

**UNIVERSITETI POLITEKNIK
I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË
SË NDËRTIMIT**

DISERTACION

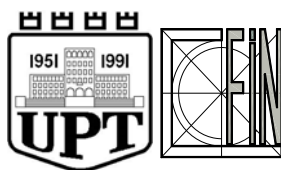
Paraqitur në kërkim të gradës shkencore “DOKTOR”

KËRKIME MBI TEKNIKAT BASHKËKOHORE PËR PËRFORCIMIN E NDËRTESAVE ME MURATURË

**Doktorant
M.Sc. Merita GURI**

**Udhëheqës shkencor:
Prof .As.Dr.Diana HAXHIHYSENI**

TIRANË 2016



**UNIVERSITETI POLITEKNIK
I TIRANËS
FAKULTETI I INXHINIERISË
SË NDËRTIMIT**

**KËRKIME MBI TEKNIKAT BASHKËKOHORE
PËR PËRFORCIMIN E NDËRTESAVE ME
MURATURË**

Paraqitur në kërkim të gradës shkencore “DOKTOR”

Mbrohet më datë.....

Komisioni i vlerësimit:

1- Akademik Jorgaq KAÇANI

Kryetar

2- Prof.Asoc.Elfrida ALLIU

Anëtar, Oponent

3- Prof.Dr.Luljeta BOZO

Anëtar

4- Prof.Asoc. Fisnik KADIU

Anëtar, Oponent

5- Prof.Dr. Elmaz SHEHU

Anëtar

MIRËNJOHJET

Gjatë gjithë periudhës studimore për problematikat e strukturave me muraturë kam kontaktuar dhe diskutuar me shumë kolegë, miq dhe shokë, për të cilët shpreh mirënjohjen time për ndihmën dhe kontributin e tyre në anën studimore, teknike dhe morale.

Falenderim të veçantë për udhëheqësit e studimit tim, Prof.As.Dr.Diana Haxhihyseni, për udhezimet, konsultat dhe mbështetjen e vazhdueshme.

Mirënjohje për Akademik Jorgaq Kaçanin, Dekanatin e Fakultetit të Inxhinierisë së Ndertimit, Departamentin e Konstruksioneve dhe Infrastrukturës së Transportit në FIN për nxitjen dhe mbështetjen që më kanë dhënë.

Mirënjohje e veçantë për Profesor Thanasis Triantafillou dhe stafit në Laboratorin e Universitetit të Patras Greqi, për bashkëpunimin e tyre.

Falenderime për bashkëshortin tim dhe fëmijve të mrekullueshëm Janit dhe Mariolës për mbështetjen dhe inkurajimin.

Merita Guri

DEKLARATË

Deklaroj se, disertacioni i paraqitur është një punë e kryer vetëm prej meje dhe për realizimin e tij kam përdorur vetëm burimet e cituara.

Merita Guri

PËRMBLEDHJE

Ndërtesat me muraturë zënë një vend të konsiderueshëm në ndërtimet e vendit tonë. Ato janë ndërtuar në periudha të ndryshme kohore por kryesisht përpara vitit 1990. Gjatë periudhës së shfrytëzimit të tyre ato kanë pësuar dëmtime të ndryshme për shkak: a) të ndryshimeve në përdorimin e strukturës; b) degradimit të strukturës; c) ngarkesave sizmike; d) fenomeneve të bazamentit; e) kushteve agresive atmosferike, korrozioni; f) ngjarjeve aksidentale; g) gabime në projektim e zbatim etj. Për këtë arsye një pjesë e konsiderueshme e këtyre strukturave nuk plotësojnë kërkesat e shfrytëzimit dhe kushteve të reja teknike, prandaj ato duhen vlerësuar dhe përforcuar.

Duke qënë se Shqipëria është një vend sizmik, rezulton se në shumicën e rasteve të projektimit të strukturave, forca sizmike luan rolin kryesor në dimensionimin e elementëve strukturorë. Në mënyrë që ndërtesat ti rezistojnë kësaj force, është e nevojshme që të kenë sjellje duktile për të absorbuar dhe shuar energjinë sizmike. Në ndërtesat e vjetra prej murature mbajtëse nuk kemi elementë duktilë të mirëfilltë, prandaj ato janë të riskuara më tepër. Ato janë të afta për të përballuar tërmete të vogla si pasojë e shtangësisë së madhe e seksionit të madh punues. Gjithashtu duktiliteti global i tyre sigurohet nga shkëputja graduale e lidhjes llaç-tullë në zonat më të sforcuara.

Kodet e vjetra shqiptare të projektimit nuk parashikojnë masa të mjaftueshme për sigurinë sizmike të këtyre ndërtesave. Kjo situatë bëhet edhe më serioze kur marrim parasysh degradimin me kalimin e viteve dhe ndërhyrjet strukturore. Për këtë arsye, është e nevojshme të bëhet vlerësimi sizmik i aftësisë mbajtëse të tyre duke u bazuar në teoritë bashkëkohore si EN1996, FEMA 440, ATC40. Në këtë punim, do të paraqitet një përmbledhje mbi karakteristikat e muraturës, sipas literaturës aktuale, i ndjekur nga vlerësimi i performancës sizmike të një ndërtese tipike ekzistuese me programin llogaritës SAP2000.

Studimi është përqëndruar tek metoda e përforcimit të muraturës duke përdorur polimere të përforcuara me fibra FRP (Fibre-reinforced polymers, fibra karboni CFRP, xhami GFRP, aramid AFRP, bazalt etj) dhe llaçe të përforcuara me fibra TRM (Textile-Reinforced Mortar, llaç çimento dhe rrjeta me fibra karboni CFRP, xhami GFRP, aramid AFRP, bazalt etj). Bazuar tek EN1996, EN1998, CNR 2013 Italian Research Council dhe ACI 440.7R-10 American Concrete Institute.

Në studim do trajtohet në mënyrë të detajuar përforcimi me FRP (Fibre-reinforced polymers) dhe TRM (Textile-Reinforced Mortar) të një strukture tip me muraturë me metodën e analizës jolineare të përshkruar në dokumentin FEMA440. Do të përftohet performanca sizmike për spektrat e KTP-N2-89 dhe EN1998 për situatën me dhe pa përforcime. Për secilin rast do të evidentohen zhvendosjet e ndërkateve, aftësia mbajtëse e duktiliteti. Në fund, do të diskutohet dhe krahasohen rezultatet e të dyja metodave të përforcimit, duke dhënë rekomandimet se cila është më e përshtatshme për rastin e marrë në studim. Gjithashtu do të jepen udhëzime për ndërtesat e tjera prej murature.

Përmbajtja

Lista e figurave	9
Lista e tabelave	17
Simbolet dhe shënimet	20

KAPITULLI I

1. Hyrje	22
1.1 Të përgjithshme	22
1.2 Qëllimi dhe objektivat	23
1.3 Hapat dhe mjetet	24

KAPITULLI II

2. Ndërtesat me muraturë mbajtëse dhe risqet e tyre	26
2.1 Ndërtesat me muraturë në Shqipëri	26
2.1.1 Kodi shqiptar i projektimit për muraturën KTP 9-78	26
2.1.2 Të dhëna mbi ndërtesat e vjetra me muraturë	28
2.2 Risqet që çenojnë sigurinë e ndërtesave me muraturë mbajtëse	33
2.2.1 Dëmtimet për shkak të vjetërsisë së tyre (degradimit të materialeve)	33
2.2.2 Dëmtime për shkak të bazamentit	37
2.3 Projektimi antisizmik	52
2.3.1 Sizmiciteti në Shqipëri	52
2.3.2 Kodi shqiptar i projektimit antisizmik KTP-N2-89	54
2.3.3 Kodi evropian i projektimit antisizmik EN1998	60
2.4 Metoda Empirike për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave	70
2.4.1 Të përgjithshme	70
2.4.2 Vlerësimi i Vulnerabiliteti Sizmik me Metodën Italiane të Indeksit të Vulnerabilitetit	71

KAPITULLI III

3. Përmbledhje e studimeve mbi përforcimin e muraturës	76
3.1 Hyrje	76
3.2 Përforcimi i muraturës me elementë strukturorë në pjesët kritike	77
3.2.1 Riparimi i elementeve mbajtës të dëmtuar	78
3.2.2 Vendosja e elementëve përforcues beton/arme ose metalike	79
3.3 Përforcimi i muraturës me materiale kompozite FRP	90
3.3.1 Materialet e përforcimit me fibra polimere (FRP)	90
3.3.2 Përforcimi me TRM (Textile-Reinforced Mortar)	101
3.4 Diskutim mbi përzgjedhjen e metodës së përforcimit	105

KAPITULLI IV

4. Metodologjia e llogaritjes së performancës sizmike	108
4.1 Hyrje	108

4.2	Modelimi me elementë të fundëm.....	109
4.2.1	Modelimi jolinear në SAP2000 i muraturës	109
4.2.2	Modelimi jolinear në SAP2000 i përforcimeve	111
4.3	Analiza jolineare	114
4.3.1	Llogaritja e kurbës së kapacitetit	114
4.3.2	Përcaktimi i gjendjeve të shërbimit.....	115
4.3.3	Konvertimi i kurbës së kapacitetit në Spektrin e Kapacitetit në formatin ADRS sipas ATC40.....	117
4.3.4	Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS sipas ATC40	117
4.3.5	Përcaktimi i pikës së performancës së strukturës sipas FEMA440	118
KAPITULLI V		
5.	Analiza e një ndërtese me strukturë prej murature e papërforcuar	121
5.1	Të dhënat konstruktive të ndërtesës në shqyrtim	121
5.2	Modelimi me elementë të fundëm i ndërtesës tip 74/4	127
5.2.1	Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4	127
5.2.2	Diskutim mbi rezultatin e analizës.....	131
5.3	Performanca sizmike e ndërtesës tip 74/4 sipas KTP dhe EC8.....	132
5.3.1	Llogaritja e performancës së ndërtesës 74/4 sipas FEMA 440.....	132
5.3.2	Krahasim i performancave sipas KTP dhe EC8	136
KAPITULLI VI		
6.	Analiza e ndërtesës tip 74/4 me strukturë prej murature e përforcuar	137
6.1	Modelimi i ndërtesës me përforcim	137
6.1.1	Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me GFRP	138
6.1.2	Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me CFRP	142
6.1.3	Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me TRM.....	146
6.2	Performanca sizmike e ndërtesës së përforcuar	150
6.2.1	Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me GFRP	150
6.2.2	Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me CFRP	154
6.2.3	Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me TRM	157
KAPITULLI VII		
7.	Diskutimi i rezultateve të analizës	161
7.1	Krahasim i performancës së ndërtesës me dhe pa përforcim	161
7.1.1	Krahasim me GFRP	161
7.1.2	Krahasim me CFRP	166
7.1.3	Krahasim me TRM	171
7.2	Krahasimi i përforcimeve me njëri-tjetrin.....	176
KAPITULLI VIII		
8.	Konkluzione.....	183

REFERENCA	185
SHTOJCA 1	188
SHTOJCA 2	196
SHTOJCA 3	201

Lista e figurave

- Figura 2.1 – Kostot për ndërtesat tip të projektuara në vitet 1960 – 1980 (figura marrë nga AQTN)
- Figura 2.2 – Shpërndarja e banesave stok sipas rretheve
- Figura 2.3 – Zona 1 Rr.”Durrësit”
- Figura 2.4 – Gjendja ekzistuese e ndërtesave stok në këtë zonë
- Figura 2.5 – Verifikimi i tipologjisë për objektin tip 74/4 (projektet AQTN)
- Figura 2.6 – Dëmtim i shkollës për shkak të një plani rrëshqitje
- Figura 2.7 – Dëmtimi i themeleve në toka argjilore
- Figura 2.8 – Uljet e themelit për kohë të thatë dhe me lagështi
- Figura 2.9 – Dëmtim i themelit nga rrëshqitja e terrenit
- Figura 2.10 – Dëmtimi i objekteve për shkak të presioneve të ndryshme në themel.
- Figura 2.11 – Çarje të mureve nga çedimi i themelit
- Figura 2.12 – Çarje të mureve nga krijimi i zonave plastike
- Figura 2.13 – Dimensionet e themelit ekzistues
- Figura 2.14 – Dëmtimi i murit të shkollës pas 18-vjetësh shfrytëzim.
- Figura 2.15 – Studimi gjeologo-inxhinierik
- Figura 2.16 – Diagramat e sforcimeve shtypëse për të tre pikat
- Figura 2.17 – Diagramat e sforcimeve $\tau_{rez}; \tau_n = \tau_{max}$ dhe zonat e paqëndrueshme
- Figura 2.18 – Forcat në muraturë
- Figure 2.19 – Ndërhyrjet në strukturat me muraturë (foto autori)
- Figura 2.20 – Dëmtimi i ndërtesës nga veprimi sizmik
- Figura 2.21 – Çarje nga a) prerja, b) sforcime kryesore tërheqëse, c) shtypja me përkulje, d) shtypja vertikale
- Figura 2.22 – Çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor (a) dëmtim nga forca prerëse (b) dëmtim diagonal i murit (c)
- Figura 2.23 – Çarjet tektonike të vendit tonë
- Figura 2.24 – Harta e propozuar në vitin 1963
- Figura 2.25 – Harta në fuqi e rajonizimit sizmik të Shqipërisë
- Figura 2.26 – Grafikët e koeficientit β
- Figura 2.27 – Harta e rajonizimit sizmik e shprehur ne PGA
- Figura 2.28 – Forma e spektrit të reagimit elastik
- Figura 2.29 – Kriteret për rregullsinë e ndërtesave me shkallëzim në lartësi
- Figura 2.30 – Skema e Metodave për vlerësimin e vulnerabilitetit
- Figura 2.31 – Zona në studim: Tirana e Re, Rr ”S.Delvina”
- Figura 2.32 – Ndërtesë me muraturë TIP-55/1 (foto autori, projekti AQTN)
- Figure 3.1 – Performanca e kërkuar e ndërtesës
- Figure 3.2 – Teknika prish-rindërto (IMK)

Figura 3.3 – Dëmtimi në ndërtesë: (a) pa breza e soletë të deformueshme; (b) me brez dhe soletë të deformueshëm; (c) me brez e soletë të padeformueshme

Figura 3.4 – Veprimi sizmik në një seksion elementar të një ndërtese me brez ose soletë

Figura 3.5 – Reagimi i strukturës prej murature nga veprimi sizmik: a - muret janë të lidhura me brez, b- muret janë të lidhura me soletë dhe brez betonarme

Figure 3.6 – Mekanizëm global dëmtimi

Figura 3.7 – Objekt pa brez betonarme (a); vendosja e brezit dhe arkitrareve betonarme (b)

Figura 3.8 – Tirante prej hekuri të paratensionuara

Figura 3.9 – Injeksione të armuara

Figura 3.10 – Përforcimi i murit me suvatim të armuar

Figura 3.11 – Përforcimi me element metalik për hapjet

Figura 3.12 – Injektione me llaç të cilësisë së lartë

Figura.3.13 – Sistemi CAM

Figura 3.14 – Materiale kompozite FRP (FRP, Laborator Universiteti Patra, Greqi)

Figura 3.15 – Kampionet e rezinës (a); basalt, karbon dhe xham (b); hekuri (c)

Figura 3.16 – Grafiku sforcim-deformim për FRP dhe çelikun e butë, CFRP= karbon FRP, AFRP=aramid FRP, GFRP=xham FRP

Figura 3.17 – Fletë FRP me fibra në një drejtim (a) Sforcimet në fibrat (b)

Figura 3.18 – Sisteme të përgjithshme të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë

Figura 3.19 – Skica të aplikimeve të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë

Figura 3.20 – Aplikime të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë

Figure 3.21 – Përforcime të kupolës dhe harkut me FRP

Figura 3.21 – AFRP (fibra aramid në një drejtim thurur me fije polipropilenë në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)

Figura 3.22 – CFRP (fibra karboni dhe fije polipropilene në dy drejtime)
(foto autori, Laboratori Patra)

Figura 3.23 – GFRP (fibra xhami dhe fije polipropilene në dy drejtime)
(foto autori, Laboratori Patra)

Figura 3.24 – Aplikime praktike të teknikës TRM (Construction and Building Materials, 2011)

Figura 4.1 – Elementi plan me 4 nyje dhe sforcimet në plan. (Sap2000 reference manual)

Figura 4.2 – Grafiku sforcim – deformim në shtypje aksiale (Kaushik, 2007)

Figure 4.3 – Sforcimi statik i mbivendosur me sforcimin prerës

Figura 4.4 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e xhamit

- Figura 4.5– Rrjeta me fibra karboni për TRM
- Figura 4.6 – Grafiku sforcim – deformim rrjetën me fibra karboni
- Figura 4.7 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e karbonit
- Figura 4.8 – Modeli i ngarkimit për analizën “pushover”
- Figura 4.9 – Kurba e kapacitetit të ndërtesës
- Figura 4.10 – Gjendjet e shërbimit sipas Calvi, 1999
- Figura 4.11 – Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS (ATC40)
- Figure 4.12 –Zgjedhja e një pike fillestare si pikë performance
- Figure 4.13 – Kurba bilineare dhe perioda fillestare
- Figura 4.14 – Përcaktimi i spektrit MADRS (FEMA440)
- Figura 5.1 – Spektrat elastikë të reagimit
- Figura 5.2 – Kurba sforcim-deformim për shtypjen (përdoret për S11, S22)
- Figura 5.3 – Grafiku sforcim – deformim për prerjen (për S12)
- Figura 5.4 – Planimetria e ndërtesës tip 74/4
- Figura 5.5 – Pamja 3 dimensionale e modelit të ndërtesës tip 74/4
- Figura 5.6 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.
- Figura 5.7 – Kurba e kapacitetit sipas X.
- Figura 5.8 – Spostimet e ndërkateve sipas X.
- Figura 5.9 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 5.10 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.
- Figura 5.11– Kurba e kapacitetit sipas Y.
- Figura 5.12 – Spostimet e ndërkateve sipas X.
- Figura 5.13 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 5.14 – Pika e performancës për drejtimin X.
- Figura 5.15 – Pika e performancës për drejtimin Y.
- Figura 6.1 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.
- Figura 6.2 – Kurba e kapacitetit sipas X.
- Figura 6.3 – Spostimet e ndërkateve sipas X.
- Figura 6.4 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.5 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.
- Figura 6.6 – Kurba e kapacitetit sipas Y.
- Figura 6.7 – Spostimet e ndërkateve sipas X
- Figura 6.8 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.9 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.
- Figura 6.10 – Kurba e kapacitetit sipas X.
- Figura 6.11 – Spostimet e ndërkateve sipas X.
- Figura 6.12 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.13 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

- Figura 6.14 – Kurba e kapacitetit sipas Y.
- Figura 6.15 – Spostimet e ndërkateve sipas Y.
- Figura 6.16 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.17 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.
- Figura 6.18 – Kurba e kapacitetit sipas X.
- Figura 6.19 – Spostimet e ndërkateve sipas X.
- Figura 6.20 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.21 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.
- Figura 6.22 – Kurba e kapacitetit sipas Y.
- Figura 6.23 – Spostimet e ndërkateve sipas Y.
- Figura 6.24 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.
- Figura 6.25 – Pika e performancës për drejtimin X.
- Figura 6.26 – Pika e performancës për drejtimin Y.
- Figura 6.27 – Pika e performancës për drejtimin X.
- Figura 6.28 – Pika e performancës për drejtimin Y.
- Figura 6.29 – Pika e performancës për drejtimin X.
- Figura 6.30 – Pika e performancës për drejtimin Y.
- Figura 7.1 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin X.
- Figura 7.2 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin Y.
- Figura 7.3 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami
- Figura 7.4 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami
- Figura 7.5 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.
- Figura 7.6 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.
- Figura 7.7 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni
- Figura 7.8 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni
- Figura 7.9 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.
- Figura 7.10 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

Figura 7.11 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

Figura 7.12 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

Figura 7.13 – Kurbat e kapacitetit sipas X për të gjitha rastet

Figura 7.14 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për të gjitha rastet

Figura 7.15 – Zhvendosjet relative maksimale sipas X për të gjitha rastet

Figura 7.16 – Zhvendosjet relative maksimale sipas Y për të gjitha rastet

Figura 7.17 Metodologjia e punës për përforcimin (autori)

Figura 1-A.1– Moda 1 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

Figura 1-A.2– Moda 2 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

Figura 1-A.3– Moda 3 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

Figura 1-B.1– Moda 1 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Figura 1-B.2– Moda 2 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Figura 1-B.3 –Moda 3 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Figura 1-C.1– Moda 1 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

Figura 1-C.2– Moda 2 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

Figura 1-C.3– Moda 3 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

Figura 1-D.1– Moda 1 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

Figura 1-D.2– Moda 2 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

Figura 1-D.3– Moda 3 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

Figura 2-A.1– Kurba e kapacitetit sipas X për rastin pa përforcim

Figura 2-A.3 –Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin B (kPa)

Figura 2-A.4– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin C (kPa)

Figura 2-A.5– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin D (kPa)

Figura 2-A.6– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin E (kPa)

Figura 2-B.1– Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin pa përforcim

Figura 2-B.2– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 1,6 (kPa)

Figura 2-B.3– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 2,5 (kPa)

Figura 2-B.4– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 3,4 (kPa)

Figura 3-A.1– Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim GFRP

Figura 3-A.2– Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim GFRP

Figura 3-A.3– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin A (kPa)

Figura 3-A.4– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin B (kPa)

Figura 3-A.5– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin C (kPa)

Figura 3-A.6– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin D (kPa)

Figura 3-A.7– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin E (kPa)

Figura 3-A.8– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 1,6 (kPa)

Figura 3-A.9– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 2,5 (kPa)

Figura 3-A.10– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 3,4 (kPa)

Figura 3-A.11– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin A (kPa)

Figura 3-A.12– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin B (kPa)

Figura 3-A.13– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin D (kPa)

Figura 3-A.14– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin E (kPa)

Figura 3-A.15– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 1,6 (kPa)

Figura 3-A.16– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 2,5 (kPa)

Figura 3-A.17– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 3,4 (kPa)

Figura 3-B.1– Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim CFRP

Figura 3-B.2– Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim CFRP

Figura 3-B.3– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin A (kPa)

Figura 3-B.4– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin B (kPa)

Figura 3-B.5– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin C (kPa)

Figura 3-B.6– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin D (kPa)

Figura 3-B.7– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin E (kPa)

Figura 3-B.8– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 1,6 (kPa)

Figura 3-B.9– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 2,5 (kPa)

Figura 3-B.10– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 3,4 (kPa)

Figura 3-B.11– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin A (kPa)

Figura 3-B.12– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin B (kPa)

Figura 3-B.13– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin D (kPa)

Figura 3-B.14– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin E (kPa)

Figura 3-B.15– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 1,6 (kPa)

Figura 3-B.16– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 2,5 (kPa)

Figura 3-B.17– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 3,4 (kPa)

Figura 3-C.1– Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim TRM

Figura 3-C.2– Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim TRM

Figura 3-C.3– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin A (kPa)

Figura 3-C.4– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin B (kPa)

Figura 3-C.5– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin C (kPa)

Figura 3-C.6– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin D (kPa)

Figura 3-C.7– Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin E (kPa)

Figura 3-C.8– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 1, 6 (kPa)

Figura 3-C.9– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 2, 5 (kPa)

Figura 3-C.10– Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 3, 4 (kPa)

Figura 3-C.11– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin A (kPa)

Figura 3-C.12– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin B (kPa)

Figura 3-C.13– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin D (kPa)

Figura 3-C.14– Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin E (kPa)

Figura 3-C.15– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 1,6 (kPa)

Figura 3-C.16– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 2,5 (kPa)

Figura 3-C.17– Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 3,4 (kPa)

Lista e tabelave

Tabela 2.1 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure me tulla, me lartësi rreshti 12cm

Tabela 2.2 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure me blloqe, me lartësi rreshti mbi 18cm

Tabela 2.3 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure dhe themele me gurë kave

Tabela 2.4 – Rezistencat e llogaritjes në tërheqje qendrore dhe prerje

Tabela 2.5 – Karakteristika elastike e muraturës “ α ”

Tabela 2.6 – Banesat sipas tipit të ndërtesës dhe zonës qytet

Tabela 2.7 – Llogaritja e sforcimeve $\sigma_z, \sigma_T, \sigma_{mes}$ për pikën 1 të themelit

Tabela 2.8 – Llogaritja e sforcimeve $\sigma_z, \sigma_T, \sigma_{mes}$ për pikën O të themelit

Tabela 2.9 – Llogaritja e sforcimeve $\sigma_z, \sigma_T, \sigma_{mes}$ për pikën 2 të themelit

Tabela 2.10 – Llogaritja e sforcimeve $\tau_{rez}, \tau_n = \tau_{max}$

Tabela 2.11 – Vlerat e koeficientit K_E

Tabela 2.12 – Karakteristikat e truallit

Tabela 2.13 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 1(magnitudë tërmeti $M > 5.5$)

Tabela 2.14 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 2(magnitudë tërmeti $M < 5.5$)

Tabela 2.15 – Klasat e rëndësisë për ndërtesat

Tabela 2.16 – Klasat e Rrjedhëve (Pasojeve) (“CC” – Consequences Classes”)

Tabela 2.17 – Tabela për përcaktimin e Indeksit të Vulnerabilitetit me Metodën Italiane

Tabela 3.1 – Vetitë mekanike mesatare të prajmerit, rezinës dhe fibrave nga provat në tërheqje. (RILEM Technical Committee 223-MS)

Tabela 3.2 – Rezistenca në tërheqje e laminateve 50-mm gjërësi të kompozitave. (RILEM Technical Committee 223-MS)

Tabela 3.3 – Karakteristikat fiziko-mekanike të fibrave (CNR-DT 200 R1/2012)

Tabela 3.4 – Karakteristikat fiziko-mekanike të tekstileve (Construction and Building Materials 2011)

Tabela 3.5 – Rezultatet e provave në tërheqje dhe shtypje për llaçin (Construction and Building Materials 2011)

Tabela 5.1 – Rezultatet e analizës për rastin pa përforcim

Tabela 5.2 – Pika e performancës për ndërtesën pa përforcim sipas KTP.

Tabela 5.3 – Pika e performancës për ndërtesën pa përforcim sipas EC8.

Tabela 7.1 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim për analizën pushover sipas X.

Tabela 7.2 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim për analizën pushover sipas Y.

Tabela 7.3 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas KTP në drejtimin X.

Tabela 7.4 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas KTP në drejtimin Y.

Tabela 7.5 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas EC8 në drejtimin X.

Tabela 7.6 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas EC8 në drejtimin Y.

Tabela 7.7 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim CFRP për analizën pushover sipas X.

Tabela 7.8 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim CFRP për analizën pushover sipas Y.

Tabela 7.9 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas KTP në drejtimin X.

Tabela 7.10 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas KTP në drejtimin Y.

Tabela 7.11 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas EC8 në drejtimin X.

Tabela 7.12 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas EC8 në drejtimin Y.

Tabela 7.13 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim TRM për analizën pushover sipas X.

Tabela 7.14 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim TRM për analizën pushover sipas Y.

Tabela 7.15 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas KTP në drejtimin X.

Tabela 7.16 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas KTP në drejtimin Y.

Tabela 7.17 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas EC8 në drejtimin X.

Tabela 7.18 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas EC8 në drejtimin Y.

Tabela 7.19 – Pikat e performancës sipas KTP në drejtimin X.

Tabela 7.20 – Pikat e performancës sipas KTP në drejtimin Y.

Tabela 7.21 – Pikat e performancës sipas EC8 në drejtimin X.

Tabela 7.22 – Pikat e performancës sipas EC8 në drejtimin Y.

Tabela 1-A.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën pa përforcim.

Tabela 1-B.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim GFRP.

Tabela 1-C.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim CFRP.

Tabela 1-D.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim TRM.

Simbolet dhe shënimet

E	Moduli i elasticitetit
G	Moduli i prerjes
α	Koeficienti i muraturës sipas kodit shqiptar KTP-78
R _n	Aftësia mbajtëse në shtypje e muraturës
S _a	Nxitimi spektral
S _d	zhvendosja spektrale
K _E	Koeficienti sizmik që varet nga intensiteti sizmik dhe kategoria e truallit
K _R	Faktori i rëndësisë
ψ	Faktori i duktilitetit
β	Koeficienti dinamik i cili varet nga perioda e lëkundjeve të lira
g	Nxitimi i rënies së lirë
f_k	Aftësia mbajtëse në shtypje e muraturës sipas Eurocode 6
f_b	Aftësia mbajtëse në shtypje e tullës sipas Eurocode 6
f_m	Aftësia mbajtëse në shtypje e llaçit sipas Eurocode 6
k	Koeficient që varet nga lloji i tullës sipas Eurocode 6
f_{vk}	Rezistenca karakteristike në prerje e muraturës sipas Eurocode 6
f_{vk0}	Kohezioni i muraturës sipas Eurocode 6
σ_d	Sforcimi vertikal shtypës për muraturën
M	Magnituda sizmike në shkallën Rihtter
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
f'_m	Rezistenca në shtypje e muraturës
f'_{mu}	Rezistenca maksimale në shtypje e muraturës
f'_j	Rezistenca në shtypje e llaçit
ϵ'_m	Deformimi i muraturës për sforcim maksimal
ϵ'_{mu}	Deformimi maksimal i muraturës
τ	Sforcimi në prerje i muraturës
c	Kohezioni i lidhjes llaç-muraturë
S ₁₁ , S ₂₂	Sforcimet ortogonale për elementin plan
S ₁₂	Shear stress for plane element
ϵ'_m	Deformimi maksimal i muraturës
σ_{el}	Kufiri elastik i sforcimit vertikal shtypës të muraturës
τ_{el}	Kufiri elastik i sforcimit prerës të muraturës
ϵ_{el}	Kufiri elastik i deformimit në shtypje të muraturës

γ_{el}	Kufiri elastik i deformimit në prerje të muraturës
Dy	Zhvendosja e rrjedhshmërisë së strukturës në kurbën e kapacitetit
Du	Zhvendosja maksimale e strukturës në kurbën e kapacitetit
LS2	Kufiri i dëmtimit minimal të strukturës në kurbën e kapacitetit
LS3	Kufiri i dëmtimit të madh të strukturës në kurbën e kapacitetit
LS4	Kufiri i dëmtimit total të strukturës në kurbën e kapacitetit
PF1	Faktori i pjesëmarrjes modale për modën e parë
α_1	Koeficienti i masës modale për modën e parë
wi	Pesha e aplikuar në katin i të strukturës
ϕ_1	Amplituda e modës 1 në katin i
N	Kati i tarracës së strukturës
W	Ngarkesa e përhershme e ndërtesës plus ngarkesën e përkohshme të shërbimit
α	Pjerrësia e kurbës së idealizuar bilineare të kapacitetit sipas FEMA440
api	Nxitimi spektral i pikës i në procedurat e FEMA440
dpi	Zhvendosja spektrale e pikës i në procedurat e FEMA440
ay	Nxitimi spektral i pikës së rrjedhshmërisë në procedurat e FEMA440
dy	Zhvendosja spektrale e pikës së rrjedhshmërisë në procedurat e FEMA440
μ	Vlera e duktilitetit në procedurat e FEMA440
β_{eff}	Shuarja efektive në procedurat e FEMA440
β_0	Shuarja fillestare (5%) në procedurat e FEMA440
Teff	Perioda efektive në procedurat e FEMA440
T0	Perioda fillestare në procedurat e FEMA440
B(β_{eff})	Faktori i reduktimit të spektrit në procedurat e FEMA440
ATC	Applied Technology Council
FEMA	Federal Emergency Management Agency
ADRS	Acceleration-Displacement Response Spectra

KAPITULLI I

1. Hyrje

Ndërtesat me muraturë zënë një vend të konsiderueshëm në ndërtimet ekzistuese të vendit tonë, të cilat janë ndërtuar në periudha të ndryshme kohore. Gjatë periudhës së shfrytëzimit të tyre ato kanë pësuar dëmtime të ndryshme për shkak: të ndryshimeve në përdorimin e strukturës; degradimit të strukturës; ngarkesave sizmike; fenomeneve të bazamentit; kushteve agresive atmosferike, korrozioni; shpërthimeve aksidentale; gabime në projektim e zbatim etj.

Për këto arsye këto struktura nuk plotësojnë kërkesat e shfrytëzimit dhe Kodet e reja teknike të ndërtimit. Në Evropë, shumica e vendeve ka futur në praktikën e projektimit “Eurokodet Strukturore”, të cilat pasqyrojnë një nivel të lartë njohurish në fushën e Inxhinierisë së Strukturave. Tashmë këto kode janë pjesë e praktikës së projektimit edhe në Shqipëri dhe puna për këtë ka filluar prej disa vitesh, qoftë me nisma zyrtare të institucioneve përgjegjëse ashtu edhe me nisma individuale të inxhinierëve shqiptarë. Përditësimi i fundit i KTP-ve është bërë në vitin 1989 me miratimin e KTP-N.2-89 (Akademia e Shkencave, Ministria e Ndërtimit, 1989) [17]. Nga ana tjetër, shumë ndërtesa ekzistuese janë realizuar përpara këtij viti, mbështetur në kode projektimi akoma më të vjetra. Veçanërisht ndërtesat e trajtuara në këtë studim janë projektuar me kodet në fuqi në kohën e ndërtimit duke nisur nga viti 1963 (KTP-63, KTP-78).

1.1 Të përgjithshme

Dispozitat e Kodit të Ndërtimit, të cilat janë të parashikuara për të siguruar mbrojtje adekuatë dhe sigurinë e jetës gjatë ngjarjeve të rënda sizmike, rregullojnë hartimin e kushteve teknike antisizmike për ndërtesat. Një përqindje e rëndësishme e ndërtesave ekzistuese janë projektuar duke përdorur kodet më të hershme, kur ngarkesat sizmike ishin në nivele më të ulëta se të asaj që është aktualisht. Gjatë tërmeteve të fundit, sjellja e ndërtesave me muraturë të projektuar në bazë të kodeve të reja sizmike është i kënaqshëm. Strukturat e projektuara me kodet e mëparshme kanë pësuar dëme të rënda për shkak të kapacitetit të pamjaftueshëm për përballimin e ngarkesës sizmike dhe duktilitetit të kufizuar. Shqetësimeve rreth përshtatshmërisë së kodeve të mëparshme me ato të reja mund ti u përgjigjen më saktë nëpërmjet futjes së metodave të reja të analizave [11].

Sot janë të shumta përpjekjet për të përfshirë procedurat e vlerësimit sizmik të strukturave ekzistuese dhe riaftësimin e tyre në Kode Projektimi, për më tepër, në disa vende të zhvilluara (SHBA, Japoni etj.), këto “Kode Vlerësimi” janë të përfshira në kuadrin ligjor të ndërtimit. Një sfidë e rëndësishme për inxhinierët është vlerësimi i kapacitetit sizmik të ndërtesave të reja dhe atyre ekzistuese si dhe vlerësimi i reagimit të tyre nën një lëvizje trualli [2]. Procedurat jolineare në kode të vendeve të ndryshme [ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000; FEMA-440, 2005; N2 Method, 1996; Eurocode 8], të cilat janë zhvilluar për dy dekada e fundit janë qasjet për të arritur këtë objektiv. Duke përdorur analiza jolineare, është e mundur të parashikohet kapaciteti i strukturës në formën e kurbës së kapacitetit.

Përhapja e ndërtimeve me muraturë sidomos në zona me sizmicitet të lartë, në vende të tilla si Italia, Turqia dhe Greqia, e ka theksuar nevojën për të zgjeruar njohuritë, në mënyrë që të vlerësohet vulnerabiliteti i ndërtesave ekzistuese me muraturë [12].

Për të përmirësuar sjelljen sizmike të ndërtesave me muraturë gjatë kohës së shfrytëzimit janë përdorur mënyra të tilla ndërtimi si lidhjet me gurë, forcimin qosheve dhe kryqëzimet e mureve mbajtëse. Nga studimet e shumta për strukturat me muraturë të ndërtesave ekzistuese stok shumica janë vulnerabël. Kjo nuk është vetëm rasti në vendet në zhvillim, por edhe në rajonet më të zhvilluara të Evropës dhe SHBA (Tomazevic, 1999) [31].

Procedurat statike jolineare janë njohur si një opsion i zbatueshëm për analiza dinamike jolineare. Bazuar në teorinë e performancës sizmike, procedurat jolineare statike lejojnë vlerësimin e performancës dhe dëmtimeve nën veprimin e forcës sizmike.

Nga pikpamja e modelimit, muratura mund të analizohet ose nëpërmjet ndarjes në pjesë me metoda numerike të thjeshta, ose duke përdorur një analizë më të thelluar të muraturës me elemente të fundëm me programe specifike. Duke patur parasysh sjelljen e muraturës si një element i shtangët që punon në shtypje vertikale e në prerje horizontale, shumë autorë janë përpjekur ti modelojnë me mënyra të ndryshme. Modelimi kompjuterik me elementë të fundëm na jep tre mundësi për muraturën: i) me elementë vijorë, ii) me elemente plane, iii) me elemente tre dimensionale[24]. Në secilin rast duhet të futen vetitë e elementëve të muraturës nga eksperimentet dhe njehësimin e tyre në një element të fundëm homogjen në mënyrë që të arrihen rezultate të besueshme. Për këtë ka disa metoda, por ne do të zgjedhim atë me elemente plan sipas Bilgin, H. Korini, O. (2012) [18].

1.2 Qëllimi dhe objektivat

Qëllimi i këtij studimi është të vlerësojë dhe të përmirësojë metodologjitë për performancën sizmike të projekteve tip të ndërtesave të banimit stok prej mure mbajtëse, të zgjedhura në Shqipëri të cilat janë projektuar në përputhje me kodet [KTP-78, 1978; KTP-89, 1989]. Ky vlerësim do të kryhet sipas udhëzimeve të ATC40 dhe FEMA 440, duke pasur parasysh sjelljen jolineare të muraturës. Ndonëse zhvillimet në fushën e projektimit janë të qënësishme, në vendin tonë sikurse dhe në mjaft vende të Evropës ende nuk ekziston një procedurë e mirëfilltë apo një Kod i veçantë për vlerësimin e kapacitetit dhe për riaftësimin e këtij lloji ndërtimi në situatë sizmike.

Midis projekteve tip të ndërtesave të banimit është përzgjedhur njëra si përfaqësuese e koduar 74/4. Projekti tip është marrë nga arkiva shtetërore e ndërtimit. Me anë të modelimit me elementë të fundëm e analizës jolineare do të përcaktohen kurbat e kapaciteteve të ndërtesës për dy drejtimet kryesore. Vlerësimi i performancës sizmike do të kryhet në përputhje me udhëzimet e FEMA 440. Ekzaminimi i kurbave të kapaciteteve dhe vlerësimi i performancës do të identifikojë mangësitë e strukturës.

Në këtë punim, është aplikuar përforcimi i ndërtesës tip me materiale me rezistencë të lartë. Këto përforcime janë aplikuar në faqen e jashtme të ndërtesës si një shtresë e hollë e ngjitur me rezinë ose llaç çimento. Kjo metodë parashikohet të rrisë aftësinë mbajtëse sizmike të ndërtesës duke rishpërndarë sforcimet prerëse që lindin

në katin e parë në perimetër dhe lartësi me të madhe. Faktikisht, ky lloj përforcimi bën vetëm një shpërndarje forcash dhe rrit efikasitetin dhe integritetin muraturës kundrejt tërmetit.

Kemi disa lloje përforcimesh për muraturën. Studimi do përqendrohet tek metoda me polimere të përforcuara me fibra FRP (Fibre-reinforced polymers, fibra karboni CFRP, xhami GFRP, aramid AFRP, bazalt etj) dhe llaçe të përforcuara me fibra TRM (Textile-Reinforced Mortar, llaç çimento dhe fibra karboni CFRP, xhami GFRP, aramid AFRP, bazalt etj) [22] [23].

Ky studim ka për qëllim të prodhojë një metodologji analize dhe përforcimi për ndërtesat e vjetra me muraturë mbajtëse. Për këtë arsye janë përdorur tre lloje përforcimesh prej polimeresh me fibra përforcuese. Këto janë aplikuar në të njëjtën mënyrë tek ndërtesa tip e zgjedhur për tu krahasuar. Më pas është vlerësuar përmirësimi i performancës së ndërtesës për secilin rast dhe nxirren përfundime dhe rekomandime për aplikime në raste të ngjashme. Ky studim mund të shihet si një shtysë për studimin sizmik edhe të objekteve të tjera me muraturë guri.

1.3 Hapat dhe mjetet

Tema është e ndarë në tetë kapituj e pasuar nga referencat dhe shtojcat.

Kapitulli i I-rë prezanton qëllimin, objektivat e studimit si dhe hapat e realizimit të tyre. Muratura është një nga materialet më të përdorura, jo vetëm në Shqipëri, por edhe në mbarë botën për ndërtimin e ndërtesave të ulëta deri mesatare. Në Shqipëri, deri në fund të viteve 1990, ndërtesat prej murature vazhduan të ndërtohen duke përdorur projekte tip. Sot këto ndërtesa janë ende në përdorim dhe kryesisht shërbejnë për qëllime banimi.

Kapitulli i II-të përshkruan ndërtesat tipike ekzistuese në Shqipëri të cilat janë ndërtuar tradicionalisht si ndërtesa me mure mbajtëse. Në këtë kapitull përshkruhen udhëzime nga kushti teknik KTP-78 dhe KTP-N2-89 të cilët përcaktojnë metodën e llogaritjes së seksionit të murit dhe themelit për vepra që ndërtohen në rajone jozizmike. Në këtë kapitull përshkruhen udhëzime edhe nga kushte teknike Evropiane si e ardhmja e projektimit në Shqipëri. Këtu trajtohet dhe Vlerësimi i Vulnerabilitetit Sizmik me Metodën Italiane të Indeksit të Vulnerabilitetit. Metoda përdor një formë studimi në terren për të mbledhur informacion mbi parametrat e rëndësishme të ndërtesës.

Kapitulli i III-të përmban një përmbledhje të metodave më të përhapura për përforcimin e muraturës. Këtu mund të përmendim: ndërhyrja prish-rindërto, vendosje e brezave të betonit, vendosje e tiranteve metalike, injeksione të armuara, suva e përforcuar me rrjeta çeliku, përforcimi i hapjeve me profila metalike në formë kutie, injektim llaçi i cilësisë së lartë, sistemi CAM, përforcimi me materiale kompozite FRP (Fiber reinforced polymer), ose TRM (Textile-Reinforced-Mortar). Secila metodë trajtohet shkurtimisht për të evidentuar mënyrën e zbatimit, efektivitetin dhe avantazhet e disavantazhet të tyre. Një rëndësi të veçantë i kushtohet teknikave me FRP dhe TRM pasi këto janë objekt i analizës që zhvillohet në kapitujt e tjerë.

Kapitulli i IV-t përmban metodën e llogaritjes kompjuterike me elementë të fundëm. Modelimi kryhet në programin SAP2000 v15 me një teknikë të veçantë që realizohet me elementë jolinearë të përbërë nga disa shtresa me sjellje të ndryshme. Muratura është modeluar me dy shtresa që përfaqësojnë sjelljet e saj në shtypje dhe në prerje. Për sjelljen në shtypje është përdorur grafiku i Kaushik (2007), kurse për prerjen është përdorur një grafik bilinear ideal në përputhje me Bilgin dhe Korini (2012). Këtij modeli i është shtuar një shtresë jolineare elastike e thyeshme që përfaqëson FRP ose TRM. Këtu janë zgjedhur tre lloje përforcimesh: FRP me fibra xhami, FRP me fibra karboni, TRM me fibra karboni. Gjithashtu shpjegohet analiza jolineare e kryer dhe përpunimi i rezultateve sipas FEMA 440. Gjëndjet e shërbimit janë marrë nga studimi i Calvi (1999).

Kapitulli i V-të përmban analizën kompjuterike të ndërtesës tip 74/4 pa përforcim. Si fillim bëhet një përshkrim i saj dhe i ngarkesave statike e sizmike që do të konsiderohen në llogaritje. Si ngarkesë sizmike do të përdoren të dy spektrat sipas KTP dhe EN1998. Më pas kryhet analiza jolineare dhe përftohen kurbat e kapacitetit në dy drejtimet kryesore. Sipas Calvi (1999) janë caktuar gjëndjet e shërbimit në kurba. Kjo mënyrë i llogarit ato si proporcionale me zhvendosjet relative të ndërkateve, duke përshkruar mjaft mirë dëmtimin e ndërtesës në nivel lokal e global prej forcave prerëse sizmike. Këto rezultate përpunohen më tej sipas FEMA440 për të gjetur pikën e performancës së strukturës. Pas krahasimit të rezultateve, vërehet se spektri i Eurokodit 8 është më i disfavorshëm duke shkaktuar më tepër dëme në ndërtesë.

Kapitulli i VI-të përmban analizën kompjuterike të ndërtesës tip 74/4 me përforcim fibrash në pjesën e jashtme. Analiza jolineare kryhet për tre raste: FRP me fibra xhami, FRP me fibra karboni, TRM me fibra karboni. Këto përforcime modelohen duke shtuar një shtresë jolineare në muraturë me sjellje sipas grafikut të përshkruar në kapitullin 4. Duke arsyetuar mbi formën e deformuar të ndërtesës pa përforcim, u konkludua se përforcimi përmirëson sjelljen e ndërtesës kur aplikohet në të tre katet e para. Kështu bëhet e mundur shmangia e katit të dobët në pikën ku zvogëlohet trashësia e muraturës. Njëlloj si më sipër përcaktohen kurbat e kapacitetit, gjëndjet e shërbimit dhe pikat e performancës së ndërtesës për secilin rast.

Kapitulli i VII-të përmban diskutimin e rezultateve të analizës së ndërtesës me dhe pa përforcim. Krahasimi kryhet për secilin rast me përforcim duke përdorur tre kriteret kryesore: zhvendosjet relative, aftësia mbajtëse dhe performanca sizmike. Pas krahasimit me ndërtesën e papërforcuar, kryhet një krahasim i tyre me njëritjetrin. Në këtë mënyrë është e mundur të vlerësohen avantazhet dhe disavantazhet e secilit përforcim: GFRP, CFRP dhe CTRM. Rezulton se GFRP dhe CTRM janë mjaft pranë me rezultate e janë të rekomandueshme për përdorim në ndërtesa të tjera. Kurse CFRP jep shtangësi mjaft të madhe se ajo që nevojitet duke mos qenë e favorshme për rastin e aplikimit në tre katet e para.

Kapitulli i VIII-të përmban konkluzionet dhe rekomandimet për kërkime të mëtejshme. Aty përmenden shkurtimisht shkaqet e degradimit të muraturës me kalimin e kohës si: vjetërsia, agjentët atmosferikë, veprimtaria e njeriut, çedimi i themeleve dhe veprimtaria sizmike. Më pas arsyetohet mbi përmirësimin e performancës sizmike të ndërtesës së përforcuar dhe jep rekomandime dhe kufizime mbi përdorimin e këtyre materialeve në ndërtesa të ngjashme.

KAPITULLI II

2. Ndërtesat me muraturë mbajtëse dhe risqet e tyre

2.1 Ndërtesat me muraturë në Shqipëri

Ndërtesat tipike ekzistuese në Shqipëri janë ndërtuar tradicionalisht me mure mbajtëse. Muratura është një nga materialet më të përdorura, jo vetëm në Shqipëri, por edhe në mbarë botën për ndërtimin e ndërtesave të ulëta deri mesatare[30]. Në Shqipëri, deri në fund të periudhës komuniste në 1990, ndërtesat prej murature vazhduan të ndërtohen duke përdorur projekte tip. Muratura është përdorur si për ndërtesat publike ashtu edhe qeveritare si një metodë ndërtimi me kosto të ulët për atë kohë. Sot këto ndërtesa janë ende në përdorim dhe kryesisht shërbejnë për qëllime banimi.

Shqipëria është një nga vendet më të prirur për lëkundje sizmike në Ballkan. Tërmetet e fundit shkatërruese në vendet fqinje (Itali, 2009, Greqia dhe Turqia-2008-1999) kanë treguar se ndërtesat prej murature kanë pësuar dëmtimin maksimal dhe janë përgjegjëse për humbjet maksimale të jetës. Për shkak të arsyeve të tilla si vjetërsia, ndërhyrjeve të bëra nga njerëzit dhe kodit të vjetër të projektimit të asaj kohe, këto tipe ndërtesash janë të rrezikuara nga tërmetet. Prandaj është e rëndësishme të vlerësohet performanca sizmike e këtyre ndërtesave dhe në bazë të këtij vlerësimi, duhet të zhvillohen teknika për forcimin e këtyre ndërtimeve që ato ti rezistojnë dëmeve të mundshme të tërmetit [6].

2.1.1 Kodi shqiptar i projektimit për muraturën KTP 9-78

Ky kusht teknik përcakton metodën e llogaritjes së seksionit të murit dhe themelit. Për ndërtimet në rajone sizmike merren parasysh udhëzimet teknike të përcaktuara në KTP 2-78. Këto udhëzime të përgjithshme janë publikuar në vitin 1978. Në këtë kod teknik janë specifikuar llogaritja e seksionit të murit dhe themelit me metodën e gjëndjes kufitare[17].

Ngarkesat dhe kombinimet e tyre janë marrë në përshtatje me udhëzimet teknike që janë përcaktuar në KTP 6-78 (Përcaktimi i ngarkesave në objektet shoqërore dhe ekonomike). Në këtë kod janë specifikuar të gjitha rastet e muraturave me tulla, gurë, bllok betoni dhe betoni e gurë, marka dhe plasticiteti i llaçit, trashësia e fugave të llaçit dhe rrafshimit të tyre, lartësia e rreshtit, mënyra e lidhjes dhe cilësia e ndërtimit.

Më poshtë është treguar pjesa më e rëndësishme e këtij kodi.

Së pari janë treguar karakteristikat e llogaritjes së murit ose rezistenca e llogaritjes është produkti që del nga shumëzimi i rezistencës së normuar me koeficientin e homogjenitetit. Ajo ndryshon sipas gjëndjes së nderur të elementit dhe të llojit të materialeve që përdoren për ndërtimin e murit.

Tabela 2.1 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure me tulla, me lartësi rreshti 12cm(KTP-78)

Nr.	Marka e tullës kg/cm ²	Marka 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 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure me blloqe, me lartësi rreshti mbi 18cm(KTP-78)

Nr.	Marka e bllokut kg/cm ²	Marka 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 – Rezistencat e llogaritjes në shtypje (R kg/cm²) për mure dhe themele me gure kave(KTP-78)

Nr.	Marka e gurit kg/cm ²	Marka e betonit kg/cm ²		
		100	75	50
1	Mbi 200	27	18	18
2	Nën 200	-	15	15

Tabela 2.4 – Rezistencat e llogaritjes në tërheqje qendrore dhe prerje (KTP-78)

Nr.	Gjendja e nderur	Marka e llaçit kg/cm ²			
		100	75	50	50
1	Tërheqje qendrore: Fuga të ndërprera zigzag	1.6	1.1	0.5	0.2

	Fuga horizontale të vazhduara	0.8	0.5	0.3	0.1
2	Prerje				
	Fuga të ndërprera zigzag	1.6	1.1	0.5	0.2
	Fuga horizontale të vazhduara	2.4	1.6	0.8	0.4
3	Nderjet kryesore tërheqëse	1.2	0.8	0.4	0.2

Së dyti moduli i elasticitetit është llogaritur si më poshtë:

-për llogaritje të mureve sipas aftësisëmbajtëse (rezistencë dhe qëndrueshmëri):

$$E = 0.5 \cdot E_0 \quad (2.1)$$

-për përcaktimin e deformimit të murit:

$$E = 0.8 \cdot E_0 \quad (2.2)$$

ku: E_0 - moduli fillestar i elasticitetit të murit, i cili për mure të paarmuara gjendet me formulën:

$$E_0 = \alpha \cdot R_n \quad (2.3)$$

ku : α - karakteristika elastike e muraturës dhe merret sipas tabelës 2.5

R_n - rezistenca e normuar në shtypje qendrore e muraturës

Tabela 2.5 – Karakteristika elastike e muraturës “ α ”(KTP-78)

Nr.	Lloji i murit	Marka e llaçit kg/cm ²			
		100-50	25	4	0
1	Mur tulle dhe blloqe betoni	1000	750	500	350
2	Mur tulle me birra vertikale	2000	1500	1000	-
3	Mur tulle me birra horizontale	1500	1000	750	-
4	Mur guri dhe blloqe betoni	2000	1000	750	-

2.1.2 Të dhëna mbi ndërtesat e vjetra me muraturë

Ndërtesat me muraturë që i përkasin një periudhe rreth 50-vjeçare, ndikohen nga teknikat të ndryshme ndërtimi, kodet e projektimit, ngjarje domethënëse historike/ekonomike. Referuar kohës së ndërtimit, dallojmë disa grupe të mëdha[17]:

1. Ndërtesa përpara vitit 1944 (bazuar në eksperiencën e kohës);

2. Ndërtesa në vitet 1945-1963 (bazuar në KTP-1952);
 3. Ndërtesa në vitet 1964-1978(bazuar në KTP-1963);
 4. Ndërtesa në vitet 1979-1990(bazuar në KTP-9-78);
 5. Ndërtesa pas vitit 1991 (bazuar në KTP-N.2-89);
- (Kodi Sizmik Shqipëtar (1952, 1963, 1978, 1989) dhe versionet e përmirësuara)

Studimi i të gjithë godinave të banimit në Shqipëri do të ishte një punë shumë voluminoze, që do të kalonte përtej këtij studimi. Kjo është arsyeja pse jemi kufizuar vetëm në studimin e godinave të banimit tip me të përhapura në vitet 1970-1985. Për të analizuar më mirë karakteristikat dhe veçoritë e ndërtesave me muraturë, të ndërtuara para viteve '90, janë siguruar projektet e disa prej tyre. Këto projekte janë tërhequr pranë Arkivit Qëndror Teknik të Ndërtimit (AQTN). Ndërtesat tip të përzgjedhura i përkasin projekteve të hartuar në periudhën e viteve 1955-1985, ndërkohë që një pjesë e tyre janë realizuar edhe pas vitit 1985.

Karakteristikë kryesore e ndërtimeve të këtyre viteve është projektimi “tip”. Ndërtesat projekttoheshin si “Tip 55;55/1;77;77/3;77/4;83/3 etj”. Këto emërtime lidhen me vitin e projektimit dhe të ndërtimit, të cilat më vonë përshtateshin dhe ndërtoheshin në zona të ndryshme. Në kohën e projektimit të këtyre ndërtesave tip, grupi projektues jepte zgjidhjen e përshtatshme teknike të të gjithë tipave, ndërkohë që zgjedhja e tipit të ndërtimit përcaktohej pas një studimi të hollësishëm. Zyra e urbanistikës e projektimit në rrethe bënte edhe përshtatjen e projektit tip në terrenin ku ndërtohen sipas klimës, orientimit, materialeve rrethimore (tulla apo gurë), elementeve të arkitekturës kombëtare, rifiniturat si dhe vendosja në parcelë dhe sistemit i saj në bazë të kërkesave duke u orientuar në skemat e planeve të vendosjes të dhëna në broshurë.

Ndërtesat e banimit tip janë të konceptuara dhe të zbatuara kryesisht me teknikën e muraturës, si një nga teknikat më ekonomike dhe më e përhapur për kohën. Struktura mbajtëse e këtyre ndërtesave është e lidhur ngushtë me: materialet e gjendura apo të prodhuara në vend; me aspekte të funksionit të ndërtesës (numuri i kateve, shpërndarja e mjediseve të brendshme, hapjet njëtrajtësisht të shpërndara, etj.); me klimën, si edhe me njohuritë teknike e praktike të grumbulluara në kohën e ndërtimit.

Përparësia ekonomike e përdorimit të muraturës si material element parësor ndërtimi ka qënë e lidhur edhe me mungesën apo koston e lartë të çelikut si material importi. Për muraturën e tullës, është parashikuar tullë e markës M-75 kg/cm² dhe llaç M-15 kg/cm². Sipas rastit në projekt specifikohen zona të veçanta në të cilat duhet përdorur llaç i markës M-50 kg/cm². Këto janë kryesisht zonat midis dritareve, me gjatësi më të vogël se 1.5m. Guri është i markës M-200 dhe llaçi në muraturë guri është i markës M-15.

Për sa i përket elementëve të rifiniturës, ato janë zbatuar sipas hollësive të broshurës “Tipa elementësh për mbulesa me çati dhe hollësi ndërtimore 1967” duke iu përshtatur sa më shumë mundësive konkrete për materialet e zonës. Për vlerësimin e punimeve të ndërtimit, kohëzgjatjen e ndërtimit dhe kostot e tyre bazoheshin në Analizat për punimet kryesore të ndërtesave të asaj kohe. Në Analizat e Manualit të Preventivimit, parashikohej zbatimi i punimeve në përputhje me kërkesat e projektit, kushtet teknike të projektimit, zbatimit të punimeve, prodhimit të materialeve dhe

Përforcimi i strukturave me muraturë

regullave të sigurimit teknik. Sipas elementëve të strukturës së kostos ne analizat teknike parashikohej:

1. *Shpenzime për fuqinë punëtore*: Orët e punës për specialist e punëtorë të nevojshme për kryerjen komplet të zërit të punës, në bazë të të cilave përcaktohej fuqia punëtore e nevojshme dhe kohëzgjatja e ndërtimit.
2. *Shpenzime për makineritë*: Orët e punës së makinerisë që duhen për të përfunduar zërin e punës.
3. *Shpenzime për materialet*: Normativat e harxhimit të materialeve, çmimet e tyre dhe vlera totale. Kostot e këtyre ndërtimeve ishin një prioritet i asaj kohe, disa prej tyre janë treguar në figurën 2.1.

<

Figura 2.1 – Kostot për ndërtesat tip të projektuara në vitet 1960 – 1980 (figura marrë nga AQTN)

Në bazën e të dhënave të vitit 2011 të vënë në dispozicion nga Censius (www.instat.gov.al)(Tabela 2.6), janë analizuar ndërtesat e banimit të zhvilluara gjatë viteve 1945 deri 1990 me 2, 3-5 dhe 6 kate. Në kuadër të analizës së të dhënave, është bërë klasifikimi i ndërtesave në bazë të rretheve, funksionit, vitit të ndërtimit, numrit të kateve, tipit të ndërtesës, etj.

Tabela 2.6 – Banesat sipas tipit të ndërtesës dhe zonës qytet - fshat
(www.instat.gov.al)

Tipi i ndërtesës	Numri i banesave			Banesa të banuara		
	Gjithsej	Qytet	Fshat	Gjithsej	Qytet	Fshat
Gjithsej - Total	785.515	364.181	421.334	696.977	316.310	380.667
Shtëpi individuale	569.251	169.919	399.332	512.624	150.973	361.651
Pallat	205.514	187.646	17.868	173.603	158.721	14.882
Për qëllime të tjera	4.435	3.555	880	4.435	3.555	880
Banesë kolektive	5.583	3.061	2.522	5.583	3.061	2.522
Të tjera	732	0	732	732	0	732

Numri i ndërtesave të shqyrtuara nga baza e të dhënave është 785515. Shpërndarja e tyre sipas rretheve jepet në Figura 2.2. Aty dallohen disa rrethe si Tirana, Elbasani, Durrës, Fier, Vlora të cilët kanë një numër më të madh ndërtesash të ndërtuara në vitet 1945-1990 krahasuar me rrethet e tjera.

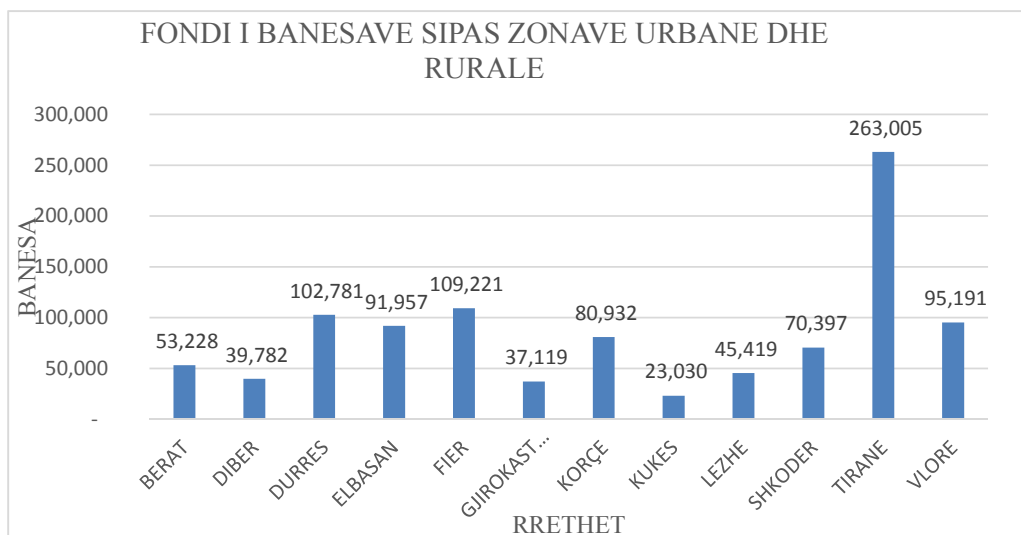


Figura 2.2 – Shpërndarja e banesave stok sipas rretheve(www.instat.gov.al)

Për ndërtesat e banimit tip në Shqipëri, u ndërtua një album fotografik mbështetur në vizitat në vend, të cilat kishin si qëllim, vlerësimin e përgjithshëm të përputhshmërisë me projektet “tip” dhe vëzhgimi i tipologjive të ndryshme. Më poshtë po japim një ndër zonat e vizituara në Tiranë si dhe situatën e ndërtimeve në ditët e sotme (fig.2.3)

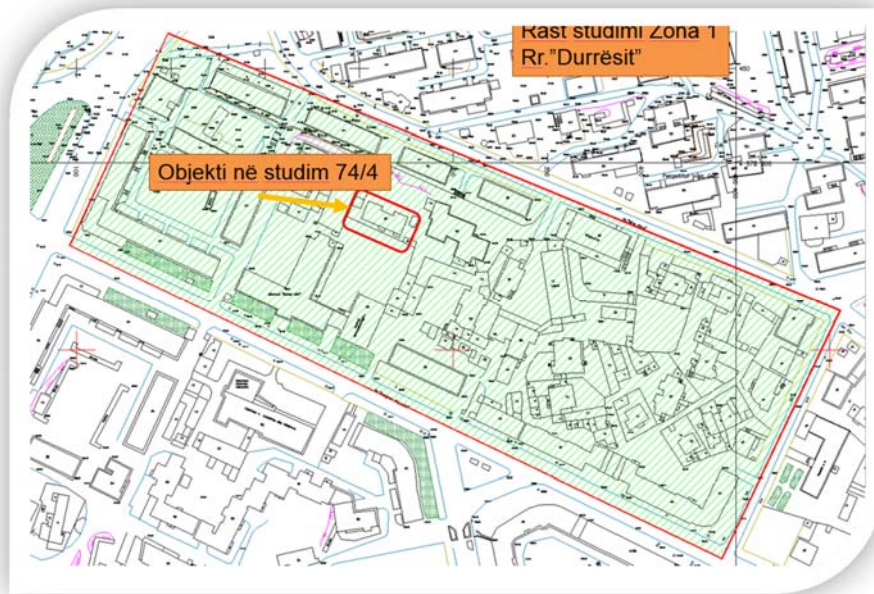


Figura 2.3 – Zona 1 Rr. "Durrësit"



Figura 2.4 – Gjendja ekzistuese e ndërtesave stok në këtë zone (foto autori)

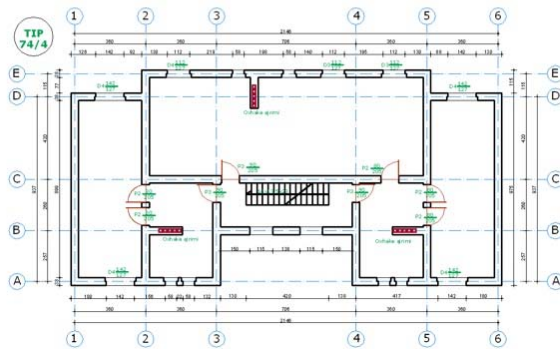
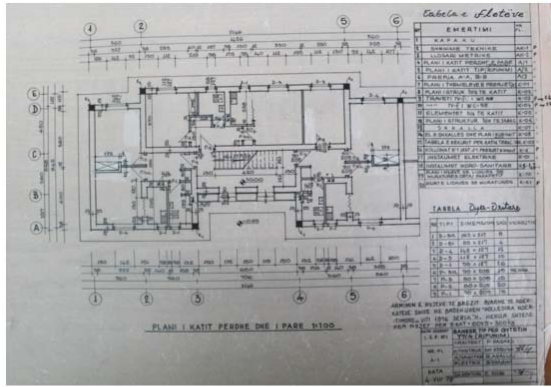


Figura 2.5 – Verifikimi i tipologjisë për objektin tip 74/4 (projektet marrë nga AQTN)

Në shumicën e ndërtesave prej murature vihet re një fenomen i përbashkët: pas viteve '90 shumë prej tyre i janë nënshtruar ndërhyrjeve. Këto ndërhyrje kanë qenë: shtesa katesh, shtim ballkone, hapje në katet e para etj. Ato përkeqësojnë punën e mureve strukturorë si dhe ulin kapacitetin mbajtës të strukturës.

2.2 Risqet që cënojnë sigurinë e ndërtesave me muraturë mbajtëse

2.2.1 Dëmtimet për shkak të vjetërsisë së tyre (degradimit të materialeve)

Strukturat me muraturë mund të degradohen sipas mekanizmave të cilat mund të kategorizohen:

- Degradime kimike/biologjike tek të dy përbërësit e llaçit ose tullës nga veprimi i ujërave me përmbajtje acidi, sulfati, ndotja dhe kimikatet e lëshuara nga bimët në rritje.
- Korrozioni tek komponentet metalike në muraturë (zakonisht çeliku), veçanërisht lidhjet, shiritat, shufra përforcues, etj - Një rast i veçantë është degradimi kimik.
- Erozioni i tullave apo llaçit nga grimcat që rrjedhin nga uji dhe era, nga ngrica dhe degradimet nga kripa.

- Efektet e sforcimeve të lidhura me: lëvizjet të themeleve, lëvizja / konsolidimi i bazamentit, mbingarkesat, lëvizja nga lagështia e tullave dhe blloqeve, lëvizja termike, lëvizja nga rritja e bimëve.
- Çngjyrosje për shkak të mykut dhe përhapjes së mikroorganizmave.

Pas diskutimit të secilit mekanizëm degradimi, ne do të konsiderojë disa nga faktorët që lidhen me ruajtjen, e cila është art dhe shkencë në mirëmbajtjen, riparimin dhe pastrimin e ndërtesave, duke filluar nga monumentet e lashta të cilat, duhet të mbajnë pamjen e tyre dhe të vazhdojë për të kryer një funksion të dobishëm ose mund të përshtatet për një rol të ri.

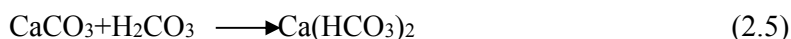
➤ **Degradimet kimike**

Lidhësit duhet të jenë sa më të imët dhe në gjendje të lidhin së bashku kokrrat e rërës me agregatet dhe të reagojnë shpejt për të krijuar një masë të fortë ngjitëse. Lidhësit janë zakonisht më kimikisht reaktive se përbërësit e tjerë të muraturës. Reaktiviteti i tyre kimik është dobësi e tyre, në se ata reagojnë me kimikatet e mjedisit, më pas rezulton degradim i strukturës.

Llaçi është përgjithësisht më pak i qëndrueshëm se materialet e tjera, sepse ai përmban lidhësit, të cilët zakonisht kanë një porozitet relativisht të lartë dhe lejon ujin të hapet nëpërmjet tij, që zakonisht ka vetëm një ngurtësi modeste dhe rezistencë të ulët. Blloqet e betonit janë të qëndrueshme, sepse ata janë rezistente ndaj filtrimit, kanë një përzierje të madhe dhe porozitet të mbyllur. Tullat prej balte në përgjithësi janë shumë rezistente ndaj degradimit kimik. Qëndrueshmëria e gurit natyror është shumë e ndryshueshme. Duke filluar nga performanca më e lartë kemi:

- Granitet e dendura e të padepërtueshme nga uji po ashtu dhe mermeret.
- Për performancën mjaft të dobët janë gurët gëlqerore poroz, gëlqerja dhe gurët ranorë.

Uji brenda në muraturë është gjithmonë një potencial, burim i dëmtimit, prandaj aty ku është e mundur, strukturat duhet të jenë të projektuara për të larguar rënien e shiut nga fasadat dhe nëpërmjet kanalizimeve të bëhet drenimi i tyre. Uji i pastër nuk ka efekt të drejtpërdrejtë kimik por disa prej përbërësve të llaçit janë shumë pak të tretshëm dhe treten shumë ngadalë. Uji i shiut që përmban dyoksid karboni të tretur është një acid shumë i butë që shkrin karbonatin e kalciumit dhe formon bikarbonat të tretshëm nëpërmjet reaksioneve:

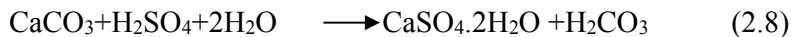


Kjo do të thotë se llaçi i gëlqeres me përmbajtje çimento të zakonshme Portland, llaçi i gëlqeres, guri gëlqeror poroz, gurët ranorë porozë të lidhur me gëlqere dhe blloqet e betonit poroz të bërë me agregat gëlqeror do të degradohen nga veprimi i ujit të shiut sepse karbonati i kalciumit është një përbërës kyç. Llaçi i përzier me përmbajtje rërë silikate dhe muret me gurë ranorë gëlqerore janë më pak të ndjeshëm sepse lidhësi silikat kalcium është më pak i tretshëm dhe sepse ata janë më pak të depërtueshëm.

Procesi ndonjëherë do të shoqërohet me errësim për shkak të ri-precipitimit të materialeve të tretur. Gurët humbasin sipërfaqen e tyre dhe mund të zhvillojë gropa e degradime të ndryshme. Dyoksidi i squfurit vepron me ujin dhe formon fillimisht acid sulfuror, por me futjen në reaksion të oksigjenit në ajër shndërrohet në acid sulfurik:



Nuk ka asnjë evidentim sistematik që shiu i acidifikuar nga dyoksidi i squfurit nga gazrat e automjeteve në nivelet normale të ketë një efekt të veçantë në llaç, por është shumë i qartë evidentimi se dyoksidi i squfurit dhe produktet e tij të reagimit e degradojnë gurin gëlqeror, zakonisht me formimin e shtresës së zezë e ndjekur nga gropëzime sipërfaqësore. Llaçi i lidhur me gurë ranore degradohet nga këto veprime. Një mekanizëm shkatërrimi është shpërberja e karbonat kalçiumit në gips:



➤ **Karbonizimi**

Dyoksidit i karbonit i gaztë (CO_2) në vlera rreth 30 deri 70% neutralizon çdo alkale të pranishëm. Ky proces ndodh për të gjitha çimentot portland me konvertimin e komponimeve si nga përmbajtja e lirë e hidroksid natriumit (NaOH) dhe hidroksid kalçiumit (Ca(OH)_2) në karbonatet e tyre respektive. Në llaçin e gëlqeres ky proces ndoshta rrit rezistencën dhe durabilitetin. Në çimenton portland, efekti kyç i procesit është reduktimi i pH, i cili nga 12-13 zbritet në 7, duke konvertuar materialin nga alkaline në pak acid. Kjo mund të ketë një efekt të thellë në qëndrueshmërinë e komponentëve të çelikut. Ka edhe disa evidencime se ka një tkurrje të lehtë dhe zvogëlim të fortësisë në blloqet e betonit. Për tulla të plota betoni dhe silikati karbonatizimi ndodh ngadalë dhe do për një kohë të gjatë rreth 50-100 vjet.

➤ **Degradimi i sulfatit**

Degradimi i sulfatit është problem i zakonshëm, për shkak të reaksionit ndërmjet joneve sulfate në tretësira ujore me komponentët e çimentos Portland të forcuar për të formuar ettringite ($\text{Ca}_6\text{Al}_2(\text{SO}_4)_3(\text{OH})_{12} \cdot 26\text{H}_2\text{O}$). Zgjerimi i mëtejshëm, që mund të jetë në disa përqind, shkakton plasaritje lokale të shtresës së llaçit, gjithashtu dhe tullave, por vetëm në kushte të lagështa apo të ngopura me ujë dhe ku ka një burim sulfati të tretshëm në ujë. Kjo kurrë nuk do të ndodhë në muraturë të thatë ose më pak lagështi. Sulfatet e zakonshme të gjetura në muratura janë natriumi lirisht i tretshëm, kalium, kripërat e magnezit dhe sulfat kalçiumi, i cili është më pak i tretshëm. Sulfatet mund të jenë të pranishme në ujërat nëntokësore dhe mund të ndikojnë mbi muraturën në kontakt me tokën, për shembull në themele, mure mbajtës, ura dhe tunele. Në këtë situatë tullat prej betoni poroz janë gjithashtu në rrezik. Sulfatet e tretshme janë gjithashtu të pranishme në disa lloje të tullave prej argjile. Këto sulfate transmetohen te llaçi në kushte lagështie.

