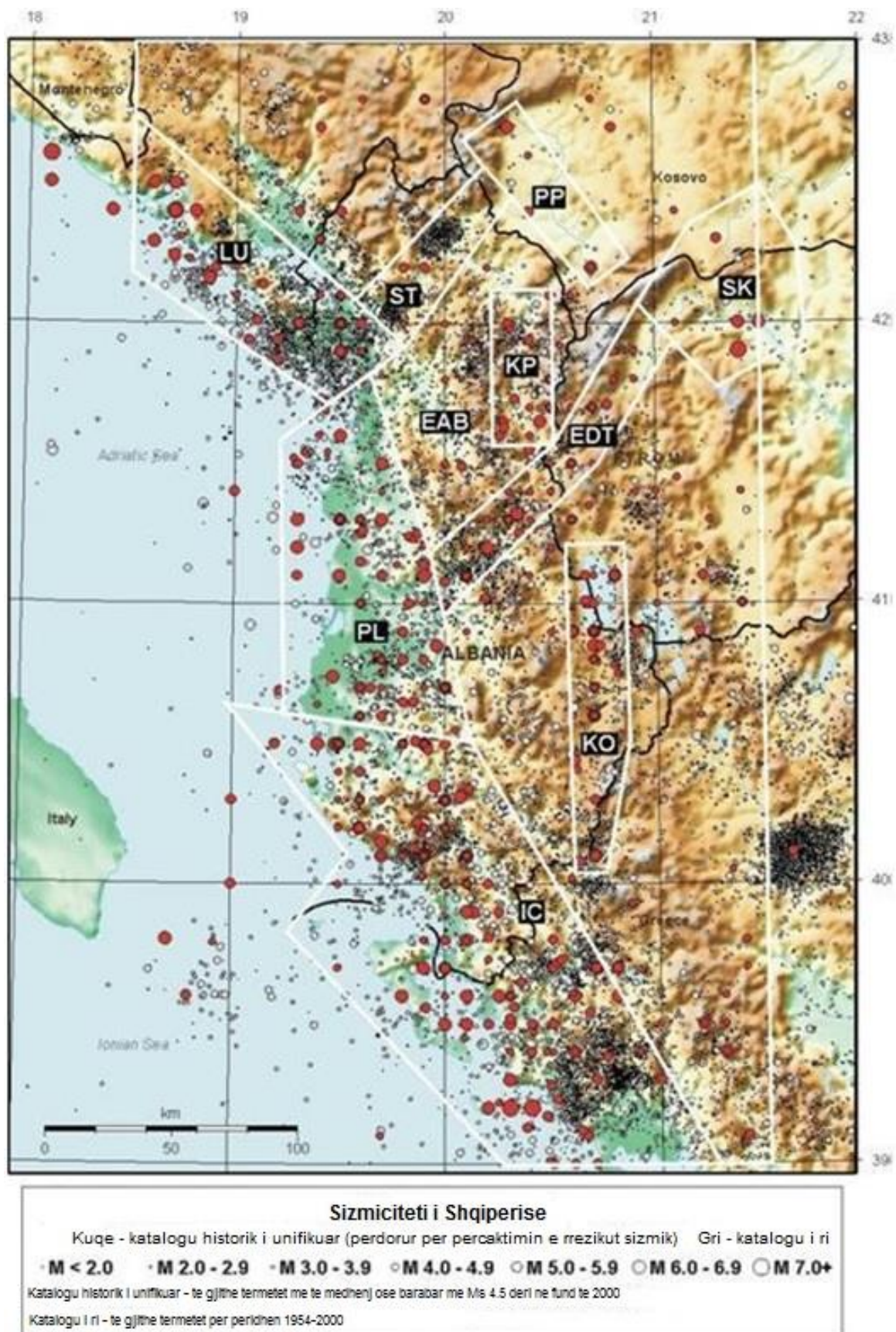


Figura 2.18 - Sizmiciteti i Shqipërisë (Aliaj et. al. 2004)

a) Zonat me thyerje aktive

Elementët struktural aktiv prezantohen në hartat neotektonike dhe sizmiotektonike, gjithashtu edhe në hartat e thyerjeve aktive të Shqipërisë sipas tipit të deformimit (thyerje normale, thyerje e kundërt ,thyerje me mbihypje dhe shkëputje e kundërt, goditje-shkarje, përkulje) dhe kronologjisë së aktivitetit të tyre.

Tre zona me thyerje aktive gjatësore dhe dy zona tërthore janë evidentuar në Shqipëri. (Figura 2.19)

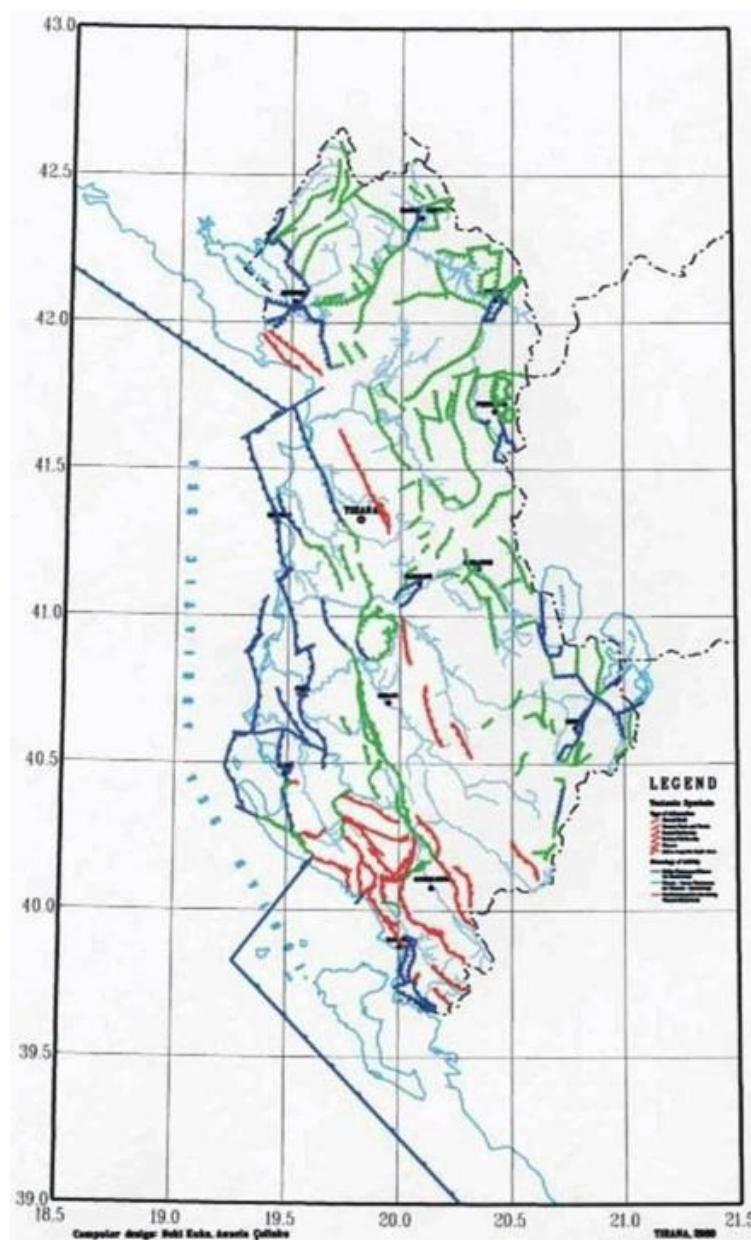


Figura 2.19 - Harta e zonave me thyerje aktive në Shqipëri (Aliaj et.al.2004)

1. Zona e thyerje me mbihypje Joniane-Adriatike,VP afër me ato me prirje në VVP
2. Zona e thyerjeve me zhytje Shkodër-Mat-Librazhd,me prirje VP
3. Zona e thyerjeve me zhytje Peshkopi-Korçë, me prirje V-J
4. Zona e thyerjeve normale Shkodër-Tropojë, me prirje VL;
5. Zona e thyerjeve normale Elbasan-Dibër, me prirje VL

b) Zonat e burimeve sizmike në Shqipëri dhe karakteristikat e tyre sizmike.

Zonat e burimeve sizmike në Shqipëri, të karakterizuara nga prania e tyre në katalogët e termetëve, thyerjeve aktive dhe regjimi tektonik i ditëve të sotme, janë të dhënat kryesore të nevojshme për llogaritjet e rrezikut sizmik.

Në Shqipëri dhe rreth saj, janë përcaktuar 9 burime sizmike të mëposhtme:

1. Zona Lezha-Ulqini(LU)
2. Zona Ultësira e Adriatikut (PL) ,
3. Zona e Bregut të Jonit (IC),
4. Zona burim sizmik Ohri-Korçë (KO),
5. Zona Elbasani-Dibra-Tetova (EDT),
6. Zona Kukesi-Peshkopi (KP),
7. Zona Shkodra-Tropoja (ST),
8. Zona Peja-Prizreni (PP),
9. Zona e Shkupit (SK) (Figura 2.20).

Për llogaritjet e Hartës së Rrezikut Sizmik në Shqipëri është përdorur dhe rishikuar katalogu i tërmeteve në Shqipëri. Ai përfshin termetet me magnitude $M_s \geq 4.5$ që kanë ndodhur në rajon midis 39.0° V dhe 43.0° V dhe 18.5° L dhe 21.5° L midis viteve '58 dhe 2005.

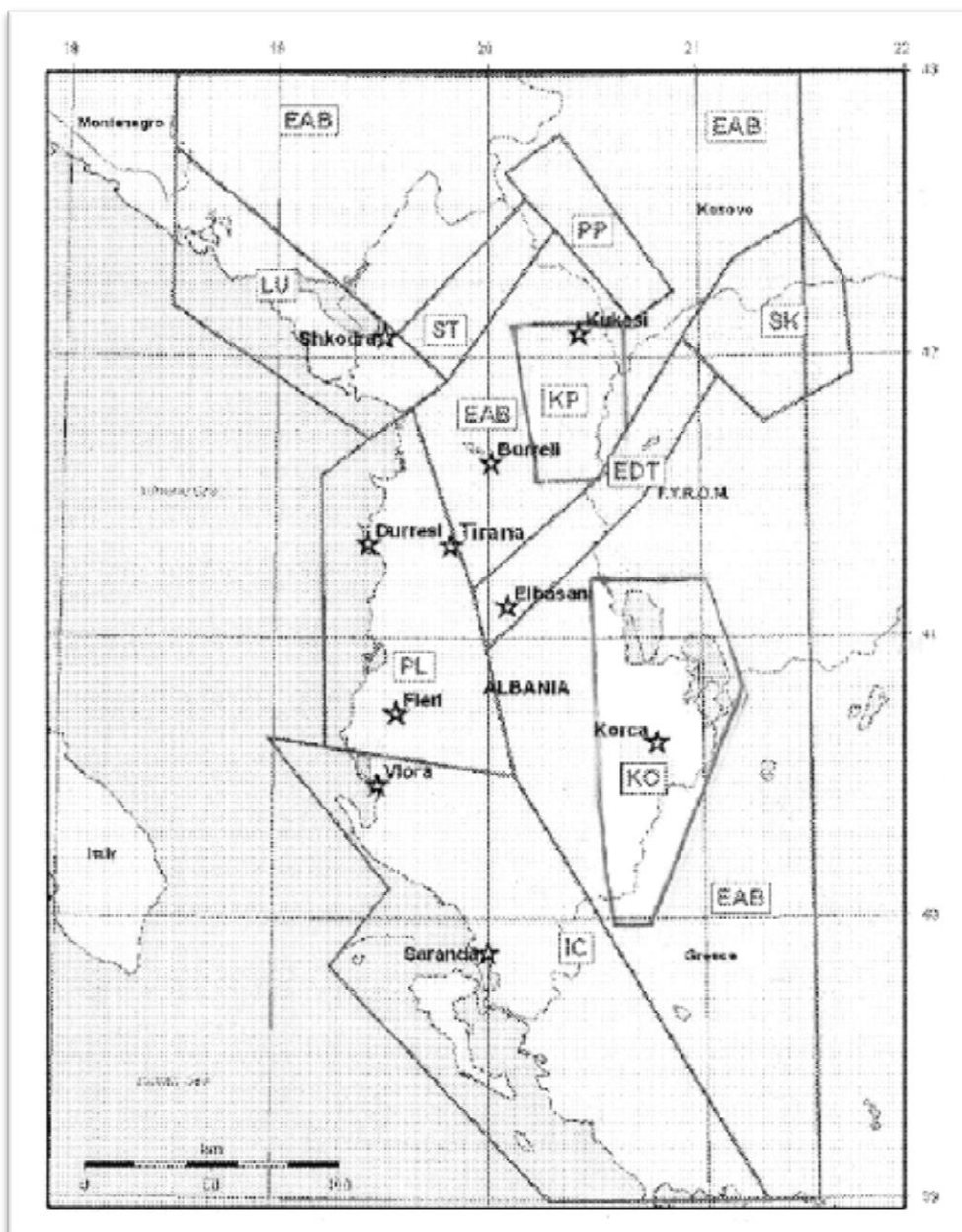
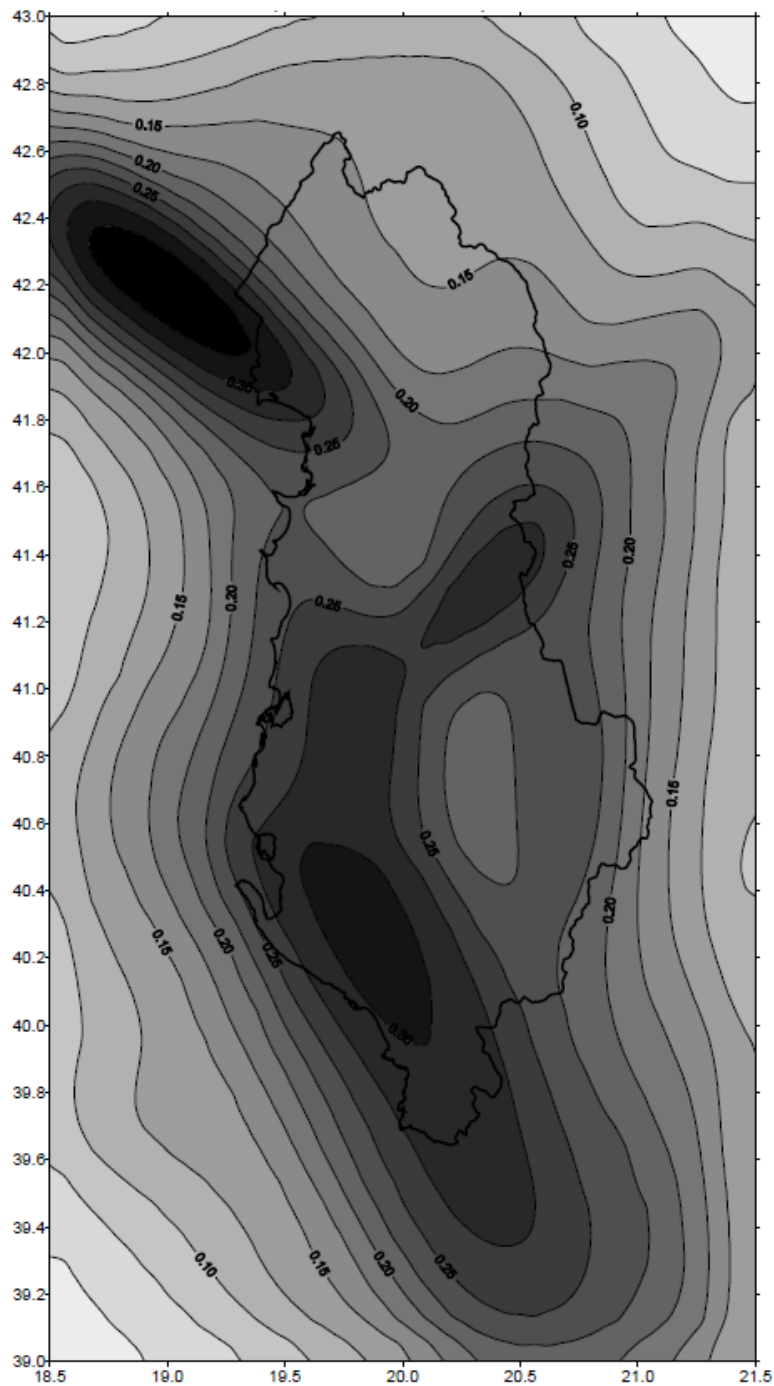


Figura 2.20 - Harta e zonave të burimeve sizmike në Shqipëri (Aliaj et. al. 2204)

Llogaritjet e magnitudave maksimale janë përgatitur për cdo zonë burimi duke marrë në konsideratë tërmetet më të mëdha të vëzhguara në zonë, sasinë e tërmeteve të mëparshëm në Shqipëri në brezat e bashkuar sizmik, sjelljen tektonike të tërmetëve të mëdhenj.

Përlllogaritjet më të sakta të Mmax janë kryer duke marrë në konsideratë tërmetet më të mëdhenj të njohur nga mjedise tektonike të ngjashme. I gjithë ky informacion është përpunuar duke përdorur metoda probabilitare dhe metodën e duhur të shuarjes me qëllim që të sigurojme Hartën e Rrezikut Sizmik Probabilitar të Shqipërisë.

Duke përdorur marrdhëniet shuarëse të propozuara nga (Sabetta and Pugliese 1996), është përgatitur “Harta e Rrezikut Sizmik Probabilitar në Shqipëri” nga N.Kuka (2003). (Fig. 2.21).



*Figura 2.21 - Harta e Nxitimit Maksimal të Ttrullit të Shqipërisë për një probabilitet
10% / 50 vjet (N.Kuka 2003)*

c) Tërmetet më të fuqishme në Shqipëri

Keto tërmete kanë ndodhur në pjesën Veri-Perendimore të rrethinave të Shkodrës. Dy prej tyre janë shpjeguar si më poshtë. (E. Sulstarova 2005):

Tërmeti i 1 Qershorit 1905. Magnituda e këtij tërmeti është përcaktuar si $M_S = 6.6$. Kohëzgjatja e tërmetit të 1 qershorit 1905 ishte 10-12 sec dhe shkaktoi dëmtime të mëdha. U shkatërruan plotësisht rreth 1500 banesa vetëm në qytetin e Shkodrës; të gjitha objektet e tjera të këtij qyteti u dëmtuan rëndë. Muret e kalasë së Shkodrës u dëmtuan dhe pjesërisht ranë.

Tërmeti i 15 Prillit 1979. Ky tërmet është njëri prej tërmeteve më të fuqishme që kanë ndodhur në Gadishullin e Ballkanit përgjatë shekullit të 20-të. Magnituda e tij u vlerësua nga 6.6 -7.2. Epiqendra e këtij tërmeti ishte në pjesën bregdetare, afër Petrovac-it, Mal i Zi. Një numër i madh lëkundjesh u ndjenë dy javë përpara lëkundjes më të madhe të 15 Prillit dhe lëkundjet vazhduan edhe për 9 muajt e ardhshëm. Lëkundja më e madhe pas tërmetit ishte ajo e 24 majit 1979, me magnitudë $M_S = 6.3$.

2.5.2 Dëmtimet Strukturore në godinat me muraturë

Në shume raste nga tërmetet e mëparshëm të fuqishme, strukturat me muraturë kanë shfaqur një performancë aspak të kënaqshme. Shume prej tyre pësuan dëmtime të mëdha dhe cuan në humbje jetësh njerezore. Me poshtë janë dhëne disa ilustrime në lidhje me dëmtimet në muraturë, për shkak të këtyre tërmeteve.

2.5.2.1 2009 Aquila, Tërmeti Itali

Ky tërmet pati një magnitudë $M = 6.3$ dhe ndodhi më 06.04.2009 pranë qytetit të Aquila-s në Itali. Sipas statistikave ndërkombëtare kjo magnitudë është e konsideruar mesatarisht e fortë. Përveç kësaj ky tërmet shkaktoi shumë dëmtime të rënda në strukturat me muraturë, vecanërisht atyre të vjetra.



(www.eqclearinghouse.org)



(www.gettyimages.com)



(Wikipedia, 2009)

Figura 2.22 - Fotografi të demtimeve të tërmetit të L'Aquila ne vitin 2009

Në të dyja fotot e mësipëme dhe në foton e kishës vihet re se dëmtimet janë shkaktuar nga rezistenca e ulët diagonale në prerje e strukturës. Në këtë rast kapaciteti mbajtës i ngarkesave anësore rezultoi i pamjaftueshëm.

Vetëm në foton poshtë majtas tregohet një mekanizëm i dëmtimit lokal e cila mund të ishte parandaluar në rast se trarë të përshtatshëm do të ishin pjesë e konstruksionit në nivelin e catisë dhe(ose) në pjesë të tjera e objektit.

2.5.2.2 Tërmeti Athinë, Greqi në 1999

Ky tërmet pati një Magnitudë $M=5.9$ dhe ndodhi në 07.09.1999, 15 km në veri të Athinës, kryeqytetit të Greqisë. Edhe në këtë rast magnituda konsiderohet mesatarisht e fortë. Struktruat ekzistuese me muraturë treguan një performancë tepër të dobët.



Figura 2.23 - Fotografi të dëmtimeve të tërmetit të Athinës në vitin 1999 (Yoshimura, 2000)

Në dy fotot në të majte vihet re një dëmtim për shkak të mekanizmave të shkatërrimit lokal të shkaktuar nga kushte kufitare të papërshtatshme të aplikuara në elementet e muraturës. Amortizimi dhe degradimi i materialeve është një tjetër shkak i mundshëm i shkatërtimeve të ndodhura në këto struktura.

Në dy fotot në të djathtë tregohet një shkatërrim global në formën e tërheqjes diagonale për shkak të kapacitetit mbajtës të pamjaftueshëm të ngarkesave anësore.

2.5.2.3 Tërmeti Izmit, Turqi në 1999

Ky tërmet pati një magnitudë $M = 7.6$ dhe ndodhi në 17.08.1999, në qytetin e Izmit-it në pjesën veri-perendimore të Turqisë. Ky tërmet zgjati për 37 sekonda dhe konsiderohet i fortë. Shumë struktura të vjetra me muraturë u shkatërruan plotësisht dhe rreth 17 000 njerëz humbën jeten.



(www.exploratorium.edu)



(earthquake.usgs.gov)



(www.oecd.org)



(mae.cee.illinois.edu)

Figura 2.24 - Fotografi e dëmtimeve të tërmetit në Izmit në vitin 1999

Ky tërmet shkaktoi dëmtime të mëdha dhe humbje jetësh njerëzore. Për shkak të magnitudës së tij të lartë godinat e vjetra me muraturë u shkatërruan për shkak të kapacitetit mbajtës të pamjaftueshëm të ngarkesave anësore. Një tjetër arsye e këtyre shkatërrimeve ishte dhe kohëzgjatja e gjatë e lëkundjeve (37 sekonda), e cila me gjasë dëmtoi hap pas hapi deri në shkatërrim të këtyre strukturave.

2.6 Testimet Eksperimentale

2.6.1 Testi i tryezës lëkundëse në 24 objekte të thjeshta me muraturë (D.Benedetti, 1998)

Ky testim eksperimentual ka për qëllim të vlerësojë reagimet sizmike të 24 godinave me muraturë nën efektin e stimulimit sizmik. Modelet janë në shkallën 1:2 sipas ISMES (Seriata, BG, Italy) dhe LEE (Laboratory for Earthquake Engineering, NTUA, Athens, Greece) pajisja e tavolinës- lëkundëse. Një total prej 14 modelesh u ndërtuan (8 në Itali dhe 6 në Greqi). Pasi pësuan dëmtime të rënda, modelet u riparuan dhe testuan sërish. U zbatuan 24 sekuenca testimi në tavolinën-lëkundëse (secili konsiston në 4-7 lëkundje për testin ISMES dhe 2-6 për ato LEE). Për të stimuluar tërmetet reale, u përdoren tre komponentët bazë ngacmimi për çdo lëkundje. U morën në konsideratë konfigurimet gjeometrike të thjeshta, gjithashtu u përdoren dy tipe materialesh dhe metoda të ndryshme përforcimi.

Mure në formë panelesh me tulla dhe gurë u ndërtuan dhe testuan për të arritur rezistencat në shtypjen dhe tërheqje digonale të muraturës. Vini re që muratura e testuar konsiston në një rezistence relativisht të ulët të tullave dhe llacit për të qenë sa më pranë në ngjashmëri me godinat e vjetra ekzistuese.

Vlerat mesatare të këtyre rezistencave janë paraqitur në Tabelen 2.13 me rezistencën në shtypje të llacit.

Tabela 2.13. Rezistencat e muraturës dhe llacit (D.Benedetti, 1998)

Tipi i mostrës	Rezistenca (MPa)		Përmasat(cm)	Numri i mostrave	
	Shtypje	Diagonale		Shtypje	Diagonale
Mure Guri	0.27	0.065	100x150x22.5	4	4
Mur Tulle	2.20	0.226	100x150x22.5	4	4
Kub Llaci	0.80	--	5x5x5	50	--

Strukturat u studiuan në dy faza. Së pari ato ju nënshtruan lëkundjeve të tokës të prodhuara nga tërmeti në Calitri në 23 Nëntor 1980 Irpinia. Gjithashtu nxitimi vertikal u aplikua me magnitudë 70% e vlerës horizontale. Lëkundjet u ndaluan kur ndodhën dëmtime të rënda në strukturë. Në fazën e dytë u bënë riparime dhe përforcime për të testuar efektet e tyre në reagimin e strukturës kështu lëkundjet e tokës u plikuan përsëri. Shih figurat më poshtë për dëmtime tipike.



Figura 2.25 - Modelet muratues mbi tryezen lëkundese (D.Benedetti, 1998).

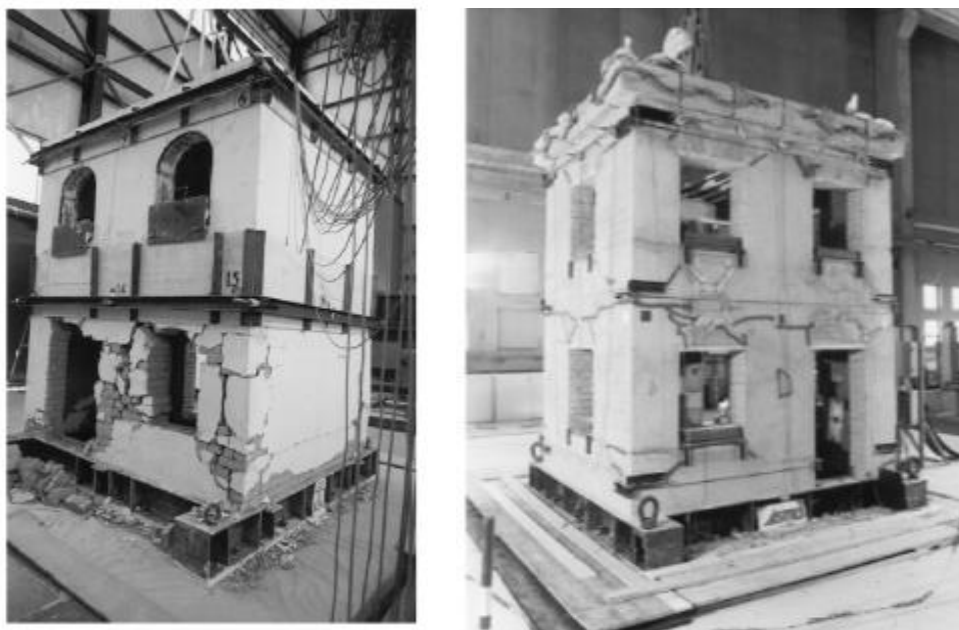


Figura 2.26 - Dëmtimet e godinave me muraturë

Table 2.14. Rezultat kryesore të testimeve ISMES (D. Benedetti 1998)

Godina	Materiali	Përforcimi	ζ_{x1} (%)	ζ_{xf} (%)	ζ_{y1} (%)	ζ_{yf} (%)	q	aMx (m/s ²)	aMy (m/s ²)
A1	Br	sc	6.0	19.0	5.8	31.0	1.6	3.20	2.70
A2	Br	lsc-rb-sn2	16.0	35.0	8.5	26.0	1.8	3.51	4.40
B1	Br	-	11.5	31.8	8.4	18.8	1.5	2.98	3.42
B2	Br	lsc-sn1,2	14.0	21.0	9.0	37.0	2.15	4.43	3.72
C1	Br	-	10.8	28.0	10.8	41.0	1.5	2.75	2.90
C2	Br	lsc-ht-sn1,2	7.0	15.0	10.3	32.0	2.7	4.49	4.45
D1	Br	sc	5.8	10.0	4.5	16.0	1.8	2.89	3.10
D2	Br	lsc-ht	5.8	12.5	6.6	18.8	1.8	2.77	3.18
E1	St	sc-rb	18.2	42.0	18.6	44.0	2.2	2.40	2.33
F1	St	sn1,2	13.2	24.0	15.6	35.0	-	1.51	1.65
G1	St	-	7.00	9.0	10.3	13.0	-	1.50	1.89

Shënim:

sc – lidhjet e armaturës së soletave me muret

Rb – brezat në cdo nivel (zgara e armaturës + shtresë cemento)

sn1,2 – zgara e armaturës + shtresë cemento mbi soletë (të kapura në mure) në katin 1, 2

lsc – cimentimi lokal i plasaritjeve kryesore

ht – tirantë horizontale

ζ_1, f – shuarjet fillestare dhe përfundimtare

q – koeficienti i sjelljes

aM_{x,y} – nxitimi maksimal i regjistruar në drejtime të caktuara.

Tabela 2.15. Rezultatet kryesore të testimeve LEE (D. Benedetti 1998)

Godina	Materiali	Përforcimi	f _{x1} (Hz)	f _{xf} (Hz)	f _{y1} (Hz)	f _{yf} (Hz)	aM _x (m/s ²)	aM _y (m/s ²)
I1	Tu	-	3.73	1.90	5.89	4.57	1.83	1.46
I2	Tu	lse-vb-ht-a2	4.67	3.45	4.57	2.84	2.73	4.12
L1	Tu	-	4.76	2.74	5.13	4.00	1.86	1.63
L2	Tu	lsg-hb-ht	5.31	1.65	5.31	2.22	3.61	3.27
M1	Tu	-	4.67	1.90	5.61	2.84	1.87	1.54
M2	Tu	lsg-wp-ht-hb-a2	5.10	2.87	5.10	2.41	3.69	3.01
N1	Gu	-	4.52	2.38	4.67	3.94	1.58	1.06
N2	Gu	lsg-vb-ht	4.67	2.84	4.67	4.03	3.12	2.41
O1	Gu	-	3.81	3.45	5.37	4.64	1.13	0.84
O2	Gu	lsg-vb-ht-a1	4.94	1.90	5.19	4.03	4.12	4.12
P1	Gu	-	4.18	2.74	4.64	3.94	-	1.22
P2	Gu	lsg-wp-ht-a1	4.43	1.46	4.76	1.98	3.45	2.55

Shënim:

hb – trarët lidhës horizontale

ht – tirantë horizontale

lse/g – cimentimi lokal i plasaritjeve kryesore me emaco ose allci

a1/2 – Stafa çeliku të kurbëzuara në faqet e brendshme të harqeve (kati I-rë ose 2-të)

- wp – Pllaka druri tek arkitrarët
- vb – Trarët vertikale prej çeliku në kënde

Në keto eksperimente u pa një rritje e konsiderueshme e kapacitetit ndaj ngarkesës anësore pas ngjitjeve te plasaritjeve lokale si dhe vendosjes së shufrave tirantë metalike horizontale. Gjithashtu u konstatua se lidhjet horizontale ishin shumë efikase në parandalimin e një kolapsi për shkak të ndarjes së mureve nga njëri-tjetri. Faktori i Sjelljes "q" ishte në shumicën e rasteve më i lartë se 1.5. Gjithashtu koeficientët e shuarjes "ζ" tregojnë se muratura mund të ketë duktilitet dhe mund të zbusë energjinë sizmike në mënyrë efikase. Kjo mund të varet nga cilësia e ndërtimit dhe e projektimit.

2.6.2 Rezultatet e testit të muraturës së tulles te papërforcuar. (M.Javed 2009)

Në këto modele janë të përfshira testet eksperimentale të 4 serive të mostrave te muraturës. Këto mostra ndryshojnë nga njëri-tjetri nga raporti i brinjëve të tyre dhe shkalla e ngarkimit paraprak. Më pas u krye një krahasim dhe analizë e rezultateve.

Këto seri mostrash u realizuan me një raport 1:4:4 sipas masës të materialeve (cimento: rërë: gëlqere) për të qënë në përputhje me godinat lokale. Ky raport sipas vëllimit është 1:3:3:8. Normalisht raporti i materialeve përrëse të llacit ndikon në karakteristikat e muraturës sepse ndryshon lidhjen midis tullave.

Seria e murit mbajtës 1 konsiston në 3 mure, ku secili ka një raport brinjësh 1.22, u testua në një nivel ngarkimi paraprak 103 psi = 710 kPa. Seria e murit mbajtës 2 konsiston në tre mure, ku secili ka një raport brinjësh 0.93, u testua në një nivel ngarkimi paraprak 61 psi = 420 kPa. Seria e murit mbajtës 3 konsiston në 3 mure, ku secila ka një raport brinjësh 0.93, u testua në një nivel ngarkimi paraprak 93 psi = 641kPa. Seria e murit mbajtës 4 konsiston në 3 mure, ku secila ka një raport brinjësh 0.66, u testua në një nivel ngarkim paraprak 93 psi=641kPa. Ngarkimi paraprak është zgjedhur që të përfaqësoj kushtet reale të ngarkimit në strukturat ekzistuese. Si pasojë rezultatet ndryshojnë nga muratura e pa ngarkuar.

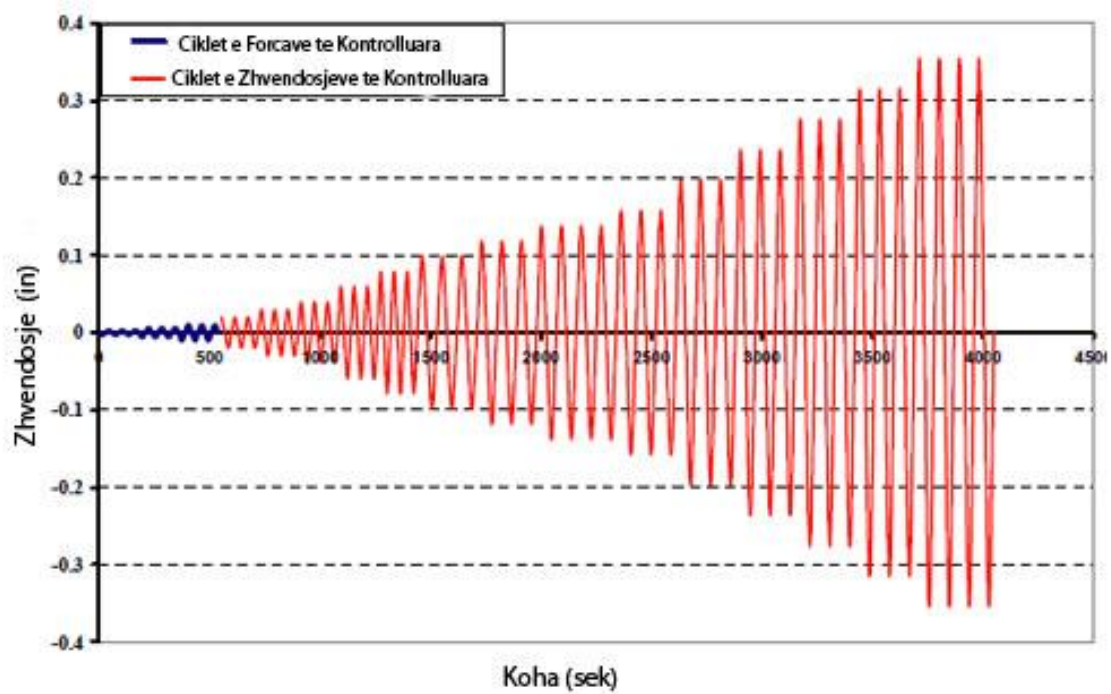


Figura 2.27 - Zhvendosja e imponuar për testin e murit mbajtës (M. Javed 2009)



Figura 2.28 - Dëmtimet e serisë 1 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)



Figura 2.29 - Dëmtimet e serisë 2 të mureve mbajtës (M. Javed 2009)



Figura 2.30 - Dëmtimet e serisë 3 të mureve mbajtës(M. Javed 2009)



Figura 2.31 - Dëmtimet e serisë 4 të mureve mbajtës(M. Javed 2009)

Sic vihet re të gjithë muret shkatërrohen nga forca prerëse dhe vecanërisht nga prerja diagonal. Në një kërkim të Magenes(2010), u vu re që me qëllim që të marrim një reagim global për godinat me muraturë, mekanizmat e shkatërrimit lokal duhet të parandalohen nga lidhjet mur-dysheme (ose të tjera). Kështu, që këto struktura që kanë lidhjet e dhura me shumë mundësi do të shkatërrohen sipas mënyrës së forcave prerëse diagonale. Testet treguan që rezistenca diagonale është më e vogla nga të dhënat që u vrojtuan në muraturë. Kështu, përgjithsisht për ngarkesen sizmike rezistenca në tërheqje është ndoshta më e disfavorshme.