Efektet e dukshme të degradimit sulfat në llaç janë zgjerimi i muraturës. Sipërfaqet e dëmtuara janë të zakonshme. Në mënyrë tipike llaçi ndikohet më brenda trupit të murit sesa në sipërfaqe. Muratura shfaq një rrjet plasaritjesh që ndjekin nyjet e llaçit. Sensibiliteti i llaçit për degradim-sulfat (dhe degradimi prej ngricave ose një kombinim i të dyjave), mund të testohet duke përdorur teknikën e Harrison, i cili është standardizuar nga RILEM (1998a).

Sulfatet rrallë ndikojnë tullat, por marrja e masave është e këshillueshme kur ndërtohet në terren që përmban sulfate ose në ndërtimin e kanaleve dhe tuneleve për të kryer shkarkimin e derdhjeve të kontaminuara. Këto tulla janë të prodhuara në një presion të lartë dhe përshkueshmëri të ulët me çimento portland me veti rezistues ndaj sulfatit si lidhës.

➤ **Erozioni**

Proceset e erozionit degradojnë, tullat dhe llaçin. Degradimi nga ngrirja-shkrirja dhe kristalizimi i kripës janë procese komplekse ciklike të erozionit. Këto procese varen nga: ngurtësia, poroziteti, shpërndarja e poreve me madhësi të ndryshme, numrit të cikleve, fortësia dhe poroziteti i përgjithshëm.

➤ **Degradim nga ngrirja-shkrirja**

Dëmi nga ngrirja-shkrirja është një nga gërryersit kryesorë të përbërësve të materialeve porozë, duke përfshirë tullat e muraturës dhe llaçin, të ekspozuar në kushte normale të jashtme. Kjo mund të ndikojë në porozitetin e muraturës së ekspozuar në pjesën e jashtme të strukturave, por ka më shumë gjasa të ndikojë te komponentët e ekspozuar që ngopen me ujë. Zona tipike problematike janë strukturat inxhinierike të tilla si urat, kanalet, muret mbajtëse, parapetet, oxhaqet dhe muraturat e ekspozuara ndaj lagështisë e ngricave.

Degradimi nga ngrirja-shkrirja është për shkak të sforcimeve të krijuara nga zgjerimi 8% i ujit për të ngrirë në akull në sistemet e poreve të tullave dhe llaçit dhe kjo ndodh vetëm në raste të muraturave të ngopura me ujë ose afër ngopjes. Një ilustrim i një prej mekanizmave klasike është dhënë nga autorët Yu dhe Bull (2006).

Efektet tipike janë shkatërrimi (thyerja) e pjesëve të vogla të tullave ose të llaçit ose të dyja, duke formuar një shtresë mbeturinash në këmbët e murit. Tulla argjile, veçanërisht tipet pak të pjekura, janë veçanërisht të ndjeshme dhe kanë tendencë për tu çarë. Disa gurë natyrorë me porët me porporcione të larta janë gjithashtu të ndjeshme. Tullat moderne të përforcuara argjilore janë përgjithësisht më rezistente ndaj ngricave sepse struktura më e hapur lejon një tharje më të lehtë me një shans më të ulët të formimit të çarjeve.

Materialet absorbuese të ujit duke filluar nga rreth 4% deri në 50% kanë tendencë që të vuajnë dëme, por nuk e bëjnë këtë pa ndryshim. Materialet me porët të mbyllura, të cilat nuk janë të lehta për tu ngopur, janë përgjithësisht rezistente siç janë materiale të tilla si tullat dhe blloqet e lehta të betonit, me një gamë të gjerë të madhësive të poreve nga shumë të mëdha tek shumë të imtat. Kjo ndodh nga vështirësia për të ngopur plotësisht sistemin e poreve, ku uji mbush porët më të imta por jo porët më të mëdha. Kur rreth 10% e sistemit të poreve mbetet e mbushur me ajër, aty ka hapësirë të mjaftueshme për kristalet e akullit të zgjerohen pa dëmtuar strukturën. Materialet: veçanërisht disa llaçe, tulla argjilore dhe gurë natyrorë që kanë një sasi të kufizuar të madhësive të poreve, zakonisht të madhësive të imta, kanë tendencë për tu dëmtuar.

Shumica e të dhënave më të vjetra për degradimet e ngricave janë të bazuara në eksperiencën e zbatimit, por kjo është një mënyrë shumë e ngadaltë dhe joefikase e vlerësimit të produkteve të reja. Në përpjekje për të shpejtuar procesin, janë krijuar testet e shpejtuara të ngrirjes. Një shembull tipik është prova panel (et West al., 1984), e cila u botua si një standard ndërkombëtar nga RILEM (1998a) dhe si një draft CEN standarde Pren 772-20 (1999).

➤ **Efektet e sforcimit**

Efektet e sforcimit zakonisht shkaktojnë plasaritje të llojeve të ndryshme, por efekti në fakt shkaktohet mbi të tërë muraturën kompozite dhe jo në komponentet individuale. Ka disa probleme që lidhen me gabimet në prodhimin e njësive të muraturës si: rastet kur piquen më tepër ose më pak tullat e argjilës, përfshirja e grimcave të huaja në tulla ose në llojet e tjera të njësive.

2.2.2 Dëmtime për shkak të bazamentit

Themeli është pjesa më vitale e strukturës. Edhe në rastet kur strukturat janë projektuar mirë mund të dëmtohen për shkak të problemit të themit. Problem që është shumë i vështirë për riparim, ka vështirësi realizimi dhe kosto të lartë. Në përcaktimin nëse themi mund të rezistojë forcave horizontale që janë transferuar në të, është e nevojshme për të hetuar themelet në aspektin e llojit, materialit, kondicioneve dhe inkastrimit.

➤ **Dobësimi i themit**

Ka dy shqetësime për dëmtimin e themit: Degradim dhe plasaritje.

a. Degradimi: Degradimi i themit është një fenomen i pashmangshëm i tij, i cili vjen si rezultat i veprimit të faktorëve të ambientit. Nga inspektimi i themit mund të verifikohet nëse ka plasaritje apo erozion, më pas të jepen rekomandimet e riparimit e përforcimit.

b. Çarjet e themit: Kur themelet janë ndërtuar me dimensione të pamjaftueshme, normalisht do të ndodhë plasaritje. Për plasaritje që janë më të gjëra lart se në pjesën e poshtme shpesh shkaktohen nga ulja e tokës. Për plasaritje që është më e gjerë në fund se në krye, nuk është problemi i tokës por i përkuljes së themit.

➤ **Rëndësia e bashkëveprimit truall-strukturë për ndërtesat me muraturë.**

Në studim janë marrë 7 objekte shkollore në zonën e Tiranës me strukturë murature, të cilat janë vlerësuar me dëmtime të konsiderueshme strukturore, që ndikojnë në mirë funksionimin e ndërtesës. Këto objekte me muraturë janë eksperiencia në vite e autorit. Në studimin, për analizën e shkaqeve të dëmtimeve jam bazuar shumë në bashkëveprimin truall-strukturë (BTS). Studimi mbi bashkëveprimin truall-strukturë të objekteve shkollore të ndërtuara në zonën e Tiranës analizon probleme të shumta të dëmtimeve të tyre. Ai kryesisht trajton problemin e themeleve, diagnozën e defekteve, arsyet që e kanë nxitur dëmtimin dhe së fundi shembuj konkretë shëmbjeje dhe dëmtime të pjesëshme për gabime në projektim dhe zbatim. Studimi është përqëndruar në gërshetimin e konkluzioneve teorike me këto shembuj konkretë, argumentimin shkencor që u bëhet shkaqeve dhe faktorë të tjerë ndikues gjeoteknike, të cilët ndikojnë në funksionimin e ndërtesës. Mendoj se këto trajtime e bëjnë këtë studim të vlefshëm për projektuesit dhe zbatuesit e këtyre objekteve. Në fund jepen rekomandimet për përmirësimin e punës së tyre me qëllim që këto gabime të mos përsëriten.

Dëmtimet mund të jenë nga gabimet e mundshme në projekt, natyra e terrenit ku ndërtohet, prania e ujërave nëntokësore, vërshimet e lumenjve, rrëshqitja e dherave, rreshjet atmosferike, zjarret, tërmetet, materialet e ndërtimit jashtë standartit,

cilësia e keqe e punimeve etj. Një sërë problemesh komplekse me sjelljen e dherave dhe vetive të tyre kanë qënë shkaqet kryesore të dëmtimeve të tyre. Për këto arsye në materialin tonë duam të paraqesim një diagnozë të saktë të defekteve dhe mbi këtë bazë të bëhen rekomandime për rikonstruksionin korrekt të tyre për të shmangur dëme të mëtejshme.

➤ **Analiza e kushteve teknike në ndërtesat shkollore në Tiranë.**

Në studimin tonë një rëndësi e vecantë i është dhënë zbatimit të Kushteve Teknike të projektimit dhe ndërtimit të ndërtesave shkollore e sidomos themeleve të tyre. Nga studimi doli se në këto objekte janë përdorur kryesisht tipi i themeleve të cekëta. Duke parë se dëmtimet nga themelet të këtyre objekteve zinin një përqindje të konsiderueshme (32%), menduam të analizojmë shkaqet dhe në vijim të rekomandojmë se cilat duhet të jenë masat për eliminimin e këtyre dëmtimeve. Përveç kësaj nga studimi i kryer ne kemi evidentuar mos zbatimin e KT në të tre fazat:

- Në fazën e projektimit.
- Në fazën e zbatimit.
- Në fazën e shfrytëzimit.

Në disa raste gjatë *fazës së projektimit* është konstatuar:

1. Zgjedhja nga ana e inxhinierit e përmasave tërthore të pamjaftueshme të elementeve strukturorë po ashtu dhe vendosja e një sasive armature të pamjaftueshme në to, llogaritja e pasaktë e ngarkesave vepruese etj.
2. Mosmarrja në konsideratë e shformimeve të mundshme, mosmarrja parasysh e ndikimit në to të ndryshimit të agjentëve atmosferikë, të temperaturave, duke sjellë çarje të tokës në kohë të thatë dhe mbufatjen e saj në kohë me rreshje e si pasojë dëmtimin e themelit.
3. Mos marrja parasysh e rrafshit të rrëshqitjes së bazamentit, si pasojë rrëshqitjen e gjithë godinës.
4. Në disa raste është konstatuar mospasja e një studimi gjeologjik të zonës që ka sjellë surpriza të pakëndshme për strukturën gjatë fazës së shfrytëzimit etj.
5. Veprimi i ujit i cili mund të shkaktojë:
 - o Sufozion që shoqërohet me ulje shtesë në tokat pluhurore.
 - o Zgjatje të procesit të deformimit në tokat argjilore.
 - o Zvogëlim të peshës volumore të dheut, rritje të zonës aktive dhe rritje të uljes.
6. Rrëshqitje e të gjithë objektit të shkollës për shkak të rrëshqitjes së masave të dheut nën tabanin e themeleve. Ky fenomen mund të ketë ndodhur:
 - o Për shkak të një plani rrëshqitjeje të pa konstatuar më parë (fig. 2.6).



Figura 2.6 – Dëmtim i shkollës për shkak të një plani rrëshqitjeje të pa konstatuar më parë(foto autori:Shkolla Gurrë, Tiranë)

- o Për shkak të rrëshjeve të shumta që zvogëlojnë parametrat rezistues të dherave në planin e rrëshqitjeve.
- o Për shkak të një lëkundje sizmike.
- o Për shkak të një ndërtimi të ri nën pjerrësi ku është ndërtuar shkolla pa respektuar kushtet e qëndrueshmërisë së pjerrësisë natyrore.

Ndërsa gjatë *fazës së punimeve të zbatimit* janë konstatuar:

1. Mosrespektimi i klasës së kërkuar të betonit.
2. Moszbatimin e kushteve teknike të prodhimit të betonit në kantier.
3. Cilësisë së dobët të lidhjes ose saldimit të armaturës së çelikut.
4. Mospërputhjes së sipërfaqes së seksionit tërthor të armaturës së kërkuar në projekt me atë të vendosur në vepër.
5. Mospërputhjes së klasës së çelikut të marrë në llogaritje në projekt me atë të vendosur në objekt, vendosjes së saj në mënyrë të gabuar, xhantimi i pamjaftueshëm i armatures, inkastrimi i pamjaftueshëm i armaturës.
6. Humbje të aftësisë mbajtëse të strukturës gjatë fazës së ndërtimit duke kryer çarje të ndryshme të rastit për të kaluar tubacione të ndryshme hidrosanitare ose elektrike, prishja e shtresës mbrojtëse, si dhe për avari të ndryshme.

Ndërsa në rastin e *fazës së shfrytëzimit* janë konstatuar gabime teknike gjatë rikonstruksioneve të godinës për qëllime të tjera shfrytëzimi:

1. Duke rritur ngarkesat shfrytëzuese.
2. Duke ndryshuar kushtet e punës së konstruksionit, duke rritur ngarkesat dinamike.

➤ **Analiza e shkaqeve të dëmtimit të themeleve të objekteve shkollore**

Për analizën e shkaqeve të dëmtimit kemi studiuar dhe analizuar disa probleme kryesore si:

1. Çedimi i themeleve

Nga studimi i kryer në objektet shkollore në tokat argjilore themelet kanë pësuar zhvendosje të paparashikuara e të konsiderueshme, duke shkaktuar plasaritje karakteristike të objektit. Këto zhvendosje vertikale të themelit kanë ndodhur në objektet me themel të cekët ku nuk janë respektuar rregullat e thellësisë së inkastrimit.

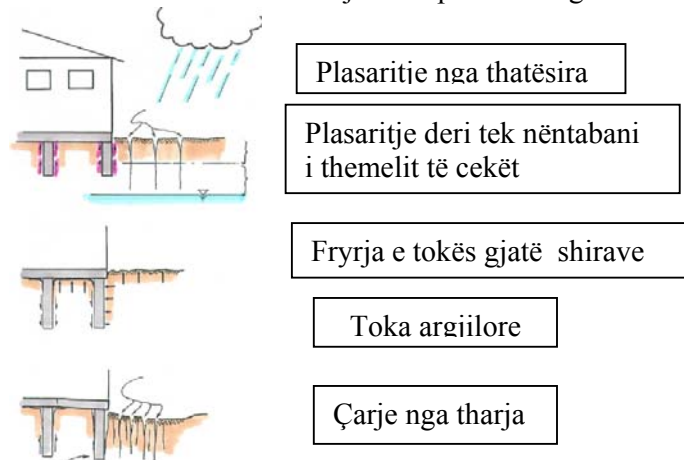


Figura 2.7 – Dëmtimi i themeleve në toka argjilore (autori)

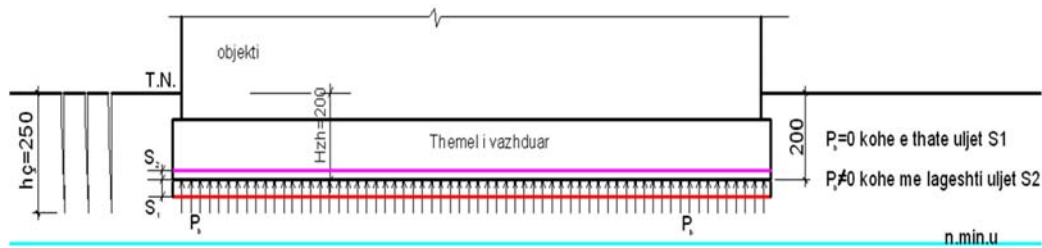


Figura 2.8 – Uljet e themelit për kohë të thatë dhe me lagështi(skica autori)

Pas një kohe të gjatë thatësie, tokat argjilore tkurren duke krijuar të plasura vertikale të cilat nga syprina e tokës futen në thellësi deri tek nëntabani i themeleve të cekëta. Gjatë periudhës së shirave këto toka fryhen dhe të plasurat mbyllen. Këto lëvizje të kundërta të tabanit i transmetohen themeleve me pasojë dëmtimin e tyre (fig. 2.7, 2.8)

2.Rrëshqitje të vogla të terrenit të shoqëruara me zhvendosje të kombinuara horizontale dhe vertikale. Këto kanë shkaktuar çarje të pjerrëta diagonale që janë shfaqur në themelet e vazhduara dhe në muraturën e ndërtesës. (fig. 2.9)



Figura 2.9 – Dëmtim i themelit nga rrëshqitja e terrenit(foto autori)

3. Mos funksionimi i sistemit të drenazhit

Në disa raste është vënë re mosfunksionimi i sistemit të drenazhit rreth godinës gjë që ka shkaktuar rritjen e pranisë së ujit

4. Vendosja e themelit në një shtresë me karakteristika të dobëta mekanike ose dhe me keq në një bazament me dhera të hedhura të pa ngjeshur e pa drenim.

5. Çedime të ndryshme të të njëjtit objekt shkollor, për shembull palestra me korpusin e mësimi, për shkak të trasmetimit të presioneve të ndryshme në tokë. (fig. 2.10)

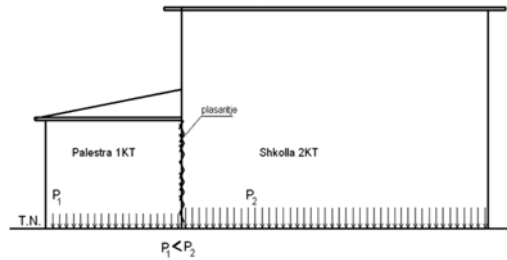


Figura 2.10 – Dëmtimi i objekteve për shkak të presioneve të ndryshme të tyre në themel(skica autori).

6. Çedime të ndryshme të themeleve të të njëjtit objekt për shkak të pranisë së dherave me aftësi deformuese që shoqerohen me çarje të mureve të godinës. (fig. 2.11)



Figura 2.11 – Çarje të mureve nga çedimi i themelit(foto autori)

7. Çedime jashtë vlerave të lejuara për shkak të krijimit të zonave plastike në dherat që shërbejnë si bazament i themelit. (fig. 2.12)



Figura 2.12 – Çarje të mureve nga krijimi i zonave plastike(foto autori)

➤ Marrja në konsideratë e bashkëveprimit truall-strukturë në qëndrueshmërinë e objekteve.

Marrja në konsideratë e bashkëveprimit truall strukturë (BTS) siguron një punë normale të objektit ndërtimor. Pika më e rrezikshme në këtë proces është themeli, i cili koordinon punën e strukturës (trup me aftësi mbajtëse shumë të madhe) me atë të bazamentit (trup poroz me një aftësi mbajtëse të vogël). Për të siguruar një bashkëveprim normal të strukturës me bazamentin duhet të njohim shumë mire karakteristikat e strukturës e sidomos ndjeshmërinë e saj ndaj uljeve dhe karakteristikat e bazamentit. Sipas ndjeshmërisë ndaj uljeve objektet shkollore hyjnë në kategorinë e III-të (të ndjeshme ndaj uljeve)

Kurse për karakteristikat e bazamentit duhet të njohim: parametrat fizike të tij, klasifikimin ose grupin ku hyjnë dherat e bazamentit, vetitë deformuese, vetitë filtruese, vetitë rezistuese. Mbi bazën e tyre ne do të mund të zgjedhim modelin llogaritës për bazamentin. BTS mund të studiohet për veprime statike të ngarkesave ose për veprime dinamike të tyre. Në studimin tonë ne i jemi referuar vetëm BTS për veprim statik. Për të siguruar këtë lloj BTS duhet të llogarisim [27] :

- o Uljet dhe kohën e përfundimit të tyre si rezultat i konsolidimit të bazamentit.
- o Presioni hidrodinamik, koha e zhvillimit të procesit të deformimit.
- o Presionet kritike, të cilat janë të afta të nxjerrin plotësisht nga gjëndja e ekuilibrit masivin e dheut poshtë tabanit të themelit.
- o Qëndrueshmërinë e pikave të ndryshme të bazamentit.
- o Aftësinë mbajtëse të dherave pra dhe të themelit.
- o Qëndrueshmërinë e pjerrësive artificiale, mbushjeve, etj.
- o Qëndrueshmërinë e pjerrësive natyrore.
- o Presionet horizontale të dheut etj.

➤ **Rast aplikativ:** Dëmtim i strukturs me Themeli (Shkolla e Mesme, Farkë)

Në vijim po japim një rast konkret ku mosmarrja në konsideratë e BTS ka qënë shkaku i dëmtimit të godinës. Fillimisht projektimi i themeleve të Shkollës së Mesme në Farkë është bërë pa studim të thelluar gjeologjik. Projektuesi mbi bazën e këtij studimi me llogaritje ka përcaktuar gjërësinë dhe lartësinë e themelit të vazhduar (fig.2.13). Nga ky studim gjeologjik kemi:

$\gamma=18.50\text{KN/m}^3$; $\gamma_0=27\text{ KN/m}^3$; $W=26.50\%$; $W_s=28.80\%$; $W_p=24.20\%$; $[\sigma]=150\text{kPa}$

Me të dhënat e mësipërme janë kryer llogaritjet për projektimin e themelit si më poshtë:

- o Llogaritja e ngarkesave që vijnë në themel nga shkolla me dy kate për 1ml themel: $N=9105\text{daN}$
- o Llogaritja e sipërfaqes së themelit që duhet të mbajë këto ngarkesa:

$$A_{th} = \frac{N}{[\sigma] - \gamma H_{zh}} = \frac{9105}{15000 - 2000 \cdot 2} = 0.89\text{m} \quad (2.9)$$

Projektuesi i mëparshëm ka pranuar gjërësinë e themelit $b=1\text{m}$

- o Llogaritja e lartësisë së themelit:

$$h_{th} = \frac{b - b_m}{2tg\alpha_{kuf}} = \frac{100 - 25}{2tg31^\circ} = 62.5\text{cm} \quad (2.10)$$

Është pranuar lartësia e themelit $h_{th}=0.7\text{m}$ (fig. 2.13).

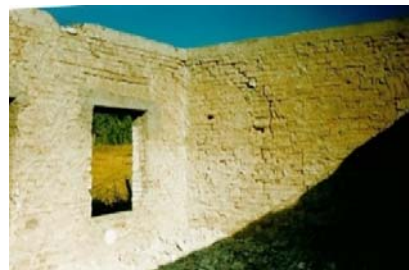
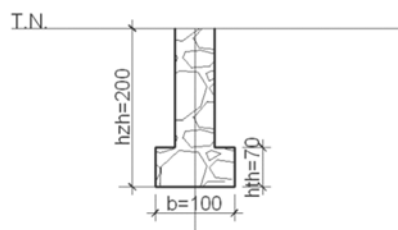


Figura 2.13 – Dimensionet e themelit ekzistues

Figura 2.14 – Dëmtimi i murit të Shkollës pas 18-vjetësh shfrytëzimit.

Gjatë shfrytëzimit kanë lindur çarje në themel dhe në muraturë (fig. 2.14). Mendojmë se dëmtimet kanë ndodhur për shkak të mos njohjes së mirë të sjelljes së bazamentit. Atëherë për të vërtetuar këtë do të duhet të kontrollojmë [26] :

1. Uljet e themelit në funksion të modulit të deformimit të shtresave $f(E_1, E_2)$
2. Përkuljen e themelit në funksion të uljeve të tij $f(S_1, S_0, S_2)$
3. Qëndrueshmërinë e pikave të ndryshme të bazamentit. Krijimin e zonave plastike duke bërë kontrollin e sforcimeve tangenciale $f(\tau_{rez} > \tau_{max})$

Për të studiuar shkaqet e dëmtimit fillimisht u kërkua që të kryhej një studim gjeologo-inxhinierik i detajuar nëpërmjet shpimeve, prerjeve gjeologjike dhe parametrave të detajuara të shtresave.

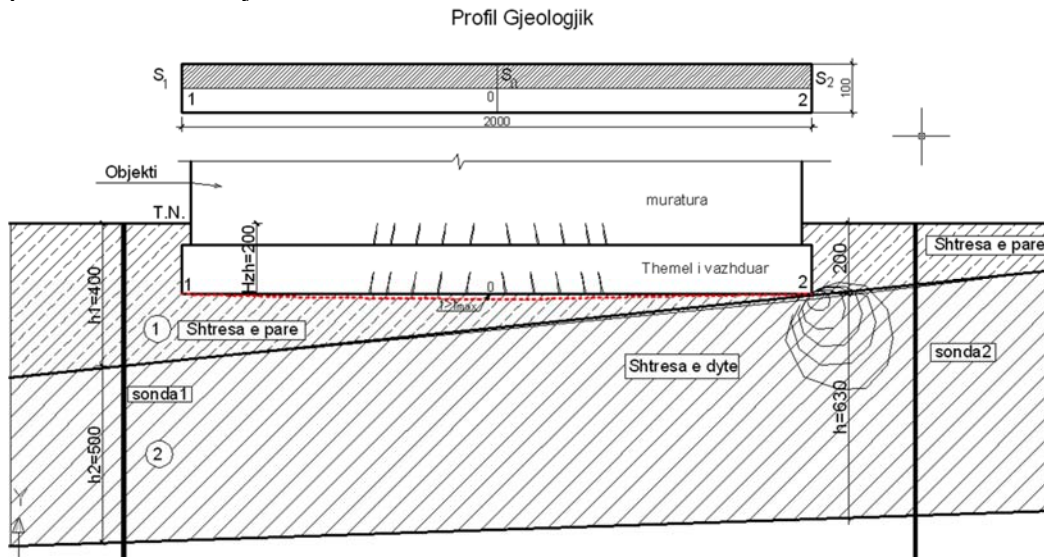


Figura 2.15 – Studimi gjeologo-inxhinierik(skica autori)

Sipas studimit gjeologo-inxhinierik e gjeoteknik kemi këto të dhëna gjeologjike të shtresave:

Shtresa e parë:

$$\gamma = 19.40 \text{ kN/m}^3 ; \gamma_0 = 27 \text{ kN/m}^3 ; W_n = 27.8 \% ; W_s = 40.6 \% ; W_p = 23.4 \% ; \\ \varepsilon = 0.72 ; G = 0.9 ; \\ \alpha_{1-3} = 0.042 \text{ cm}^2/\text{kg} ; \varphi = 21^\circ ; [\sigma] = 220 \text{ kPa} ; E = 0.9 \cdot 10^4 \text{ kPa} ; C = 22 \text{ kPa}$$

Shtresa e dytë:

$$\gamma = 18.50 \text{ kN/m}^3 ; \gamma_0 = 26.80 \text{ kN/m}^3 ; W_n = 26.9 \% ; W_s = 28.5 \% ; W_p = 24.2 \% ; \\ I_p = 4.3 \text{ surrë} \varepsilon = 0.8 ; G = 0.9 ; \alpha_{1-3} = 0.042 \text{ cm}^2/\text{kg} ; \varphi = 24^\circ ; [\sigma] = 150 \text{ kPa} ; E = 0.5 \cdot 10^4 \text{ kPa} ; C = 5 \text{ kPa}$$

1. Llogaritja e uljeve:

o Ulja

$$S = \sum_0^{H_a} \sigma_{mes} h_i a_0 \quad (2.11)$$

ku $a_0 = \frac{\beta}{E}$; $\beta = 0.4$ per argjilat dhe $\beta = 0.7$ per surerat

o Sforcimet σ_z

$$\sigma_z = 2 \cdot k_c \cdot P \quad (2.12)$$

Tabela 2.7 – Llogaritja e sforimeve σ_z ; σ_T ; σ_{mes} për pikën 1 të themelit

z	$\beta=z/b$	kc	σ_z	σ_T	σ_{mes}
0	0	0.25	75	38.8	74.85
0.1	0.2	0.249	74.7	40.7	74.01
0.2	0.4	0.244	73.3	42.7	71.78
0.3	0.6	0.234	70.26	44.6	68.13
0.4	0.8	0.22	66.01	46.6	49.74
1.3	2.6	0.111	33.48	64	31.54
1.5	3	0.098	29.6	67.9	26.17
2	4	0.075	22.74	77.6	19.91
2.5	5	0.061	18.3	86.9	17.05
3.0	6	0.051	15.8	96.15	

Pas veprimeve vlera e uljeve në pikën 1 është: $S_1 = 67.21 \cdot 10^{-4} m$

o Ulja e pikës 0 në mes të themelit llogaritet me formulën:

$$S = \sum_0^{Ha} \sigma_{mes} h_i a_0 \quad (2.13)$$

ku $a_0 = \frac{\beta}{E}$; $\beta = 0.4$ për argjilat dhe $\beta = 0.7$ për surërat

Tabela 2.8 – Llogaritja e sforimeve σ_z ; σ_T ; σ_{mes} për pikën 0 të themelit

z	$\beta=z/b$	ko	σ_z	σ_T	σ_{mes}
0	0	1	150	38.8	147
0.25	0.25	0.96	144	43.65	133.5
0.5	0.5	0.82	123	48.75	112.9
0.75	0.75	0.68	102.7	53.35	92.6
1	1	0.55	82.5	58.2	71.02
1.5	1.5	0.39	59.55	67.45	52.87

2	2	0.31	46.2	76.7	42.52
2.5	2.5	0.26	38.85	85.95	35.17
3	3	0.21	31.5	95.2	30
3.5	3.5	0.19	28.5	104.5	27
4	4	0.17	25.5	113.7	24
4.5	4.5	0.15	22.5	123	

Pas veprimeve vlera e uljeve në pikën 1 është: $S_0 = 251.7 \cdot 10^{-4} m$

- o Ulja e pikës 2 në fund të themelit llogaritet me formulën (2.13)

Tabela 2.9 – Llogaritja e sforimeve $\sigma_z, \sigma_T, \sigma_{mes}$ për pikën 2 të themelit

z	$\beta=z/b$	kc	σ_z	σ_T	σ_{mes}
0	0	0.25	75	38.8	74.85
0.1	0.2	0.249	74.7	40.7	74.01
0.2	0.4	0.244	73.3	42.5	71.78
0.3	0.6	0.234	70.26	44.35	68.13
0.4	0.8	0.22	66.01	46.2	49.74
1.3	2.6	0.111	33.48	62.85	31.54
1.5	3	0.098	29.6	66.55	26.17
2	4	0.075	22.74	75.8	19.91
2.5	5	0.061	18.3	85.05	17.05
3	6	0.051	15.8	94.3	

Pas veprimeve vlera e uljeve në pikën 2 është: $S_2 = 156.11 \cdot 10^{-4} m$

Diagramat e sforcimeve shtypëse për të tre pikat jepet në figurën 2.16.

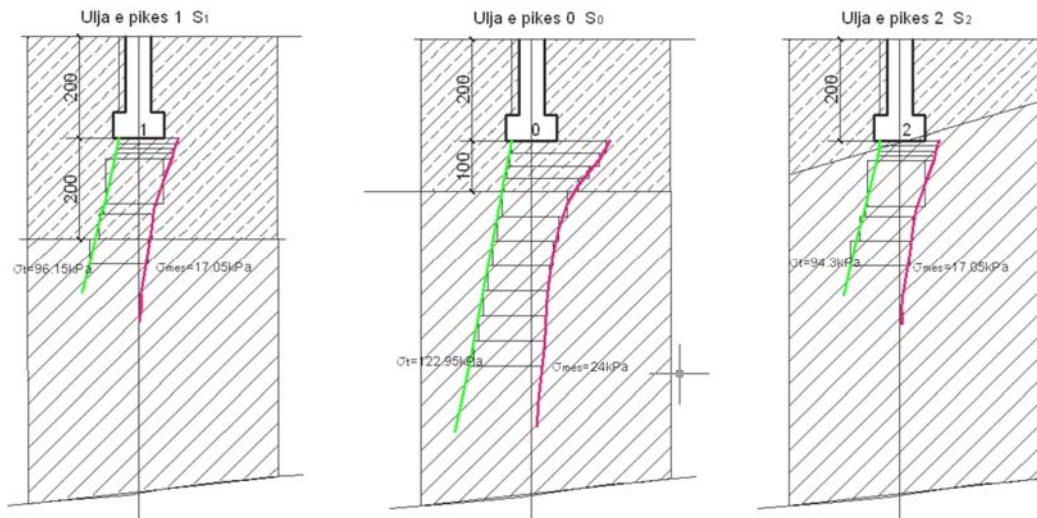


Figura 2.16 – Diagramat e sforcimeve shtypëse për të tre pikat (autori)

2. Llogaritim përkuljen maksimale të themelit me formulën (Bozo L. Gjeoteknika 2) [27] :

$$f_{\max} = \frac{S_1 + 2S_0 + S_2}{2} = 363.36 \cdot 10^{-4} m \quad (2.14)$$

Uljet kufitare të themelit janë: $f_{kuf} = 0.0013 \cdot l = 0.0013 \cdot 20 = 0.026 m$

Pra kushti nuk plotësohet, që do të thotë se në themel lindin sforcime tërheqese të mëdha si rezultat i të cilave në themel lindin plasaritje të cilat trasmetohen në muret e objektit [27].

$$f_{\max} > f_{kuf} \quad (2.15)$$

3. Qëndrueshmërinë e pikave të ndryshme të bazamentit, pra të krijimit të zonave plastike në funksion të sforcimeve tangenciale:

$$f(\tau_{rez} > \tau_{\max}) \quad (2.16)$$

Kontrollojmë qëndrueshmërinë e disa pikave që ndodhen në vertikalen e hequr nga skaji i themelit. Kështu për pikën A, e cila ndodhet $Z=0.2m$ poshtë themelit:

o Llogaritim këndin e shikimit $\alpha_1=?$

$$\tan \alpha_1 = \frac{b}{z} = \frac{1}{0.2} = 5 \quad \alpha_1 = 78.69^\circ \quad (2.17)$$

$$\alpha_1^{rad} = \frac{\pi \cdot \alpha_1}{180^\circ} = 1.37 rad \quad (2.18)$$

o Sforcimet kryesore në pikën A:

$$\sigma_1 = \frac{P}{\pi} (\alpha_{rad} + \sin \alpha) = \frac{150}{3.14} (1.37 + \sin 78.69^\circ) = 110.04 kPa \quad (2.19)$$

$$\sigma_2 = \frac{P}{\pi}(\alpha_{rad} - \sin \alpha) = \frac{150}{3.14}(1.37 - \sin 78.69^\circ) = 20.87 kPa \quad (2.20)$$

$$\tau_n = \tau_{max} = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{2} = 44.58 kPa \quad (2.21)$$

$$\tau_{rez} = \sigma_n \tan \varphi_2 + c_2 = 65.45 \cdot \tan 24^\circ + 5 = 30.91 kPa \quad (2.22)$$

$$\tau_{rez} < \tau_n = \tau_{max} \quad (2.23)$$

Pika A e bazamentit është e paqëndrueshme. Kështu vazhdojmë dhe për pika të tjera në thellësi të ndryshme nga tabani. Rezultatet e llogaritjeve jepen në Tabela 4 dhe diagramat e sforcimeve $\tau_{rez}; \tau_n = \tau_{max}$ në Figurën 12.

Tabela 2.10 – Llogaritja e sforcimeve $\tau_{rez}; \tau_n = \tau_{max}$

Pika	z	α°	α rad	τ_{max}	τ_{rez}	Ksig
A	0.2	78.69	1.37	44.58	30.91	0.69336025
B	0.4	68.19	1.18	44.34	27.44	0.61885431
C	0.6	59.03	1.02	40.94	24.41	0.5962384
D	0.8	51.34	0.89	37.28	21.89	0.58717811
E	1	45	0.785	33.77	19.8	0.58631922
F	1.4	35.5	0.61	27.72	16.69	0.60209235

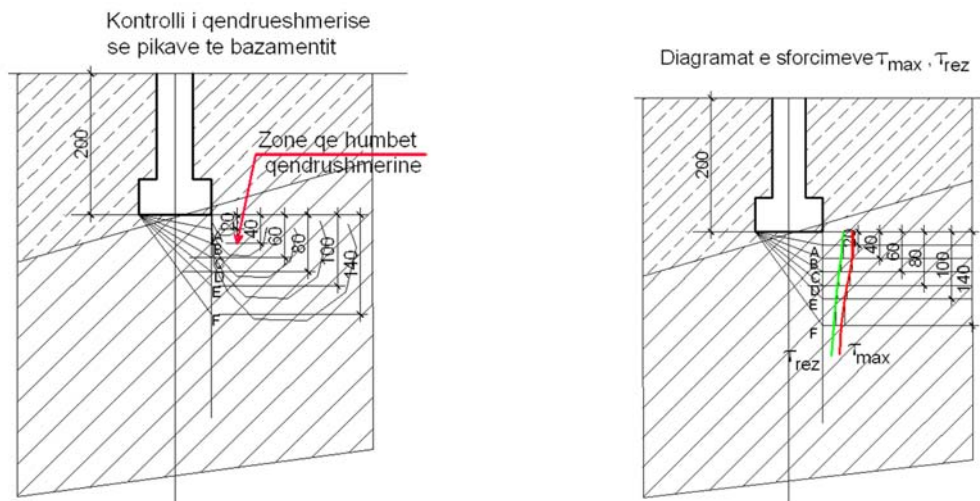


Figura 2.17 – Diagramat e sforcimeve $\tau_{rez}; \tau_n = \tau_{max}$ dhe zonat e paqëndrueshme (autori)

Duke u bazuar në këto llogaritje mund të themi se zonat e rrëshqitjeve lokale shihen si në Figurën 2.17, e cila deri në thellësinë $Z=1.8m$ poshtë tabanit të themelit toka e humbet qëndrueshmërinë. Kjo përbën një faktor tjetër për dëmtimet e shfaqura në themel e muraturë. Përfundimisht duke u bazuar në studimin tonë arrijmë në

përfundimin se shkaku kryesor i dëmtimit të kësaj shkolle është mosmarrja në konsideratë e BTS që do të thotë se:

- o Uljet e themelit, duke marrë në konsideratë vetëm modulën e deformimit E , pa rrëshqitje na doli që janë jashtë vlerave kufitare.
- o Deformimet shtesë të anës së djathtë të objektit, për shkak të humbjes së qëndrueshmërisë lokale të dheut, janë një faktor tjetër që i shkakton dëmtimin e themelit.

- **Dëmtimet për shkak të ngarkesave statike dhe sizmike**

Procesi i projektimit të mureve prej murature kërkon marrjen në konsideratë të disa mënyrave të shkatërrimit si dhe të gjendjeve kufitare (CNR-DT 200, 2004; CNR-DT 200 R1/2013) [38] .

Në strukturat me muraturë gjatë fazës së ndërtimit dhe shfrytëzimit veprojnë ngarkesa statike dhe sizmike, të cilat janë në planin e murit dhe jashtë tij (fig.2.18). Muratura nuk është material izotropik e për pasojë ka mekanizma të ndryshme shkatërrimi nën veprimin e ngarkesave (fig.2.21). Muratura është rezistente për sa i përket forcave në shtypje dhe shumë e dobët në prerje, tërheqje e përkulje. Strukturat me muraturë që kanë kërkesa për një rezistencë të lartë në tërheqje ose në përkulje, duhet të përforcohen duke shtuar shufra çeliku ose elemente të tjerë rezistentë në tërheqje.

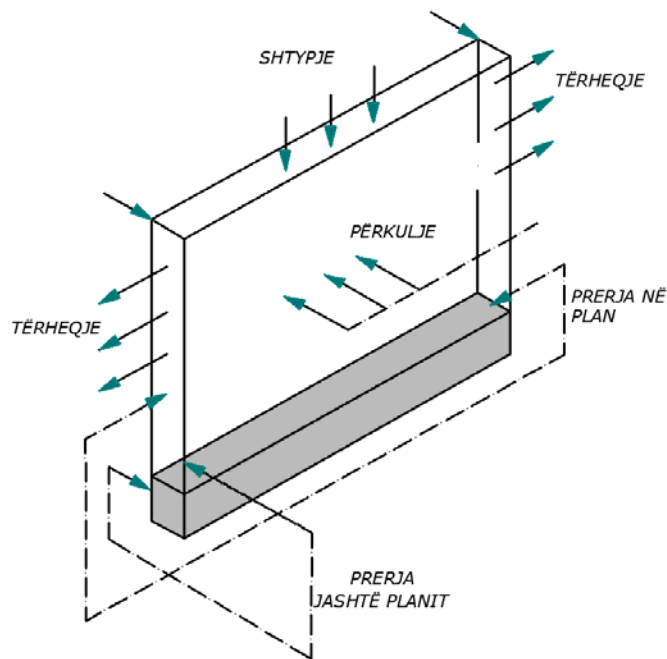


Figura 2.18 – Forcat në muraturë

Në këtë disertacion janë marrë në studim ndërtesat me muraturë tip të cilat janë ndërtuar para vitit 1980, të dhënat janë marrë sipas arkivës së ndërtimit AQTN. Ndërtesat e projektuara përpara viteve 80, nuk kishin kollona antisizmike. Kanë kaluar rreth 40 vjet nga projektimi e ndërtimi i tyre dhe kjo kohë pa dyshim që ka ndikuar në degradimin e muraturës e në uljen e aftësisë mbajtëse të saj. Ky degradim varet gjithashtu nga veprimtaria e njeriut i cili mund të ketë ndikuar negativisht, duke ndërhyrë në elementët strukturorë si: në ndërtimin e kateve shtesë, të ballkoneve,

ndërhyrje në themelet e godinës, çarje të mureve në katet e para, ndërtimin e shtesave ngjitur me objektin ekzistues etj (fig.2.19). Si pasojë e kësaj ndërhyrje janë rritur ngarkesat statike të strukturës, ka ndryshuar skema e llogaritjes së muraturës, shumë elementë strukturorë janë të sforcuar e të mbingarkuar etj.

Autori nëpërmjet këtij punimi do të sensibilizojë situatën për gjëndjen aktuale të ndërtesave të banimit në shqipëri, si dhe nisjen e një projekti mbarëkombëtar për studimin rast pas rasti të tyre. Secili prej nesh është në kontakt çdo ditë me këtë gjendje ndërtimesh, të treguara në figurën 2.19.



Figure 2.19 – Ndërhyrjet në strukturat me muraturë (foto autori nga objektet në Tiranë)

- **Shkatërrimi në plan i murit për efekt të ngarkesave sizmike**

Rezistenca plane e murit me muraturë të papërforcuar është bazuar në rezistencën e llaçit dhe tullës në proporcione të caktuara. Në qoftë se forca vepruese ka vlerë më të madhe se kapaciteti mbajtës i muraturës në prerje atëhere muratura do dëmtohet (fig.2.20). Zakonisht dëmtimet në këtë rast janë plasaritje me kënd 45 gradë të shkaktuara nga sforcimet kryesore.

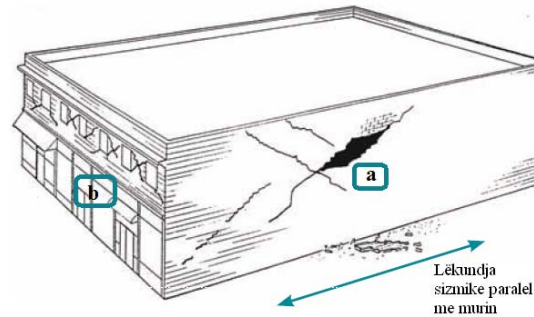


Figura 2.20 – Dëmtimi i ndërtesës nga veprimi sizmik, lëkundja sizmike paralele me murin

Dëmtimet karakteristike të mureve janë studiuar duke u mbështetur në analizat inxhinierike dhe studimet eksperimentale, dëmtimet e mureve mbajtëse të objekteve me muraturë të thjeshtë dhe komplekse (me dhe pa përforcime) mund ti klasifikojmë në tre tipe, të cilat varen nga përmasat e seksionit tërthor të murit dhe karakteristikave fiziko-mekanike të materialeve:

1. Dëmtim i shkaktuar nga forcat prerëse sizmike (fig. 2.21a,b) që karakterizohet nga:
 - o Çarje horizontale sipas fugave kur nderjet në prerje janë më të mëdha se nderjet e lejuara në prerje të materialit.
 - o Çarje diagonale të kryqëzuara si rrjedhojë e lindjes së nderjeve kryesore tërheqëse më të mëdha se nderjet e lejuara në tërheqje kryesore σ_{kr} të materialit.
2. Dëmtim nga shtypja me përkulje, e cila karakterizohet nga shkatërrimi i pjesës së shtypur të muraturës si rezultat i pakësimit të seksionit tërthor të saj mbas lindjes së çarjes horizontale në pjesën e tërhequr të muraturës (fig 2.21c).

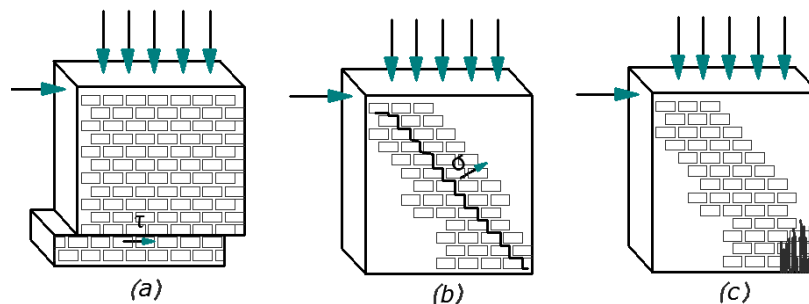


Figura 2.21 – Dëmtimet e muraturës: nga prerja a) nga sforcime kryesore tërheqëse b) nga shtypja me përkulje c)

Vendi ynë është goditur disa herë nga tërmete me intensitete të ndryshëm, si tërmeti i 15 Prillit 1979 në rrethin e Shkodrës dhe të Lezhës, me magnitudë $MG=7.2$ dhe me intensitet në epiqender $Io=9.5$ ballë, $MG=5.6$ tërmeti i 16 nëntorit 1982 me magnitudë në epiqendër $Io=7$ ballë MSK-64 i cili dëmtoi kryesisht qendrat e banuara në rrethet fier, Lushnjë, Berat; grup tërmetet e nëntorit 1985 me magnitudë kumulative $MG=4.9$ dhe me intensitet në epiqendër rreth 6 ballë MSK-64 që dëmtuan qendrat e banuara të rrethit të Tropojës; tërmeti i 9 janarit 1988 me magnitudë 5.3 dhe

intensitet 6-7 ballë që dëmtoi qytetin e Tiranës dhe disa fshatra përreth tij. Studimi i tyre nga pikepamja sizmologjike dhe inxhinierike bëri të mundur grumbullimin e një materiali të dobishëm e të shfrytëzueshëm për qëllime projektimi ballfaqimi dhe përmirësimi të kodit antisizmik.

Gjatë analizave inxhinierike të kryera në këto zona është konstatuar se në shumicën e rasteve dëmtimet ishin të lidhura me shkatërrimin e mureve normale me drejtimin e veprimit të forcës sizmike, ndërsa muret pingul me to (paralel me drejtimin e veprimit të forcës sizmike) nuk ishin dëmtuar, gjithashtu janë vëne re: shkëputje të mureve nga soleta në zonën e kontaktit të tyre, dëmtime të pjesshme vertikale apo horizontale në vetë planin e murit, çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor perimetral (fig. 2.22.a), çarje të kryqëzuara me një kënd 45° me drejtimin e veprimit të forcës sizmike, në elementët e muraturës ndërmjet hapësirave të njëpasnjëshme të të njëjtit kat (fig. 2.22b,c).

Mbi bazën e materialit të mësipërm do të diskutojmë rreth shkaqeve që favorizuan llojet e ndryshme të dëmtimeve në objektet prej murature, për të arritur në disa përfundime mbi mekanizmin e sjelljes, i cili është një element i rëndësishëm në projektimin antisizmik.



Figura 2.22 – Çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor (a) dëmtim nga forca prerëse (b) dëmtim diagonal i murit (c) (foto [31])

▪ Shkatërrimi jashtë planit të murit për efekt të ngarkesave sizmike

Ngarkesat sizmike ose të erës veprojnë në muret ndërmjet soletave të kateve në mënyrë përpjendikulare (fig. 2.23). Analizat e mekanizmave të shkatërrimit marin në konsideratë faktorë të ndryshëm, si kushtet e mbështetjeve, rezistencën në shtypje të murit, rezistencën në tërheqje, shtangësinë e murit dhe ngarkesat e aplikuara.

Analizat e dëmtimeve të objekteve të shkaktuara nga tërmeti janë elementë të rëndësishëm, që shërbejnë në zhvillimin e metodave të projektimit dhe ndërtimin e strukturave antisizmike. Në fakt, bazat e përpilimit të kodeve antisizmike janë mbështetur në këto vëzhgime dhe analiza. Mund të pohojmë pa asnjë dyshim se një tërmet që bie në një zonë të caktuar nxjerr në pah përshtatshmërinë e projektimit dhe cilësinë e zbatimit në kuptimin më të gjërë të fjalës. Studimi i materialit të grumbulluar në zona të ndryshme të vendit tonë të cilat janë goditur nga tërmete të fortë, dëmtimet në objektet prej murature, janë pothuajse identike në të gjitha rastet.

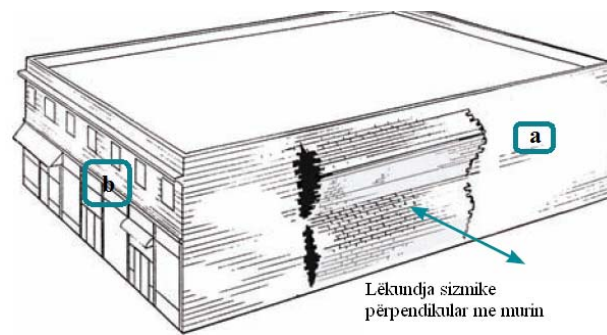


Figura 2.23 – Dëmtimi i ndërtesës nga veprimi sizmik, lëkundja sizmike përpjendikular me murin

2.3 Projektimi antisizmik

2.3.1 Sizmiciteti në Shqipëri

Përplasja e pllakave tektonike në koren e tokës shkakton lëkundje të sipërfaqes së Tokës. Ky fenomen quhet *Tërmet*. Tërmetet shoqërohen me çlirim të valëve sizmike të cilat mund të jenë vëllimore ose sipërfaqësore, këto të fundit i njohim si valë gjatësore ose tërthore[25].

Shqipëria është gjeologjikisht dhe sizmotektonikisht një zonë shumë e komplikuar. Vendi karakterizohet nga një mikrosizmicitet i zhvilluar me tërmete të vegjël, me numër mesatar tërmetesh të masës ($M=5.5\div 5.9$) dhe tërmete të mëdhenj të rrallë ($M>6.5$). Këto tërmete ndodhin në përgjithësi sipas tre palosjeve[1] :

- o Bregdeti Adriatiko-Jonian
- o Përkulja Peshkopi-Korçë
- o Rripi transversal Elbasan-Dibër-Tetovë

Nga pikëpamja neotektonike orogjeni shqiptar, që përbën pjesën më jug-perëndimore të pllakës Euro-Aziate dhe që konvergjon me mikropllakën e Adrias (pllaka Adriatike), ndahet në dy zona në bazë të regjimit të sotëm tektonik:

1. Zona e jashtme me regjim shtypës, që përfshin zonën bregdetare (Rënien Para Adriatik, Sazanin, Zonën tektonike Joniane dhe atë të Krujës) dhe që predominohet nga shkarje dhe palosje tektonike të orientuara në Veri – Veriperëndim.
2. Zona e brendshme me regjim ekstensional, që shtrihet në brendësi të vendit (Zonat tektonike në Lindje dhe në Veri-lindje të zonës së Krujës) dhe predominohet nga shkarje normale tektonike me drejtim shtrirje në Veri.

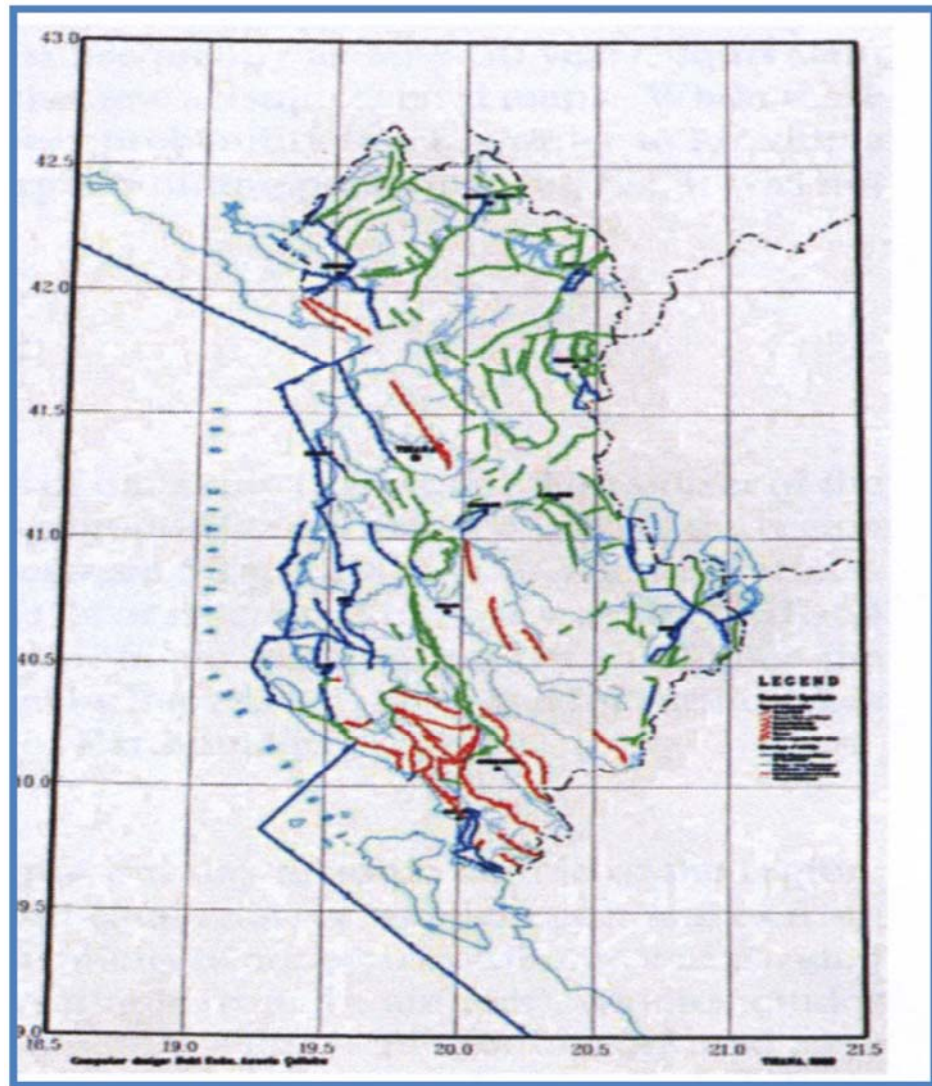


Figura 1.23 – Çarjet tektonike të vendit tonë[1]

Shqipëria është një vend i cili ndodhet në kufirin midis dy pllakave tektonike, atë Euro-Aziatike dhe Adria. Si rezultat i kolizionit të këtyre 2 pllakave është krijuar një brez sizmogjen aktiv i cili shpesh ka gjeneruar tërmete katastrofik si:

Tërmeti i Vlorës 16.04.1601 me $I_0=9$ ballë, tërmeti i Dubrovnikut 06.04.1667 me $I_0=10$ ballë, tërmeti i Saigjada-Konispolit 11.02.1872 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.7$, tërmeti i liqenit të Ohrit 18.02.1911 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.7$, tërmeti i Mokrës 13.02.1912 me $I_0=8$ ballë dhe $M=6$, tërmeti i Leskovikut 23.12.1919 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6.1$, tërmeti i Tepelenës 26.11.1920 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.4$, tërmeti i Durrësit me 17-12-1926 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i Llogorasë 21.11.1930 me $I_0=9$ ballë dhe $M=6.1$, tërmeti i Peshkopisë 27.08.1942 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6$, tërmeti i Lushnjës 01-09-1962 me $I_0=8-9$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i Fierit 18.03.1962 me $I_0=8$ ballë dhe $M=6.2$, tërmeti i 15-04-1979 me epiqendër në brigjet malazeze me $I_0=9-10$ ballë dhe $M=7.2$ [1]

Dëmet që kanë shkaktuar këto tërmete në shumicën e rasteve kanë qenë katastrofike. Shkaktimi i dëmeve shumë të mëdha lidhet me faktin se këto tërmete kanë rënë në zona ku dendësia e popullsisë ka qenë e madhe ose ndërtimet e bëra në këto zona nuk kanë marrë parasysh sa duhet rrezikun sizmik si dhe nuk është llogaritur si duhet risku sizmik i zonës. Bazuar në studimet e bëra, është konkluduar se përgjatë “zonës sizmogjene” Joniane-Adriatike mund të ndodhin tërmete me magnitude maksimale te pritshme $M=7-7.5$ në veri të zonës tërthore Shkodër-Pejë, kurse në jug të saj, në pjesën balllore, mund të ndodhin tërmete me $M=6.0-7.0$. Në drejtim të Tiranës, në lindje, mund të ndodhin tërmete me $M=5.5-6.0$.

Sipas studimeve në Shqipëri, periudha e përsëritjes së një tërmeti me $M=5.0$ është 3.6 vjet, e një tërmeti me $M=6.0$ është 29.1 vjet, e një tërmeti me $M=6.5$ është 93.9 vjet dhe e një tërmeti me $M=7.0$ është 505.6 vjet[1] .

2.3.2 Kodi shqiptar i projektimit antisizmik KTP-N2-89

Tërmetet përbëjnë një rrezik të madh për njerëzit që jetojnë dhe punojnë në ndërtesa të ndërtuara keq. Dëmtimet që tërmetet gjenerojnë, janë të kufizuara në përgjithësi në një zonë rreth epiqendres. Fatkeqësitë shkaktohen nga kombinimi i dridhjes së fortë të terrenit, madhësisë së tërmetit, me cilësinë e dobët të ndërtimit (kapaciteti i ulët strukturor i cili çon në performancë të dobët gjatë veprimit të tërmetit) dhe densitetit të lartë të popullsisë në zonën ku bie tërmeti. Krahësimi në mes të rrezikut të tërmetit dhe rreziqeve të tjera natyrore, tregon se rreziku i tërmetit është shumë më i lartë se rreziqet e tjera natyrore, madje edhe në rajonet me sizmicitet të ulët. Dëmi i tërmetit rritet shumë me uljen e probabilitetit të ndodhjes (rritja e periudhës së përsëritjes), që do të thotë se tërmetet e mëdha janë të rrallë, por shumë shkatërrues[17].

Është evidentuar se Shqipëria është karakterizuar nga tërmete intensive të vegjël dhe të mesëm. Megjithatë, në zonën ku shtrihet Shqipëria, disa tërmete katastrofike kanë ndodhur gjatë shekujve, të cilët kanë shkatërruar deri në atë pikë sa kanë fshirë qytete të tërë. Për shkak të këtij fakti, që nga kohët e hershme komuniteti shqiptar ka krijuar disa rregulla dhe këshilla për të patur banesa disi më të forta. Me kalimin e kohës (sidomos gjatë shekullit të kaluar), këto rregulla empirike dhe përvoja u transformuan në kode të plotë ligjore për ndërtimin, të cilat në mënyrë të vazhdueshme janë rritur përmes ndryshimeve të rëndësishme dhe përmirësimeve që janë pasqyruar deri në kodin e fundit të projektimit.

Natyrisht do të ishte optimale të ketë një nivel sigurie për pothuajse të gjitha strukturat funksionale, por kjo të çon në një zgjidhje të pamundur ekonomike dhe financiare. Kjo i çoi ekspertët të vendosnin se ndërtesat më të rëndësishme, jetike dhe emergjente do të kenë një nivel më të lartë sigurie kundrejt rreziqeve të parashikuara. Një nga arsyet për një ndërtesë për të patur një nivel më të lartë sigurie është numri i mundshëm i njerëzve që ndodhen brenda ndërtesës në kohën që ndodh ngjarja. (Kodi Sizmik Shqiptar (1952, 1963, 1978, 1989) dhe versionet e përmirësuara).

KTP-N2-89 është publikuar në vitin 1989 i miratuar me vendimin Nr.40, datë 10.01.1989, nga Këshilli Shkencor i Ministrisë së Ndërtimit. Rregullat Teknike të Projektimit për ndërtimet rezistente ndaj tërmeteve aplikohen si gjatë projektimit

ashtu dhe zbatimit të ndërtesave dhe veprave inxhinierike në zonat sizmike. Qëllimi i këtyre Rregullave është të sigurojë se në rast tërmetesh:

- Do të mbrohet jeta e njerëzve.
- Do të kufizohen dëmtimet.
- Do të mbeten funksionale (operacionale) strukturat ndërtimore që janë të rëndësishme për mbrojtjen civile.

Në veçanti, sigurimi i objektivave të mësipërme qëndron edhe në bazën e Rregullave Teknike të Projektimit të ndërtesave rezistente ndaj tërmeteve. Hap i parë në krijimin e një kodi të plotë dhe të saktë projektimi, duhet të jetë një studim i plotë në rang vendi i sizmiologjisë dhe një mikro-zonim i saktë i të gjithë territorit, në mënyrë që të skicohen harta të sakta për intensitetin e parashikuar të tërmeteve dhe për PGA(maksimale të pritur për zona të veçanta.

Rregullat e para sizmike, që shoqëronin të parën hartë të zonimit sizmik të Shqipërisë, u miratuan më 1952-në. Nga rishikimi i vitit 1963 u shtuan kërkesat për paraqitjet sizmike, ndërsa rishikimi i vitit 1978 nuk solli përmirësime të dukshme. Pas tërmetit të vitit 1979 në Mal të Zi (Serbi e Mal të Zi), u miratua një hartë e re e zonimit sizmik të Shqipërisë, me shkallën 1:500.000 (akti ligjor nr. 371 i vitit 1979). Edhe kësaj harte i është bërë një rishikim, që solli ndryshime të pjesshme dhe përmirësime në rregullat sizmike. Gjatë viteve 1980 është kryer një rishikim i përgjithshëm i rregullave teknike asizmike dhe kanë hyrë në veprim rregullat e reja për qëndresën ndaj tërmeteve (KTP-N.2-89) që nga viti 1989. Si kushtet teknike të projektimit KTP-N.2-89, edhe Harta përkatëse e zonimit sizmik të Shqipërisë është në fuqi.

Harta e zonimit sizmik, e shoqëruar me intensitetet maksimale të pritshme MSK-64 të trullit me kushte mesatare për periudhën e kthimit 100 vjet (mundësia e kapërcimit rreth 30 për qind), e ndan vendin në tri zona intensiteti MSK-64 (VI, VII dhe VIII). Intensiteti IX është dukuri e tipit njollë, të vendosur vetëm në zonat e epiqendrës së tërmeteve të mëdha historike. Lidhur me hartën e zonimit sizmik (duke përfshirë ndryshimet e vitit 1963), harta e vitit 1979 në themel i shton intensitetet me një gradë MSK-64, madje shtesa për disa rajone shkon në dy (Lezhë, Tropojë, Kukës). Përdorimi i hartës së zonimit sizmik është përcaktuar për projektimin e ndërtesave të zakonshme me lartësi deri në 6 kate. Për struktura të tjera, dispozitat e ligjit kërkojnë përpunimin e dokumentimit të zonimit të detajuar për vlerësimet sasiore të parametrave të projektimit të varur nga sizmika e vendit.

Rruga e lindjes së mbrojtjes sizmike në Shqipëri dëshmon se mund të dallohen tri periudha karakteristike të ndërtimit:

- (1) para vitit 1960 – mbrojtje sizmike në nivel mjaft të ulët ose mungon fare;
- (2) 1960-1990 – nivel i ulët dhe krejt i pamjaftueshëm i mbrojtjes sizmike;
- (3) pas vitit 1990 – niveli i mbrojtjes KTP-N.2-89, i cili, duke mbajtur parasysh studimet e reja sizmike të vendit, mund të quhet, gjithashtu, i pamjaftueshëm.

Harta e parë sizmike e Shqipërisë daton në vitin 1952 si produkt i punës së bërë nga ekspertët të Institutit të Shkencave dhe Ministrisë së Ndërtimit të asaj kohe.

Që atëherë, puna për vlerësimin sa më të saktë të rrezikut sizmik në vendin tonë ka vijuar me botime të shumta deri në ditët tona. Por theksojmë se Harta e rajonizimit sizmik që është ende në fuqi daton në vitin 1979 (Fig. 2.25). Në Fig. 2.24 është vendosur harta e rajonizimit sizmik të vendit tonë e hartuar nga një grup autorësh, e vitit 1963 (shih (Sulstarova, etj., 1980)).

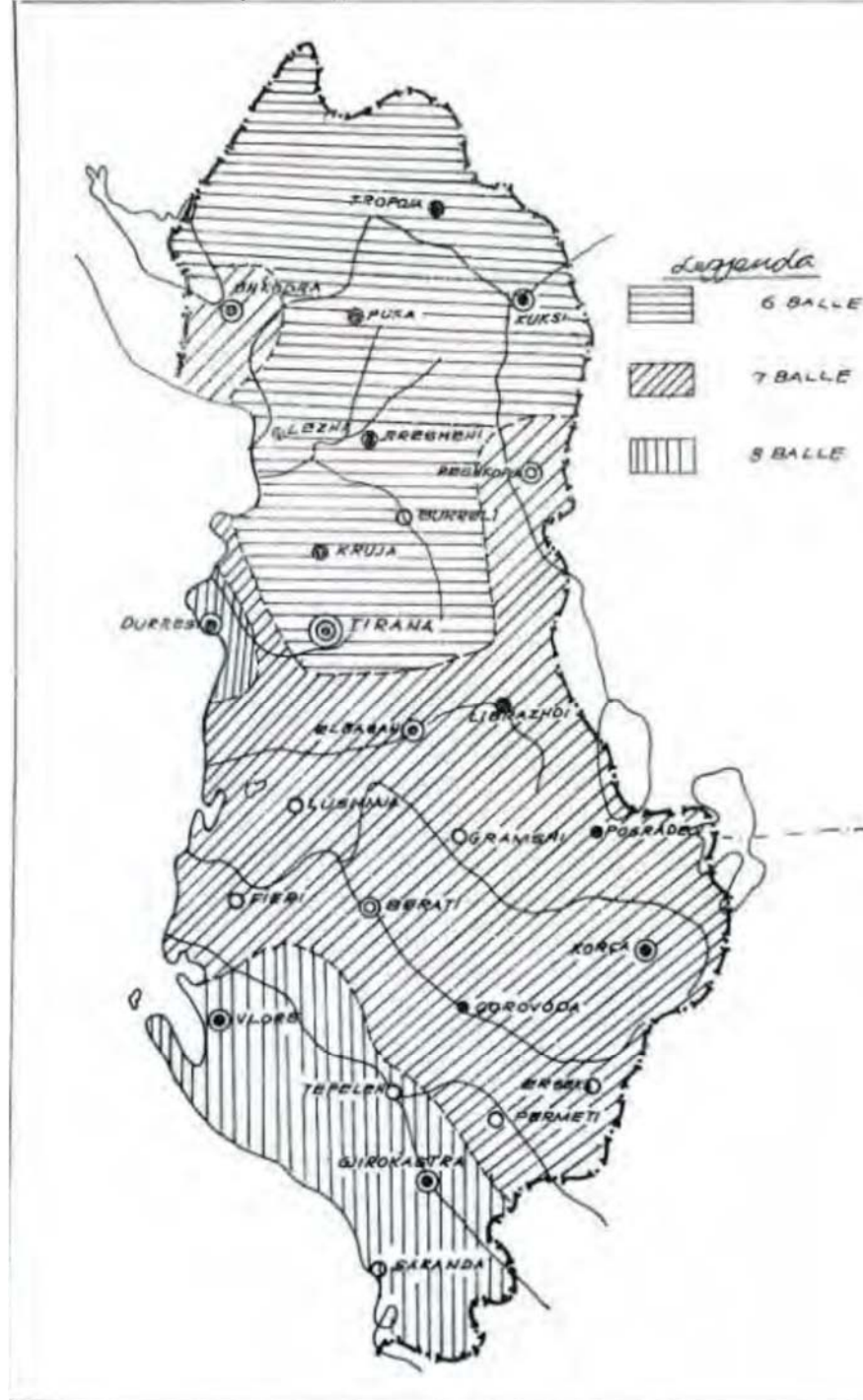


Figura 2.24 – Harta e propozuar në vitin 1963[1]

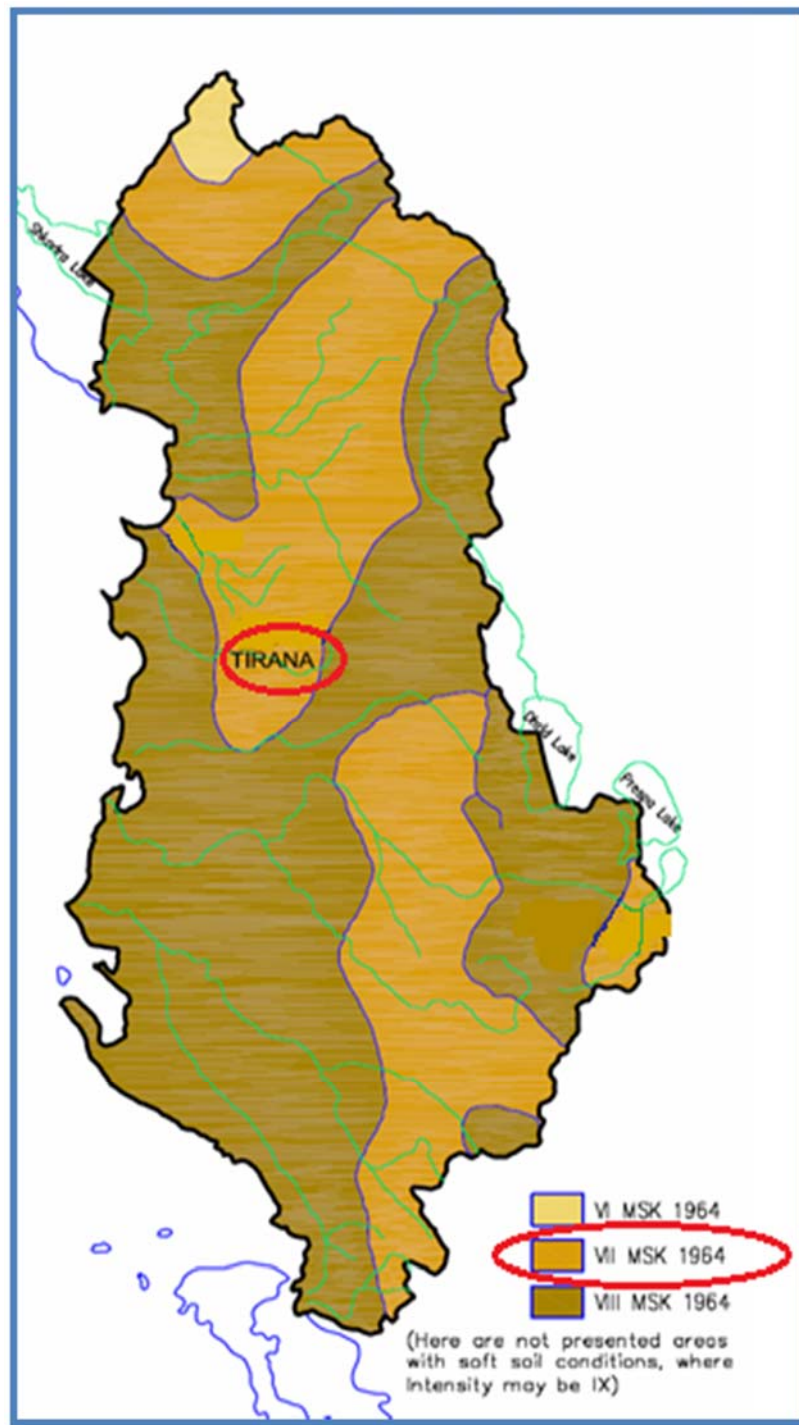


Figura 2.25 – Harta në fuqi e rajonizimit sismik të Shqipërisë. [1]

Llogaritja sizmike sipas KTP-N.2-89 për një godinë me mure mbajtëse prej tulle ndjek procedurën që vijon:

1. Llogaritja e forcave sizmike horizontale që veprojnë në çdo kat.
2. Shpërndarja e forcave sizmike në muret strukturore mbështetur në konceptin e ngurtësisë së katit.
3. Llogaritja e forcave të brendshme (momente dhe forcat prerëse) që lindin në muret strukturore nga veprimi sizmik.
4. Llogaritja e aftësisë mbajtëse ndaj momentit përkules dhe forcës prerëse të mureve strukturore në nivelin e çdo kati.
5. Kontrolli i vlerave të momenteve dhe forcave prerëse vepruese në murin strukturor me vlerat e momenteve dhe forcave prerëse, që është në gjendje të përballojë muri strukturor.

Forca sizmike për drejtimin më të rrezikshëm apo horizontal në një pikë çfardo K të konstruksionit ku është përqëndruar masa “ Q_k ”, për një formë të cfarëdoshme të lëkundjes së lirë përcaktohet me formulën[17]:

$$E_{ki} = K_E \cdot K_r \cdot \psi \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki} \cdot Q_K \quad (2.24)$$

Q_K -ngarkesë vertikale që shkakton forcë inercie e cila përbëhet nga pesha vetjake e konstruksionit e shumëzuar me koeficientin e mbingarkimit 0.9, ngarkesa e përkohshme me veprim të shkurtër me 0.4, ajo me veprim të gjatë me 0.8.

$$\eta_{ki} \text{-koeficienti i shpërndarjes së ngarkesës; } \eta_{ki} = \frac{3k}{2n+1} \quad (2.25)$$

k- kati në studim;

n- numri i kateve të konstruksionit;

K_E -koeficienti i sizmicitetit që meret në tabelë në funksion të llojit të tërmetit (tab. 2.11)

K_r -koeficienti i rëndësisë së objektit (tabela 4-a, KTP-N.2-89)

ψ -koeficienti që merr parasysh punën e konstruksionit pas fazës elastike (tab. 5, KTP-N.2-89)

β_i -koeficienti dinamik për formën e “i-te” të lëkundjeve që varet nga perioda e lëkundjeve të lira të konstruksionit $T_i = 0.045 n_{\text{kateve}}$

Koeficienti dinamik β_i përcaktohet nga ekuacionet e mëposhtme ose nga grafiku:

1. Për toka të kategorisë së parë:

$$0.65 \leq \beta = 0.7/T \leq 2.3 \quad (2.26)$$

2. Për toka të kategorisë së dytë:

$$0.65 \leq \beta = 0.8/T \leq 2.0 \quad (2.27)$$

3. Për toka të kategorisë së tretë:

$$0.65 \leq \beta = 1.1/T \leq 1.7 \quad (2.28)$$

Ku: T-perioda e lëkundjeve të lira

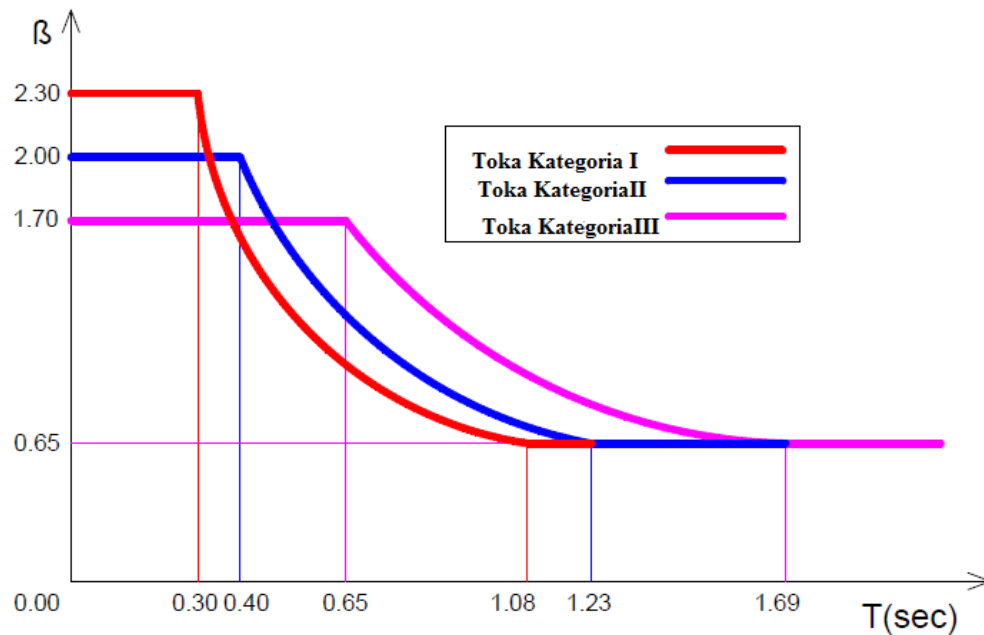


Figura 2.26 – Grafikët e koeficientit β

Tabela 2.11 – Vlerat e koeficientit K_E

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

Forca prerëse sizmike që vepron në një kat të godinës shpërndahet në muret strukturore të këtij kati paralel me drejtimin e veprimit të kësaj force në mënyrë proporcionale me shtangësitë, duke supozuar se soletat janë të padeformueshme në planet e tyre.

Shtangësia e një muri apo elementi mur (pjesa e murit ndërmjet hapësirave të njëpasnjëshme të një kati) varet nga karakteristikat e materialeve dhe nga kushtet e

mbërthimit të ekstremeve të tij. Këto kushte lidhen me hipotezat mbi mekanizmin e sjelljes së tyre (mekanizmi kat ose mekanizmi konsol) gjatë veprimit sizmik.

Për muret e ndërprerë nga hapësira, elementet brenda katit modelohen si kollona vertikale të inkastruara në fundin e tyre dhe të lidhura me ekstremin tjetër me një soletë të padeformueshme e cila lejon zhvendosjen e seksioneve të sipërm por jo rrotullimin e tyre. Muret e plotë (pa hapësira) modelohen si konsola vertikale të inkastruara në njërin anë dhe të lira në anën tjetër me lartësi sa lartësia e godinës.

2.3.3 Kodi evropian i projektimit antisizmik EN1998

Duke qenë se tërmeti është një ngjarje e mundshme, për të bërë një vlerësim sa më të saktë duhet që nga ana statistikore të përpunohet një numër sa më i madh ngjarjesh sizmike. Kjo mënyrë është shumë e aplikueshme në projektimin e ndërtesave antisizmike. Shpejtimi projektues i referohet shpejtimit sizmik të truallit shkëmbor që nuk e kapërcen mundësinë me 90%, brenda një periudhe kohore $t=50$ vjet apo thënë ndryshe shpejtimi që shkakton tërmeti me periudhë përsëritjeje 475 vjet është quajtur tërmeti i projektimit [12].

Për qëllime projektimi sizmik, konkluzionet e çdo analize të një rajoni të dhënë paraqiten nëpërmjet haratave të rrezikut sizmik. Një mënyrë e përhapur sot për konceptimin e hartave të rrezikut sizmik është konturimi i vlerave të njëjta të shpejtimeve a_g apo PGA të cilat për një probabilitet të caktuar nuk kapërcehen gjatë një periudhe të caktuar ekspozimi. Këto quhen harta të izo-akseleracioneve sizmike.

Për territorin e vendit tonë ekziston dhe është në fuqi harta e rajonizimit sizmik në shkallën 1:500000. Kjo hartë vlerëson rrezikun sizmik mbi bazën e intensiteteve I_0 sipas shkallës MSK-64. Mbi bazën e saj mund të vlerësohet efekti i pritshëm sipërfaqësor maksimal i tërmeteve për kushtet mesatare të truallit. Në hartë dallohen tre kategori kryesore zonash me intensitet lëkundjeje 6,7,8 ballë. Intensiteti bazë i dhënë në hartën sizmike të Shqipërisë saktësohet mbi bazën e njohjes së kushteve inxhinieriko-geologjike, hidrologjike dhe geomorfologjike të shesheve të ndërtimit.

Territori i vendit ndahet në zona sizmike, që varen nga rreziku lokal. Me përkufizim, supozohet që rreziku brenda çdo zone është konstant. Për shumicën e aplikimeve të këtyre Rregullave Teknike rreziku përshkruhet në funksion të një parametri të vetëm, d.m.th. të vlerës së përshpejtimit maksimal të pikës së referencës së truallit në tipin A të truallit, a_{gR} .

Shpejtimi pik i referencës së truallit në tipin A, a_{gR} , mund të nxirret nga hartat e zonimit që gjenden në Aneksin Kombëtar (Harta e Rajonizimit Sizmik të Shqipërisë, në shkallën 1:200000, me periudhë përsëritjeje $T = 475$ vjet dhe Harta e Rajonizimit Sizmik të Shqipërisë në shkallën 1:200000, me periudhë përsëritjeje $T=90$ vjet). Shpejtimi pik i referencës së truallit, i zgjedhur për secilën zonë sizmike, i korrespondon periudhës së referencës së përsëritjes T_{NCR} të veprimit sizmik referuar kërkesës së mosshëmbjes së zgjedhur. Për këtë periudhë reference përsëritjeje caktohet një faktor rëndësie γ_1 i barabartë me 1,0.

Për periodat e tjera të përsëritjeve të ndryshme nga ajo e referencës shpejtimi projektues i truallit në tipin A, a_g , është i barabartë me produktin a_{gR} me γ_I ($a_g = \gamma_I a_{gR}$). Konsiderohen si raste me sizmicitet shumë të ulët ato raste në të cilat, shpejtimi projektues i truallit të tipit A, a_g , është jo më i madh se $0,04g$ ($0,39 \text{ m/s}^2$) duke plotësuar njëkohësisht edhe kushtin që produkti $a_g S$ është jo më i madh se $0,05g$ ($0,49 \text{ m/s}^2$).

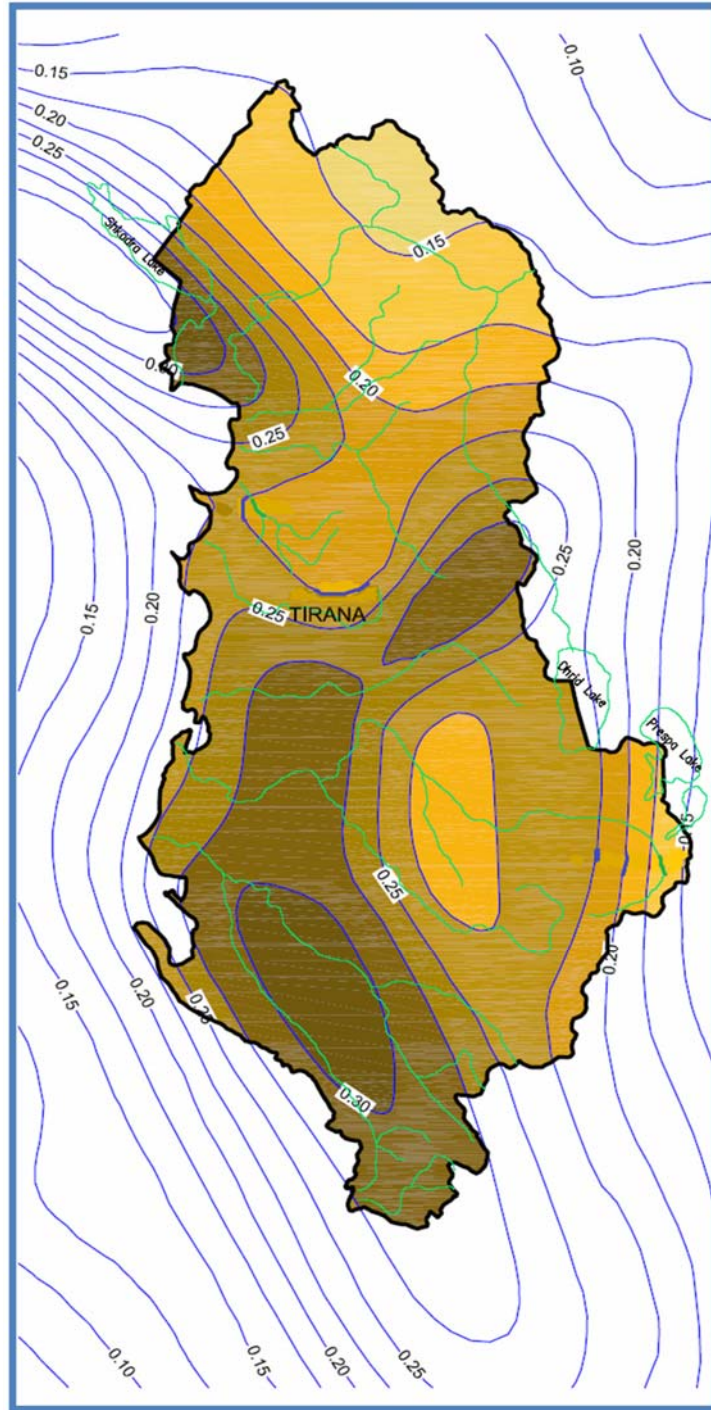


Figura 2.27 – Harta e rajonizimit sizmik e shprehur ne PGA[1]

- **Identifikimi i tipeve të truallit**

Për të marrë parasysh ndikimin e kushteve lokale të truallit në veprimin sizmik mund të përdoren tipet e truallit A, B, C, D dhe F, të përshkruar nëpërmjet profileve stratigrafike dhe parametrave të dhënë në Tabelën 3. Kjo mund të bëhet gjithashtu duke konsideruar në mënyrë plotësuese, ndikimin e gjeologjisë së thellë (sismo-tektonikës) në veprimin sizmik.

Skema e klasifikimit të truallit duke marrë parasysh gjeologjinë e thellë (tektonikën) mund të specifikohet në dokumenta teknike përkatëse, duke përfshirë vlerat e parametrave S , T_B , T_C dhe T_D që përkufizojnë spektrat elastikë, horizontalë dhe vertikalë[12].

Tabela 2.12 – Karakteristikat e truallit/[12].

Tipi i truallit	Përshkrimi i profilit stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/S)	N_{SPT} (goditje/30 cm)	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5m material të dobët në sipërfaqe	> 800	-	-
B	Depozita me rërë shumë të ngjeshur, zhavorr ose argjile shumë të ngurta, të paktën me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuar nga një rritje graduale e karakteristikave mekanike, me rritjen e thellësisë	360-800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjile të ngurta me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra	180-360	15-50	70-250
D	Depozitime tokash të palidhura deri gjysmë të palidhura (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose tokash që janë në masën mbizotëruese të buta (të dobëta) deri në të forta të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil toke (trualli) që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlerë v_s të tipit C e D dhe trashësi që ndryshon midis rreth 5 m dhe 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me $v_s > 800$ m/sek			
S_1	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10m trashësi-argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti ($PI > 40$) dhe nivel të lartë ujrash nëntokësore	100 (indikative)	-	10-20
S_2	Depozitime tokash (trojesh) të lëngëzueshme, prej argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose me çdo profil tjetër toke (trualli) që nuk përfshihet në tipet A-E ose S_1			

Vendi i ndërtimit do të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë mesatare të valëve të prerjes (tërthore), $v_{s,30}$, nëse kjo është e mundshme të përftohet, përndryshe

do të përdoren vlerat e N_{SPT} . Shpejtësia mesatare e valëve të prerjes (tërthore) llogaritet sipas shprehjes vijuese:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum_{i=1,N} \frac{h_i}{v_i}} \quad (2.29)$$

ku: h_i dhe v_i tregojnë trashësinë (në m) dhe shpejtësinë e valëve të prerjes (tërthore) në madhësinë 10^{-5} , ose më pak, të deformimit në rrëshqitje, prerje të formacionit ose shtresës së i -së, nga një total prej N formacionesh ose shtresash në 30 metrat e sipërm.

Për vendet e ndërtimit me kushte trualli që u përgjigjen dy tipeve të veçanta S_1 , dhe S_2 , për përcaktimin e veprimit sizmik kërkohen studime të veçanta. Për këto tipe, dhe veçanërisht për S_2 , duhet të konsiderohet mundësia e shkatërrimit (humbjes së aftësisë mbajtëse) të truallit gjatë veprimit sizmik.

Do të duhet që, të tregohet vëmendje e veçantë, nëse depozitimi është i tipit S_1 të truallit. Zakonisht troje të tilla kanë vlera shumë të ulëta të V_s , shuarje të brendshme të vogël (të ulët) dhe një rend të shtrirë jo të zakonshëm të sjelljes lineare; prandaj, mund të shkaktohet amplifikim sizmik me anomali të truallit të ndërtimit si dhe efekte bashkëveprimi truall-strukturë me anomali. Në këtë rast, do të duhej që, me qëllim përcaktimin e varësisë së spektrit të reagimit nga trashësia dhe vlera v_s e shtresës së butë argjil dhe nga kontrasti i ngurtësisë midis kësaj shtrese dhe materialeve që ndodhen nën të, të kryhet një studim i veçantë për përcaktimin e veprimit sizmik.

• Tërmeti i projektimit dhe probabiliteti

Në praktikën normative Evropiane (EC8) si vlerë e rekomanduar për shpeshtësinë e veprimit sizmik të projektimit apo tërmetit të projektimit jepet perioda e tij e përsëritjes $RP=475$ vjet. Kjo vlerë i përgjigjet një probabiliteti prej vetëm 10% për kapërcimin e intensitetit të tërmetit të projektimit brenda një periudhe kohore 50 vjecare. Si masë e intensitetit të këtij veprimi sizmik në EC8 përdoret shpejtimi i projektimit ag, në truall shkëmbor apo të fortë, që përdoret si ‘funksion hyrës’ në verifikimin e rezistencës dhe duktilitetit të mjaftueshëm për plotësimin e kërkesave projektuese themelore të ndërtesave, të lidhura këto kryesisht me gjëndjen e fundit kufitare ULS. Tërmeti që i korrespondon gjëndjes kufitare të shfrytëzimit SLS merret mjaft më i lehtë[12].

Në literaturën teknike Evropiane trajtohet edhe mundësia e një veprimi sizmik shumë të madh, të jashtëzakonshëm, e tërmetit ‘maksimal të mundshëm’. Ky natyrisht konsiderohet mjaft më i rrallë se ‘tërmeti i projektimit’. Sipas disa indikacioneve tërmeti maksimal i mundshëm mund të konsiderohet tërmeti me periudhë përsëritëse $RP=1000$ vjet. Ka edhe rekomandime për ta zgjedhur atë me intensitet 2 herë më të madh se sa tërmeti i projektimit. Nëse këtij të fundit i korrespondon p.sh. shpejtimi 0.25g, sipas këtyre rekomandimeve shpejtimi i tërmetit maksimal të mundshëm do të merrej 0.5g. Në EC8 për këtë tërmet si dhe për kriteret përkatëse të projektimit nuk ka përcaktime specifike. Mund të konsiderohet se respektimi i masave specifike konstruktive suplementare që përmban ky eurokod ndihmojnë për një përballim të mundshëm edhe të një tërmeti të tillë eventual, por meqë ka pak të ngjarë që të ndodh

ky veprim sizmik i rrallë gjatë kohës së jetës së strukturës, në rastet kur trajtohet ky veprim si një provë e sigurisë strukturore, mund të jenë të përligjura dëmtime serioze strukturore me kusht që të jetë përsëri e shmangur shembja e ndërtesës dhe jeta e njerëzve të jetë e garantuar.

- **Spektri i reagimit elastik horizontal**

Për komponentët horizontalë të lëvizjes sizmike spektri i reagimit elastik $Se(T)$ përkufizohet nga shprehjet vijuese[12]

$$0 \leq T \leq T_B : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (2.30)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (2.31)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (2.32)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : Se(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (2.33)$$

$Se(T)$ - spektri i reagimit elastik;

T - perioda e lëkundjeve e sistemit linear me një shkallë lirie;

a_g - shpejtimi projektues i truallit në tipin A të trojeve ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);

T_B, T_C - kufijtë e degës me shpejtim spektral konstant;

T_C - vlera që përcaktojnë fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektër;

S - faktori i truallit;

η - faktori korigjues i shuarjes, me vlerë reference $\eta = 1$ për 5% shuarje viskoze;

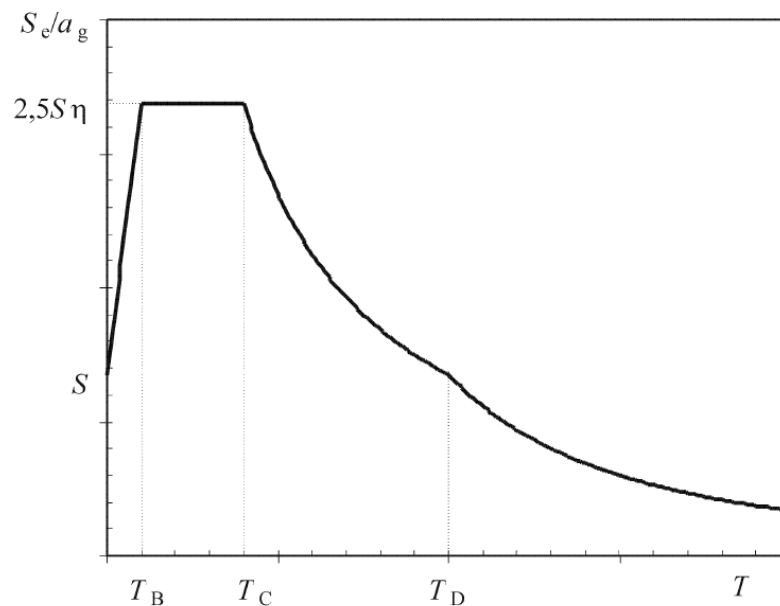


Figura 2.28 – Forma e spektrit të reagimit elastik(EC-8)

Vlerat e periodave T_B , T_C dhe T_D si dhe të faktorit të truallit S që përshkruajnë formën e spektrit të reagimit elastik varen nga tipi i truallit. Ato klasifikohen për dy lloje magnitudash $M > 5.5$ dhe $M < 5.5$.

Tabela 2.13 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 1 (magnitudë tërmeti $M > 5.5$)

Tipi 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

Tabela 2.14 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrin e rekomanduar të reagimit elastik të Tipit 2 (magnitudë tërmeti $M < 5.5$) [12]

Tipi i trualli	S	$T_B(S)$	$T_C(S)$	$T_D(S)$
A	1,0	0,05	0,25	1,2
B	1,35	0,05	0,25	1,2
C	1,5	0,10	0,25	1,2
D	1,8	0,10	0,30	1,2
E	1,6	0,05	0,25	1,2

- **Karakteristikat e ndërtesave rezistente ndaj tërmetit**

Në rajonet sizmike aspekti i rrezikut sizmik duhet të merret parasysh në fazat e para të projektit, duke mundësuar kështu realizimin e një sistemi strukturor i cili, brenda kostove të pranueshme, kënaq kërkesat themelore të projektimit të një ndërtese [12].

Parimet udhëzuese që përcaktojnë këtë projektim kundrejt rrezikut sizmik janë:

1. Thjeshtësia strukturore.
2. Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria statike.
3. Rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve.
4. Rezistenca dhe ngurtësia përdredhëse.
5. Sjellja diaframatike (tip diafragme, si e një ndërkati të ngurtë) në nivelin e katit.
6. Themele të përshtatshme.

Këto parime përputhen më tej në shpjegimet e mëposhtme [12]:

1. Thjeshtësia strukturore

Thjeshtësia strukturore, që karakterizohet nga ekzistenca e rrugë – kalimeve të qarta dhe të drejtëpërdrejta për transmetimin e forcave sizmike

2. Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria

Uniformiteti karakterizohet nga një shpërndarje uniforme e elementëve strukturorë, i cili, nëse realizohet në planimetri, lejon transmetim të shkurtër dhe të drejtëpërdrejtë të forcave inerciale të shfaqura në masat e shpërndara të ndërtesës.

Uniformiteti në zhvillimin e strukturës në lartësi të ndërtesës është gjithashtu i rëndësishëm, përderisa ai tenton të eliminojë shfaqjen e zonave të ndjeshme ku përqëndrime të nderjeve ose kërkesa të duktilitetit të lartë mund të shkaktojnë shembje në mënyrë të parakohshme.

3. Rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve

Lëvizja sizmike horizontale është një fenomen që shfaqet sipas dy drejtimeve (fenomeni bi-direksional) dhe prandaj struktura e ndërtesës duhet të jetë në gjendje t'u rezistojë veprimeve horizontale sipas çdo drejtimi.

4. Rezistenca dhe ngurtësia përdredhëse

Përveç rezistencës dhe ngurtësisë anësore do të duhet që strukturat e ndërtesave të kenë rezistencë dhe ngurtësi të përshtatshme përdredhëse, me qëllim që të kufizohet shfaqja e lëvizjeve përdredhëse të cilat tentojnë t'i sforcojnë elementët e ndryshëm strukturorë në mënyrë jouniforme

5. Sjellja diafragmatike në nivelin e katit

Mbulesat e ndërkateve veprojnë si diafragma horizontale që mbledhin dhe transmetojnë forca inerciale në sistemet strukturore vertikale dhe sigurojnë atë që këto sisteme të veprojnë së bashku për t'i rezistuar veprimit sizmik horizontal. Veprimi i mbulesave të ndërkateve si diafragma është veçanërisht i rëndësishëm në rastet e planimetrive komplekse dhe jouniforme të sistemeve strukturore vertikale, ose kur përdoren së bashku sisteme me karakteristika të ndryshme deformueshmërie horizontale (siç janë p.sh. sistemet duale ose mikse).

6. Themelet e përshtatshme

Në këndvështrimin e veprimit sizmik, projektimi dhe ndërtimi i themeleve dhe i lidhjeve me strukturën sipër tyre duhet të sigurojnë atë që e gjithë ndërtesa t'i nënshtrohet një veprimi uniform sizmik.

• **Kriteret për rregullsinë në plan**

Përsa i përket ngurtësisë anësore dhe shpërndarjes së masave, struktura e ndërtesës është përafërsisht simetrike në plan sipas dy akseve ortogonale.

Konfiguracioni në plan është kompakt, d.m.th. në çdo kat ai kufizohet nga një vijë poligonale konvekse. Por edhe nëse ekzistojnë thyerje në plan, me kënde dhe pjesë të hyra dhe të dala, rregullsia në plan mund të konsiderohet e plotësuar, me kusht që këto thyerje të mos ndikojnë në ngurtësinë në plan të mbulesave të ndërkateve dhe që, për çdo thyerje, sipërfaqja që përfshihet midis konturit të mbulesës së ndërkatit dhe një vije poligonale konvekse që mbështjell mbulesën e ndërkatit nuk tejkalon masën 5% të sipërfaqes së mbulesës së ndërkatit.

Ngurtësia në plan e mbulesave të ndërkateve është në mënyrë të mjaftueshme e madhe në krahasim me ngurtësinë anësore të elementëve strukturorë vertikalë, e tillë që deformimi i katit të ketë efekt të vogël në shpërndarjen e forcave ndërmjet elementëve strukturorë vertikalë. Në këtë këndvështrim do të duhet që format plane

L, C, H, I, X të shqyrtohen me kujdes, veçanërisht përsa i përket ngurtësisë së krahëve anësore; kjo ngurtësi do të duhet të jetë e krahasueshme me atë të pjesës qendrore, me qëllim që të plotësohet kushti i diafragmës së ngurtë (rigjide). Aplikimi i këtij paragrafi do të duhej që të merrej parasysh për sjelljen globale të ndërtesës.

Përkulshmëria $\lambda = L_{max} / L_{min}$ e ndërtesës në plan është jo më e madhe se 4, ku L_{max} dhe L_{min} janë përkatësisht përmasa më e madhe dhe më e vogël në plan e ndërtesës, të matura ato (përmasat) sipas drejtimeve ortogonale.

Në çdo nivel dhe për çdo drejtim të analizës, sipas x ose y , jashtëqendërsia strukturore e_0 dhe rrezja e përdredhjes r janë të tilla që të kënaqen të dy kushtet e mëposhtme, të cilët janë shprehur për drejtimin e analizës sipas aksit y :

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x \qquad r_x \geq l_s \qquad (2.34)$$

ku :

e_{0x} largësia midis qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masës, matur sipas drejtimin x , i cili është normal me drejtimin e analizës së konsideruar ;
 r_x rrënja katrore e raportit midis ngurtësisë përdredhëse dhe ngurtësisë anësore në drejtimin y (“rrezja përdredhëse”);
 l_s rrezja e inercisë së mbulesës së ndërkatit në plan (rrënja katrore e raportit midis momentit polar të inercisë së mbulesës së ndërkatit në plan kundrejt qendrës së masave të mbulesës së ndërkatit dhe sipërfaqes së mbulesës së ndërkatit).

Të gjitha sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore, si bërthamat (nuklet), muret ose ramat strukturore, vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në krye të ndërtesës. Nëse të dy kushtet plotësohen, atëherë pozicioni i qendrave të ngurtësisë dhe rrezeve përdredhëse në të gjitha katet, mund të llogaritet si ato të disa madhësive, propocionale, me një sistem forcash dhe që shkaktjnë një zhvendosje njësore në nivelin e sipërm (kreun) të sistemeve të veçanta të rezistencës ndaj forcave anësore.

Në ramat dhe në sistemet me mure fleksibël, ku si deformacione mbizotëruese janë ato të përkuljes, madhësitë e mësipërme mund të merren si momentet e inercisë së seksioneve tërthore të elementëve vertikale. Nëse, përveç deformacioneve nga përkulja, janë të rëndësishme edhe deformacionet nga prerja, atëherë këto mund të merren parasysh duke përdorur një moment inercie ekuivalent të seksionit tërthor.

• Kriteret për rregullsi në lartësi

Të gjithë sistemet rezistues ndaj ngarkesave anësore, sikurse janë bërthamat (nuklet), muret ose ramat strukturore, vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në kreun e ndërtesës ose, në rastin kur në lartësi të ndryshme janë të pranishme thyerje (“setbacks”)- deri në nivelin e sipërm të zonës së rëndësishme të ndërtesës.

Ngurtësia anësore dhe masa e kateve të veçantë mbeten që të dy konstantë ose reduktohen gradualisht, pa ndryshime të theksuara, nga baza deri në nivelin e sipërm (kreun) të ndërtesës.

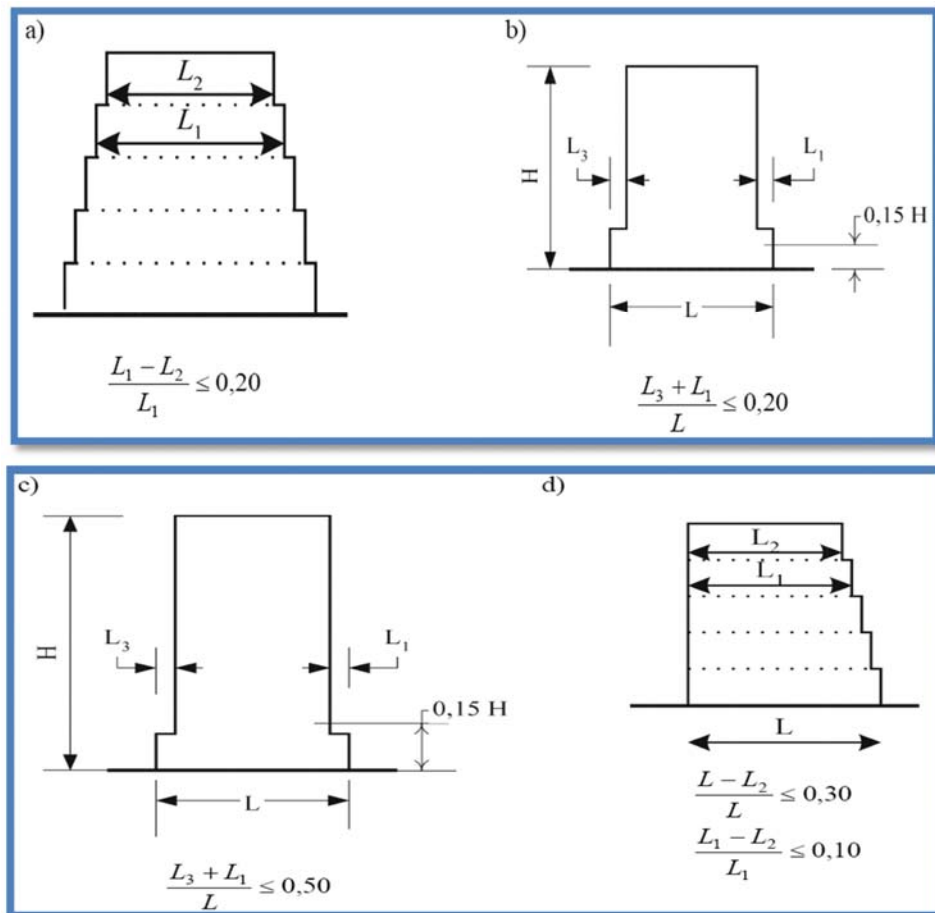
Do të duhet që në ndërtesat me rama, raporti i rezistencës reale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza të mos ndryshojë në mënyrë jopropocionale midis kateve fqinjë.

Kur janë të pranishme shkallëzimet apo thyerjet (“setbacks”) aplikohen kushtet vijuese shtesë:

a) për shkallëzimet (thyerjet) graduale që respektojnë simetrinë aksiale, shkallëzimi në lartësi në çdo kat nuk është më i madh se 20% e përmasës paraardhëse (të mëparshme) në plan në drejtimin e shkallëzimit (shih Fig. 2.29.a dhe b);

b) për një shkallëzim (thyerje) që realizohet brenda pjesës së poshtme të ndërtesës me lartësi totale të sistemit kryesor strukturor, shkallëzimi nuk është më i madh se 50% të përmasës së mëparshme në plan (shih Fig. 2.29.c). Në këtë rast do të duhej që struktura e zonës së bazës që përfshihet brenda perimetrit të përfutur sipas projekcionit vertikal të kateve të mësipërm të projektohet nga ana strukturore e tillë që t'i rezistojë të paktën 75 % të forcave prerëse horizontale që do të shfaqeshin në atë zonë në një ndërtesë të ngjashme pa zgjerimin e bazës;

c) në qoftë se shkallëzimet nuk respektojnë simetrinë, në çdo faqe shuma e shkallëzimeve për të gjitha katet është jo më e madhe se 30% e përmasës në plan të katit të parë dhe, ndërkaq, shkallëzimet e veçanta nuk janë më të mëdha se 10% të përmasës paraardhëse (së mëparshme) në plan (shih Fig. 2.29 d).



(shkallëzimi ndodh sipër 0.15 H)

(shkallëzimi ndodh poshtë 0.15 H)

Figura 2.29 – Kriteret për rregullsinë e ndërtesave me shkallëzim (thyerje) në lartësi (EC8)

- **Klasat e rëndësisë dhe faktorët e rëndësisë**

Ndërtesat klasifikohen në klasa rëndësie në varësi të pasojave që sjell shembja në jetën e njerëzve, të rëndësisë së tyre për sigurinë publike dhe mbrojtjen civile në periudhën e menjëhershme të emergjencës pastërmetore, si dhe të rrjedhojave sociale dhe ekonomike të shembjes. Klasat e rëndësisë karakterizohen nga faktorët e ndryshëm të rëndësisë γ_i .

Faktori i rëndësisë $\gamma_i = 1.0$ caktohet për një ngjarje sizmike që e ka periodën e përsëritjes së referencës[12].

Tabela 2.15 – Klasat e rëndësisë për ndërtesat[12]

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat
I	Ndërtesa, integriteti strukturor i të cilave gjatë tërmetit është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikseve, centralet energjitike, etj.
II	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndveshtrimin e rrjedhojave që shkakton një shembje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucone kulturore etj.
III	Ndërtesa të zakonshme që nuk u përkasin kategorive të tjera
IV	Ndërtesa të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore, etj

Me qëllimin e diferencimit të besueshmërisë, sipas tabelës së mëposhtme mund të përcaktohen Klasat e Rrjedhojave (Pasojave) (“CC” – Consequences Classes”), duke marrë në konsideratë pasojat e shkatërrimit ose të keqfunksionimit të strukturës[12].

Tabela 2.16 – Klasat e Rrjedhojave (Pasojave) (“CC” – Consequences Classes”)
[12]

Klasa e rrjedhojave	Përshkrimi	Shëmbuj ndërtesash dhe veprash inxhinierike
CC3	Pasoja të rënda në humbjen e jetës së njerëzve, ose pasoja shumë të mëdha ekonomike, sociale ose të mjedisit.	Vendqëndrime me grumbullime të mëdha njerëzish, ndërtesa publike ku pasojat e shkatërrimit janë të larta (p.sh. një sallë koncertesh).
CC2	Pasoja mesatare në humbjen e jetës së njerëzve, pasoja të konsiderueshme ekonomike, sociale ose të mjedisit.	Ndërtesa banimi dhe administrative, ndërtesa publike ku pasojat e shkatërrimit janë mesatare (p.sh. një ndërtesë administrative).
CC1	Pasoja të vogla (të ulta) në humbjen e jetës së njerëzve dhe pasoja të vogla ose të papërfillshme ekonomike, sociale ose të mjedisit.	Ndërtesa bujqësore ku normalisht nuk hyjnë njerëz (p.sh. magazinat, serrat bujqësore).

Vlerat e faktorit γ_i për klasën e rëndësisë III është me përkufizim i barabartë 1.0.

Vlerat për faktorin γ_i për klasat I, II, dhe IV janë përkatësisht baraz me 1, 4 ; 1, 2 dhe 0.8.

Për ndërtesat që ruajnë instalime ose materiale të rrezikshme do të duhet që faktori i rëndësisë të caktohet në përputhje me kriteret special.

2.4 Metoda Empirike për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave.

2.4.1 Të përgjithshme

Prania në vendin tonë e shumë ndërtimeve me muraturë ka nxjerrë në dukje probleme të ndryshme strukturore. Fokusi kryesor i studimit është vlerësimi i vulnerabilitetit të tyre. Analiza e Vulnerabilitetit ka një rëndësi të veçantë në vlerësimin e dëmtimeve të godinave të banimit, kështu që është e nevojshme të kuptojmë sa më mirë sjelljen e tyre strukturore kundrejt tërmeteve. Qëllimi i vlerësimit të vulnerabilitetit është që të sigurojë mundësinë e një niveli të caktuar të dëmtimit, të një lloji të caktuar ndërtese, për shkak të një skenari tërmeti [6].

Metodat e ndryshme për vlerësimin e vulnerabilitetit janë përdorur në të kaluarën për vlerësimin sizmik të kapacitetit të ndërtesave me muraturë. Këto metoda ndahen në dy kategori kryesore: empirike dhe analitike. Ka disa lloje kryesore të metodave empirike për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave që janë të bazuara në dëmin e vërejtur pas tërmeteve si:

- 1) Metoda Italiane e indeksit të vulnerabilitetit
- 2) Metoda turke
- 3) Metoda RVS
- 4) Metoda Japoneze

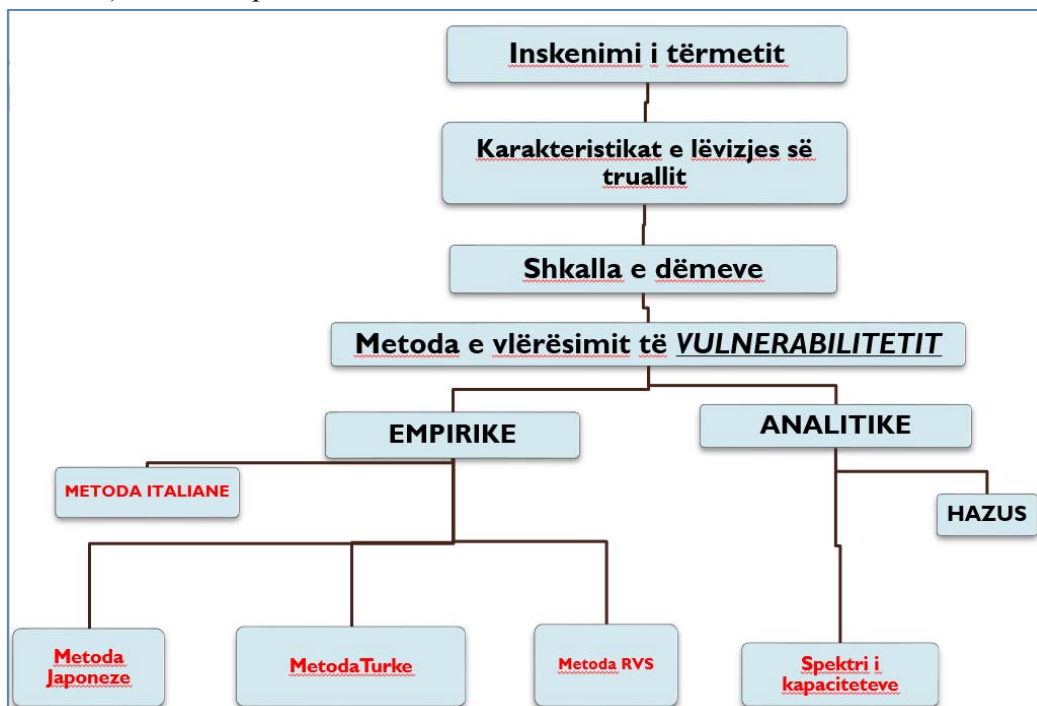


Figura 2.30 – Skema e Metodave për vlerësimin e vulnerabilitetit (autori)

Metoda empirike përdor një formë studimi në terren për të mbledhur informacion mbi parametrat e rëndësishme të ndërtesës, të cilat mund të ndikojnë në dëmtueshmërinë e saj: për, shembull konfiguracioni në plan dhe lartësi, llojin e konfigurimit të themeleve, elementët strukturorë dhe jostrukturorë, gjëndjen e ruajtjes, llojin dhe cilësinë e materialeve.

Metoda Italiane e Indeksit të Vulnerabilitetit, ka njëmbëdhjetë parametra në total, të cilat janë identifikuar të paturit nga një deri në tre koeficientë të kualifikimit, nga A (optimale) deri në C (e pafavorshme) - dhe janë ponderuar për të llogaritur rëndësinë e tyre relative. Indeksi global I_v i çdo ndërtëse është e vlerësuar duke përdorur formulën e mëposhtme[6]:

$$I_v = \sum K_i W_i \quad (2.35)$$

Metoda italiane e indeksit të vulnerabilitetit përdor dy nivele vëzhgimi për të përcaktuar koeficientin e vulnerabilitetit për strukturën. Në metodën e parë përcaktohet cilësia e truallit në të cilin është ndërtuar ndërtesa dhe dëmtimet e dukshme të ndërtesës. Në nivelin e dytë të vëzhgimit përdoren 11 parametra për të identifikuar sistemin kryesor struktural të objektit dhe mangësitë thelbësore ndaj lëvizjeve sizmike.

2.4.2 Vlerësimi i Vulnerabiliteti Sizmik me Metodën Italiane të Indeksit të Vulnerabilitetit

Studimi përfshin zonën me ndërtime ekzistuese në Tiranën e Re në Rr. "Sulejman Delvina", të cilat janë ndërtuar në vitet 1955-1965.

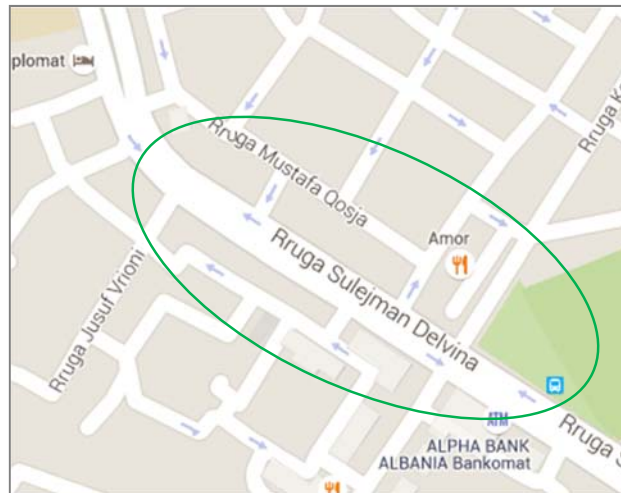


Figura 2.31 – Zona në studim: Tirana e Re, Rr "S.Delvina"

Për vlerësimin e vulnerabilitetit të ndërtesës është përzgjedhur Metoda Italiane e Indeksit të Vulnerabilitetit. Përzgjedhja e kësaj metode është bërë sepse Italia është një vend fqinj dhe përafrohen teknikat dhe sizmiciteti me vendin tonë.

Për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave të zonës në studim janë marrë dokumenta nga Arkivi Qëndror Teknik i Ndërtimit (AQTN) dhe gjendja aktuale e

ndërteses. Më poshtë do trajtojmë parametrat teknike për objektin tip 55/1 i cili zë 35% të ndërtimeve të zonës në studim[19].

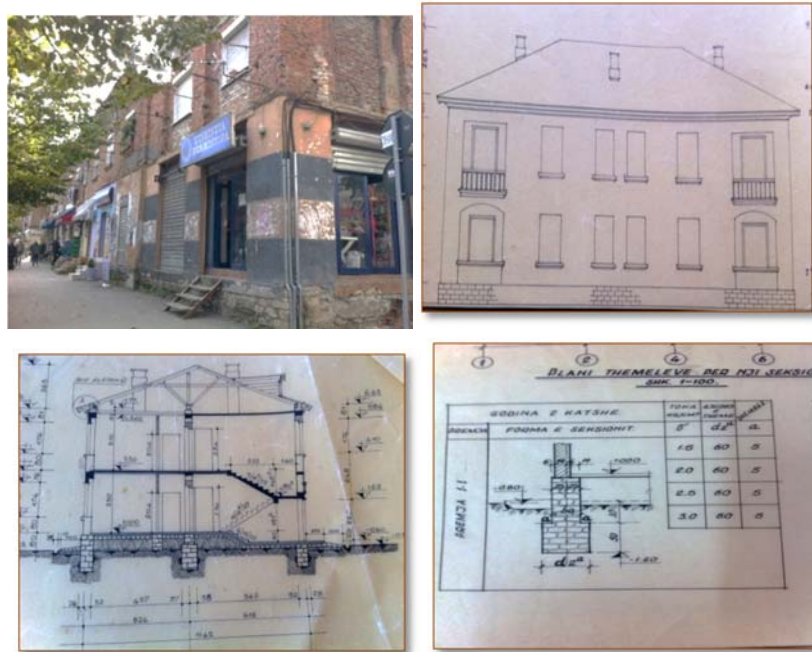


Figura 2.32 – Ndërtesë me muraturë TIP-55/1(foto autori) [19]

Qëllimi i mësipërm do të realizohet duke plotësuar objektivat e mëposhtme të cilat konsistojnë në:

- Identifikimin e zonave ku këto godina janë ndërtuar (zonat sizmike) si dhe kohën kur ato janë ndërtuar (Kodit të cilit i janë referuar).
- Vlerësimi i elementeve strukturore të ndërtesës. Kjo kërkesë është plotësuar duke aplikuar Metodën Italiane të Indeksit të Vulnerabilitetit (I_v).
- Së fundi, duke konsideruar zonat të ndryshme sizmike si dhe kërkesat e projektimit nga Kode të ndryshme (KTP-N.2-89 dhe EC-8), do të mund të përftohet vlerësimi i dëmtueshmërisë së strukturave, nëpërmjet përcaktimit të koeficientit të vulnerabilitetit I_v .

Metoda përdor një formë studimi në terren për të mbledhur informacion mbi parametrat e rëndësishme të ndërtesës , të cilat mund të ndikojnë dëmtueshmërinë e saj, për shembull: planin dhe lartësinë, llojin e konfigurimit të themeleve, elementët strukturore dhe jostrukturorë, gjendjen e ruajtjes, llojin dhe cilësinë e materialeve.

Më poshtë po trajtojmë parametrat e ndërtesës TIP 55/1, të cilat janë:

1. Lloji i sistemit rezistues dhe organizimi i tyre (sistemi që thith 70% të veprimit sizmik).

- A. Ndërtesa më sistem kryesor mbajtës i cili përbëhet nga mure prej betoni të armuar.
- B. Objekt me rama betoni.
- C. Objekte me muraturë të papërfortuar, nuk futet në kërkesat e A dhe B.
Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në C.

2. Cilësia e sistemit mbajtës

- D. Ndërtesa me karakteristikat e mëposhtme: rezistencë ndaj gërvishtjeve; zbatimi i mirë i punimeve; cilësisë së mirë dhe nuk paraqet degradim.
- E. Ndërtesa me karakteristika që nuk përputhen me ato të A ose C.
- F. Ndërtesa më të paktën dy nga karakteristikat e mëposhtme:
 - Beton i cilësisë së ulët.
 - Shufrat e çelikut kanë dalë në sipërfaqe, janë ndryshkur.
 - Muret e tullës paraqesin cilësi të ulët.
 - Cilësi e ulët e elementeve konstruktive dhe punimeve.Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në C.

3. Rezistenca tradicionale. Vlerëson, nëpërmjet kalkulimeve të thjeshta, raportin ndërmjet forcës prerëse që vepron në bazë dhe rezistencës që paraqet objekti ndaj kësaj force. Forca prerëse në bazë është përcaktuar nëpërmjet spektrit elastik të reagimit, ndërsa rezistenca ndaj kësaj force është funksion i kapacitetit rezistues të elementëve përbërës të strukturës.

$$\alpha = C/0.4R$$

- A. Nëse $\alpha > 1.5 \rightarrow$ klasifikohet në A.
- B. Nëse $0.7 < \alpha < 1.5 \rightarrow$ klasifikohet në B.
- C. Nëse $\alpha < 0.7 \rightarrow$ klasifikohet në C.
Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në B.

4. Vendndodhja dhe kushtet e truallit

- D. Objekt të ndërtuara mbi një truall stabil me pjerrësi më të vogël se 15% ose objekt i ndërtuar mbi shkemb të fortë me pjerrësi që nuk kalon 30% pa praninë e përfortimeve josimetrike apo të pabalancuara.
- E. Objekt që nuk përputhen me kategorizimet e A ose C.
- F. Objekt me themele të pamjaftueshme për çfarëdo kategori trualli.
Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në A.

5. Diafragmat

- A. Soleta monolite betonarme.
- B. Soleta jo plotësisht fleksibel dhe jo rrigjide.
- C. Soleta të realizuara me dru.
Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në B.

6. Konfigurimi plan

- A. Formë e rregullt në plan e strukturës.
- B. Ndërtesa që nuk përfshihen në klasifikimin sipas A ose C.

- C. Formë e parregullt plane e strukturës.

Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në A

7. Konfigurimi në lartësi

- A. Struktura e ndërtesës ka një konfigurim të rregullt në lartësi, dhe nuk ka variacion në lartësi. Raporti T/H është ose më i vogël se 0.1 ose më i madh se 0.9.
- B. Objekt që nuk përputhen me kategorizimet e A ose C.
- C. Ndërtesa me variacion në lartësi në sistemin e tyre strukturor.

Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në A.

8. Lidhja ndërmjet elementeve

- A. Lidhja është në kushte të mira.
- B. Objekt që nuk përputhen me kategorizimet e A ose C.
- C. Objekt me mangësi të strukturës në lidhjet e nyjeve dhe mureve.
- Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në C

9. Elementët strukturore me duktilitet të ulët

- A. Ndërtesa pa element me duktilitet të ulët, ose ato ndërtesa të cilat nuk mund të futen as në B as në C.
- B. Ndërtesa me element me duktilitet të ulët prej betoni.
- C. Ndërtesa me elementë me duktilitet të ulët muratura.
- Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në C.

10. Elementët jostrukturorë

- A. Ndërtesa me elementë të jashtëm strukturore të lidhur mirë me sistemin kryesor mbajtës.
- B. Ndërtesa me element të jashtëm jo strukturor në gjendje të stabilizuar, megjithëse jo të lidhur me strukturën kryesore mbajtëse ose me lidhje me probleme. Muret e tullës dhe panelet mbi konsola verifikojnë se të gjitha bazat janë mbështetur nga të tillë element në katet më poshtë.
- C. Ndërtesa me elementë të jashtëm jostabël, të lidhur në mënyrë shumë të keqe me strukturën.

Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në B.

11. Ruajtja e strukturës

- A. Ndërtesa në të cilën elementët strukturore nuk shfaqin plasaritje dhe pa dëme të dukshme në themele.
- B. Ndërtesa të cilat nuk klasifikohen në A ose në C.
- C. Më shumë se 30% e elementëve kryesorë mbajtës paraqesin plasaritje, soletat janë plasaritur dukshëm më shumë se 5mm dhe themele të dëmtuara.

Në rastin e marrë në studim objekti klasifikohet në B.

Pasi kemi klasifikuar objektin në të njëmbëdhjetë parametrat, llogarisim koeficientin e vulnerabilitetit nëpërmjet formulës:

$$I_v = \sum K_i W_i \quad (2.36)$$

Tabela 2.17 – Tabela për përcaktimin e indeksit të vulnerabilitetit me metodën Italiane

Nr	Parametri	Klasifikimi Ki			Pesha
		A	B	C	Ë i
1	Lloji i sistemit rezistues dhe organizimi i tyre	0	1	2	4
2	Cilësia e sistemit mbajtës	0	1	2	1
3	Rezistenca tradicionale	-1	0	1	1
4	Kushtet lokale të truallit	0	1	2	1
5	Diafragmat	0	1	2	1
6	Konfigurimi në plan	0	1	2	1
7	Konfigurimi në lartësi	0	1	3	2
8	Lidhja ndërmjet elementëve	0	1	2	1
9	Elementët strukture me duktilitet të ulët	0	1	2	1
10	Elementët jostrukturorë	0	1	2	1
11	Ruajtja e strukturës	0	1	2	2

Indeksi i vulnerabilitetit shkon nga 0 deri në 382.5, por është normalizuar në përgjithësi nga 0 në 33, ku 0 përfaqëson ndërtesat më pak të rrezikuara dhe 33 ato më të pambrojtura. Nga llogaritjet për ndërtesën TIP 55/1 rezulton:

$$I_v = \sum K_i W_i = (2 \cdot 4) + (2 \cdot 1) + (0 \cdot 1) + (0 \cdot 1) + (1 \cdot 1) + (0 \cdot 1) + (0 \cdot 2) + (2 \cdot 1) + (2 \cdot 1) + (1 \cdot 1) + (1 \cdot 2) = 20$$

Nga kjo vlerë e dalë shohim se struktura është vulnerabël, që vjen për shkak të llojit të sistemit rezistues, cilësisë së sistemit mbajtës, lidhja ndërmjet elementeve, elementët me duktilitet të ulët dhe degradimi i strukturës.

Përfundimisht nga vlerësimi empirik i strukturës me muraturë tip 55/1 me Metodën Italiane të Indeksit të Vulnerabilitetit, vlera e $I_v = 20$, për këtë arsye është e nevojshme një analizë analitike (metoda jo-lineare “pushover”) e strukturës në fjalë. Mund të themi se struktura prej murature tip 55/1 ka rezistencë e duktilitet të ulët. Kjo strukturë dhe të tjera si kjo duhet vlerësuar dhe përmirësuar performanca përpara se të ndodhi një tërmet i fuqishëm.

KAPITULLI III

3. Përmbledhje e studimeve mbi përforcimin e muraturës

3.1 Hyrje

Dobësimet strukturore si rezultat i ngarkesave dinamike, uljes së bazamentit, deformimet në plan dhe jashtë planit të murit mund të çojnë strukturat me muraturë të papërforcuar në shkatërrim. Këto probleme më hollësisht janë trajtuar në kapitujt e mësipërm. Ndërtesat e papërforcuara janë në të ardhmen struktura të rrezikshme për jetën njerëzore për shkak të natyrës së brishtë të elementëve të tyre strukturore, prandaj duhet të përcaktohet niveli i performancës së tyre (Fig.3.1). Vende të ndryshme kanë organizmat që merren me këto probleme si Federal Emergency Management Agency (FEMA) në Amerikë, e cila është një organizatë që përcakton dëmtimet materiale të strukturave me muraturë të papërforcuar gjatë një tërmeti. Në vendin tonë Instituti i Monumenteve të Kulturës (IMK) merret me ruajtjen dhe mirëmbajtjen e objekteve me vlera historike, ose kemi ndërrmarje të ndryshme shtetërore, që merren me mirëmbajtjen e banesave të banimit. Në ditët e sotme studimi dhe zhvillimi i teknikave efektive për përforcimin dhe përshtatjen e elementeve me muraturë të papërforcuar është urgjente.

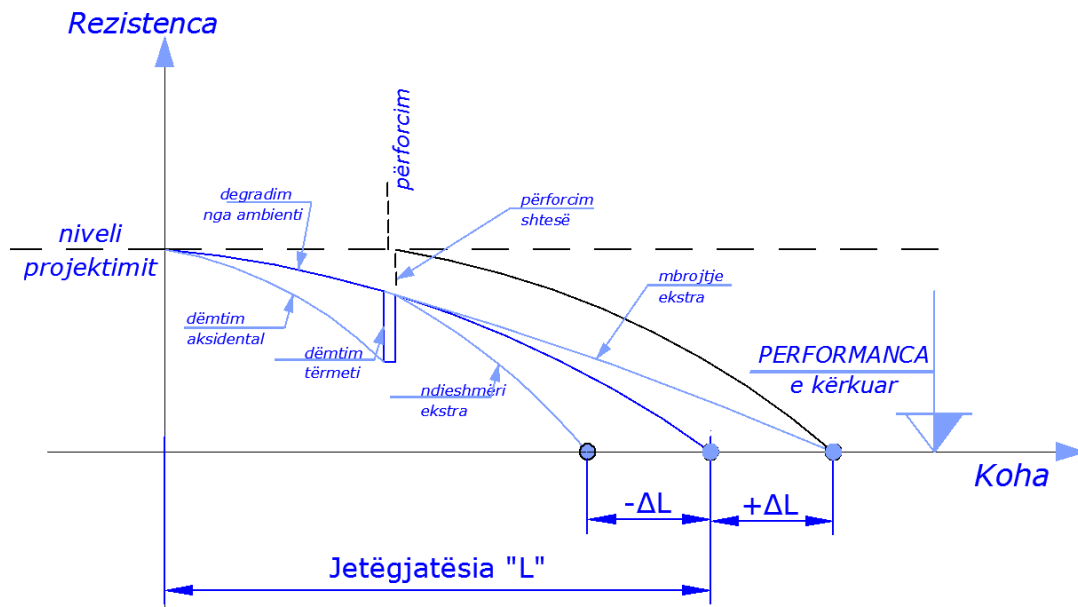


Figure 3.1 – Performanca e kërkuar e ndërtesës

3.2 Përforcimi i muraturës me elementë strukturorë në pjesët kritike

Ekziston një shumëllojshmëri e gjerë e teknikave të ndërhyrjes për forcimin dhe riparimin e strukturave me muraturë, të cilat kanë pësuar dëme për shkak të degradimit, të mbingarkesës, uljes së bazamentit, ndryshimit të temperaturave, fatkeqësitë natyrore si era, tërmet etj. Këto teknika ndahen në “tradicionale” dhe “moderne”. Teknikat “tradicionale” përdorin materialet dhe procese ndërtimit që janë përdorur fillimisht për ndërtimin e strukturës, kurse teknikat moderne synojnë zgjidhjet më efikase duke përdorur materiale dhe teknologji të reja.

Po përmendim disa nga teknikat e përforcimit më të përdorura[8] :

☐ “Tradicionale”

- o Ndërhyrja prish-rindërto.
- o Vendosje e brezave të betonit.
- o Vendosje e tiranteve metalike.
- o Injeksione të armuara.
- o Suva e përforcuar me rrjeta çeliku.
- o Përforcimi i hapjeve me profila metalike në formë kutie.
- o Injektivim llaçi i cilësisë së lartë.
- o Sistemi CAM etj.

☐ “Moderne”

- o Përforcimi me materiale kompozite FRP (Fiber reinforced polymer),
- o Përforcimi me materiale kompozite TRM (Textile-Reinforced-Mortar)

Historia e kompozitave me fibra-përforcuese si materiale ndërtimi është më shumë se 3000 vjet të vjetra. Shembuj të njohur janë përdorimi i kashtës në tulla balte, qime kali në suva etj. Fibra të tjera natyrore janë përdorur për të përforcuar muret e baltës me qëllim rritjen e rezistencës dhe duktilitetit të materialeve të ndërtimit në vend të brishtësisë të tyre. Kombinimi i polimereve si materiale të forta por me shtangësi të ulët me fibra me shtangësi e rezistencë të lartë, ka bërë të mundur përdorimin e tyre në një numur të madh aplikimesh për rritjen dhe përmirësimin e performancave strukturore.

Këto përfshijnë përdorimet në teknologji të larta të fibrave të karbonit në sisteme rezinash (CFRP) për pjesët e avionëve dhe sende sportive ose sisteme të përforcuara me fibra xhami (GFRP) për pjesët e makinave dhe veshjet e anijeve. Në inxhinierinë civile ka pasur një përdorim në rritje të vazhdueshme të kompozitave FRP për rehabilitimi dhe përforcimin e betonit të armuar, elementeve metalike dhe druri, të mëdha përfshijnë pasarelat gjitha-përbërë dhe hapësirë modeste ura të gjitha-përbërë rrugore, kuvertën urë, etj.

Qëllimi i përdorimit të tyre në strukturë është rritja:

- o Kapacitetit në shtypje & tërheqje
- o Kapacitetit në prerje
- o Kapacitetit në përkulje

- o Stabilitetit të elementeve
- o Duktilitetit
- o Fortësia ose shtangësia së bashku
- o Durabilitet të materialeve konstruktive
- o Jetëgjatësisë së objektit

Aplikimi i tyre bëhet edhe me qëllim [38]:

1. Ndryshimin e elementeve jostrukture në elemente strukture.
2. Të eliminojë problemet strukture, të cilat janë rezultat i mbisforcimit të strukturës që mund të shkaktohet nga mbingarkesa, zjarri, uljet e themelit, fenomenet e korrozionit, efektet e lodhjes, veprimet kimike, agjentet atmosferike etj.
3. Të lejojë fizibilitetin në ndryshimin e përdorimit të një strukture, në përputhje me një përdorim të ri.
4. Të korrigjohet gabimet e mundshme në projektim dhe në ndërtim të strukturës.
5. Të përmirësojë kushtet ambjentale, të cilat nuk janë kuptuar siç duhen gjatë fazës së projektimit.

3.2.1 Riparimi i elementeve mbajtës të dëmtuar

- “Ndërhyrja prish-rindërto“

Qëllimi i kësaj ndërhyrje është rikthimi në gjendje të përshtatshme të një pjese të kufizuar të muraturës mbajtëse të dëmtuar ose të degraduar nëpërmjet heqjes së elementëve (prej guri ose tulle) dhe rindërtimin e saj me elementë të qëndrueshëm pa ndërprerë funksionin statik të komplet muraturës gjatë fazës së zbatimit.

Ku mund te aplikohet

Është e zbatueshme vetëm për muret që kanë një cilësi të mirë, janë ndërtuar të drejtë dhe kanë dëmtime të lokalizuara. Ndërhyrja mund të aplikohet në faqe të drejta ose në pjesët lidhëse midis dy faqeve.

Avantazhet / disavantazhet

Kjo ndërhyrje garanton qëndrueshmërinë globale të strukturës gjatë riparimeve pjesore.

Efikasiteti

Ndërhyrja ka efikasitet nëse kemi elementë me rezistencë të mirë dhe nëse përdoren materiale të njëjtë në formë dhe përmasa me ato ekzistuese.

Fazat e zbatimit

1. Përgatitja e faqes së murit nëpërmjet pastrimit dhe prishjes së suvasë.
2. Vendosja e skelerisë.
3. Prishja e pjesës së dëmtuar.
4. Përgatitja e sipërfaqes.
5. Rindërtimi i pjesës së dëmtuar të murit.
6. Suvatimi i pjesëve të dëmtuara.



Figure 3.2 – Teknika prish-rinderto (foto IMK)

3.2.2 Vendosja e elementëve përforcues beton/arme ose metalike

- **Shkaqet e dëmtimit në objektet prej murature pa breza antisizmik**

Për të përforcuar objektet me muraturë duhet të kuptohet mirë mënyra e reagimit të saj nën veprimin e ngarkesave sizmike. Dëmet strukturore shumë shpesh nuk identifikohen si të tilla, dhe janë ndërmarrë riparime të lehta për të fshehur defektet e dukshme. Për këtë arsye, strategjia për riparim, duhet të përfshijë projektimin për gjëndjen aktuale dhe kërkesave strukturore në mënyrë që të arrihet një nivel të pranueshëm për sigurinë e strukturës. Për të analizuar shkaqet që favorizojnë dëmtimin e një ndërtese pa brez antisizmik prej murature gjatë veprimit sizmik studiojmë një seksion elementar të saj (fig. 3.3). Ai është i përbërë nga dy sisteme muresh ortogonale A dhe B. Në ato objekte ku, për arsye të zbatimit jo të mirë dhe të mungesës së brezave antisizmik lidhja ndërmjet mureve strukturore është e dobët, sjellja e mureve është e ndryshme. Kështu në sekuencat e para të lëkundjeve sizmike muri i njërit drejtim gjithmonë mundohet të shtyjë murin e drejtimit përpendikular me të. Për këto arsye bëhet e pashmangëshme shkëputja e tyre në zonën e kontaktit, duke shkaktuar lindjen e çarjeve vertikale në cilindo prej qosheve të murit ose pranë fundit të tij pasi rezistenca në tërheqje prej përkuljes jashtë planit të murit është e pamjaftueshme (fig. 3.3a)

Në këto kondita muret tek të cilët forca sizmike vepron përpendikularisht me planin e tyre (muret A), do të lëkunden në mënyrë të pavarur nga muret e tjerë përpendikulare me to (muret B). Në këto raste muret i rezistojnë forcave të inercise kryesisht nga aftësia mbajtëse e tyre në përkulje. Muret që i nënshtrohen forcave sizmike sipas planit të tyre kanë një rezistencë më të madhe, sepse edhe shtangësia e tyre sipas këtij drejtimi është e madhe, kuptohet që mënyra e dëmtimit do të varet nga

përmasat e tyre gjeometrike (raporti lartësi me gjëresi) dhe karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve ndërtimore. Një dëmtim tipik është carja horizontale që përhapet gjatë fugës së llacit si rezultat i rrëshqitjes horizontale (fig.3.3a)

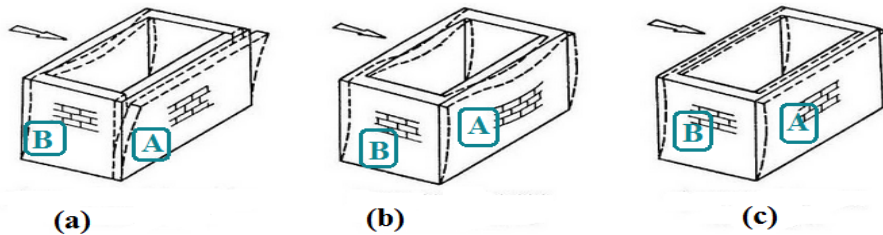


Figura 3.3 – Dëmtimi në ndërtesë: (a) pa breza e soletë të deformueshme; (b) me brez dhe soletë të deformueshme; (c) me brez e soletë të padformueshme;

Theksojmë këtu se dëmtimet e mësipërme janë vërejtur kryesisht në godina banimi, një dhe dy katëshe të ndërtuara me gurë natyrore të çrregullt, me llaç gëlqereje dhe çati ku ndërkatet e të cilave ishin realizuar me lëndë druri, pa breza antisizmik. Analizat inxhinierike të shumë tërmeteve kanë treguar se llaçi i gëlqeres si në muret prej guri, ashtu edhe në ato prej tullë, krijon një lidhje shumë të dobët e për rrjedhojë një rezistencë të dobët në tërheqje, shkëputje dhe shtypje të këtyre mureve. Kur materiali është me cilësi të dobët lidhja ndërmjet llaçit dhe tullës pothuajse nuk ekziston.

Dihet gjithashtu se një ndër kërkesat thelbësore në projektimin antisizmik është që ndërkatit në vetvete të përfaqësojë një diafragmë horizontale të shtangët të lidhur mirë me elementët vertikal mbajtës (fig. 3.3c). Përdorimi i lëndës së drurit për realizimin e ndërkatit nuk e kënaq kërkesën e mësipërme. Në momentin kur vepron forca sizmike, ndërkatit prej druri e lejon muraturën të punojë në përmbysje në të gjithë lartësinë e saj, gjë që e detyron atë të nënshtrohet deformimeve të konsiderueshme shkatërrimtare (fig. 3.3a, b)

Përsa më sipër është me vend të theksojmë se llaçi i gëlqeres nuk duhet të përdoret në asnjë lloj ndërtimi, por në vend të tij të përdoren llaçet e përzier. Gjithashtu në rast se për arsye gjeografike (zona me reshje të mëdha dëbore) duhet të përdoret soletë prej druri ajo duhet të realizohet vetëm në mbulesën e çatisë, duke shmangur njëkohësisht përdorimin e tyre në ndërkat. Gjithashtu theksojmë se për të siguruar qëndrueshmërinë e katit të fundit, duhet që çatia të jetë e lidhur mirë me muret strukturore me anën e një sistemi armaturash horizontale dhe vertikale, mjaft të fortë.

Një dëmtim tjetër karakteristik i objekteve prej murature, është shkatërrimi që pësojnë muret në pjesën e sipërme të tyre. Në objektet me një dëmtueshmëri të tillë përsëri mungojnë brezat antisizmike, por ndryshe nga rasti i mëparshëm lidhja ndërmjet mureve përpjendikular përgjithësisht është realizuar mirë. Në këto kushte muri B përfaqëson një lidhje me murin A në zonën e kontaktit të tyre. Gjatë goditjes

sizmike forcat e inercisë së mureve A do t'i transmetohen në një pjesë të mirë mureve B, të cilët luajnë rolin e kontraventuesit, ndërsa vetë muri A, ndryshe nga rasti i mëparshëm, do të sillet si një pllakë e mbërthyer në dy ose tre anë. Ky mbërthim, natyrisht, varet nga cilësia e lidhjeve me muret e tjerë dhe ndërkatën. Nga një sjellje e tillë kuptohet se momenti për kundërt të cilit muratura paraqet një rezistencë të dobët arrin vlerën maksimale në pjesën më të lartë të murit, spostimet e të cilit janë shumë më të mëdha se ato të mureve kontraventues (fig. 3.3a, b). Në këto lloj objektesh muret që ishin përpjendikular me veprimin e forcës sizmike (pa brez, por me lidhje të mirë të mureve përpjendikular) pësojnë dëmtime kryesisht në pjesën e sipërme dhe të poshtme të hapësirave të katit.

Duke iu referuar përvojës së projektimit antisizmik të objekteve prej murature, rezulton se aftësia mbajtëse e një muri të një kati në të cilin janë të pranishëm hapësira (dyer, dritare) është e lidhur me aftësinë mbajtëse të mureve që ndodhen ndërmjet këtyre hapësirave. Krahas karakteristikave fiziko-mekanike të materialeve të përdorura dhe masave të tyre (shtangëstë), një ndikim të drejtpërdrejtë në rritjen e aftësisë mbajtëse të të gjithë murit luan edhe reagimi i njëkohshëm i pjesve të murit ndërmjet këtyre hapësirave. Në këto kushte ato janë në gjëndje të kontribojnë në aftësitë e tyre mbajtëse maksimale. Një kërkesë e tillë e realizon më së miri vetëm prania në çdo kat e brezit antisizmik apo e një solete të ngurtë. Mos prania e tyre shkakton dëmtimet e mureve ndërmjet hapësirave të kateve të njëpasnjëshme "brezave" e për rrjedhojë edhe reagimin e pavarur të mureve ndërmjet hapësirave të dritareve në kat "kollonetave" duke pakësuar kështu në mënyrë të ndieshme qëndrueshmërinë e tërë godinës.

- **Efektet e brezit antizismik në objektet prej murature**

Analizën e këtyre strukturave do ta bëjmë përsëri duke iu referuar një seksioni elementar të ndërtesës të përbërë nga faqe reciprokisht përpjendikulare të lidhur mirë ndërmjet tyre, në kushte të pranishme të një solete të ngurtë apo brez antisizmik (fig.3.4)

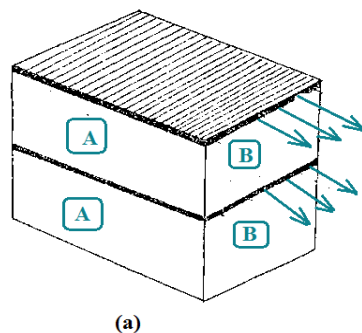


Figura 3.4 – Veprimi sizmik në një seksion elementar të një ndërtese me brez ose soletë

Siç mund të dallohet lehtë, muret kontraventues A janë ata që do të përballojnë kryesisht forcat sizmike horizontale, të cilat përfaqësojnë:

- o Masat e soletave përkatëse të cilat i transmetohen mureve A nëpërmjet lidhjeve që ekzistojnë ndërmjet tyre dhe brezave.
- o Masat (peshat) e mureve B që i transmetohen mureve A.
- o Masës së mureve A dhe B që ndodhen në gjysmën e sipërme dhe të poshtme të katit që studjojmë.

Prania e brezave b/a në nivelin e ndërkatit bën që lëkundjet e mureve të jenë të sinkronizuara. Megjithatë, duhet theksuar se edhe në këtë rast përsëri ekziston mundësia e përkuljes jashtë planit të mureve, gjë që shoqërohet me zvogëlimin e rezistencës të strukturës në tërësi (fig 3.5)

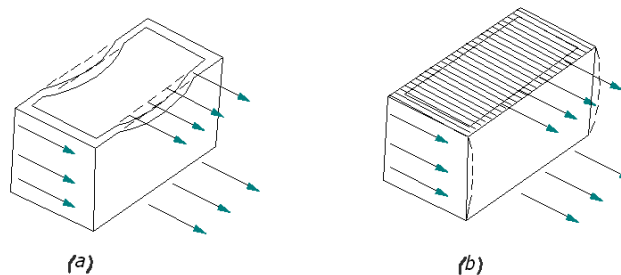


Figura 3.5 – Reagimi i strukturës prej murature nga veprimi sizmik: a - muret janë të lidhura me brez, b- muret janë të lidhura me soletë dhe brez betonarme

Kur në nivelin e katit, përvec brezave b/a muret janë të lidhur ndërmjet tyre edhe me soleta të shtangëta, sjellja e godinës do të përmirësohet akoma më shumë (fig.3.5b). Në këtë rast lëkundjet e mureve jo vetëm janë të sinkronizuara, por edhe përkulja jashtë planit është e vogël. Prania e brezit apo e soletës së shtangët bën që forcat sizmike të çdo kati të transmetohen tek “kollonetat” në funksion të shtangësive të tyre.