Reagimi forcë-zhvendosje më poshtë është nxjerrë nga regjistrimi i kurbave histeretike

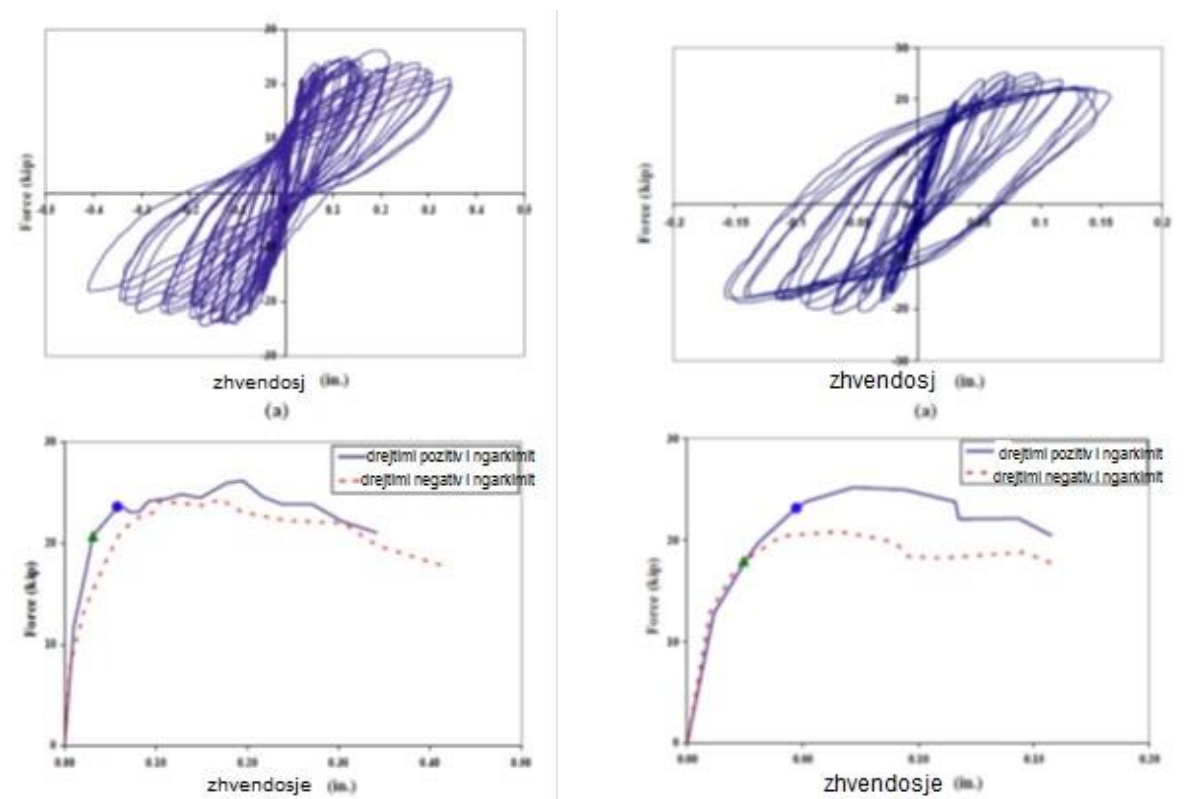


Figura 2.32 - Muret 1,2 (figura 2.20, 2.21) Kurbat histeretike dhe reagimi F-D

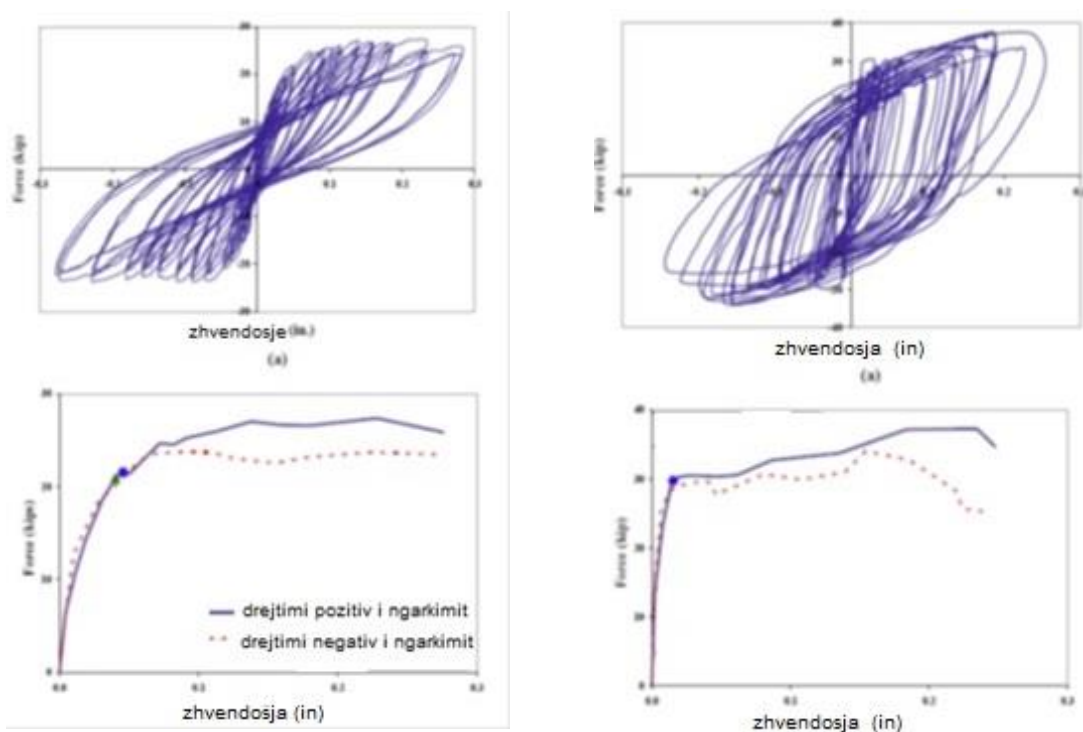


Figura 2.33 - Muret 3,4 (figura2.22, 2.23) Kurbat histerezis dhe reagimi F-D

Rezultati që u vrojtua ishte se kur ngarkimi paraprak është i ulët edhe sjellja duktile është e ulët dhe kurba mbas fazes elastike është negative si në 2 rastet në të majtë. Më shume mostrat e ngjeshura shfaqin një sjellje duktile dhe pjerrësia positive e shtangësisë deri në shkatërrimin total.

Tabela 2.16. Karakteristika të muraturës dhe llacit. (M.Javed 2009)

Karakteristika	Rezistenca e llacit	Rezistenca e tullës	Moduli E i muraturës	Rezistenca në tërheqje	Kohezioni	Fërkimi
Vlera	4957 kPa	4538 kPa	1299 MPa	169 kPa	392 kPa	0.588
% Cov	10.3%	14.2%	17.5%	16.7%	-	-

Një vlerë shumë e rëndësishme është kohezioni midis tullës dhe llacit. Kjo është marrë së bashku me koeficientin e fërkimit nga testet treshe. Kohezioni varet si nga sipërfaqja e llacit ashtu dhe ajo e tullës.

2.6.3 Karakteristikat e reagimit sforcim-deformim të muraturës me tullë argjilore në shtypje një aksiale (Kaushik 2007)

Ky studim përqëndrohet në sjelljen sforcim-deformim nga shtypja kostante një aksiale dhe karakteristika të tjera të muraturës së pa përforcuar dhe përbërësve të saj si: tulla të plota argjile dhe llaçi. Bazuar në rezultatet dhe vëzhgimet e studimeve eksperimentale, është përfutur kurba jolineare e sforcim-deformimeve për muraturën. Duke përdorur analizën e regresionit linear, është propozuar një model i thjeshtë analitik për të përfutur kurbat sforcim-deformim të muraturës që mund të përdoren në analizat dhe procedurat e projektimit. Modeli kërkon vetëm rezistencat në shtypje të tullave dhe llacit si të dhëna fillestare, të cilat mund të nxirren lehtësisht në mënyrë eksperimentale dhe gjithashtu janë përgjithësisht të gjëndshme në kodet e projektimit.

Testet laboratorike u realizuan për 4 tipe tullash argjilore nga prodhues të ndryshëm (të emërtuar M, B, S, O). Për to u realizua ngopja e plotë me ujë i quajtur testi WA. Një tjetër test i rëndësishëm është thithja e lagështisë për shkak të kapilaritetit i quajtur IRA.

Tabela 2.17. Karakteristikat e tullave, WA dhe IRA (Kaushik 2007)

Tipi i Tullave	fb (MPa)	Deformimi në shkatërrim	Eb (MPa)	WA (%)	IRA (kg/m ² /min)
M 10 cp	17.7 [0.23]*	0.0072[0.18]	5,300[0.15]	12.9[0.11]	2.26 [0.12]
B 10 cp	16.1 [0.08]	0.0060 [0.19]	5,030 [0.34]	13.0 [0.11]	2.42 [0.09]
O 10 cp	28.9 [0.23]	0.0070 [0.39]	7,516 [0.26]	11.4 [0.21]	0.97 [0.34]
S 10 cp	20.6 [0.17]	0.0057 [0.28]	6,534 [0.10]	11.8 [0.05]	1.89 [0.24]
Mesatare 40 cp	20.8 [0.33]	0.0065 [0.34]	6,095 [0.29]	12.3 [0.13]	1.90 [0.34]

*Vlerat në kllapa [] tregojnë koeficientin e variacionit.

Tabela 2.18. Karakteristikat e llacit për mostrat 3x9 (Kaushik 2007)

Tipi i Llacit	f_j (MPa)	Deformimi	E_j (MPa)
I dobët 1: 0 : 6*	3.1 [0.22]	0.0087[0.38]	545 [0.30]
Mesatar 1:0.5:4.5	15.2 [0.06]	0.0270 [0.36]	3,300 [0.26]
I fortë 1: 0 : 3	20.6 [0.08]	0.0185 [0.21]	3,750 [0.16]

*Përbërësit e llacit janë matur sipas volumit (cimento:gëlqere:rërë)

Tabela 2.19. Karakteristikat e muraturës (Kaushik 2007)

Mostrat e muraturës me tipin e llacit	f_m (MPa)	Deformimet në shkatërrim	E_m (MPa)
I dobët 1: 0 : 6	4.1 [0.24]	0.0059[0.43]	2,300 [0.24]
Mesatar 1:0.5:4.5	6.6 [0.20]	0.0080 [0.34]	3,800 [0.35]
I fortë 1: 0 : 3	7.5 [0.18]	0.0053 [0.41]	4,200 [0.38]

*Vlerat janë mesatare të serive të 10 mostrave me secilin tip të llacit.

Kurbat e sforcim-deformimeve për muraturën janë printuar duke përdorur të dhëna eksperimentale. Vihet re që llaci i fortë prodhon një murturë më të thyeshme, ndërsa llaci mesatar jep thajse të njëjtat rezistenca por deformime maksimale më të mëdha. Kështu që llaci mestar në muraturë nuk jep rezistencë mestare të muraturës. Shih figurën 2.26 për kurbat:

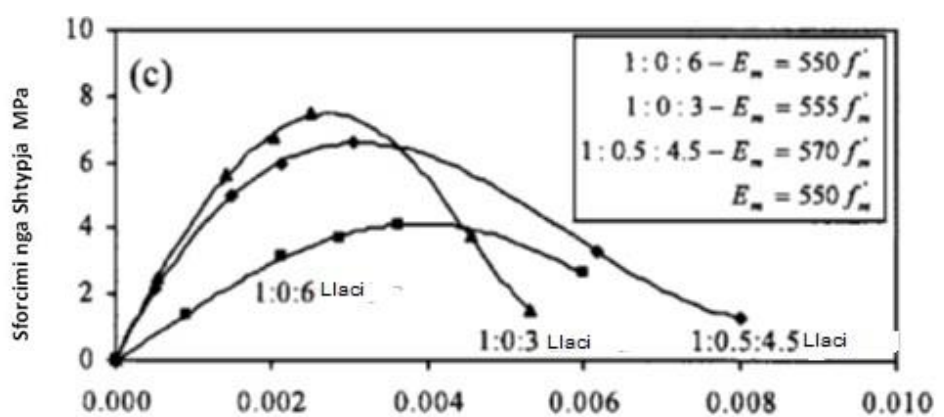
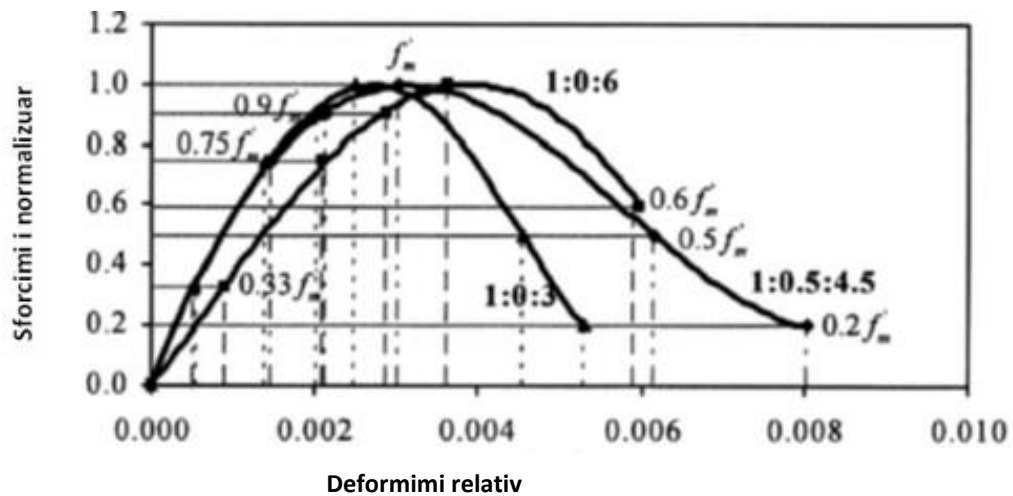


Figura 2.34 - Kurbat sforcim-deformim të muraturë nga shtypja (Kaushik 2007)



Një metodë numerike jepet për te përcaktuar kurbën sforcim-deformim me një ndryshim të vogël krahasuar me eksperimentet. Gjithashtu autori propozon disa pika karakteristike në kurbë (figura 2.28).

Në këtë studimin është vëzhguar se pjesa rritëse e kurbës sforcim-deformim të muraturës mund të përfaqësohet nga një kurbë parabolike e cila siguron një përshtatje

të mirë me të dhënat eksperimentale sic u vëzhgua nga Paulay dhe Priestley (1992), Sawko dhe Rouf (1984), dhe Priestley dhe Elder (1983).

Pjesa parabolike parashikon:

$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \quad (2.11)$$

ku,

f'_m – është sforçimi

ε'_m - është deformimi për sforçim maksimal në shtypje

Ek (2.11) është i vlefshëm derisa sforçimi bie në vlerën 0.9 f_m në pjesën rënëse të kurbës. Deformimi që i takon mund të përfitohet me të njëjtën formulë.

Në këtë studim propozohet një vlerë maksimale për sforçimin në këtë i cili llogaritet:

$$f'_m = 0.63 \cdot f_b^{0.49} \cdot f_j^{0.32} \quad (2.12)$$

ku,

f_b - rezistenca në shtypje e tullës

f_j - rezistenca në shtypje e llacit

Më pas propozohet një pjesë lineare për kurbën. Është supozuar se muraturës mund ti ketë mbetur rreth 20% e rezistencës, për shkak të fërkimit midis pjesëve të shkëputura. E vetmja vlerë e nevojshme për të plotësuar kurbën është deformimi maksimal. Problemi qëndron në dështimin e testeve për të kapur deformimin final për shkak të shkatërrimit të mostrës në mënyrë jo të rregullt.

Në këtë studim, propozohet ekuacioni i mëposhtëm që ε_m të përcaktohet nga analizat regressive të të dhënave eksperimentale.

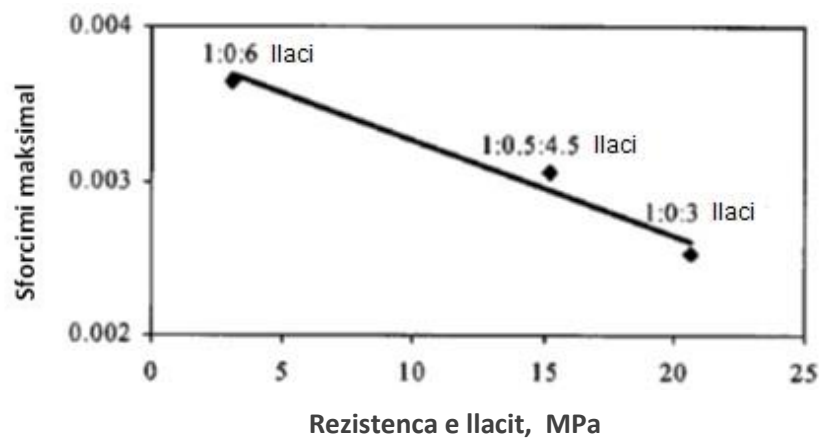


Figura 2.37 - Varësia e deformimeve të muraturës nga rezistenca e llacit (Kaushik 2007)

Ekuacionet e propozuara për deformimin që i takon sforcimet maksimal janë:

$$\varepsilon'_m = C'_j \cdot \frac{f'_m}{E_m^{0.7}} \quad (2.13)$$

Ku,

$$C'_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \quad (2.14)$$

Metoda e propozuar krahasohet me shumë të dhëna eksperimentale:

Sarangapani et al. 2002; Naraine dhe Sinha 1989; Rai dhe Goel 1996; Hendry 1998; Binda et al. 1988; Ewing dhe Kowalsky 2004; Sawko dhe Rouf 1984.

Rezultatet duken të kënaqshme mjaftueshëm me diferenca jo me shume se 10% në shumicën e rasteve.

Ky studim paraqet një trajtim mjaft të mirë dhe objektiv për rezistencën në shtypje të muraturës.

KAPITULLI 3

ANALIZA METODOLOGJIKE

3.1 Metoda e elementëve të fundëm në elementët e muraturës

Modelimi i muraturës ka qenë për një kohë të gjatë një problem i vështirë për shkak të sjelljes së saj anizotropike sipas drejtimeve kryesore. Disa autorë kanë propozuar modelin tip ramë (Gambarotta 1997, Belmouden 2009, Penelis 2006), duke e përshtatur sic duhet në mënyrë që të përfaqsojë kushtet reale të nje elementi.

Modeli ramë konsiston në element të fundem linearë me dimensione specifike të seksionit tërthorë. Struktura ndahet në element te vecantë të cilat janë zgjedhur ndërmjet kontureve të mureve si dritaret, dyert, soletat. Këta elementë përfaqsohen nga akset e tyre në modelin e elementit të fundëm. Një mangësi e këtij modeli qëndron në faktin se kërkohen nyje të vecanta në pjeset periferike, të cilat kanë nevojë për karakteristika te vecanta ngurtësie në mënyrë që ti afrohet sjelljes reale të strukturës.

Modeli plan konsiston në elementë të fundëm planarë. Kjo teknikë modelimi ka zhvillim të limituar për shkak të sjelljes komplekse anizotropike në drejtime të ndryshme të muraturës. Ky punim ofron një zgjidhje të vecantë të modelimit me element të fundëm për godinat me muraturë te papërforcuara në Shqipëri duke përdorur elementë plan. Duke përdorur elementë të tipit plan jolinearë janë modeluar vecmas sjellje të ndryshme të muraturës.

Modeli i ngurtë konsiston në elementë 3 dimensional. Ky lloj modeli është studiuar vetëm për muratura me dimensione të limituara dhe nuk është arritur në një përgjithësim për strukturat (Aldemir 2010). Studiuesit që përdorën këtë model ndanë elementin në tulla dhe kanë përdorur një mënyre reagimi për të gjitha drejtimet. Modeli i tyre nuk mund të parashikonte shkatërrimin nga forca prerëse duke ndarë tullat nga llaci, por vetëm shkatërrimin nga shtypje ose tërheqja.

3.1.1 Përafrim i modelimit me Sap 2000.

Në këtë tezë do të trajtohet tipi i modelimit me elementë plan. Rezultatet do të krahasohen dhe kalibrohen me programin e njohur 3Muri. Fillimisht është i nevojshëm një përshkrim i elementëve të fundëm. Në programin Sap2000, elementi plan (tip shell) është një formulim tre ose katër nyjesh që kombinon sjelljen e membranës dhe të pllakës në përkulje. Elementi plan tip “shell” mund të jetë në dy tipe: homogjen ose i shtresëzuar.

Elementi plan “Shell” homogjen kombinon sjelljen e membranës dhe pllakës. Sjellja e membranës përdor një formulim izo-parametrik që përfshin komponentët translativë të ngurtësisë brënda planit dhe një komponent përdhredhës, “shpues” të ngurtësisë në drejtimin pingul me planin e elementit. Shih Taylor dhe Simo (1985), Ibrahim Begovic dhe Wilson (1991). Zhvendosjet në plan janë kuadratike. Sjellja në përkulje e pllakës përfshin dy drejtime, jashtë planit, komponentët përdredhes të ngurtësisë së pllakës dhe një komponent translativë të ngurtësisë në drejtimin pingul me planin e elementit. Formulimi i një pllake të hollë (thin-plate) neglizhon deformimet tërthore prerëse, ose e kundërta, formulimi i një pllake të trashë (thick plate) i përfshin efektet e deformimit tërthorë në prerje. Jashtë planit, zhvendosjet janë kubike.

Elementi plan “Shell” i shtresëzuar lejon që çdo numër shtresash të përcaktohet në drejtimin e trashësisë, secili me një vendodhje, trashësi, sjellje dhe material të pavarur. Sjellja e materialit mund të jetë jolineare. Deformimi i membranës nëpërmjet secilës shtresë përdor një metodë të projektimit të deformimeve (Hughes, 2000). Ndryshe nga elementi “shell” homogjen, shkallet e lirisë së përdredhjes “shpimit” nuk janë përdorur, dhe nuk duhet të ngarkohen. Këto rrotullime pingule me planin e elementit lidhen afërsisht vetëm me përdredhjen si trup i ngurtë të elementit për të parandaluar paqëndrueshmërinë. Për përkuljen, është përdorur një formulim i Mindlin/Reissner (Mindlin, 1951, Reissner, 1945) i cili

gjithmonë përfshin deformimet tërthore në prerje të membranës. Zhvendosjet jashtë planit janë kuadratike dhe lidhen ngushtë me zhvendosjet brenda planit.

Elementi plan “Shell” i shtresëzuar zakonisht përfaqëson sjelljen e plotë të “shellit”, megjithatë kjo mund të kontrollohet shtresë pas shtrese. Përjashtuar rasteve kur shtresëzimi është plotësisht simetrik në drejtimin tërthor të trashësisë, sjellja e membranës dhe pllakës do të jetë e përbashkët.

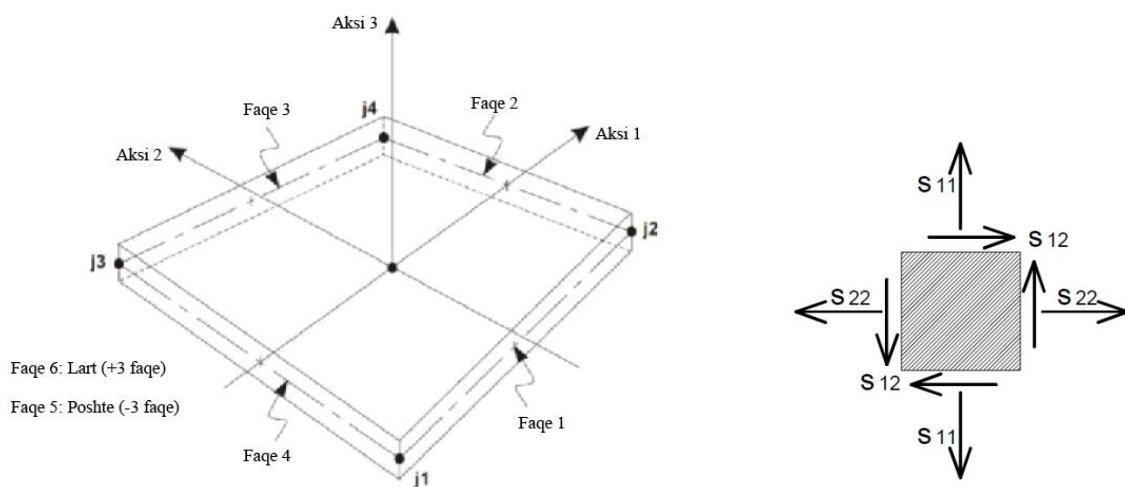


Figura 3.1 – Një element “shell” me katër nyje dhe forçimet në plan.

(Reference manuali i Sap 2000)

Në këtë studim do të përdoret elementi plan “shell” i shtresëzuar jolinearë. Anizotropia e muraturës do të modelohet nga dy kurba të ndryshme sforcim-deformim. Ato do të përfaqësojnë sforçimet vertikale S_{11} , sforçimet horizontale S_{22} dhe sforçimet në prerje S_{12} (figura 3.1). Çelësi i këtij trajtimi është parashikimi sa më i mirë i mundshëm i kurbave sforcim-deformim për secilin drejtim.

- S_{11} and S_{22} - kurbat vertikale dhe horizontale sforcim-deformim.

Kjo kurbë është e përcaktuar më së miri në literaturë. Më poshtë paraqiten llogaritjet e detajuara:

Metoda: Kaushik 2007 et.al.:

Pjesa parabolike përcaktohet në ek. (2.11): $\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m}\right)^2$

Deformimet maksimale: $2,75 \cdot \varepsilon'_m$ (llac me gëlqere, figura 2.28)

Të dhënat:

Rezistenca e tullës: $f_b = 7.5$ MPa (specifikimet teknike të godinës tip)

Rezistenca e llacit: $f_j = 2.5$ MPa (specifikimet teknike të godinës tip)

Llogaritja e parametrave:

Sforcimi maksimal:

$$f'_m = 0.63 \cdot f_b^{0.49} \cdot f_j^{0.32} = 0.63 \cdot 7.5^{0.49} \cdot 2.5^{0.32} = 2.267 \text{ MPa}$$

Moduli i Elasticitetit: $E_m = 550 \cdot f'_m = 550 \cdot 2.267 = 1247 \text{ MPa}$

Deformimet për sforcime maksimale:

$$C'_j = \frac{0.27}{0.25^{0.25}} = 0.125 ; \quad \varepsilon'_m = 0.215 \cdot \frac{2.267}{1247^{0.7}} = 0.0033$$

Sforcimet maksimale $f_{mu} = 0.2 \cdot f'_m = 0.453 \text{ MPa} = 453 \text{ kPa}$

Deformimet maksimale $\varepsilon_{mu} = 2.75 \cdot \varepsilon'_m = 0.0091$

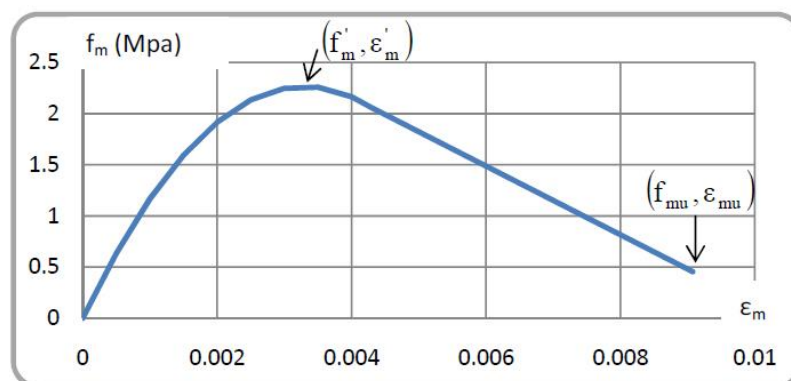


Figura 3.2 – Kurba sforcim-deformim në shtypje (përdorur për S11,S22)

Normalisht mund të lindin pyetje lidhur me kurbën S11 dhe S22, nëse ato do të këne sjellje të njëjtë për shkak të anizotropisë. Deri më tani nuk janë bërë teste në drejtimin përpjndikular duke qene se tullat vendosen në mënyrë horizontale në mur. Së dyti do të ishte shumë e rrallë ose e pamundur që me aplikimin e një force horizontale në muraturë të pritej një shkatërrim nga shtypja, në vend të forcës prerëse. Ekziston një mundësi që mostra e ngarkuar për S22 (Figura 3.3.), të shaktërrohet në mënyrë të crregullt për shkak të shkëputjes së llacit dhe tullave, duke shfaqur kështu një rezistencë më e vogël se në drejtimin tjetër.

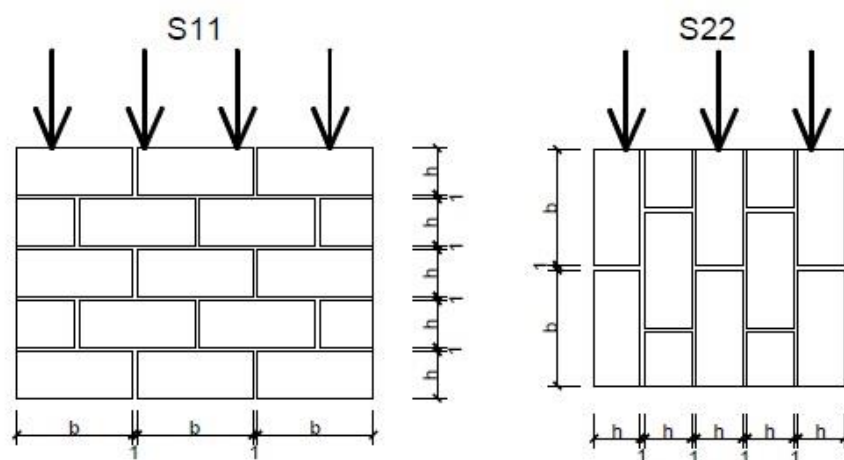


Figura 3.3 – Testi i sforcimeve shtypëse të përdorura për S11 dhe S22.

Në mungesë të testeve në shtypje në drejtimin gjatësor, në këtë studim ato do të konsiderohen të barabarta. Duke patur parasysh se forca prerëse është më e pafavorshmja, ky supozim nuk do të ketë efekt të drejtpërdrejtë në rezultatet e analizave strukturale.

➤ S12- kurba e deformimeve nga sforcimet prerëse.

Kjo kurbë duhet të paraqesë shkatërrimin horizontal të elementeve të muraturës. Në realitet kur një element i muraturës i nënshtrohet lëkundjeve anësore të truallit forca rezistente horizontale përfaqësohet nga kohezioni dhe ferkimi ndërmjet tullës dhe llacit. Ky quhet fërkimi i Kolumbit i llogaritur si:

$$\tau = c + \sigma \operatorname{tg} \varphi$$

Në këtë ekuacion “ σ ” është sforcimi vertical dhe $\operatorname{tg} \varphi$ përfaqëson fërkimin midis elementeve. Pra kjo do të thotë një sjellje e përbashkët ndërmjet ferkimit “ τ ” dhe sforcimit vertikal. Është e pamundur të jepet një sjellje e përbashkët midis tyre për një element plan jolinear në Sap2000. Por vihet re se sforcimi vertikal ndihmon në të bërit ”eficent” sforcimin nga prerja. Me fjalë të tjera një element i sforcuar vertikalisht nuk shkatërrohet për shkak të tërheqjes nga përkulja, por reziston më shumë. Shih figuren 3.4, 3.5.

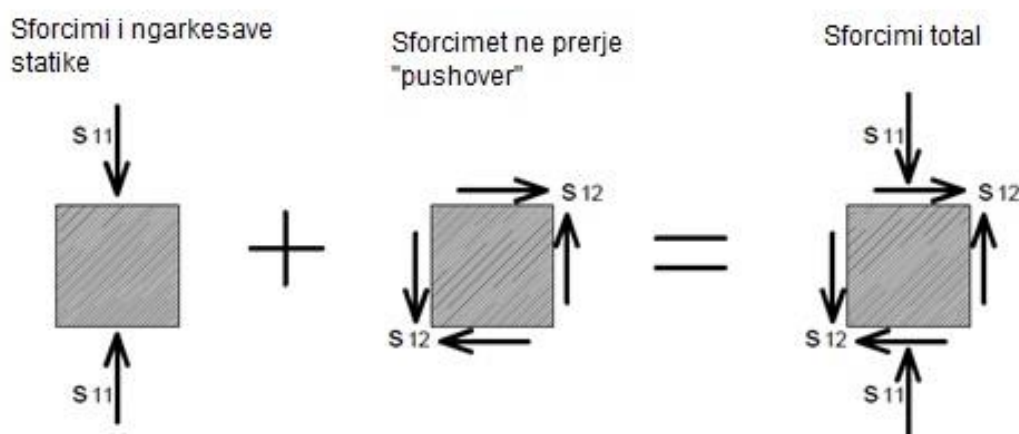


Figura 3.4 –Sforcimi statik ne shtypje mbivendosur sforcimit ne prerje

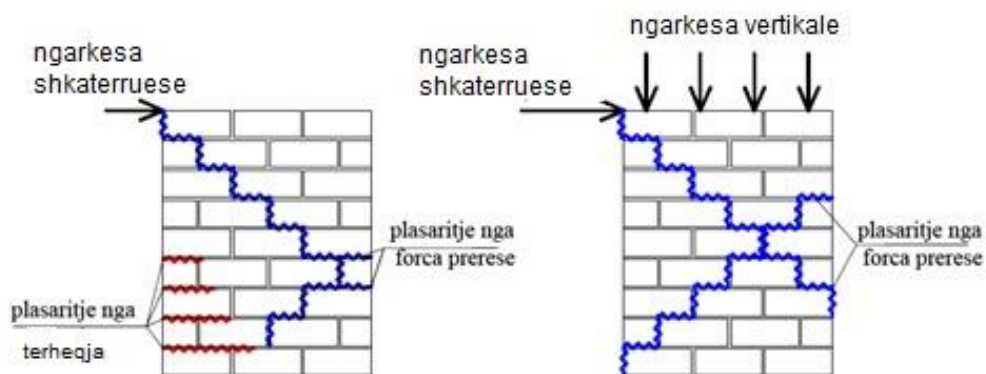


Figura 3.5 – Menyra e shaktërrimit të murit me dhe pa sforcime vertikale

Kjo është një situatë tipike që të çon në një lidhje indirekte midis sforcimeve S_{11} dhe S_{12} që janë të palidhur analitikisht. Ngarkesa vertikale "ndihmon" rezistencën në prerje deri sa të mos ketë tërheqje në seksion. Përtej kësaj vlerë rezistenca në prerje mbetet konstante dhe e barabartë me kohezionin. Kjo tendencë varion për raporte të ndryshme brinjesh të murit. Tendencën e kësaj lidhje mund të shpjegohet si në figure 3.6.

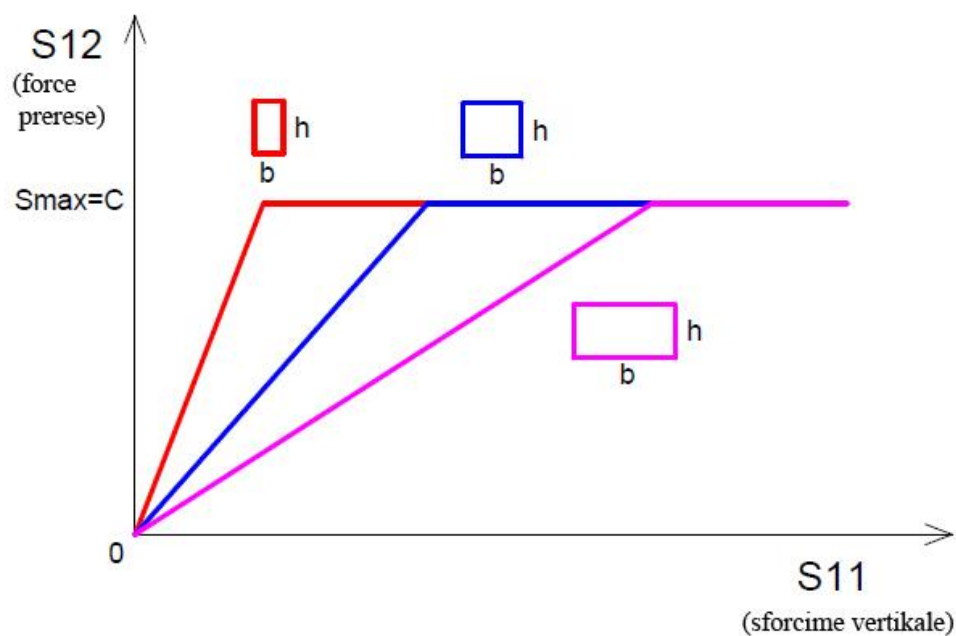


Figura 3.6 – Tendencën e lidhjes ndërmjet sforcimeve shtypëse vertikale dhe rezistencës në prerje.

Pra, rezistenca në prerje në Sap2000 do të përfaqësohet nga një kurbë jolineare e materialit (kohezion). Nëse ky trajtim mund të konsiderohet si shumë konservativ, mund të rritet vlera e kohezionit për të marrë parasysh fërkimin. Në godinat ekzistuese kjo rritje duhet të zgjidhet me kujdes për të marrë në konsideratë dhe degradimin. Përpara kësaj duhet të behen disa modele testimi me sforcime shtypëse variable mbi mure individuale..

Për kubën e materialit S_{12} kode të ndryshme kanë vlera të ndryshme të kohezionit.

- Kodi Shqiptar ka vetem një vlerë të rezistencës në prerje që varet nga llaci. Për cështjen në studim është gjendur vlera 110 kPa në tabelën 2.5, që i takon dhe godines së zgjedhur për analizë.
- Eurokodi 6 ka dy alternativa për vlerat e rezistencës në prerje

$f_{vk0} = 200 \text{ kPa}$, për $f_m = 2.5 \text{ MPa}$ klasa e llacit, ne tabelën 2.10.

ose $f_{vk} = 0.065 \cdot f_b = 0.065 \cdot 2267 = 147 \text{ kPa}$, zgjidhet minimum.

Për qëllimin e këtij studimi (modelimi i një godine ekzistuese në Shqipëri) është më e përshtatshme të merret në konsideratë vlera më e ulët (110 kPa nga kodi Shqiptar), sepse teknologjia nuk ishte kaq e zhvilluar përpara 30-40 vitesh dhe që prej atëherë godinat kanë degraduar. Për rezultate më të përshtatshme testi tresh duhet të bëhet për cdo godinë.

Kohezioni do të përqaset sipas një kurbë të idealizuar:

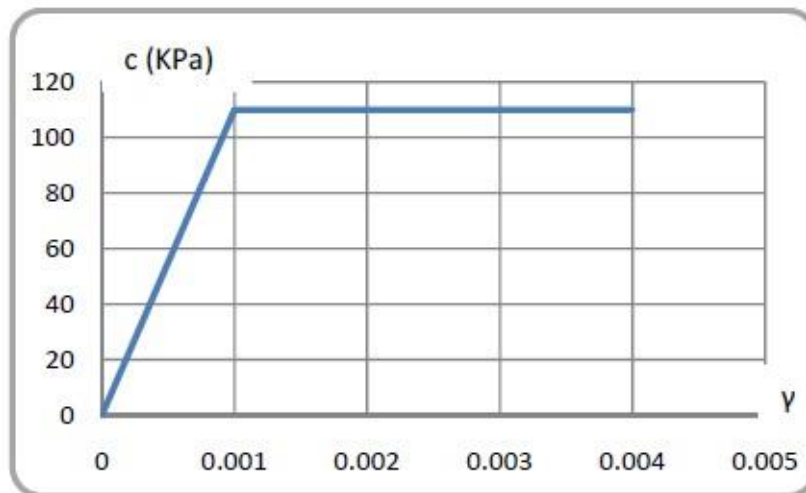


Figura 3.7 – Kurba sforcim-deformim nga prerja (për S12)

Shënim: Kjo kurbë do të konsiderohet simetrike në origjinë.

Kurba konsiderohet e idealizuar në forme bilineare me rezistence maksimale në prerje 110 kPa. Ky supozim bëhet sepse sjellja reale është shumë pranë bilinearitetit duke ju referuar testeve eksperimentale të cituara më sipër (Javed 2009).

Deformimi 0.001 që i takon sforcimit maksimal është nga pjesa e parë e kurbës thuajse-lineare të testeve eksperimentale në paragrafet e mësipërm.

Kjo kurbë paraprake e forcës prerëse do të plotësohet sipas rezultateve të paragrafit 3.1.3. Kurba e forcës shtypëse nuk ka nevojë për ndryshime. Duhet patur parasysh që rezistenca në tërheqje nuk merret në konsideratë sipas Eurokodit 6.

3.1.2 Modelimi me programin 3Muri

Një përshkrim i shkurtër i karakteristikave të elementëve të fundëm në këtë program. Ky program propozon elementë të fundëm linearë, të cilët përfaqësohen nga akset e tyre. Më poshtë jepet një ekstrakt nga manuali i 3 Muri.

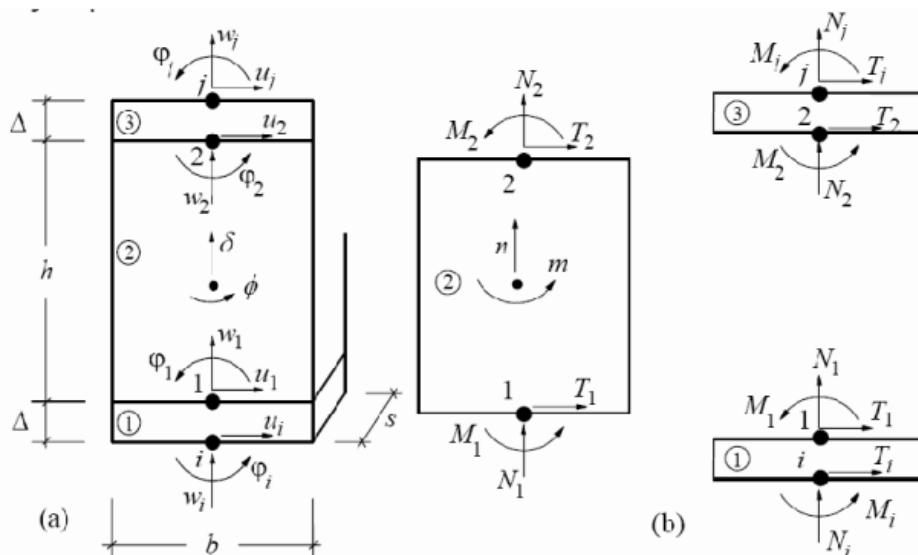


Figura 3.8 –Pamje e elementeve të fundëm të 3Muri.

Merret një mur me gjerësi b dhe trashësi s , i cili konsiston në tre pjesë: deformimi aksial përqëndrohet në dy elementët e ekstremiteteve 1 dhe 3, në trashësinë pambarimisht të vogël D , pafundësisht i ngurtë për veprimet prerëse.

Deformueshmëria tangenciale ndodh në pjesën qendrore të trupit, me lartësi h , i cili është i pa deformueshem sipas aksit dhe nga përkulja. Për këtë arsye, modeli i plotë kinematik për makro-elementët duhet të shqyrtojë të tre shkallët e lirisë për nyjet i dhe j , dhe ato të ndërfaqes 1 dhe 2.

Duke shënuar zhvendosjet aksiale me w , zhvendosjet tërthore me u dhe rrotullimet me j , mund të pohoet:

$u_1 = u_i$, dhe $u_2 = u_j$.

Në fakt trupat 1 dhe 3 kanë rezistencë infinit në prerje dhe gjerësi D që tenton drejt 0. Gjithashtu mund të pohoet se $w_1 = w_2 = d$; $j_1 = j_2 = f$. Pjesa qëndorre e trupit është e ngurtë sipas aksit dhe në përkulje, dhe d, f paraqesin zhvendosjen aksiale dhe rrotullimin, përkatësisht.

Nga pikëpamja kinematike, modeli përshkruhet me tetë shkalle lirie. Kemi 6 elementet e zhvendosjes të nyjeve në skaje ($u_i, w_i, j_i, u_j, w_j, j_j$) dhe dy përbërësit e makro-elementit (d e f). Mekanizmi i rrotullimit të murit, i favorizuar nga mungesa e rëndësishme e rezistencës në tërheqje në material, është përfaqësuar duke hipotetizuar një kontakt elastik monolateral në ndërfaqet 1 dhe 2.

Mekanizmi i rezistencës në prerje është skematizuar duke marrë në konsideratë një gjendje të tërheqjes uniforme në modulën qendror, (duke supozuar $T_i = T_j$), përmes një bashkimi midis komponentëve kinematik u_i, u_j, f , gjendjës së tërheqjes dhe variablave përshkrues të sjelljes plastike (shkallë dëmtimi a dhe rrjedhje plastike g_p). Dëmtimet me plasaritje në arkitrarët diagonal, ku ndodhin mekanizmat prerje-rreshqitje, mund të përfaqësohen nëpërmjet komponentit të zhvendosjes joelastike g_p , i cili aktivizohet kur tejkalohet kushti limit i tërheqjes së Kolombit. Lidhja Gambarotta-Lagomarsino lejon që zhvillimi ciklik i degradimit të ngurtësisë dhe ulja e rezistencës që lidhet me të me dëmtimin progresiv nga prerja, të shpjegohet duke përdorur e variablat a dhe g_p (Gambarotta et al., 1996; Galasco, 2001). Sjellja në përkulje përqëndrohet në dy skajet e elementit. Mardhënia e cila lidh shtypjen standarte N dhe momentin M me elementet e zhvendosjes w dhe j derivohet direkt nga ekuacionet e bashkimit elastic.

Për sa kohë që qendra e presionit është brenda bërthames inerciale qëndore skaji i murit nuk do të bllokohet.

➤ Kurbat jolineare të materialit në programin 3Muri.

Ky program është bazuar në Eurokod, i cili për llogaritjen e muraturës ekzistuese specifikon si më poshtë:

- Për shtypje përkulje deformimi relativ maksimal është 0.8%, $\sigma_{\max} = 1.8 \text{ Mpa}$
- Për shkatërrim në prerje deformimi maksimal është 0.4%, $\tau_{\max} = 0.06 \text{ Mpa}$

Sjellja është modeluar nga kurba e idealizuar elastike-plotesisht plastike. Deformimi maksimal elastik nuk specifikohet direkt por duke përdorur vlerat e programit “3 Muri” për modulën elastic “E” dhe modulën në prerje “G” mund të llogaritet sic tregohet më poshtë.

0.1 % për kurbën e shtypjess dhe 0.02% për kurbën në prerje.

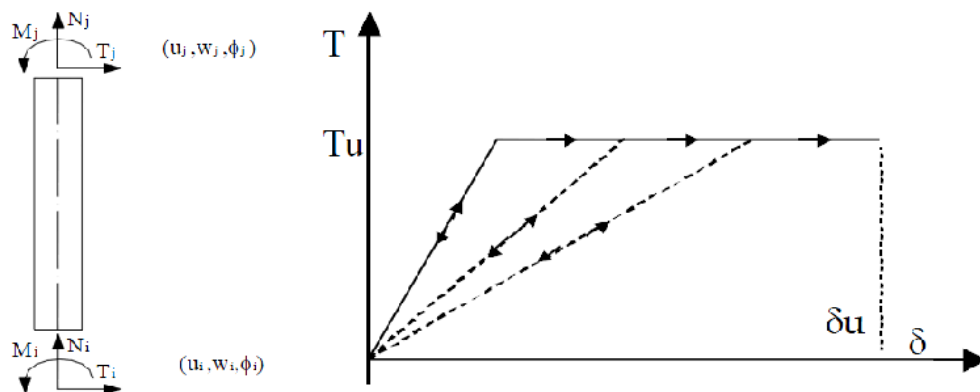


Figura 3.9 – Kurba e përgjithshme forcë-zhvendosje të elementëve të fundëm sipas 3Muri (Galasco et.al.2006)

Me poshtë janë paraqitur kurba nga shtypja (Fig 3.10) dhe kurba nga forca prerëse (Fig 3.11) sipas”3 Muri”.

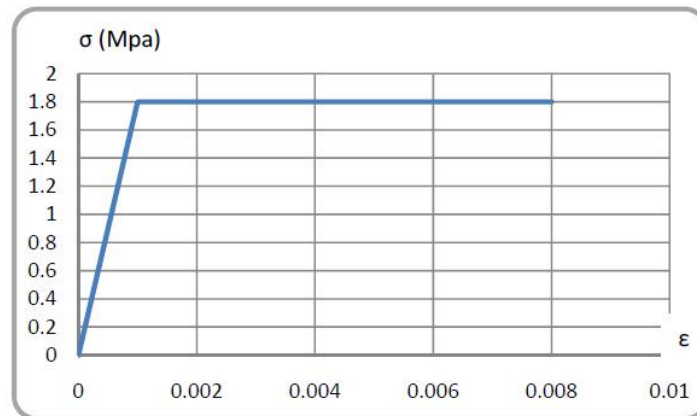


Figura 3.10 – Kurba sforcim-deformim nga shtypja

Deformimi maksimal elastic ne shtypje është llogaritur duke përdorur sforcimin maksimal dhe modulin elastik E :

$$\varepsilon_{ei} = \frac{\sigma_{ei}}{E} = \frac{1.8 \text{ MPa}}{1800 \text{ MPa}} = 0.001$$

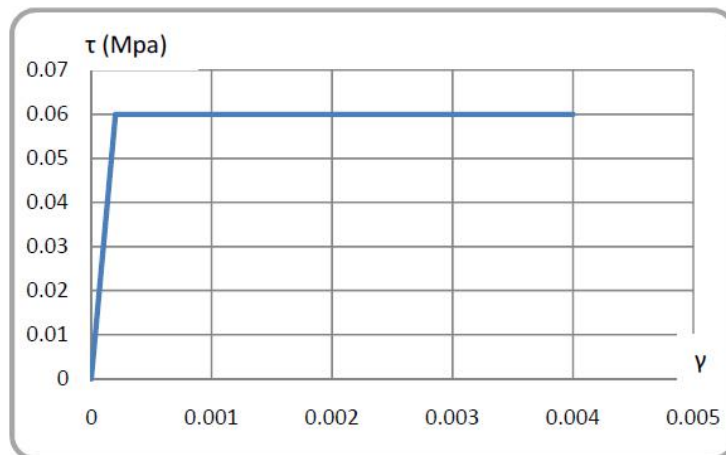


Figura 3.11 – Kurba sforcim-deformim nga prerja

Zhvendosja relative maksimale elastike nga prerja është llogaritur duke përdorur sforcimin maksimal dhe modulin e prerjes G :

$$\gamma_{ei} = \frac{\tau_{ei}}{G} = \frac{0.06 \text{ MPa}}{300 \text{ MPa}} = 0.0002$$

3.1.3 Modelimi i strukturës së testuar njëkohësisht me Sap2000 dhe 3Muri.

Deri tani u bë prezantimi i dy menyrave të ndryshme të modelimit. Objekti i kësaj studimi është të përdorë metodën Sap2000 me elementë plan. Metoda e propozuar ka nevojë të verifikohet me një program (software) të njohur që përdoret gjerësisht për modelimin e muraturës, sic është programi italian 3Muri. Për këtë arsye është analizuar një structure e vogël me muraturë me të dy programet, dhe më pas janë krahasuar rezultatet. Më poshtë është përshkrimi i strukturës së testuar.

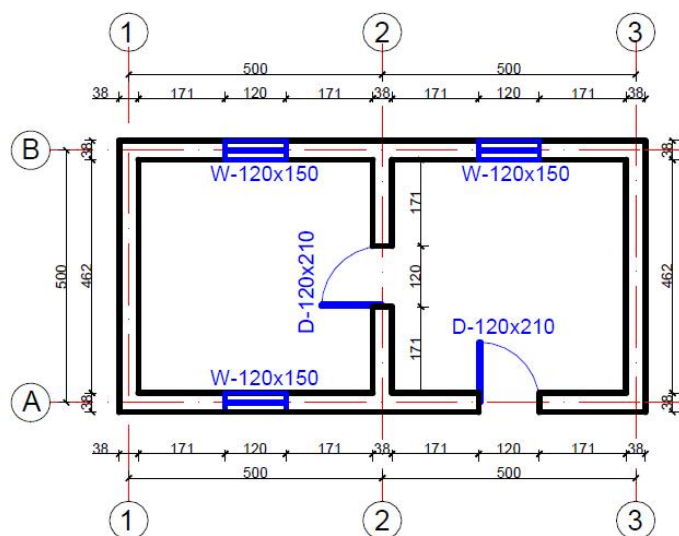


Figura 3.12 – Planimetri e katit përdhe të strukturës së testuar.

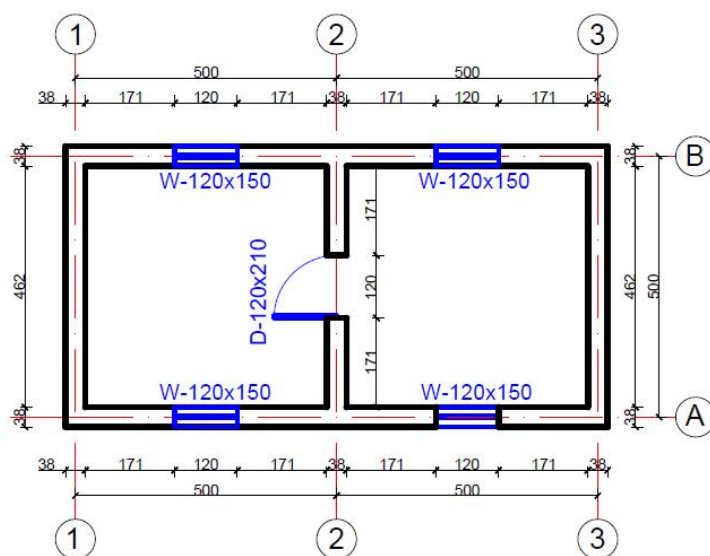


Figura 3.13 – Planimetri e katit të parë të strukturës së testuar.

- Kjo strukturë e thjeshtë konsiston në 2 kate. Dritaret janë vendosur 90 cm mbi dyshtemenë e katit. Të gjitha hapjet janë përqëndruar në mes të akseve. Të gjitha muret kanë trashësinë 38cm.

- Soletat janë konsideruar prej betoni monolite me trashësi 12 cm. Ato kanë një drejtim të transferimit të ngarkesës, drejtimi nga aksi A ne B. Ne to është aplikuar një ngarkesë e përhershme prej 5kN/m^2 dhe një ngarkesë të përkohshme prej 2kN/m^2 .

➤ **Modelimi i 3Muri.**

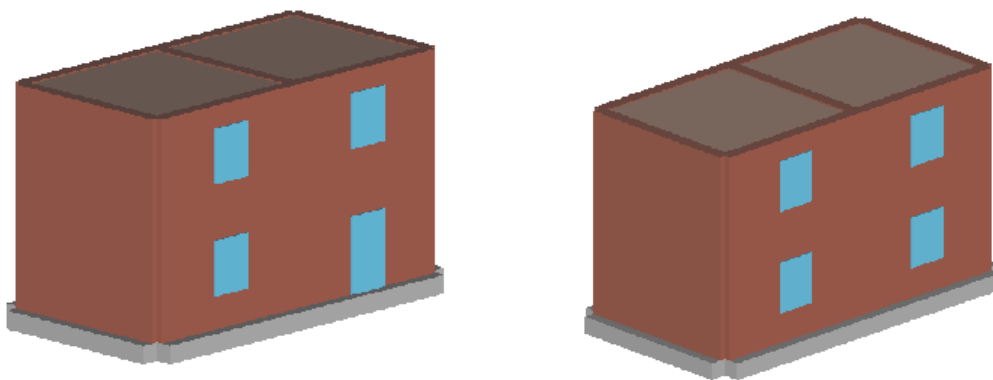


Figura 3.14 – Pamjet ballore dhe e pasme të struktures se testuar ne 3Muri.

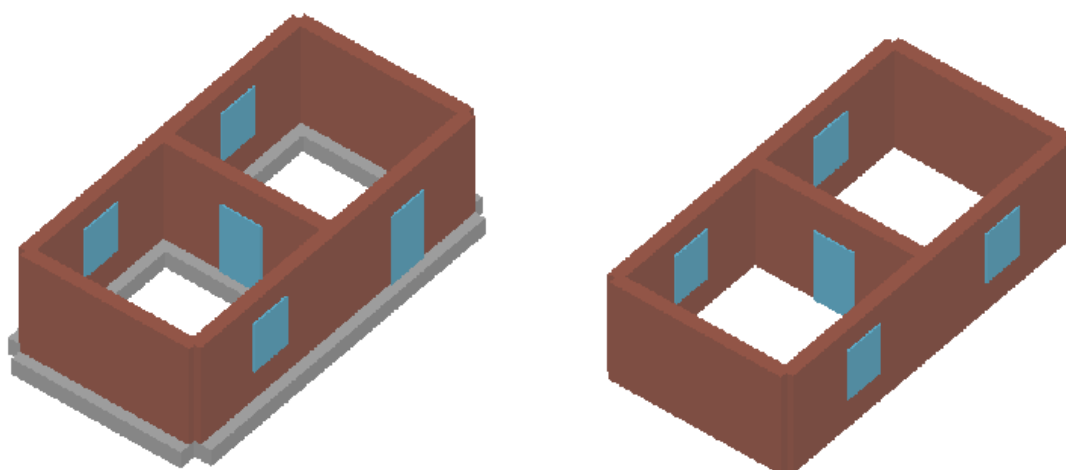


Figura 3.15 – Pamjet e kateve të sipërme dhe të poshtme të mureve së tullës ne 3Muri.

➤ Rezultatet sipas drejtimimit X.

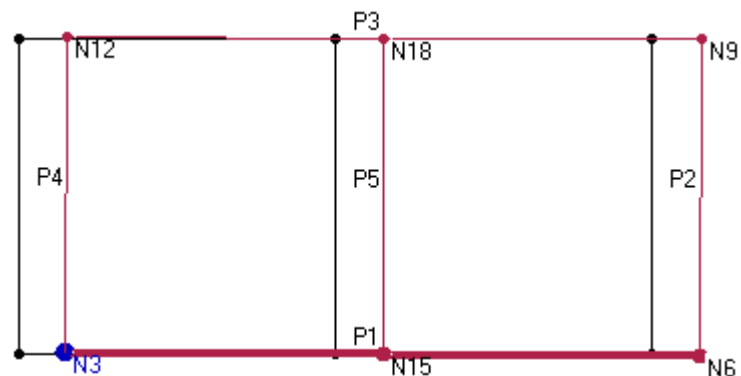


Figura 3.16–Planimetria e deformuar e ngarkimit statik gradual (pushover) në drejtimin X.

Mënyra e ngarkimit modi i parë drejtimi X.

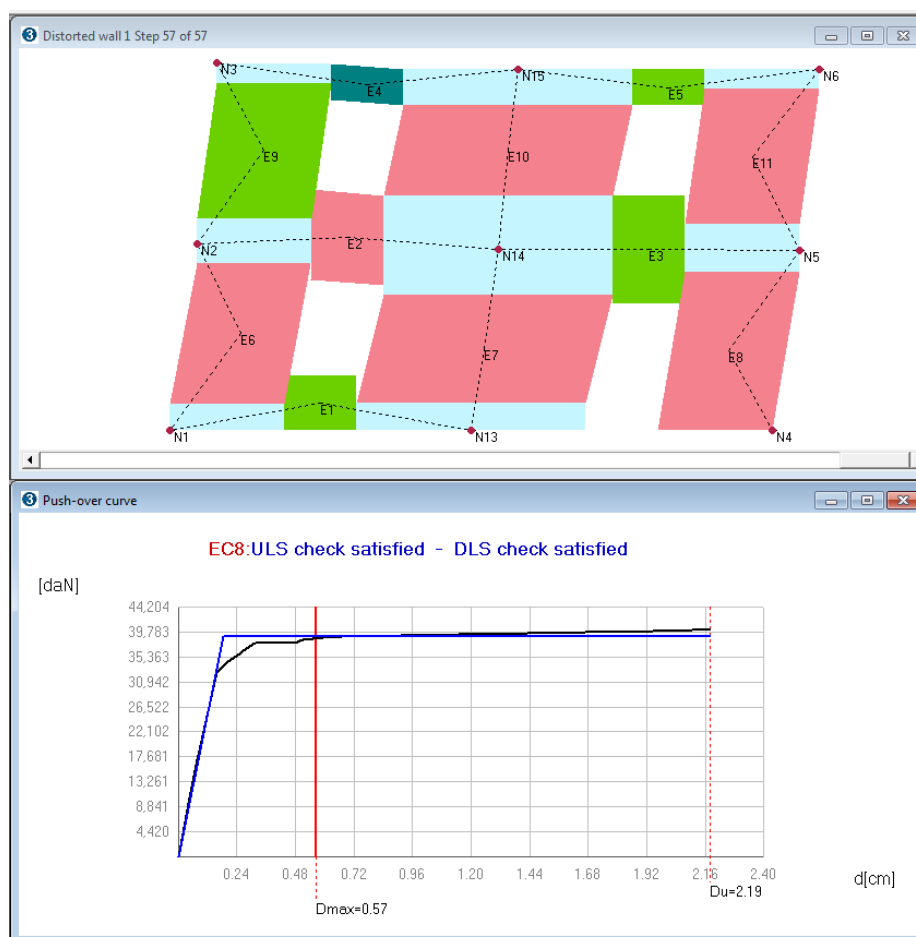


Figura 3.17–Rezultati i analizave ne 3Muri, kurba e kapacitetit (pushover) ne drejtimin X.

- Rezultatet sipas drejtimit Y.

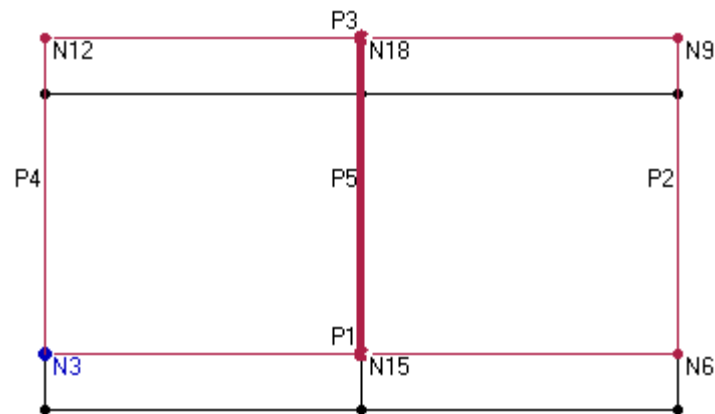


Figura 3.18–Planimetria e deformuar e ngarkimit statik gradual (pushover) në drejtimin Y

Mënyra e ngarkimit modi i parë drejtimi Y

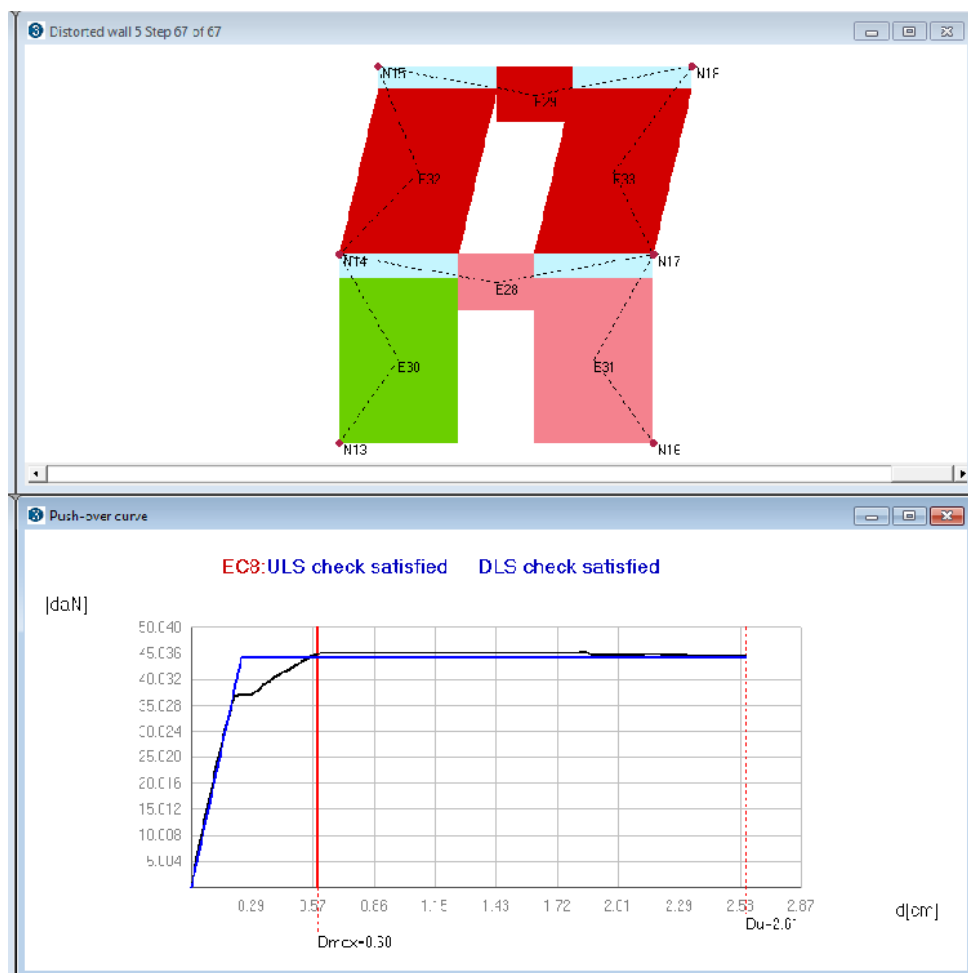


Figura 3.19 – Rezultati i analizave në 3Muri, kurba e kapacitetit (pushover) në drejtimin Y

- Ky software gjithashtu lejon të përdoret dhe kurba e kapacitetit (pushover) me

mënyrë uniforme ngarkimi por për këtë rast dhe për të tjera struktura të ulëta mënyra e ngarkimit sipas modit të parë më i pafavorshëm.

- Për drejtimin X vërehen parametrat e mëposhtëm:

1. Kapaciteti i forcës prerëse maksimale është 390kN.
2. Kufiri i zhvendosjeve elastike është 0.2 cm.
3. Zhvendosja maksimale është 2.2 cm.

- Për drejtimin Y vërehen parametrat e mëposhtëm:

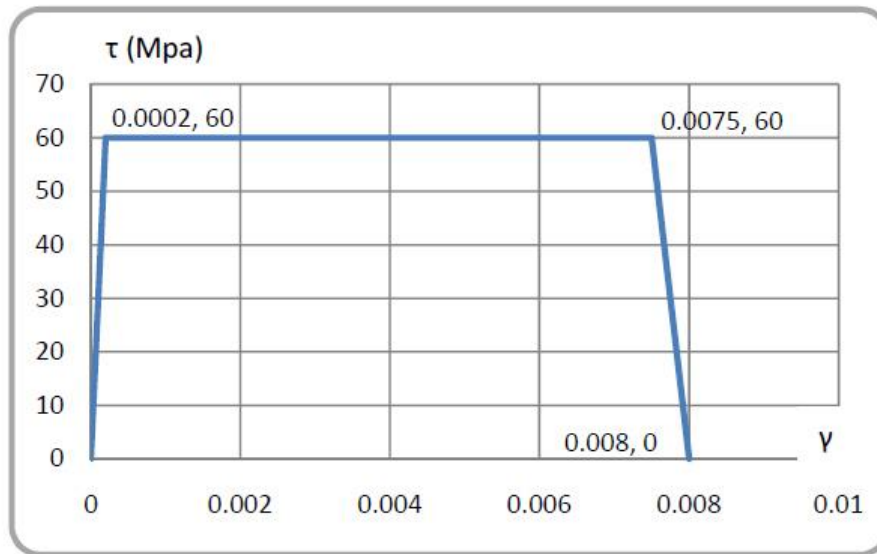
1. Kapaciteti i forcës prerëse maksimale është 450 kN.
2. Kufiri i zhvendosjeve elastike është 0.2 cm..
3. Zhvendosja maksimale është 2.6 cm

➤ **Modelimi me programin SAP2000 .**

Normalisht të njëjtat kurba të materialit duhet të përdoren dhe në Sap2000 ashtu si edhe në programin 3Muri, në mënyrë që te bëhet krahasimi real i tyre. Por, duke konsideruar që kjo mënyrë modelimi është ndërtuar me elemente plan, deformimeve maksimale i janë bërë disa ndryshime të vogla.

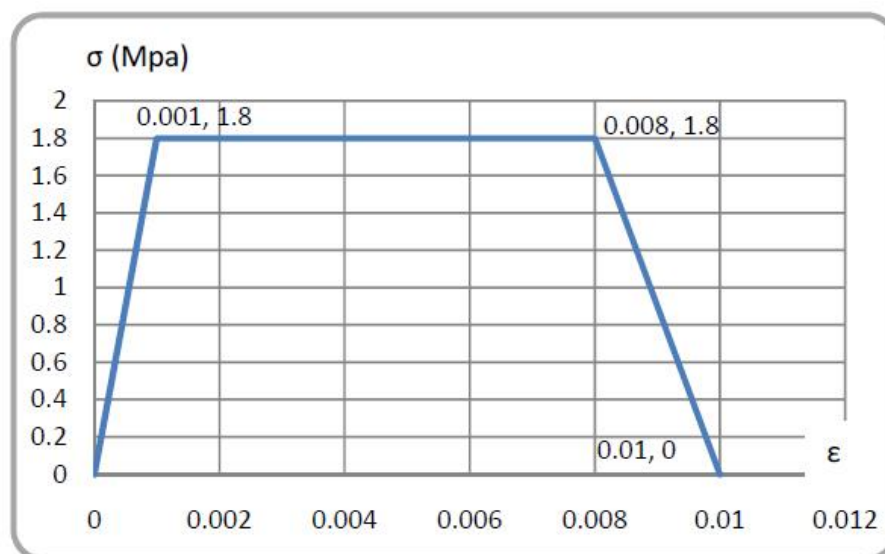
Këto ndryshime janë bërë për të ndihmuar konvergencën e llogaritjeve, dhe përafrimin e zhvendosjeve maksimale në programin 3Muri. Sforcimet maksimale nuk janë ndryshuar, kështu që forca rezistente e përfutur do të jetë e njëjta.