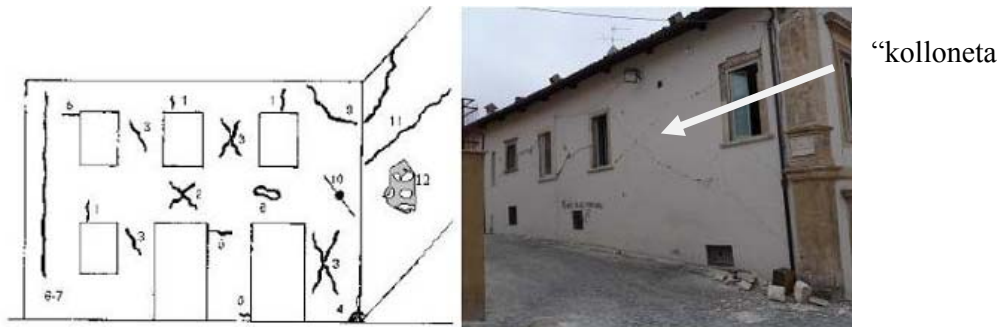


Figura 3.6 – Mekanizëm global dëmtimi[8]

Dëmtimi i tyre zakonisht paraprihet nga plasaritje të holla në pjesët ndërmjet hapësirave të kateve të njëpasnjëshme. Ky fakt krijon përshtypjen se sjellja e mureve paralel me forcën sizmike, modifikohet duke iu afruar sjelljes së disa konsolave paralele. Mekanizmi rezistent që i përgjigjet kësaj sjelljeje të modifikuar do të ishte i tipit përkulës ndaj të cilit, siç dihet, muratura ka një rezistencë të dobët.

- **Vendosja e brezave të betonit**

Kjo ndërhyrje kryhet nëpërmjet realizimit të një elementi struktural me funksion brezi betoni. Mund të realizohet në nivel kati ose në krye të tij.

Ku mund të aplikohet

Mund të aplikohet në ato raste kur mungojnë lidhjet efikase midis mureve dhe / ose midis mureve e strukturave horizontale të katit / çatisë.

Avantazhet / disavantazhet

Nxit sjelljen ose konceptin “*kuti*” duke krijuar një lidhje të vazhdueshme midis elementeve strukturorë (mure, dysHEME-mure, mure-çati). Kur aplikohet në pjesën e sipërme të strukturës kufizon dobësinë/fleksibilitetin e mureve për përkuljen jashtë planit ku ai punon.

Në praktikën e zbatimit, në ato raste që janë përdorur brezat kufizuese prej b/a në pjesët e sipërme të strukturave bashkë me mbulesa prej betoni të lehtësuara me qeramikë janë verifikuar shëmbje jashtë planit të pjesëve të muraturës. Kjo ndodh për shkak të rritjes së madhe të ngurtësisë të gjithë strukturës që shkakton një forcë më të madhe sizmike dhe rritje të diferencës të rigjeditetit të mbulesës me atë të faqes së murit.

Efikasiteti

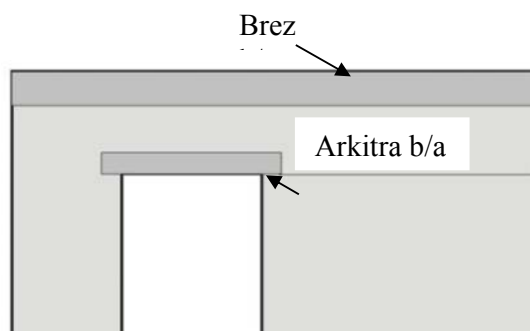
Përmirësimi i sjelljes “*kuti*” është vështirë të matet me numra. Ndërhyrja nëse realizohet mirë mundëson parandalimin e formimit të mekanizmave lokale. Nëse kryhet në pjesën e sipërme të strukturës zvogëlon gjatësinë e përrhyerjes së lirë të pjesës së sipërme të faqeve të murit.

Fazat e zbatimit

1. Vendosja e skelerisë nëpër soleta ose mbulesë.
2. Nëse kemi ndërhyrje në soletë duhe të prishet muratura ekzistuese.
3. Realizimi i bordurës dhe lidhje me strukturat ekzistuese.



(a)



(b)

Figura 3.7 – Objekt pa brez betonarme (a); vendosja e brezit dhe arkitrarëve betonarme (b) [8]

- **Vendosja e tiranteve prej hekuri të paratensionuar**

Kjo ndërhyrje realizohet nëpërmjet futjes së elementëve metalike të ankoruar në mure me qëllim që të garantojë një sjellje elastike të ndërtesës. Përdorimi i tiranteve metalike është i praktikuar sepse janë element me jetëgjatësi dhe rritin qëndrueshmërinë dhe duktilitetin e strukturës. (fig.3.8)

Ku mund të aplikohet

Është ndërhyrja e duhur në rast të lidhjeve të papërshtatshme të mureve ortogonale dhe të nyjeve jo efikase midis mureve dhe soletave, për të thithur shtytjet e pa kundërshtuara dhe për të evituar shëmbje jashtë planit të murit.

Avantazhet / disavantazhet

Përmirësim të skemës strukturore nëpërmjet funksionimit kompakt të ndërtesës. Ulje të shtytjeve horizontale të trasmetuara nëpërmjet mureve vertikale nga struktura shtytëse. Duktilitet më të madh. Është e nevojshme në rast ndërhyrjesh përforcuese të përkohshme.

Efikasiteti

Në lidhje me gjëndjen e para-shtytjes (përpara se objekti të hyjë në punë) dhe piashtë mbështetëse është thelbësore kapaciteti i elementit kundërshtues për të transferuar shtytjet e tirantit tek muratura pa shkaktuar gjëndje tensionale të pa përballueshme. Nuk këshillohet gjatësi më të mëdha se 20cm pasi do të kishim deformime më të mëdha dhe për pasojë një ulje të efikasitetit të forcës mbajtëse.

Fazat e zbatimit

1. Përgatitje e mureve.
2. Shpim i faqeve të mureve dhe/ose soletave.
3. Hapje të mureve për futjen e piashtë të ankorimit.
4. Përmirësim i mundshëm i karakteristikave mekanike të zonave të ankorimit.
5. Futje e tirantëve.
6. Tërheqja e tirantëve.
7. Mbyllja e zonave të ankorimit.

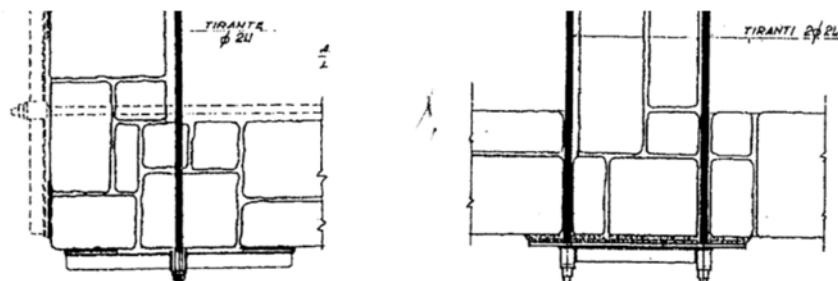


Figura 3.8 – Tirante prej hekuri të paratensionuara [8]

- **Vendosja e injksioneve të armuara**

Kjo ndërhyrje ka të bëjë me vendosjen e hekurave të armaturës nëpër hapësira që më pas duhet të mbushen me përzierje për injksione me efekt lidhës.

Ku mund të aplikohet

Kjo ndërhyrje mund të aplikohet në rastet e elementëve jo të lidhur, për shembull pjesët e cepave, lidhjet midis faqeve ortogonale, lidhje midis pjesëve të dëmtuara.

Avantazhet / disavantazhet

Rritja e rezistencës dhe duktilitetit të muraturës, sidomos rritja e rezistencës në shtypje falë cementimit të saj në tërheqje dhe pranisë së armaturës. Në krahasim me metodën e konsolidimit me injksion është vënë re një rritje më e madhe e duktilitetit dhe aftësisë shpërhapëse dhe një rritje më e vogël e rezistencës dhe ngurtësisë.

Efikasiteti

Kjo tipologji ndërhyrjeje, në lidhje me sa u tha më sipër, mund të përafrohet me ndërhyrjen me injksion.

Fazat e zbatimit

1. Shpim i muraturës për vendosjen e armaturës (në përgjithësi vrimat janë të pjerrëta).
2. Pastrim i vrimave për të pasur një aderim perfekt midis muraturës dhe lidhësit (llaçit).
3. Vendosja e armaturës (ndonjëherë është e nevojshme të realizohen ankorime për të evituar rrëshqitjen).
4. Realizimi i injktimit.

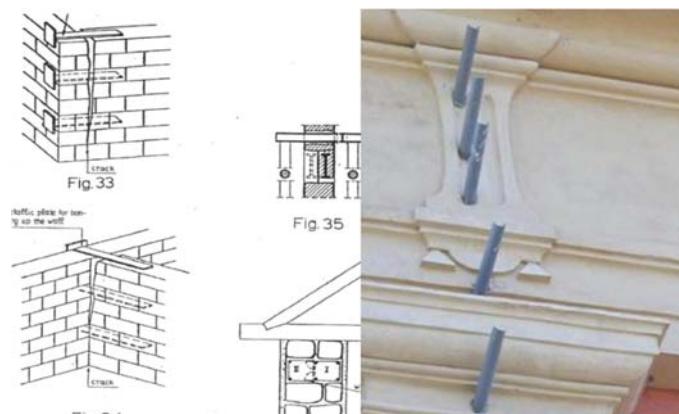


Figura 3.9 – Injksione të armuara[8]

- **Suvatimi i armuar**

Kjo ndërhyrje realizohet me anë të vendosjes së një rrjete metalike në sipërfaqen e murit e cila më pas suvatohet. Në vend të rrjetës metalike mund të përdoret tjetër material me resistencë të lartë në aderim që lidhet me muraturën nëpërmjet tirantëve prej celiku (5 çdo 4m² faqe muri).

Ku mund të aplikohet

Është ndërhyrja e duhur për muret në gjëndje shumë të avancuar degradimi (kur kemi të pranishme plasaritje komplekse dhe të përhapura) dhe në rastet kur është e nevojshme një rritje e ndjeshme e rezistencës.

Avantazhet / disavantazhet

Rritja e rezistencës dhe duktilitetit pa modifikuar ekuilibrin e murit.

Lehtësi dhe kosto e ulur ekzekutimi.

Ndërhyrja paraqet edhe disavantazhe: modifikim i rigjeditetit dhe të kundër përgjigjes seizmike, rritje të masës; ndryshim i paraqitjes së jashtme të murit.

Efikasiteti

Efikasiteti i ndërhyrjes është i lidhur ngushtë me kapacitetin e lidhësve transversalë për të trasmetuar/ndarë forcat. Nuk këshillohet aplikimi vetëm në një faqe të murit.

Normativa vlerëson efikasitetin e kësaj tipologjie ndërhyrjeje me një faktor të ndryshueshëm midis 1.5 dhe 2.5 qoftë për karakteristikat e rezistencës qoftë për modulin elastik.

Fazat e zbatimit

1. Përgatitje e faqes së murit duke hequr suvanë dhe duke e pastruar.
2. Shpim i murit për të vendosur armaturën lidhëse (ose shembje pjesore në rast se lidhja do të realizohet me bordura të kafshuara/copëtuara).
3. Vendosja e rrjetës metalike.
4. Realizim i shtresës lidhëse (në varësi të trashësisë së përcaktuar).

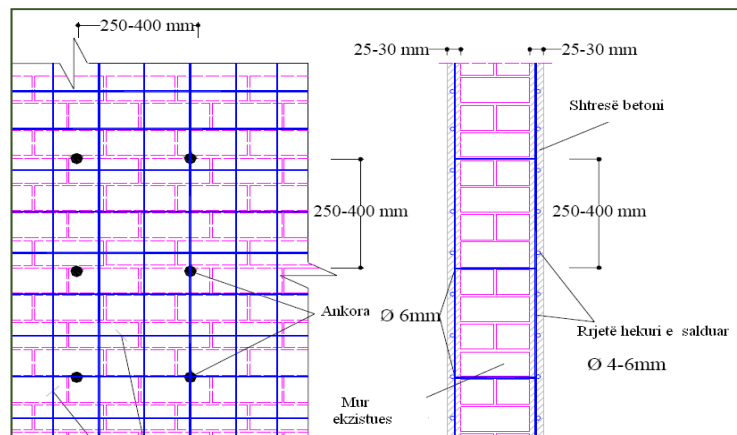


Figura 3.10 – Përforcimi i murit me suvatim të armuar (autori)

- **Përforcimi për hapjet**

Kjo ndërhyrje realizohet nëpërmjet futjes së elementëve prej b/a ose çeliku për të krijuar korniza nëpër hapjet e dyerve dhe dritareve. Kornizat punojnë paralelisht me muraturën dhe japin një rritje të rezistencës dhe të duktilitetit të mureve. Për elementët prej betoni rëndësi e veçantë duhet kushtuar lidhjes së brezit me murin strukturor. Kjo realizohet nëpërmjet shufrave prej çeliku të cilat futen në brendësi të murit 40-50 cm.

Ku mund të aplikohet

Në rastet kur nevojitet një përforcim për hapjet ose kur ka një insufiçencë/mungesë strukturore. Aplikime të kësaj ndërhyrje hasin sin ë ndërtimet e reja ashtu edhe në ato të vjetra.

Avantazhet / disavantazhet

Rritje e kufizuar e rezistencës.

Lejon stabilitetin ndaj mungesës së arkitrarëve efikas.

Ul përmasat e hapësirave, por nuk mund të punohet pa skela në murin ekzistues.

Efikasiteti

Rritja e efikasitetit është e limituar në raport me hapjet në fashaturën e plotë.

E domosdoshme për efikasitetin është lidhja me strukturat ekzistuese.

Hapat e zbatimit

1. Përgatitje e pjesës së murit perreth hapjeve.
2. Përforcim për ndonjë shembje të nevojshme që mund të dalë gjatë rrugës.
3. Përdorimi i elementëve metalik.
4. Lidhje e kornizës me murin ekzistues.
5. Saldimi i pjesëve metalike.
5. Betonimi i kornizës në rastin e kornizës prej betoni të armuar.

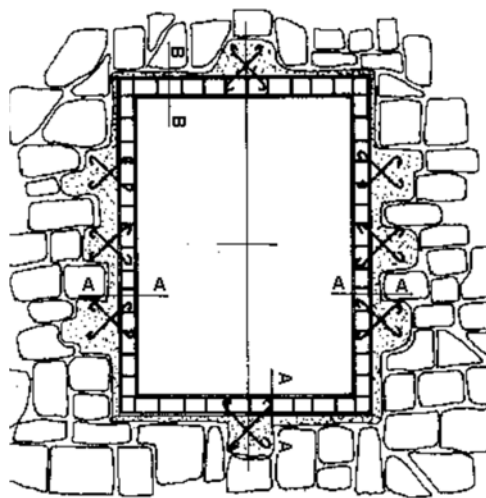


Figura 3.11 – Përforcimi me element metalik për hapjet[8]

- **Injekttime me llaç të cilësisë së lartë**

Kjo ndërhyrje ka të bëjë me ndërfutjen me presion ose me rrjedhje të përbërjes lidhëse, në varësi të gjëndjes së degradimit të murit, në hapjet ekzistuese në mënyrë që të përmirësohen karakteristikat mekanike të murit.

Ku mund te aplikohet

Mund të aplikohet në prani të krisjeve të përhapura dhe për mure që paraqesin boshllëqe të brendshme dhe karakteristika të mira mekanike të inerteve (edhe pse të thyera).

Avantazhet / disavantazhet

Ndërhyrje “*pasive*” që garanton një rritje të rezistencës dhe/ose përmirësimin e dëmeve lokale pa ndryshuar ekuilibrin dhe pamjen e jashtme të murit. Përmirësim të karakteristikave mekanike të murit.

Efikasiteti

Efikasiteti i ndërhyrjes është i lidhur ngushtë me aftësinë e përhapjes së përzierjes. Ndërhyrja rezulton e kënaqshme në rast të mureve që për natyrë janë shumë të penetrueshëm. Normativa vlerëson efikasitetin e kësaj tipologjie ndërhyrjeje me një faktor që varion midis 1.5 dhe 2, si për karakteristikat e rezistencës ashtu edhe për modulet elastike. Është gjithsesi e nevojshme të kryhen prova mekanike mbi murin ekzistues në terren për të kontorlluar nëse materiali arrin vlerat e nevojshme të rezistencës së parashikuar të projektimit. Një kontroll i lehtë dhe i shpejtë mund të arrihet nëpërmjet provave ultrasonike (rritja e shpejtësisë është indeks i një efikasiteti të mirë të injektimeve).

Hapat e zbatimit

1. Përgatitje e faqes së murit nëpërmjet larjes dhe heqjes së suvasë.
2. Stukim i plasaritjeve dhe hapjeve në mënyrë që të evitohet dalja e përzierjes gjatë fazës së injektimit.
3. Shpime horizontale në fugat prej llaci (gjeometria e vrimave duhet të projektohet me kujdes në lidhje me rrezet e veprimt të përzierjes lidhëse).
4. Vendosje nëpër vrima të injektorëve dhe larje e mëtejshme në mënyrë që të eliminohen mbeturinat e mundshme dhe të njomet muratura që të evitohet thithja e materialit të injektuar.
5. Injektivim i përzierjes sipas teknikës së përcaktuar: me presion, për gravitet, me thithje.
6. Heqja e injektorëve dhe mbyllja e vrimave.



Figura 3.12 – Injekttime me llaç të cilësisë së lartë[8]

- **Sistemi CAM**

Kjo ndërhyrje ka të bëjë me *Qepjen e armuar Aktive të Murit (CAM)* (Dolce et al. 2002), që ka të bëjë, në fakt, me një “paketim” të murit me shirita prej çeliku inoks të vendosur në drejtim vertikal dhe horizontal, që kalojnë në trashësinë e murit, të mbyllur sërish në pikën e nisjes nëpërmjet kapseve specifike mbas ushtrimit të një paratensionimi.

Ku mund të aplikohet

Mund të aplikohet në ato raste që nevojitet parandalimi i shpërbërjes së thurjes së murit ose në rastet kur nevojitet një përforcim i përhapur. Adoptohet edhe si sistem sigurie i përkohshëm për shkak të shpejtësisë së realizimit.

Avantazhet / disavantazhet

Rritje të rezistencës dhe duktilitetit, në mënyrë analoge me ndërhyrjen me suva të armuar. Ndryshe nga kjo e fundit CAM nuk paraqet efekte anësore, madje ofron një ndryshim mase të pakonsiderueshëm, paraqet veprim minimal me impiantet dhe lejon një avullim të rregullt të ujit prej kapilaritetit. Rritje të aftësisë ndaj shëmbjes prej shtypjes falë veprimit përfitues të forcave bashkëvepruese. Për përshtatje definitive duhet të integrohet me ndërhyrje të tjera.

Efikasiteti Kjo lloj ndërhyrjeje, lidhur me sa u tha më sipër, mund të përngjasohet me ndërhyrjen me suva të përforcuar.

Fazat e zbatimit

1. Pregatitje e elementëve që përforcohen.
2. Heqja e suvasë dhe stukimit i plasaritjeve të mundshme.
3. Largimi i pluhurave nga faqja e murit.
3. Piketimi i vendosjes së shiritave dhe hapje të vrimave.
4. Hapje të vrimave dhe të zonave në kënd.
5. Vendosje e shiritave të paratensionuar.
6. Mbyllja/ngjitja e tyre.
7. Suvatimi i ri i sipërfaqes së murit.



Figura.3.13 –Aplikime të Sistemit CAM [8]

3.3 Përforcimi i muraturës me materiale kompozite FRP

Kompozitat e avancuara përdoren si materiale përforcuese të strukturave me muraturë prej disa dekadash, në formën e laminateve, rrjetave dhe shiritave. Këto përforcime të elementëve strukturorë me muraturë rritin kapacitetin mbajtës të tyre si në përkuljen në plan po ashtu edhe jashtë planit, kundrejt veprimit të forcave sizmike. Një ndër difektet kryesore që lidhet me përshtatjen e elementëve strukturorë është zgjedhja e konfigurimit të FRP po ashtu edhe dimensionimi i elementëve të tyre (seksioni tërthor FRP) për marrjen e rezistencës së kërkuar[21].

Strukturat me muraturë janë shumë të përhapura dhe të ndërtuara në periudha të ndryshme kohore, ato kanë nevojë për ndërhyrje përforcimi sepse akumulojnë probleme teknike dhe paraqitin vështirësi shfrytëzimi. Problemet teknike të tyre lidhen me materialet dhe teknikat e papërshtatshme, veprimit të ngarkesave sizmike dhe të erës, uljeve të bazamentit dhe kushteve atmosferike, ose nevojës për rritjen e aftësisë mbajtëse duke iu përgjigjur kërkesave të kushteve të reja sizmike, shpesh kërkohet dhe ndryshimi në shfrytëzim. Metodot "tradicionale" të përmirësimit të strukturave me muraturë janë përmendur në pikën 3.2

Natyrisht disavantazhet me disa nga teknikat e sipërpërmendura si: rritja e trashësisë dhe masës nga mbështjellja me shtresë betoni të armuar, puna e vështirë e realizimit të tyre, kanë bërë kërkesit të studiojnë teknologji me material moderne, të ideojnë përforcimin e strukturave me fibra polimere, zakonisht të njohura si FRP (Fibre Reinforced Polymer). Këto materiale tipike janë bërë prej fibrash karboni (CFRP), xhami (GFRP) ose aramid (AFRP) të bashkuara me matricë polimere (epoksi), të cilat prodhohen e kombinohen për një larmi vetish [15].

3.3.1 Materialet e përforcimit me fibra polimere (FRP)

Janë bërë disa përkufizime për kuptimin e kompozitave të avancuara polimere. Një përkufizim i qartë thelbësor për kuptimin e tyre jepet në 1989 nga një studim i grupit të Institucionit të Inxhinierëve Strukturore, Grupi i Kompozitave Polimere të Avancuar, të cilët e përcaktuan një kompozite polimere të avancuar për industrinë e ndërtimit si më poshtë:

“Materialet kompozite përbëhen normalisht nga dy faza diskrete, një matricë e vazhdueshme e cila është shpesh një rezinë, që rrethon një strukture fibroze përforcuese. Përforcimi ka rezistencë dhe ngurtësi të lartë ndërsa matrica i lidh fibrat së bashku, duke e lejuar sforcimin të transferohet nga një fije në një tjetër duke prodhuar një strukturë të konsoliduar. Në kompozitat e avancuara apo me performanca të larta, fibrat me rezistencë dhe ngurtësi të lartë përdorën në fraksione relativisht të larta volumi, ndërsa orientimi i fibrave është i kontrolluar për të mundësuar që sforcimet e larta mekanike të përballohen në mënyrë të sigurt. Në natyrën anisotropike të këtyre materialeve qëndron avantazhi i tyre i madh. Përforcimi mund të jetë i përshtatur dhe i orientuar për të ndjekur modelet e sforcimeve në elementin kryesor, që e bën një projektim më ekonomik në krahasim me arritjen që vjen nga projektimi me materiale tradicionale isotropike. Përforcimet janë zakonisht fibra xhami, karboni ose aramid në formën e filamenteve të vazhdueshëm, shufra apo në pëlhura të endura. Rezinat të cilat duhet të bartin veti dalluese të tilla si rezistencë

kimike apo termike, mund të zgjidhen nga një spektër i gjerë i matrialeve sintetike termoplastike apo që durojnë temperatura të larta, zakonisht ato që përdoren janë të tipit poliestër, epoksi dhe rrëshira fenolike.” [21]

Polimeret kompozite strukturore kanë një spektër të gjerë të vetive mekanike. Këto veti varën nga:

- o proporcionet relative të matrialeve fibroze dhe matricës (raporti vëllimor ose i peshës fibër /matricë)
- o vetitë mekanike të pjesëve përbërëse (një grup fibrash karboni do t'i japë ngurtësi më të madhe kompozitës se sa një grup fibërash xhami në të njejtën sasi)
- o metoda e prodhimit
- o orientimi fibroz brenda matricës polimere (orientimi i fibërës mund të marrë formën pa një drejtim të caktuar, në dy drejtime, drejtime të ndryshme jashtë aksit dhe grupe fibrash të orientuara rastësisht)

Fibra Përforcuese Polimere (Fiber Reinforced Polymer FRP), janë materiale kompozite që përcaktohen si: “Një matricë prej materiali polimer që është përforcuar prej fibrash ose materiali tjetër përforcues”. Pra:

FRP = Rezinë (polimer) + fibra përforcuese



Figura 3.14 – Materiale kompozite FRP (FRP, Laborator Universiteti Patra, Greqi)

Këto kompozita (FRP), janë prodhuar prej fibrash karboni (C), xhami (G) aramid (A) etj, të lidhura së bashku me një matricë polimeri (epoksi, poliestër, vinilester etj), që ofrojnë për inxhinierin një kombinim të mirë të vetive, duke përfshirë rezistencë të lartë dhe ngurtësi në drejtim të fibrave, mbrojtje nga gërryerja, pesha të ulëta dhe një mundësi përdorimi në formën e laminateve, pjesë të prodhuara në fabrikë në formë rripi me gjatësi praktikisht të palimituar. Fibrat të tjera që përdoren janë: polivinil alkoli; boron; naylon; polyester; polietilene; polipropilene. Këto materiale janë zgjedhur nga një numur i madh projektesh për përshtatjen e tyre sizmike pavarësisht kostos së lartë të tyre. Përdorimi i sistemit FRP në strukturat e muraturës, ashtu si tipet e tjera të strukturës, është normalisht pjesë e ndërhyrjeve globale të strukturimit global. Roli bazë i sistemit të FRP është transferimi i sforcimeve tërheqëse si brenda një elementi strukturor ashtu edhe midis elementëve të strukturës. Futja në përdorim e rezistencës në tërheqje modifikon mënyrën e reagimit të strukturës ndaj ngarkesave të jashtme.

Veçanërisht, sistemi FRP në strukturën e muraturës mund të përdoret në:

- o Rritjen e aftësisë mbajtëse dhe qëndrueshmërisë së mureve.

- o Transformimin e elementeve strukturorë në elemente mbajtës duke rritur fortësinë dhe ngurtësinë e tyre.
- o Rritjen e aftësisë mbajtëse dhe reduktimin e veprimit të harkut dhe kupolës. Ky sistem forcimi dhe ngurtësimi të dyshemesë e bën atë të sillet si një diafragmë rigjide.
- o Krijon një lidhje midis elementëve të ndryshëm të grumbulluar në strukturë, në mënyrë që të marrim një reagim 3 dimensional të strukturës nga ngarkesat e jashtme.
- o Kufizimin e hapjes së çarjeve.
- o Mbështjelljen e kolonave për të rritur fortësinë dhe duktilitetin e tyre.

Studimet në përdorimin e materialeve të FRP janë të shumta. Konceptet e detajuara dhe rezultatet analitike në aplikimin dhe efektivitetin shiritave FRP të përdorura për përforcimin e ndërtesave historike janë studiuar nga shumë autorë. Muretmbajtës janë komponentët kryesorë në strukturat me muraturë. Projektimi i suksesshëm i përshtatjes sizmike të ndërtesave me muraturë është analizimi i përgjigjes së strukturës për veprime të ndryshme dhe gjetja e rrugëve për përforcimin e pjesëve të dobësuara në sistemin ekzistues pa ndryshime drastike të ndërtesës ose krijimin e mekanizmave të shkatërrimit.

• Karakteristikat fiziko-mekanike të FRP

Të dhënat për vetitë fiziko-mekanike të materialeve përforcuese për studimin tonë janë marrë nga eksperiencia e punës në grup e dymbëdhjetë laboratoreve nga universitetet Evropiane me RILEM, Komitetin Teknik 223-MSc “Masonry Strengthening with Composite materials”. Më poshtë po japim të përmblendhura rezultatet e provave të studimit për GFRP (Glass Fibre Reinforced Polymer) dhe CFRP (Carbon Fibre Reinforced Polymer) [36].

Tabela 3.1: Vetitë mekanike mesatare të prajmerit, rezinës dhe fibrave nga provat në tërheqje.

(RILEM Technical Committee 223-MSc)

Materiali	Nr.i provave	Rezistenca në tërheqje(N/mm ²)	Moduli i Youngut(N/mm ²)	Deformimi
PRIMER	9	52.6 (7%)	2176 (8%)	3.59 (10%)
SATURANT HM	9	32.7 (8%)	1308 (10%)	3.77 (6%)
SATURANT HMT	9	32.9 (8%)	1605 (5%)	3.13 (5%)
GLASS UNIDIR 300HT73(GFRP)	21	1310 (13%)	84251 (10%)	1.69 (15%)
BASALT UNIDIR 400 C95 (BFRP)	21	1673 (11%)	88397 (4%)	1.96 (12%)
CARBON UNIDIR 320 HT240(CFRP)	21	2735 (10%)	233861 (5%)	1.26 (11%)
STEEL 3X2-B 12-12-500	18	2997 (7%)	195054 (5%)	1.74 (14%)

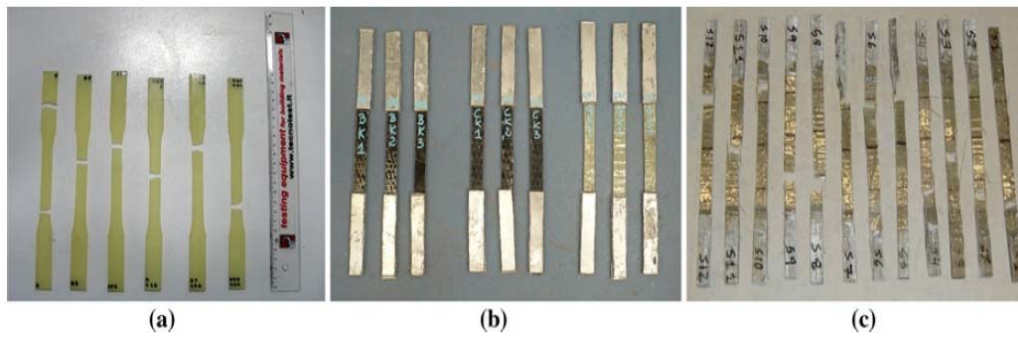


Figura 3.15 – Kampionet e rezinës (a); fibra basalt, karbon dhe xham (b);
fibra hekuri (c) [36]

- **Tipet e fibrave**

Fibra polimere janë njëpërmasore (njëdrejtimëshe), d.m.th. fibra që punojnë sipas një drejtimi ose mund të prodhohen të punojnë në dy drejtime (thurrjet sipas drejtimit ortogonal ose me kënde të ndryshme) [21] .

Fibra polimere njëpërmasore

Fibrat që përdoren më shumë janë: (1) karboni (2) xhamit (3) aramide (4) polivinil alkol.

Fibrat e karbonit mund të përfitohen duke u nisur nga bitumi. Ato mund të jenë një derivat i distilimit të naftës. Shënohen me simbolin CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers). Përdoren për FRP me performancë të lartë. Karakteristikat e larta mekanike të fibrave të karbonit rrjedhin nga struktura e tyre molekulare gati e përsosur. Duhet patur parasysh se këto fibra prodhohen në temperature të lartë, mbi 1000°C. Kjo gjë ndikon në mënyrë të drejtpërdrejtë në strukturën e tyre kristalore. Petëzat e fijeve të karbonit kanë një trashësi 1.2 deri 1.4 mm dhe një rezistencë në tërheqje mbi 25000daN/cm², duke punuar gjithmonë në fazën elastike dhe me një shkatërrim të tipit të thyeshëm jo duktil. Deformimi relativ në momentin e shkatërrimit është rreth 1.8%. Gjerësia zakonisht është 50 mm, 80 mm, 100 mm. Gjatësia varion nga 1 deri 250 m. Fibrat e karbonit kanë kosto të lartë. Moduli i elasticitetit është i ndryshueshëm në varësi të tipit të fibrave. Kështu, sipas CNR-DT 200 R1/2012, e cila është guida për përforcimet FRP, për fibrat e karbonit kemi[21] :

- o tipi S ($E > 1600000 \text{ daN/cm}^2$)
- o tipi M ($E > 2100000 \text{ daN/cm}^2$)
- o tipi H ($E > 3000000 \text{ daN/cm}^2$)

Deformimi relativ i fundëm 0.3% – 1.8%. Sforcimi rrëshqitës që mund të çojë në shkatërrimin e fibrave të karbonit është shumë më i madh se i llojeve të tjera të fibrave.

Fibrat e xhamit përfaqësojnë tipin më të përhapur, për shkak të kostonë së ulët të tyre. Shënohen zakonisht me simbolin GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers). Kanë rezistencë të lartë në tërheqje dhe një aftësi shumë të mirë për të përballuar agjentët kimikë. Kanë një modul elasticiteti relativisht të ulët dhe një rezistencë në lodhje relativisht të ulët. Përdoren kryesisht për FRP me performancë të mesme deri

në të lartë. Xhami përbëhet kryesisht nga SiO_2 me strukturë tetraedrike SiO_4 . Shtohet gjithashtu edhe oksidi i aluminit dhe jone metalesh për të lehtësuar përpunimin dhe për të përmirësuar vetitë fiziko – mekanike. Në treg gjenden këto lloj xhamesh për fibra:

- o Xham i tipit A. Fibrat A-xham me përbërje të lartë alkaline fillimisht përdoren në industrinë aeronautike dhe tani përdoren në pajisje të veçanta të inxhinjerisë civile.
- o Xham i tipit E. Përbëhet nga silikate të kalciumit. Ky lloj xhami mbulon 80 – 90% të prodhimit të fibrave. Nuk përmban bor. Ka rezistencë të lartë ndaj sulmeve të acideve.
- o Xham i tipit S. Përbëhet nga silikate të magneziumit. Zotëron rezistencë të lartë edhe në temperatura të larta. Është i ndjeshëm ndaj mjedisit alkaline. Fibrat me xham të tipit S kanë një rezistencë më të lartë në tërheqje se fibrat me xham të tipit E. Shiko tabelën 3.3.
- o Xham i tipit C. Përbëhet nga karbonat i kalciumit. Është shumë i përdorshëm për shkak të qëndrueshmërisë ndaj korrozionit.
- o Xham i tipit AR. Është i lehtë dhe shumë rezistent në mjedise alkaline.
- o Xham i tipit S2. Fibra e xhamit S2 përdoret në aplikacione me rezistencë dhe module ekstra të lartë, si për shembull në aplikacione të hapësirës ajrore, me raste edhe në inxhinjerinë civile.
- o Xham i tipit Z. Xhami zirkoni, i cili u zhvillua për të përforcuar çimentot, llaçet dhe betonet për shkak të rezistencës së lartë ndaj sulmeve alkaline.

Fibrat aramide:

Këto fibra janë me natyrë organike. Shënohen me simbolin AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymers).. Karakteristika mekanike kryesore e fibrave aramide është energjia e lartë e thithur në fazën e shkatërrimit[21] . Paraqesin këto avantazhe:

- o Rezistencë të mirë në këputje.
- o Dendësi të ulët dhe një raport shumë të mirë rezistencë/peshë.
- o Kanë një sjellje duktile të tipit jo linear me deformim rrjedhshmërie rrotull 0.3 – 0.5%.
- o Kanë aftësi shumë të mira elektro – izoluese.
- o Kanë rezistencë të lartë ndaj faktorëve veprues kimikë, me përjashtim të acideve dhe bazave të forta.

Këto fibra bëjnë pjesë në klasën e polimereve kristalinë të lëngshëm. Struktura e tyre lejon një qëndrueshmëri të mirë për temperatura nga -100°C deri në $+100^\circ\text{C}$. Nuk këshillohet të përdoren në temperatura më të larta se 120°C . Fibra aramide më e njohur është PPD– T (poli – parafenil enetereftalamida). Vlerat e modulit të elasticitetit dhe të rezistencës në tërheqje janë në mes të vlerave përkatëse të fibrave të xhamit dhe atyre të karbonit.

Fibrat polivinil alkol:

Këto fibra përftohen nëpërmjet një procesi industrial shumë të thjeshtë dhe të lirë, që konsiston në sapunifikimin të acetatit të polivinilit. Shënohen me simbolin PVA. Kanë rezistencë më të ulët në krahasim me të gjitha fibrat e tjera, por janë më të pandjeshme ndaj mjediseve alkaline dhe agresorëve atmosferikë dhe fizikë.

Tabela 3.2: Rezistenca në tërheqje e laminateve 50-mm gjërësi të kompozitave.
(RILEM Technical Committee 223-MS)

Materiali kompozit	Trashësia ekuivalente(mm)	Tërheqja për ngarkim max (N)
XHAM (GLASS GFRP)	0.12	7860
BAZALT (BASALT BFRP)	0.14	11,795
KARBON (CARBON CFRP)	0.17	23,248
HEKUR (STEEL SFRP)	0.23	34,597

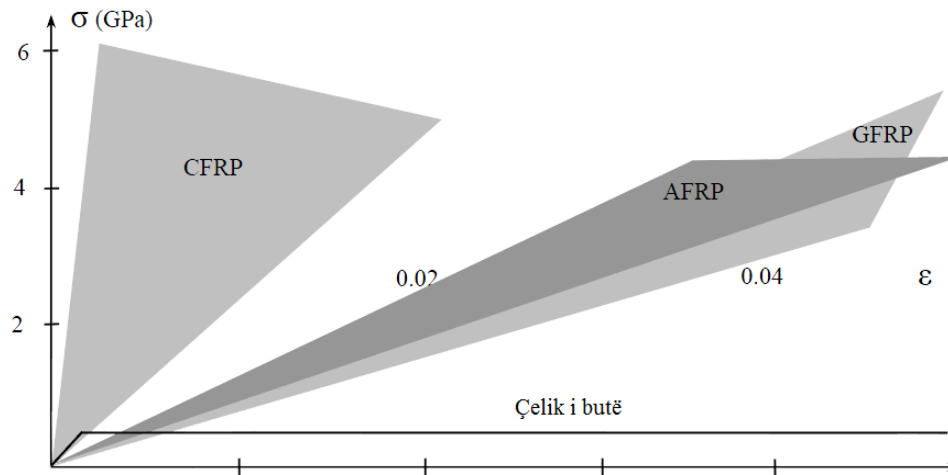


Figura 3.16 – Grafiku sforcim-deformim për FRP dhe çelikin e butë. CFRP= karbon FRP, AFRP=aramid FRP, GFRP=xham FRP[32]

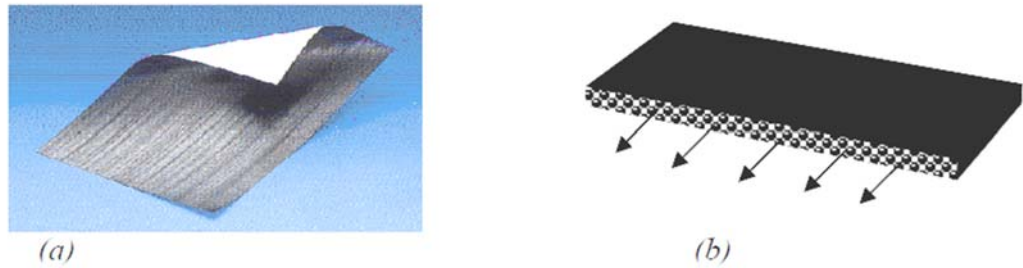


Figura 3.17 – Fletë FRP me fibra në një drejtim (a) Sforcimet në fibrat (b) [32]

Tabela 3.3 Karakteristikat fiziko-mekanike të fibrave (CNR-DT 200 R1/2012)

Materiali	Moduli i Elasticitetit (Gpa)	Rezistenca në tërheqje(Mpa)	Deformimi (%)
Karbon (CFRP)			
Rezistence të lartë	215-235	3500-4800	1.4-2.0
Rezistence shumë të lartë	215-235	3500-6000	1.5-2.3
Elasticitet të lartë	350-500	2500-3100	0.5-0.9
Elasticitet shumë të lartë	500-700	2100-2400	0.2-0.4
Xham (GFRP)			
E	70	1900-3000.	3.0-4.5
S	85-90	3500-4800	4.5-5.5
Aramid (AFRP)			
Elasticitet i ulët	70-80	3500-4100	4.3-5.0
Elasticitet i lartë	115-130	3500-4000	2.5-3.5

• Thurjet prej FRP

Krahas fibrave polimere njëpërmasore (njëdrejtimshe), d.m.th. fibra që punojnë sipas një drejtimi, mund të prodhohen edhe thurje (rrjeta) me fibra polimere, të cilat mund të punojnë në dy drejtime. Në këtë rast fibrat përforcuese vendosen sipas dy drejtimeve pingul me njëri – tjetrin. Këto fibra vendosen në disa shtresa. FRP ndahen në dy kategori [21]:

- o Me një shtresë FRP.
- o Me shumë shtresa FRP.

Ato me një shtresë punojnë vetëm sipas një drejtimi, i cili përkon natyrisht me drejtimin e fibrave. FRP me shumë shtresa mund të punojnë sipas një drejtimi edhe sipas dy drejtimeve. Në rastin e parë FRP përbëhen gjithashtu nga shumë shtresa, por të gjitha fibrat e të gjitha shtresave drejtohen sipas një drejtimi punues. Në rastin e dytë, fibrat vendosen sipas drejtimeve të ndryshme, zakonisht pingule me njëri – tjetrin. Përftohen në këtë mënyrë, thurjet prej materiali kompozit. Vetitë fiziko – mekanike të thurjeve varen edhe nga këndi i vendosjes së fibrave.

- **Matricat**

Matrica, me anë rezistencës së saj në prerje, duhet të lejojë përcimin dhe shpërndarjen e sforcimeve në fibra. Ajo mbron fibrat nga sulmet fiziko – kimike, që vijnë nga mjedisi. Gjithashtu, ajo lidh fibrat me njëra – tjetrën, duke kundërshtuar shthurjen e fibrave. Matrica (materiali lidhës) e një materiali kompozit mund të përbëhet nga polimere, metale, materiale qeramike. Matricat polimere janë më të përhapurat, sepse kanë rezistencë të lartë në tërheqje, rezistencë të lartë ndaj korrozionit, peshë specifike të ulët, janë të thjeshta në realizim, janë ekonomike. Në gjëndjen e tyre fillestare të papërzier këto matrica kanë viskozitet të ulët duke lehtësuar procesin e manipulimit me to. Kanë aftësi shumë të mira lidhëse. Kanë aftësi të mirë rezistuese ndaj agjentëve atmosferikë. Anët negative të këtyre rezinave janë ndjeshmëria ndaj temperaturave të mjedisit, ndjeshmëria ndaj lagështisë në fazën e përgatitjes. Në studim do t'i referohemi vetëm matricave polimere. Materialet kompozitë me fibra (të llojeve të ndryshme) dhe matrica polimere quhen ndryshe FRP (Fiber Reinforced Polymers). Në varësi të llojit të fibrës së përdorur FRP ndahen: GFRP (Glass Fiber Reinforced Polymers), me fibra prej xhami; CFRP (Carbon Fiber Reinforced Polymers) me fibra prej karboni; AFRP (Aramid Fiber Reinforced Polymers), ose edhe ARP (Aramide Reinforced Polymers) me fibra prej aramidi etj.

Matricat polimere ndahen në [21] :

- o Matrica (rezina) termogurtësuese.

- o Matrica (rezina) termoplastike.

Rezinat (Matricat) termogurtësuese, midis tyre dallohen rezinat epokside të cilat përdoren gjerësisht. Këto lloj rezinash kanë veti mekanike shumë të mira, rezistencë të lartë ndaj korrozionit, janë të thjeshta në përdorim. Tkurren më pak se materialet e tjera (1 deri në 4% të vëllimit). Kjo është shumë e rëndësishme për materialet lidhës. Rezinat epokside ndikohen më pak se të tjerat nga prania e ujit dhe ndryshimi i temperaturës. Këto janë rezina termogurtësuese më të shtrenjta se rezinat e tjera komerciale si poliesteret apo vinilesteret.

Rezinat (Matricat) termoplastike kanë rezistencë më të madhe ndaj goditjeve dhe fenomeneve të thyerjes dhe shfaqin një fushë më të gjerë të deformimeve në afërsi të kufirit të kolapsit. Përdorimi i rezinave termoplastike paraqet përparësi të tjera në fazën e prodhimit si: kohë e magazinimit e pakufizuar (kur mbrohen nga lagështia); cikle të shkurtra shkrirjeje (bashkimi); lehtësi në realizim; tolerancë ndaj dëmtimit. Megjithatë ka këto përparësi, zhvillimi i tyre brenda kufijve të përdorimit në struktura ka qenë i ngadaltë. Pengesa më e madhe përfaqësohet nga shkalla e lartë e viskozitetit të materialit dhe nga vështirësia e realizimit të fibrave të vazhduara me një proces prodhimi konkretisht të mundshëm.

Mbushësit dhe aditivët (shtesat), mund t'i shtohen polimereve termoplastike ose termogurtësuese për t'i ulur koston rezinës, për të kontrolluar tkurrjen, për të përmirësuar vetitë mekanike dhe për të rritur rezistencën ndaj zjarrit. Në zbatimet strukturore, mbushësit përdoren për të përmirësuar transmetimin e ngarkesave dhe për të ulur plasaritjet në zonat e paarmuara. Argjila, karbonati i kalciumit CaCO_3 dhe fibrat e xhamit janë zakonisht më të përdorshmit në funksion të llojit të aplikimit.

- **Materiali ngjites**

Realizimi i një përforcimi me FRP kërkon përdorimin e ngjitësve. Zgjedhja e tipit të duhur të ngjitësit, si edhe trajtimi i sipërfaqës ku do të vendosen FRP, varen shumë nga lloji i FRP si edhe nga elementi ku ato do të vendosen (p.sh. elementë

betonarme, metalikë, muraturë, etj.). Skedat teknike të FRP përmbajnë edhe llojin e materialit ngjitës që rekomandohet të përdoret. Tregu ofron disa lloje materialesh ngjitës me bazë kimike të ndryshme, si p.sh. poliestër, akrilik, etj. Rezinat epokside kanë veti më të mira se ngjitësit e tjerë. Rezinat epokside që përdoren si ngjitës kanë këto anë të këqija: janë të ndjeshme ndaj kushteve mjedisore (temperaturë, lagështi, etj.) dhe janë të ndjeshme ndaj zjarrit.

- **Sistemet e përforcimit me FRP**

Projektimi i forcimit duhet të synojë marrjen e një gjëndje të sforcuar në tërheqje në sistemin FRP. Sistemi FRP që i nënshtrohet sforcimeve në shtypje nuk ka ndikim të drejtpërdrejt në strukturën e muraturës si fushën e tyre ndër sektoriale dhe është i papërfillshëm në krahasim me atë të një elementi struktural dhe janë të prirur të shkëputen në pjesën ku inkastrohen në muraturë. Modelimi struktural i një strukture prej murature është një punë e ndërlikuar. Shpërndarja e forcave dhe momenteve brenda një strukture ose shpërndarja e sforcimeve në një element të vetëm të strukturës së muraturës mund të llogaritet me analizën lineare elastike ose me analizë jo lineare për sjelljen jo elastike të materialit të muraturës.

Të gjitha llojet e disponueshme të materialeve FRP mund të përdoren për të përforcuar strukturën me muraturë. Megjithatë në përgjithësi besohet se polimeret e përforcuara me fibra xhami janë më të preferuara nga llojet e tjera të FRP-ve në forcimin e muraturës, jo vetëm për shkak të kostos së tij të ulët por edhe modulit të vogël të elasticitetit, që e lidh atë me muraturën dhe parandalon shkëputjen e parakohshme të përforcimeve pas plasaritjeve më pak kritike në muraturë [15].

FRP mund të përdoret për përforcim murature në sisteme të ndryshme (fig.3.18):

- o Sistemi me laminate FRP: karbon (CFRP); armid (AFRP); xham (GFRP).
- o Sistemi me rrjeta FRP: xhami (GFRP); armid (AFRP); karbon (CFRP).
- o Sistemi me shufra FRP, përforcim NSM (Near Surface Masonry): xhami (GFRP); armid (AFRP); karbon (CFRP).
- o Sistemi global i përforcimit: karbon (CFRP); armid (AFRP); xham (GFRP).

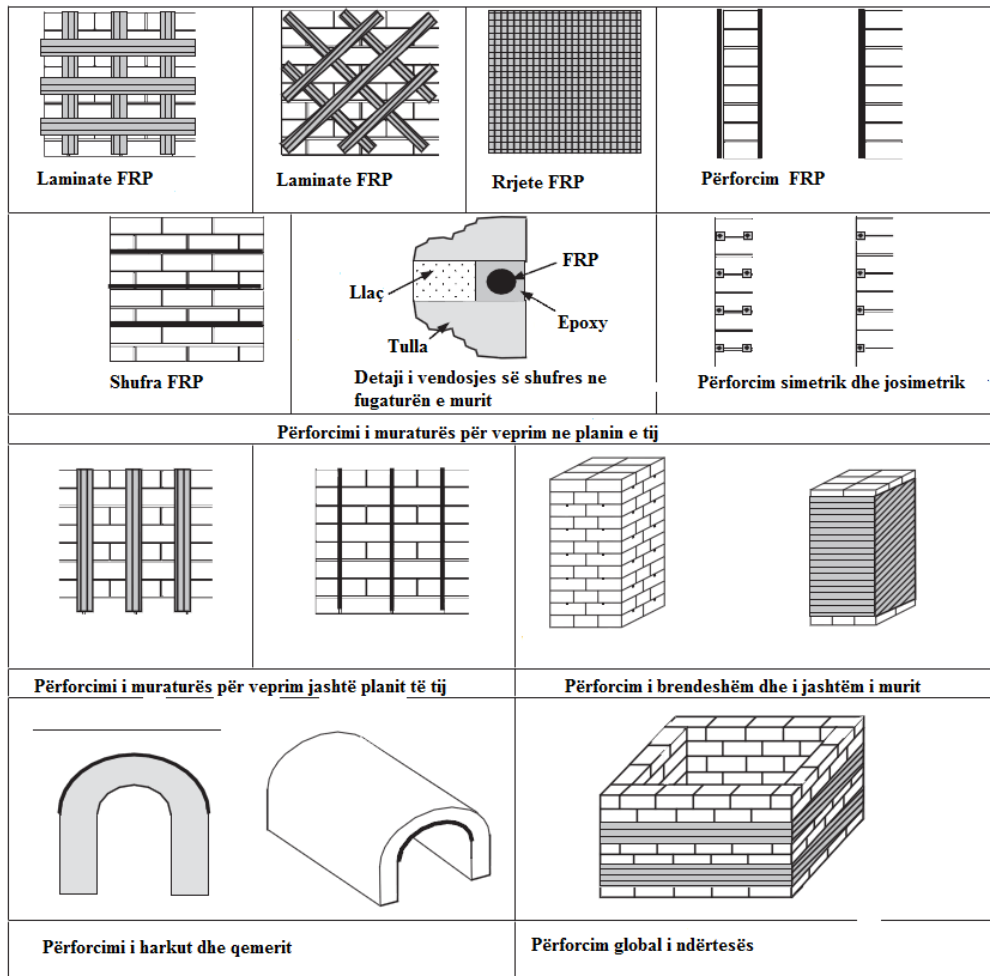


Figura 3.18 – Sisteme të përgjithshme të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (The Institute of Materials, Cambridge England) [15]

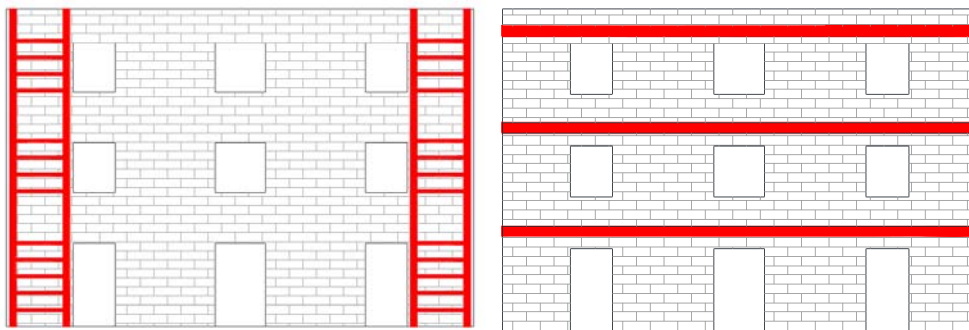


Figura 3.19 – Mënyra të aplikimeve të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (CNR-DT 200 R1/2012) [21]



Figura 3.20 – Aplikime të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë(www.angelobiondi.com) [8]



Figure 3.21 – Përforcime të kupolës dhe harkut me FRP(www.angelobiondi.com) [8]

CNR-DT 200 R1/2012 është guida e përforcimit FRP të strukturave me muraturë e cila përdor vetëm sistemin me ngjitjet e jashtme me laminate FRP, si dhe teknika të tjera që janë më pak të studiuar. Në secilin nga këto sisteme FRP është ngjitur me muraturë me një adeziv të përshtatshëm i cili mund të jetë një polimer (zakonisht epoksi).

Rregullat e vlefshme të përgjithshme për një përforcim të sistemit të FRP mund ti përmbledhim si më poshtë[21] :

- o Laminatet e FRP nuk duhet të shtrohen në sipërfaqe të muraturës në të cilat ka lagështi.
- o Çdo sistem FRP duhet vendosur në sipërfaqe të padëmtuar murature. Në fillim duhet të bëhet riparimi i muraturës nëse muratura është e dëmtuar, jo homogjene ose paraqet ndonjë problem për transferimin e sforcimeve nga sistemi përforcues tek muratura.
- o Në sipërfaqet ku sistemi FRP është aplikuar duhet të jetë teknikisht e rregullt, kurbëzimet lokale dhe valëzimet duhet të jenë të vogla për të qënë të përshtatshme me trashësinë e ngjitësit. Për sipërfaqet me harqe dhe kupola i vetmi sistem aplikimi FRP është ngjitja me laminate të jashtme.

Përdorimi i materialeve FRP ofron avantazhe të rëndësishme në përputhje me karakteristikat e tyre mekanike dhe lehtësinë e instalimit. Psh: Përforcimi me këto materiale zë një hapësirë të vogël në strukture, e parë në aspektin strukturor vetitë dinamike të strukturës varen nga sasia e elementëve strukturorë të përforcuar. Sa më e madhe sipërfaqja e aplikimit të kompozitave aq më tepër rritet aftësia rezistuese ndaj tërmetit për ndërtesën.

Në këtë studim jemi përqëndruar në përforcimin e muraturës me sistemin global, për të cilin janë marrë në konsideratë supozimet dhe limitimet e mëposhtme:

- o Deformimet në përforcim dhe në muraturë janë proporcionale me distancën e tyre nga aksi neutral, dmth seksionet plane para deformimit mbeten plane edhe pas deformimit.
- o Rezistenca në tërheqje e muraturës neglizhohet.
- o Nuk ka rrëshqitje relative ndërmjet përforcimit me FRP dhe muraturës, për aq kohë që shkatërrimi nga shkulja nuk ka ndodhur.
- o Muri supozohet të jetë i mbështetur lirisht, dmth nuk krijohet mekanizmi i harkut.

3.3.2 Përforcimi me TRM (Textile-Reinforced Mortar)

Aplikimi i përforcimit të jashtëm me TRM është konsideruar në këtë punim si një metodë alternative e përforcimeve me FRP (Fiber-reinforced polymers). Kjo metodë alternative, e quajtur TRM (Textile-Reinforced Mortar), përbëhet nga një rrjetë FRP-je e ngjitur me muraturën me matrice inorganike, llaç çimento [22].

Kjo teknikë kombinon anët e mira të të dyja ndërhyrjeve (“tradicionale” dhe “moderne”) nëpërmjet përdorimit të tekstileve në formën e fibrave të thurura (rrjetë) e ngjitur në sipërfaqen e strukturës me llaç çimento duke zëvendësuar ngjitësin organik (rezinat), të cilat janë shumë të shtrenjta në krahasim me llaçin e çimentos. Përdorimi i një materiali inorganik si ngjitës në vend të një ngjitësi organik eliminon disavantazhet e tij si: veti të ulëta në temperatura të larta, kosto e lartë, padepërtueshmëri nga avulli, vështirësi lyerje për sipërfaqen e muraturës, mungesa e riciklimit.

- **Materialet e përforcimit me fibra polimere TRM (Textile-Reinforced Mortar)**

Llaçe të përforcuara me tekstile (Textile-reinforced mortar) përbëhen kryesisht nga dy materiale: (1) ngjitësi prej llaçi çimentoje dhe (2) rrjeta tekstile e prodhuar me fibra përforcuese FRP. Suksesi i përforcimit dhe përshtatjes së strukturës duke përdorur TRM, varet shumë nga vetitë e këtyre dy përbërësve të TRM [22].

- **Karakteristikat fiziko-mekanike të TRM**

Të dhënat për vetitë fiziko-mekanike të materialeve përforcuese me TRM për studimin tonë janë marrë nga studimi Papanicolau C. botuar në *Construction and Building Materials* 25 (2011) 504–514 dhe provat e kryera në laboratorin e Universitetit të Patras, Greqi. **Fibrat** më të përdorshme dhe karakteristikat fiziko-mekanike të tyre për fabrikimin e TRM janë dhënë në tabelën 3.4[20].

*Tabela 3.4 Karakteristikat fiziko-mekanike të tekstileve
(Construction and Building Materials 2011) [20]*

Specifikime	Fibër Karboni	Fibër E-xham veshur me bitum	Fibër Bazalt	Rrjeta polipropilene
Distanca e gridës G.S.	10 mm	25 mm	25 mm	19 mm
Gjërësia e gridës N.G.S.	6 mm	23 mm	23 mm	16 mm
Pesha W	168 g/m ²	290 g/m ²	192 g/m ²	265 g/m ²
Trashësia e textile t	0.047 mm	0.47 mm	0.07 mm	1.14 mm
Rezistenca në tërheqje ft	157 kN/m	54 kN/m	66 kN/m	10 kN/m
Deformimi ϵ_u	1.50%	2.90%	3.15%	5.00%
Moduli i elasticitetit Ef	225 Gpa	70 Gpa	89 Gpa	2 Gpa

Llaçi i çimentos është më i përdorshmi si ngjitës inorganik midis muraturës dhe tekstilit. Rezultatet e rezistencës në shtypje për llaçin janë bazuar në standardin amerikan ASTM C109 (2002) 7 dhe 28 ditë, kurse për rezistencën në tërheqje ASTM C85(2002) për 3, 7 dhe 28 ditë. Këto rezultate jepen në tabelen 3.5

*Tabela 3.5 Rezultatet e provave në tërheqje dhe shtypje për llaçin
(Construction and Building Materials 2011) [20]*

	Kampionet					
Vetitë fizike (Mpa)	Mosha e kubit (ditë)	1	2	3	4	Mesatarja
Rezistenca në shtypje	7	37.32	34.04	35.88	36.4	35.91
	28	51.5	52.1	50.9	54.1	52.2
	3	2.4	2.1	2.4	2.3	2.3
Rezistenca në tërheqje	7	2.8	2.9	3.8	3.7	3.16
	28	4.46	4.3	4.33	4.51	4.4

- **Tipet e tekstilit**

Tekstilet përbëhen nga endja e fibrave FRP në dy drejtimet (në mënyrë tipike ortogonale). Tekstilet përmbajnë një sasi të barabartë të fibrave prej karboni, xhami, aramidi etj., të thurura në distanca të ndryshme në dy drejtimet. Fibrat janë të endura dhe të lidhura me fije polipropilene në dy drejtimet, sic tregohet në figurat 3.21, 3.22, 3.23. Në këto figura shfaqen dimensionet tipike të tekstileve të përdorura në këtë studim, si dhe shpegimet për materialet, karakteristikat fiziko-mekanike, tipet e tekstileve dhe sistemet e TRM. Në figurën 3.21, fibrat janë aramid të vendosura në një drejtim, me gjërësi 10 mm, trashësi tekstili 0.4 mm dhe fijet polipropilene të endura 10 mm në dy drejtimet.

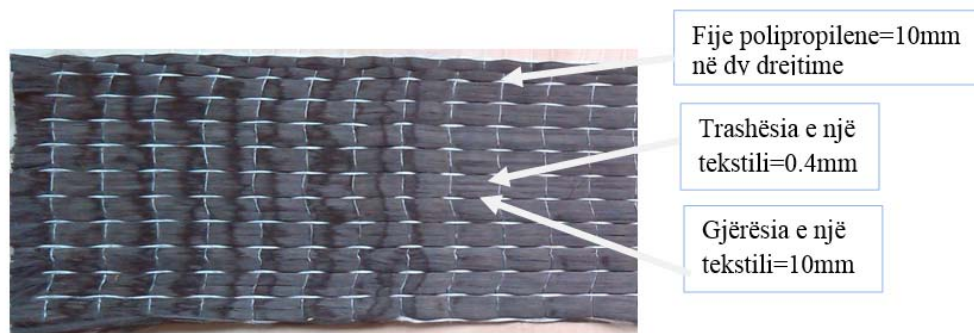


Figura 3.21 – AFRP (fibra aramid në një drejtim thurur me fije polipropilenë në dy drejtime)(foto autori, Laboratori Patra)

Në figurën 3.22, fibrat janë karbon të vendosura në dy drejtime ortogonale me 10 mm, gjërësi tekstili 6mm, trashësi tekstili 0.047 mm dhe fijet polipropilene janë të endura 10 mm në dy drejtimet. Moduli i elasticitetit për fibrat e karbonit është 225 GPa dhe deformimi 1.5%.

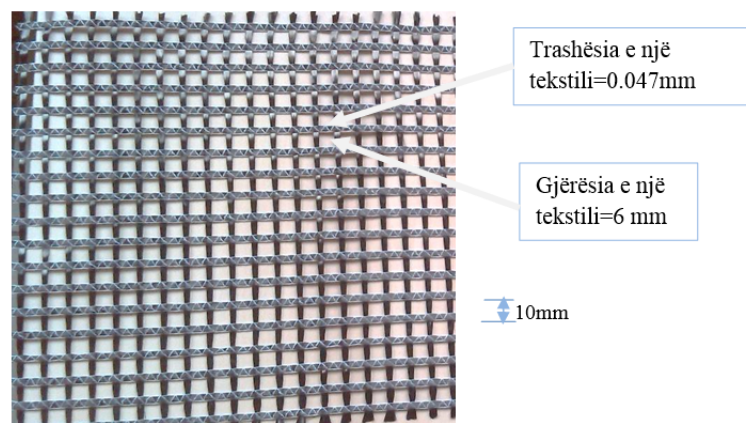
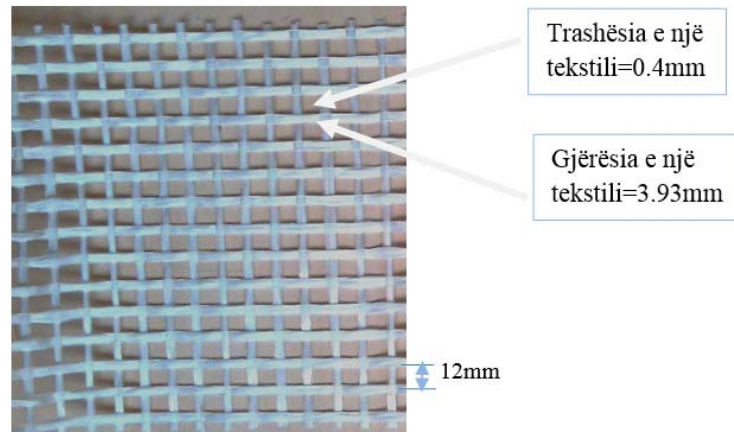


Figura 3.22 – CFRP (fibra karboni dhe fije polipropilene në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)

Në figurën 3.23, fibrat janë xham të vendosura në dy drejtime ortogonale me 12 mm, gjërësi tekstili 3.93mm, trashësi tekstili 0.4 mm dhe fije polipropilene janë të endura 12 mm në dy drejtimet. Moduli i elasticitetit për fibrat e xhamit është 70 GPa dhe deformimi 2.9%. Karakteristikat fiziko-mekanike të tekstileve më të përdorura për përforcimin e strukturave me muraturë jepen në tabelën 3.4.



*Figura 3.23 – GFRP (fibra xhami dhe fije polipropilene në dy drejtime)
(foto autori, Laboratori Patra)*

- **Sistemet e përforcimit me TRM**

TRM mund të përdoret për përforcim murature në sisteme të njëjta me ato të FRP duke zëvendësuar ngjitësin organik me ngjitës inorganik (llaç çimento):

- o Sistemi me laminate FRP: rrjeta me fibra karbon (CFRP); aramid (AFRP); xham (GFRP).
- o Sistemi me shufra FRP, përforcim NSM (Near Surface Masonry): shufra xhami (GFRP); aramid (AFRP); karbon (CFRP).
- o Sistemi kundër mekanizmit të shkatërrimit global: mbështjellja e strukturës me rrjeta karbon (CFRP); aramid (AFRP); xham (GFRP) etj.

- **Parimet e zbatimit të punëve riparuese dhe/ose përforcuese**

Parimet e mëposhtme duhet të konsiderohen në mënyrë të kujdesshme në çdo punim riparimi ose/dhe përforcimi, vecanërisht në rastet e ndërtesave me muraturë të vjetër dhe/ose të dëmtuar:

1. Shkarkimi i ndërtesës nga çdo ngarkesë që mund të hiqet ose reduktohet.
2. Mbushja e hapjeve dhe plasaritjeve të cilat janë në muret e ndërtesës dhe shtimi i mureve të reja për të korrigjuar jashtëqëndërsinë midis qendrës së masës dhe qendrës së forcave prerëse.
3. Përgatitja e sipërfaqes së muraturës, largimi i pluhurit dhe grimcave me presion të lartë ajri.
4. Aplikimin e agjentit lidhës në sipërfaqen e murit.

5. Aplikimi i llaçit të çimentos kryhet me një trashësi 2 mm të trasha me një mistri të lëmuar metalike.
 6. Prerja e tekstit në dimensionet e muraturës vendosja në murin që do përforcohet me dorë dhe rul me presion. Tekstili shtyhet pak në llaç në mënyrë që ai të depërtojë në rrjetën polimere.
 7. Inkastimi i tekstileve 150 mm në fund të sipërfaqes së murit.
 8. Kujdes i veçantë në këtë metodë, ashtu si në rastin e resinës epoksi, është aplikimi i çdo shtresë llaçi, ndërsa një i mëparshëm është ende në një gjendje të freskët.
 9. Duhet të kushtohet vëmendje e veçantë në ballkone të lidhura me muraturë tulle me murin e sipërvendosur i cili vepron si kundra peshë. Në një rast të tillë ballkoni duhet të mbeshtetet në mënyrë të përshtatshme përpara se të merret ndonjë veprim mbi murin e sipërvendosur.
 10. Zgjedhja e teknikave të besueshme të riparimit që mund të aplikohen në ndërtesë me materiale cilësore, staf i me experiencë dhe mbikqyrje e vazhdueshme.
- Në figurën 3.24 jepen pamje nga procedura e përforcimit me TRM.



Figura 3.24 Aplikime praktike të teknikës TRM (Construction and Building Materials, 2011) [20]

- **Diskutim mbi përzgjedhjen e metodës së përforcimit**

Teknikat e përmendura në pikën 3.3 kanë disa specifika në anën aplikative të tyre, rritjen e dimensioneve të elementit, kërkesa për mbrojtjen nga korrozioni dhe shtesa të tjera speciale.

Përdorimi i FRP për rehabilitimin e strukturave me muraturë ka këto avantazhe:

- Janë më rezistente se materialet tradicionale.
- Kanë resistencë shumë të mirë ndaj korrozionit.

- o Kanë resistencë të lartë në krahasim me peshën.
- o Kanë kosto të ulët për mirëmbajtje.
- o Kanë jetëgjatësi të lartë.
- o Ofrohen në shumëllojshmëri dizenjosh.
- o Kanë peshë e vogël (25% e peshës së çelikut).
- o Përdoren lehtë.
- o Transportohen lehtë.
- o Kanë rezistencë në lodhje shumë e lartë.
- o Kanë impakt arkitektonik të shkëlqyer.
- o Janë kimikisht rezistente.
- o Përdoren për elementë me sipërfaqe jo të rrafshët.
- o Mund të orientohen fibrat në drejtimin e duhur.
- o Mirëmbajtje e lehtë, e pakët.
- o Përdoren për përforcimin e strukturave me vlera historike.

Për cilësitë e mësipërme janë bërë studime të ndryshme (Antonopoulos dhe Triantafillou 2003; Ghobarah dhe Said 2001, 2002; El-Amoury dhe Ghobarah 2002, Al-Salloum dhe Almusallam 2007). Megjithatë ka disa të mëta që kërkojnë vëmendjen e përdoruesve të FRP si (1) sjellja e dobët e rezinës epoxy e fibrave të xhamit ndaj temperaturës, (2) kosto shumë e lartë e epoxy, (3) rreziqe për punëtorët e krahut, (4) pamundësia e përdorimit të FRP në sipërfaqe me lagështi ose në temperaturë të ulët, (5) mungesa e përshkueshmërisë së avullit e cila mund të shkaktojë dëmtimin e konstruksionit të betonit, (6) papajtueshmërinë e epoxy resinës dhe nënshtresës, dhe (7) vështirësi për të kryer vlerësimin e dëmit të pësuar pas tërmetit, si pasojë e strukturës së përforcuar me xhakët FRP-je.

Një zgjidhje e mundshme të problemeve të mëparshme do të jetë zëvendësimi i lidhësit organike me ato inorganike, p.sh., llaçit me bazë çimentoje dhe përdorimin e tekstilit në vend të fletëve fibër. Tekstilet përbëhen nga rrjeta pëlhurë e bërë nga endja e fibrave në dy drejtimet ortogonale. Shqyrtimi i literaturës na tregon se autorët Triantafillou dhe Papanicolau (2005) janë kërkuesit më të hershëm për studimin e krahasimit ndërmjet teknikave përforcuese me FRP dhe TRM. Investigimi i eksperimenteve të kryera ka dhënë një kontribut për kuptimin më të saktë të efektivitetit të përdorimit të TRM kundrejt FRP në termat e rritjes (1) kapacitetit aksial të betonit të mbështjellë dhe (2) kapacitetit mbajtës në prerje të elementëve. Nga rezultatet e marra duket që teknika e përforsimit me TRM e propozuar është një alternative e zbatueshme përkundrejt teknikës së suksesshme me FRP.

Papanicolau (2007) eksperimentalisht ka shqyrtuar efektivitetin e përforcimit me TRM të mureve me muraturë nën veprimin e ngarkesave ciklike në plan të tij. Nga rezultatet e marra, doli se përdorimi i teknikës përforcuese me TRM është shumë premtuese për përmirësimin strukturor të strukturave me muraturë nën veprimin e ngarkesave sizmike në planin e tyre. Triantafillou (2006) eksploroj aplikimin e TRM në kuptimin e rritjes së kapacitetit aksial të betonit të mbështjellë. U konkludua që xhakëtimi me tekstile-llaç provoi një rritje të konsiderueshme të rezistencës dhe deformueshmërisë dhe kjo rritje varet nga numri i shtresave dhe rezistenca në tërheqje e llaçit. Eksperimentet treguan se përforcimi me dy sisteme matricash organike dhe inorganike ishin të krahasueshme. Rezistenca, ngurtësia, duktiliteti, mekanizmi i shkatërrimit dhe çarrjet e elementëve strukturorë të përforcuar me të dy sistemet ishin të krahasueshme.

- **Selektimi i teknikës së përforcimit**

Në bazë të konkluzioneve të vlerësimit të strukturës dhe natyrës së përhapjes së dëmtimit do të vendoset mënyra e selektimit të tipit, teknikës, kohëzgjatjes dhe urgjencës së ndërhyrjes. Duhet të identifikohen gabime të mëdha lokale dhe të korrigjohen. Karakteristikat e kërkuara të regullsisë dhe rezistencës mund të arrihen duke modifikuar ngurtësinë dhe shtangësinë e një numri komponentësh ekzistues, ose nëpërmjet futjes së elementëve të rinj strukturorë. Rritja e fortësisë pas ndërhyrjes nuk duhet të reduktojë duktilitetin global. Veçanërisht në strukturat me muraturë arkitrarët joduktile duhet të zëvendësohen, lidhjet e pamjaftueshme mes dyshemesë dhe mureve duhet të përmirësohen, forcat horizontale jashtë planit kundra mureve duhet të eliminohen etj.