Shih figurën 3.20, 3.21 për kurbat.



*Kjo kurbë do të konsiderohet simetrike me origjinën.

Figura 3.20 – Kurba sforcim-deformim nga prerja (e përdorur për S12).



*Kjo kurbë është përdorur vetëm për shtypje, pra nuk është simetrike.

Figura 3.21 – Kurba sforcim-deformim nga shtypja (e përdorur për S11,S22).

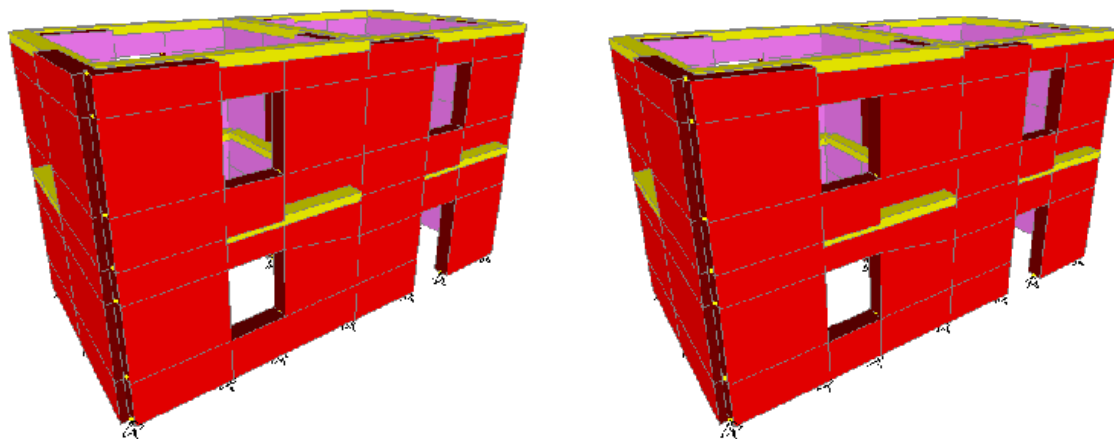


Figura 3.22 – Pamjet ballore dhe mbrapa të strukturës së testuar në SAP2000

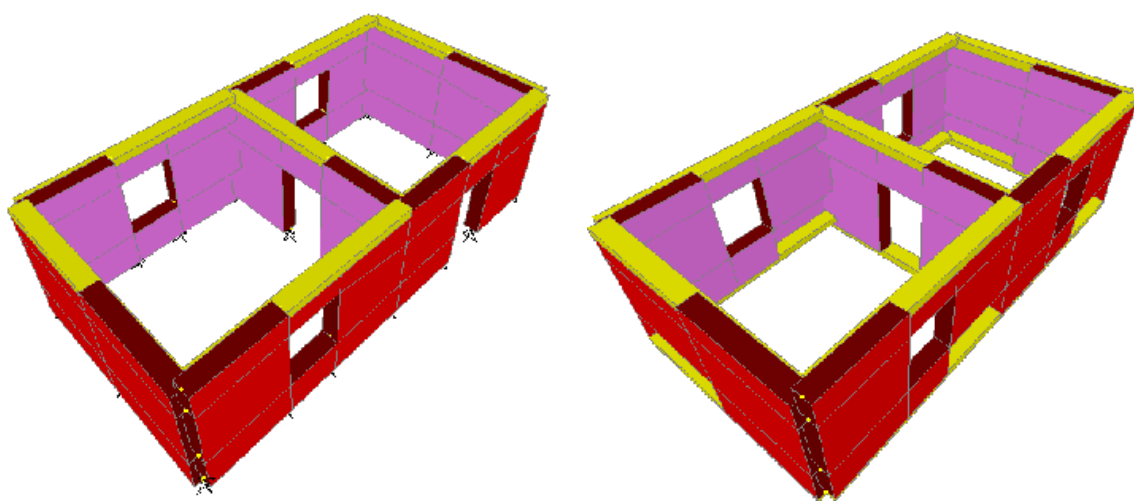


Figura 3.23 – Pamjet e kateve të sipërm dhe të poshtëm të strukturës në SAP2000.

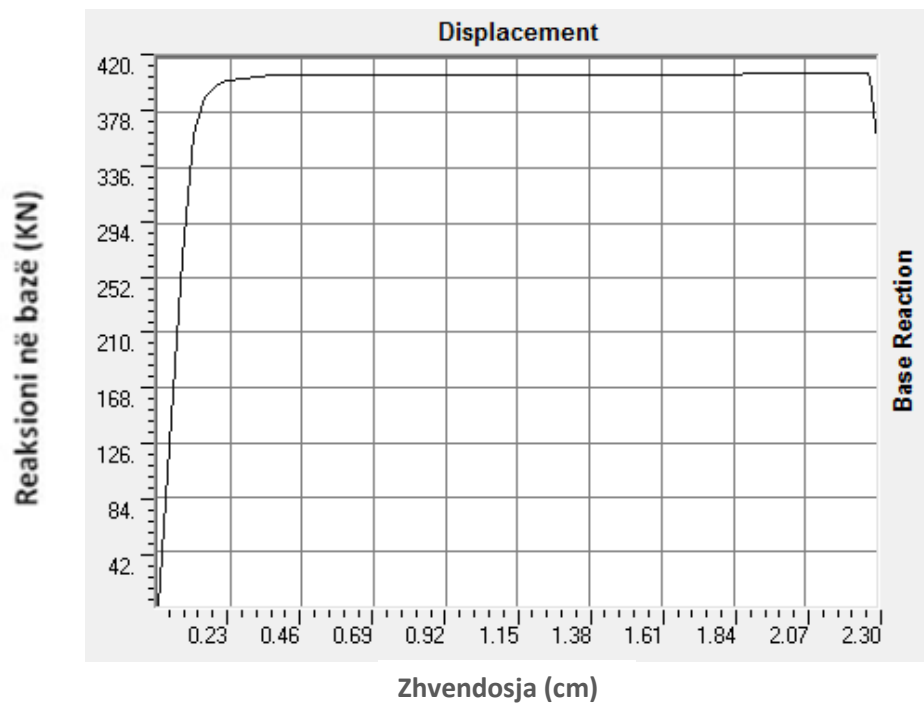


Figura 3.24 – Rezultatet e analizës në SAP2000, kurba e kapacitetit (pushover) në drejtimin X (KN, cm)

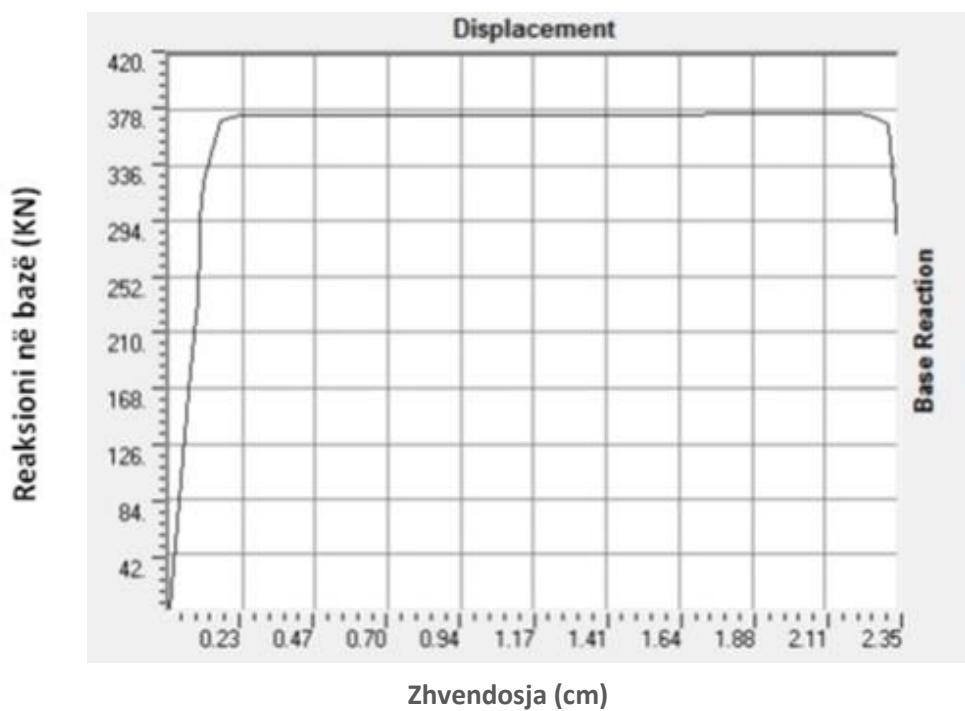


Figura 3.25 – Rezultatet e analizës në SAP2000, kurba e kapacitetit (pushover) në drejtimin Y (KN, cm)

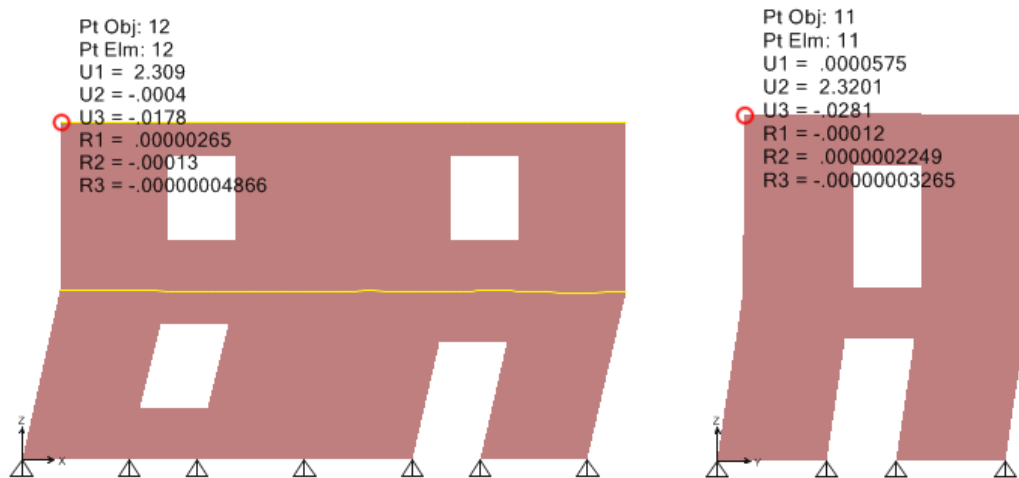


Figura 3.26 – Forma e deformuar në SAP2000, drejtimet X (majtas) dhe Y (djathtas).

- Për drejtimin X, janë studiuar parametrat e mëposhtëm:

1. Kapaciteti maksimal i forcës prerëse është 410 kN.
2. Kufiri i zhvendosjes elastike është 0.15 cm.
3. Zhvendosja maksimale është 2.26 cm.

- Për drejtimin Y, janë studiuar parametrat e mëposhtëm:

1. Kapaciteti maksimal i forcës prerëse është 378 kN.
2. Limiti i zhvendosjeve elastike është 0.15 cm.
3. Zhvendosja finale është 2.31 cm.

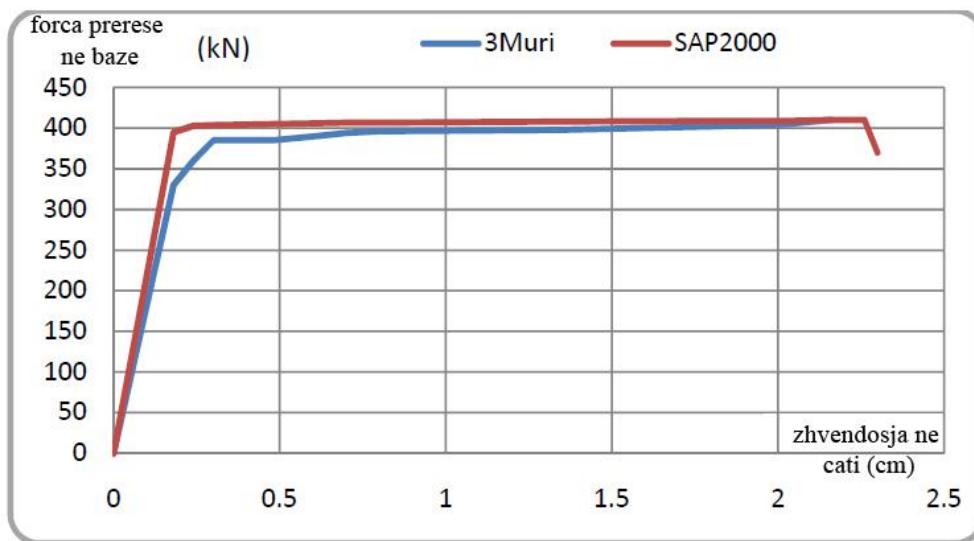


Figura 3.27 – Kurbat e kapacitetit (pushover) në drejtimin X, në të dy programet.

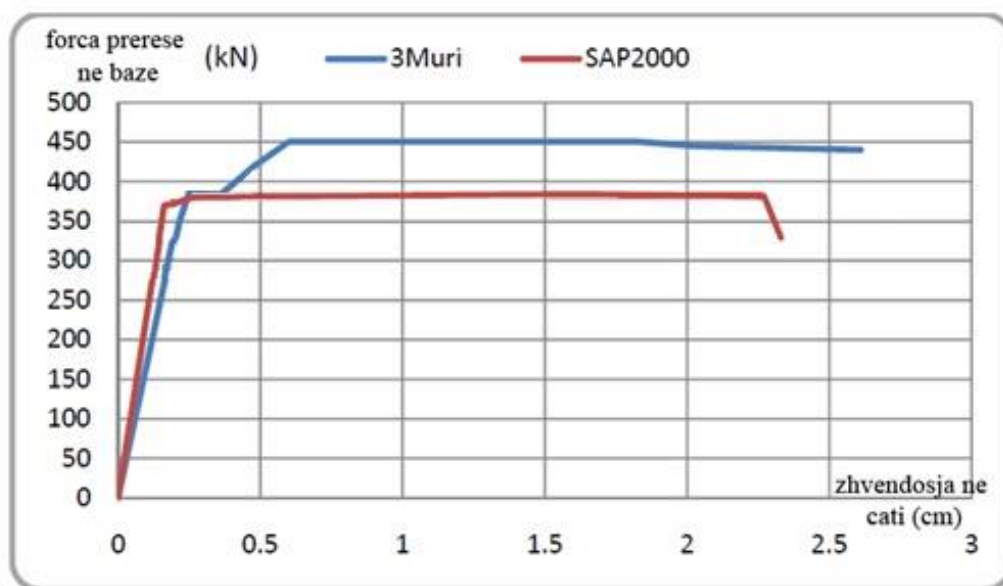


Figura 3.28 – Kurbat e kapacitetit (pushover) në drejtimin Y, në të dy programet.

Kurbat tregojnë një përshtatje shumë të mirë në drejtimin X, por një diferencë të vogël në drejtimin Y. Kjo diferencë e vogël kërkon analizë të mëtejshme, dhe varet nga ndryshimet strukturore dhe supozimet. Më poshtë jepet tabela e rezultateve dhe interpretimi i vlerave.

Tabela 3.1. Krahاسimi i rezultateve.

Programi	Sap2000		Programi 3Muri		Ndryshimi %	
Modeli i ngarkimit	Forca	Zhvend. maximale	Forca	Zhvend. maksimale	Forca	Zhvend. maksimale
Drejtimi (X)	410 KN	2.26 cm	410 KN	2.16 cm	0 %	4%
Drejtimi (Y)	378 KN	2.31 cm	450 KN	2.61 cm	16 %	11%

Analiza e kurbave te kapaciteteve (pushover) tregojnë një korrelacion të mirë ndërmjet dy programeve. Kurba (pushover) në drejtimin X në Sap2000 është pothuajse identike me korrespondentin e saj në kurbën e 3Muri. Duke marrë në konsideratë faktin se ky program është vërtetuar me teste eksperimentale (Galasco 2006), mund të thuhet shprehimisht se metoda e prezantuar është gjithashtu e aplikueshme edhe në struktura komplekse më të mëdha. Është i dukshëm ndryshimi me 16% i kurbës së “pushover” në drejtimin Y. Kjo përqindje ndryshimi në drejtimin Y gjithashtu u studiua dhe nga Marques (1998) ndërkohë që krahasonte programet SAM dhe 3Muri. Programi SAM dha rezultate më të ulta, të ngjashme me ato të paragrafit të mësipërm. Në Sap2000 modeli ishte i njëjtë në të dy drejtimet dhe ndërkaj rezultati duhet të jetë i besueshëm. Nëse bëhet një interpretim llogjik, mund të identifikohet tendenca e rezultateve.

Llogaritja e rezistencës në prerje minimale:

Σ gjatësia e murit pa hapje * gjerësia * sforcimet max në prerje = Kapaciteti Minimal në prerje

$$(3.2) \text{ Drejtimi X : } (1.9+3.8+1.9) \cdot 2 \cdot 0.38 \cdot 60 = 347 \text{ kN}$$

$$(3.3) \text{ Drejtimi Y: } (5+5+2 \cdot 1.9) \cdot 0.38 \cdot 60 = 315 \text{ kN}$$

Pra, llogjikisht kapaciteti në drejtimin Y duhet të jetë më i vogël se në drejtimin X. Në përjasjen e Sap2000 kjo është e provuar, por jo në 3Muri. Analiza të mëtejshme kërkohen për gjetjen e arsyes së këtij rezultati, por ky nuk është objekti i kësaj teze.

3.2 Analiza sismike e godinave me muraturë

Ngarkesat sismike përfaqsohen nga funksionet e spektrit të reagimit të cilat derivohen nga regjistrimet e akselerogramave kohore të tërmetit në zona të caktuara. Shqipëria përdor ende si normativë projektuese spektrin e reagimit KTP-N2-89, sepse Eurocode 8 nuk është ende ligjërish i aprovuar. Në këtë studim janë përdorur të dy spektrat në mënyrë që të bëhet krahasimi i rezultateve. Pritet që Eurocode 8 të ketë vlera më të larta se tjetri, por përsëri kodi shqiptar është i nevojshëm sepse ndërtesat eksistuese të marra në konsideratë janë llogaritur me atë normativë. Kështu që një llogaritje e tij do të tregojë nëse kodi i vjetër i projektimit ishte i sigurt apo jo për sa i përket godinave me muratura të papërforcuar

Ashtu sic analiza e ngarkimit statik gradual (pushover) u prezantua më sipër si një mjet shumë real në projektimin e performancës së strukturës, gjithashtu edhe spektri i përdorur duhet të përshtatet me këtë analizë. Normalisht, në llogaritje është përdorur spektri elasto-plastik, i cili konsiston në spektrin elastik të reduktuar me një faktor duktiliteti. Analiza e ngarkimit statik gradual (pushover) përdor një spektër reagimi elastik të reduktuar me një shuarje ekuivalente. Më poshtë është treguar spektrit i reagimit elastic për të dyja rastet.

➤ KTP-N2-89 Spektri i normativave Shqiptare

Strukturat ekzistuese të mëparshme janë ndërtuar në pjesë të ndryshme të vëndit dhe për pasojë, si kushtet gjeologjike dhe sizmiciteti i zones janë të ndryshme. Këtu llogaritjet do të kryhen në vlerat mesatare të tyre.

- Kategorja e truallit: 2 (ngurtesi mesatare)
- Intensitet sismik: $I=8$.

- Duktiliteti: $\psi = 1$ (per spektrin elastik)

➤ Eurocode 8, Spektri Elastik

Parametrat e përdorur për këtë spektër janë marrë për të përfaqësuar kushtet mesatare.

- Kategoria e Truallit: C
- Sizmiciteti: $0.2g = 1.96 \text{ m/s}^2$, vlerë mesatare në hartën PGA në figurën 2.12.
- Faktor i sjelljes: 1 (për spektrin elastik)

Të dy spektrat janë paraqitur në një grafik për krahasim.

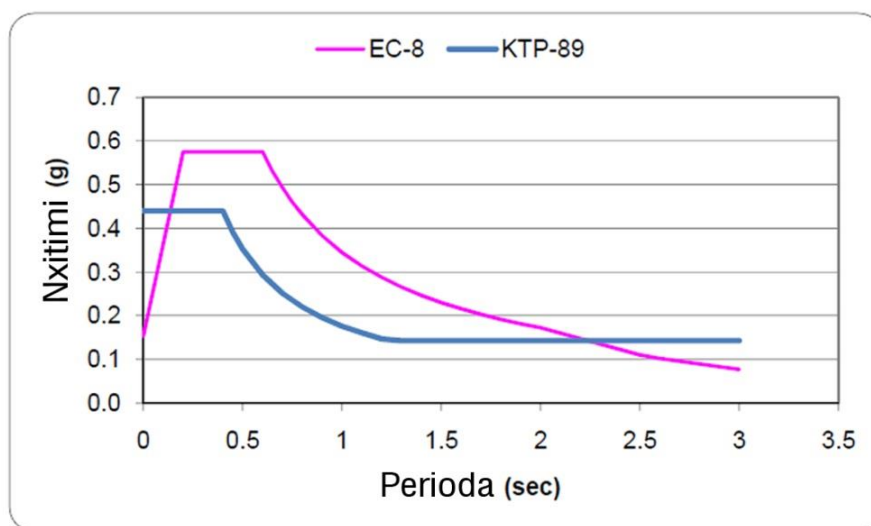


Figura 3.29 – Spektri elastik i reagimit.

3.3 Vlerësimi i sigorisë Sizmike

3.3.1 Llogaritja e kurbës së kapacitetit (pushover)

Fillimisht struktura modelohet duke fiksuar elementin përkates ose jolinearitetin e materialit. Më pas zgjidhet modeli i ngarkimit, tipikisht konstant ose i modës së parë. Duke përdorur këto modele ngarkimi struktura ngarkohet gradualisht hap pas hapi deri sa të shkatërrohet. Më pas llogaritet kurba e kapacitetit (pushover) nga programi. Kjo kurbë në formatin e saj të zakonshëm tregon varësinë e forcës

prerëse ne bazë nga zhvendosjet në kulm të katit të fundit. Për një projektim të papërshtatshëm, duhet marrë në konsideratë kurba me vlerat më të vogla. Zakonisht modeli i ngarkimit modal jep vlerat më të ulëta kryesisht në ndërtesa jo shumë të larta.

3.3.2 Identifikimi i Gjendjeve Kufitare të Performancës Globale

Një nivel performace është një gjendje kufitare në kurbën e kapacitetit (pushover) që përdoret për të klasifikuar dëmtimin. Për muraturat ka disa metoda trajtimesh të kushteve kufitare të dëmtimeve. Kërkuesit si Calvi (1999) ka paraqitur një metodë të zhvendosjeve relative të ndërkateve me tre gjendje kufitare. Një tjetër klasifikim i gjendjeve kufitare të dëmtimit gjendet tek Lagomarsino et. al. 2003. Ai identifikoi piken e rrjedhshmërisë të plasaritjeve të para dhe zhvendosje fundore maksimale për një strukturë dhe më pas ndau në 5 pjesë kurben e kapaciteteve të treguar në tabelën 3.2. Megjithatë, gjendja kufitare tij varet nga kurba e kapaciteteve dhe nuk jep informacion në lidhje me sjelljen e strukturës. Për arsye se metoda e zhvendosjeve relative të ndërkateve ka avantazhe është përdorur në këtë punim.

Tabela 3.2. Gjendje të dëmtimeve (Lagomarsino 2003)

Gjendja e dëmtimit	Zhvendosja spektrale, S_d
I pa dëmtuar	$S_d < 0.7D_y$
I lehtë	$0.7D_y < S_d \leq D_y$
Mesatar	$D_y < S_d \leq D_y + 0.25(D_u - D_y)$
Të mëdha	$D_y + 0.25(D_u - D_y) < S_d \leq D_u$
I dëmtuar i gjithi	$S_d > D_u$

Calvi (1999) propozoi tre gjendje kufitare të dëmtimit për strukturat me muraturë :

LS2 – Dëmtime strukturale të vogla dhe/ose dëmtime jo-strukturale të moderuara; Godina mund të shfrytëzohet pas tërmetit, pa nevojën e ndonjë përforcimi të konsiderueshëm dhe riparime të elementëve strukturor. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.1%.

LS3 – Dëmtime strukturale domethënëse dhe dëmtime të medha jo-strukturale. Godina nuk mund të përdoret pas tërmetit pa ndërhyrje riparuese të rëndësishme. Akoma, riparimi dhe përfortësimi është i mundshëm. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.3%.

LS4 – Shembja; Riparimi i ndërtesës nuk është as i mundur dhe as ekonomikisht i arsyeshëm. Struktura duhet shëmbet pas tërmetit. Përtej këtij kufiri LS pritet rreziku i shëmbjes totale me rrezik për jetë njerëzore. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.5%.

Në këtë punim është përdorur metoda e zhvendosjeve relative të ndërkateve (drifteve) sepse këto zhvendosje janë të lidhura ngushtë me kapacitetin mbajtës anësor të elementëve të vecantë dhe reagimit global. Më poshtë është treguar një spektër skematik kapaciteti me gjendjet kufitare të dëmtimit.

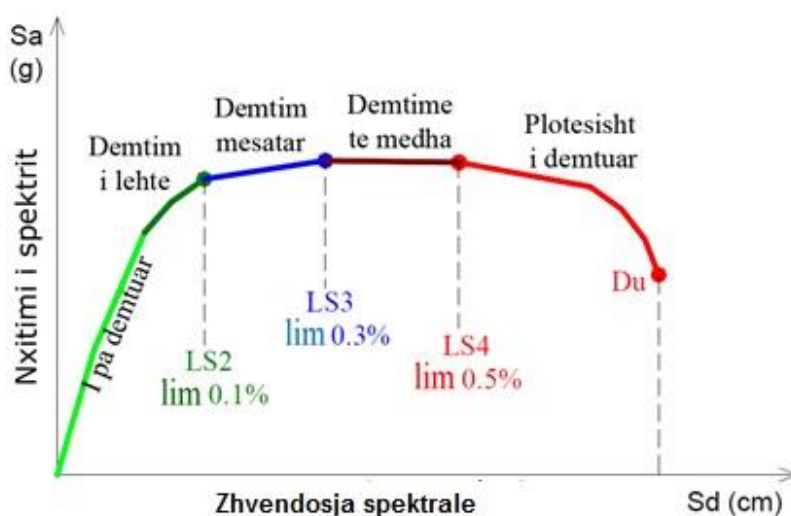


Figura 3.30 – Nivelet e performancës në kurbën "pushover"

Çdo strukturë zakonisht ka pjesën e parë elastike ose gjysëm-elastike të kurbës, që do të thotë se pas heqjes së ngarkesës, nuk ka deformim mbetës apo të dukshme. Pas kësaj ndodh deformimi plastik, i cili klasifikohet në tre nivele: LS2, LS3, LS4. Intervali ndërmjet dy gjendjeve kufitare nuk është i njëjtë për struktura të ndryshme. Ai varet nga karakteristikat si parregullsia në plan, frekuenca dhe madhësia e hapjeve dhe sigurisht edhe nga trashësia e elementëve. Në këtë kontekst, mund të thuhet se: sa më të gjata intervalet ndërmjet gjendjeve kufitare tregojnë për një sjellje më duktile të strukturës.

3.3.3 Konvertimi i kurbës së kapaciteteve në formatin e Spektrit të Kapacitetit (ADRS). ATC40

Për këtë konvertim duhen llogaritur faktorët e mëposhtëm:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (\omega_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (\omega_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} \quad (3.4)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (\omega_1 \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N \omega_1 / g] \cdot [\sum_1^N (\omega_1 \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} \quad (3.5)$$

Me faktorët e mësipërm dhe rezultatet modale, kurba e kapacitetit modifikohet si më poshtë:

$$S_a = \frac{V \cdot W}{\alpha_1} \quad (3.6)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{P \cdot F_1 \cdot \varphi_{roof}} \quad (3.7)$$

ku:

PF_1 - Faktori i pjesmarrjes modale për modin 1

α_1 - koeficienti i masës modale për modin 1

w_i/g - masa e ngarkuar nivelit i.

φ_{i1} - amplituda e modit 1 në nivelin i.

N - niveli i katit të fundit, dhe W - ngarkesat e përhershme plus të përkohshmet

3.3.4 Llogaritja e spektrit elastik të kërkuar. ATC40C.

Kjo kurbë është llogaritur nga kurba e spektrit të reagimit me disa modifikime në përshtatje me strukturën aktuale.

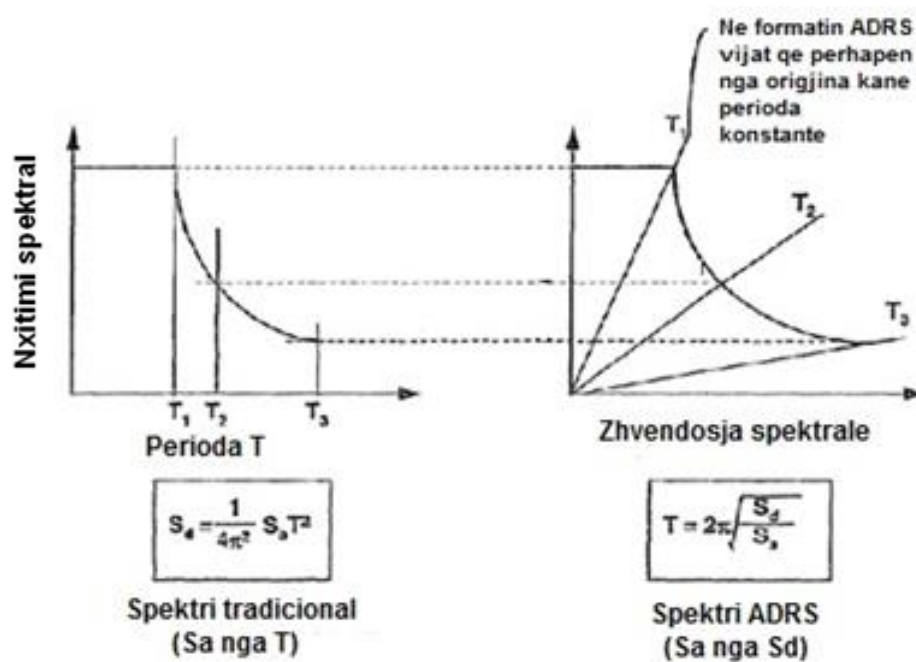


Figura 3.31 –Konvertimi i spektrit në ADRS (ATC40)

3.3.5 Përcaktimi i pikes së performancës së strukturës.

Nga ky këndvështrim është zgjedhur procedura “Linearizimi Ekuivalent”, nga FEMA440, si më bashkëkohore dhe eksperimentalisht e testuar.

- a) Mbas konvertimit Spektri i reagimit sizmik dhe Spektri i kapacitetit printohen të dy në një grafik të vetëm në formatin zhvendosje spektrale-nxitim spektral(S_a - S_d). Për fillimin e procesit zgjidhet një pike fillestare performance, me një duktilitet të supozuar duke përdorur rregullin e zhvendosjes së njëjtë. Kësaj pike regjistrohen koordinatat $S_{d,el}$ dhe $S_{a,el}$.

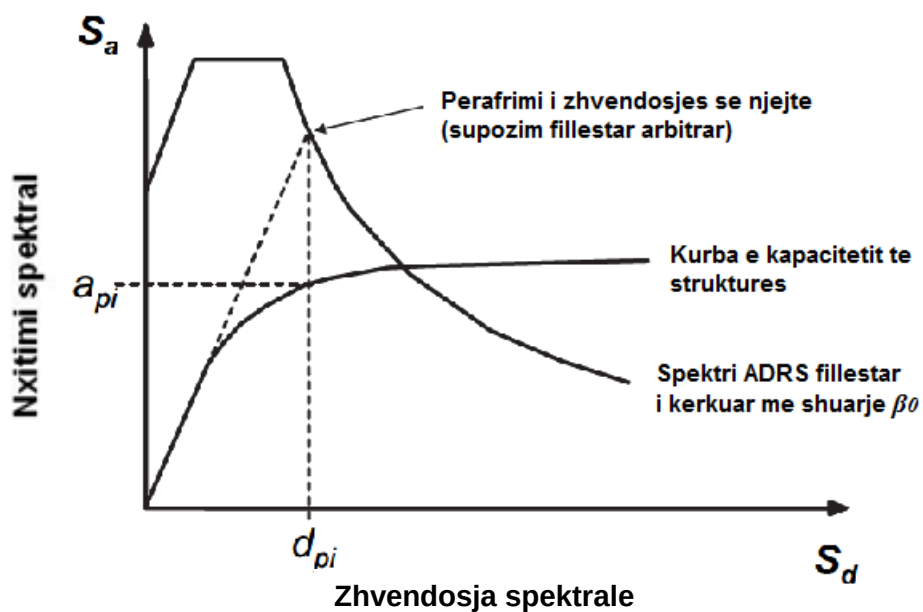


Figura 3.32 –Zgjedhja e pikës fillestare të performancës.

- b) Më tej, vizatohet kurba e kapacitetit bilineare në mënyrë të tillë që sipërfaqet ndërmjet kurbës së kapacitetit dhe kurbës bilineare të jenë përafërsisht të njëjta.

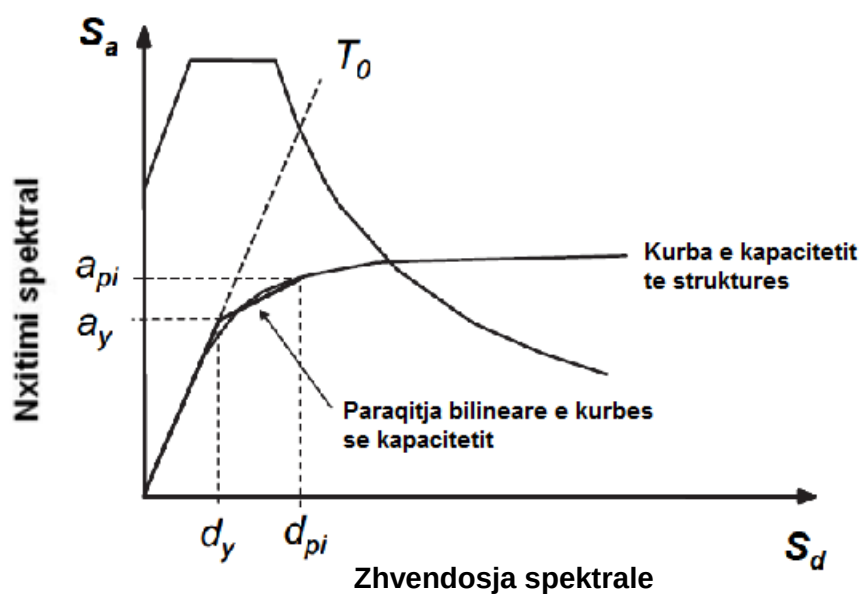


Figura 3.33 –Kurba 'bilineare' dhe perioda fillestare.

Më pas α dhe μ përcaktohen si më poshtë:

$$\alpha = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \cdot \frac{d_y}{a_y} \quad (3.8)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (3.9)$$

- c) Më pas, janë llogaritur β_{eff} dhe T_{eff} për duktilitetin e supozuar. Formula të përgjithshme do të përdoren sepse muratura është rast i vecantë. Ato varen nga duktiliteti μ dhe T_o . Këtu do të përdoren vlerat vetëm për $1 < \mu < 4$.

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_o \quad (3.10)$$

Ku $\beta_o = 0.05$, është shuarja fillestare

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_o \quad (3.11)$$

ku T_o është në figurën 3.33 dhe llogaritet me vlerat maksimale të spektrit të kapacitetit

- d) Spektri fillestar është reduktuar duke pjestuar nxitimin spektral me B (β_{eff})

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \cdot \%)} \quad (3.12)$$

- e) Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim $S_a = a_{eff}$ dhe S_d (fig.3.34).
- f) Për vlerën e mësipërme S_d , merret $S_a = a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit (fig.3.34).

- g) Shumëzohet vlerat e S_a të spektrit të reduktuar $ADRS(\beta_{eff})$ me “ $M=a_{eff}/a_{max}$ ”, për të krijuar spektrin MADRS.
- h) Duke shumëzuar me M spektrin e reduktuar $ADRS(\beta_{eff})$ të reagimit , përftohet spektri i ri MADRS.

$$M = a_{max} / a_{eff} \quad (3.13)$$

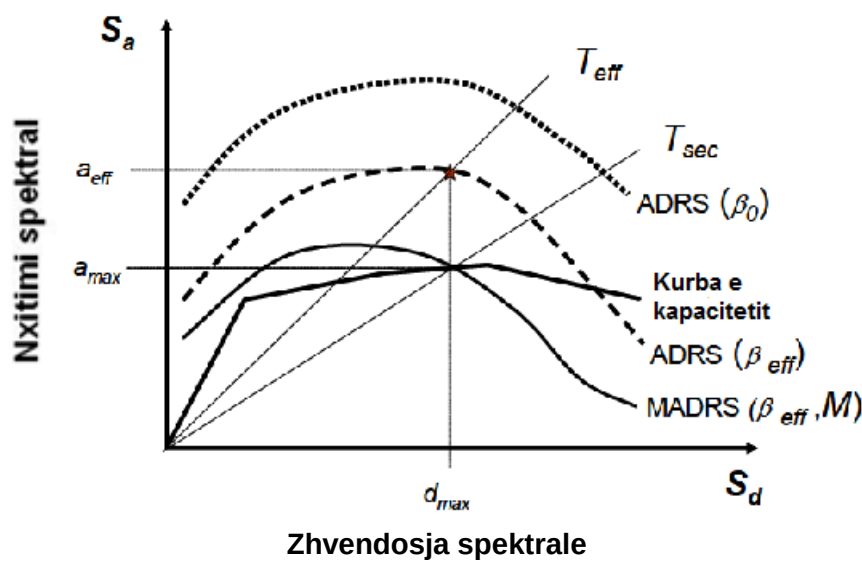


Figura 3.34 –Gjenerimi i spektrit MADRS (FEMA440)

- i) Kështu përftohet pikëprerja e kurbës bilineare të kapacitetit me spektrin e ri të reduktuar MADRS dhe gjëndet një vlerë S_d e cila krahasohet me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse rezultojnë të barabartë me saktësi 95% atëhere pika e përftuar është pika e performancës së strukturës. Nëse jo procedura përsëritet me duktilitete të tjerë të supozuar derisa ato të barazohen.

KAPITULLI 4

ANALIZA E GODINËS TË RASTIT STUDIMOR

4.1 *Projektimi i godinës tip dhe specifikime*

Godinat shqiptare me muraturë janë projektuar nga inxhinierët vendas duke përdorur Kodin Shqiptar të Projektimit KTP. Ata projektuan godina tip të cilat mund të ndërtoheshin në të gjithë vëndin. Këto struktura duhet të ishin mjaftueshëm të shtangta për t'i rezistuar tipeve të trojeve dhe kushteve sizmike të ndryshme. Përsa i përket sizmicitetit, në skaje shtoheshin kollona sizmike betoni për të rritur qëndrueshmerinë në zonat ku rreziku sizmik ishte më i lartë. Me zhvillimin e metodologjive të reja të analizave jolineare, hartimin e Eurokodeve dhe të studimeve të hollësishme sizmiologjike vlerësohet se rrishtu sizmik nënvlerësohet krahasuar me Eurokod 8. Në këtë mënyrë në këtë punim, do të kryhet një vlerësim i detajuar përsa i takon sigurisë. Ekipet projektuese inxhinierike kanë realizuar disa godina rezidenciale tip. Nga këto është përzgjedhur një godinë tip e vitit 1978 me numër kod 77/11 e cila ndodhet në Tiranë . Nuk sigurohet ndonjë informacion specifik mbi numrin e ndërtuar të kësaj godine tipike në territorin e Shqipërisë. Kjo godinë banimi është zgjedhur si një rast specifik pasi pësuar ndërhyrje të shumta strukturore si hapja e mureve mbajtës të katit përdhe për ti kthyer ato në njësi tregtare (Aneksi A).

Projekti konstruktiv i plotë dhe të dhënat teknike janë marrë nga Arkivi Shtetëror. Godina është 5 katëshe dhe është e rregullt në plan dhe në lartësi. Lartësia e kateve është e njëjtë $H=2.8\text{m}$. Trashësia e mureve mbajtës është 38 cm në dy katet e para dhe 25 cm në tre katet e sipërme. Muret janë ndërtuar me tulla prej argjile M75 me rezistencë në shtypje 75kg/cm^2 ose 7.5 MPa. Llaci është M25 me rezistencë në shtypje 25kg/cm^2 ose 2.5 MPa. Muret ndares janë të realizuar me tulla me vrima dhe nuk shërbejnë si element strukturorë. Soleta është monolite me traveta me $H=15\text{cm}$. Bazamenti është realizuar me gurë dhe beton masiv (butobeton) me rezistencë 100kg/cm^2 ose 10 MPa mbi të cilin është ndërtuar dhe një brez beton-arme 15cm me rezistencë 150kg/cm^2 ose 15MPa (Aneksi A).

Është konstatuar që godina në gjëndjen ekzistuese ka ndërhyrje të mureve mbajtës perimetral të katit përdhe, duke i kthyer dritaret me gjerësi $B=1.5\text{m}$ në dyer hyrje për në dyqane me gjerësi $B=2.5\text{m}$ dhe këto hapje janë bërë vetëm sipas drejtimit gjatësor dhe në të dy anët e godinës(Aneksi A). Në disa raste ka dhe hapje të mureve mbajtës të brëndshëm.

4.2 Modelimi i godinës tip

Godina tip 77/11 është modeluar dhe analizuar në programin Sap2000 në perputhje me dimensionet e saj reale sipas tre rasteve: 1.sipas projektit fillestar origjinal marrë nga arshiva; 2.në gjëndjen ekzistuese pra me hapjet reale; 3.e përforcuar. Mënyra e përforcimit të propozuar do të jetë shtimi i kollonave dhe brezave betonarme në kontur te godinës. Kështu janë shtuar 8 kollona me përmasa $40\times 40\text{cm}$ në dhe breza $40\times 40\text{cm}$. Kollonat janë vendosur në kontur në pjesën e përparme dhe të pasme të godinës meqënëse kështu e lejojnë dhe kushtet reale te godinës. Brezat do të vendosen në nivelin e soletës dhe do të lidhen me të duke kryer funksionin e transmetimit të forcave horizontale ne kollona. Brezat dhe kollonat janë parashikuar të futen 20cm në brëndësi të murit mbajtës ekzistues me teknikën prish-betono me pjesë. Gjithashtu është parashikuar dhe nje përforcim lokal i hapjeve po me kollona $38\times 35\text{cm}$ dhe trarë $38\times 40\text{cm}$ betonarme për te siguruar ngurtësinë e munguar nga hapja e mureve.

Në analizë janë marrë në konsideratë vetëm muret mbajtës duke qenë se muret ndarës nuk kontribuojnë në ngurtësinë e struktures. Ato konsiderohen vetëm si ngarkesë e përhershme.

Më poshtë tregohet analiza e ngarkesave. Çdo ngarkesë rritet me koeficientin e vet të mbingarkimit sic përcaktohet në kodin Shqiptar.

Analiza e ngarkesave:

- Soleta 15cm me traveta $= 3.50 \text{ kN/m}^2$
 - Llaci 3cm $- 0.03 \times 18 \times 1.2 = 0.65 \text{ kN/m}^2$
 - Pllaka 1.5cm $- 0.015 \times 22 \times 1.2 = 0.33 \text{ kN/m}^2$
 - Suva 2cm $- 0.02 \times 18 \times 1.2 = 0.43 \text{ kN/m}^2$
 - Muret ndarës $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
 - Ngakesa e perkohshme $= \underline{1.00 \text{ kN/m}^2}$
- Total = 7.21 kN/m^2

Themeli – është konsideruar cernierë ashtu sikurse përafrohet më tepër me rezultatet e 3Muri sic tregohet në paragrafin 3.1.3. Llogaritja mund të bëhet vecmas duke marrë reaksionet e mbështetjeve dhe duke i aplikuar ato në elementet e bazamentit.

Soleta – konsiderohet si diafragmë rigjide. Ajo nuk modelohet si një element plan. Një element linearë betoni vendoset në cdo nivel kati për transmetimin e ngarkesës për t’iu përfaruar strukturës reale.

Kollonat dhe brezat– do të modelohen si elementë linearë me skaje të inkastruara. Për to përdoret do të përdoret material në faze elastike C20/25.

Muret – konsiderohen si elementë jolinearë të shtresëzuar në përputhje me paragrafin 3.1.1. Sjellja e tyre modelohet me dy kurba të sforcim-deformimeve. Një kurbë për shtypjen dhe një kurbë për prerjen. Këto kurba janë të njëjta me ato të paragrafit 3.1 me një modifikim të vogël për të marrë parasysh zhvendosjet maksimale përfundimtare dhe konvergjencën e llogaritjeve kompjuterike.

Ngarkesa sizmike – Do të përdoren spektrat sizmike sipas mesatarë sipas KTP-N2-89 dhe EC8 sipas paragrafit 3.2 dhe fig.3.29.

Më poshtë tregohen kurbat përfundimtare të modifikuara

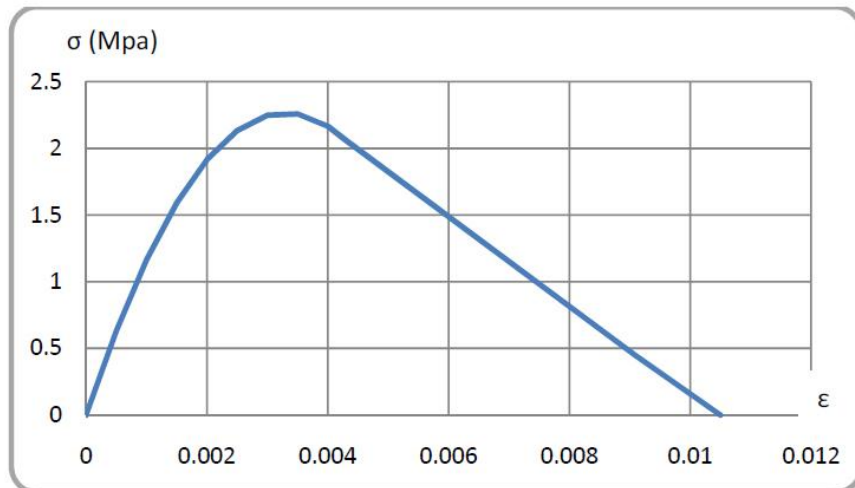


Figura 4.1 – Kurba sforcim-deformim në shtypje (per S11,S22)

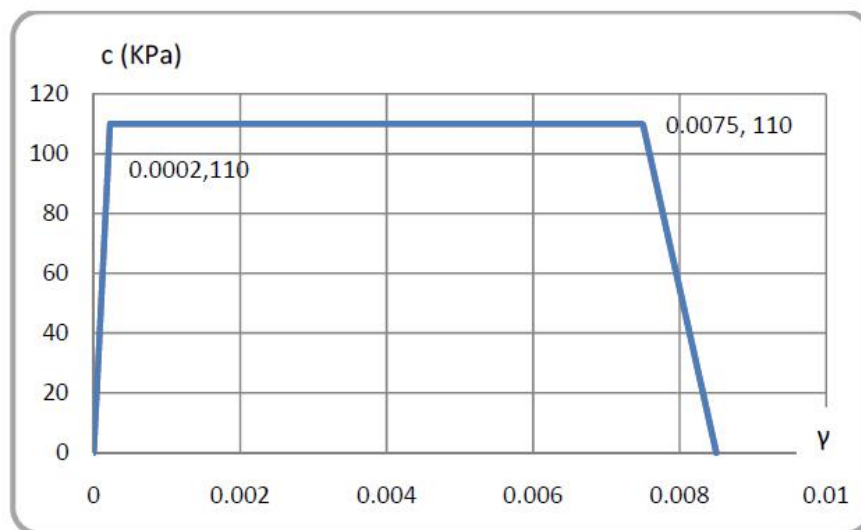


Figura 4.2 – Kurba e sforcim-deformim në prerje (për S12 simetrike me origjinën)

Në përputhje me Eurokodin 6 moduli në prerje mund te merren 40% e modulit të elasticitetit. $E = 1247 \text{ Mpa}$ kështu që $G = 0.4 \cdot E = 499 \text{ Mpa}$.

$$\gamma_{el} = \frac{\tau_{el}}{G} = \frac{0.11 \text{ MPa}}{499 \text{ MPa}} = 0.00022$$

4.2.1 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godinës tip 77/11 sipas projektit fillestar



Figura 4.3 – Modeli 3-Dimensional i projektit fillesatr tip-77/11 ne Sap2000

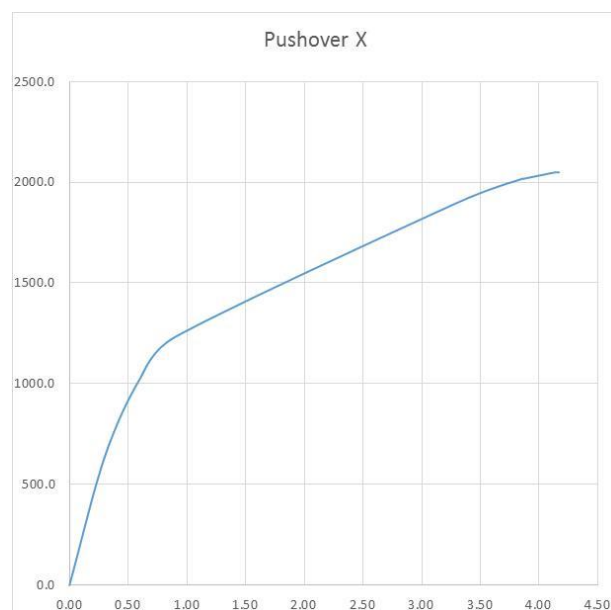


Figura 4.4 –Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi X sipas projektit fillestar nga Sap2000
(kN/cm)

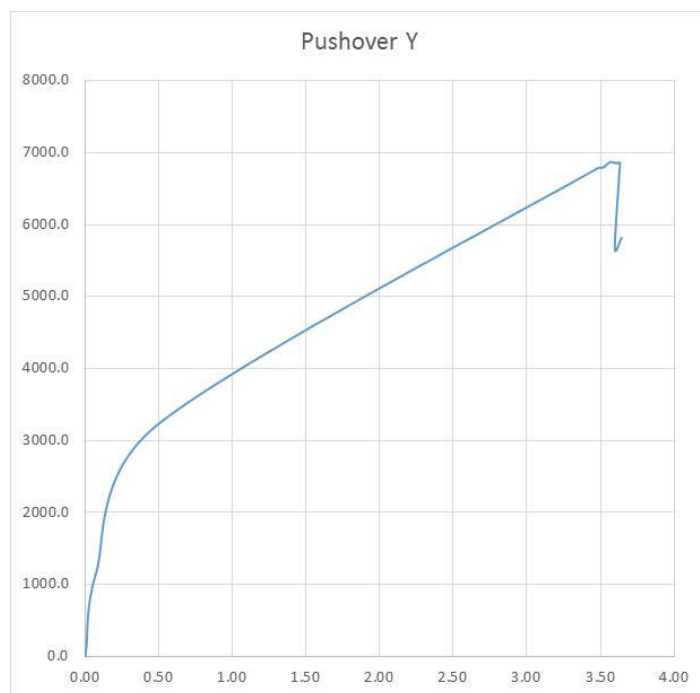


Figura 4.5-Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi Y sipas projektit fillestar nga Sap2000 (kN/cm)

Për kurbat pushovër aplikohet ngarkesa modale. Modi i parë për drejtimin X dhe modi i dytë për drejtimin Y (Aneksi B). Ngarkesa modale është zgjedhur sepse është më e disfavorshme për strukturat e ulta dhe të shtangta me periodë më të vogël se 1 sek. Rezultatet janë vendosur në tabelen 4.1.

Tabela 4.1 – Rezultatet e analizës “Pushover” për projektin fillestar tip -77/11

Ngarkesa	Forca	Zhvendosja	Forca max.	Zhvendosja max
Modi 1 (Dr.-X)	1232 kN	0.8 cm	2050 kN	4.17 cm
Modi 2 (Dr.- Y)	3211 kN	0.48 cm	6862 kN	3.63 cm

4.2.2 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godinës tip 77/11 në gjëndjen ekzistuese me hapje të mureve të katit përdhe

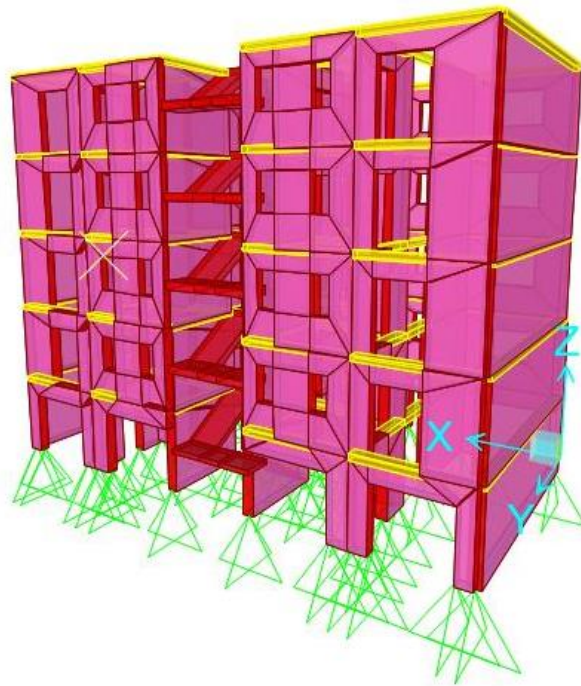


Figura 4.6 – Modeli 3-Dimensional i projektit tip-77/11 në gjëndjen ekzistuese në Sap2000

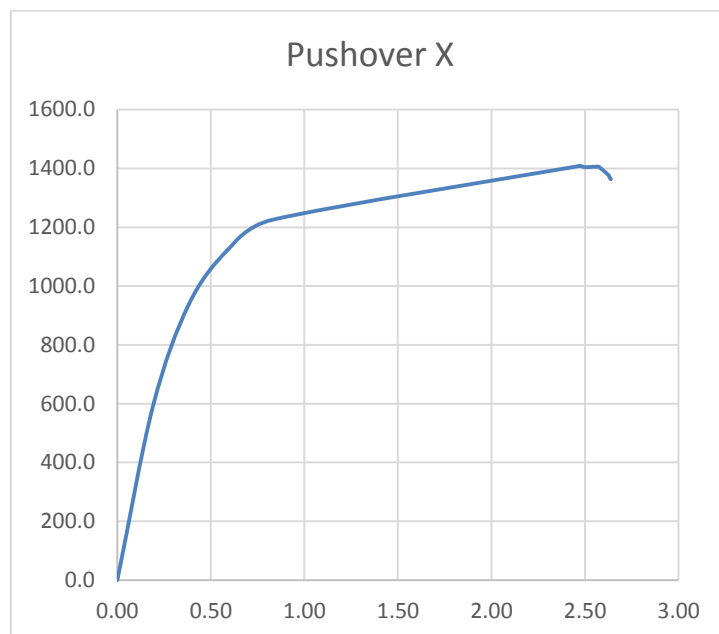


Figura 4.7 – Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi X në gjëndjen ekzistuese me hapje në Sap2000 (kN, cm)

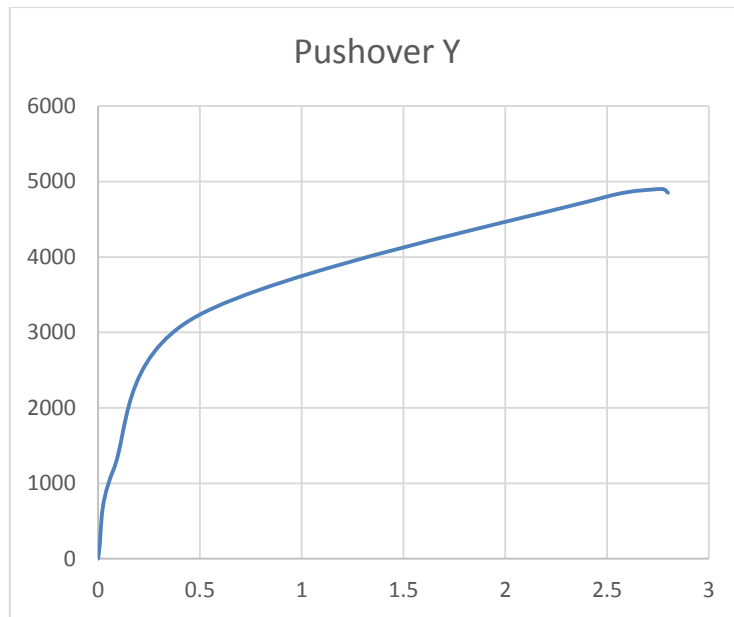


Figura 4.8– Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi Y në gjëndjen ekzistuese me hapje në Sap2000 (kN, cm)

Për kurbat pushover aplikohet ngarkesa modale. Modi i parë për drejtimin X dhe modi i dytë për drejtimin Y (Aneksi B). Rezultatet janë vendosur në tabelën 4.2.

Tabela 4.2 – Rezultatet e analizës “Pushover” për projektin tip 77/11 në gjëndjen ekzistuese

Ngarkesa	Forca	Zhvendosja	Forca max.	Zhvendosja max
Modi 1 (Dr.-X)	937 kN	0.6 cm	1408 kN	3.1 cm
Modi 2 (Dr.- Y)	2600 kN	0.32 cm	4946 kN	2.8 cm

Nga rezultatet e analizës vërehet që në drejtimin gjatësor sipas X kemi ulje të konsiderueshme të kapacitetit si nga forca prerëse ashtu edhe në deformim. Ndërsa në drejtimin tjetër tërthor pra sipas Y kapaciteti i godines është pothuajse i njëjtë me atë të rastit të parë të analizës vetëm me një ulje të vogël, kjo për shkak se hapjet janë vetëm sipas drejtimit X.

4.2.3 Analiza statike jolineare e ngarkimit gradual (pushover) të godinës tip 77/11 e përforcuar

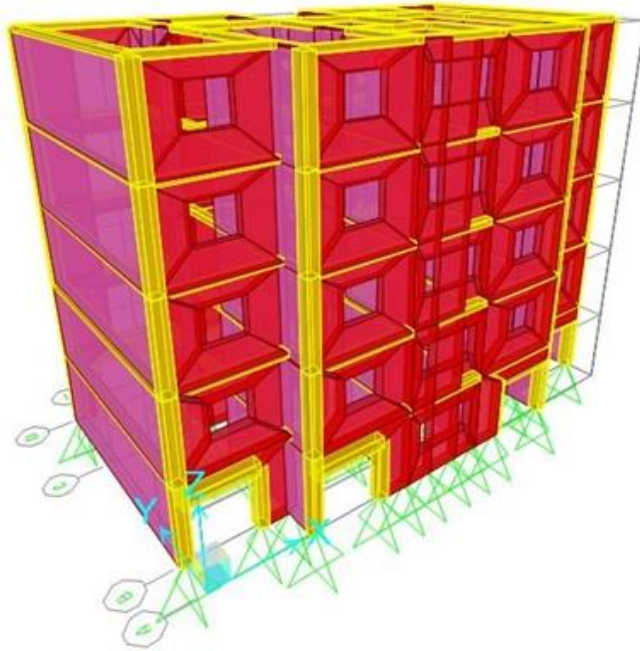


Figura 4.9 – Modeli 3-Dimensional i projektit tip-77/11 i përforcuar në Sap2000

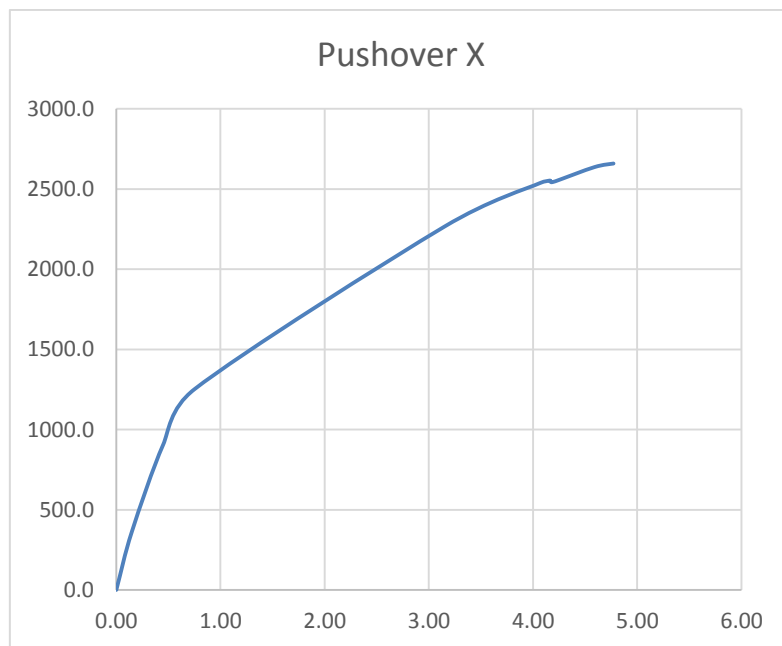


Figura 4.10 – Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi X e përforcuar në Sap2000 (kN, cm)

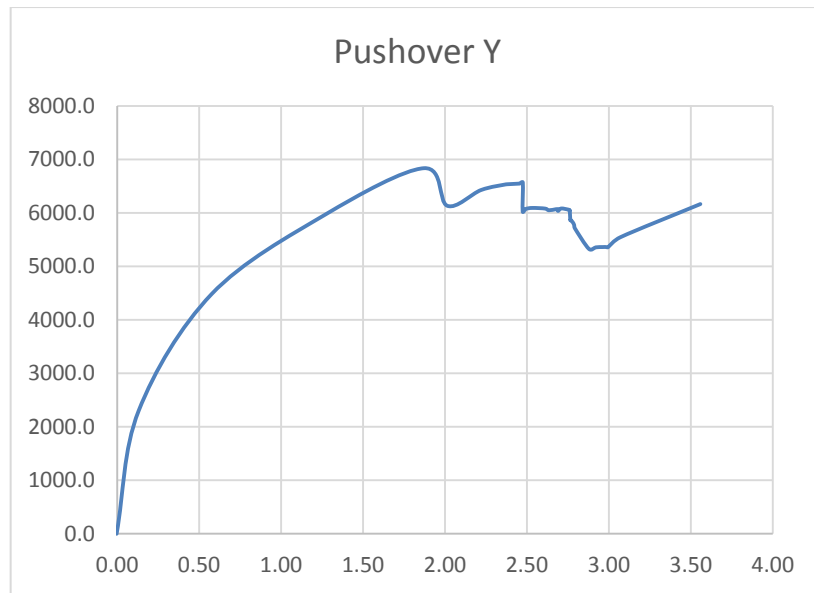


Figura 4.11 – Kurba e kapacitetit (pushover), drejtimi Y e përforcuar në Sap2000 (kN, cm)

Per kurbat pushovër aplikohet ngarkesa modale. Modi i parë për drejtimin X dhe modi i dytë për drejtimin Y (Aneksi B). Rezultatet janë vendosur në tabelen 4.3.

Tabela 4.3 – Rezultatet e analizës “Pushover” për projektin tip 77/11të përforcuar

Ngarkesa	Forca	Zhvendosja	Forca max.	Zhvendosja max
Mode 1 (X-dir)	1252 kN	0.8 cm	2658 kN	4.77 cm
Mode 2 (Y-dir)	4481 kN	0.58 cm	6837 kN	4.5 cm

Vërehet që përforcimi efektin më të madh e jep në drejtimin X pasi sipas drejtim tjetër Y struktura është shumë e shtangët dhe muratura luan rol më kryesor se përforcimi.

4.3 Vlerësimi sizmik i ndërteses perfaqesuese tip

Si kusht për përcaktimin e gjëndjes së dëmtimit është përdorur metoda e zhvendosjeve relative të ndërkateve, “drifteve” (Metoda Calvi 1999). Meqënëse lartësia e kateve është e njëjtë atëhere dhe kufijtë e zhvendosjeve janë të njëjta. Në mënyrë që të përcaktohet se në cilën shkallë të analizës ndodh gjëndja e dëmtimit, është e nevojshme të printohen zhvendosjet relative të kateve për të dy drejtimet për cdo rast. Vihet re se ka raste në të cilat mungojnë disa gjendje kufitare të dëmtimit, sepse ka ndodhur me parë kolapsi i strukturës. Pika e performancës përcaktohet duke përdorur procedurën B jolineare të FEMA440. Performanca e përftuar krahasohet më pas me gjendjet kufitare të dëmtimit në mënyrë që të gjykohet rreth sigurisë sizmike.

Më poshtë jepen gjendjet kufitare të zhvendosjeve në cm:

$$\text{LS2} - 0.1\% * 2.8\text{m} = 0.28 \text{ cm}$$

$$\text{LS3} - 0.3\% * 2.8\text{m} = 0.84 \text{ cm}$$

$$\text{LS4} - 0.5\% * 2.8\text{m} = 1.40 \text{ cm}$$

4.3.1 Vlerësimi i projektit tip 77/11 , projekti fillestar

a) Identifikimi i niveleve të performancës për drejtimin X

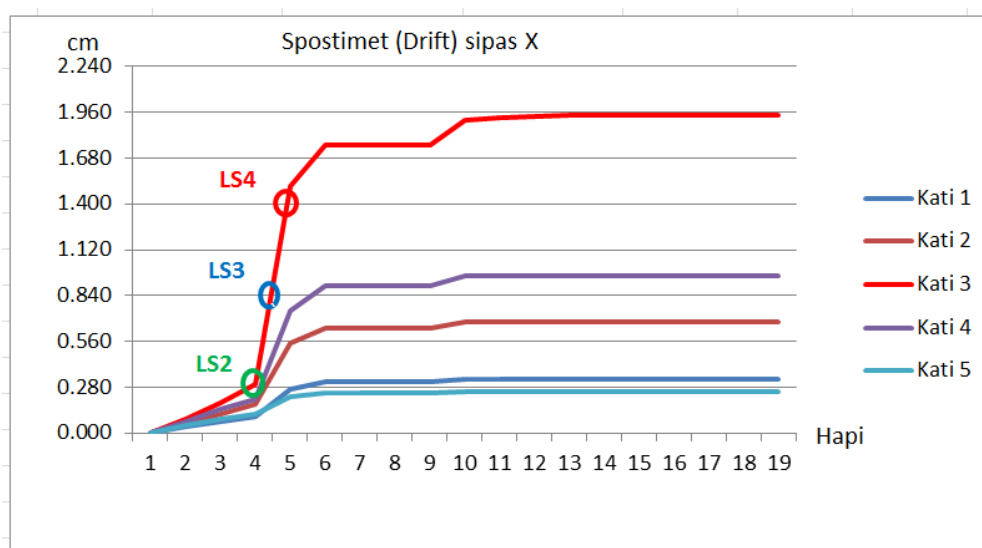


Figura 4.12 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X të projektit fillestar

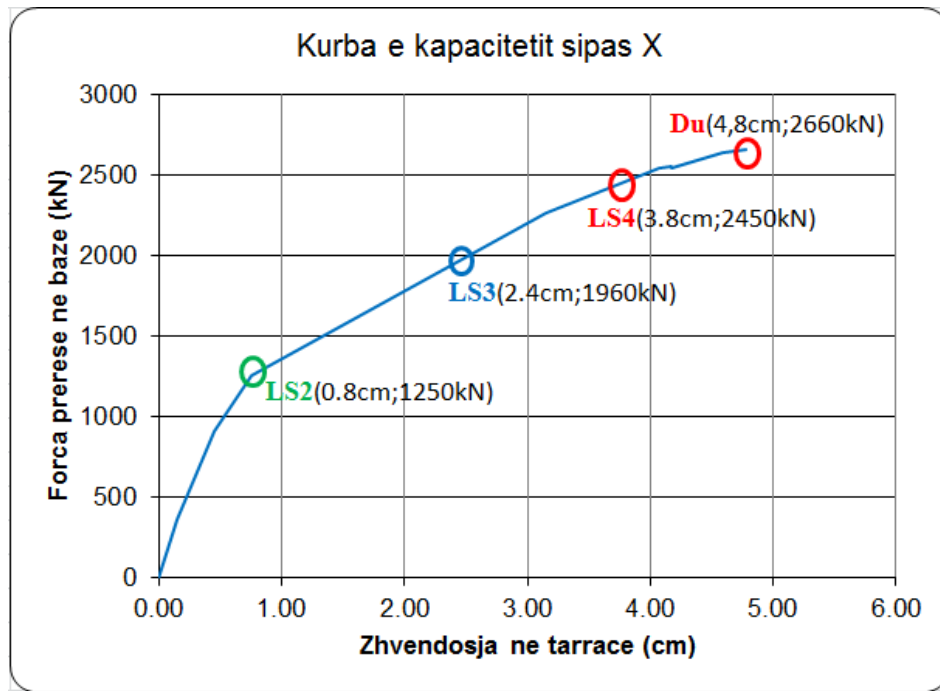


Figura 4.13 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X te projektit fillestar

b) Identifikimi i niveleve të performancës për drejtimin Y

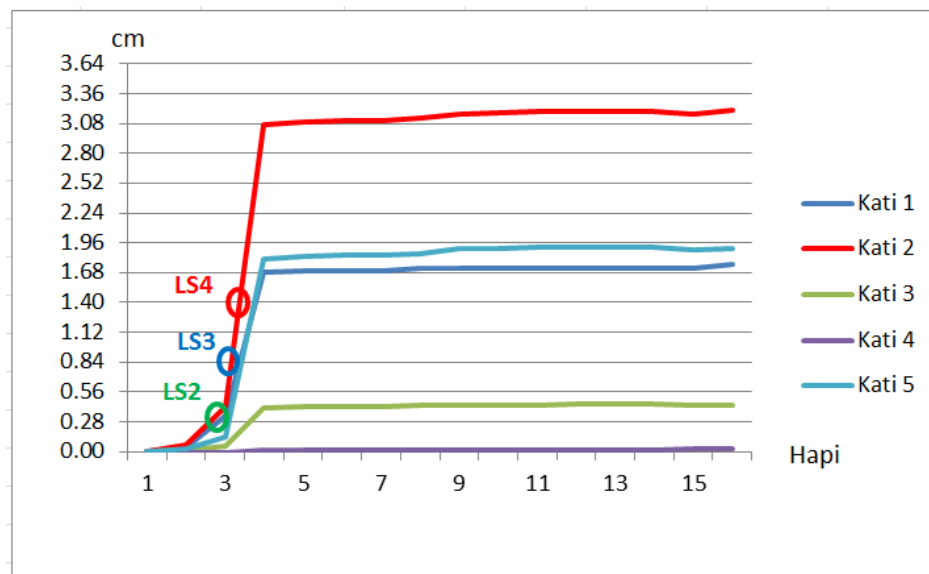


Figura 4.14 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit Y të projektit fillestar

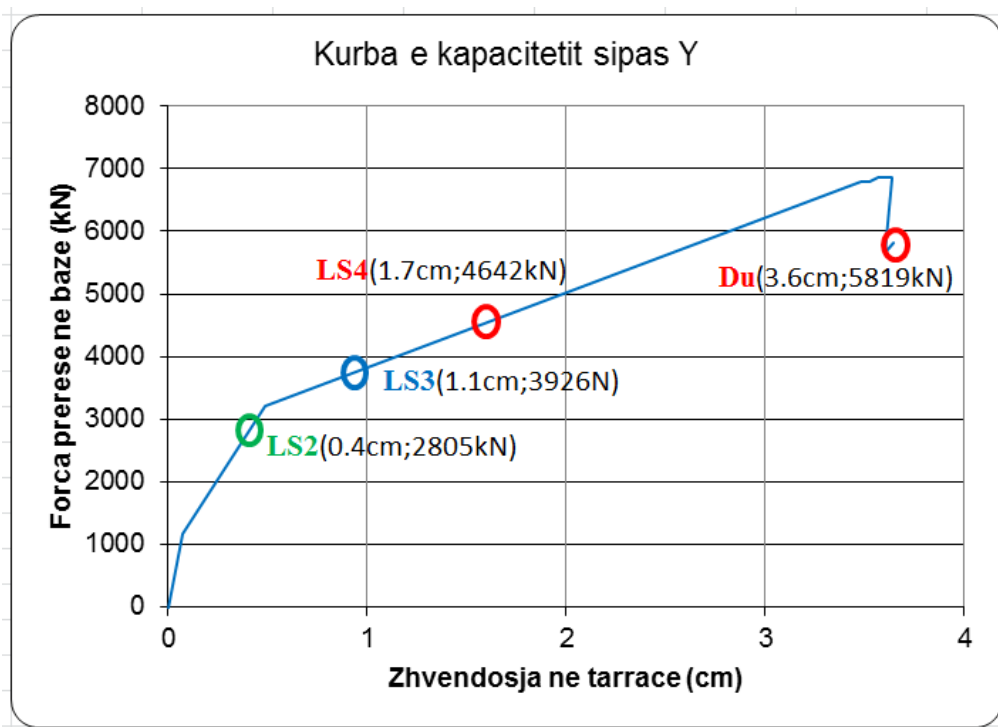


Figura 4.15 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit Y të projektit fillestar

Në figurat e mësipërme vihet re se në drejtimin X struktura është më fleksible se në drejtimin Y. Gjithashtu struktura ka kapacitet me të madh ndaj forces prerëse sipas drejtimit Y sesa drejtimi X. Sipas drejtimit X i pari që arrin gjendjen kufitare të dëmtimit LS2 është kati i tretë dhe më pas me hapat e tjerë të analizës LS3, LS4 arrihen përsëri për katin e tretë, ndërsa sipas drejtimit Y është kati i dytë që arrin me rradhë gjendjet kufitare të dëmtimit LS2, LS3 dhe LS4

c) Llogaritja e pikës së performancës dhe duktiliteti sipas drejtimeve X dhe Y

1. Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g} = 35.69 \text{ për drejtimin X, dhe } 38.93 \text{ për drejtimin Y}$$

$$\alpha_{11} = \frac{(\sum_1^N (w_i \cdot \phi_{i1}) / g)^2}{(\sum_1^N w_i / g) \cdot (\sum_1^N (w_i \cdot \phi_{i1}^2) / g)} = 0.77 \text{ për drejtimin X dhe } 0.92 \text{ për}$$

drejtimin Y

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}, S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}}$$

ku:

$\{\phi_{i1}\}^T = \{0.57; 1.39; 2.46; 3.14; 3.66\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës për drejtimin X

$\{\phi_{i1}\}^T = \{1.45; 2.37; 2.94; 2.64; 1.45\} \cdot 10^{-2}$, është vektori I formës për drejtimin Y

Të dy normalizohen kështu: $\{\phi_{i1}\}^T [M] \{\phi_{i1}\} = 1$

Masa grumbullohet në nivelet e dyshemese dhe matrica e masës është:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

2. Merret një duktilitet i caktuar i supozuar psh. $\mu=2$
3. Llogaritja e parametrave efektive me duktilitetin e supozuar μ :

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + 5$$

$$T_{eff} = [0.2 (\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0$$

T_0 është llogaritur me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit.