Strategjia e riparimeve dhe përforcimit duhet të mbështetet në vlerësimet sizmike të detajuara të ndërtesës. Nëqoftëse nga këto vlerësime është identifikuar një kapacitet deformimi i pakët i bashkimeve ose nyjeve, atëherë duhet të aplikohet një strategji e modifikimeve lokale të tyre. Në qoftë se mangësitë janë përqëndruar në një pjesë të strukturës, që mund të jetë një kat i butë, ose një strukturë e pa balancuar në përdredhje, atëherë përshtatja mund të kryhet në këto mënyra: duke përforcuar disa elemente vertikale (këto elemente të katit të butë duhet të jenë nga ana më fleksibël e ndërtesës); nëpërmjet shtimit të disa elementëve të rinj të cilët janë me ngurtësi të mjaftueshme për përballimin e forcave mbi to (shtimi i mureve prerës në anën e dobët të një ndërtese të paballancuar në përdredhje); nëpërmjet zëvendësimit të materialeve të dëmtuara në elementët strukturorë.

Ndërhyrja mund të selektohet nga tipet e mëposhtme treguese:

1. Modifikim lokal ose i përgjithshëm i elementeve të dëmtuara ose të padëmtuar (riparim, forcim ose zëvendësim i plotë), duke marrë në konsideratë ngurtësinë dhe duktilitetin e këtyre elementeve.
2. Shtimi i elementëve strukturorë reja (kontraventime apo mure plotësues; çeliku, dru ose breza betonarme në mure etj.)
3. Modifikimi i sistemit strukturor (eliminimi i disa bashkimeve strukturorë, elementëve vulnerable, modifikimi i ose rritja e duktilitetit).
4. Shtimi i një sistemi të ri strukturor për të mbështetur pak ose të gjithë veprimin sizmik.
5. Transformimi i mundshëm i elementeve jostrukturorë në elementë strukturorë.
6. Futja e pajisjeve të mbrojtjes pasive përmes kontraventimeve ose izolimit të bazës.
7. Reduktimi i masës.
8. Kufizimi ose ndryshimi i përdorimit të ndërtesës.
9. Prishja e pjesshme; Mund të zgjidhet një ose më shumë lloje ndërhyrje, në të gjitha rastet, efekti i modifikimeve strukturorë në themel duhet të merret parasysh.

Vendimet në lidhje me riparimin ose forcimin e elementëve strukturorë duhet gjithashtu të merren sa herë që, përveç kërkesave funksionale, sjellja sizmike e këtyre elementeve mund të rrezikojnë jetën e banorëve. Strategjia e përforcimit bazohet në adoptimin dhe përmirësimin e performancës sizmike të ndërtesave ose të zvogëlojë rrezikun ekzistues në një nivel të pranueshëm.

KAPITULLI IV

4. Metodologjia e llogaritjes së performancës sizmike

4.1 Hyrje

Një sfidë e rëndësishme për inxhinierët është vlerësimi i kapacitetit sizmik të ndërtesave të reja dhe atyre ekzistuese si dhe vlerësimi i reagimit të tyre nën një lëvizje trualli. Procedurat jolineare në kode të vendeve të ndryshme [ATC-40, 1996; FEMA-356, 2000; FEMA-440, 2005; N2 Method, 1996; Eurocode 8], të cilat janë zhvilluar për dy dekada e fundit janë qasjet për të arritur këtë objektiv. Duke përdorur analiza jolineare, është e mundur të parashikohet kapaciteti i strukturës në formën e kurbës së kapacitetit.

Modelimi i muraturës për shumë kohë ka qenë gjithashtu një sfidë për studiuesit. Kjo për arsye të sjelljes komplekse të saj e vetive jo të njëjta në drejtime të ndryshme. Drejtimi më i favorshëm i punës është natyrshëm ai vertikal që shërben për mbajtjen e ngarkesave statike vertikale. Vendosja e alternuar e tullave në lartësi bën që të shfrytëzohet më së miri aftësia mbajtëse në prerje e tullave. Nuk ndodh kështu me drejtimin horizontal. Në të aftësia mbajtëse varet vetëm prej lidhjes kohezive midis llaçit e tullës e cila është disa herë më e vogël se aftësia mbajtëse në shtypje vertikale. Akoma më e dobët paraqitet situata në sforcimet tërheqëse prej përkuljes në planin e vet edhe jashtë planit të murit. Për fat të mirë në shumicën e rasteve përkulja nuk është e ndjeshme për shkak të shtangësisë së konsiderueshme të këtyre strukturave. Rreziqet kryesore që i kanosen këtyre strukturave janë tërmeti dhe çedimet e bazamentit. Duke qenë se çedimi i bazamentit ndodh për një kohë të gjatë edhe kemi mundësi të veprojmë përpara se të jetë vonë, rreziku i tërmetit mbetet më i disfavorshmi për shkak se mund të çojë strukturën në kolaps në pak sekonda. Për rrjedhojë rrezikohet edhe jeta e banorëve të ndërtesave që nuk mund ta përballojnë tërmetin. Aftësia mbajtëse e muraturës që shërben direkt për të kundërshtuar forcat sizmike është rezistenca në prerje.

Duke patur parasysh sjelljen e muraturës si një element i shtangët që punon në shtypje vertikale e në prerje horizontale, shumë autorë janë përpjekur ti modelojnë me mënyra të ndryshme. Modelimi kompjuterik me elementë të fundëm na jep tre mundësi për muraturën: i) me elementë vijorë, ii) me elemente plane, iii) me elemente tre dimensionale. Disa autorë kanë përdorur elementet vijore (Gambarotta 1997, Belmouden 2009, Penelis 2006) [5], duke i dhënë shtangësi të tillë që të përfaqësojnë sa më mirë kushtet reale të punës së muraturës. Sigurisht që për ta arritur këtë gjë kanë punuar me modele të zvogëluar në laboratore. Duke u nisur nga rezultatet e provave kanë vendosur në programet e tyre me elementë të fundëm koeficientët e duhur që bëjnë të mundur përputhjen e rezultateve të analizës kompjuterike me testin në laborator. Më pas me ato parametra modelues kanë analizuar strukturat reale.

Më pak e përdorur është teknika me elementë të fundëm plan. Kjo për shkak të kompleksitetit në modelimin e shkallëve të lirisë së tyre. Programi me elementë të fundëm SAP2000 na jep mundësi të pakufizuara modelimi me elementët plan[10]. Ne

do të përdorim metodën e implementuar në studimet e mëparshme (Bilgin dhe Korini, 2012, Muhiddin Bagci ,Hakan Basaran 2012) e cila përdor elemente plan me sjellje jolineare [29].

Teknika me elementë të fundëm tre dimensional është më pak e përdorshme për shkak të kohës së konsiderueshme që kërkon për modelim dhe analizim të strukturës. Modelimi me elementë tre dimensional është studiuar vetëm për përmasa të kufizuara murature dhe jo për struktura tre dimensionale. Studiuesit që kanë përdorur këtë model e kanë ndarë murin në tulla dhe kanë përdorur sjellje jolineare të njëjtë për çdo drejtim.

4.2 Modelimi me elementë të fundëm

4.2.1 Modelimi jolinear në SAP2000 i muraturës

Llogaritjet kompjuterike do të realizohen me programin me elementë të fundëm SAP2000. Për të modeluar muraturën do të përdoret elementi tip “shell” i përbërë nga shtresa me sjellje jolineare. Shtresat do të përfaqësojnë vetitë e muraturës në shtypje aksiale dhe në prerje sipas (Bilgin dhe Korini, 2012) [7] .

Në SAP2000 elementi plan ka tre ose katër nyje dhe në analizat elastike ka ngurtësi në planin e vet dhe jashtë planit, si në përkulje ashtu edhe në shtypje-tërheqje e prerje. Ky lloj elementi mund të jetë homogjen ose shtresor. Muratura nuk është homogjene apo izotrope, prandaj nuk do të përdoret ky tip në kapitujt në vijim.

Elementi shell me shtresa lejon përcaktimin e çfarëdo numri shtresash sipas drejtimit të trashësisë, secili me një pozicion, trashësi, sjellje dhe material të pavarur nga njëra -tjetra. Sjellja e materialit mund të jetë jolineare. Për të interpoluar zhvendosjen brenda planit të vet të çdo shtresë përdoret një metodë të projektimit të deformimit (Hughes, 2000). Ndryshe nga “shell-i” homogjen, shkalla e lirisë së përdredhjes në planin e vet nuk përdoret, dhe nuk duhet të merret parasysh në aftësi mbajtëse. Këto rrotullime pingul me planin e elementit janë të fiksuara me rrotullimin e elementit në tërësi aq sa të parandalohet paqëndrueshmëria e tij. Për përkuljen, është përdorur një formulim Mindlin / Reissner (Mindlin, 1951, Reissner, 1945) e cila gjithmonë përfshin deformime tërthor prerje. Zhvendosjet jashtë planit janë kuadratike dhe janë në përputhje me zhvendosjet në plan. Shtresat “shell” zakonisht paraqesin sjellje të plotë si në plan ashtu edhe jashtë tij, por edhe mund të modelohen shkallët e lirisë të ndara në shtresa.

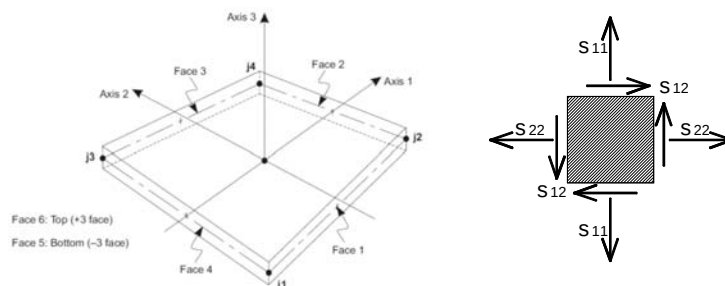


Figura 4.1 – Elementi plan me 4 nyje dhe sforcimet në plan. (Sap2000 reference manual)

Në këtë studim do të përdoret analiza jolineare me elemente shtresore të tipit “shell”. Sjellja e muraturës do të modelohet nga 2 grafikë të ndryshëm sforcim-deformim. Ata do të përfaqësojnë sforcimet vertikale S11, sforcimet horizontale S22 dhe sforcimet prerëse S12. Këto sjellje janë edhe në realitet kryesoret që përshkruajnë materialin e muraturës. Është shumë e rëndësishme të parashikohet sa më mirë sa të jetë e mundur grafiku sforcim-deformim për çdo drejtim. Qëllimi i këtij studimi është të studiojë përforcimet e muraturës prandaj këto grafikë do të merren të gatshëm nga studime të mëparshme (Korini, 2012). Më poshtë po paraqesim detaje mbi to.

- Grafikët sforcim-deformim për drejtimet S11 dhe S22 [16] .

Kjo sjellje është e mirëpërcaktuar nga studiues si Kaushik në 2007 duke u bazuar në shumë prova laboratorike. Po paraqesim llogaritjet në vijim.

Pjesa parabolike e grafikut ka ekuacion:
$$\frac{f_m}{f'_m} = 2 \frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} - \left(\frac{\varepsilon_m}{\varepsilon'_m} \right)^2 \quad (4.1)$$

Deformimi maksimal: $2.75 \cdot \varepsilon'_m$ (llaç me gëlqere, sipas figurës)

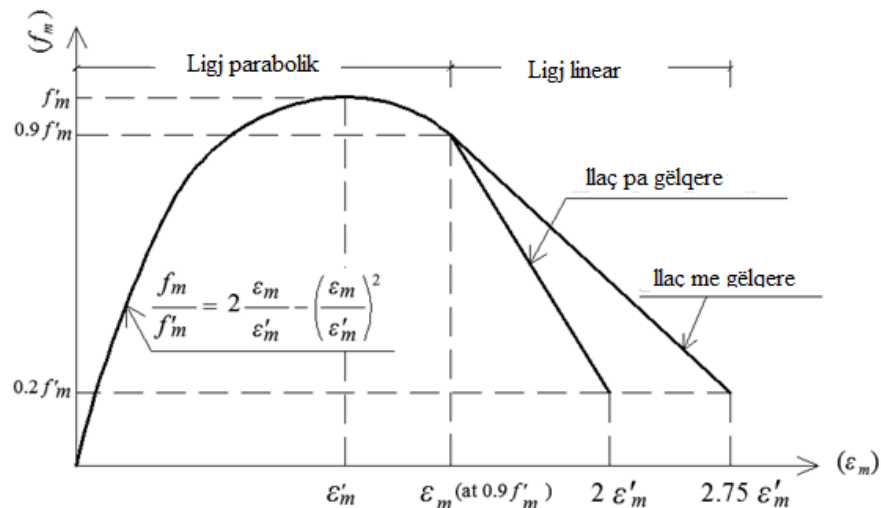


Figura 4.2 – Grafiku sforcim – deformim në shtypje aksiale (Kaushik, 2007) [16]

Duhet theksuar se rezistenca në tërheqje nuk merret parasysh sipas Eurokodit 6. Për qëllimin e llogaritjes do të përdoret një vijë e drejtë me vlerë zero nga ana tjetër e origjinës së grafikut.

- Grafiku sforcim-deformim për prerjen S12[16] .

Kjo kurbë përfaqëson sjelljen jolineare deri në shkatërrim në drejtimin horizontal i një elementi murature. Sipas literaturës kur muratura i nënshtrohet lëvizjes horizontale të terrenit (tërmet) forca horizontale rezistuese përfaqësohet nga

kohezioni dhe fërkimi midis tullës dhe llaçit. Kjo forcë është sfocimi prerës i Mohr-Kulombit:

$$\tau = c + \sigma \cdot \operatorname{tg} \varphi \quad (4.8)$$

Në këtë ekuacion " σ " është sfocimi vertikal dhe $\operatorname{tg} \varphi$ përfaqëson fërkimin mes elementëve. Duhet theksuar se në mënyrë që të aktivizohet fërkimi i rrëshqitjes duhet që të shkatërrohet kohezioni. Ekuacioni shpreh një sjellje ndërvaresie midis sfocimit vertikal dhe fërkimit. Kjo lloj ndërvaresie nuk është e mundur që të realizohet për një element jolinear plan në Sap2000. Për këtë kjo dukuri është përafuar me një kurbë bilineare ideale, ku në zonën e plasticitetit vlera e sfocimit mbajtës në prerje është sa kohezioni midis llaçit e tullës. Ky përafrim rezulton i pranueshëm edhe kur krahasohet modeli në SAP2000 me atë të 3Muri (program llogaritës për muraturën) në studimet e mëparshme (Korini, 2012).

Analiza jolineare në SAP2000 do të kryhet pasi vendosen ngarkesat statike vertikale të cilat po ashtu do të jenë në vetvete jolineare. Kjo për të përafuar sa më mirë sjelljen reale të ndërtesës. Në realitet parashikohet që shkatërrimi i ndërtesës të ndodhi prej forcës prerëse sizmike e cila vepron në dy drejtimet kryesore të ndërtesës. Në model do të zhvillohet analiza pushover, e cila e shtyn objektin hap pas hapi drejt shkatërrimit. Për këtë përdoret një model i caktuar shtytjeje për çdo kat. Ai mund të jetë i çfarëdoshëm i krijuar me forca horizontale ose një formë e lëkundjes modale. Në përgjithësi format modale të para e përcaktojnë mjaft mirë ndikimin sizmik prandaj edhe në rastin tonë do të konsiderojmë.

Gjendja e sfocuar e muraturës do të jetë vetëm me sfocime brenda planit siç u diskutua më sipër. Skematikisht ngarkimi statik dhe "pushover" shkaktojnë gjendjet e sfocuara si në figurë:

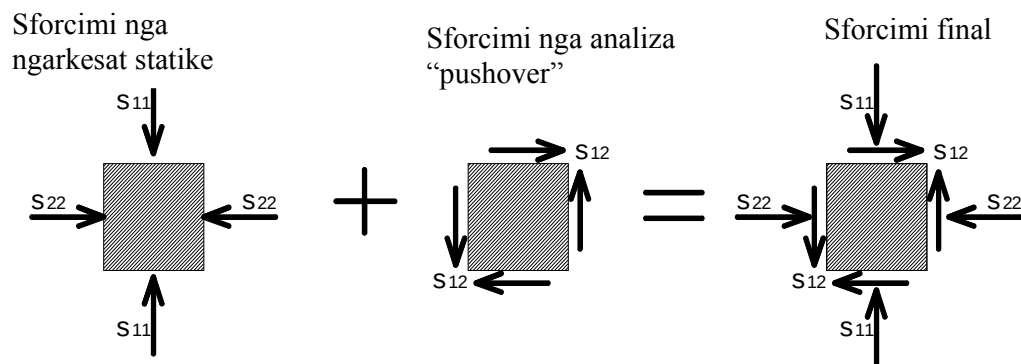


Figura 4.3 – Sforcimi statik i mbivendosur me sfocimin prerës

4.2.2 Modelimi jolinear në SAP2000 i përforcimeve

Përforcimet në SAP2000 do të modelohen si një shtresë e cila i mbivendoset në pjesën e jashtme muraturës. Për këtë do të shfrytëzohet modelimi ekzistues i muraturës me shtresa jolineare. Tek elementi shtresor do të shtojmë një shtresë që përfaqëson përforcimin. Duke qenë se përforcimet janë të tipeve të ndryshme,

ekziston një gamë e gjerë mundësish në përzgjedhjen e përforcimeve. Ne do të përqëndrohemi në tre prej tyre: fibrat e xhamit të ngjitura me rezinë GFRP, fibrat e karbonit të ngjitura me rezinë dhe rrjeta me brima me fibra karboni e ngjitur me llaç çimento TRM.

- **Modelimi jolinear i FRP me fibra xhami**

Kjo shtresë me fibra xhami e ngjitës epoksid do të ketë sjellje elastike të thyeshme. Sjellja do të jetë vetëm në kushte pune në tërheqje, kurse shtypja do të merret zero pasi fibrat nuk kanë aftësi mbajtëse në shtypje e përkulje. Pasi arrin maksimumin në tërheqje materiali këputet. Për arsye modelimi duhet ta zbresim në zero aftësinë mbajtëse të tij. Nëse nuk e bëjmë programi nuk e konsideron të shkatërruar materialin e për rrjedhojë kjo gjë do të ndikonte në rezultat. Trashësia e shtresës merret duke e ekuivalentuar sikur të ishte uniforme e jo e thurur për qëllime modelimi. Sipas studimit të M. R. Valluzi, 2012, trashësia ekuivalente është 0.12mm. Gjithashtu i njëjti studim na jep detaje mbi aftësinë mbajtëse në tërheqje (1310 MPa) dhe deformimin maksimal (1.69%). Me këto të dhëna është ndërtuar grafiku më poshtë[37] .

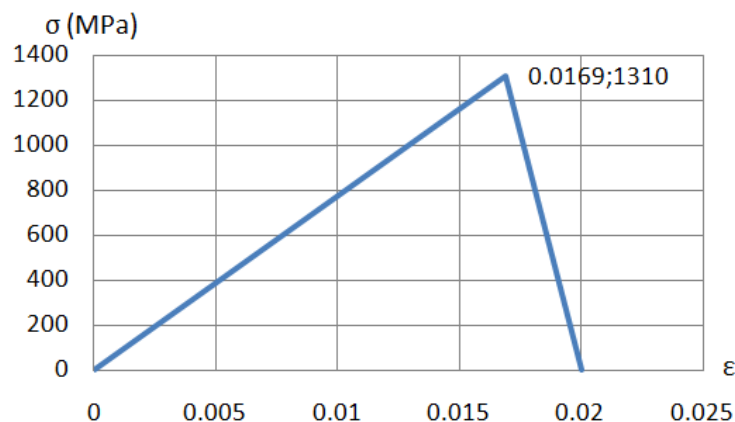


Figura 4.4 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e xhamit

- **Modelimi jolinear i TRM me fibra karboni**

Kjo shtresë tip rrjete me kuadrate prej 10mm prej fibrash karboni aplikohet me llaç çimento mbi muraturë. Përsëri sjellja është elastike e thyeshme dhe punon vetëm në tërheqje. Pasi arrin maksimumin në tërheqje materiali këputet. Njëlloj si më sipër duhet ta zbresim në zero aftësinë mbajtëse pas këputjes. Sipas studimit të C. Papanicolaou, 2011, trashësia ekuivalente është 0.047mm. Gjithashtu i njëjti studim na jep detaje mbi aftësinë mbajtëse në tërheqje (157kN/m) dhe deformimin maksimal (1.5%). Me anë të trasësisë ekuivalente dhe aftësisë mbajtëse për metër linear gjejmë sforcimin maksimal në tërheqje[20].

$$\sigma_{\max} = \frac{157 \text{ kN/m}}{0.047 \cdot 10^{-3} \text{ m}} = 3340 \cdot 10^{-3} \text{ kPa} = 3340 \text{ MPa} \quad (4.12)$$

Po paraqesim për ilustrim një fragment të rrjetës me fibra karboni më poshtë.

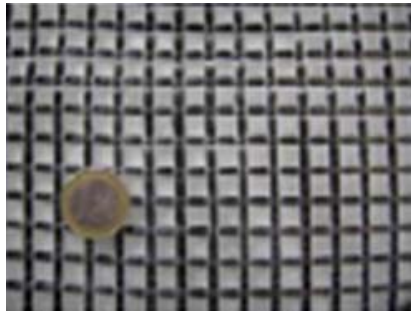


Figura 4.5. Rrjeta me fibra karboni për TRM

Me këto të dhëna është ndërtuar grafiku më poshtë.

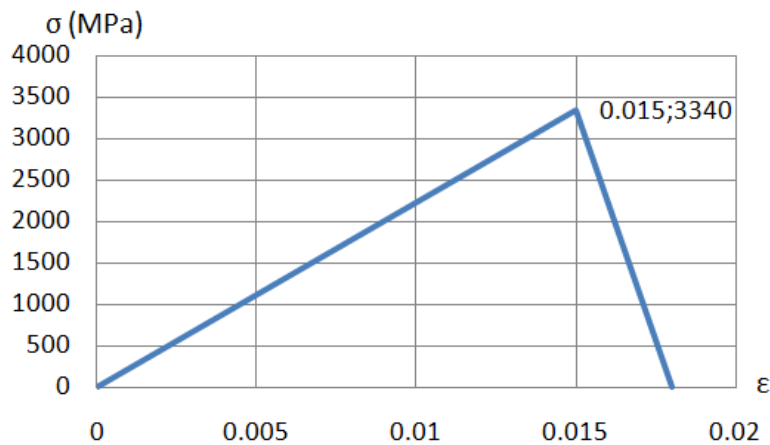


Figura 4.6 – Grafiku sforcim – deformim rrjetën me fibra karboni

- **Modelimi jolinear i FRP me fibra karboni**

Kjo shtresë prej fibrash karboni aplikohet me ngjitës epoksid mbi muraturë. Përsëri sjellja është elastike e thyeshme dhe punon vetëm në tërheqje. Pasi arrin maksimumin në tërheqje materiali këputet. Njëlloj si më sipër duhet ta zbresim në zero aftësinë mbajtëse pas këputjes. Sipas studimit të M. R. Valluzi, 2012, trashësia ekuivalente është 0.17mm. Gjithashtu i njëjti studim na jep detaje mbi aftësinë mbajtëse në tërheqje (2735 MPa) dhe deformimin maksimal (1.26%). Me këto të dhëna është ndërtuar grafiku më poshtë[20].

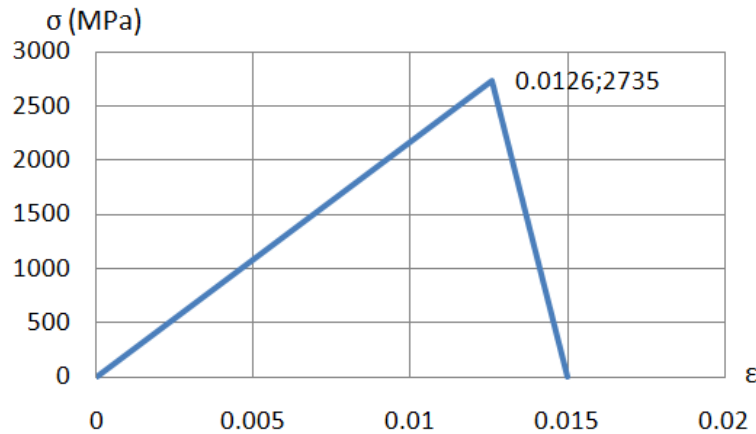


Figura 4.7 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e karbonit

4.3 Analiza jolineare

Për të kryer një analizë jolineare nevojitet që në programin llogaritës të përcaktohet sjellja jolineare e strukturës. Kjo mund të bëhet duke përcaktuar njeje me sjellje jolineare ose materiale me sjellje jolineare. Në rastin e muraturës e cila modelohet me elemente plane, është më e favorshme përdorimi i materialeve jolineare. Këto materiale modelohen me anë të grafikëve përkatës sforcim-deformim që janë paraqitur më sipër.

4.3.1 Llogaritja e kurbës së kapacitetit

Për llogaritjen e ndërtesës prej murature në programin SAP2000 do të përdoret analiza jolineare tip “pushover”. Në këtë lloj analize ndërtesa i nënshtrohet një modeli ngarkimi horizontal deri në shkatërrim. Modeli i shkatërrimi përcaktohet sipas dëshirës ose synimit të analizës. Ky model mund të jetë i përbërë nga një apo disa forca horizontale apo nga zhvendosjet e formave modale. Ndërtesat e ulëta, siç janë ato me muraturë në Shqipëri gjatë veprimit të forcave sizmike lëkunden kryesisht sipas formave të para modale. Duke qenë se me analizën pushover do të vlerësojmë preformancën sizmike të tyre, është e arsyeshme të përdorim format e para modale si modele ngarkimi (fig. 4.10). Programi llogarit hap pas hapi forcën prerëse në themel kundrejt zhvendosjes së një pike në tarracën e ndërtesës. Këto të dhëna paraqiten grafikisht dhe përbëjnë kurbën e kapacitetit të ndërtesës për atë model ngarkimi (fig. 4.11).

Ndërtesat me muraturë mbajtëse janë më vulnerable se ato beton-arme nën veprimin e forcave sizmike. Kjo për arsye se nuk përmbajnë elementë duktile si çeliku. Gjithsesi ato janë të afta të rezistojnë pas fazës elastike nëse struktura është e rregullt në plan e në lartësi. Ky duktilitet që shfaqet edhe në kurbën e kapacitetit (pjesa horizontale), shpjegohet me shpëputjen e njëpasnjëshme të tullave nga llaçi. Kjo ndodh kryesisht në formë diagonale e pranë zonave të hapura si dyer dritare. Pra, shkakut është forca prerëse horizontale si pasojë e tërmetit.

Modeli i ngarkimit

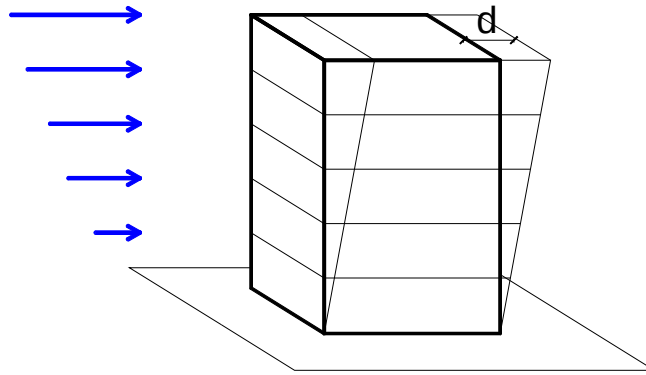


Figura 4.8 – Modeli i ngarkimit për analizën “pushover”



Figura 4.9 – Kurba e kapacitetit të ndërtesës

4.3.2 Përcaktimi i gjendjeve të shërbimit

Me gjendje të shërbimit kuptojmë një pikë kufi në kurbën e kapacitetit e cila me marrëveshje përdoret për klasifikimin e dëmtimit të ndërtesës. Këto gjendje kufitare janë funksion i llojit të konstruksionit dhe i materialit me të cilin janë ndërtuar. Varen nga lloji i konstruksionit për shkak të skemave statike që janë aplikuar. Një ndërtesë me sistem mbajtës tra-kollonë reagon ndryshe nga një ndërtesë me muraturë mbajtëse. Kjo e fundit sillet në mënyrë të shtangët dhe është e thyeshme. Gjendjet kufitare të ndërtesës me muraturë mbajtëse varen nga rregullsia në plan e saj, nga sasia dhe densiteti i çarjeve (dyer, dritare) dhe nga trashësia e mureve[9] .

Studiuesi Calvi (1999) ka propozuar caktimin e gjendjeve të shërbimit në funksion të zhvendosjes relative midis kateve. Zhvendosja relative lidhet direkt me

sforcimin prerës prej forcës sizmike që absorbon çdo kat. Duke qenë se shkatërrimi i ndërtesës vjen prej kësaj force prerëse, është e përshtatshme të përdoren këto kufij shërbimi për të gjitha rastet e ndërtesave me muraturë mbajtëse. Kështu edhe në llogaritjet e mëposhtme do të përdoren këto kufij[9] .

Calvi caktoi tre kufij për gjendjet e shërbimit si më poshtë:

LS2 - Dëme të vogla strukturore dhe / ose dëmtim të moderuar jo-strukturore; ndërtesa mund të shfrytëzohet pas tërmetit, pa patur nevojë për përforcim të konsiderueshëm apo riparim të elementeve strukturore. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.1%.

LS3 - Dëme të mëdha strukturore dhe dëme të mëdha jo-strukturore. Ndërtesa nuk mund të përdoret pas tërmetit pa riparim të konsiderueshëm. Megjithatë, riparimi dhe përforcimi është i realizueshëm. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.3%.

LS4 – Kolaps i plotë; riparimi i ndërtesës nuk është as i mundur dhe as ekonomikisht i arsyeshëm. Struktura do të duhet të shembet pas tërmetit. Përtej kësaj gjendjeje kufitare pritet kolaps i plotë me rrezik për jetën e njeriut. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.5%.

Më poshtë po paraqesim skematikisht gjendjet kufitare sipas Calvi. Duhet theksuar se nuk është e thënë që çdo ndërtesë të ketë në kurbën e performancës të treja gjendjet. Kjo pasi ajo mund të shkatërrohet përpara se të arrijë LS4 apo LS3. Kjo varet nga konfigurimi i mureve mbajtës e çarjeve siç u tha më sipër.

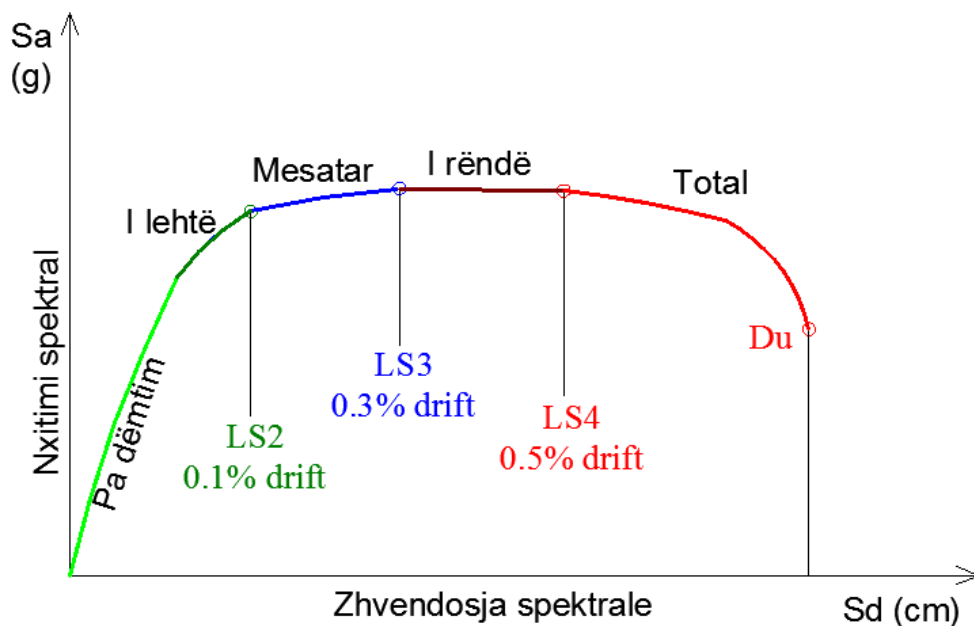


Figura 4.10 – Gjendjet e shërbimit sipas Calvi, 1999[9]

4.3.3 Konvertimi i kurbës së kapacitetit në Spektrin e Kapacitetit në formatin ADRS sipas ATC40

Për të kryer analizën jolineare dhe për të përcaktuar pikën e performancës së ndërtesës për një spektër sizmik, është e nevojshme të ndiqen disa hapa. Hapi i parë është konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS. Grafiku ADRS ka në boshtet horizontale e vertikale respektivisht zhvendosjen spektrale S_d dhe nxitimin spektral të modifikuar S_a . Për të kryer këtë konvertim nevojitet të llogariten faktorët e mëposhtëm [2] :

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} \quad (4.13)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} \quad (4.14)$$

Përfundimisht konvertimi kryhet me formulat e mëposhtme:

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (4.15)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (4.16)$$

Ku:

PF_1 - faktori i ndikimit modal për modën e parë.

α_1 - koeficienti i masës modale për modën e parë.

w_i/g - masa e vendosur në katin i.

φ_{i1} - amplituda e modës 1 në katin i.

N - niveli i tarracës,

W - ngarkesa totale e përhershme plus ngarkesën e përkohshme të shërbimit.

4.3.4 Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS sipas ATC40

Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS kryhet duke modifikuar vlerat e boshtit horizontal (perioda) në zhvendosje spektrale S_d . Vlerat e boshtit vertikal S_a nuk ndryshojnë. Modifikimi kryhet sipas formulës së mëposhtme [2] :

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot T^2 \quad (4.17)$$

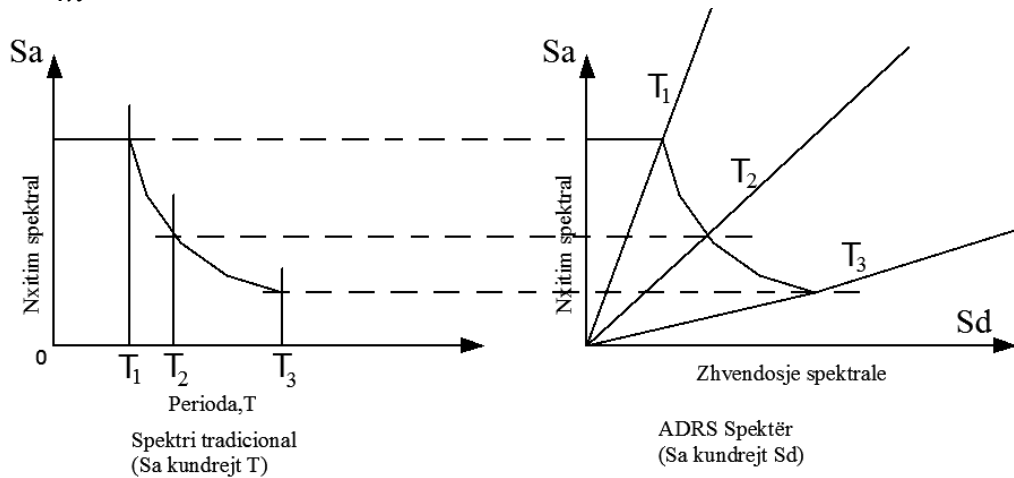


Figura 4.11 – Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS (ATC40)

4.3.5 Përcaktimi i pikës së performancës së strukturës sipas FEMA440

Për të përcaktuar pikën e performancës së një ndërtese ekzistojnë disa procedura në literaturën botërore. Ne kemi zgjedhur procedurën e përmirësuar të “Linearizimit Ekuivalent”, që gjendet në dokumentin FEMA 440. Ky dokument është hartuar e korrigjuar duke u bazuar në testet eksperimentale të autorëve. Hapat e mëposhtëm përshkruajnë procedurën B në kapitullin 6 të FEMA 440[3].

a) Fillimisht spektri sizmik dhe spektri i kapacitetit ndërtohen në një grafik të përbashkët. Supozohet një pikë performance fillestare për të shërbyer si pikënisje për procedurën[3].

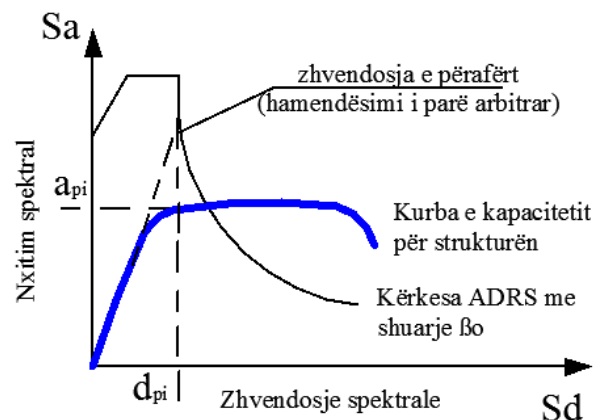


Figura 4.12 –Zgjedhja e një pike fillestare si pikë performance (FEMA 440) [3]

b) Më pas ndërtohet një grafik bilinear mbi spektrin e kapacitetit në mënyrë të tillë që sipërfaqet midis grafikut e spektrit të jenë afërsisht të barabarta. Pastaj përcaktohen α , μ si më poshtë.

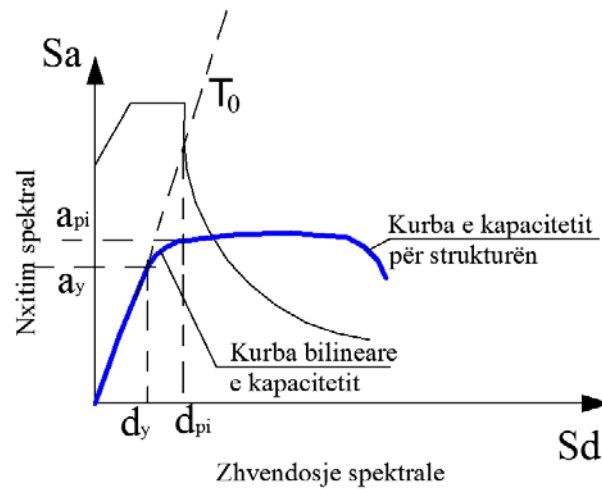


Figura 4.13 – Kurba bilineare dhe perioda fillestare (FEMA 440)

$$\alpha = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \cdot \frac{d_y}{a_y}, \quad (4.18)$$

$$\mu = \frac{d_{pi}}{d_y} \quad (4.19)$$

c) Më pas llogariten β_{eff} dhe T_{eff} . Këtu ka disa mundësi për ti llogaritur në funksion të duktilitetit dhe tipit të shuarjes. Duke qenë se rasti i muraturës është i veçantë, është e arsyeshme të përdoret ekuacioni i përgjithshëm. Ky ekuacion varet nga duktiliteti μ dhe perioda fillestare T_0 . Duke qenë se muratura ka duktilitet të kufizuar do të përdorim ekuacionin e vlefshëm për duktilitet $1 < \mu < 4$.

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + \beta_0 \quad (4.20)$$

,ku $\beta_0 = 0.05$ është shuarja fillestare

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (4.21)$$

,ku T_0 tregohet në Figurën 4.15

d) Më pas spektri sizmik ADRS reduktohet duke pjesëtuar vlerat e nxitimeve spektrale S_a me koeficientin $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)} \quad (4.22)$$

e) Më pas shumëzohet me koeficientin M (ek. 4.13), spektrin e reduktuar $ADRS(\beta_{eff})$ të gjetur më sipër, për të përftuar spektrin $MADRS$. Pikëprerja e spektrit $MADRS$ me spektrin e kapacitetit na jep një pikë të mundshme performance.

$$M = a_{max} / a_{eff} \quad (4.23)$$

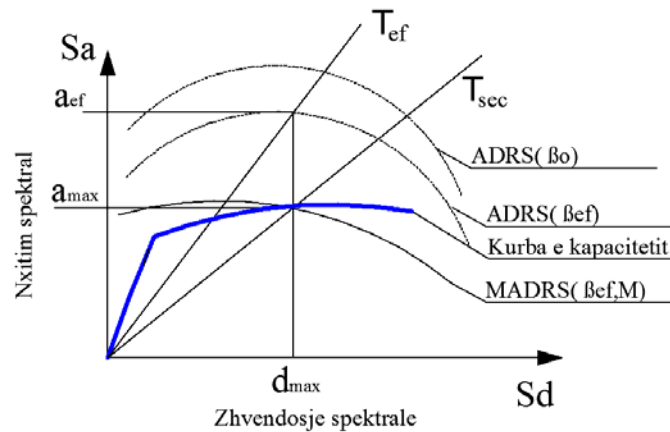


Figura 4.14 – Përcaktimi i spektrit $MADRS$ (FEMA440)

f) Së fundi krahasohet duktiliteti i pikës së përftuar të performancës me duktilitetin e supozuar në fillim të procedurës. Nëse diferenca është e pranueshme (psh. më pak se 5%) atëherë pika e gjetur është pika e performancës së ndërtesës. Nëse këto duktilitete janë me diferencë më të madhe, përsërisim procedurën me supozime fillestare të ndryshme derisa të plotësohet kushti.

KAPITULLI V

5. Analiza e një ndërtese me strukturë prej murature e papërforcuar

Ndërtesa e zgjedhur për tu analizuar ka kodin 74/4 sipas arkivës së ndërtimeve përpara vitit 1990. Ndërtesat e projektuara përpara viteve 80, siç është kjo që kemi zgjedhur, nuk kishin kollona antisizmike. Për rrjedhojë ato janë më vulnerable ndaj veprimit sizmik. Për këtë arsye do të ishte me prioritet kontrolli i aftësisë mbajtëse të tyre dhe mundësia e përforcimit.

Kanë kaluar rreth 40 vjet nga projektimi e ndërtimi i ndërtesës tip 74/4. Kjo kohë pa dyshim që ka ndikuar në degradimin e muraturës e në uljen e aftësisë mbajtëse të saj. Si ndërtesë tip, ajo mund të gjendet në shumë qytete në të gjithë vendin. Për rrjedhojë mund ti jetë nënshtruar kushteve klimatike të ndryshme e mund të ketë pësuar degradime të ndryshme. Ky degradim varet gjithashtu nga veprimtaria e njeriut i cili mund të ketë ndikuar negativisht, duke ndërhyrë në elementët strukturorë.

Synimi i këtij kapitulli është analiza e ndërtesës tip 74/4 duke e supozuar sikur nuk ka pësuar ndryshime apo dëmtime me kalimin e kohës. Me këtë analizë ne vlerësojmë projektin tip 74/4 ndaj veprimit të spektrit sizmik të Eurokodit dhe atij të KTP.

5.1 Të dhënat konstruktive të ndërtesës në shqyrtim

Projekti konstruktiv dhe specifikimet teknike për ndërtesën 74/4 janë marrë nga arkiva shtetërore[19].

- **Ngarkesat**

Ngarkesat do të llogariten për soletat duke përfshirë në to shtresat, muret ndarës dhe ngarkesën e përkohshme të shërbimit. Shtresat do të merren parasysh duke i shumëzuar me koeficientin e mbingarkimit për të marrë parasysh pasaktësinë e zbatimit të tyre por edhe ndërhyrjet e mundshme të rikonstruksionit që mund të jetë bërë tek ato. Muret ndarës nuk do të modelohen sepse ato nuk konsiderohen pjesë konstruktive por thjesht arkitektonike. Ato do të përfaqësohen vetëm prej ngarkesës së tyre mesatare të aplikuar në nivelin e soletës.

Ngarkesa e përkohshme do të merret atë sa për të përfaqësuar gjendjen e shërbimit për arsye se probabiliteti që ajo të ketë vlerë maksimale në momentin e tërmetit është mjaft i vogël. Vlera prej 1 kN/m² si ngarkesë e përkohshme përfaqëson mobilimin dhe njerëzit që mund të ndodhen brenda ndërtesës gjatë tërmetit[19].

Më poshtë po japim zbërthimin e ngarkesave.

- Soleta 12cm	$0.12 \times 25 \times 1.1 = 3.30 \text{ kN/m}^2$
---------------	---

- Nivelim 3cm $0.03 \times 18 \times 1.2 = 0.65 \text{ kN/m}^2$
- Pllaka 1cm $0.01 \times 22 \times 1.2 = 0.26 \text{ kN/m}^2$
- Suvatim 2cm $0.02 \times 18 \times 1.2 = 0.43 \text{ kN/m}^2$
- Mure ndarës $= 1.30 \text{ kN/m}^2$
- Ngarkesa e përkohshme e shërbimit $= 1.00 \text{ kN/m}^2$

Total = 6.94 kN/m^2 --- 7 kN/m^2 do të përdoret.

- **Spektrat sizmike**

Duke qenë se objektivi i këtij disertacioni është vlerësimi i performancës sizmike të ndërtesës dhe përmirësimi i saj, ne do të konsiderojmë dy tipe spektrash: KTP-N2-89 dhe Eurokodi 8.

- **Spektri sipas KTP-N2-89**

Duke qenë se ndërtesat tip në Shqipëri, si ajo 74/4 që po studiojmë, janë ndërtuar pothuaj në gjithë territorin, ato janë të ekspozuara ndaj riskut të ndryshëm sizmik. Kjo për arsye se Shqipëria ka një variacion të intensitetit sizmik nga 7-9 ballë. Për të përfaqësuar pjesën më të madhe të ndërtesave tip 74/4, është e arsyeshme të zgjedhim intensitetin sizmik që ka sipërfaqen më të madhe në hartën sizmike. Ky është intensiteti 8 ballë. Gjithashtu kategoria e truallit do të merret mesatare, me të njëjtën llogjikë si më sipër. Duktiliteti do të merret 1 pasi në analizën jolineare këtë rol e luan kurba e materialit[17].

Përfundimisht kemi:

- Kategoria e truallit: 2 (mesatare)
- Intensiteti sizmik: $I=8$ ballë
- Duktiliteti: $\psi = 1$ (spektri është elastik)

- **Spektri sipas Eurokodit 8**

Eurokodi 8 ka një mënyrë tjetër për llogaritjen e spektrit sizmik. Ai varet në këtë rast nga disa faktorë: nxitimi maksimal PGA, kategoria e truallit, magnituda e parashikuar (në rastin e vendit tonë është $M>5.5$) dhe faktori i sjelljes. Ky i fundit si koncept është i krahasueshëm me të anasjelltën e duktilitetit. Duke u nisur nga studimet, Shqipëria ka një variacion të nxitimit maksimal sizmik nga 0.15-0.3g. Me të njëjtin arsyetim si më sipër, zgjedhim nxitimin sizmik që ka sipërfaqen më të madhe në hartën sizmike.

Përfundimisht parametrat e zgjedhur janë:

- Kategoria e truallit: C
- Nxitimi spektral: $0.2g=1.96\text{m/s}^2$
- Faktori i sjelljes: 1 (spektri është elastik)

Të dy spektrat janë ndërtuar në të njëjtin grafik për tu krahasuar.

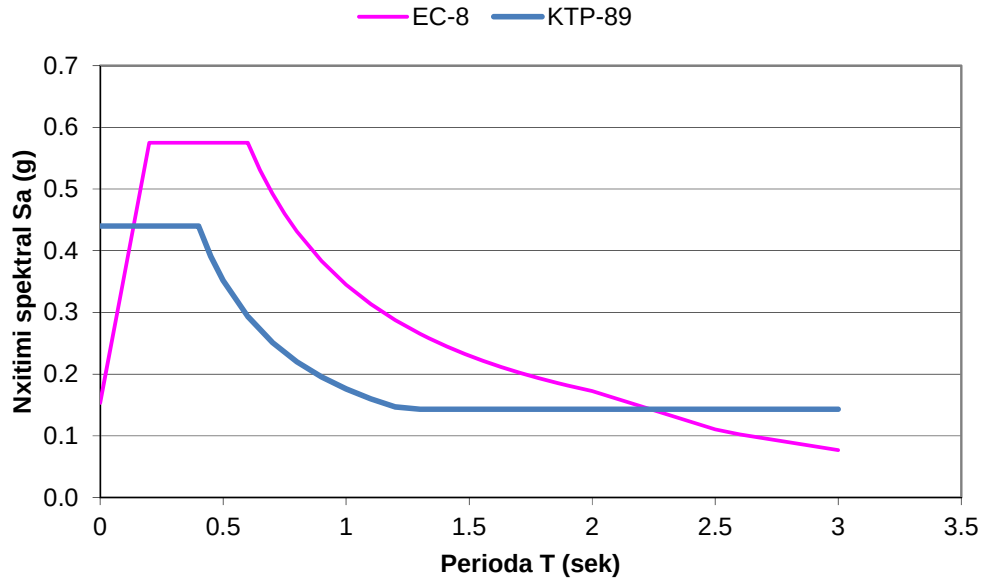


Figura 5.1 – Spektrat elastikë të reagimit

- **Modeli matematik i muraturës**

Për analizën kompjuterike është zgjedhur ndërtesa tip 74/4 e cila është 5 katëshe me muraturë. Për të modeluar muraturën nevojiten të dhëna teknike të cilat gjenden në specifikimet teknike të projektit. Më poshtë po i paraqesim ato që nevojiten.

Të dhëna teknike:

Rezistenca e tullave: $f_b = 7.5 \text{ MPa}$, (sipas specifikimeve teknike të ndërtesës)

Rezistenca e llaçit: $f_j = 2.5 \text{ MPa}$. (sipas specifikimeve teknike të ndërtesës)

Llogaritja e parametrevë të kurbës së shtypjes të muraturës:

Sforcimi maksimal:

$$f'_m = 0.63 \cdot f_b^{0.49} \cdot f_j^{0.32} = 0.63 \cdot 7.5^{0.49} \cdot 2.5^{0.32} = 2.267 \text{ MPa} \quad (4.2)$$

Moduli i elasticitetit:

$$E_m = 550 \cdot f'_m = 550 \cdot 2.267 = 1247 \text{ MPa} \quad (4.3)$$

Deformimi në pikën më të sforcuar:

$$C'_j = \frac{0.27}{f_j^{0.25}} \quad (4.4)$$

$$C'_j = \frac{0.27}{2.5^{0.25}} = 0.215$$

$$\varepsilon'_m = C'_j \cdot \frac{f'_m}{E_m^{0.7}} \quad (4.5)$$

$$\varepsilon'_m = 0.215 \cdot \frac{2.267}{1247^{0.7}} = 0.0033$$

Sforcimi fundor:

$$f_{mu} = 0.2 \cdot f'_m = 0.453 \text{ MPa} = 453 \text{ kPa} \quad (4.6)$$

Deformimi fundor:

$$\varepsilon_{mu} = 2.75 \cdot \varepsilon'_m = 0.0091 \quad (4.7)$$

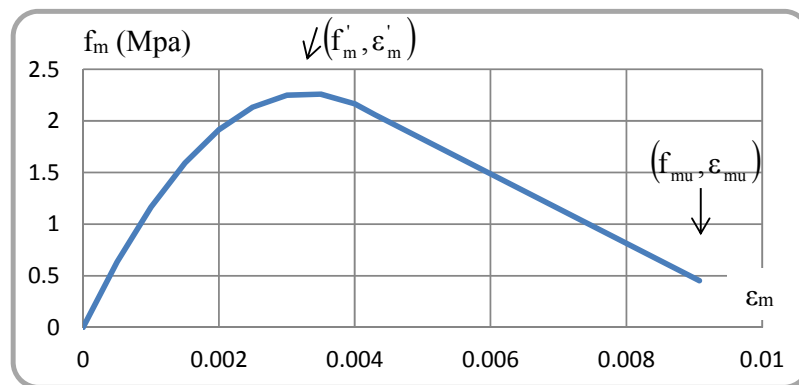


Figura 5.2 – Kurba sforcim-deformim për shtypjen (përdoret për S11,S22)

Kode të ndryshme projektimi kanë vlera të ndryshme të kohezionit i cili shërben për grafikun e materialit për drejtmimin S12.

- Kodi shqiptar ka një vlerë kohezioni e cila varet nga marka e llaçit. Sipas kodit shqiptar KTP, për llaç me rezistencë 2.5 MPa, kohezioni është $c = 110 \text{ kPa}$.
- Eurokodi 6 ka dy alternativa për rezistencën në prerje dhe zgjidhet minimumi i të dyjave.

$f_{vk0} = 200 \text{ kPa}$, për rezistencë të llaçit $f_m = 2.5 \text{ MPa}$.

$$\text{ose } f_{vk} = 0.065 \cdot f_b = 0.065 \cdot 2267 = 147 \text{ kPa} \quad (4.9)$$

Duke parë se kodi shqiptar ka vlerën më të ulët është më përshtatshme për t'u marrë parasysh ajo vlerë (110 kPa). Gjithashtu me kalimin e kohës kjo vlerë mund të

jetë akoma më e ulët si pasojë e degradimit të ndërtesave. Për rezultate më të sakta duhen bërë prova laboratorike për çdo ndërtesë në shqyrtim.

Sipas Eurokodit 6 moduli i prerjes mund të merret 40% e modulit të elasticitetit.

$E=1247 \text{ Mpa}$, pra:

$$G=0.4 \cdot E=499 \text{ Mpa} \quad (4.10)$$

$$\varepsilon_{el} = \frac{\tau_{el}}{G} = \frac{0.11 \text{ MPa}}{499 \text{ MPa}} = 0.00022 \quad (4.11)$$

Grafiku i idealizuar i rezistencës në prerje S12 jepet më poshtë:

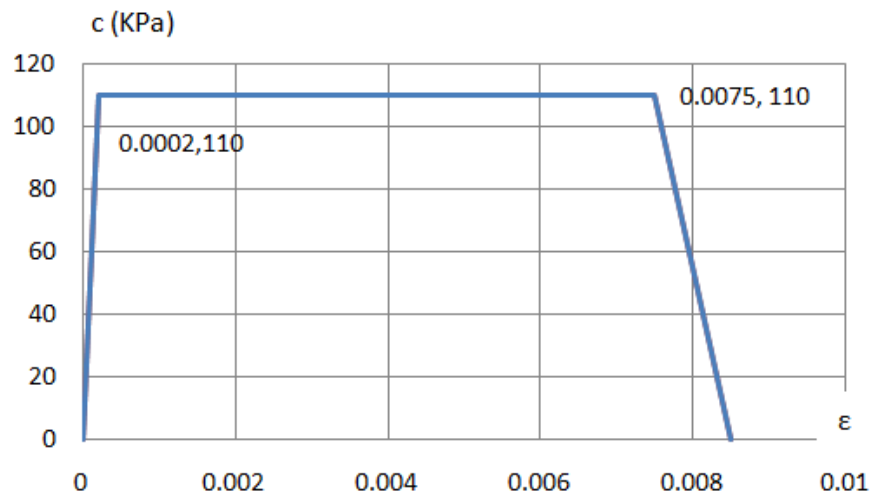


Figura 5.3 – Grafiku sforcim – deformim për prerjen (për S12)

Lakorja konsiderohet bilineare ideale me rezistencë maksimale në prerje sa kohezioni midis llaçit e tullës. Ky supozim është bërë për shkak se sjellja e vërtetë është shumë afër formës bilineare sipas testeve eksperimentale. Deformimi maksimal elastik është marrë nga pjesa e parë e kurbës pothuaj lineare të eksperimenteve mbi muraturën. Në mënyrë që programi të llogarisë zhvendosjen maksimale të ndërtesës, është shtuar pjesa e fundit e grafikut e cila e ul në zero rezistencën në prerje. Në këtë mënyrë llogaritja ndalon kur muratura mbajtëse është shkatërruar në atë masë që cenohet stabiliteti i përgjithshëm.

- **Planimetria e ndërtesës**

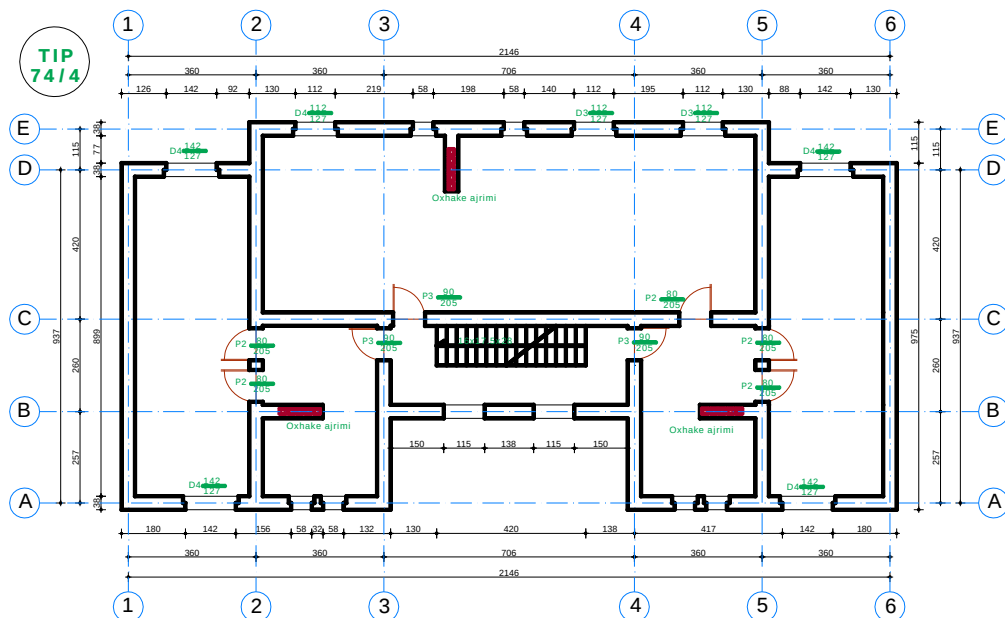


Figura 5.4 – Planimetria e ndërtesës tip 74/4

- **Struktura**

Elementet strukturore të ndërtesës reale gjatë modelimit do të përshtaten ose zëvendësohen me mjete modeli që e bëjnë më të lehtë analizën kompjuterike. Kjo do të bëhet pa ndikuar në saktësinë e rezultatit.

Themeli do të konsiderohet tip çernierë e palëvizshme në të gjitha nyjet e nivelit 0.00. Realisht muret mbajtës të ndërtesës mbështeten në themel buto-betoni ose muraturë guri. Kjo mbështetje nuk është e aftë që të përcjelli sforcime tërheqëse në muraturë dhe as anasjelltas për arsye se rezistenca në tërheqje e muraturës është e papërfillshme gjë që na lejon të mos marrim parasysh momentin përkulës jashtë planit të vet. Gjithsesi, është e mundur që nga analiza kompjuterike të merren forcat vepruese në themel edhe të bëhet kontrolli i tij.

Soleta do të zëvendësohet me një diafragmë të ngurtë që lejon vetëm spostime vertikale. Modelimi i saj konkret nuk është i nevojshëm, madje i dëmshëm. Ajo do të krijonte ngurtësi jo reale jashtë planit për muraturën duke ndikuar në vlefshmërinë e rezultatit. Detyrën e transmetimit të forcës sizmike do ta kryejë diafragma e ngurtë që bashkon nyjet e çdo kati. Gjithashtu për të transmetuar ngarkesat do të modelohet një brez betoni me lidhje tip çernierë tek i cili do të aplikohen ngarkesat e llogaritura më sipër. Betoni i përdorur do të jetë material elastik me klasë C16/20 sipas specifikimeve teknike të ndërtesës. Muratura mbajtëse do të modelohet me elementë plan jolinearë. Ajo do të përfaqësohet prej dy grafikësh materiali që përfaqësojnë shtypjen aksiale dhe prerjen. Detajet mbi to janë dhënë më sipër.

5.2 Modelimi me elementë të fundëm i ndërtesës tip 74/4

Modelimi është realizuar në shkallë reale në programin me elementë të fundëm SAP2000. Më poshtë po paraqesim pamjen 3 dimensionale të modelit.

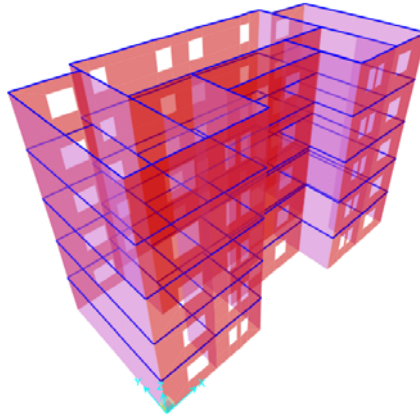


Figura 5.5 – Pamja 3 dimensionale e modelit të ndërtesës tip 74/4

5.2.1 Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4

Për të kryer analizën jolineare të këtij modeli është konsideruar modeli i ngarkimit sipas lëkundjeve të para modale. Moda e parë rezulton sipas drejtimit +Y ose drejtimit të shkurtër të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.70s$. Moda e dytë rezulton sipas drejtimit -X ose drejtimit të gjatë të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.33s$. Kështu janë kryer të dy analizat jolineare për këto dy modele ngarkimi. Si pikë monitorimi për zhvendosjet, është zgjedhur një pikë në tarracën e ndërtesës.

Më poshtë po paraqesim rezultatet e analizës jolineare.

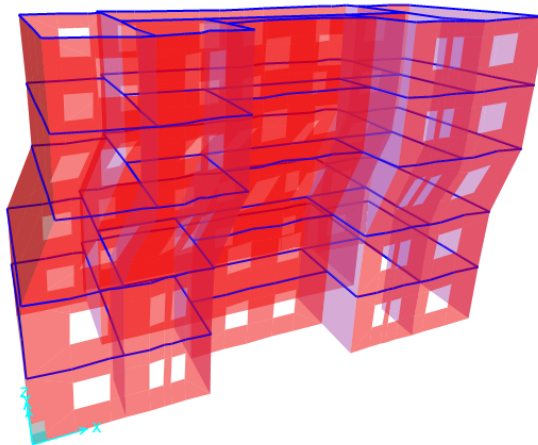


Figura 5.6 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

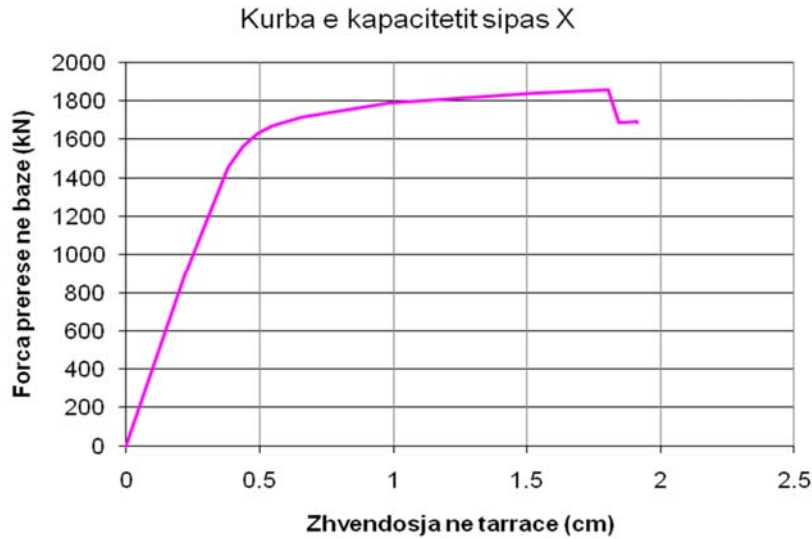


Figura 5.7 – Kurba e kapacitetit sipas X.

Në mënyrë që të përcaktojmë gjendjet kufitare të shërbimit sipas Calvi, është e nevojshme të nxjerrim nga programi spostimet relative të ndërkateve. Ato më pas krahasohen me vlerat kufitare të shpjeguara më sipër. Duke qenë se lartësia e një kati është 3.06m atëherë kemi:

$$LS2 = 0.1\% \cdot 306 = 0.31 \text{ cm}$$

$$LS3 = 0.3\% \cdot 306 = 0.92 \text{ cm}$$

$$LS4 = 0.5\% \cdot 306 = 1.53 \text{ cm}$$

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve. Për lehtësi boshti i ordinatave është shkallëzuar me 0.1% zhvendosje. Boshti horizontal paraqet hapat e analizës jolineare deri në shkatërrim të ndërtesës.

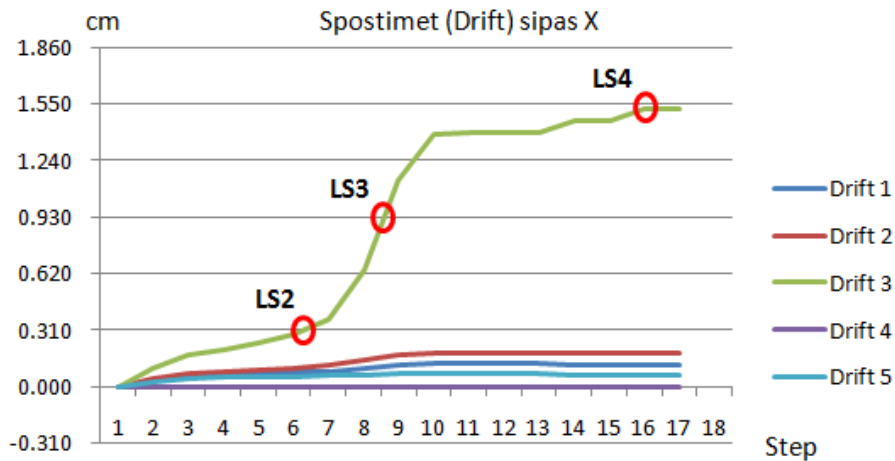


Figura 5.8 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit. Vërehet që zhvendosjet e ndërkatëve janë në përgjithësi të vogla përveç katit të 3. Ky është kat kritik pasi aty kemi zvogëlim të trashësisë së murit nga 38 në 25cm. Kjo gjë duket mjaft qartë edhe në figurën 5.3.

Për ti kthyer në vlera më të prekshme llogarisim me interpolim (aty ku është e nevojshme) zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi. Këto i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

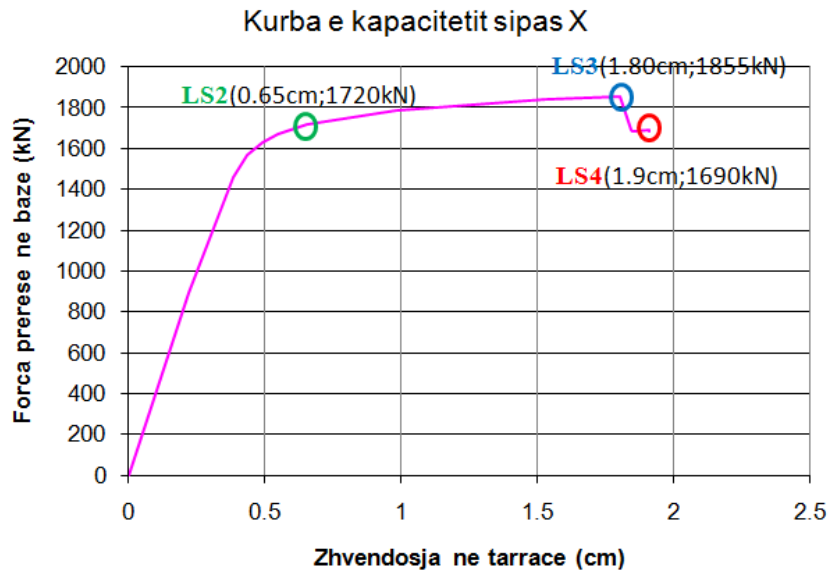


Figura 5.9 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Drejtimi Y ka një kurbë tjetër kapaciteti si pasojë e asimetrisë së objektit. Megjithatë forca prerëse në bazë është e përafërt, zhvendosjet përfundimtare nuk janë të njëjta. Përsëri kati i 3 rezulton si kat i dobët.

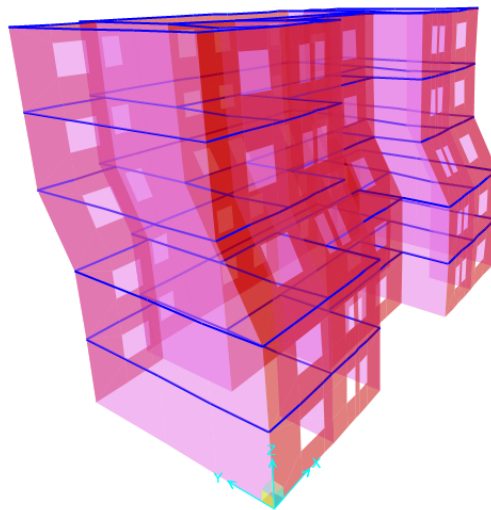


Figura 5.10 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

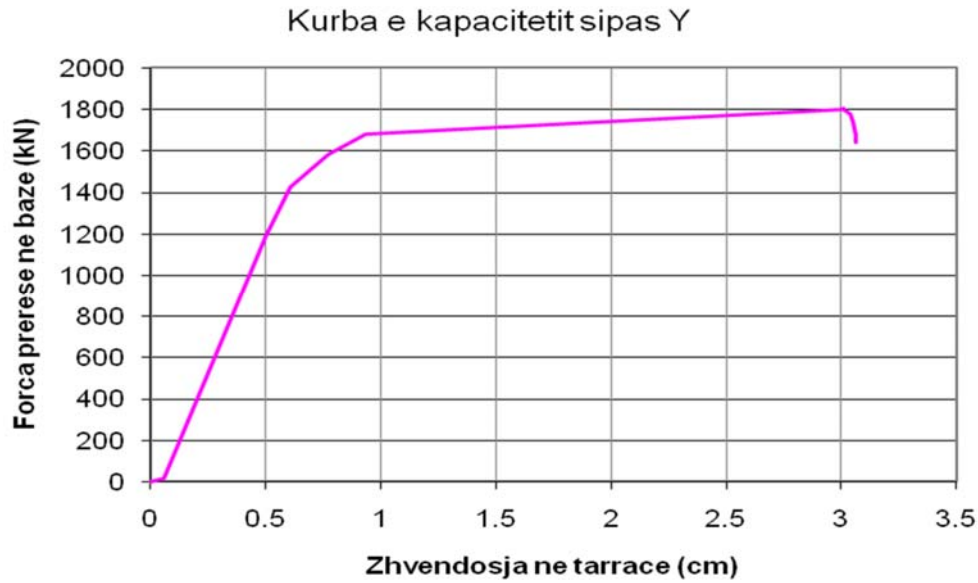


Figura 5.11 – Kurba e kapacitetit sipas Y

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkatëve.

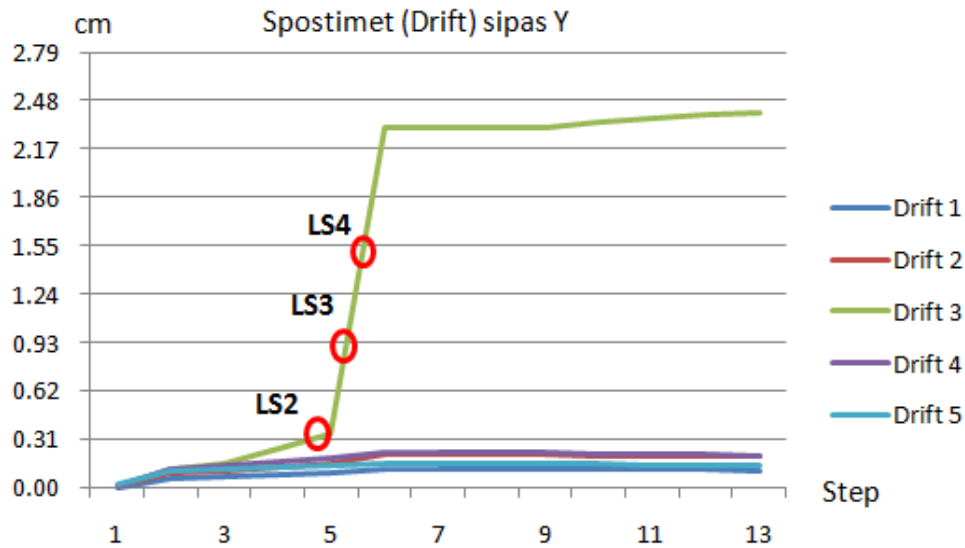


Figura 5.12 – Spostimet e ndërkatëve sipas Y.

Siç pritej, duke gjykuar nga forma e deformimit në çastin e shkatërrimit, vërehet një kat i 3 i dobët. Gjithë katet e tjerë nuk pësojnë deformime plastike pasi zhvendosjet relative janë më pak se 0.1%. Edhe në këtë drejtim luan rol kryesor zvogëlimi i seksionit nga 38cm në 25cm në katin e 3.