4. Spektri i reagimit fillestar ADRS reduktohet duke pjestuar nxitimin spectral me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)}$$

5. Vizatohet vija e T_{eff} dhe në intersektimin me $ADRS(\beta_{eff})$ regjistrohet $S_a = a_{eff}$ dhe S_d .
6. Me S_d e mësipërme përftohet $S_a = a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.
7. Kjo vlerë e S_a e marrë nga spektri i ri i reduktur i reagimit $ADRS(\beta_{eff})$ shumezohet me “ $M = a_{eff}/a_{max}$ ” për të formuar M_{ADRS} .

8. Gjendet një vlerë e S_d dhe krahasohet me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta, atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë procedura përsëritet me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Për llogaritjen e të gjithë parametrave të nevojshëm dhe si përfundim të pikës së performancës sipas FEMA440, për qëllimin e kësaj teze por edhe për përdorim të mëvonshëm, është përgatitur një program i vogël në Excel (Aneksi B).

Pika e performancës në drejtimin X përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8. Nuk jepet asnjë zgjidhje për spektrin e reagimit KTP për shkak të formës që ka ky spektër, pas një periode të caktuar ai vazhdon konstant dhe pritet me kurbën e kapacitetit mbas gjendjes kufitare LS4 (pra struktura shkatërrohet) fig.4.17.

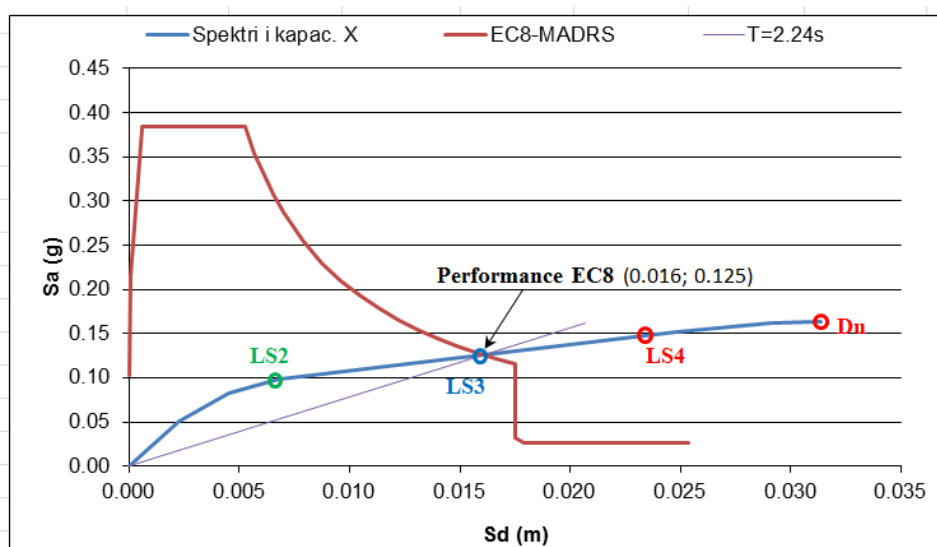


Figura 4.16 – Pika e performancës sipas drejtimit X për projektin fillestar (EC8)

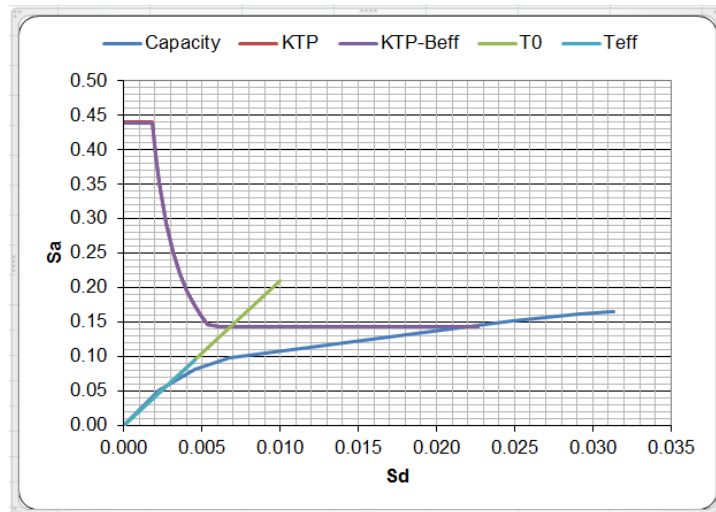


Figura 4.17 – Pika e performancës sipas drejtimit X për projektin fillestar (KTP)

Pika e performances në drejtimin Y përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8 sepse për spektrin e reagimit KTP përsëri nuk ka zgjidhje pasi spektri e pret kurbën e kapacitetit përpara gjëndjes së dëmtimit LS2 (pra punon ne faze elastike) fig.4.19.

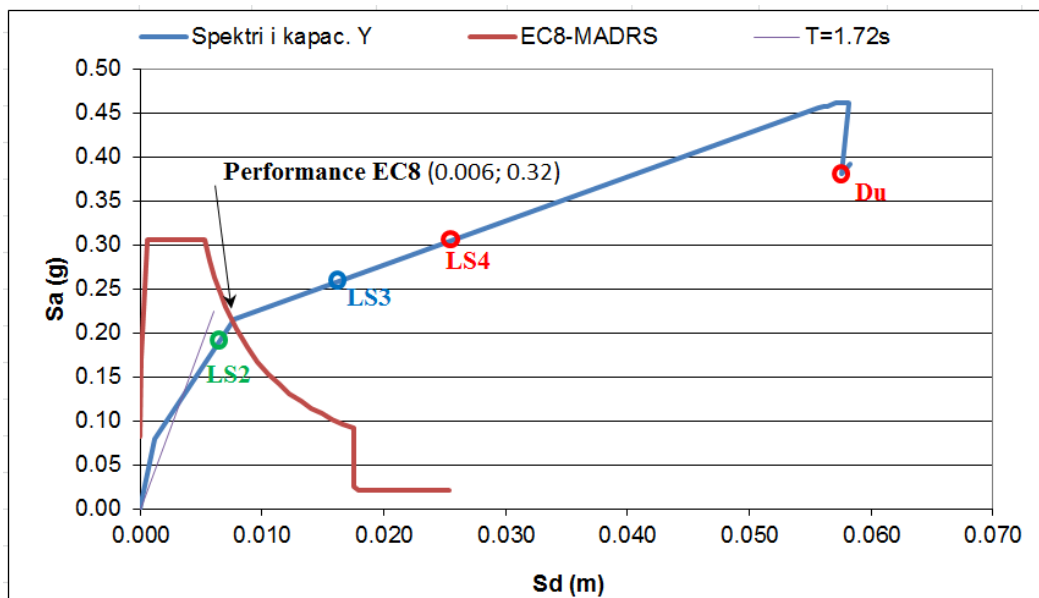


Figura 4.18 – Pika e performancës sipas drejtimit Y për projektin fillestar (EC8)

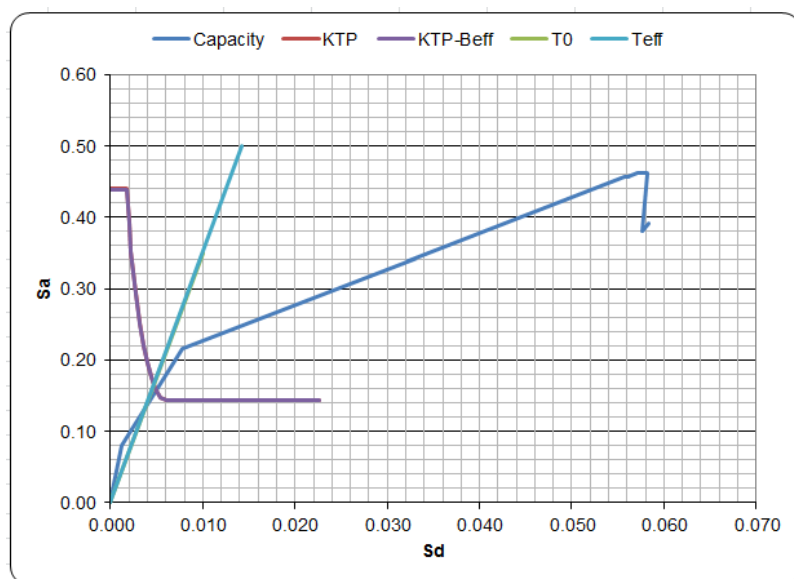


Figura 4.19 – Pika e performancës sipas drejtimit Y për projektin fillestar (KTP)

4.3.2 Vlerësimi i projektit tip 77/11, në gjëndjen ekzistuese me hapje të katit përdhe

a) Identifikimi i niveleve të performancës për drejtimin X

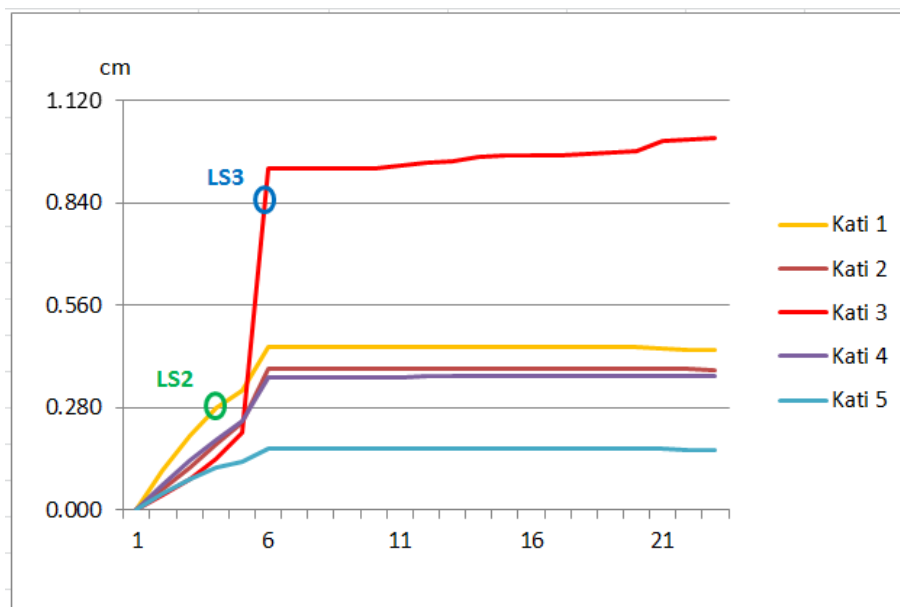


Figura 4.20 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese

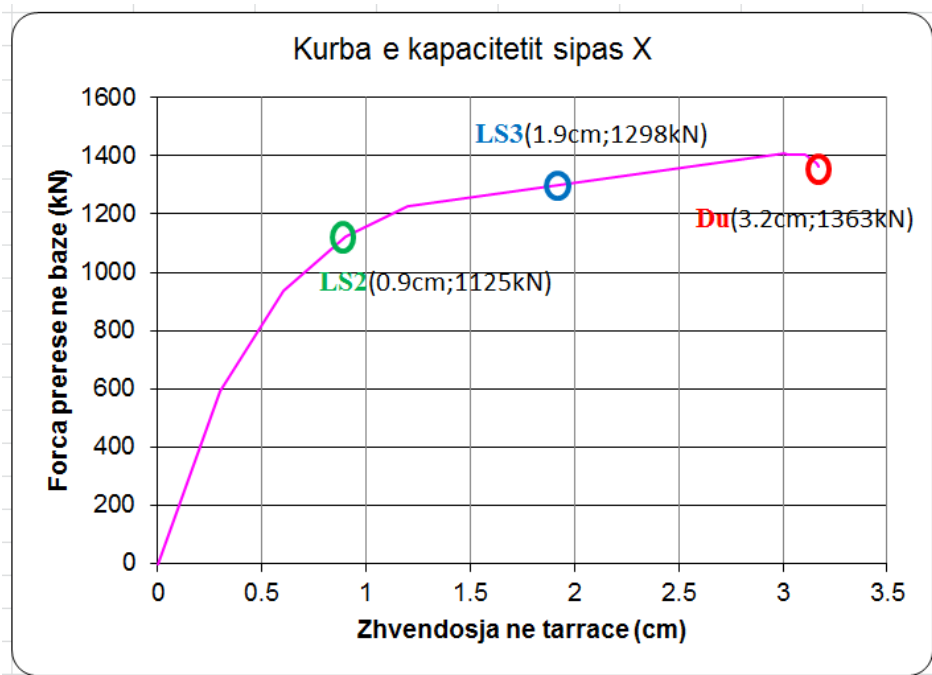


Figura 4.21 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese me hapje

Në figurat e mësipërme vihet re se në drejtimin X i pari që arrin gjëndjen kufitare të demtimit LS2 është kati i parë dhe më pas kati i tretë me LS3

b) Identifikimi i niveleve të performancës për drejtimin Y

Për drejtimin Y të strukturës me hapje në katin përdhe kapaciteti dhe zhvendosjet relative të ndërkateve nuk ndryshojnë nga ato të projektit fillestar pasi hapjet janë bërë vetëm sipas drejtimit X dhe nga analiza kanë rezultuar pothuajse të njëjta.

c) Llogaritja e pikës së performancës dhe e duktilitetit sipas drejtimit X

1. Konvertimi i spektrit të kapaciteteve:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.2 \text{ për drejtimin X}$$

$$\alpha_{11} = \frac{(\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g)^2}{(\sum_1^N w_i / g) \cdot (\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g)} = 0.8 \text{ për drejtimin X}$$

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1}, S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \varphi_{rroft,1}}$$

ku: $\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.73; 1.41; 2.29; 3.05; 3.61\} \cdot 10^{-2}$, është vektori njësi për drejtimin X

Normalizohen kështu: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} = 1$

Masa grumbullohet në nivelet e dyshemesë dhe matrica e masës është:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

2. Merret një duktilitet i caktuar i supozuar μ .
3. Llogaritja e parametrave efektive me duktilitetin e supozuar μ :

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + 5$$

$$T_{eff} = [0.2 (\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0$$

T_0 është llogaritur me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit.

4. Spektri i reagimit fillestar ADRS reduktohet duke pjesuar me nxitimin spectral me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)}$$

5. Vizatohet vija e T_{eff} dhe në intersektimin me $ADRS(\beta_{eff})$ regjistrohet $S_a = a_{eff}$ dhe S_d .
6. Me S_d e mësipërme përftohet $S_a = a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.
7. Kjo vlerë e S_a e marrë nga spektri i ri i reduktur i reagimit $ADRS(\beta_{eff})$ shumezohet me “ $M = a_{eff}/a_{max}$ ” për të formuar $MADRS$.
8. Gjendet një vlerë e S_d dhe krahasohet me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta, atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë procedura përsëritet me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Llogaritja dhe vlera e të gjithë parametrave të nevojshëm për identifikimin e pikës së performances gjenden në Aneksin B.

Pika e performances në drejtimin X përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8. Nuk jepet asnjë zgjidhje për spektrin e reagimit KTP për shkak të formës që ka ky spektër, pas një periode të caktuar ai vazhdon konstant dhe pritet me kurbën e kapacitetit mbas gjëndjes kufitare LS4 (pra struktura shkatërrohet) fig.4.23.

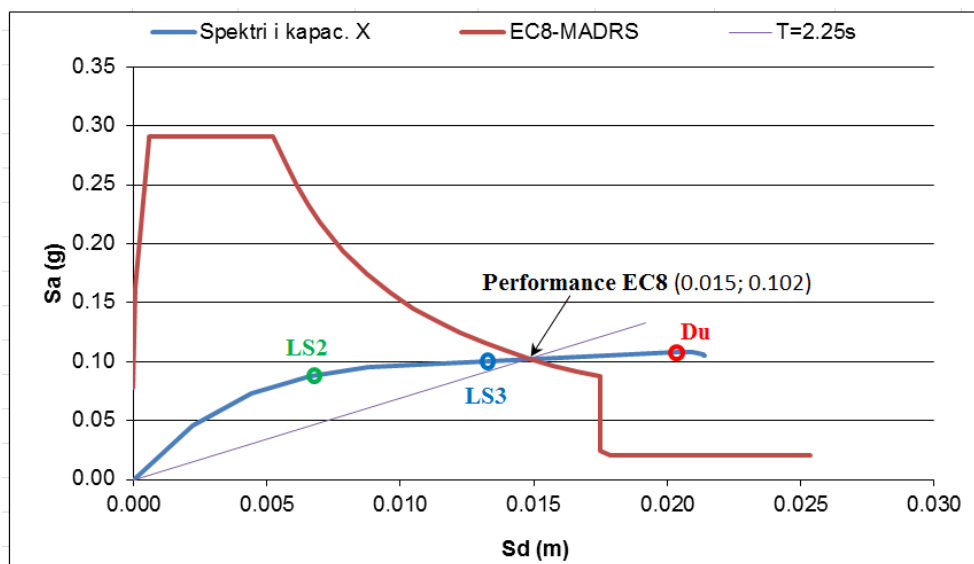


Figura 4.22 – Pika e performancës sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese me hapje (EC8)

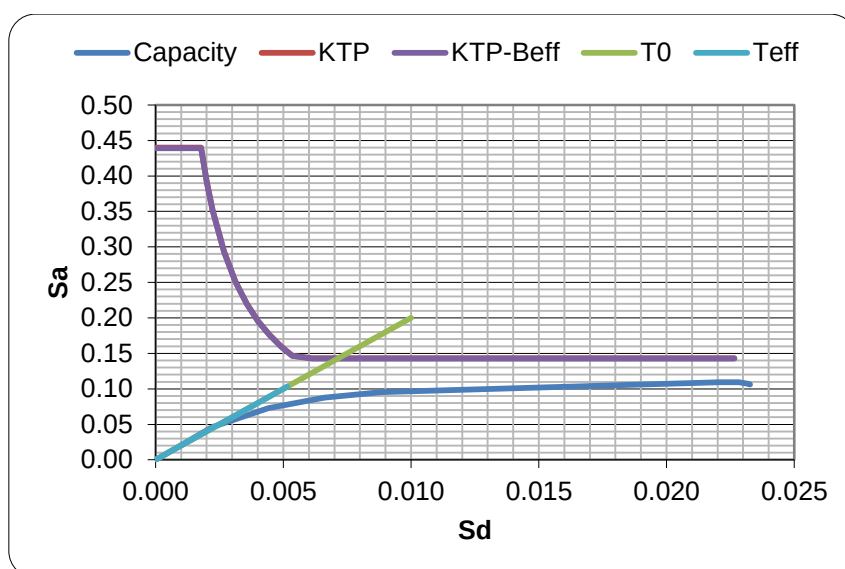


Figura 4.23 – Pika e performancës sipas drejtimit X në gjëndjen ekzistuese (KTP)

4.3.3 Vlerësimi i projektit tip 77/11 me përforsim

a) Identifikimi i niveleve të performancës sipas drejtimit X

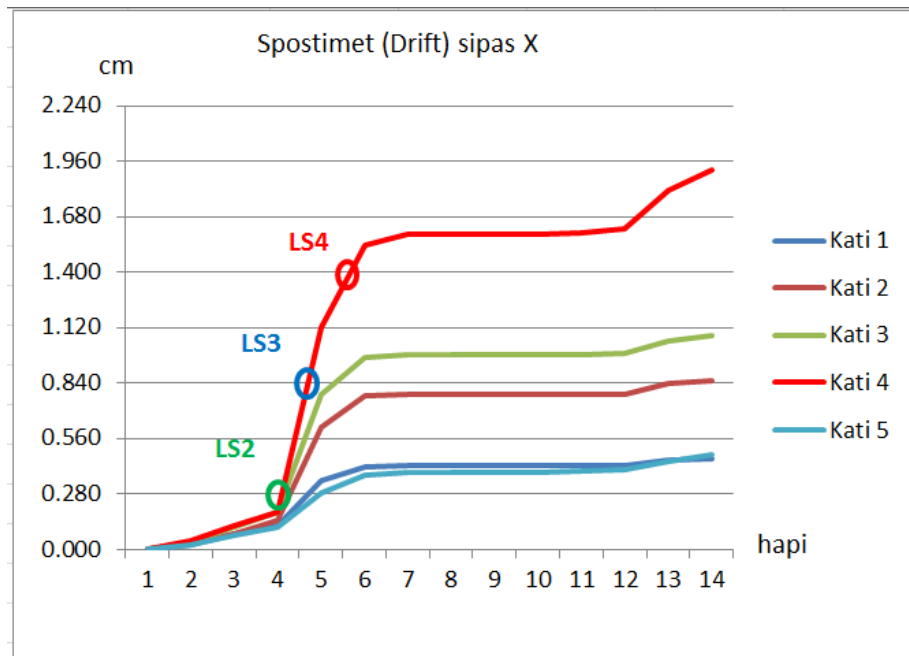


Figura 4.24 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit X me përforsim

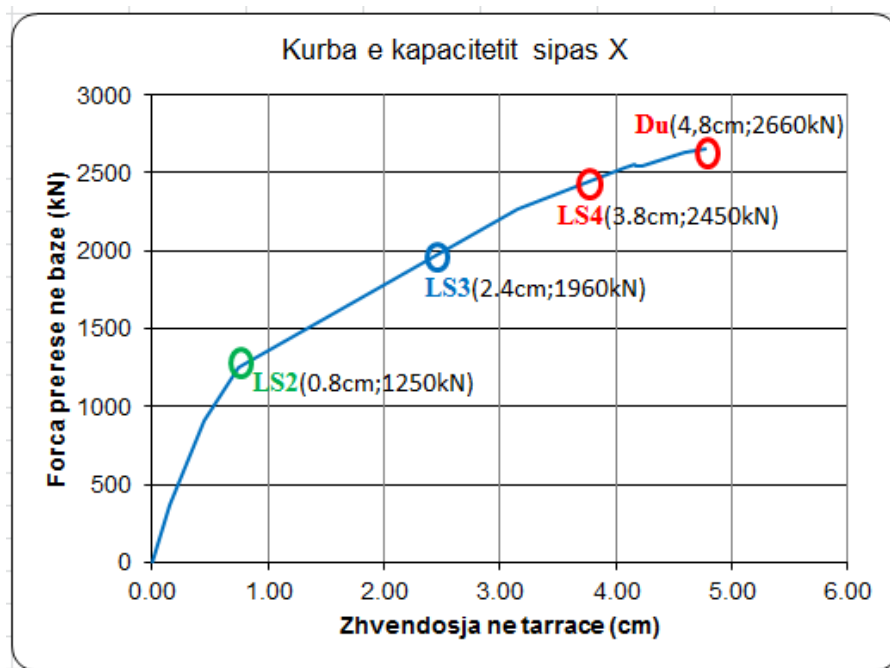


Figura 4.25 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit X të projektit tip 77/11 me përforsim

b) Identifikimi i niveleve të performancës sipas drejtimit Y

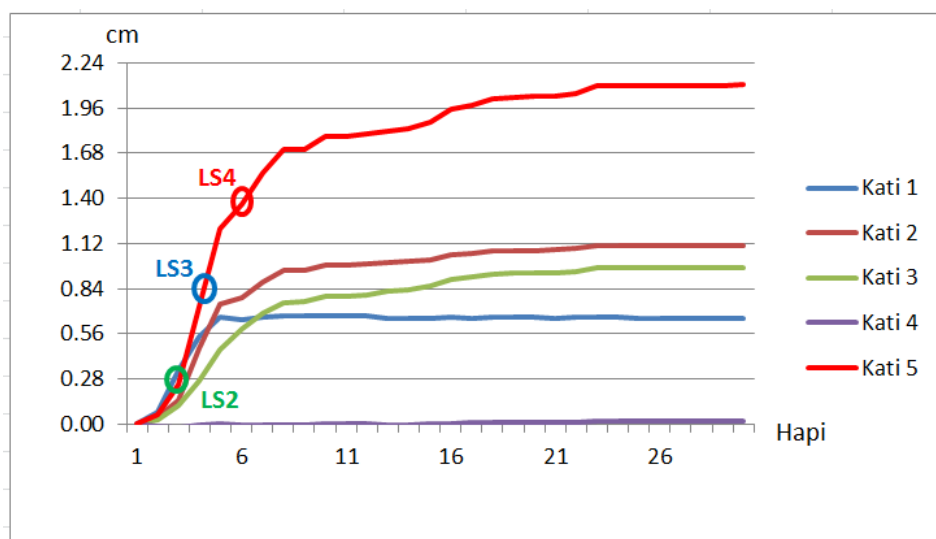


Figura 4.26 – Zhvendosjet relative të ndërkateve sipas drejtimit Y me përforsim

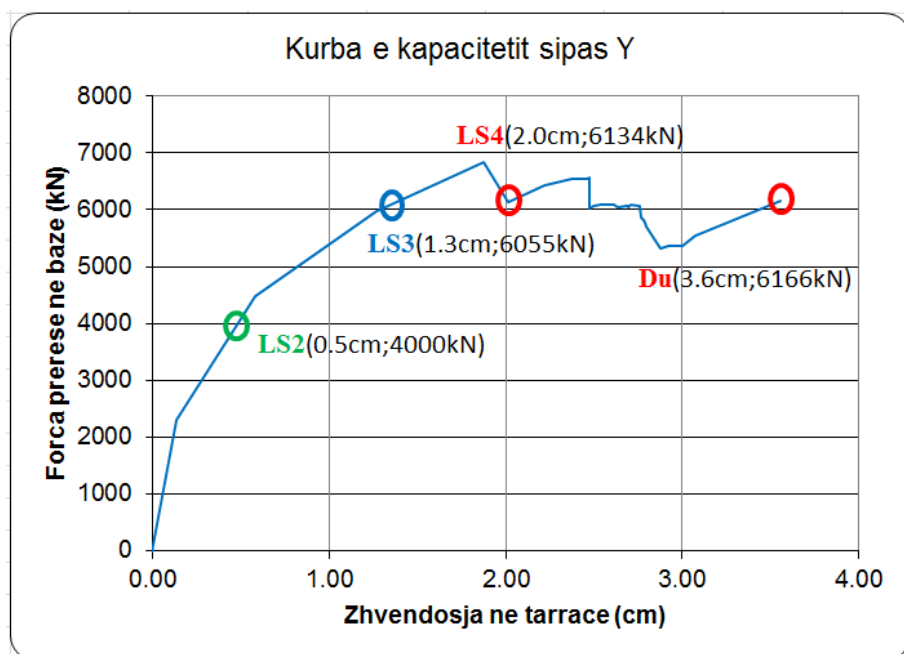


Figura 4.27 – Kurba e kapacitetit sipas drejtimit Y të projektit tip 77/11 me përforsim

Në figurat e mësipërme (fig.4.24, fig.4.26) të zhvendojseve relative vihet re se gjëndjet kufitare të dëmtimit nuk prekin më katin e parë dhe të tretë por katet e larta, pra pas përforcimit shmanget rreziku nga ato dhe këto kate nuk janë më të dobta. Në të dy drejtimet struktura shfaqet duktile. Kjo do të thotë se ka rregullsi në plan. Gjithashtu vihet re që kapaciteti ndaj forcës prerëse është më i vogël në drejtimin X sesa sipas drejtimit Y.

1. Konvertimi i spektrit të kapaciteteve:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 34.16 \text{ për drejtimin X dhe } 36.9 \text{ për drejtimin Y}$$

$$\alpha_{11} = \frac{(\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g)^2}{(\sum_1^N w_i / g) \cdot (\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g)} = 0.78 \text{ për drejtimin X dhe } 0.91 \text{ për Y}$$

$$S_a = \frac{V / W}{\alpha_1}, S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \varphi_{rrof,1}}$$

Ku: $\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.66; 1.34; 2.18; 3.11; 3.69\} \cdot 10^{-2}$, është vektori njësi për drejtimin X

$\{\varphi_{i1}\}^T = \{1.37; 2.31; 2.39; 2.66; 1.37\} \cdot 10^{-2}$, është vektori njësi për drejtimin Y

Të dy normalizohen kështu: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} = 1$

Masa grumbullohet në nivelet e dyshemesë dhe matrica e masës është:

$$[M] = \begin{bmatrix} 330 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 330 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 278 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 278 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 278 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

2. Merret një duktilitet i caktuar i supozuar μ .

3. Llogaritja e parametrave efektive me duktilitetin e supozuar μ :

$$\beta_{eff} = 4.9 (\mu - 1)^2 - 1.1 (\mu - 1)^3 + 5$$

$$T_{eff} = [0.2 (\mu - 1)^2 - 0.038 (\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0$$

T_0 është llogaritur me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit.

- Spektri i reagimit fillestar ADRS reduktohet duke pjesëtuar me nxitimin spectral me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)}$$

- Vizatohet vija e T_{eff} dhe në intersektimin me $ADRS(\beta_{eff})$ regjistrohet $S_a = a_{eff}$ dhe S_d .
- Me S_d e mësipërme përftohet $S_a = a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.
- Kjo vlerë e S_a e marrë nga spektri i ri i reduktur i reagimit $ADRS(\beta_{eff})$ shumezohet me " $M = a_{eff}/a_{max}$ " për të formuar $MADRS$.
- Gjendet një vlerë e S_d dhe krahasohet me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta, atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë procedura përsëritet me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Llogaritja dhe vlera e të gjithë parametrave të nevojshëm për identifikimin e pikës së performancës gjenden në Aneksin B.

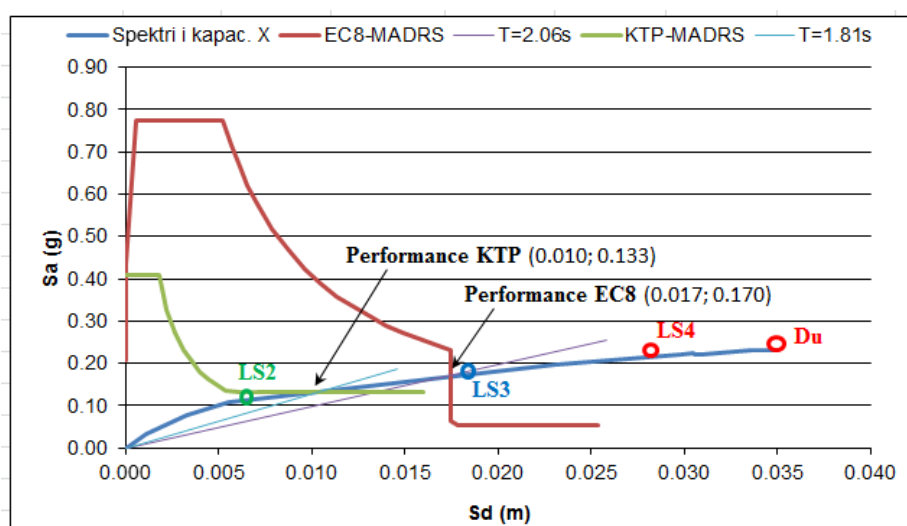


Figura 4.28 – Pika e performances sipas drejtimit X me përforsim (KTP, EC8)

Të dy spektrat japin rezultate të kënaqshme sipas drejtimit X. Pika e përfutur e performances është më e lartë për spektrin e reagimit të EC8. (figura 4.28).

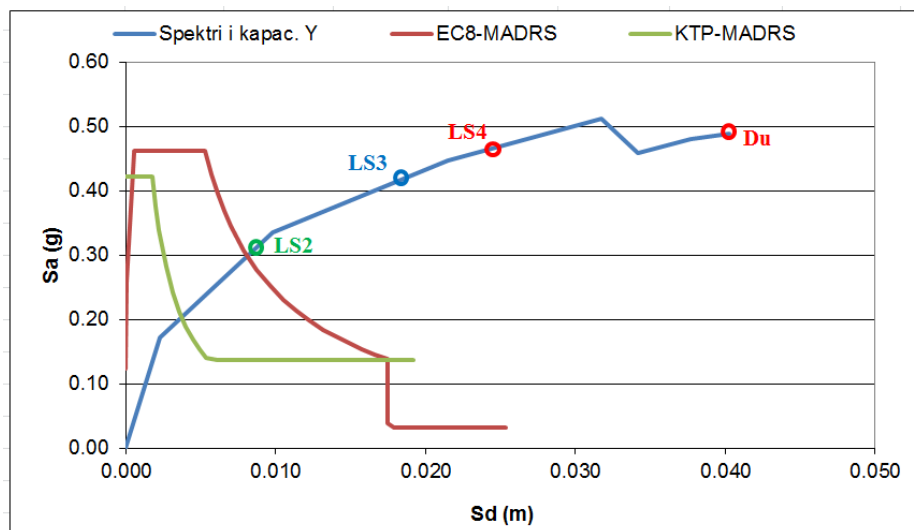


Figura 4.29 – Pika e performaces sipas drejtimit Y me përforcim (KTP-EC8)

Në drejtimin Y struktura punon në fazë elastike për të dy spektrat (KTP, EC8) dhe nuk jepet zgjidhje sipas procedurës FEMA440 për të gjetur pikën e performances (Aneksi B)

KAPITULLI 5

DISKUTIME MBI REZULTATET E ANALIZAVE

5.1 Sjellja e strukturave

Në përgjithësi strukturat me muraturë janë të birshta (të thyeshme). Kjo sjellje rrjedh nga karakteristikat e papërforcuara të muraturës. Të dy përbërësit e saj, tullat dhe llaci, nuk shfaqin sjellje duktile nën kushtet e shtypjes apo prerjes. Pavarësisht nga kjo, modelet e studiuara tregojnë një kurbë kapaciteti relativisht duktile. Kjo vjen si rezultat i kurbës së adaptuar të sforcimeve prerëse. Kjo kurbë rregullohet në mënyrë të tillë që të përputhet me supozimet e programimit kompjuterik 3Muri dhe me zhvendosjet kufitare.

Kurba e sforcimeve prerëse është ajo që dikton rezultatet e strukturës për shkak të vlerave të ulta krahasuar me kurbën e sforcim-deformimeve në shtypje. Idealizimi bilinear është një përfarim i mirë sic tregohet në eksperimentet e muraturave të cilat u nënshtrohen një ngarkimi horizontal (Javed 2009). Vëzhgime të metejshme eksperimentale janë të nevojshme për të përgjithësuar përfundimet e modelimit. Këto eksperimente duhet të sigurojnë kurba të sforcim-deformimeve (shtypje dhe prerje) për kushte të ndryshme kufitare, ngarkesash vertikale, raport brinjesh të elementit dhe materialesh.

5.1.1 Godina tip -77/11 sipas projektit fillestar

Nga analiza vërehet që struktura sipas drejtimit Y ka kapacitet më të madh ndaj forces prerëse (si ajo e rrjedhshmerisë dhe ajo maksimale) sesa sipas drejtimit X gati dyfishi i saj (Tabela 4.1).

Gjithashtu vërehet që zhvendosjet sipas drejtimit X janë më të mëdha krahasuar me drejtimin Y (Tab.4.1) që tregon që struktura është më fleksible në këtë drejtim, kjo shpjegohet dhe me konfigurimin e mureve mbajtës, të cilët kryesisht janë të orientuar sipas Y (Aneksi A).

Vihet re një duktiliteti disi i lartë sipas drejtimit X, kjo për shkak se struktura paraqitet e “dobët” sipas këtij drejtimi.

Sipas drejtimit X i pari qe arrin gjendjen kufitare te demtimit LS2, e LS3 ,LS4 me radhë sipas hapave të analizës, ëshë kati i tretë kjo shpjegohet me faktin e ndryshimit të menjëhershëm të ngurtësisë për shkak të ndryshimit të trashësisë së mureve mbajtës nga 38cm në 25cm. Ndersa sipas drejtimit Y është kati i dytë që arrin me radhë gjëndjet kufitare te dëmtimit LS2, LS3 dhe LS4.

Pika e performances në drejtimin X përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8. Performanca arrihet dhe është pikërisht ne gjendjen LS3 të demtimit pra me dëmtime strukturale domethënëse dhe godina nuk mund të përdoret pas tërmetit pa riparime e përforcime(fig. 4.16). Nuk jepet asnjë zgjidhje për spektrin e reagimit KTP për shkak të formës që ka ky spektër, pas një periode të caktuar ai vazhdon konstant dhe pritet me kurbën e kapacitetit mbas gjëndjes kufitare LS4 (fig. 4.17). Meqënëse spektri i EC8 është më i pafavorshmi për strukturën, moszgjidhja sipas KTP nuk përbën ndonjë problem.

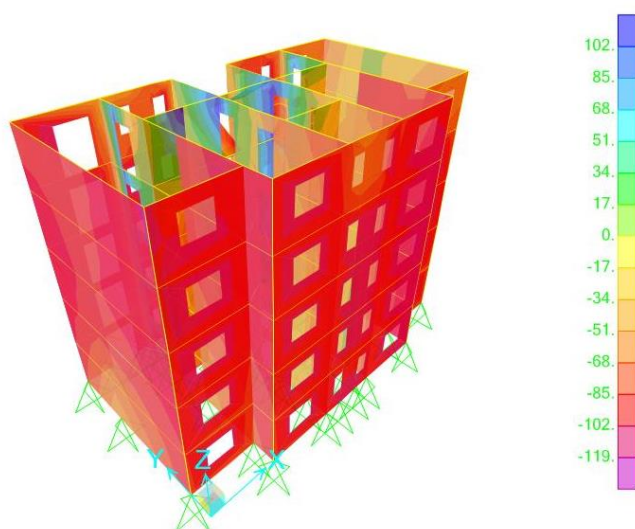


Figura 5.1 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar për projektin fillestar sipas drejtimit X (kPa)

Pika e performances në drejtimin Y përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8 sepse për spektrin e reagimit KTP përsëri nuk ka zgjidhje pasi spektri e pret kurbën e kapacitetit përpara gjëndjes së dëmtimit LS2 (fig. 4.19). Performanca arrihet të gjëndet dhe është sapo tejkalon gjëndjen LS2 të dëmtimit (fig. 4.18). Gjithashtu është e qartë dhe distanca e madhe midis pikës së performancës dhe gjëndjes kufitare LS3 të demtimit. Kështu që mund të themi struktura sipas drejtimit Y pëson dëmtime strukturale te vogla.

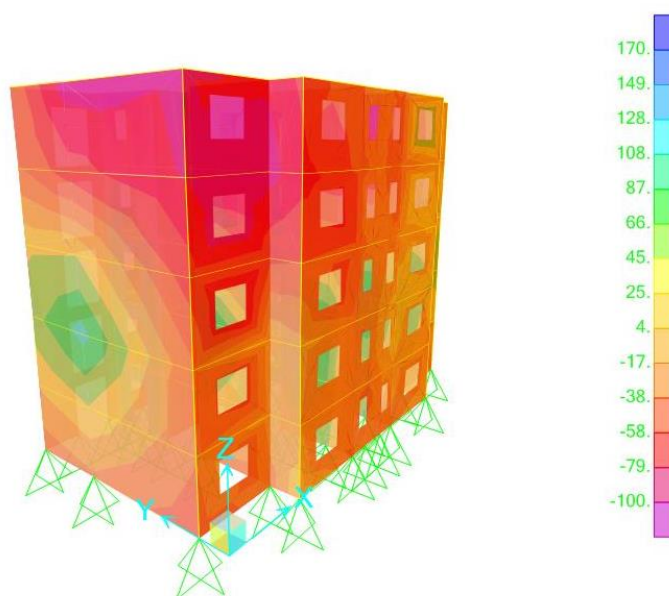


Figura 5.2 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar për projektin fillestar sipas drejtimit Y (kPa)

Tabela 5.1 – Rezultatet e analizës jolineare për projektin fillestar:

Spektri i projektimit	Drejtimi	Pika e performances	
		Prerja	Zhvendosja
Eurocode 8	X	1564 kN	2.1 cm
	Y	3112 kN	0.45 cm
KTP -89	X	NA	NA
	Y	NA	NA

5.1.2 Godina tip -77/11 në gjëndjen ekzistuese me hapje

Nga rezultatet e analizës vërehet që në drejtimin gjatësor sipas X kemi ulje të konsiderueshme të kapacitetit si nga forca prerëse rreth 30% ashtu edhe në zhvendosje rreth 25% (Tab. 4.2). Ndërsa në drejtimin tjetër tërthor pra sipas Y kapaciteti i godines është pothuajse i njëjtë me atë të rastit të parë të analizës vetëm me një përqindje të vogël të zvogëlimit të kapaciteteve, kjo për shkak se hapjet janë vetëm sipas drejtimit X. Gjithashtu, meqënëse sipas drejtimit Y pika e performancës ishte afër gjëndjes kufitare të dëmtimit LS2 dhe gjendja kufitare LS3 nuk mendohet të arrihet, gjykohet që vlerësimi i nivelit të performancës për këtë drejtim nuk është i nevojshëm të kryhet. Në kurbën e kapacitetit sipas drejtimit X vihet re që gjendja kufitare e dëmtimit LS4 nuk arrihet pasi objekti shaktërrohet dhe arrin me përpara zhvendosjen maksimale Δu .

Sipas drejtimit X i pari që arrin gjendjen kufitare të dëmtimit LS2 për rastin e godinës me hapje të mureve, tashmë është kati i parë dhe jo më kati i tretë si në rastin e parë të marrë në shqyrtim. Ndërsa me vazhdimin e hapave të analizës gjendja kufitare e dëmtimit LS3 arrihet për katin e tretë (Fig. 4.20). Pra sic pritej por edhe sic shihet nga analiza kati i parë sipas drejtimit X është kthyer në kat të butë (soft story).

Për drejtimin Y të strukturës me hapje në katin përdhe zhvendosjet relative të ndërkatëve nuk ndryshojnë nga ato të projektit fillestar pasi hapjet janë bërë vetëm sipas drejtimit X dhe nga analiza kanë rezultuar pothuajse të njëjta prandaj nuk janë marrë në shqyrtim.

Pika e performancës në drejtimin X përcaktohet vetëm për spektrin e reagimit EC8. Performanca arrihet dhe pikërisht e kalon gjendjen LS3 të dëmtimit pra me dëmtime strukturale të mëdha dhe godina ka rrezik të shëmbjes totale (fig. 4.22). Gjithashtu vihet re që pika e performancës është shumë afër zhvendosjes maksimale Δu , shëmbjes totale për shkak të numrit të madh të hapjeve sipas këtij drejtimi.

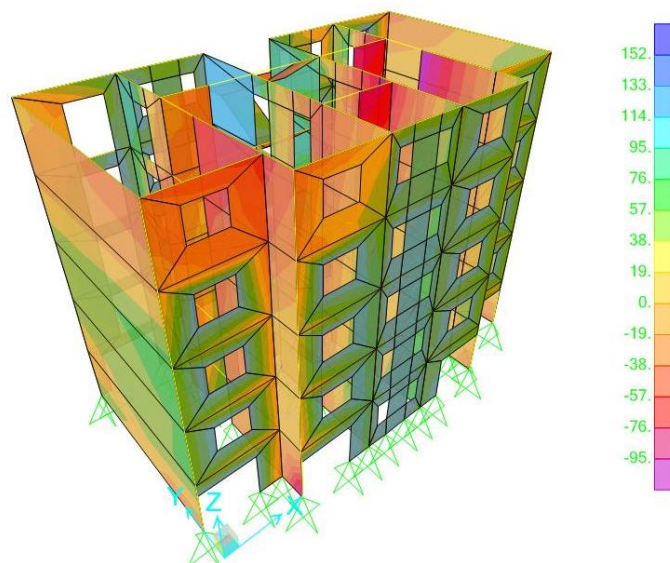


Figura 5.3 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar në gjëndjen ekzistuese sipas drejtimit X (kPa)

Nuk jepet asnjë zgjidhje për spektrin e reagimit KTP për shkak të formës që ka ky spektër, pas një periode të caktuar ai vazhdon konstant dhe nuk pritet me kurbën e kapacitetit (fig. 4.23).

Për këtë strukturë një lëkundje e tokës sipas këtij drejtimi do të ishte shumë e rrezikshme. Duhet të ndërmerren investime serioze për të përforcuar këtë strukturë.

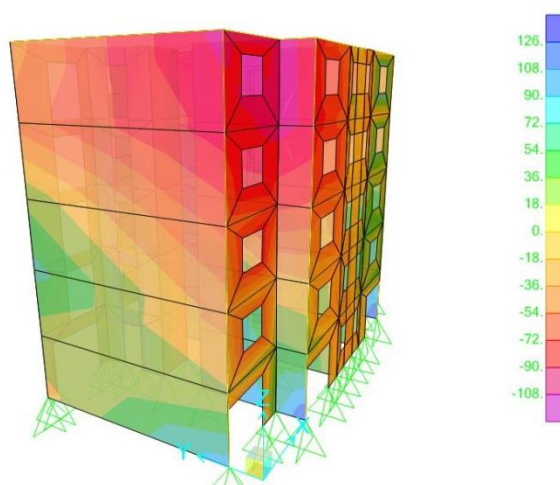


Figura 5.4 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar në gjëndjen ekzistuese sipas drejtimit Y (kPa)

Tabela 5.2 – Rezultatet e analizës jolineare per godinën me hapje

Spektri i projektimit	Drejtimi	Pika e performances	
		Prerja	Zhvendosja
Eurocode 8	X	1335 kN	2.2 cm
	Y	NA	NA
KTP -89	X	NA	NA
	Y	NA	NA

5.1.3 Godina tip -77/11 e përforcuar

Nga rezultatet e analizës vërehet që në drejtimin gjatësor sipas X kemi rritje të konsiderueshme të kapacitetit nga forca prerëse sidomos të asaj maksimale me rreth 47% krahasuar me objektin me hapje. Po ashtu forca prerëse e rrjedhshmërisë rritet pak më shumë se vlera e saj në projektin fillestar pa hapje (Tab.4.3). Ndërsa zhvendosjet shkojnë në vlerat e mëparshme.

Në drejtimin tjetër tërthor pra sipas Y kapaciteti i godines nga forca prerëse e rrjedhshmërisë rritet përsëri për shkak të përforcimit ndërsa ajo maksimale është e njëjtë. Kjo shpjegohet me shtangesinë e madhe që ka struktura në drejtimin Y dhe muratura luan rol më kryesor se perforcimi. Sipas drejtimit X struktura paraqitet e dobët dhe përforcimi është më efektiv. Gjithashtu vihet re që kapaciteti ndaj forcës prerëse gjithmonë është shumë më i vogël në drejtimin X sesa sipas drejtimit Y. Në të dy drejtimet struktura shfaqet duktile.

Vihet re se se gjëndjet kufitare të dëmtimit për të dy drejtimet X dhe Y nuk prekin më katin e parë dhe të tretë por katet e larta, pra pas përforcimit shmanget rreziku nga ato dhe këto kate nuk janë më të dobta (fig.4.24, fig.4.26).

Pika e performances në drejtimin X përcaktohet për të dy spektrat e reagimit EC8 dhe KTP dhe gjendja kufitare LS3 garantohet në të dy rastet. Pikat e performancës

ndodhen ndërmjet gjëndjeve LS2 dhe LS3 pra me dëmtime strukturale të vogla deri të moderuara dhe godina mund përdoret pas tërmetit pa nevojën e riparimeve ose/dhe përforcimeve (fig. 4.28). Dëmtimet strukturale janë më intensive nga ngarkesa sizmike sipas EC8. Në drejtimin X struktura konsiderohet e sigurt nën veprimin e të dy spektrave.

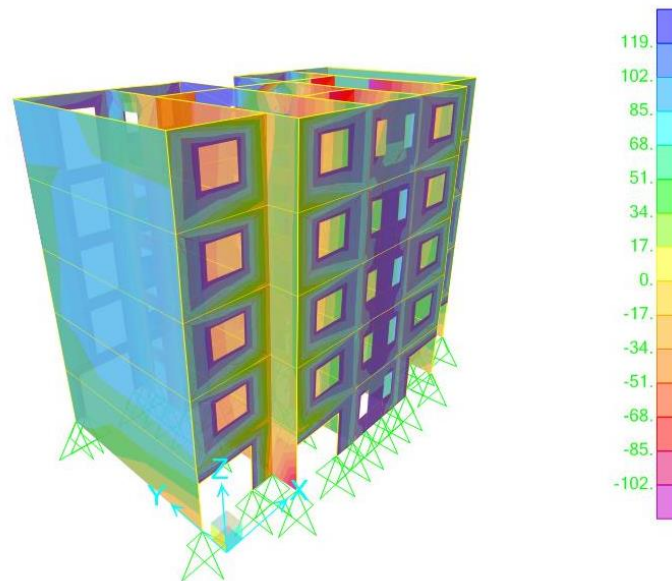


Figura 5.5 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar objekti i përforcuar sipas drejtimin X (kPa)

Pika e performances në drejtimin Y nuk ka zgjidhje pasi spektrat e presin kurbën e kapacitetit përpara gjëndjes së dëmtimit LS2 kështu që struktura punon në fazë elastike për të dy spektrat (KTP, EC8) dhe nuk jepet zgjidhje sipas procedurës FEMA440 për të gjetur pikën e performances (Fig.4.29)

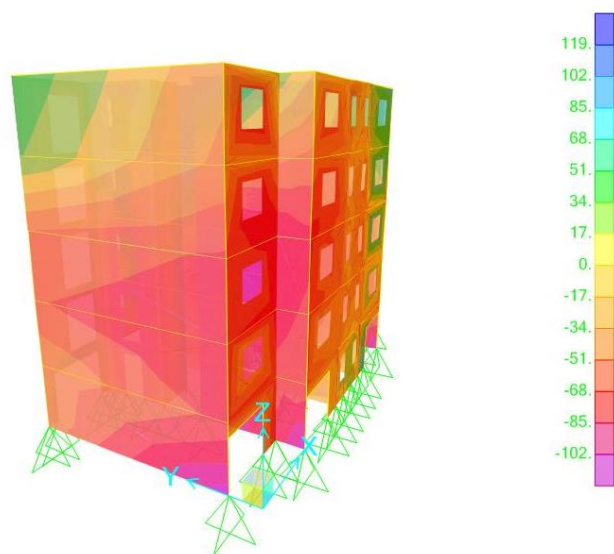


Figura 5.6 Sforcimi prerës në hapin përfundimtar objekti i përforcuar sipas drejtimit Y (kPa)

Tabela 5.3 – Rezultatet e analizës jolineare për projektin tip 77/11 e përforcuar

Spektri i projektimit	Drejtimi	Pika e performances	
		Prerja	Zhvendosja
Eurocode 8	X	1860 kN	2.2 cm
	Y	NA	NA
KTP -89	X	1555 kN	1.47 cm
	Y	NA	NA

KAPITULLI 6

PERMBLEDHJE DHE KONKLUSIONE

6.1 *Permbledhje dhe konstatime*

- Ky studim ka për qëllim të bëjë një vlerësim të kapacitetit sizmik të godinave rezidenciale Shqiptare me muraturë që janë ndërtuar sipas dispozitave të kodit të mëparshëm [KTP-78, 1978; KTP-89, 1989], dhe gjithashtu të vlerësojë dhe krahasoj performancën e tyre në gjëndjen e tyre ekzistuese edhe sipas kërkesave të Eurokodeve.
- Nje rishikim në literature u krye, në menyre që të përcaktoheshin qartë kushtet e projektimit, rreziku sizmik i Shqiperise dhe sjellja e materialit duke perdorur rezultate eksperimentale. Normativat e vjetra u krahasuan me ato të reja. Kodi shqiptar i projektimit të muratures KTP-9-78 dhe kodi sizmik KTP-N2-89 citohen perkrah kodeve analoge Europiane, Eurokode 6 dhe 8. Si kodi Shqiptar, ashtu edhe ai European i projektimit u përdoren.
- Rreziku sizmik i Shqiperise u analizua në menyre që të perdoret vlere e akseleracionit PGA e kerkuar nga Eurokod 8.
- U morren në konsiderate testime eksperimentale nga autorë të ndryshem per të kuptuar sjelljen e materialeve muraturë të papërforcuar.
- Përafrimi i modelimit të propozuar i ofruar në programin kompjuterik SAP2000 u testua dhe u vleresua duke perdorur një strukture të thjeshtë me anë të programit të njohur 3Muri i cili perdoret gjerësisht dhe është i testuar në rrugë eksperimentale për analizat e strukturave muraturë. Rezultati i ketij përafrimi ishte i kënaqshem.

- U hartua një program i vogël në formatin “Excel” për llogaritjen e pikes së performancës së strukturave me muraturë sipas procedurës FEMA440 të linearizimit ekuivalent (Aneksi B), duke përdorur dhe metodën e zhvendosjeve relative të ndërkateve me tre gjendje kufitare për identifikimin shkallës së demtimit.
- Si rast aplikativ u përzgjedh një godinë 5-kt me muraturë të papërfortuar tip 77/1, projekti fillesatar origjinal u sigurua nga AKSH (Shtojca A). Arsyeja e përzgjedhjes së saj është se në gjendjen ekzistuese godina ka pësuar ndërhyrje si hapje të mureve mbajtës perimetral, në shumicën e rasteve, për të kthyer nga dritare në hapësira hyrje.
- U realizua analiza jolineare e tipit “pushover” (ngarkim statik gradual) me anë të programit SAP2000 (CSI, 2010) të godinës së përzgjedhur dhe u krahasua performanca e tyre në tre raste të ndryshme: 1. sipas projektit fillesatar; 2. sipas gjendjes ekzistuese me hapjet e mureve reale; 3. mbas përfortimit strukturor të propozuar.
- Mënyra e përfortimit të propozuar do të jetë shtimi i kollonave dhe brezave betonarme në kontur të godinës, si pjesë integrale e saj. Brezat do të vendosen në nivelin e soletës dhe do të lidhen me të duke kryer funksionin e transmetimit të forcave horizontale në kollona. Gjithashtu është parashikuar dhe një përfortim lokal i hapjeve. Kostoja e përfortimit pasqyrohet në një preventiv të llogaritur (Aneksi A).
- Nga rezultatet e analizës vërehet që gjendjen ekzistuese kati më i rrezikuar është kati i parë, kjo për shkak të hapjeve të mureve mbajtës, në krahasim me analizën sipas projektit fillesatar ku kati me zhvendosjet relative më të mëdha është kati i tretë aty ku zvogëlohet dhe trashësia e mureve. Pas përfortimit zhvendosjet relative maksimale nuk prekin më katin e parë dhe të tretë por katet e larta, pra shmanget rreziku nga ato dhe këto kate nuk janë më të dobta

- Struktura paraqitet mjaft e dobët sipas drejtimit gjatësor nga janë bërë dhe hapjet si në rastin e projektit fillestar aq më tepër në gjëndjen ekzistuese me një ulje të konsiderueshme të kapacitetit nga forca prerëse duke shtuar këtu dhe që modi 1 (modi kryesor) është sipas këtij drejtimi.
- Performanca sizmike u përcaktua për të tre rastet e godinës tip 77/11 me muraturë. Shtangesia rezultoi e pamjaftueshme si në rastin e projektit fillestar ashtu edhe në rastin e gjëndjes ekzistuese të objektit ku risku i shëmbjes ishte shumë i lartë. Dëmtime strukturale domethënëse (LS3) shkaktohen në godinë sipas projektit fillestar. Në gjëndjen ekzistuese godina pëson dëmtime strukturale të mëdha dhe e tejkalon gjëndjen kufitare (LS3) të dëmtimit pra rrezikohet nga shëmbja totale. Ndërsa mbas përforcimit gjendja kufitare (LS3) nuk arrihet për të dy kodet.. Kodi European ishte me pak i favorshëm sesa pritej. Vetëm struktura e përforcuar mund të konsiderohet e sigurtë nën të dy kushtet mesatare sizmike që u morrën në konsiderate. Rezultatet janë përmbledhur në tabelën 6.1

Tabela 6.1 –Rezultatet e analizave për të tre rastet e analizave

Struktura	Drejtimi	Gjendja kufitare e dëmtimit	Komente
Tipi-77/11 (fillestar)	X	E rrezikshme LS3	Shtangesi e ulet në lidhje me Eurokodin Dëmtime strukturale domethënëse
	Y	E sigurtë LS2-LS3	Dëmtime strukturale të vogla
Tipi-77/11 (me hapje)	X	E rrezikshme LS3-LS4	Shtangesi mjaft e ulet në lidhje me Eurokodin. Dëmtime strukturale të mëdha. Performanca është afër shëmbjes.
	Y	E sigurtë LS2-LS3	Dëmtime strukturale të vogla
Tipi-77/11 (përforcuar)	X	E sigurtë LS2-LS3	Dëmtime strukturale të vogla deri të moderuar.
	Y	E sigurtë	I pa dëmtuar deri në dëmtime të lehta

- Procedura e propozuar e përdorur për vlerësimin e kapacitetit sizmik mund të përdoret për të analizuar dhe vlerësuar dhe tipe të tjera të objekteve me muraturë duke filluar nga ato më të rrezikuara që ndodhen në zona me sizmicitet të lartë ose që kanë pësuar ndërhyrje në strukturën mbajtëse ose shtesa kati si fenomene mjaft të përhapura në vendin tonë.

6.2 Rekomandime për punime të mëtejshme

Rezultatet e mësipërme tregojnë se në shumicën e rasteve performanca e strukturës së zgjedhur nuk është e kënaqshme. Nëse secila prej këtyre strukturave është ndërtuar në zona me sizmicitet mesatar ose të lartë, ato rrezikohen nga kolapsi.

Është momenti që nga institucionet vendimmarrëse të fillohet me vlerësimin dhe përforsimin e këtyre strukturave të vjetra para se të ndodhë tërmeti tjetër i fortë me qëllim uljen e riskut sizmik, ruajtjen e jetëve njerëzore dhe zvogëlimin e kostove të riparimit pas tërmetit. Gjithashtu duhet të bëhet dhe një vlerësim ekonomik për riaftësimin e mundshëm të këtyre godinave.

Përforsime si breza betoni dhe kollona mund t'i shtohen këtyre strukturave dhe të parandalojnë shëmbjen e tyre. Nevojitet një projekt i detajuar ku të përfshihen dhe themelet e objektit, si dhe teknika e teknologjia e zbatimit të përforsimit.

Puna duhet të nisë me zonat me sizmicitet të lartë, aty ku tërmeti i pritshëm mund të jetë më i fortë lartë sidomos me objektet që kanë pësuar ndërhyrje në strukturën mbajtëse ose shtesa kati. Gjithashtu godina historike, muzeume të cilët kanë një rëndësi të madhe në trashëgiminë kombetare kanë nevojë për kujdes të vecantë dhe prioritet.

Vëzhgime të mëtejshme eksperimentale janë të nevojshme për të përgjithësuar përfundimet e modelimit. Këto eksperimente duhet të sigurojnë kurba të sforcim-deformimeve (shtypje dhe prerje) për kushte të ndryshme kufitare, ngarkesash vertikale, raport brinjesh të elementit dhe materialesh.

ANEKSI A

Projekti tip 77/11, viti 1978 (Arkivi Kombetar i Shqiperise)

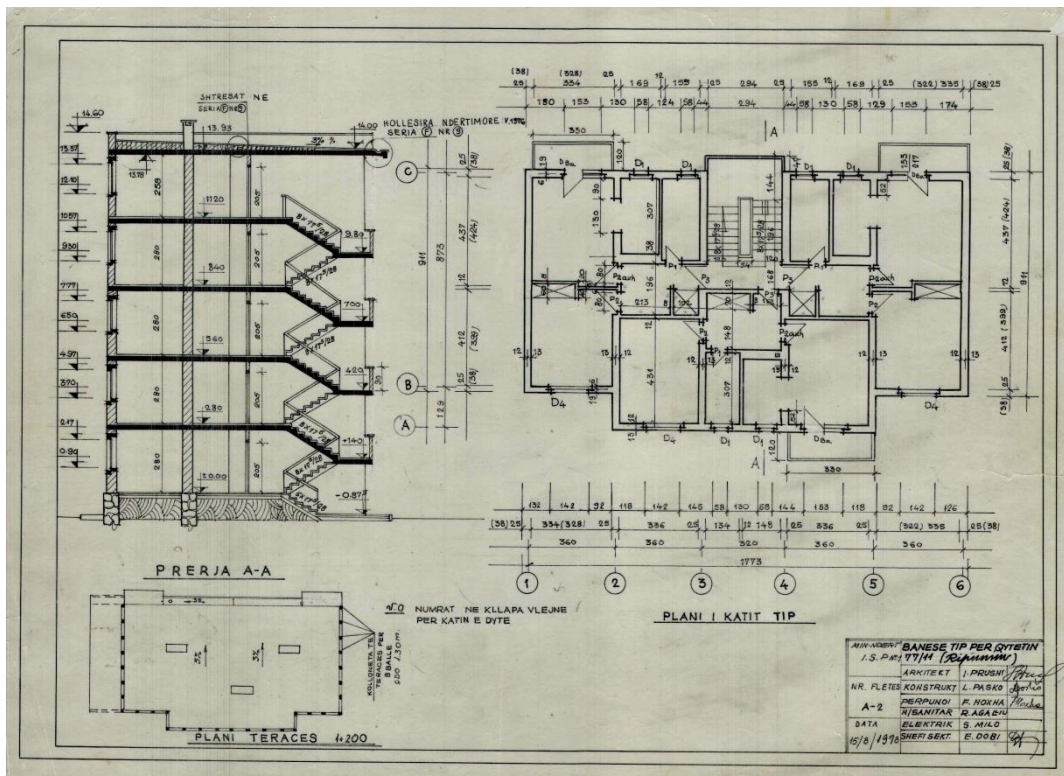
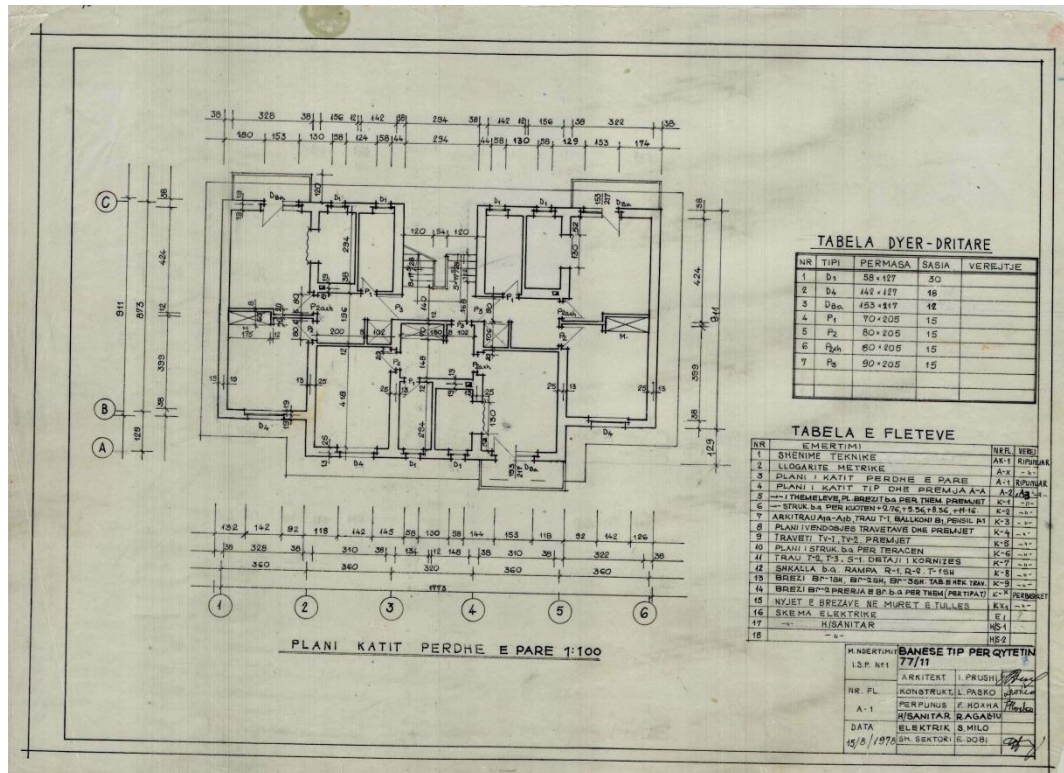