Për ti kthyer në vlera më të prekshme llogarisim me interpolim (aty ku është e nevojshme) zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi. Këto i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

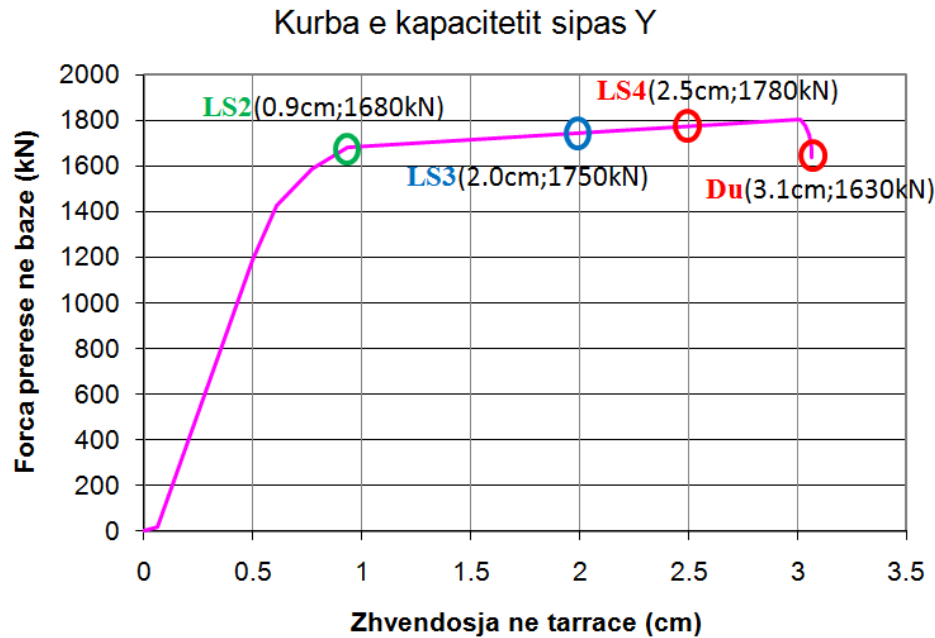


Figura 5.13 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

5.2.2 Diskutim mbi rezultatin e analizës

Analiza jolineare tip “pushover” shpreh kapacitetin mbajtës të një ndërtese kur ajo i nënshtrohet forcave horizontale. Për këtë arsye ajo është një mjet shumë i vlefshëm që na ndihmon të vlerësojmë një nga forcat më të rrezikshme horizontale siç është ajo sizmike.

Për ndërtesën tip 74/4 vërejmë një sjellje pothuaj të balancuar në të dy drejtimet. Ndërkohë që forca mbajtëse në prerje është pothuaj njëloj për të dy drejtimet e studiuara, vërejmë një duktilitet më të madh në drejtimin Y. Kjo reflektohet në zhvendosje më të mëdha në momentin e shkatërrimit për drejtimin Y. në tabelën 5.1 po paraqesim rezultatet e analizës jolineare.

Tabela 5.1. Rezultatet e analizës për rastin pa përforcim

Drejtim i	LS2		LS3		LS4		Du	
X	0.65c	1720k	1.80c	1855k	1.90c	1690k	1.90c	1690k
	m	N	m	N	m	N	m	N
Y	0.90c	1680k	2.00c	1750k	2.50c	1780k	3.10c	1630k
	m	N	m	N	m	N	m	N

Ndërtesat tip prej murature mbajtëse të projektuara e ndërtuara përpara viteve 90 kanë patur llogjikë të njëjtë për sa i përket trashësisë së muraturës. Ajo realizohet me trashësi që varion për çdo 3 kate lartësi. Duke qenë se shumica e ndërtesave janë 5 katëshe, siç është edhe rasti jonë në studim, trashësia e mureve mbajtës është 38cm për dy katet e poshtme dhe bëhet 25 për tre katet e sipërme. Ndryshimi me 13cm ose 1/3 e trashësisë është bërë duke marrë parasysh ngarkesat statike dhe lehtësinë në

zbatim. Në aspektin sizmik ndryshime të tilla janë me risk pasi sjellin formimin e një kati të dobët pikërisht aty ku fillon zvogëlimi i seksionit.

Ndërtesa tip 74/4 shkatërrohet nga forca prerëse sizmike jo në katin e parë por në katin e tretë. Arsyeja është zvogëlimi i menjëhershëm i trashësisë së murit mbajtës. Siç vërehet nga zhvendosjet e ndërkateve, kati i tretë pëson dëmtimin kryesor nga forca horizontale, ndërsa katet e tjera pothuajse nuk dëmtohen fare. Ky fenomen është i njëjtë për të dy drejtimet X dhe Y. Kjo duket qartë edhe në pamjen 3 dimensionale të modelit në pikën e shkatërrimit (fig 5.3 dhe fig 5.7).

Në tërësi kjo sjellje e ndërtesës në analizën pushover, por edhe në sizmikë, paraqet një shpërndarje jo të mirë të ngarkesës horizontale. Duke qenë se kati i tretë është i dobët, kjo bën që ndërtesa të shkatërrohet përpara se të shfrytëzohet mirë aftësia mbajtëse e kateve të tjera. Do ishte më e përshtatshme sikur ndërtesa të kishte zhvendosje ndërkatesh të cilat të ishin në raport të arsyeshëm me njëra-tjetrën (psh. katet e sipërme ta kishin shumëfish të zhvendosjeve të katit të parë). Kjo gjë mund të arrihet me përforcime, siç do ta shohim më poshtë në këtë disertacion.

5.3 Performanca sizmike e ndërtesës tip 74/4 sipas KTP dhe EC8

Performanca sizmike e ndërtesës tip 74/4 do të llogaritet më poshtë sipas procedurës së përmirësuar të “Linearizimit Ekuivalent”, që gjendet në dokumentin FEMA 440. Hapat e saj do të jepen shkurtimisht në vijim.

5.3.1 Llogaritja e performancës së ndërtesës 74/4 sipas FEMA 440

1. Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.1 \text{ për drejtimin X dhe } 35.0 \text{ për drejtimin Y}$$

(5.1)

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} = 0.8 \text{ për drejtimin X dhe } 0.75 \text{ për drejtimin Y}$$

(5.2)

$$S_a = \frac{v/w}{\alpha_1} \quad (5.3)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (5.4)$$

ku:

$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.69; 1.35; 2.29; 3.04; 3.52\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin X

$\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin Y

Për ti normalizuar bëjmë shumëzimin matricor: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\}$. Ky shumëzim na jep një numër. Për të normalizuar vektorin e formës duhet që të gjitha komponentet të pjesëtohen me rrënjën katore të këtij numëri. Masa e ndërtesës është përqëndruar në secilin kat për lehtësi llogaritjeje. Ndikimi në saktësinë e rezultateve është i papërfillshëm.

Matrica e masës jepet më poshtë:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} ton$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.69; 1.35; 2.29; 3.04; 3.52\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.69 \\ 1.35 \\ 2.29 \\ 3.04 \\ 3.52 \end{Bmatrix} = 0.89$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.89} = 0.94$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas X është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.73; 1.43; 2.43; 3.22; 3.73\} \cdot 10^{-2}$$

Përsërisim veprimet për drejtimin Y:

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} =$$

$$\{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{pmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{pmatrix} = 0.28$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28} = 0.53$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$$

2. Supozohet se duktiliteti është 1.5 për të filluar procedurën. Caktohet me afërsi pika maksimale e zhvendosjes elastike në spektrin e kapacitetit. Kësaj pike i regjistrohen koordinatat:

(Sd,el; Sa,el). Nëse supozimi për duktilitetin është korrekt duhet që pika e performancës të ketë: Sd=1.5*Sd,el.

3. Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (5.5)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (5.6)$$

T₀ – llogaritet me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit

Për X: Sd=0.003 , Sa=0.126g , T_{0X} = 0.97 sek

Për Y: Sd=0.0043 , Sa=0.116g , T_{0Y} = 1.21 sek

4. Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me B(β_{eff}).

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)} \quad (5.7)$$

5. Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim Sa=a_{eff} dhe Sd.

6. Për vlerën e mësipërme S_d , merret $S_a = a_{\max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.

7. Shumëzohet vlerat e S_a të spektrit të reduktuar $ADRS(\beta_{\text{eff}})$ me " $M = a_{\text{eff}}/a_{\max}$ ", për të krijuar spektrin MADRS.

8. Krahasonet vlera e gjetur e S_d me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rumbullakosur me një shifër pas presjes), atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë më tepër përsërisim procedurën me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Më poshtë po paraqesim pikat e performancës së ndërtesës për të dy drejtimet X dhe Y (fig. 5.12, 5.13). Në të njëjtin grafik janë paraqitur performancat e të dy spektrave KTP dhe Eurokodit 8.

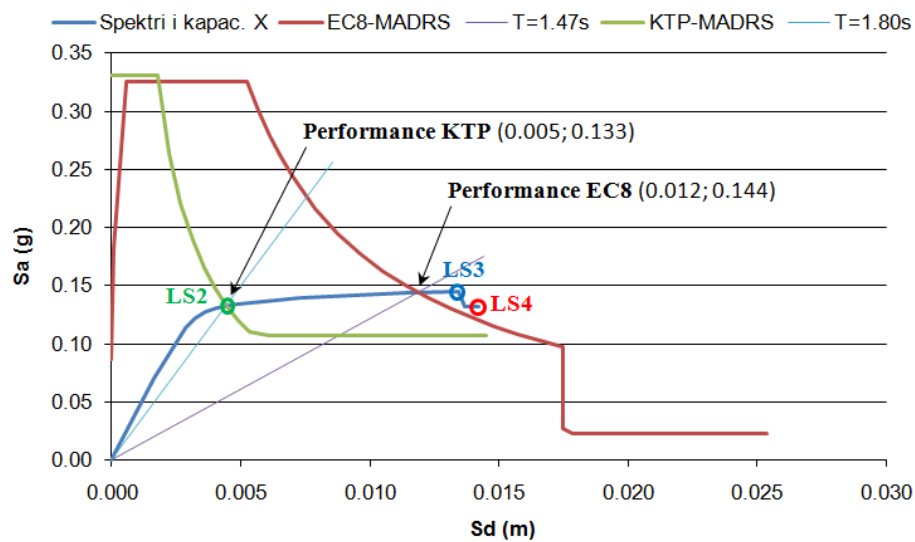


Figura 5.14 – Pika e performancës për drejtimin X.

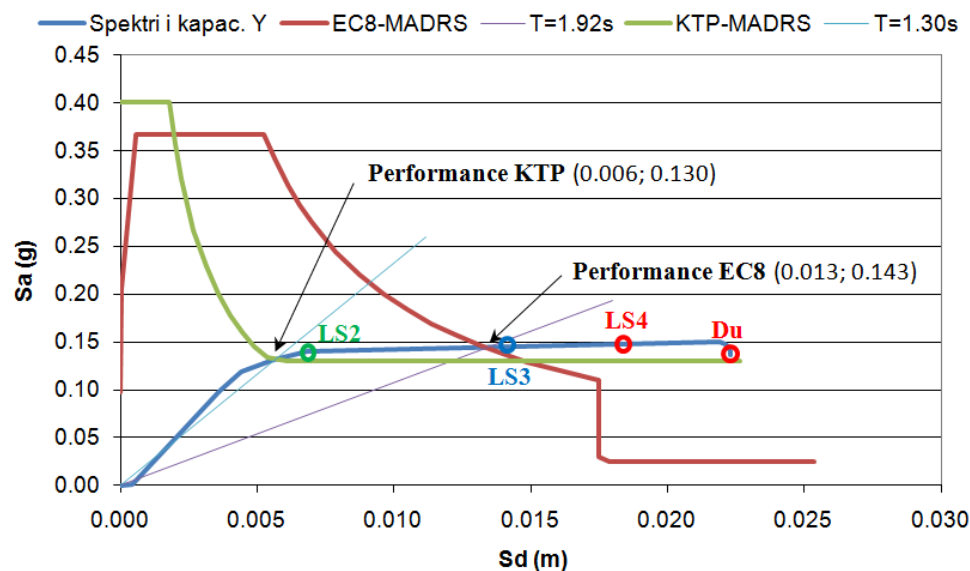


Figura 5.15 – Pika e performancës për drejtimin Y.

5.3.2 Krahësim i preformancave sipas KTP dhe EC8

Spektri i Eurokodit 8 i shkakton një dëmtim më të madh ndërtesës, siç shihet nga grafiku. Kjo do të thote vlera më të mëdha zhvendosjesh, nxitimesh, periode lëkundjesh e duktiliteti. Kjo gjë është e pritshme duke qenë se grafikisht spektri sipas Eurokodit 8 ka vlera më të mëdha se ai i KTP. Kjo ka të bëjë me llogaritjen e riskut sipas të dy metodave. Sigurisht që Eurokodi është mjaft më i avancuar se KTP në terma parametrash dhe analize të nxitimeve të truallit. Këto të fundit llogariten duke marrë parasysh tërmetet e vjetra, gjeologjinë e gjeotektonikën e zonës.

Megjithëse ka raste kur sipas KTP ndërtesa rezulton e sigurtë, përsëri duhet kryer edhe analiza sipas Eurokodit 8, si më e avancuar dhe më e disfavorshme. Gjithsesi është e rëndësishme të tregohet se sa ndryshojnë të dy llogaritjet nga njëra tjetra. Po i japim të përmbledhura në tabelat e mëposhtme.

Tabela 5.2 – Pika e performancës për ndërtesën pa përforcim sipas KTP.

Drejtimi	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)
X	0.5	1.30	0.7	1715	1.5	1.47
Y	0.6	1.28	0.8	1570	1.3	1.30

Tabela 5.3 – Pika e performancës për ndërtesën pa përforcim sipas EC8.

Drejtimi	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)
X	1.2	1.41	1.6	1840	3.7	1.80
Y	1.3	1.40	1.8	1730	3.1	1.92

KAPITULLI VI

6. Analiza e ndërtesës tip 74/4 me strukturë prej murature e përforcuar

Ndërtesa tip 74/4 i përballon pa u shkatërruar të dy spektrat e konsideruar, por spektri i Eurokudit 8 shkakton dëme të mëdha duke iu afruar pikës së shkatërrimit. Ndërtesa do të duhej të riparohet me shume kosto për ta risjellë në gjendje të banueshme. Situata mund të jetë edhe më e keqe në realitet nëse janë bërë ndërhyrje strukturore apo ka degradime në muret mbajtëse. Kështu që zgjidhja më e mirë do të ishte parandalimi i dëmtimeve prej tërmetit.

Në ditët e sotme ekzistojnë disa mënyra për të parandaluar dëmtimet prej tërmetit ose për të rritur aftësinë mbajtëse ndaj forcës prerëse horizontale. Mënyrat e përforcimit janë diskutuar në kapitujt e mëparshëm. Në këtë kapitull do të fokusohemi në përforcimet me fibra të cilat vendosen me një ngjitës të caktuar në fasadën e ndërtesave. Në veçanti do të llogarisim efektin përforcues të tre llojeve materialesh: fibra xhami me ngjitës epoksid, fibra karboni me ngjitës epoksid, rrjetë me brima prej fibrash karboni të aplikuara me llaç çimento.

6.1 Modelimi i ndërtesës me përforcim

Përforcimet do të modelohen duke përdorur kurbat e tyre të materialit. Sjellja e tyre është lineare e thyeshme, siç është përshkruar në kapitullin 4. Megjithatë nuk pritet që përforcimet të shkatërrohen përpara muraturës. Kjo për shkak të deformimit të lejuar të tyre. Duke parë kurbat e materialeve vërejmë se muratura shkatërrohet për deformim 0.75%, fibrat e xhamit për 1.69%, fibrat e karbonit për 1.26% dhe rrjeta me fibra karboni për 1.5%. Vërehet se nuk mund të shfrytëzohet i gjithë kapaciteti mbajtës i përforcimeve, pasi muratura shkatërrohet shumë më përpara. Detaje mbi këtë fenomen jepen tek Shtojca 3.

Në programin SAP2000 përforcimet do të modelohen si një shtresë që i shtohet muraturës në faqen e jashtme. Për ta bërë këtë fibrat janë konvertuar në një fletë homogjene që ka veti të njëjta me materialin real, por trashësi më të vogël. Vendosija bëhet në muret e jashtëm. Për të përftuar një zgjidhje sa më ekonomike nuk është e nevojshme të vendoset në të gjitha katet. Nga analiza e mësipërme vërejmë se duhet përforcuar kati i tretë si më i disfavorshmi, për shkak të reduktimit të trashësisë. Përveç tij duhet përforcuar edhe kati i dytë që të shërbejë si lidhës, në mënyrë që të mos shpëputet i treti në nivelin e dyshemesë. Ndërkohë është e arsyeshme që të përfshihet edhe kati i parë pasi këtu forca prerëse sizmike është maksimale. Pra, përfundimisht do të përforcojmë tre katet e para.

6.1.1 Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me GFRP

Për të kryer analizën jolineare të këtij modeli është konsideruar modeli i ngarkimit sipas lëkundjeve të para modale. Moda e parë rezulton sipas drejtimit -Y ose drejtimit të shkurtër të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.70s$. Moda e dytë rezulton sipas drejtimit -X ose drejtimit të gjatë të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.33s$. Kështu janë kryer të dy analizat jolineare për këto dy modele ngarkimi. Si pikë monitorimi për zhvendosjet, është zgjedhur një pikë në tarracën e ndërtesës.

Më poshtë po paraqesim rezultatet e analizës jolineare.

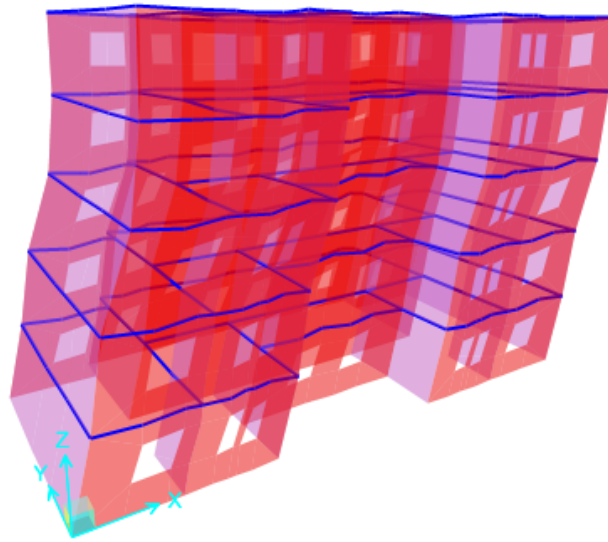


Figura 6.1 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

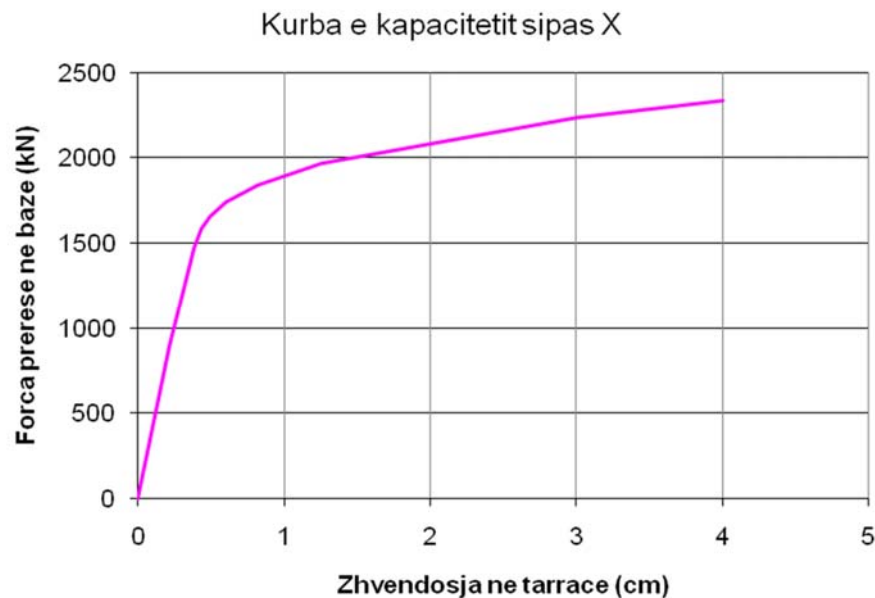


Figura 6.2 – Kurba e kapacitetit sipas X.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve. Përsëri gjendjet kufitare janë paraqitur sipas Calvi. Boshti horizontal paraqet hapat e analizës jolineare deri në shkatërrim të ndërtesës.

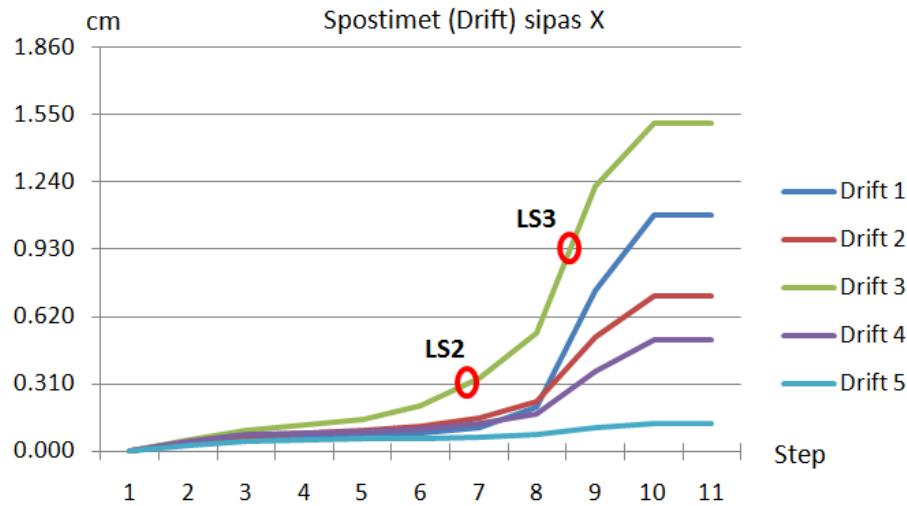


Figura 6.3 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit. Vërehet që zhvendosjet e ndërkateve janë më të krahasueshme me njëra-tjetrën. Kjo tregon një rishpërndarje më të mirë të sforcimeve prerëse në muraturë. Përsëri kati i 3 mbetet i disfavorshëm i shoqëruar nga kati i parë e më pas i dyti. Rritja e efektivitetit të aftësisë mbajtëse në prerje për 3 katet e përforcuara bën që kurba e kapacitetit të ketë vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Për ti kthyer në vlera më të prekshme llogarisim me interpolim (aty ku është e nevojshme) zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi. Këto i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

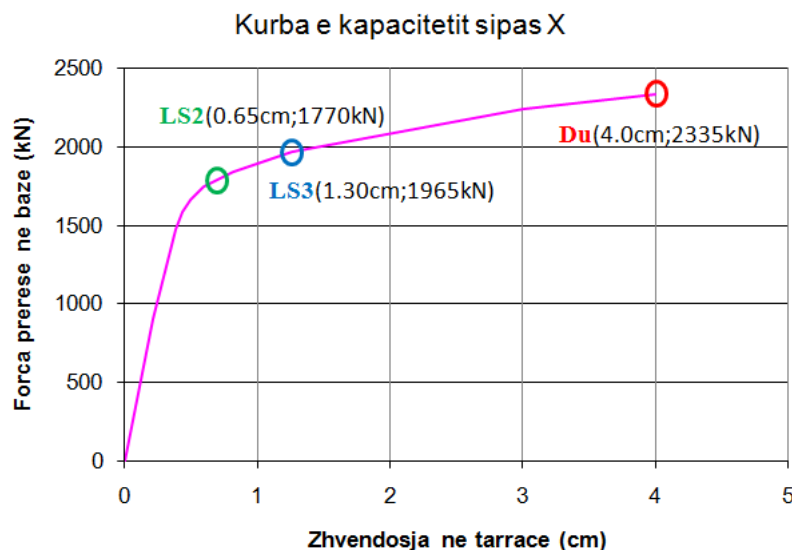


Figura 6.4 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Rezultatet e analizës jolineare për drejtimin Y jepen më poshtë. Përsëri vërehet përmirësim në formën e deformuar të ndërtesës (fig 6.5).

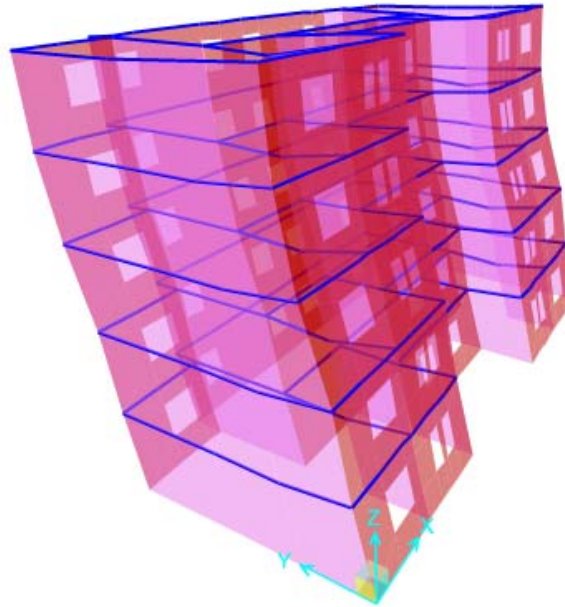


Figura 6.5 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

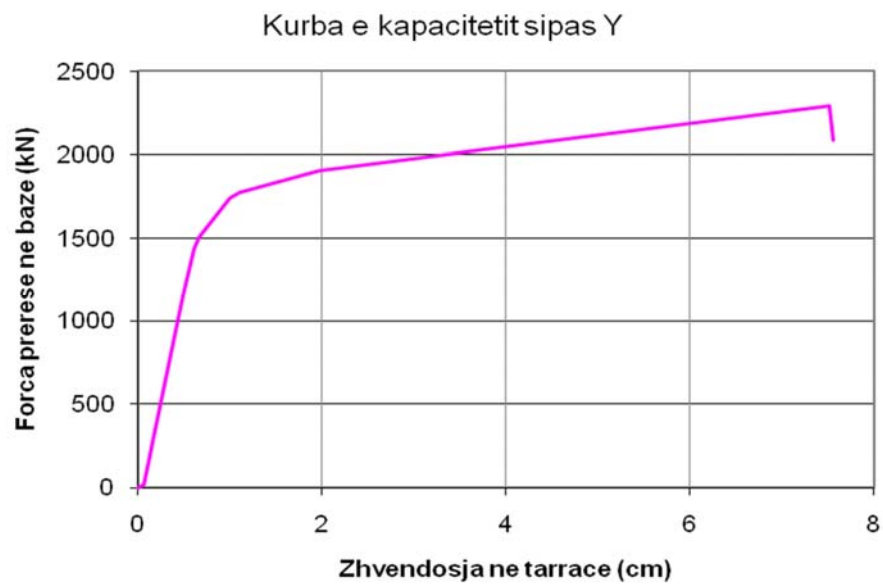


Figura 6.6 – Kurba e kapacitetit sipas Y

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve.

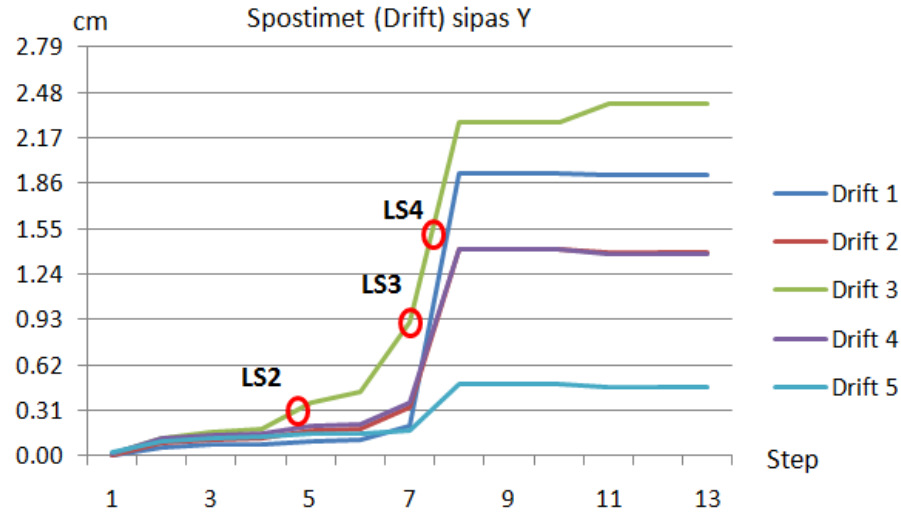


Figura 6.7 – Spostimet e ndërkateve sipas X

Vërehet që zhvendosjet e ndërkateve janë më të krahasueshme me njëra-tjetrën. Kjo tregon se edhe në drejtimin Y kemi një rishpërndarje më të mirë të sforcimeve prerëse në muraturë. Përsëri kati i 3 mbetet i disfavorshëm i shoqëruar nga kati i parë e më pas nga i dyti së bashku me të katërtin. Rritja e efektivitetit të aftësisë mbajtëse në prerje për 3 katet e përforcuara bën që kurba e kapacitetit të ketë vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Llogarisim zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi dhe i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

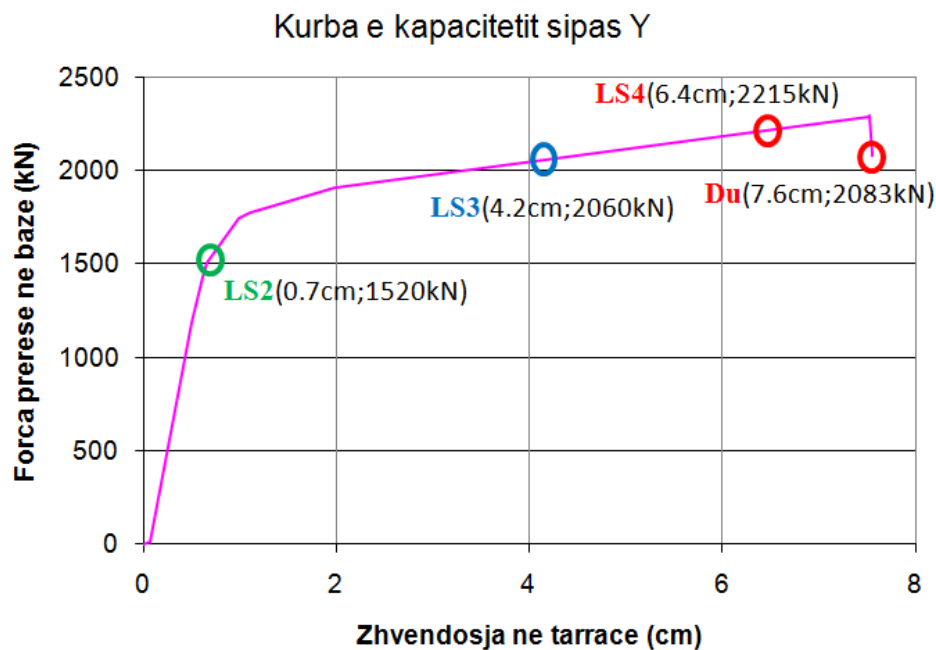


Figura 6.8 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

6.1.2 Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me CFRP

Për të kryer analizën jolineare të këtij modeli është konsideruar modeli i ngarkimit sipas lëkundjeve të para modale. Moda e parë rezulton sipas drejtimit -Y ose drejtimit të shkurtër të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.68s$. Moda e dytë rezulton sipas drejtimit +X ose drejtimit të gjatë të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.32s$. Kështu janë kryer të dy analizat jolineare për këto dy modele ngarkimi. Si pikë monitorimi për zhvendosjet, është zgjedhur një pikë në tarracën e ndërtesës.

Më poshtë po paraqesim rezultatet e analizës jolineare.

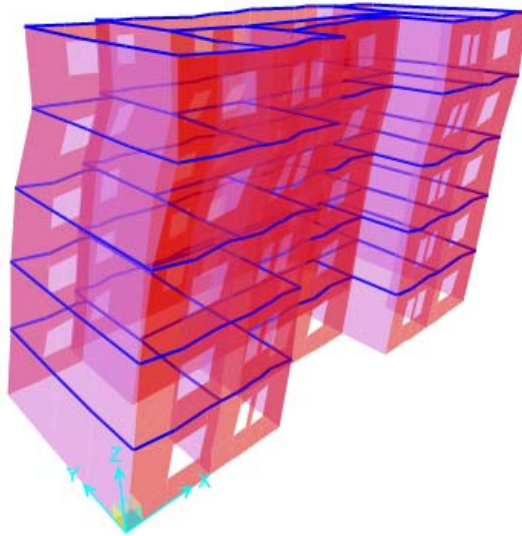


Figura 6.9 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

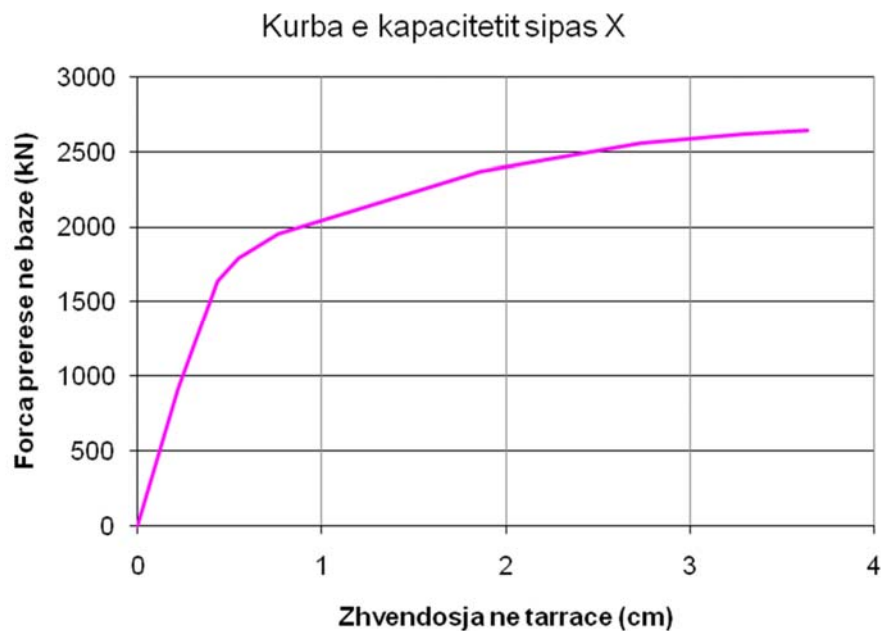


Figura 6.10 – Kurba e kapacitetit sipas X.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve. Përsëri gjendjet kufitare janë paraqitur sipas Calvi. Boshti horizontal paraqet hapat e analizës jolineare deri në shkatërrim të ndërtesës.

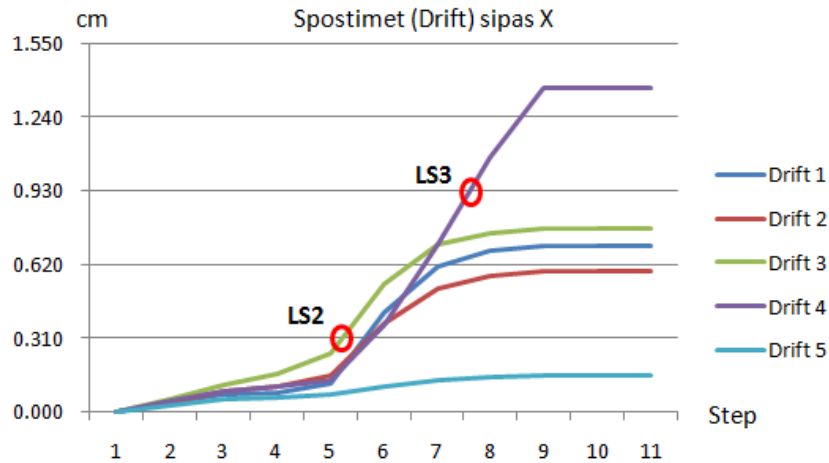


Figura 6.11 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit. Vërehet që zhvendosjet e ndërkateve të përforcuara janë më të krahasueshme me njëra-tjetrën, kurse katet 4 dhe 5 ndryshojnë. Kjo tregon një rishpërndarje më të mirë të sforcimeve prerëse në muraturën me përforcim. Në ndryshim nga përforcimi me fibra xhami GFRP, vërejmë se kati i 4 është më i disfavorshëm i shoqëruar nga kati i tretë e më pas i pari. Kjo ndodh për shkak të ngurtësisë më të madhe që kanë fibrat e karbonit në krahasim me ato të xhamit. Përsëri ka rritje në efektivitetin e aftësisë mbajtëse në prerje dhe kurba e kapacitetit ka vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Për ti kthyer në vlera më të prekshme llogarisim me interpolim (aty ku është e nevojshme) zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi. Këto i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

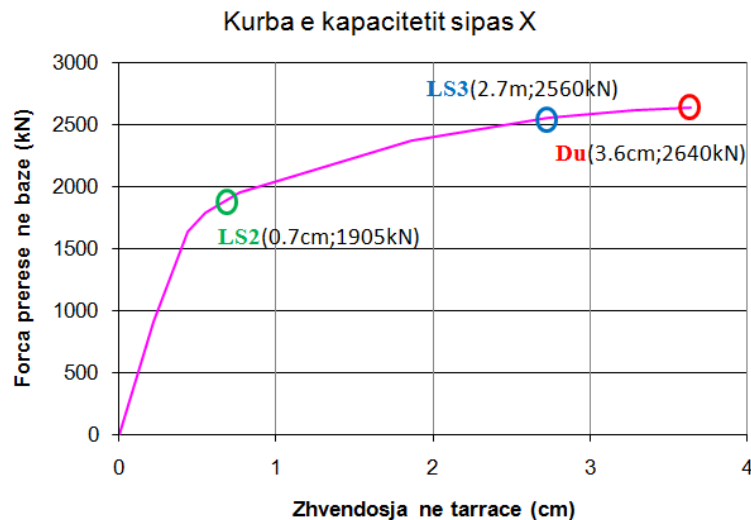


Figura 6.12 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Rezultatet e analizës jolineare për drejtimin Y jepen më poshtë. Përsëri vërehet përmirësim në formën e deformuar të ndërtesës (fig 6.13).

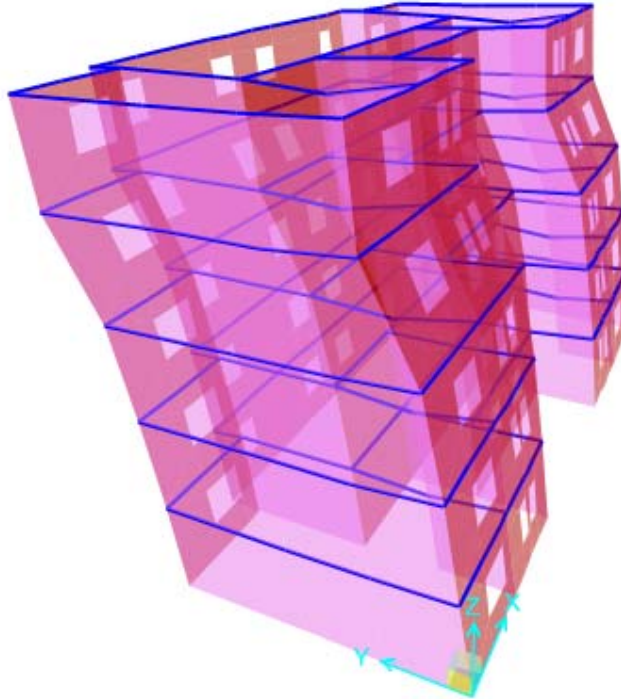


Figura 6.13 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

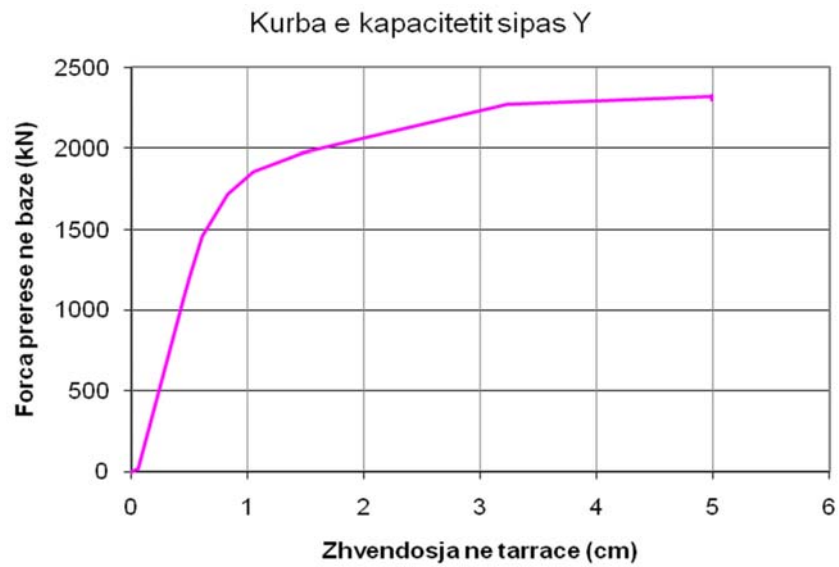


Figura 6.14 – Kurba e kapacitetit sipas Y.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve.

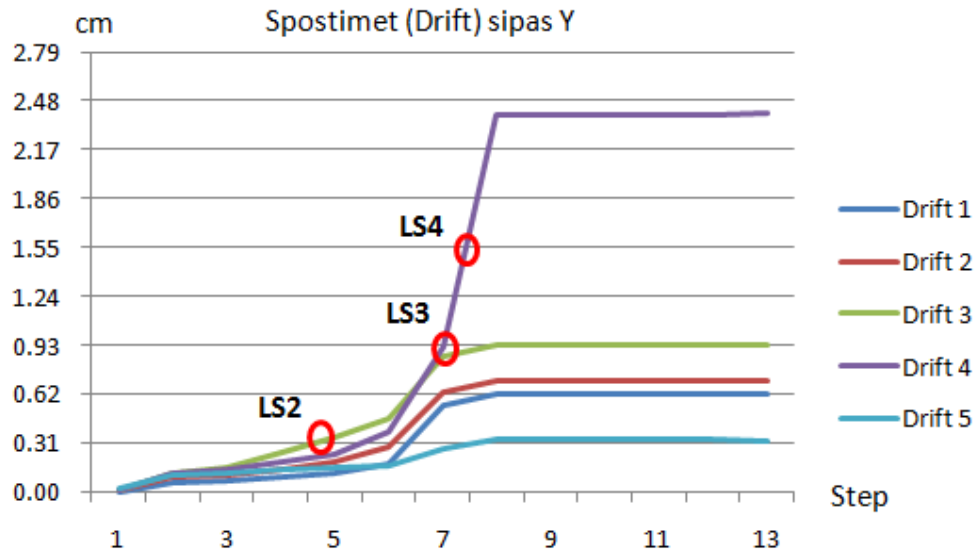


Figura 6.15 – Spostimet e ndërkatëve sipas Y.

Vërehet që zhvendosjet e ndërkatëve janë të krahasueshme me njëra-tjetrën përveç katit 4. Kjo tregon se edhe në drejtimin Y kemi një rishpërndarje më të mirë të sforcimeve prerëse në muraturë. Përsëri si në drejtimin X, edhe këtu kati 4 është i disfavorshëm i shoqëruar nga kati i tretë. Ngurtësia e fibrave të karbonit bën që kati i dobët të mos jetë më i forti por i katërti. Megjithatë kemi rritje të efektivitetit të aftësisë mbajtëse në prerje për 3 katet e përforcuara dhe kurba e kapacitetit ka vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Llogarisim zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi dhe i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

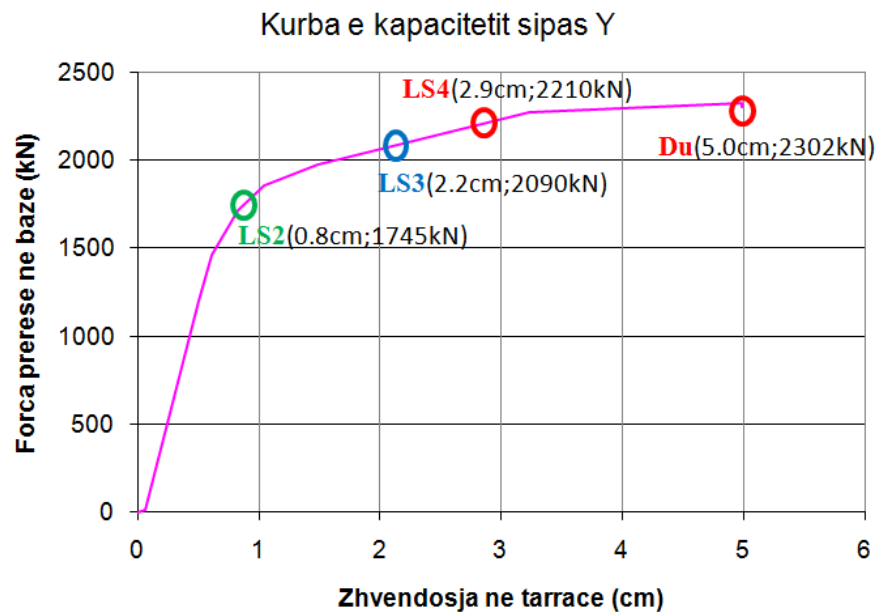


Figura 6.16 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare

6.1.3 Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4 me TRM

Për të kryer analizën jolineare të këtij modeli është konsideruar modeli i ngarkimit sipas lëkundjeve të para modale. Moda e parë rezulton sipas drejtimit +Y ose drejtimit të shkurtër të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.70s$. Moda e dytë rezulton sipas drejtimit -X ose drejtimit të gjatë të ndërtesës. Perioda për këtë modë është $T=0.33s$. Kështu janë kryer të dy analizat jolineare për këto dy modele ngarkimi. Si pikë monitorimi për zhvendosjet, është zgjedhur një pikë në tarracën e ndërtesës.

Më poshtë po paraqesim rezultatet e analizës jolineare.

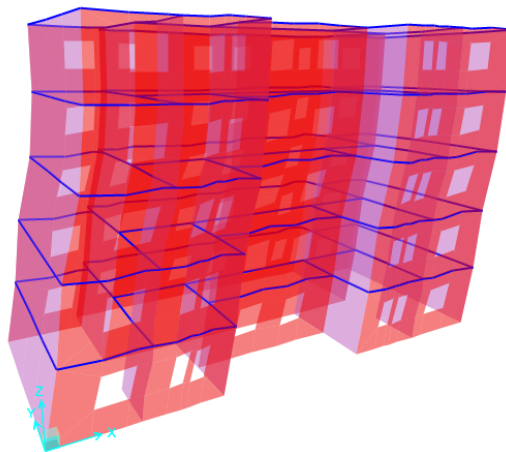


Figura 6.17 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

Kurba e kapacitetit sipas X

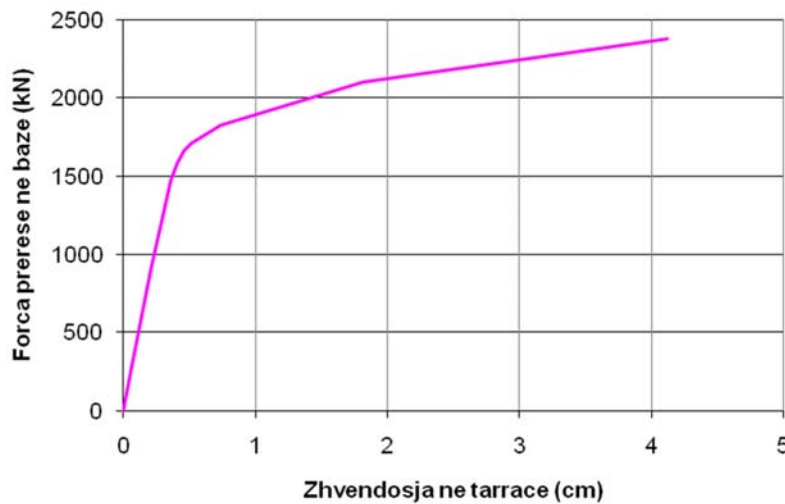


Figura 6.18 – Kurba e kapacitetit sipas X.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve. Përsëri gjendjet kufitare janë paraqitur sipas Calvi. Boshti horizontal paraqet hapat e analizës jolineare deri në shkatërrim të ndërtesës. Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit.

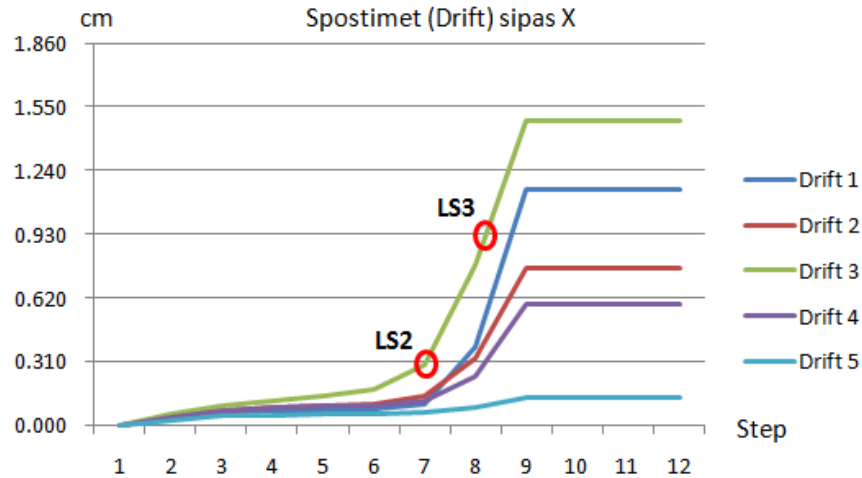


Figura 6.19 – Spostimet e ndërkatëve sipas X.

Vërehet që zhvendosjet e të gjitha ndërkatëve janë më të krahasueshme me njëra-tjetrën. Zhvendosjen maksimale e ka kati 3 i shoqëruar më pas nga kati 1 dhe 2 e në fund katet 4 dhe 5. Kjo tregon një rishpërndarje më të mirë të sforcimeve prerëse në muraturën me përforcim. Përforcimi me TRM e ka bërë më të shtangët katin 3 por duke e ruajtur cilësinë e katit më të disfavorshëm. Në ndryshim nga përforcimi me fibra karboni CFRP, vërejmë se shtangësia e fituar prej përforcimit është më e vogël. Kjo shtangësi është e pamjaftueshme për të kaluar cilësinë e katit të dobët tek kati 4 siç ndodh te CFRP. Kjo ndodh për shkak të ngurtësisë më të vogël që kanë fibrat e karbonit në rrjetën TRM në krahasim me ato të CFRP. Gjithashtu shpërndarja e spostimeve rezulton e ngjashme me fibrat e xhamit GFRP, por më e mirë. Përsëri ka rritje në efektivitetin e aftësisë mbajtëse në prerje dhe kurba e kapacitetit ka vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Vërejmë se gjendja kufitare LS4 nuk arrihet pasi ndërtesa shkatërrohet më përpara. Për ti kthyer në vlera më të prekshme llogarisim zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi. Këto i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

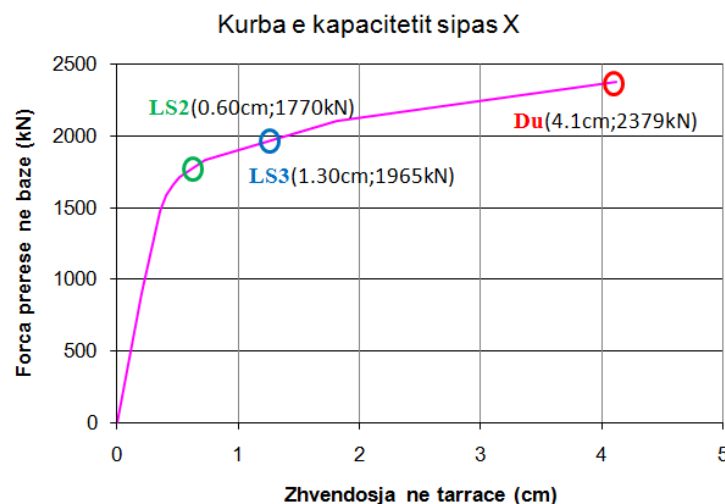


Figura 6.20 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Rezultatet e analizës jolineare për drejtimin Y jepen më poshtë. Përsëri vërehet përmirësim në formën e deformuar të ndërtesës (fig 6.21).

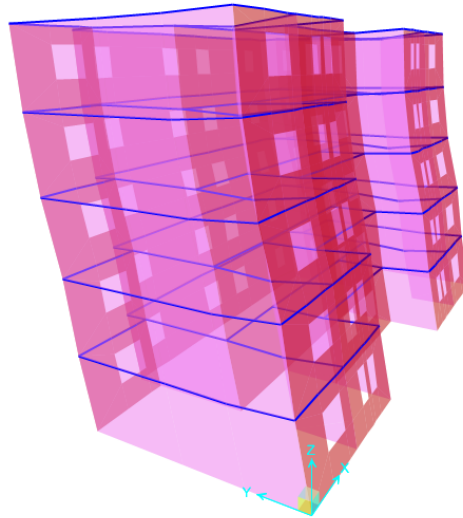


Figura 6.21 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

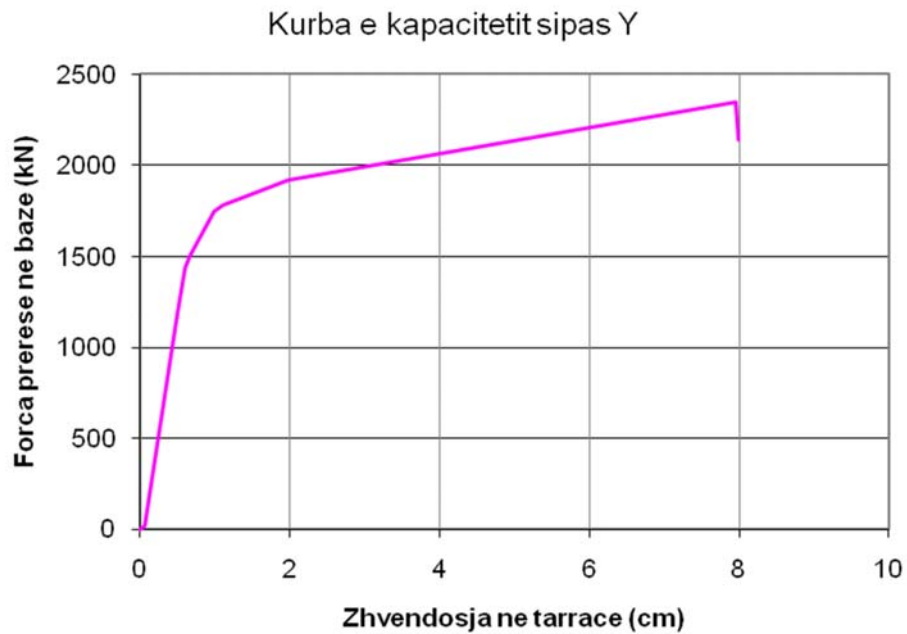


Figura 6.22 – Kurba e kapacitetit sipas Y.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve.

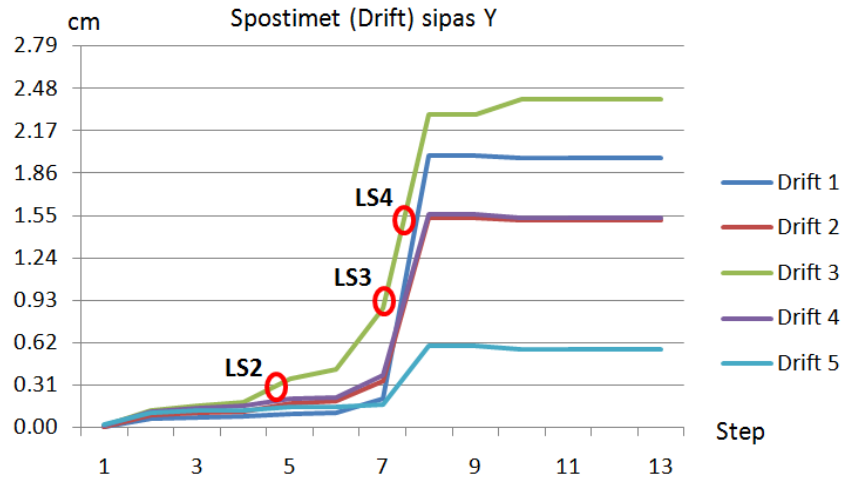


Figura 6.23 – Spostimet e ndërkateve sipas Y.

Vërehet që zhvendosjet e ndërkateve janë të krahasueshme me njëra-tjetrën. Kati 2 dhe 4 kanë zhvendosje relative pothuaj identike. Përsëri si në drejtimin X, edhe këtu kati 3 është i disfavorshëm i shoqëruar nga kati i parë e më pas 2 dhe 4 së bashku. Gjithashtu vërehet se ndërtesa i reziston zhvendosjeve edhe përtej gjendjes kufitare LS4. Kjo tregon për një duktilitet më të mirë në këtë drejtim. Përsëri, edhe në këtë drejtim rezultojnë zhvendosje shumë të përafërta me ato kur përdoret përforcim GFRP. Gjithashtu, vërehet se ka një përmirësim më të madh të shpërndarjes së zhvendosjeve sesa rasti me GFRP. Për rrjedhojë edhe sforcimet në muraturë kanë shpërndarje më të mirë. Si në rastet e tjera edhe këtu kemi rritje të efektivitetit të aftësisë mbajtëse në prerje për 3 katet e përforcuara dhe kurba e kapacitetit ka vlera më të mëdha të forcës prerëse.

Llogarisim zhvendosjet absolute dhe forcën prerëse në bazë për secilën gjendje shërbimi dhe i shtojmë në kurbën e kapacitetit të paraqitur më poshtë.

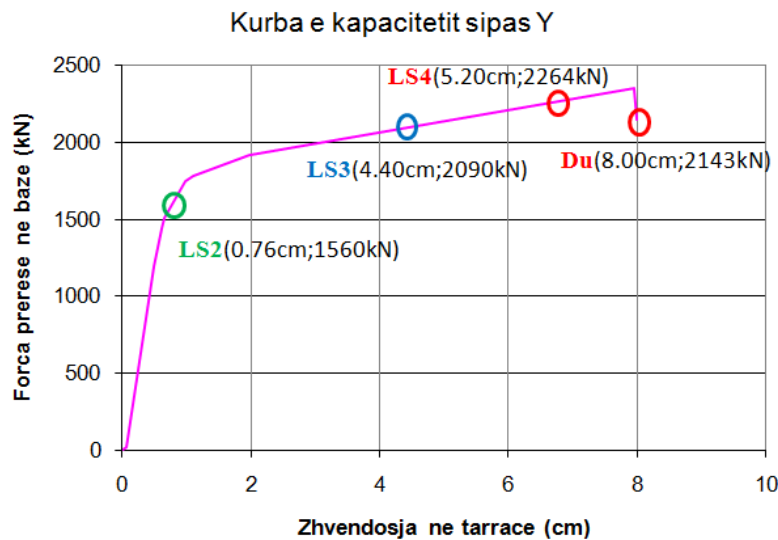


Figura 6.24 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

6.2 Performanca sizmike e ndërtesës së përforcuar

Performanca sizmike e ndërtesës së përforcuar do të llogaritet njëjloj siç u veprua për rastin pa përforcim. Pra, do të zbatohet procedura jolineare e standartit FEMA 440. Më pas do të gjykohet mbi përmirësimin e kapacitetit sizmik të ndërtesës tip 74/4 të marrë në shqyrtim.

6.2.1 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me GFRP

1. Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.1 \text{ për drejtimin X dhe } 35.0 \text{ për drejtimin Y}$$

(6.1)

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} = 0.8 \text{ për drejtimin X dhe } 0.75 \text{ për drejtimin Y}$$

(6.2)

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (6.3)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (6.4)$$

ku:

$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.69; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin X

$\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin Y

Për ti normalizuar bëjme shumëzimin matricor: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\}$. Ky shumëzim na jep një numër. Për të normalizuar vektorin e formës duhet që të gjitha komponentet të pjesëtohen me rrënjën katore të këtij numri. Masa e ndërtesës është përqëndruar në secilin kat për lehtësi llogaritjeje. Ndikimi në saktësinë e rezultateve është i papërfillshëm.

Matrica e masës jepet më poshtë:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.69; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{pmatrix} 0.69 \\ 1.30 \\ 2.16 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{pmatrix} = 0.79$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.79} = 0.89$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas X është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.70; 1.46; 2.43; 3.22; 3.72\} \cdot 10^{-2}$$

Përsërisim veprimet për drejtimin Y:

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} =$$

$$\{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{pmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{pmatrix} = 0.28$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28} = 0.53$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$$

2. Supozohet se duktiliteti është 1.5 për të filluar procedurën. Caktohet me afërsi pika maksimale e zhvendosjes elastike në spektrin e kapacitetit. Kësaj pike i regjistrohen koordinatat:

(Sd,el; Sa,el). Nëse supozimi për duktilitetin është korrekt duhet që pika e performancës të ketë: $S_d = 1.5 \cdot S_{d,el}$.

3. Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (6.5)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (6.6)$$

T_0 – llogaritet me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit

Për X: $S_d = 0.003$, $S_a = 0.126g$, $T_{0X} = 0.97$ sek

Për Y: $S_d = 0.0043$, $S_a = 0.116g$, $T_{0Y} = 1.21$ sek

4. Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)} \quad (6.7)$$

5. Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me $ADRS(\beta_{eff})$ mbahet shënim $S_a = a_{eff}$ dhe S_d .

6. Për vlerën e mësipërme S_d , merret $S_a = a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.

7. Shumëzohet vlerat e S_a të spektrit të reduktuar $ADRS(\beta_{eff})$ me “ $M = a_{eff}/a_{max}$ ”, për të krijuar spektrin MADRS.

8. Krahasonet vlera e gjetur e S_d me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rumbullakosur me një shifër pas presjes), atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë më tepër përsërisim procedurën me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Më poshtë po paraqesim pikat e performancës së ndërtesës për të dy drejtimet X dhe Y (fig. 6.25, 6.26). Spektri sipas KTP në drejtimin X nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës së përforcuar me GFRP, kurse sipas Eurokodit 8 kemi gjendjen e shërbimit LS3. Spektri sipas KTP në drejtimin Y nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës së përforcuar me GFRP, kurse sipas Eurokodit 8 kemi dëmtime të konsiderueshme.

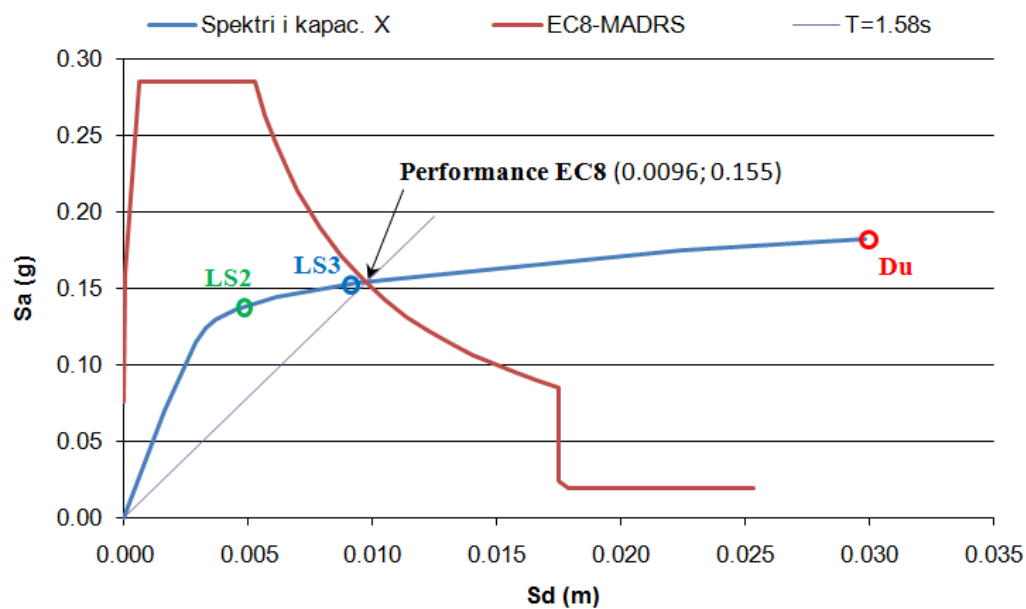


Figura 6.25 – Pika e performancës për drejtimin X.

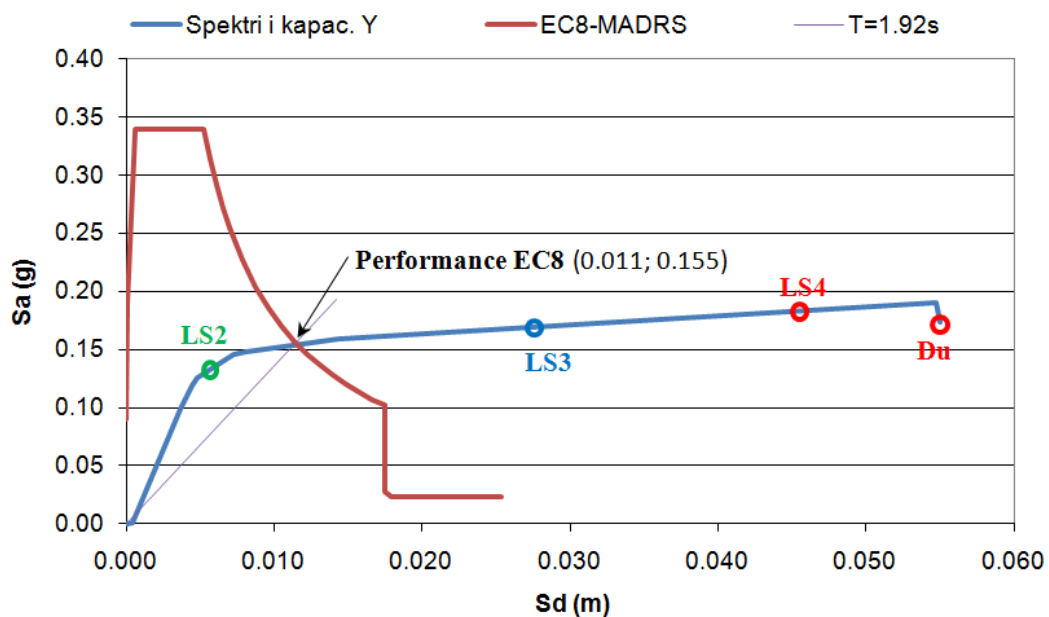


Figura 6.26 – Pika e performancës për drejtimin Y.

6.2.2 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me CFRP

1. Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.1 \text{ për drejtimin X dhe } 35.0 \text{ për drejtimin Y} \quad (6.8)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} = 0.8 \quad (6.9)$$

për drejtimin X dhe 0.75 për drejtimin Y

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (6.10)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (6.11)$$

ku:

$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.62; 1.31; 2.15; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin X

$\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin Y

Për ti normalizuar bëjmë shumëzimin matricor: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\}$. Ky shumëzim na jep një numër. Për të normalizuar vektorin e formës duhet që të gjitha komponentet të pjesëtohen me rrënjën katore të këtij numuri. Masa e ndërtesës është përqëndruar në secilin kat për lehtësi llogaritjeje. Ndikimi në saktësinë e rezultateve është i papërfillshëm.

Matrica e masës jepet më poshtë:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.62; 1.31; 2.15; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix}.$$

$$\begin{Bmatrix} 0.62 \\ 1.31 \\ 2.15 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{Bmatrix} = 0.79$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.79} = 0.89$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas X është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.70; 1.48; 2.42; 3.22; 3.72\} \cdot 10^{-2}$$

Përsërisim veprimet për drejtimin Y:

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} = \{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix}.$$

$$\begin{Bmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{Bmatrix} = 0.28$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28} = 0.53$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$$

2. Supozohet se duktiliteti është 1.5 për të filluar procedurën. Caktohet me afërsi pika maksimale e zhvendosjes elastike në spektrin e kapacitetit. Kësaj pike i regjistrohen koordinatat:

(Sd,el; Sa,el). Nëse supozimi për duktilitetin është korrekt duhet që pika e performancës të ketë: Sd=1.5*Sd,el.

3. Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (6.12)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (6.13)$$

T_0 – llogaritet me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit

Për X: $S_d=0.003$, $S_a=0.126g$, $T_{0X} = 0.97$ sek

Për Y: $S_d=0.0043$, $S_a=0.116g$, $T_{0Y}=1.21$ sek

4. Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff} \%)} \quad (6.14)$$

5. Ndërtohet vijat e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me $ADRS(\beta_{eff})$ mbahet shënim $S_a=a_{eff}$ dhe S_d .

6. Për vlerën e mësipërme S_d , merret $S_a=a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.

7. Shumëzohet vlerat e S_a të spektrit të reduktuar $ADRS(\beta_{eff})$ me “ $M=a_{eff}/a_{max}$ ”, për të krijuar spektrin MADRS.

8. Krahasonet vlera e gjetur e S_d me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rrumbullakosur me një shifër pas presjes), atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë më tepër përsërisim procedurën me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Më poshtë po paraqesim pikat e performancës së ndërtesës për të dy drejtimet X dhe Y (fig. 6.27, 6.28). Spektri sipas KTP në drejtimin X nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës së përforcuar me CFRP, kurse sipas Eurokodit 8 ndërtesa pëson dëmtime të konsiderueshme.

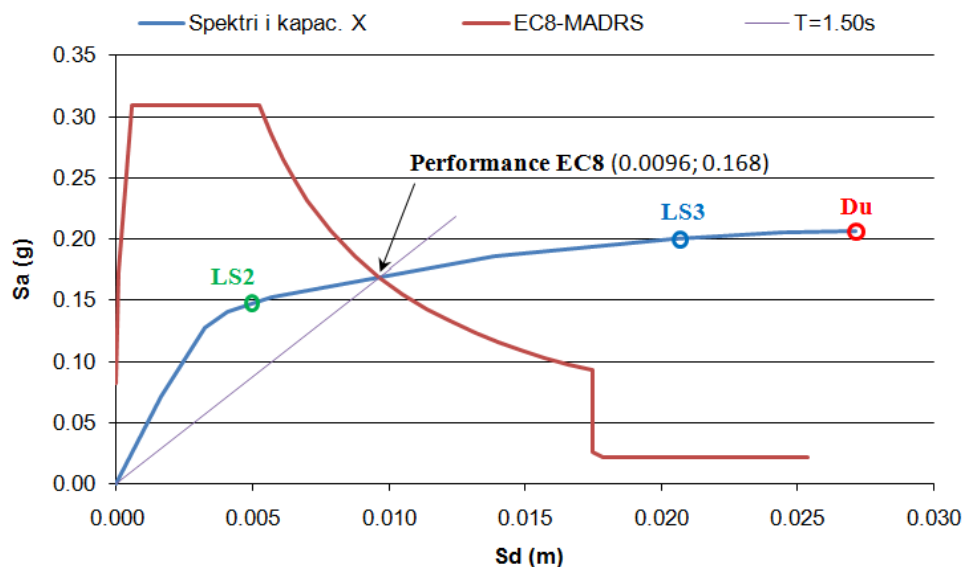


Figura 6.27 – Pika e performancës për drejtimin X.

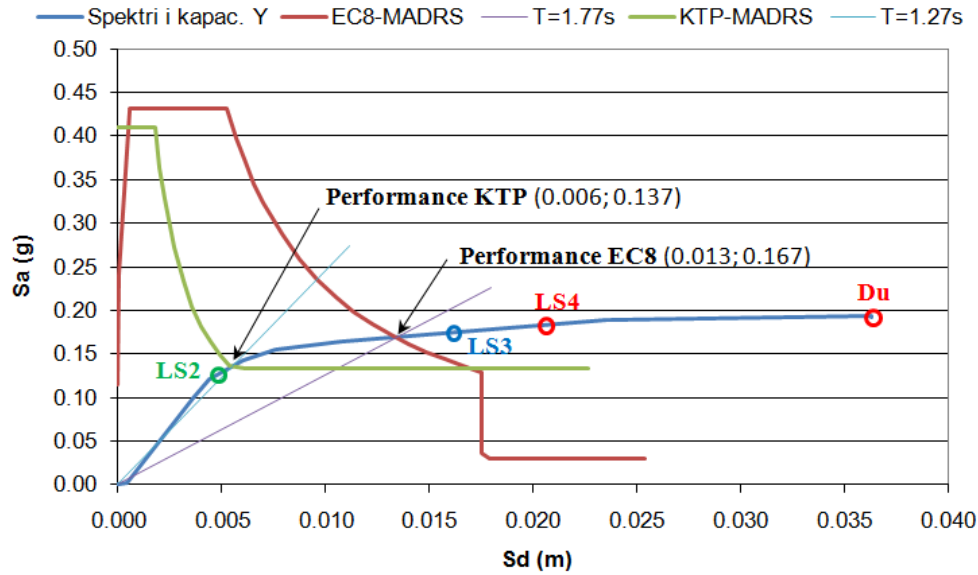


Figura 6.28 – Pika e performancës për drejtimin Y.

6.2.3 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me TRM

1. Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.1 \text{ për drejtimin X dhe } 35.0 \text{ për drejtimin Y}$$

(6.15)

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} = 0.8 \text{ për drejtimin X dhe } 0.75 \text{ për drejtimin Y}$$

(6.16)

$$S_a = \frac{V/W}{\alpha_1} \quad (6.17)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (6.18)$$

ku:

$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.62; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin X

$\{\varphi_{i1}\}^T = \{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-2}$, është vektori i formës modale për drejtimin Y

Për ti normalizuar bëjme shumëzimin matricor: $\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\}$. Ky shumëzim na jep një numër. Për të normalizuar vektorin e formës duhet që të gjitha komponentet të pjesëtohen me rrënjën katore të ketij numri. Masa e ndërtesës është përqëndruar në secilin kat për lehtësi llogaritjeje. Ndikimi në saktësinë e rezultateve është i papërfillshëm.

Matrica e masës jepet më poshtë:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} ton$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.62; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.62 \\ 1.30 \\ 2.16 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{Bmatrix} = 0.79$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.79} = 0.89$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas X është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.70; 1.46; 2.43; 3.22; 3.72\} \cdot 10^{-2}$$

Përsërisim veprimet për drejtimin Y:

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} =$$

$$\{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{Bmatrix} = 0.28$$

Për të përfutur vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28} = 0.53$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është:

$$\{\varphi_{iz}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$$

2. Supozohet se duktiliteti është 1.5 për të filluar procedurën. Caktohet me afërsi pika maksimale e zhvendosjes elastike në spektrin e kapacitetit. Kësaj pike i regjistrohen koordinatat:

(Sd,el; Sa,el). Nëse supozimi për duktilitetin është korrekt duhet që pika e performancës të ketë: Sd=1.5*Sd,el.

3. Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (6.19)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (6.20)$$

T₀ – llogaritet me vlerat maksimale elastike të spektrit të kapacitetit

Për X: Sd=0.003 , Sa=0.126g , T_{0X} = 0.97 sek

Për Y: Sd=0.0043 , Sa=0.116g , T_{0Y} = 1.21 sek

4. Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me B(β_{eff}).

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff}\%)} \quad (6.21)$$

5. Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim Sa=a_{eff} dhe Sd.

6. Për vlerën e mësipërme Sd, merret Sa=a_{max} korresponduese në spektrin e kapacitetit.

7. Shumëzohet vlerat e Sa të spektrit të reduktuar ADRS(β_{eff}) me “M=a_{eff}/a_{max}”, për të krijuar spektrin MADRS.

8. Krahsohet vlera e gjetur e S_d me $\mu \cdot S_{d,el}$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rrumbullakosur me një shifër pas presjes), atëherë kjo është pika e performancës. Nëse ndryshojnë më tepër përsërisim procedurën me duktilitete të tjera derisa ato të barazohen.

Më poshtë po paraqesim pikat e performancës së ndërtesës për të dy drejtimet X dhe Y (fig. 6.29, 6.30). Spektri sipas KTP nuk i shkaktonte asnjë dëmtim ndërtesës së përforcuar me TRM, kurse sipas Eurokodit 8 kemi gjendjen e shërbimit LS3 për drejtimin X.

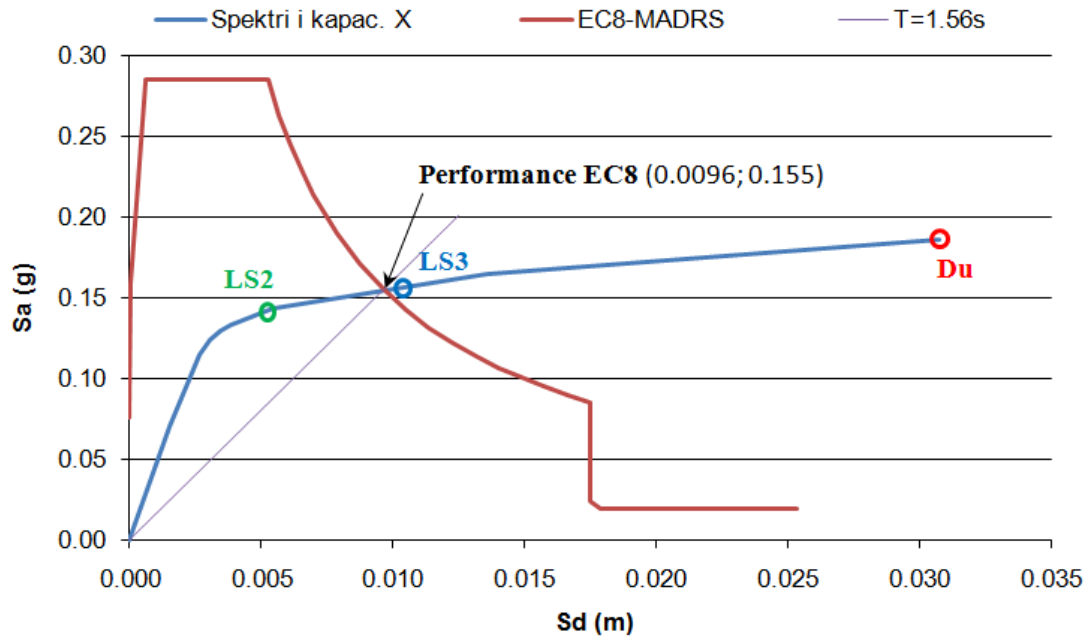


Figura 6.29 – Pika e performancës për drejtimin X.

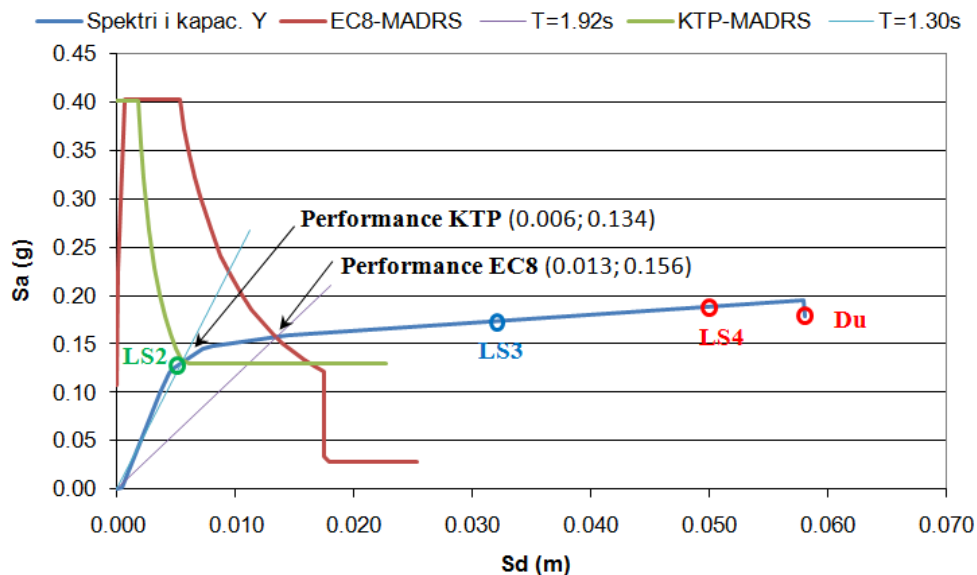


Figura 6.30 – Pika e performancës për drejtimin Y.

KAPITULLI VII

7. Diskutimi i rezultateve të analizës

Pas analizave të ndërtesave me edhe pa përforcim u vërejt një ndryshim i konsiderueshëm në sjelljen e tyre kundrejt forcave prerëse horizontale. Të gjitha llojet e përforcimeve e rritën aftësinë mbajtëse të ndërtesës tip 74/4. Roli i tyre është që të sigurojë integritetin e çdo kati kundrejt shembjeve lokale por edhe të transmetojë forca nga njëri kat tek tjetri. Shembjet lokale mund të ndodhin si pasojë e degradimit lokal të muraturës si pasojë e agjentëve atmosferike ose e ndërhyrjes së njeriut, por që nuk është objekt i këtij studimi. Nga ana tjetër, transmetimi i forcave horizontale nga kati në kat është mjaft i rëndësishëm. Kjo për arsye se përforcimet janë në gjendje të zvogëlojnë zhvendosjet relative të katit të dobët, duke rishpërndarë sforcimet tek katet pranë tij. Tek ndërtesa 74/4, por edhe tek ndërtesat e tjera shqiptare me muraturë mbajtëse, vërejmë krijimin e një kati të dobët aty ku ka zvogëlim të trashësisë së murit në lartësi.

7.1 Krahasim i performancës së ndërtesës me dhe pa përforcim

Analiza jolineare sipas FEMA 440 na shërben për të përcaktuar se cila do të jetë performanca e ndërtesës kundrejt një spektri sizmik. Në rastin tonë kemi gjetur performancën e ndërtesës për spektrat e KTP dhe Eurokodit 8. Përforcimet që modeluam e ndryshuan performancën e ndërtesës duke e bërë më të sigurtë. Megjithatë rezultatet nuk janë të njëjta, pasi ndryshon moduli i elasticitetit dhe aftësia mbajtëse e materialeve përforcuese. Është e nevojshme të vlerësohet nga ana sasiore dhe cilësore roli i përforcimeve të aplikuar.

7.1.1 Krahasim me GFRP

- Zhvendosjet

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën rreth 2 herë për drejtimin X. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.1).

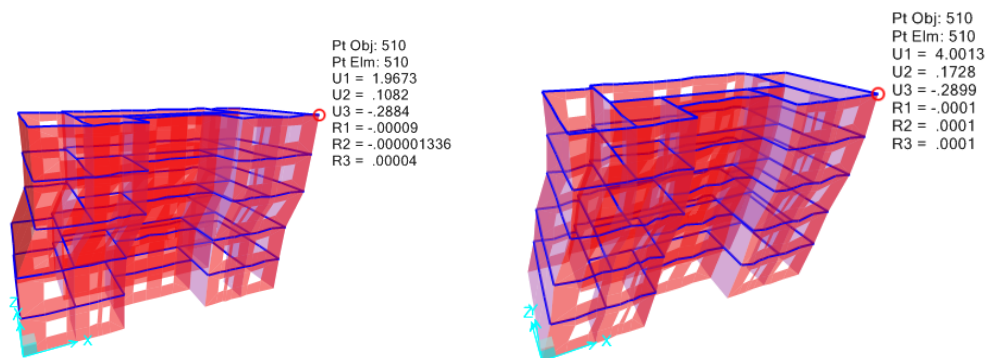


Figura 7.1 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin X.

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën mbi 2 herë për drejtimin Y. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.2).

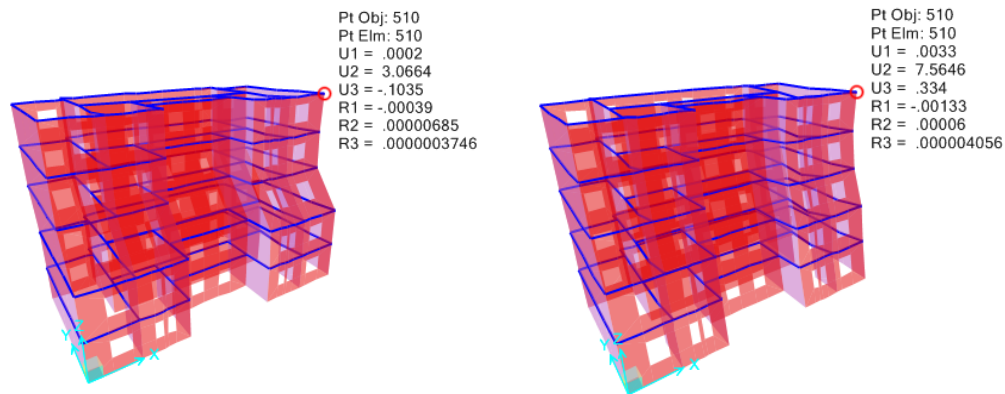


Figura 7.2 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin Y.

Zhvendosjet relative të ndërkateve janë domethënëse pasi janë në përpjestim të drejtë me sforcimet prerëse në muraturë. Duke gjykuar mbi to është e mundur të arsyetohet mbi shpërndarjen e forcave prerëse horizontale. Më poshtë (tab. 7.1, 7.2) po paraqesim zhvendosjet maksimale relative të ndërkateve për analizat pushover në të dy drejtimet. Vërehet se të gjitha katet përveç katit 3 kanë shtesë zhvendosjeje, gjë që konfirmon shpërndarjen e forcave në të gjitha katet. Kati 3 nuk ka ndryshim pasi mbetet sërish kati më i dobët.

Tabela 7.1 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim për analizën pushover sipas X.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përff.	0.12	0.18	1.52	0.00	0.07
Me GFRP	1.09	0.71	1.51	0.51	0.13
Diferenca	+0.97	+0.53	-0.01	+0.51	+0.06

Tabela 7.2 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim për analizën pushover sipas Y.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përff.	0.11	0.20	2.40	0.21	0.14
Me GFRP	1.91	1.39	2.40	1.38	0.47
Diferenca	+1.80	+1.19	0.00	+1.17	+0.33

- **Aftësia mbajtëse**

Kurba e kapacitetit na jep një ide të qartë mbi ndryshimin që i ndodh ndërtesës së përforcuar me fibra xhami. Në figurat 7.3, 7.4 jepen kurbat e kapacitetit për ndërtesën pa përforcim dhe me përforcim fibrash xhami GFRP. Rritja e aftësisë mbajtëse është e dukshme si në vlerat e forcës prerëse, ashtu edhe në vlerat e zhvendosjeve. Ndërkohë që modeli pa përforcim shkatërrohet në katin e tretë, modeli i përforcuar reziston më tepër duke angazhuar më shumë katet e tjera. Për drejtimin X forca prerëse maksimale ka një rritje nga 1855 në 2335 kN ose 26%.

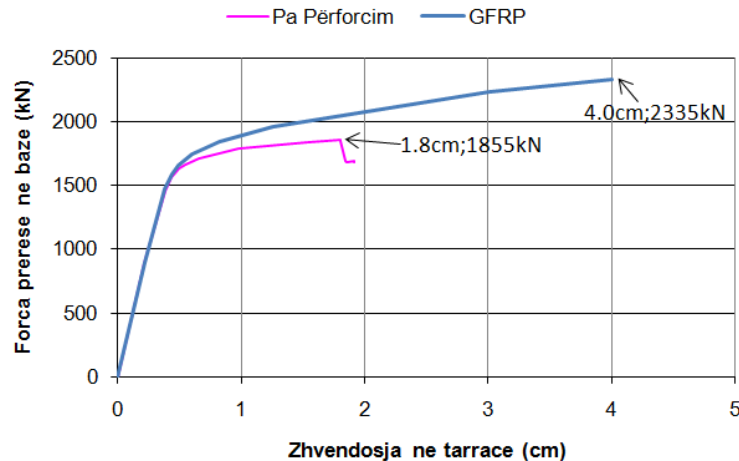


Figura 7.3 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami

Në drejtimin Y, ku edhe duktiliteti është më i madh, situata është e ngjashme me X. Siç edhe u diskutua më sipër, zhvendosja maksimale rritet mbi 2 herë. Forca prerëse në bazë në maksimumin e saj arrin në 1804 kN për modelin pa përforcim dhe 2291 kN për modelin me përforcim fibra xhami. Rritja e aftësisë mbajtëse për këtë rast është 487 kN ose 27%.

Vërehet një ngjashmëri në rritjen në përqindje për të dy drejtimet. Rritja në drejtimin X është 26% kurse në drejtimin Y 27%. Megjithatë nuk është e sigurtë që kjo do të ndodhë në çdo rast.

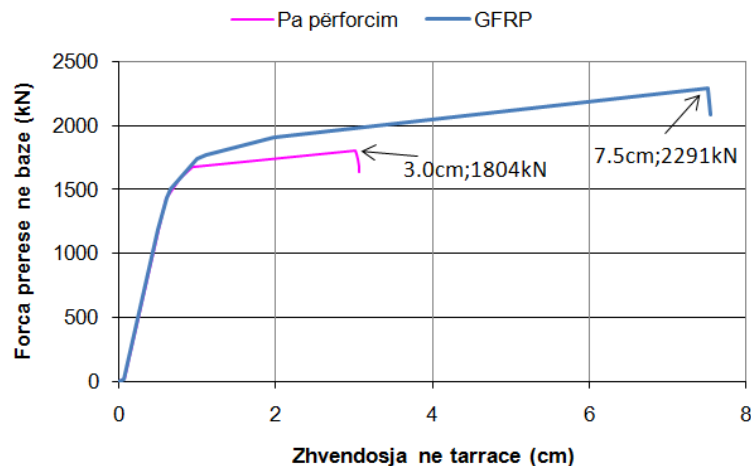


Figura 7.4 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami

- **Performanca sizmike**

Performanca sizmike është aspekti më i rëndësishëm i analizës jolineare. Me anë të procedurave grafike dhe analitike, tentohet të parashikohet efekti i një spektri sizmik mbi një ndërtesë të caktuar. Në rastin e ndërtesës së përforcuar me fibra xhami vërehet një përmirësim i performancës sizmike. Me këtë nënkuptohet dëmtueshmëri më e ulët dhe ngurtësi më e madhe për ndërtesën. Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të KTP për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami GFRP (tabela 7.3, 7.4).

Tabela 7.3 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas KTP në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-X pa përf.	0.5	1.30	0.7	1715	1.5	1.47	LS2
KTP-X me GFRP	NA	NA	NA	NA	1	NA	Pa dëmtim

Tabela 7.4 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas KTP në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-Y pa përf.	0.6	1.28	0.8	1570	1.3	1.30	LS2
KTP-Y me GFRP	NA	NA	NA	NA	1	NA	Pa dëmtim

Spektri sipas KTP nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës me GFRP. Për këtë arsye nuk kemi rezultate për nxitimet dhe zhvendosjet spektrale, forcën prerëse e periodën. Me arsyetim është e mundur të themi se ndërtesa e përforcuar me fibra xhami pëson deformime brenda zonës elastike nëse lëkundet sipas spektrit të KTP. Gjithashtu vërejmë se gjendja e shërbimit kalon nga LS2 pa përforcim, në zonën elastike pa dëmtim kur përforcohet.

Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të EC8 për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra xhami GFRP (tabela 7.5, 7.6).

Tabela 7.5 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas EC8 në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-X pa përfor.	1.2	1.41	1.6	1840	3.7	1.80	LS2
EC8-X me GFRP	0.96	1.52	1.4	1980	2.4	1.58	LS3

Tabela 7.6 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim GFRP sipas EC8 në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-Y pa përfor.	1.3	1.40	1.8	1730	3.1	1.92	LS2
EC8-Y me GFRP	1.1	1.52	1.5	1840	2.1	1.92	LS2

Spektri sipas Eurokodit 8 i shkakton dëmtim të konsiderueshëm ndërtesës pa përforcim. Duktiliteti arrin 3.7 sipas X dhe 3.1 sipas Y. Këto vlera ulen ndjeshëm kur ndërtesa përforcohet me fibra xhami nga jashtë. Në drejtimin X duktiliteti shkon në 2.4 dhe në Y shkon në 2.1. Pra në përgjithësi ndërtesa pëson më pak deformime plastike në të dy drejtimet dhe është më e sigurtë. Në aspektin e forcës prerëse mbajtëse vërejmë një rritje 6-7%. Kjo rritje i atribuohet rritjes së efektivitetit të muraturës si pasojë e rishpërndarjes së sforcimeve në të gjitha katet e përforcuara. Megjithatë zhvendosjet janë më të vogla me rreth 10-20%, nxitimi spektral është më i madh me rreth 7% në të dy rastet. Kjo ndodh për shkak të formës së spektrit të EC8, i cili parashikon nxitime më të mëdha për ndërtesat që u rritet shtangësia e që u ullet perioda e lëkundjes.

7.1.2 Krahasim me CFRP

- Zhvendosjet

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën rreth 2 herë për drejtimin X. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.5).

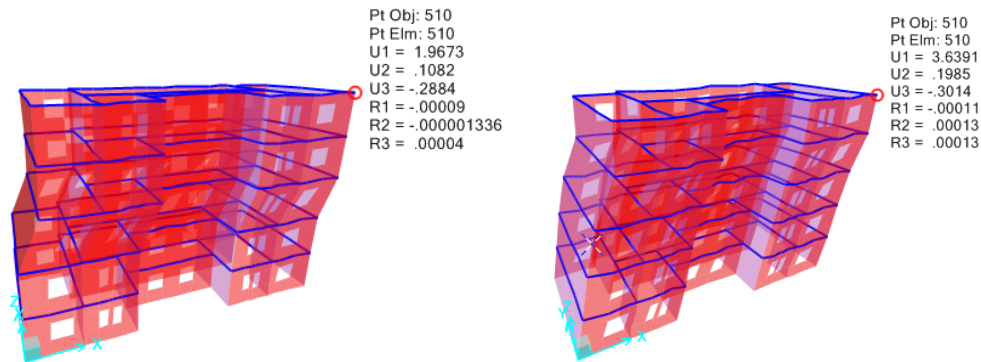


Figura 7.5 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën mbi 2 herë për drejtimin Y. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.6).

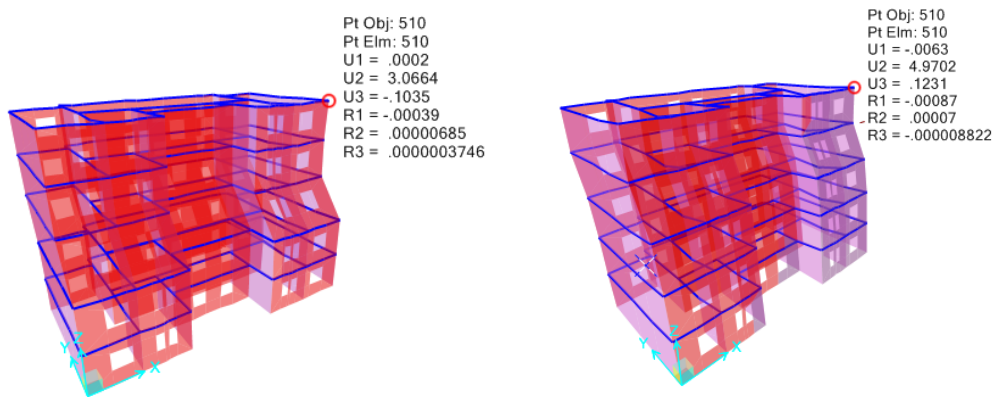


Figura 7.6 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

Më poshtë (tab. 7.7, 7.8) po paraqesim zhvendosjet maksimale relative të ndërkateve për analizat pushover në të dy drejtimet. Vërehet se kati i parë dhe i dytë kanë një rritje të lehtë që do të thotë se marrin më tepër sforcime. Kati i tretë ka një rënie të fortë të zhvendosjes e cila shoqërohet nga një rritje edhe më e madhe për katin e katërt. Praktikisht kjo do të thotë se fibrat e karbonit kanë ngurtësi aq të madhe sa bëjnë që kati i dobët të zhvendoset më sipër se kati i katërt. Ndryshimi i fortë i zhvendosjeve të katit të katërt tregon për një shpërndarje jo uniforme të sforcimeve në lartësi. Kjo duket edhe në formën e deformuar të strukturës. Kati i fundit ka zhvendosje të papërfillshme.

Tabela 7.7 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim CFRP për analizën pushover sipas X.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përf.	0.12	0.18	1.52	0.00	0.07
Me CFRP	0.70	0.59	0.77	1.36	0.15
Diferenca	+0.58	+0.41	-0.75	+1.36	+0.08

Tabela 7.8 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim CFRP për analizën pushover sipas Y.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përf.	0.11	0.20	2.40	0.21	0.14
Me CFRP	0.62	0.71	0.93	2.4	0.33
Diferenca	+0.51	+0.50	-1.47	+2.19	+0.19

- Aftësia mbajtëse**

Kurba e kapacitetit na tregon se sa rritet aftësia mbajtëse e ndërtesës me fibra karboni. Në figurat 7.3, 7.4 jepen kurbat e kapacitetit për ndërtesën pa përforcim dhe me përforcim fibrash karboni CFRP. Rritja e aftësisë mbajtëse është e dukshme si në vlerat e forcës prerëse, ashtu edhe në vlerat e zhvendosjeve. Ndërkohë që modeli pa përforcim shkatërrohet në katin e tretë, modeli i përforcuar shkatërrohet në katin e katërt. Gjithashtu modeli me fibra karboni reziston më tepër duke angazhuar më shumë katet e tjera.

Për drejtimin X forca prerëse maksimale ka një rritje nga 1855 në 2640 kN ose 42%.

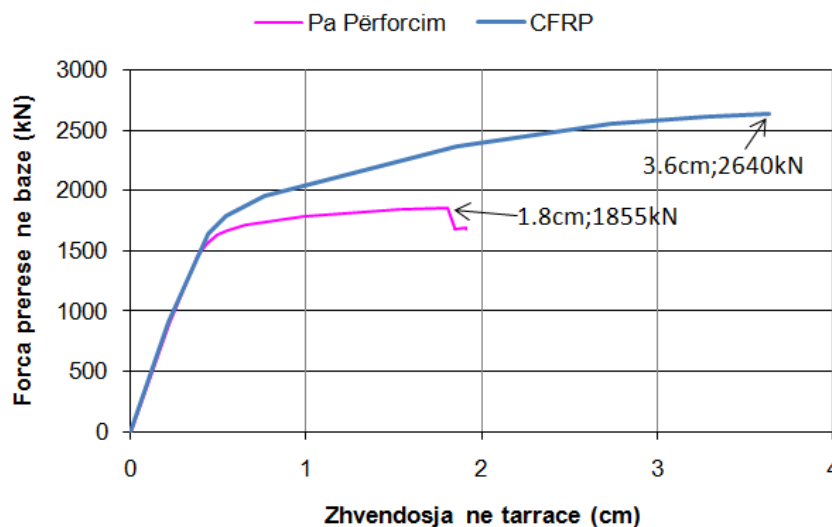


Figura 7.7 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni

Në drejtimin Y, ku edhe duktiliteti është më i madh, situata është e ngjashme me X. Zhvendosja maksimale rritet më pak 2 herë (3cm – 5cm). Forca prerëse në bazë në maksimumin e saj arrin në 1804 kN për modelin pa përforcim dhe 2325 për modelin me përforcim fibra karboni. Rritja e aftësisë mbajtëse për këtë rast është 521 kN ose 29%.

Vërehet se rritja në përqindje për të dy drejtimet ka mjaft ndryshim. Rritja në drejtimin X është 42% kurse në drejtimin Y 29%. Kjo i dedikohet konfigurimit të ndërtesës dhe shtangësisë së fibrave. Në të dy kurbat e ndërtesës me përforcim vërehet një pjesë bilineare në rritje që tregon zonën ku ngarkohen fibrat e karbonit. Më pas vjen shkatërrimi i muraturës e rritja ndalon.

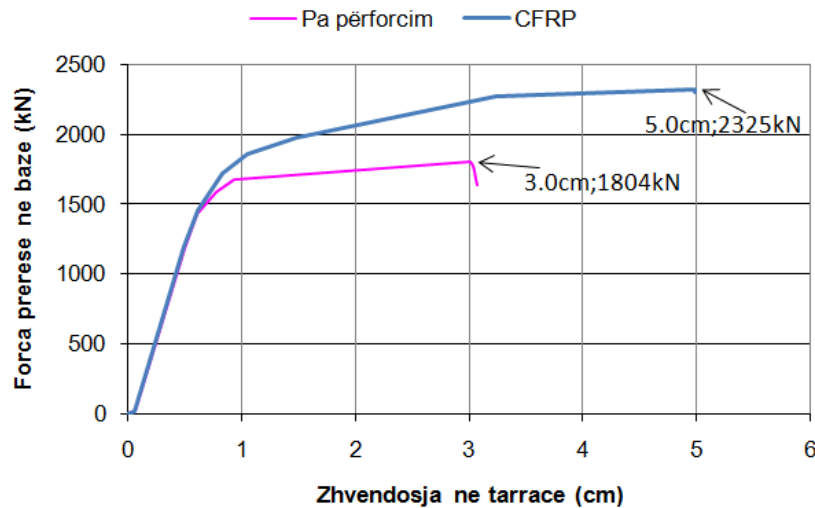


Figura 7.8 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni

- **Performanca sizmike**

Në rastin e ndërtesës së përforcuar me fibra karboni vërehet një përmirësim i performancës sizmike. Megjithatë ndërtesa ka ngurtësi më të madhe, përsëri ka jouniformitet të spostimeve sidomos për katin e katërt. Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të KTP për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni CFRP (tabela 7.9, 7.10).

Tabela 7.9 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas KTP në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-X pa përforcim	0.5	1.30	0.7	1715	1.5	1.47	LS2
KTP-X me CFRP	NA	NA	NA	NA	1	NA	Pa dëmtim

Tabela 7.10 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas KTP në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s2)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-Y pa përf.	0.6	1.28	0.8	1570	1.3	1.30	LS2
KTP-Y me CFRP	0.6	1.34	0.8	1650	1.3	1.27	LS2

Spektri sipas KTP sipas X nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës me CFRP. Për këtë arsye nuk kemi rezultate për nxitimet dhe zhvendosjet spektrale, forcën prerëse e periodën. Me arsyetim është e mundur të themi se ndërtesa e përforcuar me fibra karboni pëson deformime brenda zonës elastike nëse lëkundet sipas spektrit të KTP. Gjithashtu vërejmë se gjendja e shërbimit kalon nga LS2 pa përforcim, në zonën elastike pa dëmtim kur përforcohet. Në drejtimin Y vërejmë një rritje të lehtë të nxitimit spektral dhe të forcës prerëse në bazë. Parametrat e tjerë janë të pandryshuar. Ndikimi i vogël i CFRP shpjegohet me sforcimet e vogla që i shkakton spektri sipas KTP ndërtesës.

Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të EC8 për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni CFRP (tabela 7.11, 7.12).

Tabela 7.11 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas EC8 në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s2)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-X pa përf.	1.2	1.41	1.6	1840	3.7	1.80	LS2
EC8-X me CFRP	1.0	1.65	1.3	2155	2.4	1.50	LS2

Tabela 7.12 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim CFRP sipas EC8 në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s2)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-Y pa përf.	1.3	1.40	1.8	1730	3.1	1.92	LS2
EC8-Y me CFRP	1.3	1.64	1.8	2030	3.1	1.77	LS2

Spektri sipas Eurokodit 8 në ndryshim nga KTP i shkakton dëmtim të konsiderueshëm ndërtesës pa përforcim. Dëmtimi zvogëlohet kur ndërtesa përforcohet me fibra karboni, por jo për të dy drejtimet. Vihet re se përmirësimi është i dukshëm në drejtimin X ku duktiliteti shkon në 2.4 nga 3.7, kurse në drejtimin Y mbetet i pandryshuar 3.1. Duktiliteti i njëjtë në këtë drejtim nënkupton zhvendosje të njëjtë në tarracë megjithëse rritet forca prerëse mbajtëse.

Për të kuptuar më mirë kushtet e punës së ndërtesës duhen parë edhe zhvendosjet e ndërkateve. Siç u vu re te zhvendosjet relative të ndërkateve, kemi një ngurtësim mjaft të madh të kateve të përforcuara, por me krijimin e katit të dobët më sipër në katin e katërt. Kjo bën që ndërtesa të jetë njëlloj e rrezikuar në drejtimin Y si të ishte pa përforcim, me ndryshimin e vetëm se shkatërrimi ndodh një kat më lart. Arsyeja është se nuk kemi një shpërndarje të mirë të sforcimeve në gjithë ndërtesën.

Pra në përgjithësi ndërtesa ka performancë më të mirë sipas X dhe pëson më pak deformime plastike. Në drejtimin Y nuk kemi përmirësim të performancës sizmike. Në aspektin e forcës prerëse mbajtëse vërejmë një rritje 17%. Kjo rritje i atribuohet rritjes së efektivitetit të muraturës si pasojë e rishpërndarjes së sforcimeve në të gjitha katet e përforcuara. zhvendosjet janë më të vogla sipas X me rreth 17% por sipas Y ato nuk ndryshojnë. Nxitimi spektral është më i madh me rreth 17% në të dy rastet. Kjo ndodh për shkak të formës së spektrit të EC8, i cili parashikon nxitime më të mëdha për ndërtesat që u rritet shtangësia e që u ullet perioda e lëkundjes.

7.1.3 Krahësim me TRM

- Zhvendosjet

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën rreth 2 herë për drejtimin X. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.9).

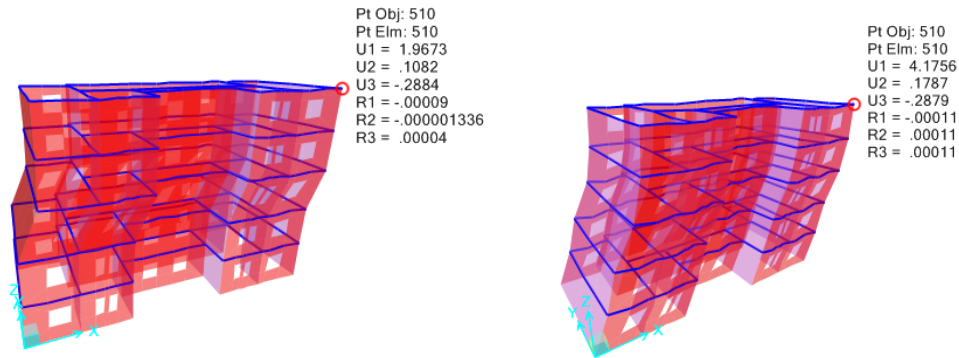


Figura 7.9 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën mbi 2 herë për drejtimin Y. Gjithashtu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.10).

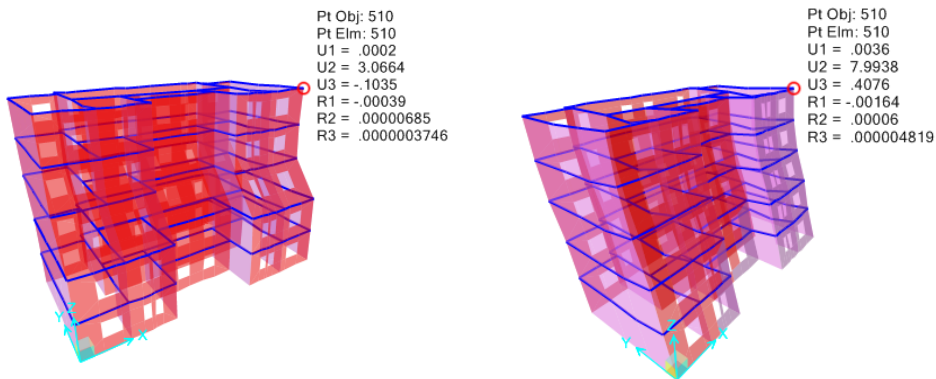


Figura 7.10 – Krahësim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

Më poshtë (tab. 7.13, 7.14) po paraqesim zhvendosjet maksimale relative të ndërkateve për analizat pushover në të dy drejtimet. Vërehet se kati i parë dhe i dytë kanë një rritje të konsiderueshme që do të thotë se marrin më tepër sforcime. Kati i tretë ka një rënie të lehtë të zhvendosjes, kurse kati i katërt ka një rritje të konsiderueshme e cila është pothuaj njëlloj me katin e dytë si në X ashtu edhe në Y. Praktikisht kjo do të thotë se TRM me fibra e karboni kanë ngurtësi të tillë që bëjnë rishpërndarjen e sforcimeve në lartësi. Në ndryshim nga përforcimi me fibra xhami GFRP, ngurtësia që fiton ndërtesa është më e vogël, për shkak të densitetit më të ulët

të fibrave në rrjetën e TRM. Forma e deformuar e strukturës duket mjaft lineare dhe e pranueshme. Kati i fundit ka zhvendosje të papërfillshme.

Tabela 7.13 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim TRM për analizën pushover sipas X.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përf.	0.12	0.18	1.52	0.00	0.07
Me TRM	1.15	0.77	1.48	0.59	0.13
Diferenca	+1.03	+0.59	-0.04	+0.59	+0.06

Tabela 7.14 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforcim TRM për analizën pushover sipas Y.

Rasti	Kati 1 (cm)	Kati 2 (cm)	Kati 3 (cm)	Kati 4 (cm)	Kati 5 (cm)
Pa përf.	0.11	0.20	2.40	0.21	0.14
Me TRM	1.97	1.51	2.40	1.53	0.57
Diferenca	+1.86	+1.31	0.00	+1.32	+0.43

- **Aftësia mbajtëse**

Kurba e kapacitetit na tregon se sa rritet aftësia mbajtëse e ndërtesës me TRM me fibra karboni. Në figurat 7.11, 7.12 jepen kurbat e kapacitetit për ndërtesën pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni. Rritja e aftësisë mbajtëse është e dukshme si në vlerat e forcës prerëse, ashtu edhe në vlerat e zhvendosjeve. Ndërkohë që modeli pa përforcim shkatërrohet për zhvendosje të vogla, modeli i përforcuar reziston shumë më tepër. Ajo që bie më tepër në sy te ky lloj përforcimi është duktiliteti i arritur në pikën e shkatërrimit. Ky rezulton më i madh se në përforcimet e tjera.

Për drejtimin X forca prerëse maksimale ka një rritje nga 1855kN në 2379kN ose 28%. Zhvendosja maksimale rritet nga 1.8 në 4.1cm.

Në drejtimin Y, ku edhe duktiliteti është edhe më i madh, situata është e ngjashme me X. Zhvendosja maksimale rritet me mbi 2 herë (3cm – 8cm). Forca prerëse në bazë rritet nga 1804kN në 2350kN ose 30%.

Vërehet se rritja në përqindje për të dy drejtimet është e përafërt. Rritja në drejtimin X është 28% kurse në drejtimin Y 30%. Në të dy kurbat e ndërtesës me përforcim vërehet një pjesë bilineare në rritje që tregon zonën ku ngarkohen fibrat e karbonit. Më pas vjen shkatërrimi i muraturës por rritja nuk ndalon. Kjo tregon për një bashkëveprim mjaft të mirë të TRM me muraturën. Përforcimi arrin të shpërndajë sforcimet në elementët më pak të ngarkuar në mënyrë graduale, gjë që sjell rritje të duktilitetit dhe shfrytëzim më të mirë të materialit.

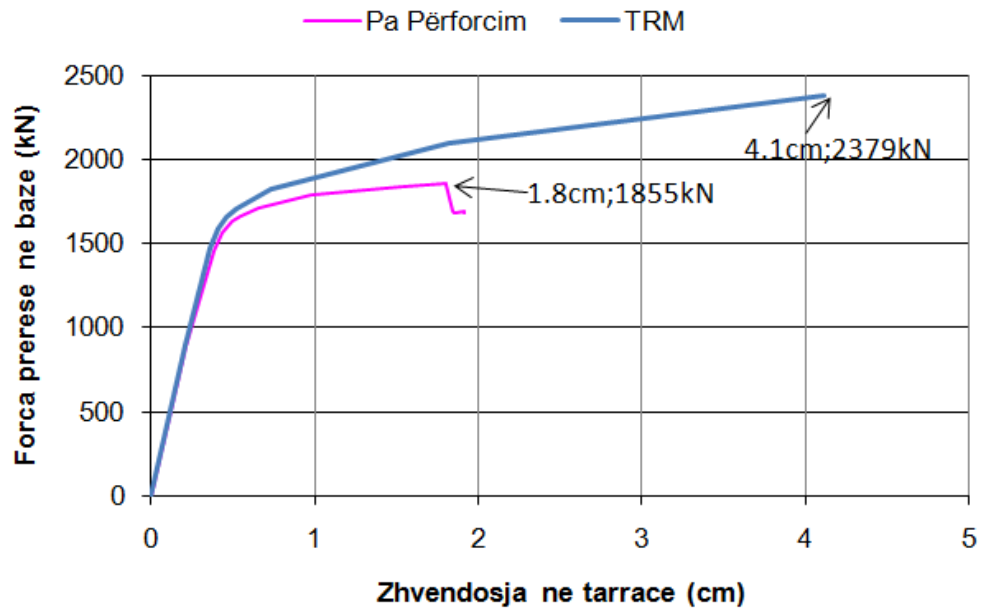


Figura 7.11 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

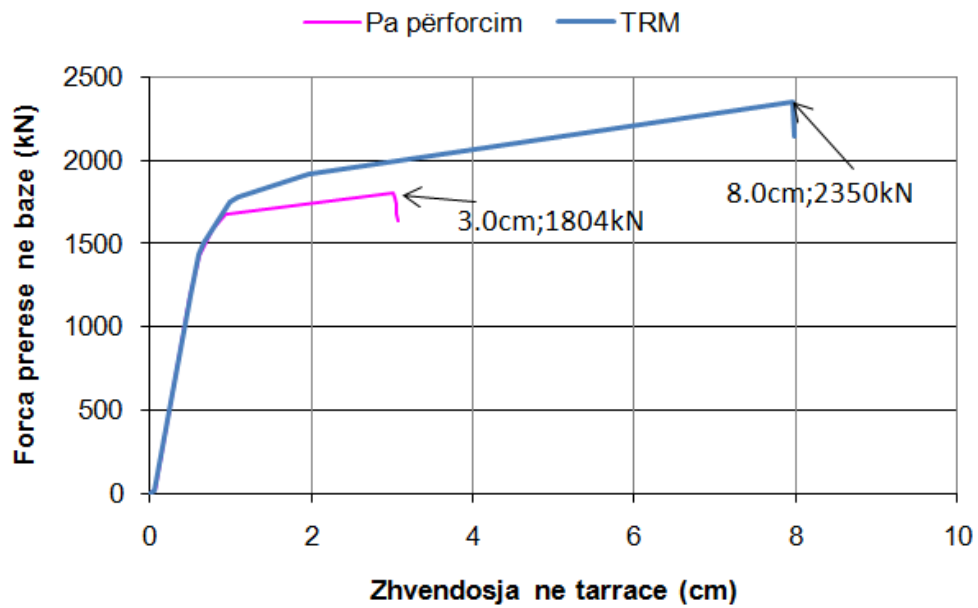


Figura 7.12 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

- **Performanca sizmike**

Në rastin e ndërtesës së përforcuar me TRM me fibra karboni vërehet një përmirësim i performancës sizmike. Ndërtesa ka ngurtësi më të madhe, dhe ka uniformitet të spostimeve në lartësi. Megjithëse në vlera të forcës prerëse reziston më pak se fibrat e xhamit CFRP, përsëri ka avantazh në duktilitet. Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të KTP për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni CFRP (tabela 7.3, 7.4).

Tabela 7.15 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas KTP në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-X pa përf.	0.5	1.30	0.7	1715	1.5	1.47	LS2
KTP-X me TRM	NA	NA	NA	NA	1	NA	Pa dëmtim

Tabela 7.16 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas KTP në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-Y pa përf.	0.6	1.28	0.8	1570	1.3	1.30	LS2
KTP-Y me TRM	0.6	1.28	0.78	1560	1.3	1.30	LS2

Spektri sipas KTP sipas X nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës me TRM. Për këtë arsye nuk kemi rezultate për nxitimet dhe zhvendosjet spektrale, forcën prerëse e periodën. Me arsyetim është e mundur të themi se ndërtesa e përforcuar me TRM me fibra karboni pëson deformime brenda zonës elastike nëse lëkundet sipas spektrit të KTP. Gjithashtu vërejmë se gjendja e shërbimit kalon nga LS2 pa përforcim, në zonën elastike pa dëmtim kur përforcohet. Në drejtimin Y vërejmë se pothuaj nuk ka ndryshime të nxitimit spektral dhe të forcës prerëse në bazë. Parametrat e tjerë janë të njëjtë. Ndikimi i vogël i TRM shpjegohet me sforcimet e vogla që i shkakton spektri sipas KTP ndërtesës.

Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të EC8 për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni (tabela 7.17, 7.18).

Tabela 7.17 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas EC8 në drejtimin X.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-X pa përf.	1.2	1.41	1.6	1840	3.7	1.80	LS2
EC8-X me TRM	1.0	1.52	1.3	1970	2.4	1.56	LS2

Tabela 7.18 – Pika e performancës për situatën pa përforcim dhe me përforcim TRM sipas EC8 në drejtimin Y.

Analiza	Sd (cm)	Sa(m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
EC8-Y pa përf.	1.3	1.40	1.8	1730	3.1	1.92	LS2
EC8-Y me TRM	1.3	1.53	1.8	1890	3.1	1.84	LS2

Spektri sipas Eurokodit 8 në ndryshim nga KTP i shkakton dëmtim të konsiderueshëm ndërtesës pa përforcim. Dëmtimi zvogëlohet kur ndërtesa përforcohet me TRM, por jo për të dy drejtimet. Vihet re se përmirësimi është i dukshëm në drejtimin X ku duktiliteti shkon në 2.4 nga 3.7, kurse në drejtimin Y mbetet i pandryshuar 3.1. Kjo tregon për një përforcim jo shumë efektiv. Siç u pa edhe te zhvendosjet relative të ndërkateve, vihet re ngurtësimi i kateve të përforcuara, por duke ruajtur katin e tretë si kati më i dobët. Megjithatë kemi rritje të aftësisë mbajtëse dhe të nxitimit spektral, por pa ndryshuar zhvendosjet në tarracë. Gjithsesi ndërtesa është në kushte më të mira për sa i përket shpërndarjes së sforcimeve në lartësi. Forma e deformuar e tregon këtë gjë, por edhe sforcimet në muraturë (shtojca 3).

Pra në përgjithësi ndërtesa ka performancë më të mirë sipas X dhe pëson më pak deformime plastike. Në drejtimin Y nuk kemi përmirësim të performancës sizmike. Në aspektin e forcës prerëse mbajtëse vërejmë një rritje 9%. Kjo rritje i atribuohet rritjes së efektivitetit të muraturës si pasojë e rishpërndarjes së sforcimeve në të gjitha katet e përforcuara. zhvendosjet janë më të vogla sipas X me rreth 19% por sipas Y ato nuk ndryshojnë. Nxitimi spektral është më i madh me rreth 9% në të

dy rastet. Kjo ndodh për shkak të formës së spektrit të EC8, i cili parashikon nxitime më të mëdha për ndërtesat që u rritet shtangësia e që u ulët perioda e lëkundjes.

7.2 Krahasimi i përforcimeve me njëri-tjetrin

Përforcimet e studiuara më sipër japin efekte të ndryshme në ndërtesën e marrë në shqyrtim. Parametrat që ndikojnë në rezultate janë moduli i elasticitetit të përforcimit dhe trashësia ekuivalente e tij. Ndikimet e modulit të elasticitetit dhe të trashësisë ekuivalente janë më të mëdha kur këto dy vlera rriten. Por ato mund edhe të kompensojnë njëra-tjetrën për shembull duke përdorur trashësi më të madhe të një përforcimi me modul të vogël elasticiteti.

Në të gjitha rastet e studiuara nuk vërehet shkatërrim i përforcimit në analizën jolineare. Ajo që shkatërrohet është muratura. Arsyeja është se deformimi maksimal prerës për muraturën është më i vogël se i materialeve përforcuese. Nga kapitulli 4 kemi sjelljet në tërheqje të materialeve përforcuese. Duke qenë se materialet janë elastike atëherë mund të themi se edhe në prerje ato do të sillen si të tilla. Moduli i tyre në prerje gjendet prej formulës së rezistencës materiale $G=E/2(1+\mu)$. Deformimi maksimal në prerje është i njëjtë me atë në tërheqje por vlera e forcës prerëse është më e ulët si pasojë e modulit më të vogël. Muratura shkatërrohet për një deformim 0.8%, kurse GFRP- 1.69%, CFRP- 1.26%, TRM – 1.5%.

Më poshtë po paraqesim krahasimin e kurbave të analizës jolineare për të tre përforcimet.

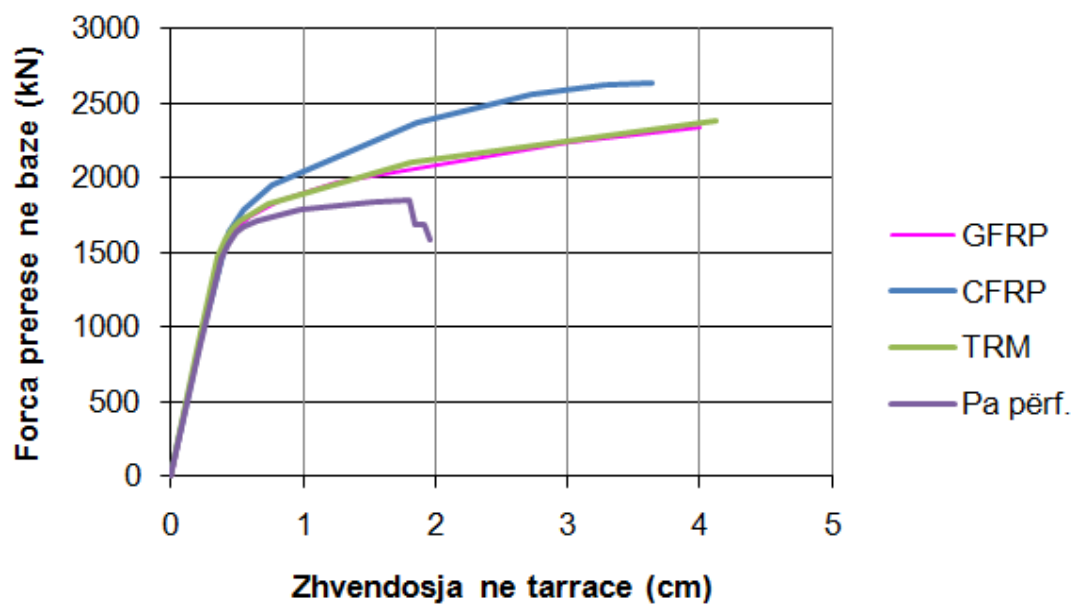


Figura 7.13 – Kurbat e kapacitetit sipas X për të gjitha rastet

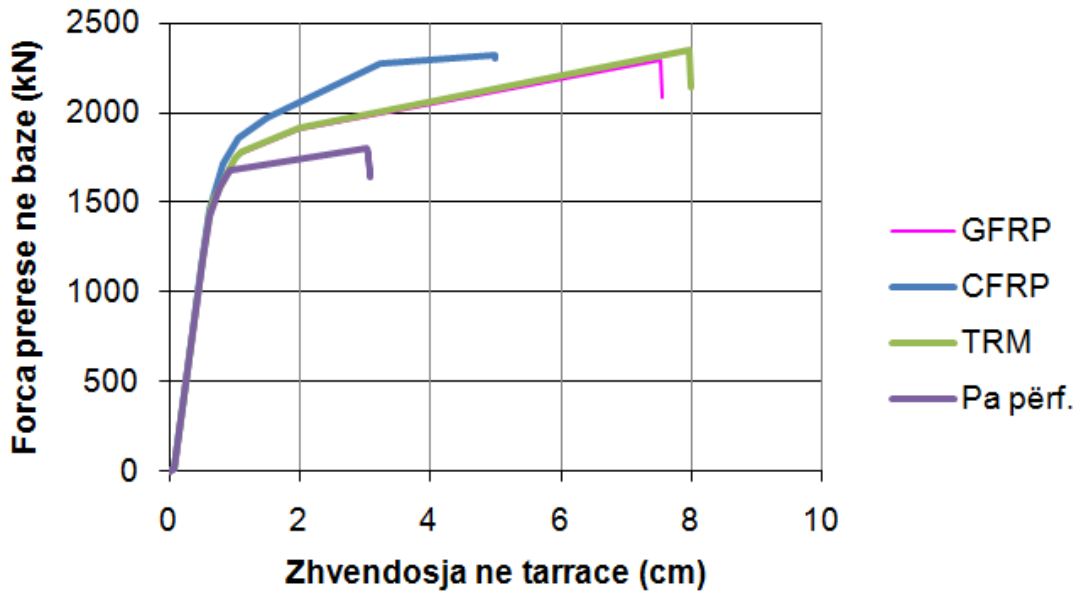


Figura 7.14 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për të gjitha rastet

Nga këto kurba vihet re se përforcimi me fibra karboni CFRP rrit aftësinë mbajtëse por nuk e rrit shumë duktilitetin sidomos në drejtimin Y. Nga ana tjetër përforcimet me fibra xhami GFRP dhe TRM me fibra karboni janë shumë afër me njëra tjetrën në të dy drejtimet. Këto të fundit kanë gjithashtu duktilitet mjaft të mirë megjithëse kanë aftësi mbajtëse më të vogël se CFRP. Megjithatë për të krijuar një ide më të qartë se çfarë i ndodh ndërtesës është e nevojshme që të krahasojmë zhvendosjet e ndërkateve për të gjitha rastet.

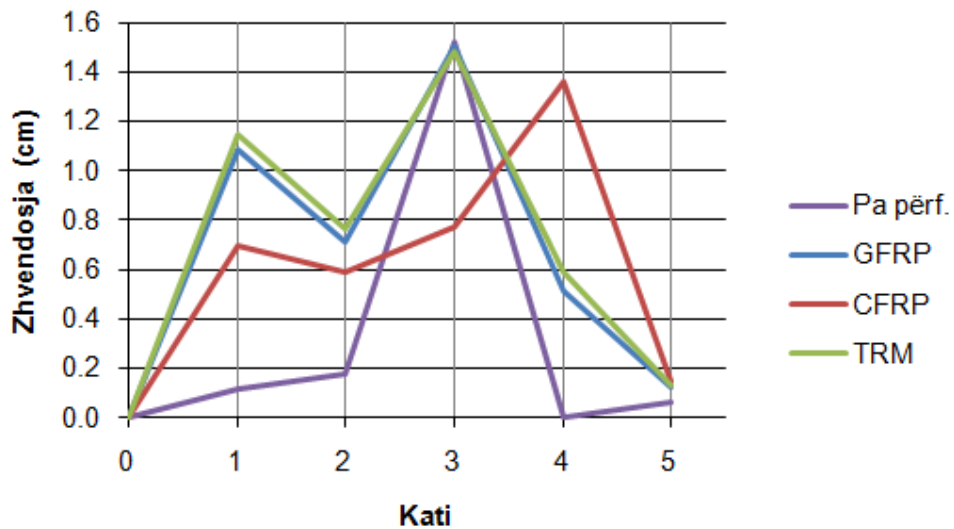


Figura 7.15 – Zhvendosjet relative maksimale sipas X për të gjitha rastet

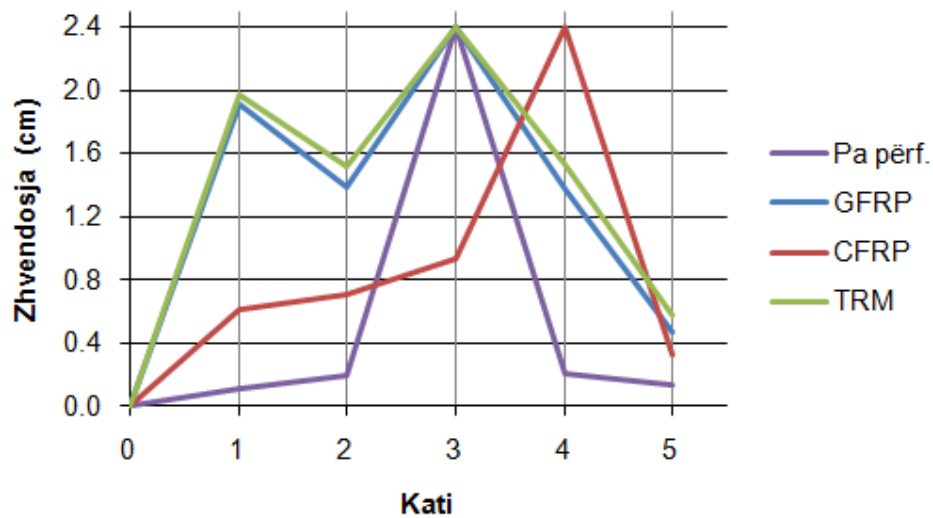


Figura 7.16 – Zhvendosjet relative maksimale sipas Y për të gjitha rastet

Nga zhvendosjet relative vërehet se për përforcimin me fibra karboni CFRP nuk kemi shpërndarje të mirë të zhvendosjeve relative. Kemi krijimin e katit të dobët në katin e katërt kurse në katet e tjera muratura pëson zhvendosje të vogla e gjithashtu merr më pak sforcime se kati i katërt. Ky lloj përforcimi nuk është i përshtatshëm për rastin tonë pasi krijon një kat të dobët mbi të. Ndoshta do të ishte më i pranueshëm rezultati nëse do të visheshin të gjitha katet me fibra karboni, por kjo do të çonte në rritje kostoje me mbi 60%.

Përveç kapacitetit mbajtës të strukturës së përforcuar është e rëndësishme të krahasohen edhe performancat në funksion të përforcimeve. Performanca sismike shpreh efektin e një spektri sizmik mbi ndërtesën që studiohet. Më poshtë po paraqesim në trajtë tabelare performancat e ndërtesës për çdo rast.

Tabela 7.19 – Pikat e performancës sipas KTP në drejtimin X.

Analiza	Sa (m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ
KTP-X pa përf.	1.30	0.7	1715	1.5
KTP-X me GFRP	NA	NA	NA	1
KTP-X me CFRP	NA	NA	NA	1
KTP-X me TRM	NA	NA	NA	1

Tabela 7.20 – Pikat e performancës sipas KTP në drejtimin Y.

Analiza	Sa (m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ
KTP-Y pa përf.	1.28	0.8	1570	1.3
KTP-Y me GFRP	NA	NA	NA	1
KTP-Y me CFRP	1.34	0.8	1650	1.3
KTP-Y me TRM	1.28	0.78	1560	1.3

Spektri i KTP nuk i shkakton dëmtim ndërtesës sipas drejtimit X në asnjë rast me përforcim. Madje edhe në rastin pa përforcim duktiliteti nuk është i madh që do të thotë se edhe dëmtimi është i vogël. Ndryshimet në nxitimin spektral dhe zhvendosjet janë të papërfillshme.

Tabela 7.21 – Pikat e performancës sipas EC8 në drejtimin X.

Analiza	Sa (m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ
EC8-X pa përf.	1.41	1.6	1840	3.7
EC8-X me GFRP	1.52	1.4	1980	2.4
EC8-X me CFRP	1.65	1.3	2155	2.4
EC8-X me TRM	1.52	1.3	1970	2.4

Tabela 7.22 – Pikat e performancës sipas EC8 në drejtimin Y.

Analiza	Sa (m/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ
EC8-Y pa përf.	1.40	1.8	1730	3.1
EC8-Y me GFRP	1.52	1.5	1840	2.1
EC8-Y me CFRP	1.64	1.8	2030	3.1
EC8-Y me TRM	1.53	1.8	1890	3.1

Spektri i Eurokodit 8 i shkakton dëmtim më të vogël ndërtesës së përforcuar. Në drejtimin X efekti i përforcimeve është më i dukshëm, ku vërehet një zvogëlim i zhvendosjeve e duktilitetit dhe një rritje në nxitimin spektral dhe forcën prerëse në bazë. Kjo do të thotë një rritje e shtangësisë së strukturës që vlen për të gjitha llojet e

përforcimeve. Vlerat më të favorshme për ndërtesën janë për përforcimin tip TRM pasi ka zhvendosjen më të vogël dhe forcën më të vogël prerëse. Në drejtimin Y situata është e ndryshme. Vërejmë se nuk ka ndryshim në zhvendosje e duktilitet për CFRP dhe TRM. Këto janë të njëjta me situatën pa përforcim, por duke u shoqëruar me rritje të nxitimit spektral dhe forcës prerëse. Përforcimi me fibra xhami GFRP ka një avantazh të dukshëm në këtë drejtim duke shënuar vlera minimale në të gjitha parametra.

Në këtë disertacion u diskutua mbi teknikat bashkëkohore për përforcimin e ndërtesave të vjetra me muraturë tulle. Veprimtaria sizmike në vendet si Shqipëria është një prej risqeve më të mëdha për ndërtesat shumëkatëshe. Është e provuar se sizmika është faktori kryesor që ndikon në dimensionimin e elementeve strukturore.

Në këtë disertacion është shtjelluar me detaje risku sizmik në një ndërtesë tip prej murature. Sizmiciteti është përfaqësuar nga spektri elastik i projektimit sipas standartit shqiptar KTP-N2-89 dhe european EN-1998-1. Për të ndërtuar këta spektra janë përdorur parametra të tillë që të përfaqësojnë riskun sizmik në pjesën më të madhe të Shqipërisë. Për të analizuar ndërtesën prej murature u ndërtua një model me elementë të fundëm në programin SAP2000. Analiza u krye për ndërtesën tip 74/4 të ndërtuar sipas projektit.

Performanca sizmike është një koncept i kohëve të fundit në fushën e llogaritjeve të strukturave. Ajo konsiston në modelimin jolinear të strukturës për të përftuar kurbën e kapacitetit të saj dhe më pas në gjetjen e pikës së performancës në këtë kurbë për një spektër sizmik të caktuar. Në këtë studim u përdor analiza jolineare e përshkruar në dokumentin FEMA440 (2009). Muratura u modelua me sjellje jolineare dhe me analizën kompjuterike u përftua kurba e kapacitetit. Për të rritur kapacitetin mbajtës të ndërtesës u aplikuan shtresa përforcuese në faqet e jashtme të ndërtesës për tre katet e poshtme. U realizuan katër analiza kompjuterike përkatësisht për situatat: pa përforcim, me përforcim fibra xhami GFRP, me përforcim fibra karboni CFRP dhe me përforcim TRM me fibra karboni. Analiza që u krye është e tipit “pushover” ku një model ngarkimi horizontal e shtyn ndërtesën deri në shkatërrim. Si model ngarkimi u përdorën dy format e para modale të strukturës që korrespondojnë me dy drejtimet ortogonale të ndërtesës. Më pas kurba e kapacitetit u përpunua së bashku me spektrin sizmik për të gjetur pikat e performancës.

Ndërtesa me përforcim rezultoi me një performancë më të mirë se ajo pa përforcim. Përmirësimi u vërejt në dy drejtime kryesore, në aftësinë mbajtëse dhe në zhvendosjet prej spektrit sizmik. Aftësia mbajtëse në prerje u rrit për të gjitha llojet e përforcimeve por në vlera të ndryshme. Rritja e aftësisë mbajtëse shpjegohet me rishpërndarjen e forcave në muraturën e veshur me shtresën përforcuese duke aktivizuar më mirë të gjithë katin e duke shmangur shembjet lokale. Rritja e kapacitetit mbajtës u vërejt më tepër për përforcimin me fibra karboni e më pak për dy të tjerat.

Krahas kapacitetit mbajtës në prerje duhet arsyetuar edhe mbi formën e deformuar e duktilitetin e arritur. Duktiliteti në vetvete nuk e shpjegon mjaftueshëm gjendjen e deformimit plastik të ndërtesës. Kjo pasi ai merret parasysh vetëm duke krahasuar zhvendosjen e pikës së tarracës me zhvendosjen elastike në kurbën e kapacitetit. Këtu nuk merret parasysh zhvendosja relative e kateve të tjera. Ndërtesa

ka sjellje më duktile nëse të gjitha katet kanë zhvendosje relative të krahasueshme me njëra-tjetrën. Anasjelltas duktiliteti është më i vogël nëse kemi një kat të dobët që deformohet më tepër. Kate të dobët kemi në rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni CFRP. Përkatësisht në këto raste kemi kate të dobëta në nivelin e tretë dhe të katërt. Kurse me dy llojet e tjera të përforcimeve, fibra xhami GFRP dhe rrjete TRM me fibra karboni nuk ndodh fenomeni i katit të dobët. Për këto përforcime kemi zhvendosje relative më të mira të ndërkateve e si rrjedhojë duktilitet më të mirë.

- **Rekomandime për aplikimet e përforcimeve në ndërtesat prej murature**

Si përfundim rekomandohet që për përforcimin e ndërtesave prej murature me specifikime si 74/4 e studiuar më sipër, të përdoret njëri prej përforcimeve FRP me fibra xhami ose TRM me fibra karboni. Këto nëse aplikohen për tre katet e poshtme të ndërtesave 5-katëshe prej murature mbajtëse, sigurojnë një sjellje më të mirë të strukturës nën veprimin sizmik. Në katet e përforcuara ato rrisin ngurtësinë dhe aftësinë mbajtëse. Gjithashtu shmangin fenomenin e katit të dobët në katin e tretë, ku trashësia e murit shkon nga 38cm në 25cm. Shpërndarja e sforcimeve prerëse në gjithë ndërtesën përmirësohet ndjeshëm. Kjo do të thotë shfrytëzim më i mirë i materialit të muraturës dhe kemi një shuarje më efektive të energjisë së lëkundjeve sizmike.

- **Kufizimet e rezultateve të disertacionit**

Duhet patur parasysh se gjetjet e këtij disertacioni (rezultatet) janë në ato zona ku nxitimi spektral është $0.2g=1.96m/s^2$. Për çdo rast konkret përforcimi, duhet që të kryhet analizë e veçantë duke u bazuar në metodologjinë analitike të trajtuar në këtë disertacion. Për përforcime të pjesshme (psh. 3 katet e poshtme) rekomandohet të përdoret GFRP ose TRM dhe jo CFRP, kurse për objekte të rëndësishme së veçantë që do të përforcohen në gjithë lartësinë e tyre, mund të konsiderohen të treja llojet. Për secilin rast duhet përfutur kurba e kapacitetit me program me elementë të fundëm dhe duhet zgjedhur si më e përshtatshme ajo që ka duktilitet sa më të madh të shoqëruar nga zhvendosje relative sa më të përafërta për ndërkate. Gjetjet e këtij disertacioni mund të shërbejnë si model për analizën e ndërtesave të tjera në të gjithë vendin.

- **Ndërrhyrjet e mundshme tek ndërtesat me muraturë**

Në vendin tonë ndërtesat prej murature përbëjnë pjesën më të madhe të ndërtesave të banimit. Megjithëse pas viteve '90 u ndërtua kryesisht me beton-arme ky raport vazhdon të jetë i tillë. Për shkak të vjetërsisë dhe degradimit këto objekte janë më tepër të rrezikuara nga veprimi sizmik. Nga pikëpamja ekonomike ekzistojnë dy mundësi: riparimi i tyre ose shembja për ti zëvendësuar me të tjera. Mundësia e zgjedhjes na jepet pas vlerësimit të gjendjes aktuale të tyre. Nëse ndërtesa ka dëmtime të lehta atëherë duhet riparuar për të qenë më e sigurtë ndaj sizmikës. Tek dëmtimet e lehta hyjnë: mungesa e suvatimit, plasaritje lokale në mure, mungesë lokale e llaçit. Riparimi i dëmtimeve të lehta ka kosto të vogël dhe duhet bërë për gjithë ndërtesat e vjetra.

Aplikimi ose jo i përforcimit për arsye të sizmicitetit varet nga analiza jolineare e ndërtesës. Kjo analizë nënkupton që muret mbajtëse janë në gjendje të mirë pa plasaritje, boshllëqe e mungesë llaçi. Në këtë mënyrë nuk parashikohen shembje

lokale në objekt. Analiza tre dimensionale në program na jep kurbën e kapacitetit të ndërtesës ku tregohet varësia e zhvendosjes në tarracë kundrejt forcës prerëse në bazë. Pas përpunimit analitik të saj me metodën e përshkruar në standardin FEMA440 gjendet performanca e ndërtesës për spektrin sizmik të përshtatur sipas kushteve lokale. Nëse dëmtueshmëria e ndërtesës është e vogël ose pranë zonës elastike mundet të mos aplikojmë përforcim në të por vetëm suvatim të përgjithshëm. Nëse dëmtimi është i konsiderueshëm por jo kritik, duhet aplikuar përforcim TRM ose GFRP sapo të gjenden mundësitë financiare. Nëse dëmtimi është deri në kolaps ose kritik duhet ndërhyrja e menjëhershme për përforcim për të siguruar jetën e banorëve.

Kostoja e përforcimit të ndërtesave prej murature që kanë risk sizmik të lartë varet nga lloji i përforcimit dhe numri i kateve ku aplikohen. Duhet theksuar se ekzistojnë edhe lloje të tjera shtresash përforcuese me fibra përveç atyre të trajtuara më sipër. Projektuesit mund të zgjedhin cilëndo që garanton sigurinë sizmike të ndërtesës. Faktor kyç për këtë përzgjedhje është edhe kostoja krahas modulit të elasticitetit, rezistencës në tërheqje dhe deformimit kufitar. Për materialet me rezistence të ulët në tërheqje është i mundur aplikimi me disa shtresa derisa arrihet rezistenca e kërkuar. Kur pas analizës përftohen rezultate të ngjashme me përforcime të ndryshme, atëherë bëhet vlerësimi i kostos së aplikimit të tyre. Në kosto duhet konsideruar edhe koha e nevojshme për aplikim si edhe kërkesa për sasi e cilësi të specialistëve dhe krahut të punës. Pasi merren parasysh të gjithë faktorët bëhet përzgjedhja e metodës së përforcimit me koston minimale. Hapat kryesore që duhet patur parasysh për procedurën e përforcimit janë përcaktimi: strategjisë, konceptit dhe detajeve. Më poshtë po japim të detajuara këto hapa të punës për të kryer të plotë procedurën e përforcimit.

Metodologjia e punës		
Strategjia	1	Kërkesat Juridike: Leja e ndryshimeve arkitektonike; konstruktive;
	2	Zgjedhja e profesionistëve të kualifikuar: Ing.strukturist; Ark.;
	3	Vendosja e objektivave të performancës: Përdorshme; Sigurt;
	4	Inspektimi i ndërtesës: Inspektim; Struktura; Projekte ekzistuese; Materiale;
	5	Vlerësimi i Kapacitetit sizmik: Modelimi i muraturës; Kurba e kapacitetit;
Koncept	6	Përcaktimi i kërkesës sizmike: Rreziku sizmik; Zhvendosja e synuar;
	7	Verifikimi i performancës sizmike: Kufijtë Global të reagimit; Gjendjet e shërbimit;
	8	Përcaktimi i përforcimit: Teknikat/teknologjia ,Materialet;
Detaje	9	Hartimi i dokumentacionit konstruktiv: Projektet konstruktive;
	10	Monitorimi i cilësisë së zbatimit: Inspektimi; Verifikimi; Supervizimi i punimeve;

Figura 7.17 Metodologjia e punës për përforcimin (autori)

KAPITULLI VIII

8. Konkluzione

1. Në këtë disertacion u analizua me anë të programit me elementë të fundëm një ndërtesë 5 katëshe me muraturë e projektuar e ndërtuar midis viteve '70-80'. Analiza e kryer është e tipit "pushover" dhe bazohet në përcaktimin e kurbës së kapacitetit me anë të analizës kompjuterike e përpunimin e saj sipas FEMA440 dhe ATC40.
2. Ndërtesa e zgjedhur është modeluar në variantin e projektit origjinal por edhe duke aplikuar përforcime në perimetrin e saj. Nga analiza e ndërtesës pa përforcim rezultoi kati i tretë si kat i dobët (soft storey). Si përforcime u zgjedhën materialet prej polimeresh të pajisura me fibra me rezistencë të lartë. U konkludua që përforcimi për këtë kategori ndërtimi duhet të vendoset deri në katin e tretë të ndërtesës, për të shmangur fenomenin e katit të dobët, ku trashësia e murit shkon nga 38cm në 25cm.
3. Me anë të programit me elementë të fundëm SAP2000 v15.1, u realizuan katër modele jolineare përkatësisht për situatat: pa përforcim, me përforcim fibra xhami GFRP, me përforcim fibra karboni CFRP dhe me përforcim TRM me fibra karboni. Modelet u analizuan në dy drejtimet kryesore me anë të analizës "pushover" dhe u përftuan kurbat e kapacitetit. Ndërtesa me përforcim ka aftësi mbajtëse në prerje me të madhe se ajo pa përforcim.
4. Përforcimi që u realizua me materialet polimere CFRP për tre katet e para, bëri një përmirësim të ndjeshëm të rezistencës në prerje ndaj forcës sizmike, më të lartë se përforcimet e tjera. Nga analiza jolineare e ndërtesës rezultoi kati i katër, si kat i dobët (soft storey), prandaj rekomandojmë që për tre katet e para nuk duhet të përdoret.
5. Kurbat e kapacitetit u përpunuan sipas FEMA440 dhe ATC40 duke përdorur parametra reference për vendin tonë sipas spektrave në kodet KTP-N2-89 dhe Eurokodit 8. Këto parametra vlejnë për zonën e Tiranës dhe për një pjesë të konsiderueshme të vendit tonë. Nga pikëprerja e spektrit të kapacitetit dhe të kërkesës sizmike u përcaktua pika e performancës për çdo rast.
6. Përforcimi që u realizua me materialet polimere bëri një përmirësim të ndjeshëm të sjelljes së ndërtesës ndaj forcës sizmike. Gjithashtu u vu re se performanca ishte më e disfavorshme në rastin e Eurokodit 8 sesa me KTP-N2-89 për të gjitha rastet. Ndërtesa e përforcuar ka sjellje më duktile dhe rezistencë më të lartë në prerje.

7. Përforcimet që i rritën më tepër duktilitetin ndërtesës janë GFRP me fibra xhami dhe TRM me fibra karboni. Kjo sepse nga analiza për këto raste të gjitha katet kanë zhvendosje relative të krahasueshme me njëra-tjetrën. Për këtë arsye i rekomandojmë për përdorim në rast se nevojitet rritja e performancës sizmike e ndërtesave me muraturës. Efektiviteti i tyre varet nga trashësia e shtresës që vendoset dhe nga konfigurimi i ndërtesës.
8. Ky studim realizoi objektivin për përcaktimin e një metodologjie vlerësimi dhe përforcimi të strukturave të vjetra me muraturë. Ai është i mbështetur në literaturë bashkëkohore dhe në metoda llogaritëse të besueshme. Gjetjet e këtij disertacioni mund të shërbejnë si model për analizën e ndërtesave të tjera në të gjithë vendin.
9. Është e nevojshme të kryhet një plan kombëtar për studimin e të gjithë objekteve të vjetra në Shqipëri dhe të merren masa përpara se të godasë ndonjë tërmet i fuqishëm e të kemi pasoja në jetë njerëzish.
10. Analiza sizmike tip “pushover” duhet si fillim të kryhet për ndërtesa ku janë kryer ndërhyrje strukturore ose kanë pësuar degradime të dukshme nga vjetërsia e agjentët atmosferikë. Një rëndësi të veçantë paraqesin objektet publike si shkolla, spitale e ndërtesa të tjera shtetërore pasi kolapsi i tyre do të dëmtonte shumë njerëz njëkohësisht.