Foto te objektit ne gjendjen egzistuese

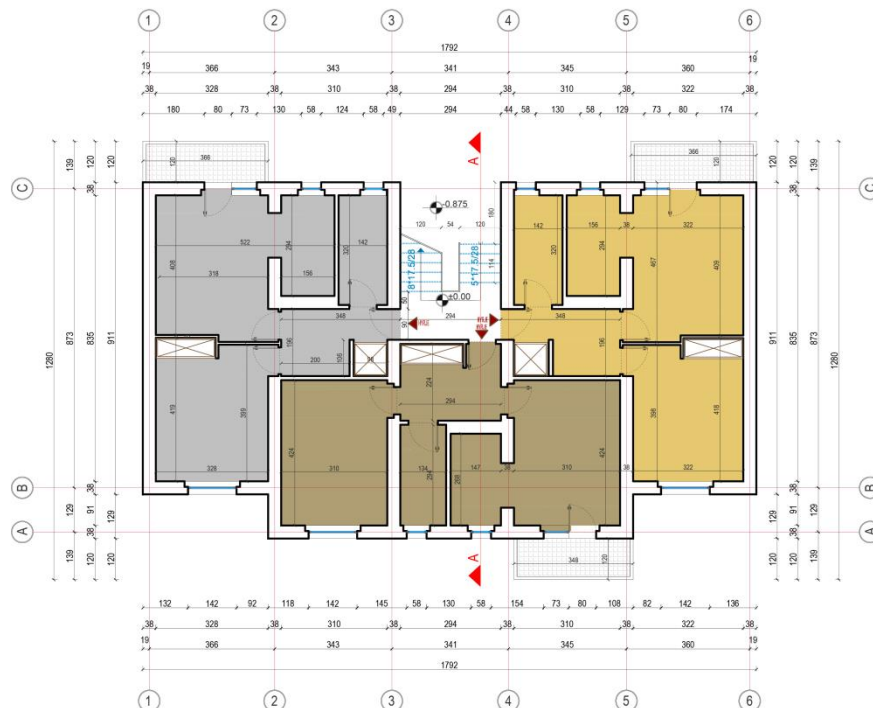


Figura A1.1 –Plani i katit perdhe sipas projektit fillestar

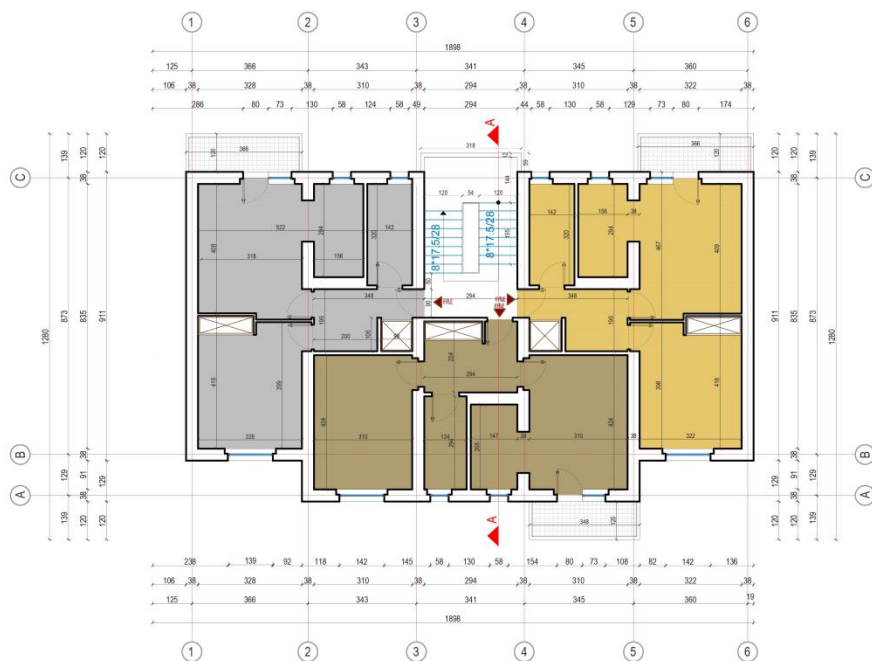


Figura A1.2 –Plani i katit tip



Figura A1.3 –Prerja e struktures

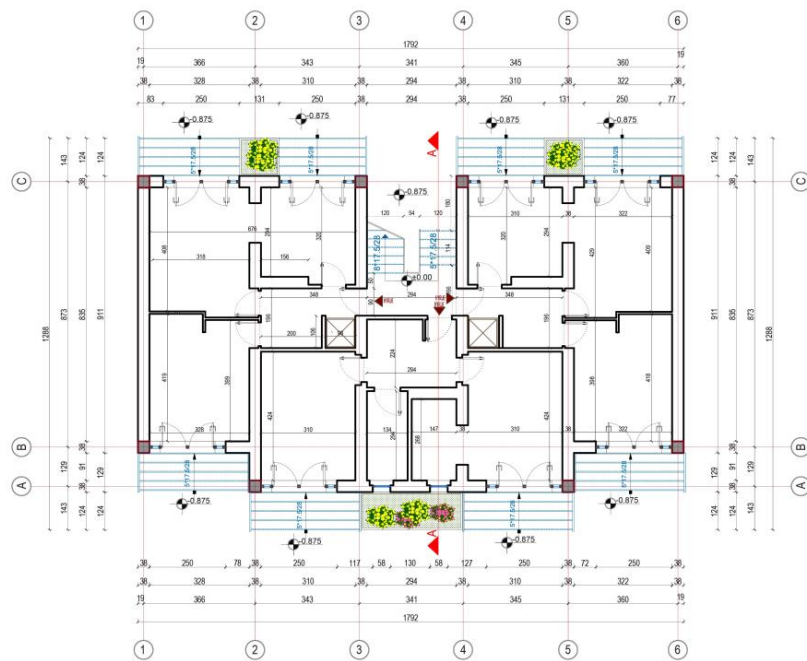
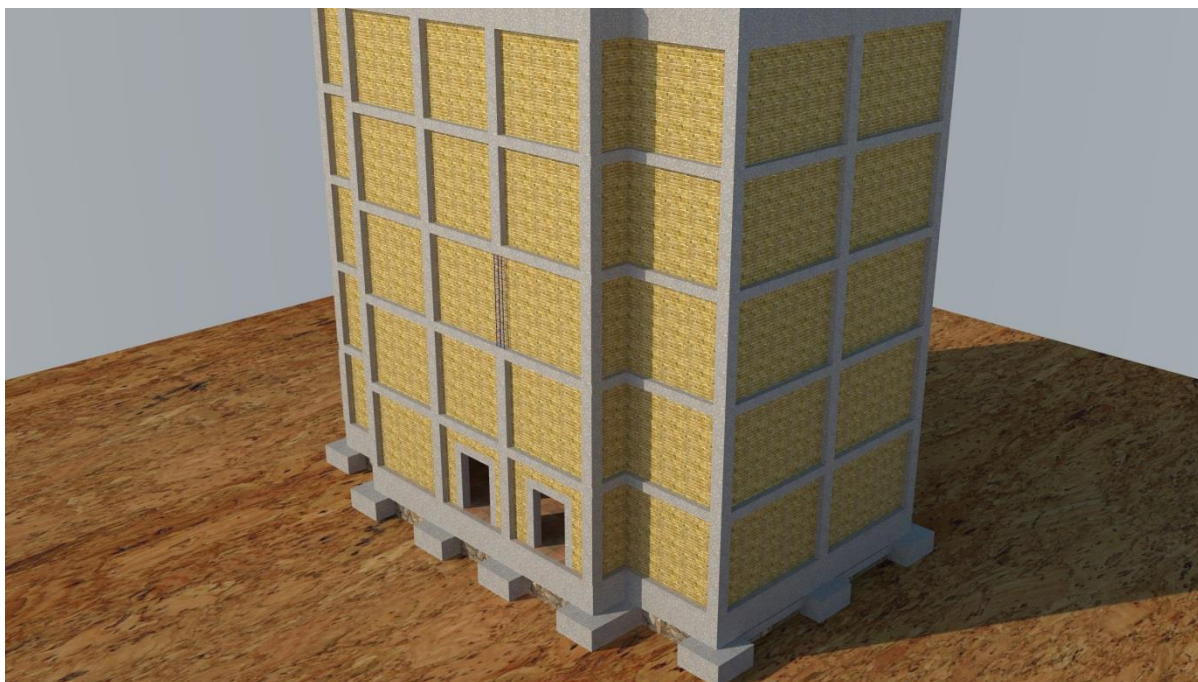


Figura A1.4 –Planimetria e katit perdhe me hapje

Ilustrime të tipit të përforcimit



Përforcimi total i mundshëm i godinës



Preventivi i punimeve për një përfocim global të strukturës

NR.	NR. MANUALI	EMERTIMI	NJESIA	CMIMI NETO	Shpenzime te pergjithshme 8%	Fitimi 10%	CMIMI PER NJESI	SASIA	VLERA
PUNIME DHEU									
2	2.1/a	Gërmim dheu me krah e transport me k.donë 10 m, kategoria IV	m3	725	58	73	856	61.75	52627.125
9	2.19/a	Hedhje, malfshim, mbushje dheu me krah, kategoria IV	m3	228	18	23	269	61.75	16613.22
5	2.37/5b	Transport materiale ndërtimi, dheu me auto deri 10.0 km	m3	387	31	39	457	61.75	28198.755
10	2.20	Përfocim gërmimi me lende ndërtimi	m2	219	18	22	258	200	51684
								SHUMA 1	149323.1
PUNIME TE NDRYSHME DHE PRISHJE									
14	2.426/1	Prishje mur tullie me pastrim NE LARTESI	m3	2000	160	200	2360	70	165200
18	2.426/5	Prishje mure guri dhe betoni	m3	2408	193	241	2841	22	62511.68
								SHUMA 2	227711.68
PUNIME BETONI DHE B/A									
1	2.262/4a	PLINTA themele, trane e bazamente b/a C 20/25	m3	7819	626	782	9226	30	276792.6
5	2.117/1b	Kolona b/a monoite C 25/30 h = 4m	m3	15534	1243	1553	18330	34	623324.08
6	2.119/1a	Trane e anktrare b/a C20/25 h = 4m	m3	13160	1053	1316	15529	30.3	470522.64
								SHUMA 3	1370539.32
PUNIME HEKUR BETONI									
1	2.166	F V hekur betoni perodik Ø 6 - 10 mm	ton	103116	8249	10312	121677	3.236	393746.3837
2	2.167	F V hekur betoni perodik Ø > 12 mm	ton	99161	7933	9916	117010	10.3	1205202.794
								SHUMA 4	1598949.178
PUNIME SKELERIE DHE KALLEPI									
9	2.441	Kallepe per plinta themele	m2	283	23	28	334	30	10021.34086
10	2.444	Kallepe per kolona b/a	m2	602	48	60	710	190	134957.4927
12	2.450	Kallepe per trane b/a	m2	637	51	64	752	300	225452.511
5	2.431	Skete metalike me tubo fasade > 12m	m2	120	10	12	142	757.5	107262
								SHUMA 5	477893.2445
								VLERA SHUMA N=5	3824216.522
								TVSH	764843.3044
								VLERA TOTALE E ZBATIMIT	4589059.827

ANEKSI B

Rezultatet e analizes modale per projektin tip 77/11

B.1 Rezultatet e analizes modale per strukturen tip 77/11 sipas projektit fillestar

Tabela B1.1. Perqindjet e mases pjesemarrrese ne mode per strukturen tip 77/11 projekti fillestar

Modi	Perioda (sek)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)
1	0.408	73.8	0	0.0	73.8	0	0.0
2	0.191	0.0	91.1	0.0	73.8	91.1	0.0
3	0.154	17.6	0.0	0.0	91.4	91.1	0.0
4	0.109	0.0	0.0	64.5	91.4	91.2	64.5
5	0.105	0.0	0.0	0.0	91.5	91.3	64.6
6	0.103	0.0	0.0	3.4	91.5	91.5	68.0

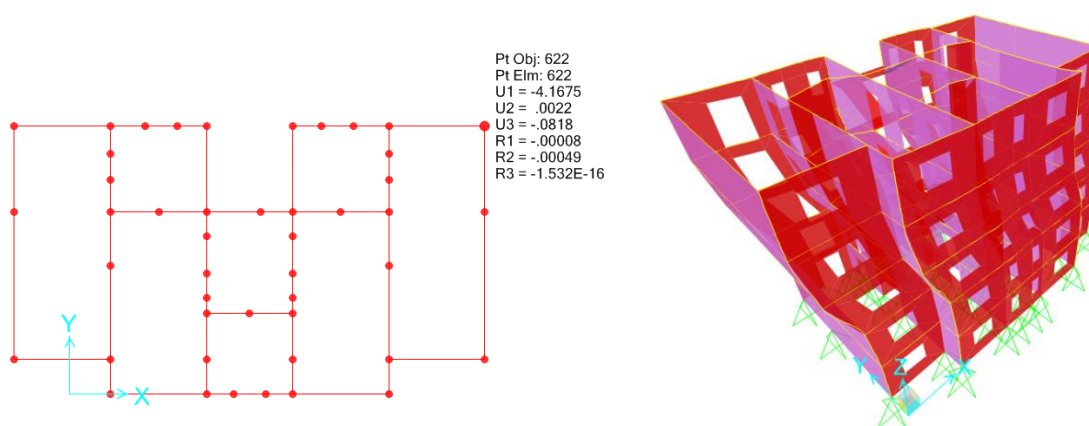


Figura B.1.2 – Modi 1 i objektit tip 77/11 sipas projektit fillestar (zhvendosja-cm)

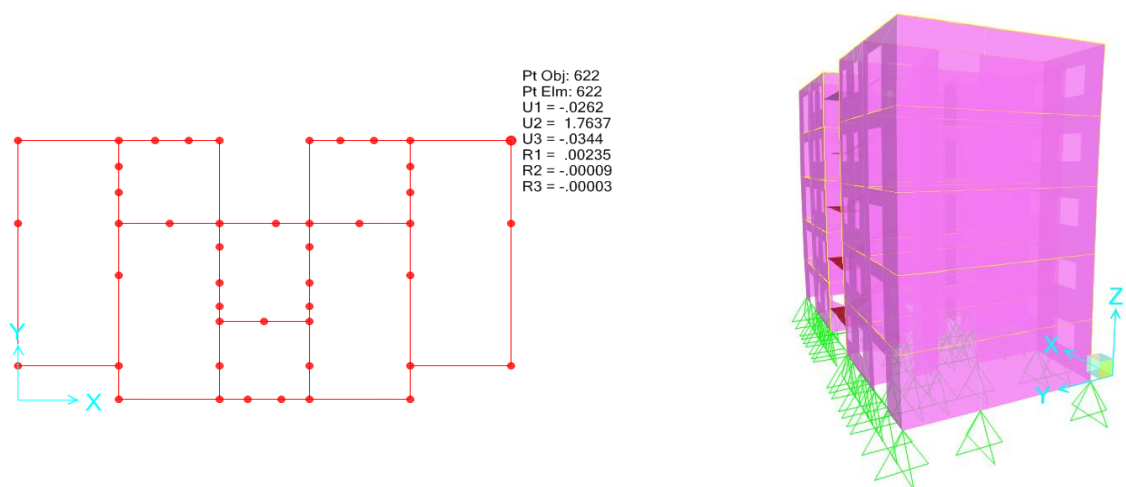


Figura B.1.2 – Modi 2 i objektit tip 77/11 sipas projektit fillestar (zhvendosja-cm)

B.2 Rezultatet e analizes modale per strukturen tip 77/11 me hapje

Tabela B2.1. Perqindjet e mases pjesemarrese ne mode per strukturen tip 77/11në gjëndjen ekzistuese me hapje

Modi	Perioda (sek)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)
1	0.5	78.6	0.0	0.0	78.6	0.0	0.0
2	0.188	0.0	90.0	0.0	78.6	90.0	0.0
3	0.16	16.6	0.0	0.0	95.2	90.0	0.0
4	0.11	0.0	0.0	65.9	95.2	90.1	65.9
5	0.106	0.0	0.0	0.0	95.3	90.2	66.0
6	0.104	0.0	0.	3.8	95.4	90.4	69.8

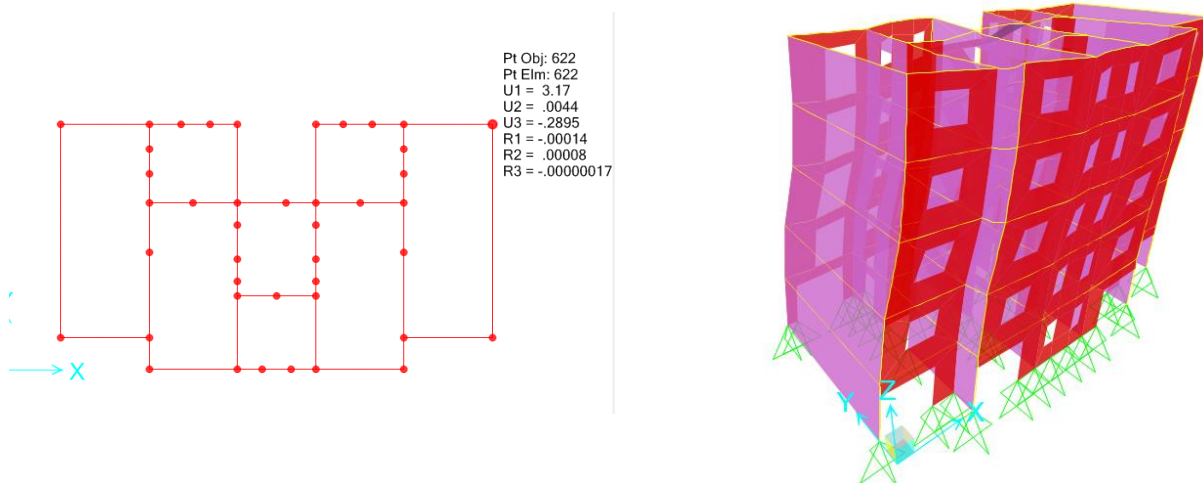


Figura B.2.1 – Modi 1 i objektit tip 77/11 në gjëndjen ekzistuese me hapje (zhvendosja-cm)

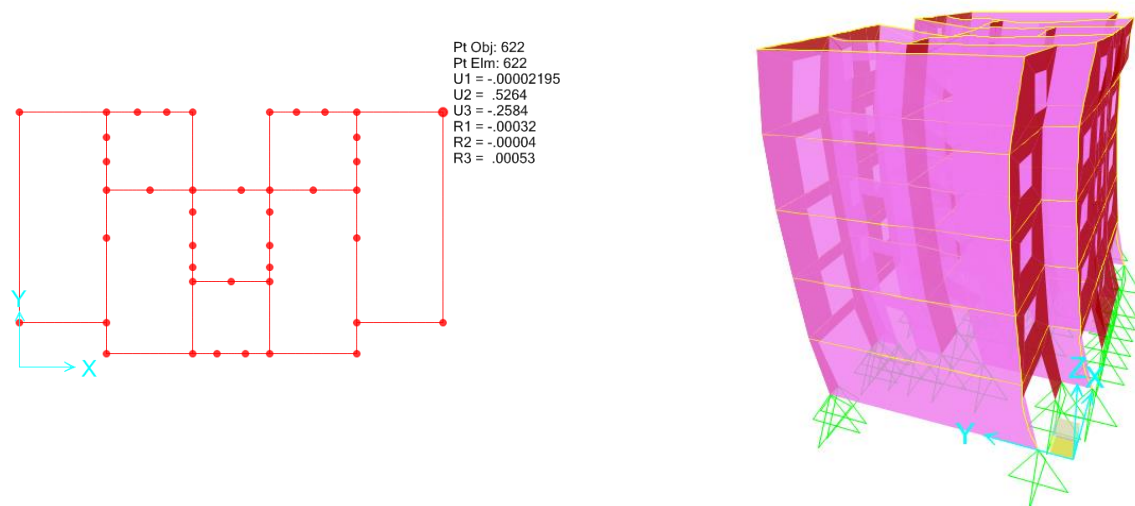


Figura B.2.2– Modi 2 i objektit tip 77/11 në gjëndjen ekzistuese me hapje (zhvendosja-cm)

B.3 Rezultatet e analizës modale për strukturon tip 77/11 të përforcuar

Tabela B3.1. Përqindjet e masës pjesëmarrëse në modë për strukturon tip 77/11të përforcuar

Modi	Perioda (sek)	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	SumUX (%)	SumUY (%)	SumUZ (%)
1	0.4	75.7	0.0	0.0	75.7	0.0	0.0
2	0.18	0.0	89.7	0.0	75.7	89.7	0.0
3	0.16	17.9	0.0	0.0	93.7	89.7	0.0
4	0.11	0.0	0.0	26.4	93.7	90.0	26.5
5	0.10	0.0	0.0	10.0	93.9	90.2	36.6
6	0.10	0.0	0.0	8.75	93.9	90.2	45.4

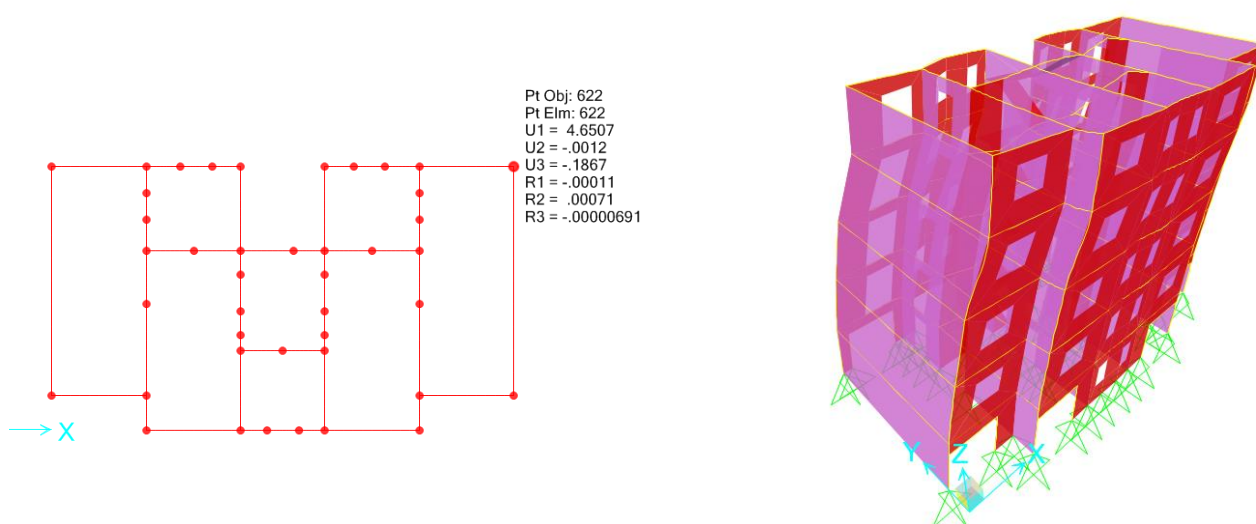


Figura B.3.1 – Modi 1 i projektit tip -77/11të përforcuar (zhvendosja-cm)

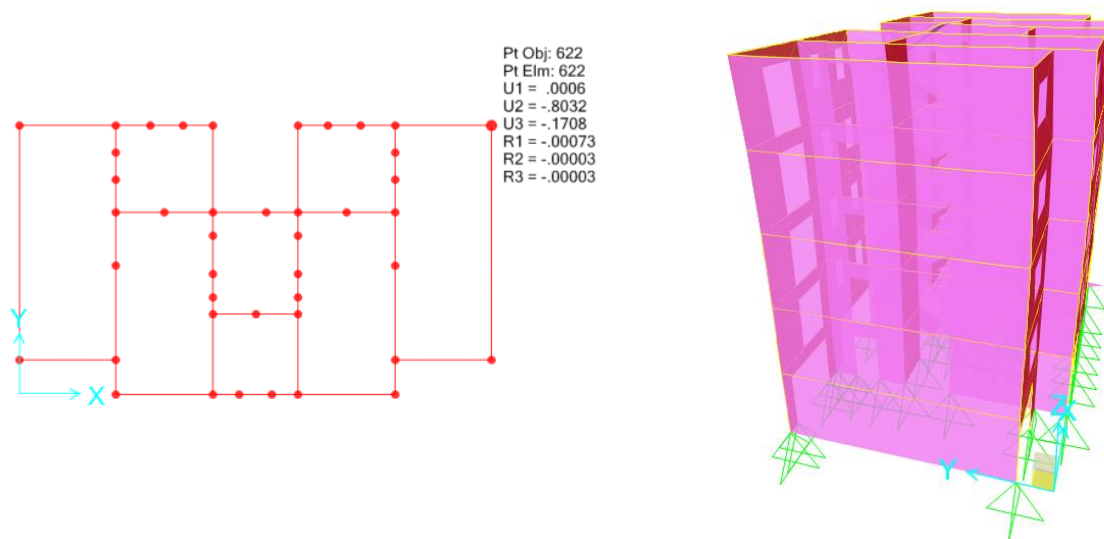
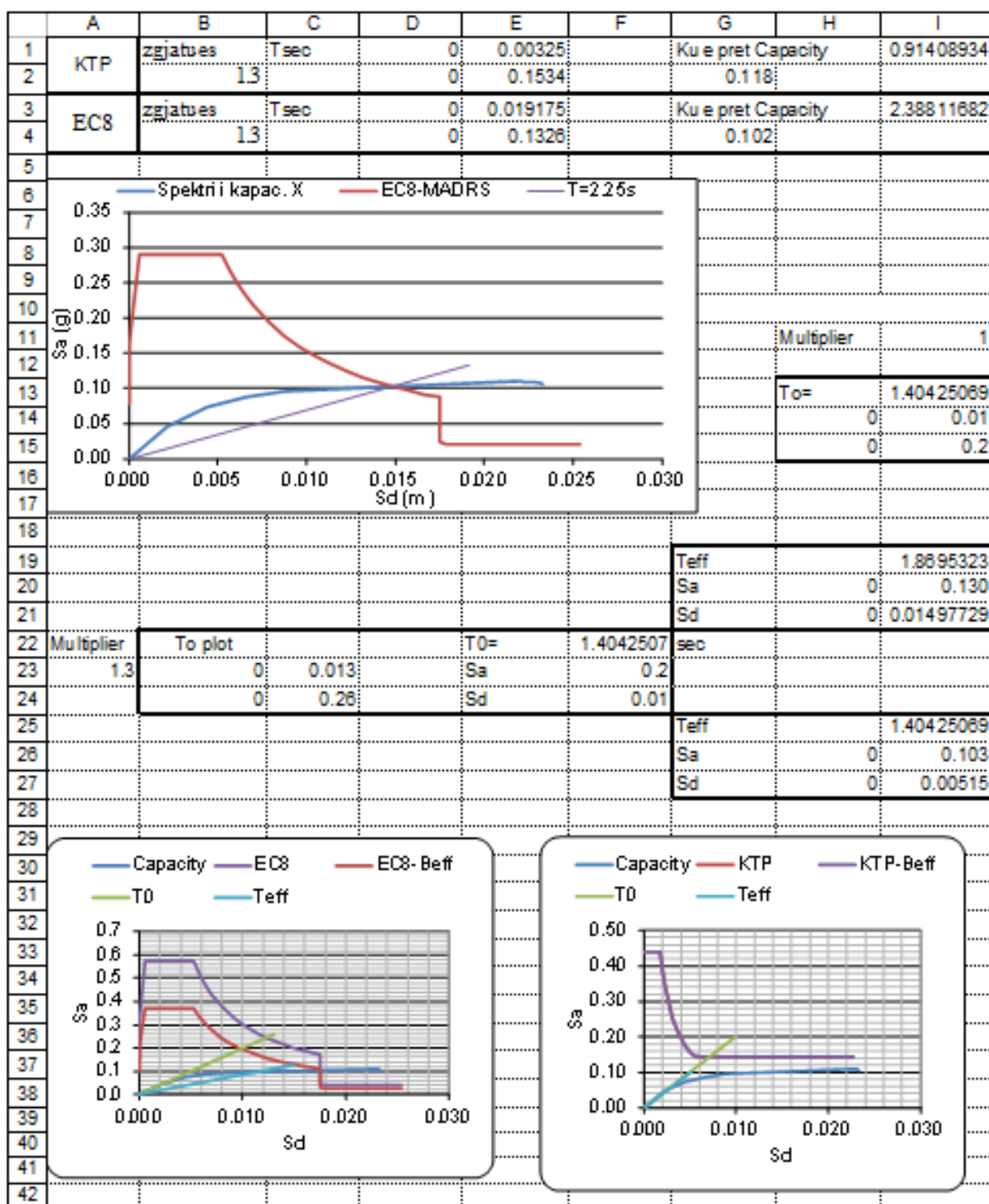


Figura B.3.2 – Modi 2 i projektit tip -77/11 të përforcuar (zhvendosja-cm)

B.4 Programi në “Excel” për llogaritjen e pikes së performanës



	J	K	L	M	N	O	P	Q	R	S	
4			μ	β_{eff}	$B(\beta)$	T_{eff}		a_{eff}	a_{max}	M	
5			5.9	20.568	1.552636	1.869532		0.130	0.102	1.27451	
6		Sd(IO)	0.0025	0.01475							
7											
8											
9			ska zgjidhje	shkaterohet							
10			KTP								
11			μ	β_{eff}	$B(\beta)$	T_{eff}		a_{eff}	a_{max}	M	
12			1	5	1.002385	1.404251		0.103	0.118	0.872881	
13			0.0025	0.0025							
14											
15					For $4.0 \leq \mu \leq 6.5$:						
16			1								
17						$\beta_{eff} = 14.0 + 0.32(\mu - 1) + \beta_0$			(6-5)		
18	η	1.414214									
19											
20											
21		KATEG. CE TRUALLIT								Fx	Ux
22										0.0	0.00
23										591.9	0.30
24	$g=$	1 m/sek ²								937.4	0.60
25										1125.1	0.90
26	$a_g=$	0.2 g			0.20 m/sek ²					1224.9	1.20
27										1408.8	3.01
28	$T_a=$	0.2 sek.								1408.8	3.01
29										1409.1	3.01
30	$T_c=$	0.6 sek.								1409.1	3.01
31										1408.7	3.01
32	$T_b=$	2 sek.								1404.4	3.03
33										1404.7	3.05
34	$\eta=$	1								1404.6	3.06
35										1405.6	3.07
36	$S=$	1.15								1405.7	3.08
37										1405.6	3.08
38										1405.6	3.09
39										1405.7	3.09
40	FAKTORI I SJELLJES q									1405.8	3.10
41										1405.6	3.11
42	$\beta=$	0.2								1376.1	3.16
43										1370.9	3.16
										1363.1	3.17

Kurba e kapacitetit sipas X

Forca prerese ne baze (kN)

Zhvendosja ne tarrace (cm)

	T	U	V	W	X	Y	Z	AA
1	Analiza modale		Kati	Pesha (kN)	φ_1			
2			1	3810.75	0.007807	27.467887	0.2089548	
3			2	3810.75	0.014893	53.054372	0.7795517	
4			3	2945.5	0.023884	70.290909	1.6774102	
5			4	2945.5	0.031784	93.618896	2.9755551	
6			5	2945.5	0.037619	110.80794	4.168528	
7			Pesha	16058		355.23998	9.81	
8								
9			Beton	803				
10			Tulla	7983				
11			Ngarkesa	7272				
12								
13							interpolim	
14	PF1	36.21203	Normalisation factor					
15			Nga sapi	φ			5.9	
16	α_1	0.801094		0.73		0.8		5
17				1.41		2.5		6
18				2.29				
19				3.05			2.33	
20				3.61				
21								
22								
23		φT	0.73	1.41	2.29	3.05	3.61	
24								
25		Mass	368.0683	0	0	0	0	
26			0	368.0683	0	0	0	
27			0	0	300.2548	0	0	
28			0	0	0	300.25484	0	
29			0	0	0	0	300.25484	
30								
31	$\varphi T^* M^* \varphi$	9208.538	Normalized shapes					
32				0.007807				
33	sqrt	95.96113		0.014893				
34				0.023884				
35				0.031784				
36				0.037619				
37								
38		0.007807	0.014893	0.023884	0.031784	0.0376194		
39		prova						
40		1						

[illegible]

REFERENCAT

Aldemir, A. (2010), "A simple seismic performance assessment technique for unreinforced brick masonry structures" Middle East Technical University.

Aliaj, Sh. Sulstarova, E. Peci, V. Muco, B. (2004). "Probabilistic Seismic Hazard Maps for Albania".

Applied Technology Council, ATC40. (1996). "Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings",

Applied Technology Council, Fema440. (2005). "Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures".

Begovic, A. I. Wilson, E. L. (1991) "A Unified Formulation for Triangular and Quadrilateral Flat Shell Finite Elements with Six Nodal Degrees of Freedom", Communications in Applied Numerical Methods, Vol. 7, pp. 1–9.

Belmouden, Y. Lestuzzi, P. (2009). "An equivalent frame model for seismic analysis of masonry and reinforced concrete buildings", Construction and Building Materials; 23: 40–53.

Benedetti, D. (1998) "Shaking table tests on 24 simple masonry buildings".

Binda, L. Fontana, A. Frigerio, G. (1988). "Mechanical behaviour of brick masonries derived from unit and mortar characteristics", Proc., 8th Int. Brick and Block Masonry Conf., Vol. 1, Dublin, Ireland, 205–216.

Bonett, R. Barbat, A. Pujades, L. Lagomarsino, S. Penna, A. (2004). "Performance assessment for unreinforced masonry buildings in low seismic hazard areas", Proc., 13th World Conference on Earthquake Engineering, paper 409.

Calvi, G. M. (1999). "A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings". J Earthquake Eng 3(3):411–438.

Computers and Structures, Inc. (2010). Sap2000 software analysis reference manual.

Demirel, I. (2010), "A nonlinear equivalent frame model for displacement based analysis of unreinforced masonry brick buildings". Middle East Technical University.

Dolce, M. (1989). "Models for in-plane loading of masonry walls", Course for the consolidation of masonry buildings in seismic zones. Ordine degli Ingegneri, Potenza, Italy.

EN 1996-1. European masonry design code. (2005). "Design of masonry structures. Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures".

EN 1998-1. European seismic design code. (2004). "Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings".

Ewing, B. D. Kowalsky, M. J. (2004). "Compressive behavior of unconfined and confined clay brick masonry." J. Struct. Eng., 130(4), 650–661.

Federal Emergency Management Agency, Fema 356. (2000). "Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings".

Fajfar, P. Eeri, M. (1996). "A nonlinear analysis method for performance based seismic design", (the N2 method).

Galasco, A. Lagomarsino, S. Penna, A. (2002). "TREMURI Program: Seismic Analyzer of 3D Masonry Buildings", University of Genoa.

Galasco, A. Lagomarsino, S. Penna, A. (2006). "On the use of pushover analysis for existing masonry buildings", ECEES conference. Geneva, Switzerland.

Gambarotta, L. Lagomarsino, S. (1996). "Masonry Mechanics between theory and practice", Proc. Nat. Conf. , Messina,: 451-462. Bologna: Pitagora.

Hendry, A. W. (1998). "Structural masonry, 2nd Ed.", Macmillan, London.

Hughes, T. J. R. (2000). "The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis", Dover.

Javed, M. (2009). "Seismic Risk Assessment of Unreinforced Brick Masonry Buildings System of Northern Pakistan", PhD thesis.

Kaushik, H. B. (2007). "Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression", ASCE journal.

KTP-9-78, Albanian masonry design code. (1978).

KTP-N2-89, Albanian seismic design code. (1989).

N. Kuka, E. Sulstarova, Ll. Duni, Sh. Aliaj (2003), "Seismic Hazard Assessment of Albania the spatially smoothed seismicity approach", Int. Conf. on Earthq. Engineering, Ohrid, FYROM, 8p.

Lagomarsino, S. and Penna, A. (2003). “Guidelines for the implementation of the II level vulnerability methodology”. WP4: Vulnerability assessment of current buildings. RISK-UE project: “An advanced approach to earthquake risk scenarios with application to different European towns”.

Magenes, G. Penna, A. Galasco, A. (2010). “A full-scale shaking table test on a two- storey stone masonry building”. In: Proceedings of the 14th European conference on earthquake engineering, paper no 1432, Ohrid.

Marques, R. Lourenço, P. B. (1998). “Benchmarking of commercial software for the seismic assessment of masonry buildings”, Azores.

Mindlin, R. D. (1951). “Influence of rotatory inertia and shear on flexural motions of isotropic, elastic plates”, ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 18 pp. 31–38.

Naraine, K.. Sinha, S. (1989). “Behavior of brick masonry under cyclic compressive loading”. J. Struct. Eng., 115(6), 1432–1445.

National Buildings Archive of Albania. (1972, 1983).

Paulay, T. Priestley, M. J. N. (1992) “Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings”, Wiley-Interscience, New York.

Penelis, Gr.G. (2006). “An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry structures”, Journal of Earthquake Engineering; Vol. 10 No: 3, 359-379.

Priestley, M. J. N. Elder, D. M. (1983). “Stress-strain curves for unconfined and confined concrete masonry”. ACI J., 80(3), 192–201.

Rai, D. C. Goel, S. C. (1996). “Seismic strengthening of unreinforced masonry piers with steel elements.” Earthquake Spectra, 12(4), 845–862.

Reissner, E. (1945), “The effect of transverse shear deformation on the bending of elastic plates”, ASME Journal of Applied Mechanics, Vol. 12, pp. A68-77.

Sabetta, F. Pugliese, A. (1996). “Estimation of response spectra and simulation of nonstationary earthquake ground motions”, Bull. Seism. Soc Am., Vol. 86 No. 2, pp. 337-352.

Sarangapani, G. Venkatarama R. B. V. Jagadish, K. S. (2002). “Structural characteristics of bricks, mortar and masonry.” J. Struct. Eng. (India), 29(2), 101–107

Sawko, F. Rouf, M. A. (1984). “On the stiffness properties of masonry”. Proc. Inst. Civ. Eng., Part 2. Res. Theory, 77, 1–12.

S.T.A. DATA. (2008). 3Muri software analysis reference manual.

Sulstarova, E. Muço, B. Koçiu, S. and Peçi, V. (2005). “Catalogue of historical and instrumental earthquakes in Albania with $M_s \geq 4.5$ ”. Seismological Institute Tirana.

Taylor, R. L. Simo, J. C. (1985). “Bending and Membrane Elements for Analysis of Thick and Thin Shells”, Proceedings of the NU MEETA 1985 Conference, Swan sea, Wales.

Tomazevic, M. (1999). “Earthquake-resistant design of masonry buildings, Series on Innovation in Structures and Construction”, Vol. 1, Imperial College Press, London.

Tomazevic, M. (2007). “Damage as a Measure for Earthquake Resistant Design of Masonry Structures: Slovenian Experience”, J. Civ. Eng. (Canada), 122, 1040-1047.

Turkish Earthquake Code. (2007). “Specifications for Design of Buildings in Seismic Regions”, Ministry of Public Works, Ankara, Turkey.

Yoshimura, Koji. Kuroki, Masayuki. (2000). “Damage to Building Structures Caused by the 1999 Athens Earthquake in Greece”.