REFERENCA

- [1] Aliaj, Sh. Sulstarova, E. Peci, V. Muco, B. (2004). “Probabilistic Seismic Hazard Maps for Albania”.
- [2] Applied Technology Council, ATC40 (1996). “Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings”.
- [3] Applied Technology Council, Fema440 (2005). “Improvement of Nonlinear Static Seismic Analysis Procedures”.
- [4] Applied Technology Council, Fema356 “Standard for the Seismic Rehabilitation of Existing Buildings”.
- [5] 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.
- [6] Benedetti and Petrini, 1984; GNDT, (1993) GNDT (Gruppo Nazionale per la Difesa dai Terremoti).
- [7] Bilgin, H. and Korini, O.: Seismic capacity evaluation of unreinforced masonry residential buildings in Albania, *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 12, 3753-3764, doi:10.5194/nhess-12-3753-2012, 2012.
- [8] Biondi, A. (2014), *Interventi Muratura*.
- [9] Calvi, G. M. (1999). “A displacement-based approach for vulnerability evaluation of classes of buildings”. *J Earthquake Eng* 3(3): p 411–438.
- [10] Computers and Structures, Inc. (2010). *Sap2000 software analysis reference manual*.
- [11] EN 1996-1. European masonry design code. (2005). “Design of masonry structures. Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures”.
- [12] EN 1998-1. European seismic design code. (2004). “Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings”.
- [13] Gambarotta, L. Lagomarsino, S. (1996). “Masonry Mechanics between theory and practice”, *Proc. Nat. Conf.*, Messina,: 451-462. Bologna: Pitagora.

- [14] Hughes, T. J. R. (2000). "The Finite Element Method: Linear Static and Dynamic Finite Element Analysis", Dover.
- [15] Hollaway L.C. and Teng J.G. "Strengthening and rehabilitation of civil infrastructures using fibre-reinforced polymer (FRP) composites" Cambridge England www.woodheadpublishing.com
- [16] Kaushik, H. B. (2007). "Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression", ASCE journal.
- [17] Kodet Shqiptare të Projektimit (1952, 1963, 1978, 1989) dhe versionet e përmirësuara.
- [18] Korini, O. (2012). "Seismic assessment of albanian residential masonry buildings using nonlinear procedures", master of 2nd level thesis, Epoka University.
- [19] National Buildings Archive of Albania. (1974).
- [20] Papanicolaou, C. (2010). "Externally bonded grids as strengthening and seismic retrofitting materials of masonry panels", Elsevier, Construction and Building Materials, vol 25, pp.504-514.
- [21] CNR (COMMISSIONE NAZIONALE DELLE RICERCHE) – Istruzioni per la progettazione, l'esecuzione ed il controllo di interventi di consolidamento statico mediante l'utilizzo di compositi fibrorinforzati, **CNR-DT 200 R1/2013**
- [22] Papanicolaou, C.G., Triantafillou, T.C., Karlos, K. & Papathanasiou, M. 2007. Textile Reinforced Mortar (TRM) versus FRP as Strengthening Material of URM Walls: In-plane Cyclic Loading. *RILEM Materials and Structures* 40(10):1081-1097.
- [23] Papanicolaou, C.G., Triantafillou, T.C., Papathanasiou, M. & Karlos, K. 2008. Textile Reinforced Mortar (TRM) versus FRP as Strengthening Material of URM Walls: Out-of-plane Cyclic Loading. *RILEM Materials and Structures* 41(1): 143-157.
- [24] Penelis, Gr.G. (2006). "An efficient approach for pushover analysis of unreinforced masonry structures", Journal of Earthquake Engineering; Vol. 10 No: 3, 359-379.
- [25] Pojani N. (2003), "Inxhinieria Sizmike", Toena, Tirana.
- [26] Bozo L. (2011), Papers from International Conferences in Geotechnics.
- [27] Bozo L. (2008) Gjeoteknika 2 , Themele
- [28] 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.
- [29] Muhidin, B. Hakan B. (Celal Byar University-Turkey) (2014), "Earthquake Safety

Analysia of an masonry Building in Izmir” Papers from International Conferences,EPOKA University

- [30] Tomazevic, M. (1999). “Earthquake-resistant design of masonry buildings, Series on Innovation in Structures and Construction”, Vol. 1, Imperial College Press, London.
- [31] Tomazevic, M. (2007). “Damage as a Measure for Earthquake Resistant Design of Masonry Structures: Slovenian Experience”, J. Civ. Eng. (Canada), 122, 1040-1047.
- [32] Triandafillou, T.C. Mechanics of Materials, (2010), pp. 340.
- [33] Tumialan, J. G, Galati, N. and Nanni, A. (2003b) “Field assessment of unreinforced masonry walls strengthened with fiber reinforced polymer laminates”, ASCE *Journal of Structural Engineering*, **129**(8), 1047–1055.
- [34] Turco, V, Galati, N, Tumialan, J.G. and Nanni, A. (2003) Flexural strengthening of URM walls with FRP systems, in Tan K H (ed.), *Proceedings Fibre Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures – FRPRCS-6*, Singapore, World Scientific, Vol. II, 1219–1228.
- [35] Triantafillou, T.C. and Fardis, M.N. (1997), ‘Strengthening of historic masonry structures with composite materials’, Mater. Struct. v30, pp. 486-486.
- [36] Valluzzi, M. (2012). “Round Robin test for composite to brick shear bond characterization”, RILEM, Materials and Structures, DOI 10.1617/s11527-012-9883-5.
- [37] Valluzzi, M.R, Tinazzi, D and Modena, C. (2002) “Shear behaviour of masonry panels strengthened by FRP laminates”, *Construction and Building Materials*, **16**(7), 409–416.

SHTOJCA 1

Rezultate të analizës modale

1-A Rezultate të ndërtesës pa përforcim

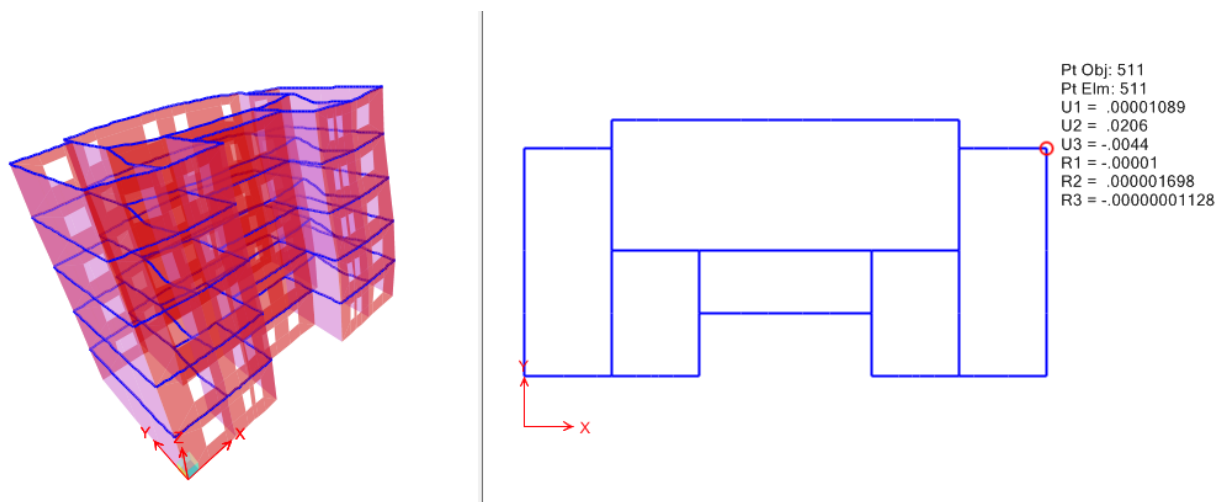


Figura 1-A.1 Moda 1 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

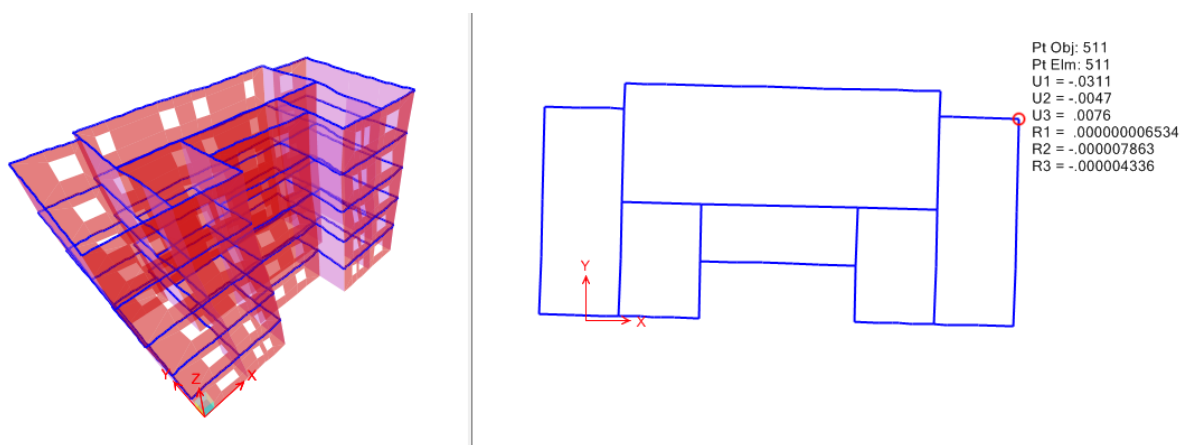


Figura 1-A.2 Moda 2 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

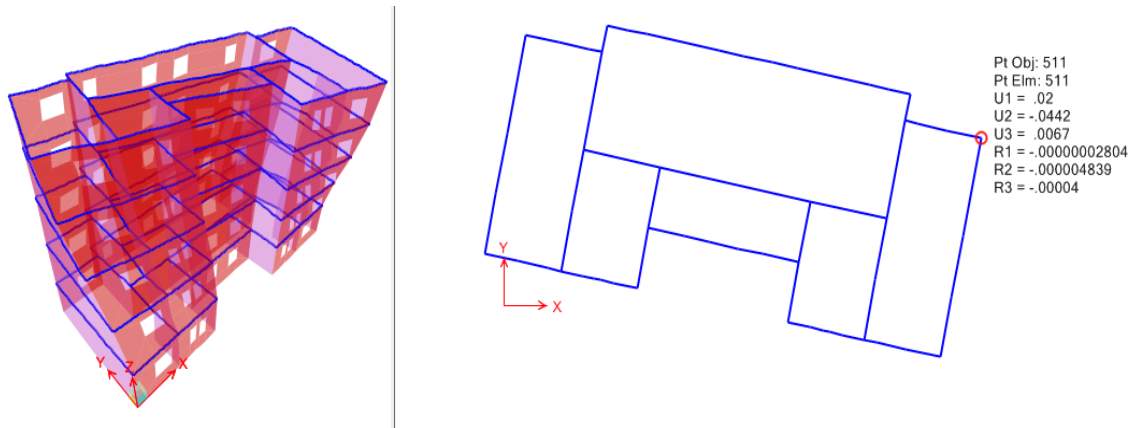


Figura 1-A.3 Moda 3 e ndërtesës pa përforcim (njësitë-cm)

Tabela 1-A.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën pa përforcim.

Moda	Period Sek.	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	ΣRX (%)	ΣRY (%)	ΣRZ (%)
1	0.70	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.45	0.00	0.22	0.45	0.00	0.22
2	0.33	0.74	0.00	0.00	0.74	0.49	0.00	0.00	0.40	0.12	0.45	0.40	0.35
3	0.25	0.01	0.00	0.00	0.75	0.49	0.00	0.00	0.00	0.29	0.45	0.40	0.64
4	0.22	0.00	0.13	0.00	0.75	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.45	0.40	0.70
5	0.13	0.15	0.00	0.00	0.90	0.62	0.00	0.00	0.03	0.03	0.45	0.44	0.73
6	0.12	0.00	0.05	0.17	0.90	0.67	0.17	0.18	0.08	0.02	0.63	0.51	0.76
7	0.12	0.00	0.02	0.63	0.90	0.69	0.80	0.18	0.29	0.01	0.81	0.81	0.76
8	0.10	0.02	0.00	0.00	0.93	0.69	0.80	0.00	0.05	0.00	0.81	0.86	0.76
9	0.10	0.00	0.01	0.01	0.93	0.70	0.80	0.04	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
10	0.10	0.00	0.00	0.00	0.93	0.70	0.80	0.00	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
11	0.09	0.01	0.00	0.00	0.94	0.70	0.80	0.00	0.01	0.03	0.85	0.87	0.80
12	0.09	0.00	0.01	0.00	0.94	0.71	0.80	0.00	0.00	0.01	0.85	0.87	0.81

U- janë zhvendosjet translativë

R- janë zhvendosjet rrotulluese

ΣU – shuma progresive e zhvendosjeve translativë

ΣR – shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

1-B Rezultate të ndërtesës me përforcim GFRP

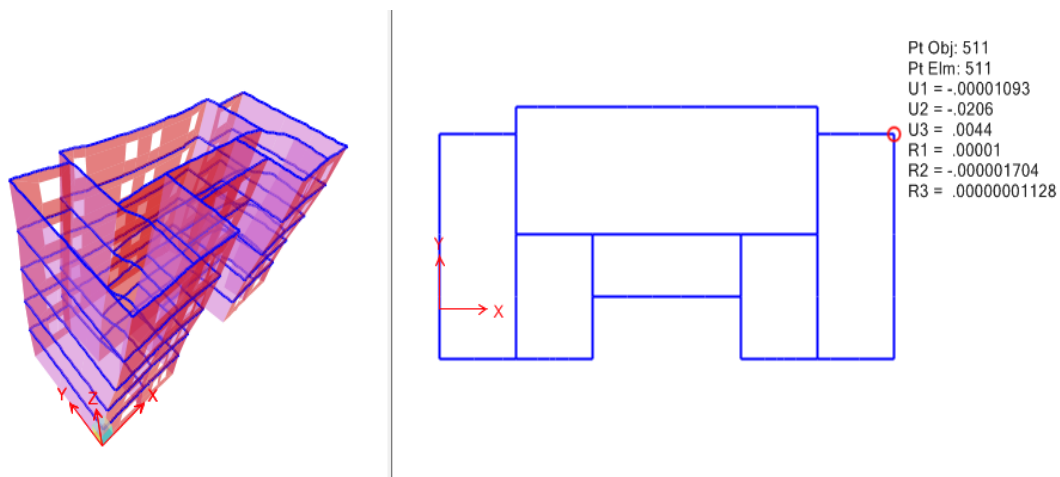


Figura 1-B.1 Moda 1 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

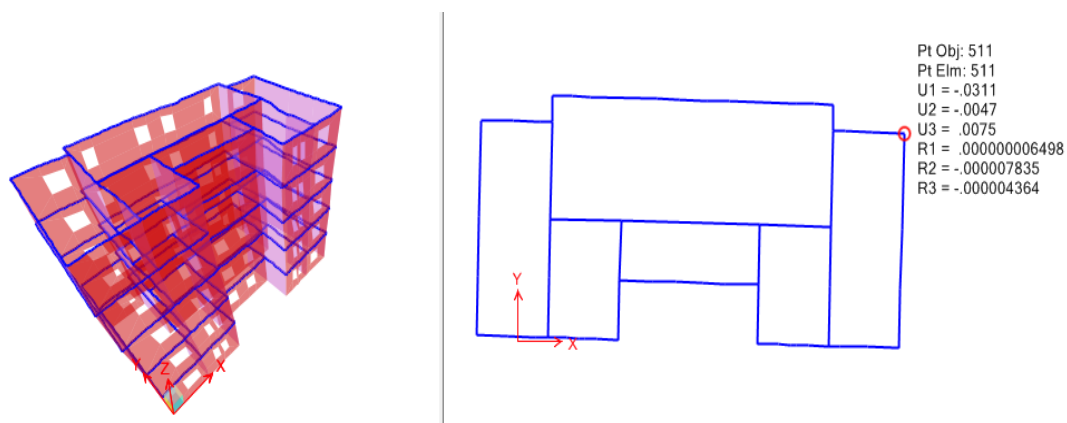


Figura 1-B.2 Moda 2 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

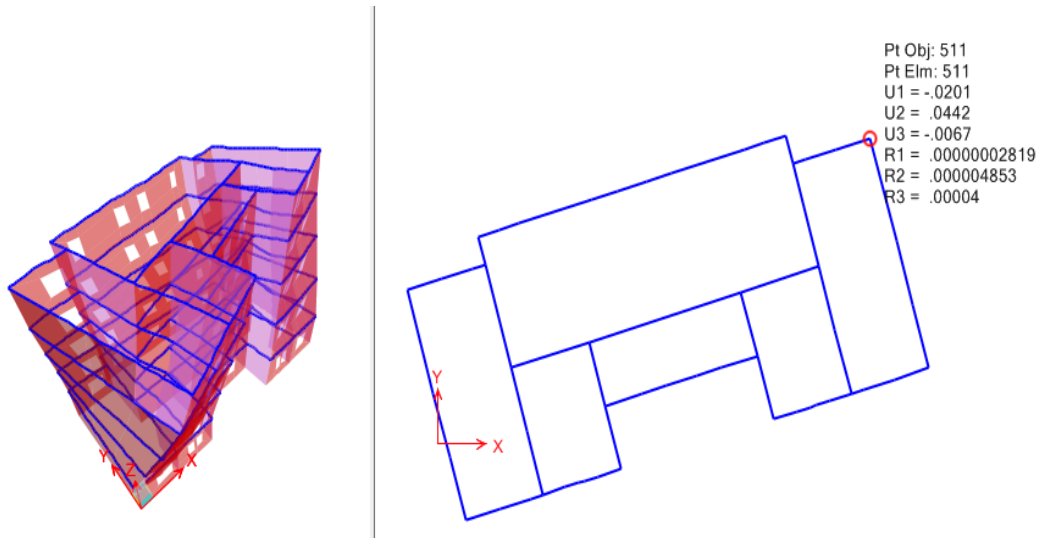


Figura 1-B.3 Moda 3 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Tabela 1-B.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim GFRP.

Moda	Period Sek.	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	ΣRX (%)	ΣRY (%)	ΣRZ (%)
1	0.70	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.45	0.00	0.22	0.45	0.00	0.22
2	0.33	0.74	0.00	0.00	0.74	0.49	0.00	0.00	0.40	0.12	0.45	0.40	0.35
3	0.25	0.01	0.00	0.00	0.75	0.49	0.00	0.00	0.00	0.29	0.45	0.40	0.64
4	0.22	0.00	0.13	0.00	0.75	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.45	0.40	0.70
5	0.13	0.15	0.00	0.00	0.90	0.62	0.00	0.00	0.03	0.03	0.45	0.44	0.73
6	0.12	0.00	0.06	0.13	0.90	0.67	0.13	0.15	0.06	0.03	0.60	0.50	0.76
7	0.12	0.00	0.01	0.67	0.90	0.69	0.80	0.20	0.31	0.01	0.81	0.81	0.76
8	0.10	0.02	0.00	0.00	0.93	0.69	0.80	0.00	0.05	0.00	0.81	0.86	0.76
9	0.10	0.00	0.01	0.01	0.93	0.70	0.80	0.04	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
10	0.09	0.00	0.00	0.00	0.93	0.70	0.80	0.00	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
11	0.09	0.01	0.00	0.00	0.94	0.70	0.80	0.00	0.01	0.03	0.85	0.87	0.80
12	0.09	0.00	0.01	0.00	0.94	0.71	0.80	0.00	0.00	0.01	0.85	0.87	0.81

U- janë zhvendosjet translative

R- janë zhvendosjet rrotulluese

ΣU – shuma progresive e zhvendosjeve translative

ΣR – shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

1-C Rezultate të ndërtesës me përforcim CFRP

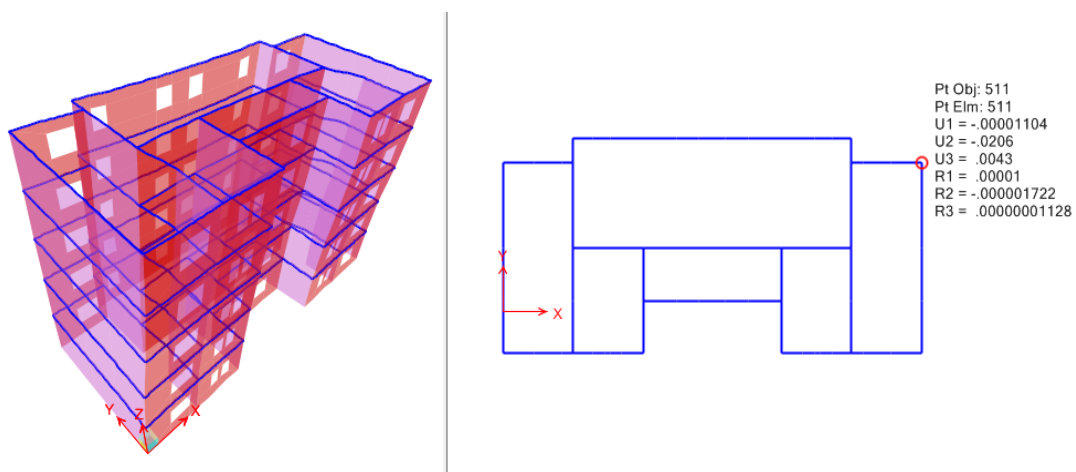


Figura 1-C.1 Moda 1 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

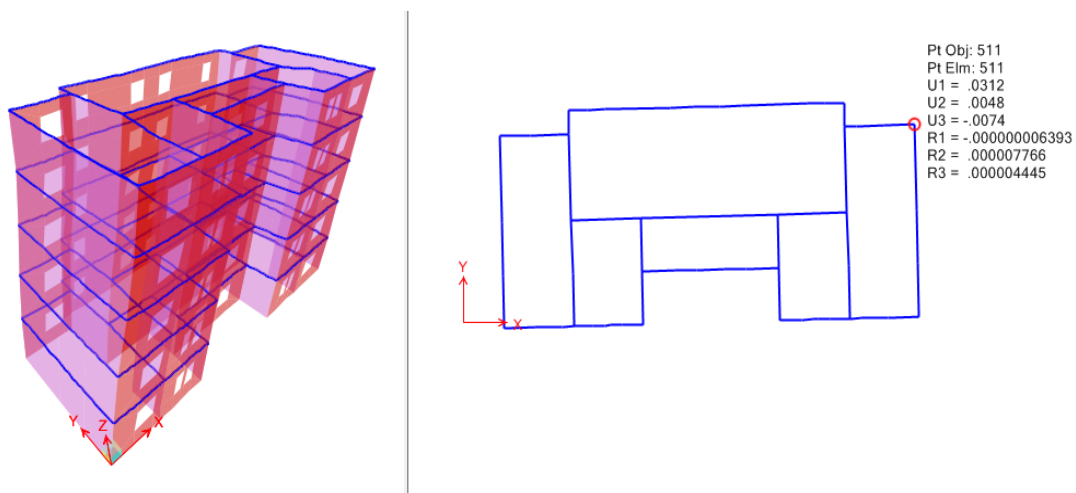


Figura 1-C.2 Moda 2 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

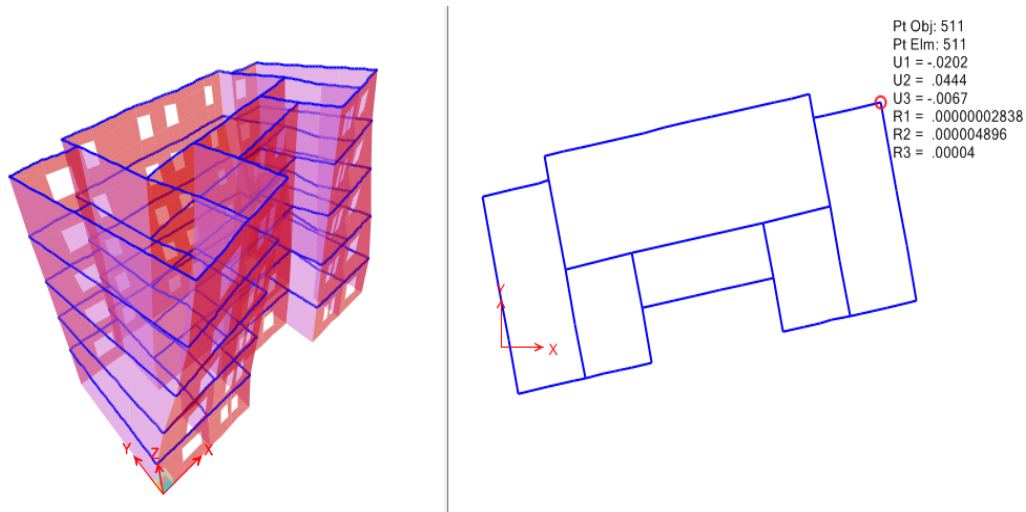


Figura 1-C.3 Moda 3 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

Tabela 1-C.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim CFRP.

Moda	Period Sek.	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	ΣRX (%)	ΣRY (%)	ΣRZ (%)
1	0.69	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.45	0.00	0.22	0.45	0.00	0.22
2	0.32	0.74	0.00	0.00	0.74	0.49	0.00	0.00	0.40	0.12	0.45	0.40	0.35
3	0.25	0.01	0.00	0.00	0.75	0.49	0.00	0.00	0.01	0.29	0.45	0.40	0.64
4	0.22	0.00	0.13	0.00	0.75	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.45	0.40	0.70
5	0.13	0.15	0.00	0.00	0.90	0.62	0.00	0.00	0.03	0.03	0.45	0.43	0.73
6	0.12	0.00	0.06	0.07	0.90	0.68	0.07	0.11	0.03	0.03	0.56	0.46	0.76
7	0.12	0.00	0.01	0.73	0.90	0.69	0.79	0.24	0.34	0.00	0.80	0.80	0.76
8	0.10	0.02	0.00	0.00	0.93	0.69	0.79	0.00	0.05	0.00	0.80	0.86	0.76
9	0.10	0.00	0.01	0.00	0.93	0.70	0.80	0.05	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
10	0.09	0.00	0.00	0.00	0.93	0.70	0.80	0.00	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
11	0.09	0.01	0.00	0.00	0.94	0.70	0.80	0.00	0.01	0.03	0.85	0.87	0.80
12	0.09	0.00	0.01	0.00	0.94	0.71	0.80	0.00	0.00	0.01	0.85	0.87	0.81

U- janë zhvendosjet translative

R- janë zhvendosjet rrotulluese

ΣU – shuma progresive e zhvendosjeve translative

ΣR – shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

1-D Rezultate të ndërtesës me përforcim TRM

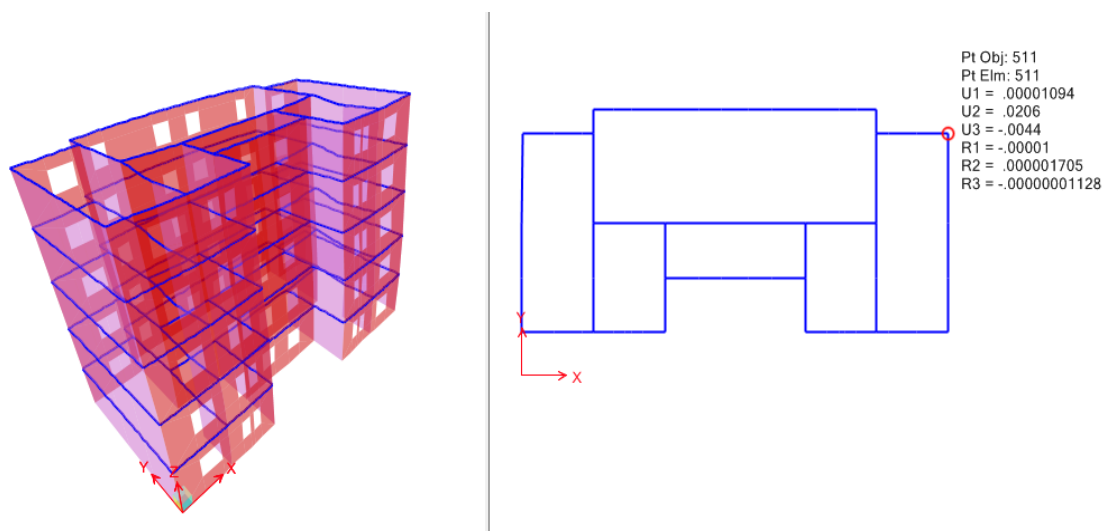


Figura 1-D.1 Moda 1 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

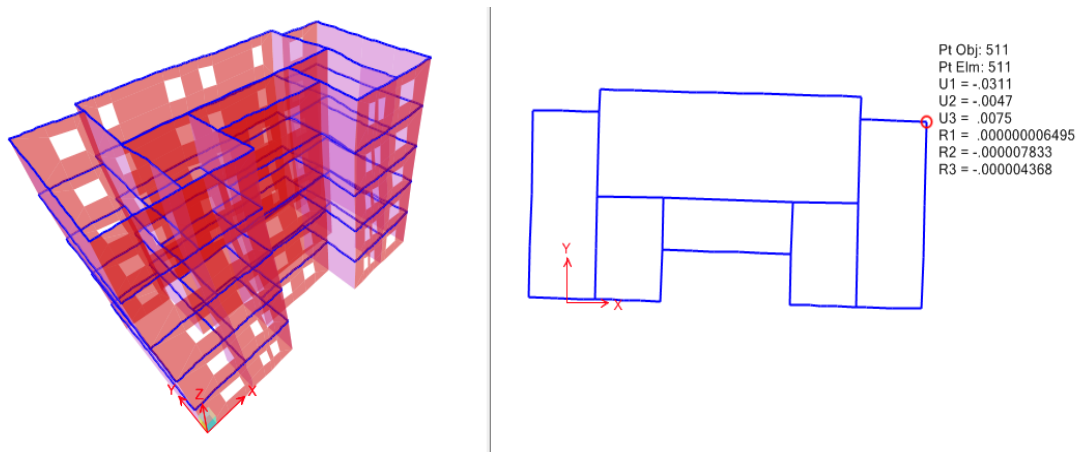


Figura 1-D.2 Moda 2 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

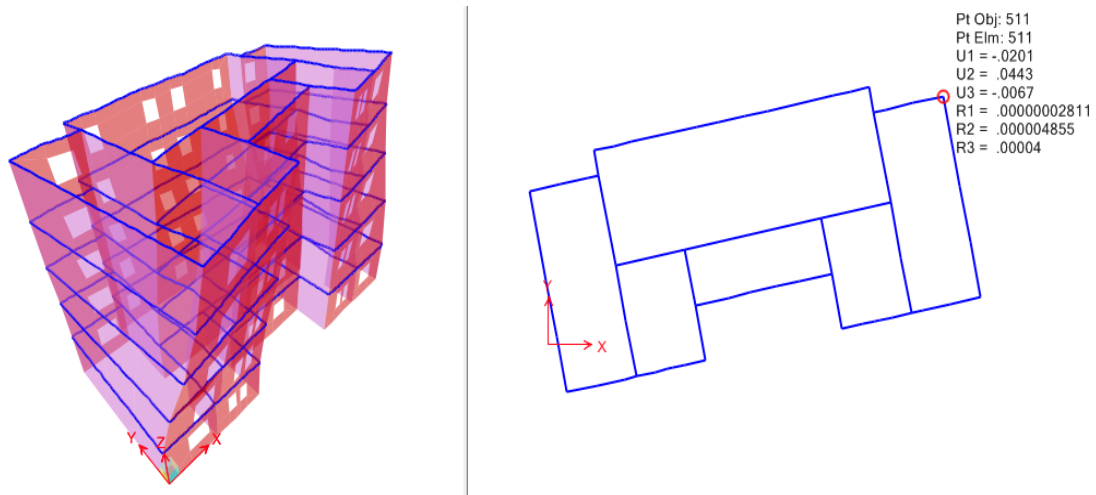


Figura 1-D.3 Moda 3 e ndërtesës me përforcim TRM (njësitë-cm)

Tabela 1-D.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim TRM.

Moda	Period Sek.	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	ΣUX (%)	ΣUY (%)	ΣUZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	ΣRX (%)	ΣRY (%)	ΣRZ (%)
1	0.70	0.00	0.49	0.00	0.00	0.49	0.00	0.45	0.00	0.22	0.45	0.00	0.22
2	0.33	0.74	0.00	0.00	0.74	0.49	0.00	0.00	0.40	0.12	0.45	0.40	0.35
3	0.25	0.01	0.00	0.00	0.75	0.49	0.00	0.00	0.00	0.29	0.45	0.40	0.64
4	0.22	0.00	0.13	0.00	0.75	0.62	0.00	0.00	0.00	0.06	0.45	0.40	0.70
5	0.13	0.15	0.00	0.00	0.90	0.62	0.00	0.00	0.03	0.03	0.45	0.44	0.73
6	0.12	0.00	0.06	0.13	0.90	0.68	0.13	0.15	0.06	0.03	0.60	0.49	0.76
7	0.12	0.00	0.01	0.67	0.90	0.69	0.80	0.20	0.31	0.01	0.81	0.81	0.76
8	0.10	0.02	0.00	0.00	0.93	0.69	0.80	0.00	0.05	0.00	0.81	0.86	0.76
9	0.10	0.00	0.01	0.01	0.93	0.70	0.80	0.04	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
10	0.09	0.00	0.00	0.00	0.93	0.70	0.80	0.00	0.00	0.00	0.85	0.86	0.77
11	0.09	0.01	0.00	0.00	0.94	0.70	0.80	0.00	0.01	0.03	0.85	0.87	0.80
12	0.09	0.00	0.01	0.00	0.94	0.71	0.80	0.00	0.00	0.01	0.85	0.87	0.81

U- janë zhvendosjet translative

R- janë zhvendosjet rrotulluese

ΣU – shuma progresive e zhvendosjeve translative

ΣR – shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

SHTOJCA 2

Rezultate të analizës jolineare pa përforcim

2-A rezultate të analizës pushover sipas X

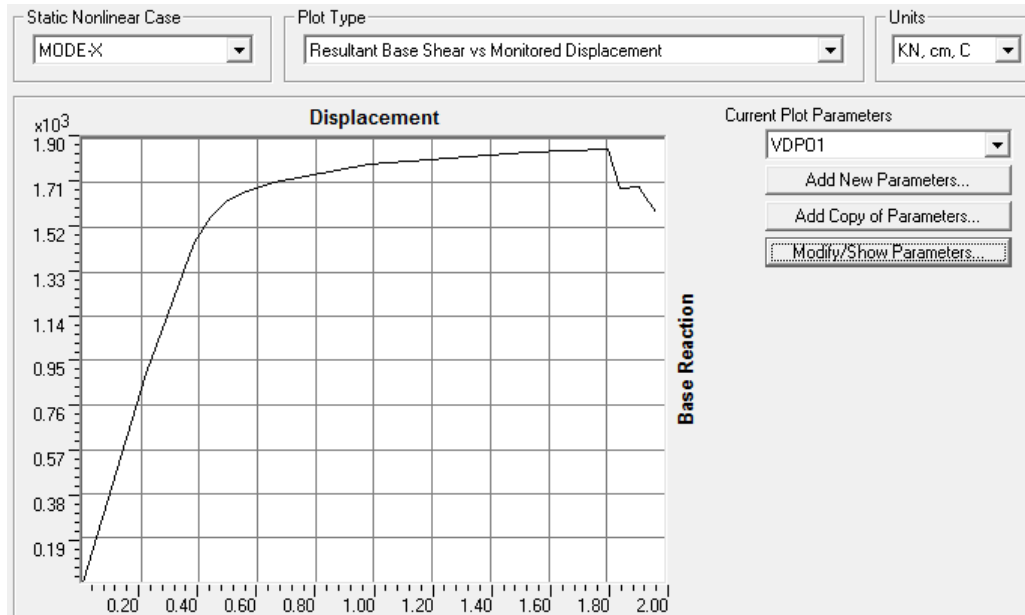


Figura 2-A.1 Kurba e kapacitetit sipas X për rastin pa përforcim



Figura 2-A.2 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin A (kPa)



Figura 2-A.3 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin B (kPa)

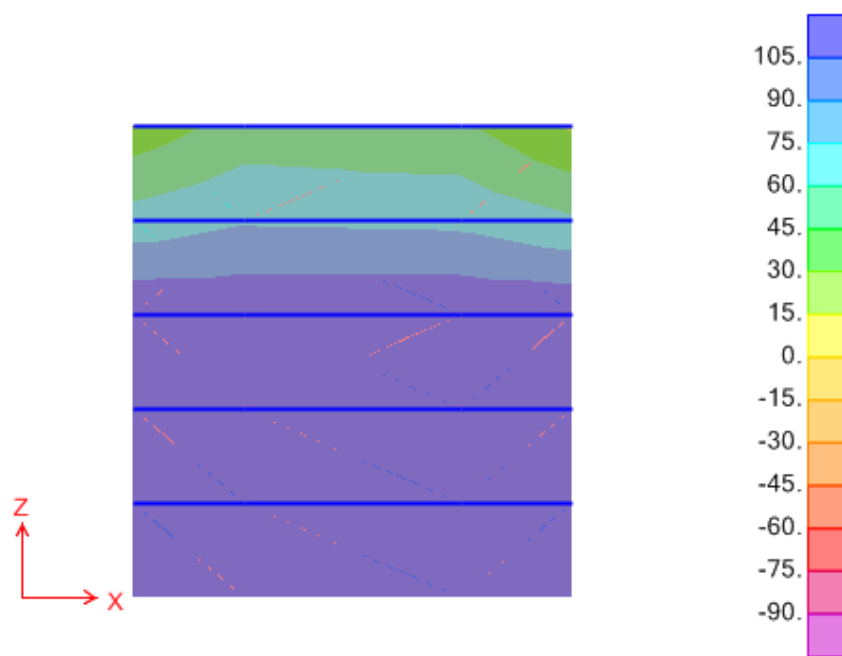


Figura 2-A.4 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin C (kPa)

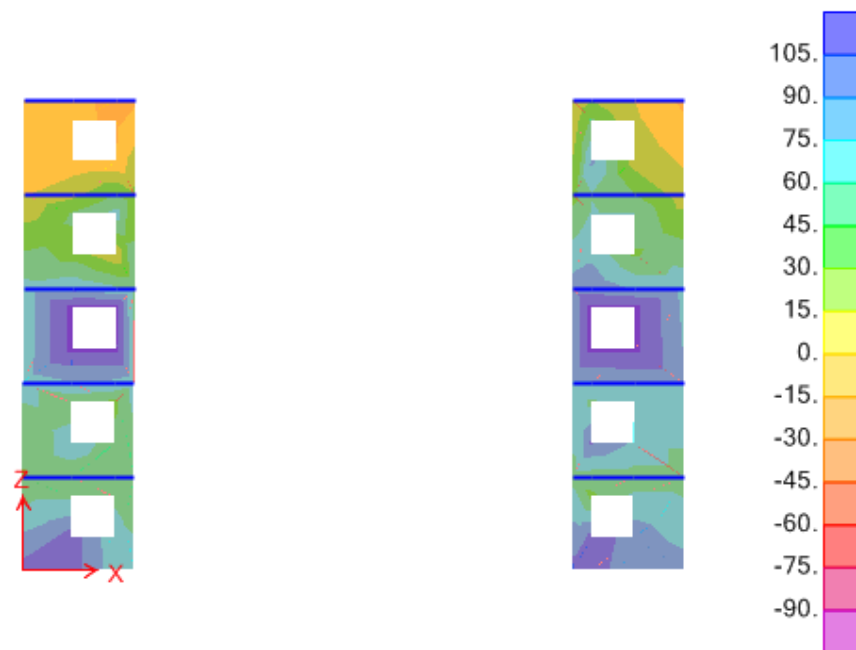


Figura 2-A.5 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin D (kPa)

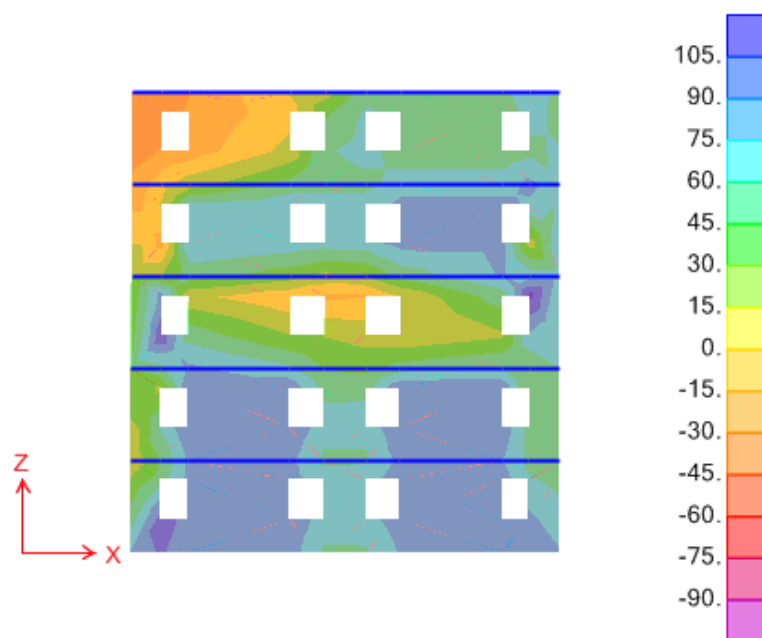


Figura 2-A.6 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin E (kPa)

2-B rezultate të analizës pushover sipas Y

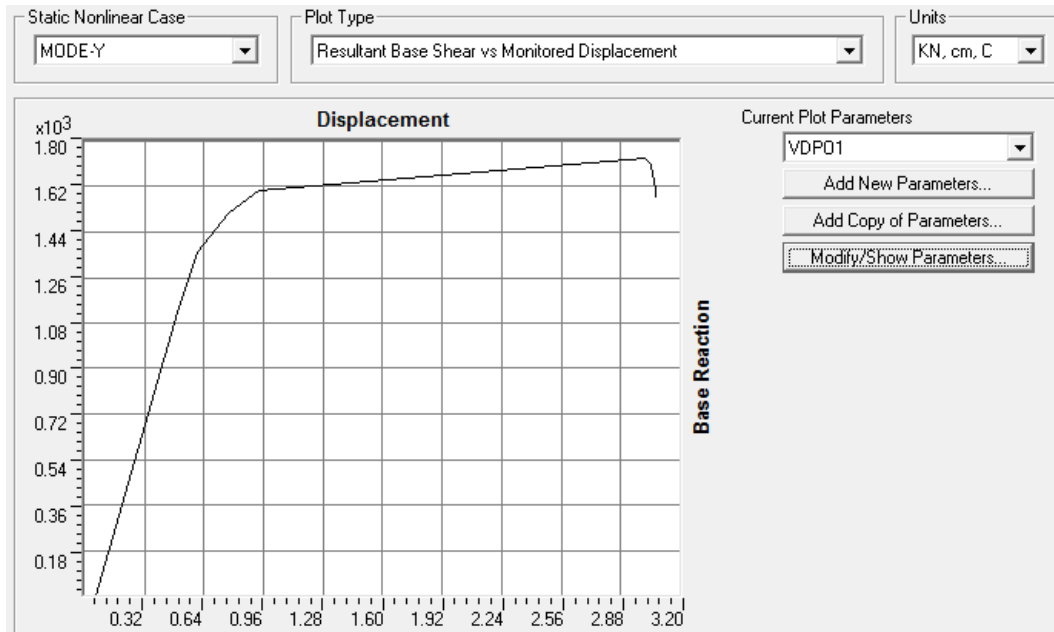


Figura 2-B.1 Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin pa përforcim

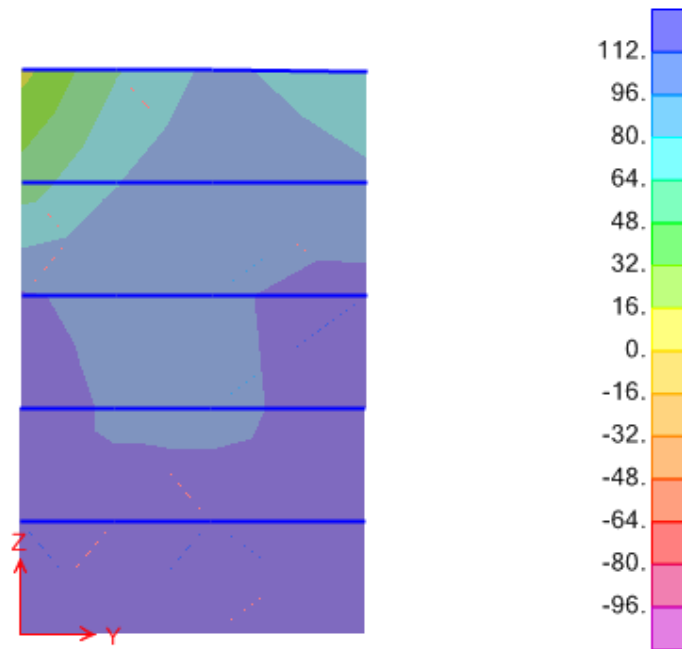


Figura 2-B.2 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 1,6 (kPa)

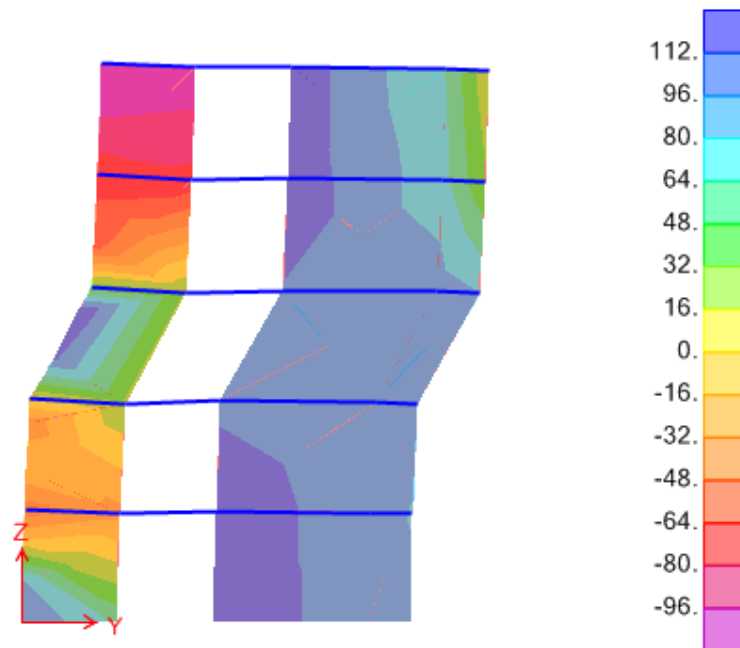


Figura 2-B.3 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 2,5 (kPa)

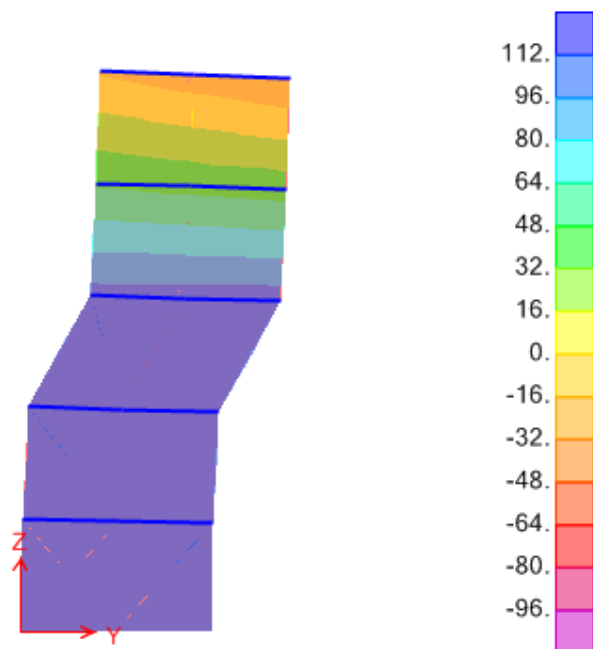


Figura 2-B.4 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin pa përforcim për aksin 3,4 (kPa)

SHTOJCA 3

Rezultate të analizës jolineare me përforcim

3-A rezultate të analizës pushover me përforcim fibra xhami GFRP

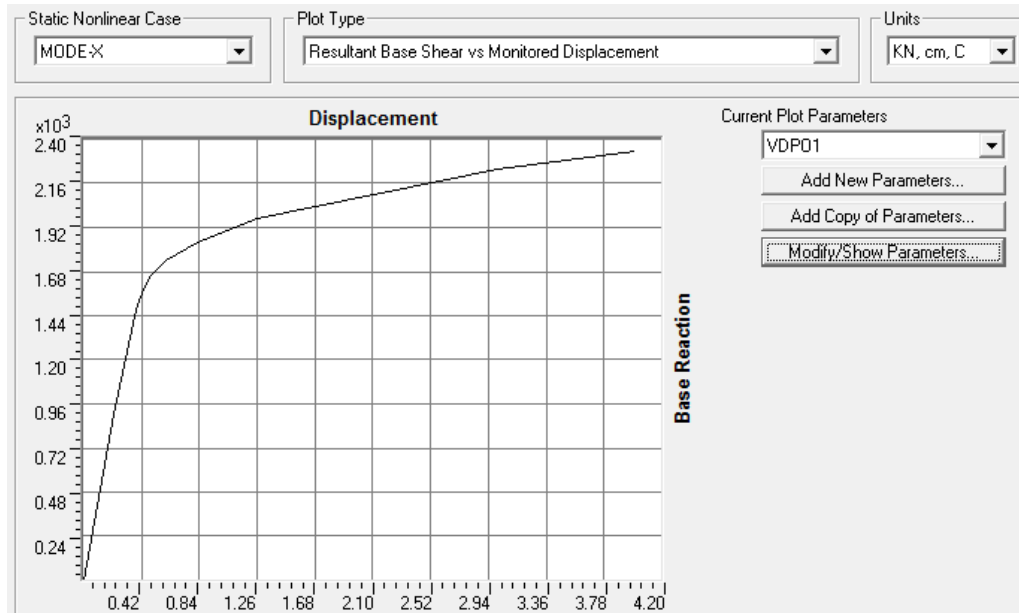


Figura 3-A.1 Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim GFRP

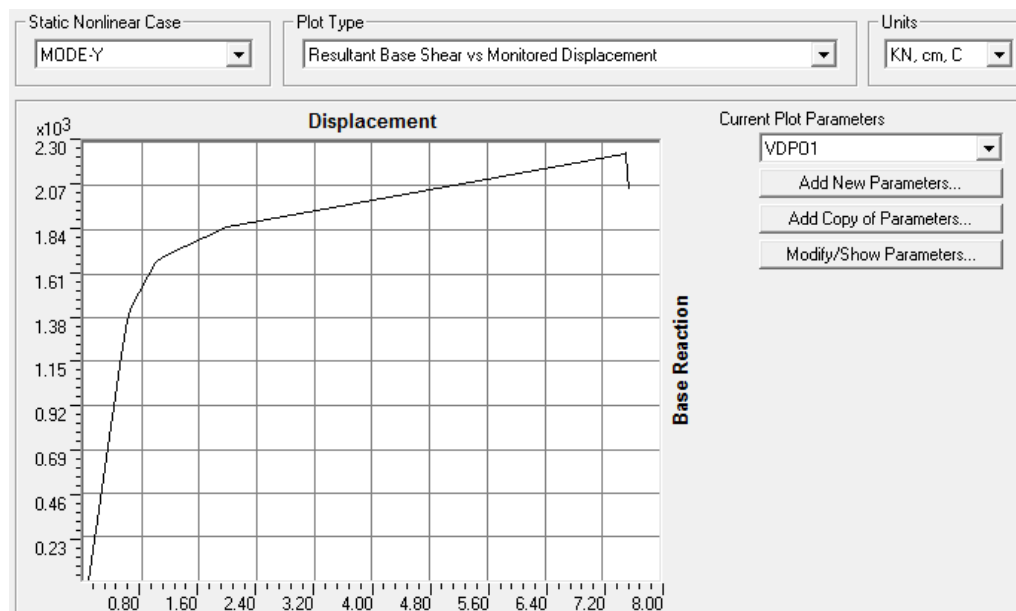


Figura 3-A.2 Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim GFRP

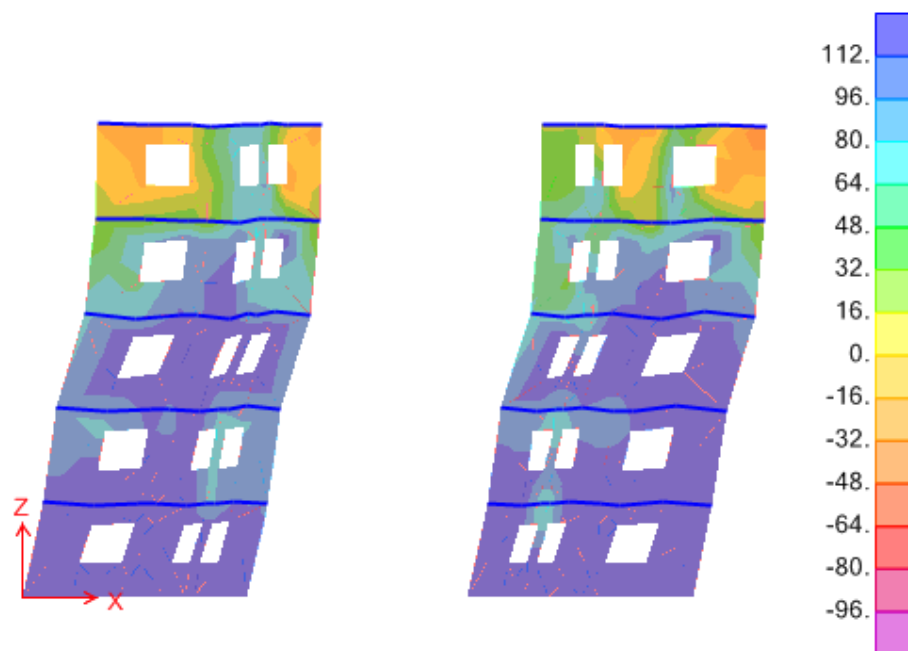


Figura 3-A.3 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin A (kPa)

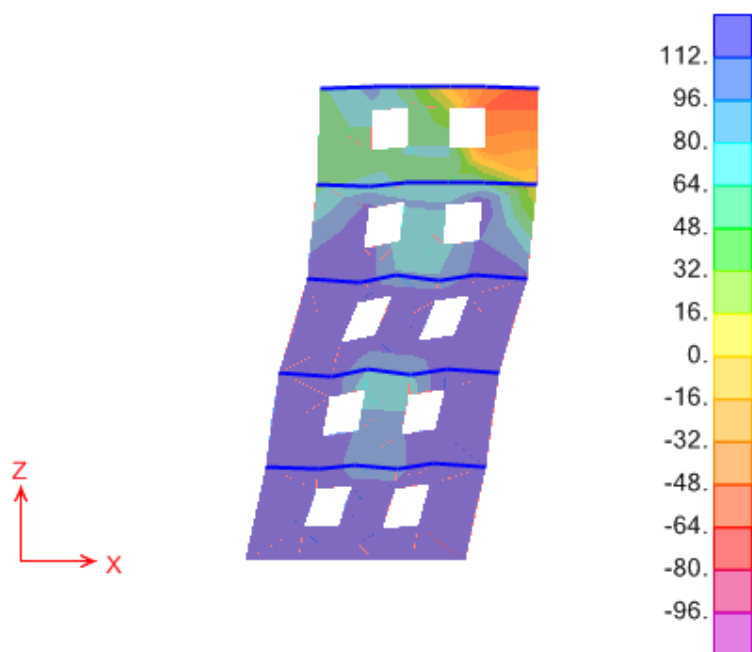


Figura 3-A.4 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin B (kPa)

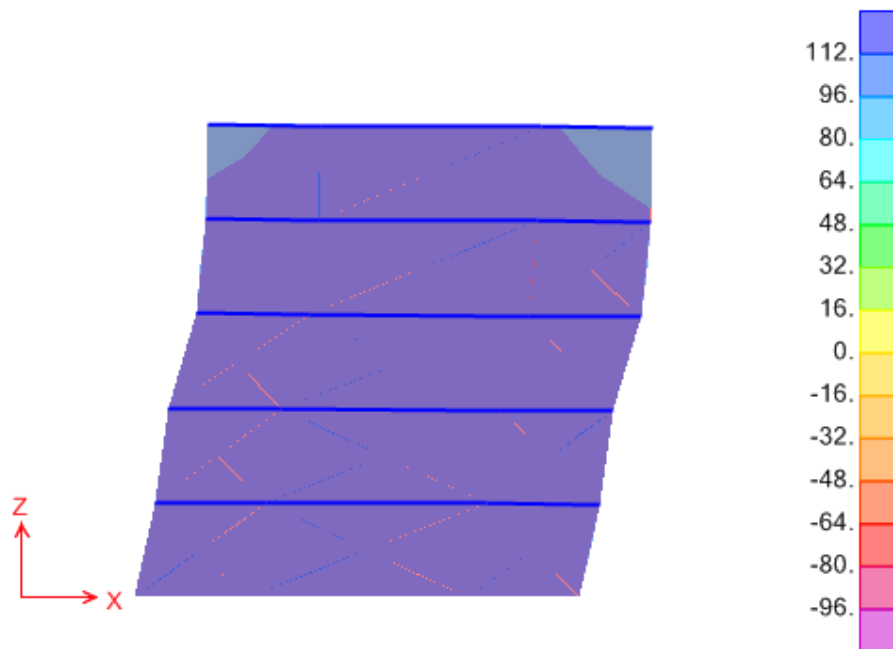


Figura 3-A.5 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin C (kPa)

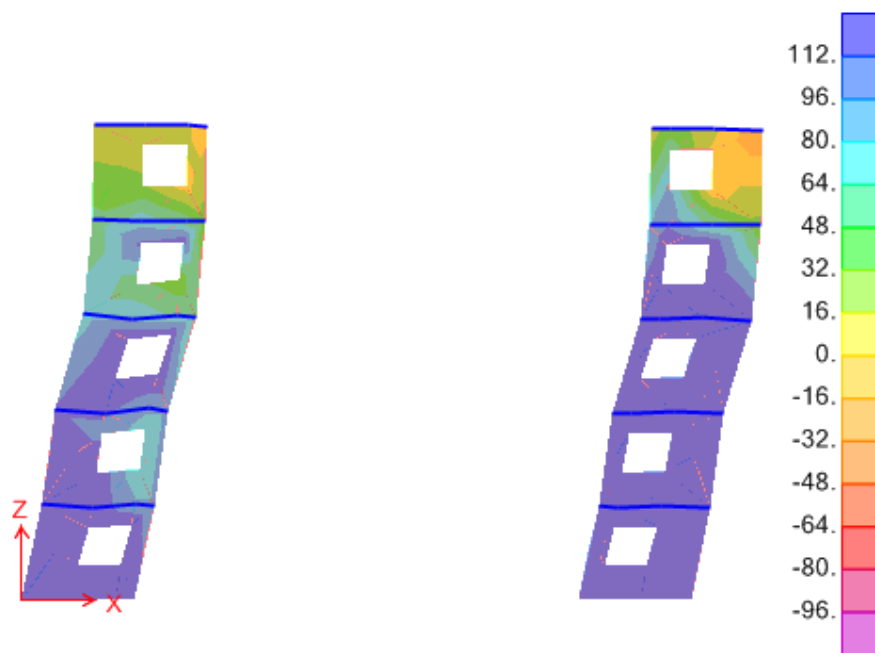


Figura 3-A.6 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin D (kPa)

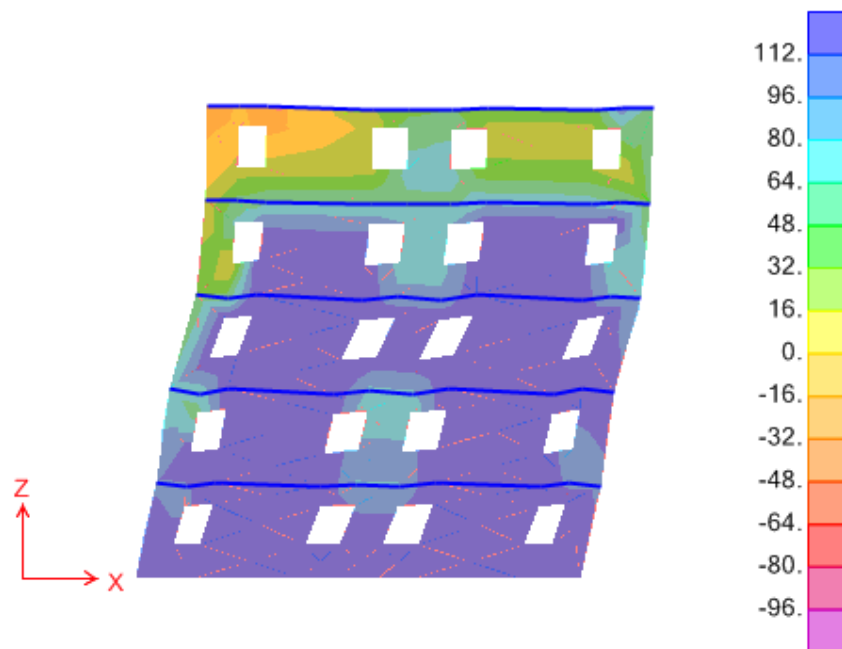


Figura 3-A.7 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me GFRP për aksin E (kPa)

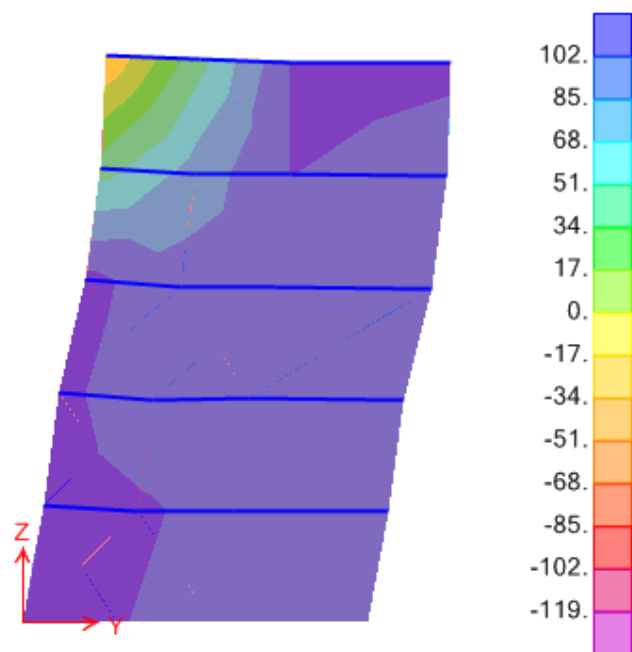


Figura 3-A.8 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 1,6 (kPa)

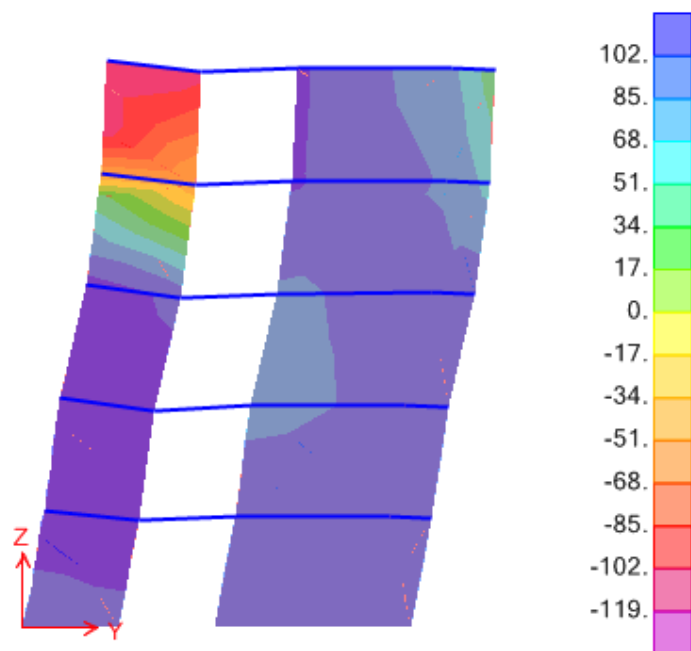


Figura 3-A.9 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 2,5 (kPa)

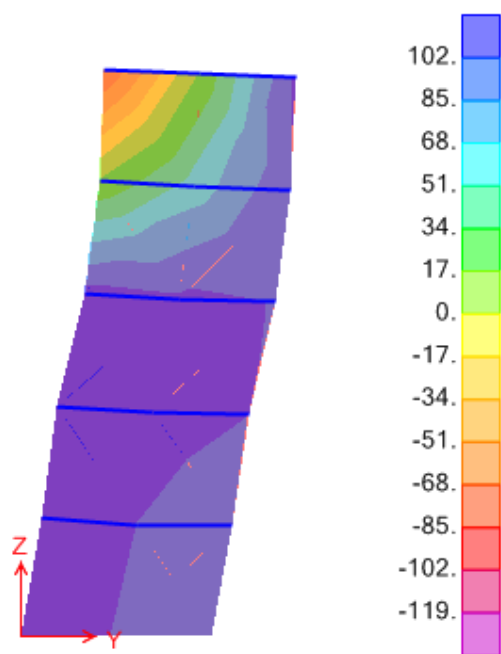


Figura 3-A.10 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me GFRP për aksin 3,4 (kPa)



Figura 3-A.11 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin A (kPa)

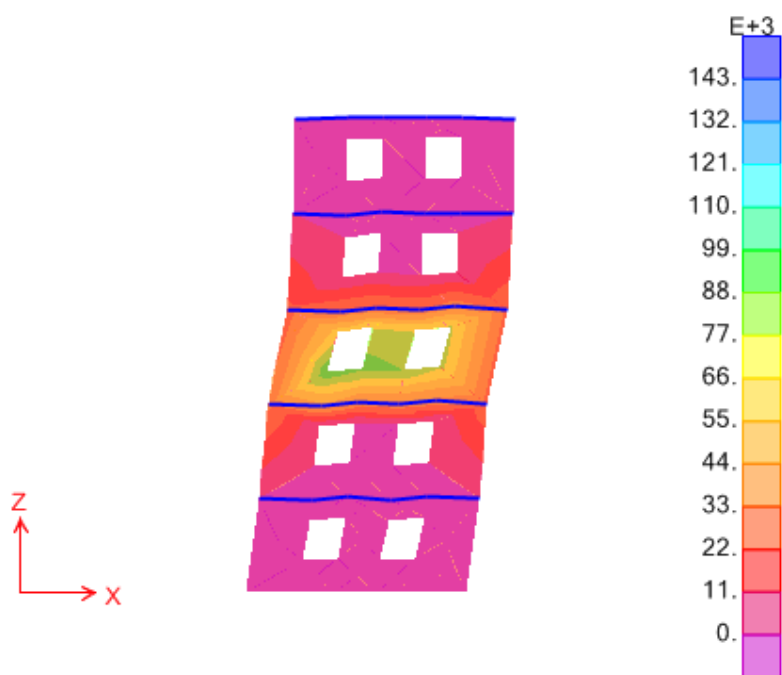


Figura 3-A.12 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin B (kPa)

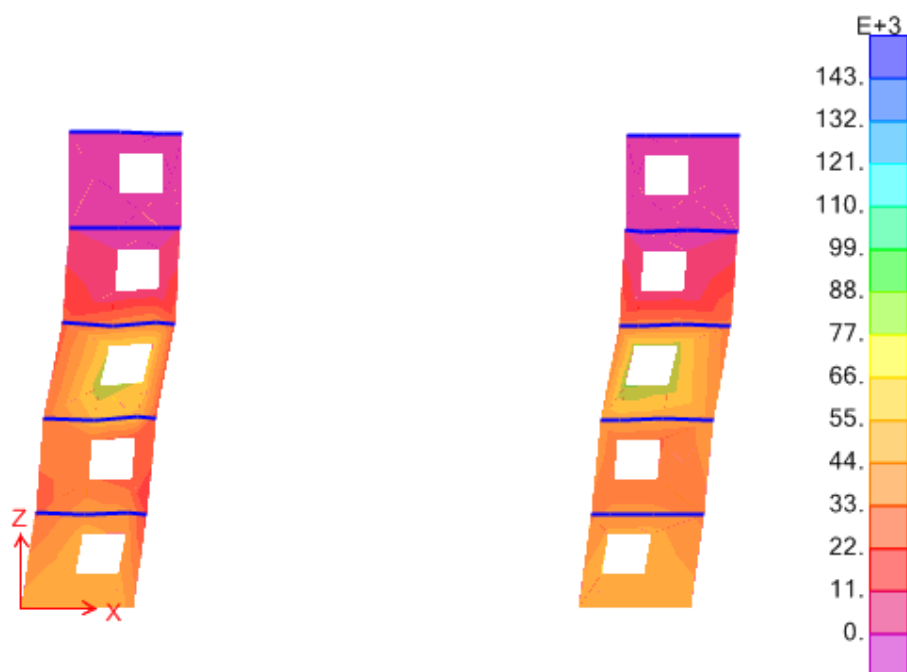


Figura 3-A.13 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin D (kPa)

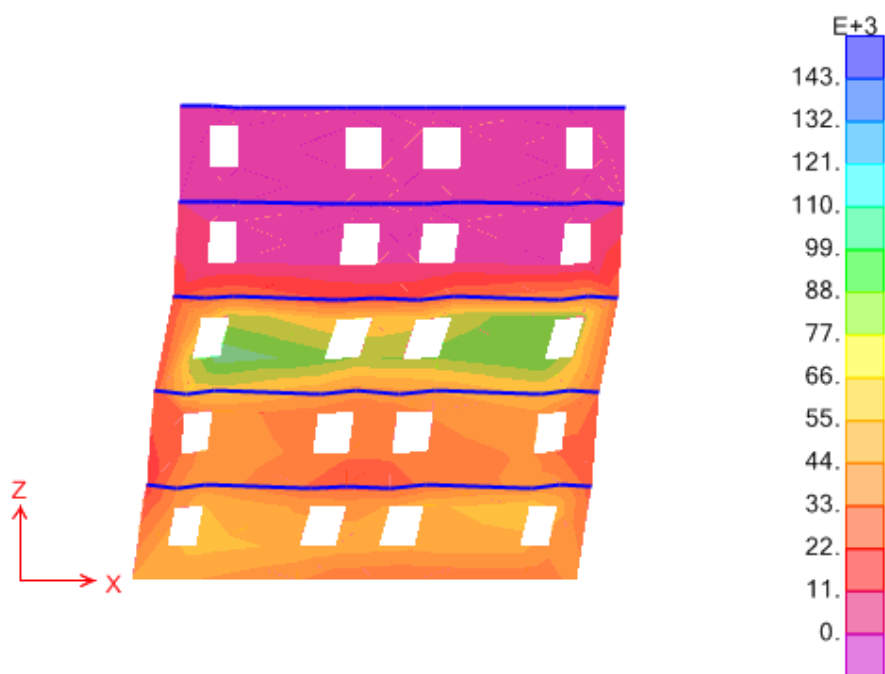


Figura 3-A.14 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me GFRP për aksin E (kPa)

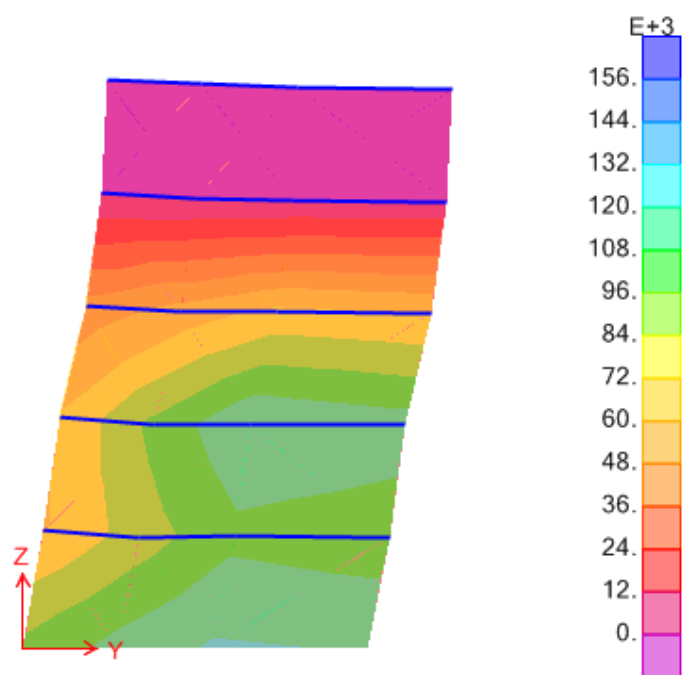


Figura 3-A.15 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 1,6 (kPa)

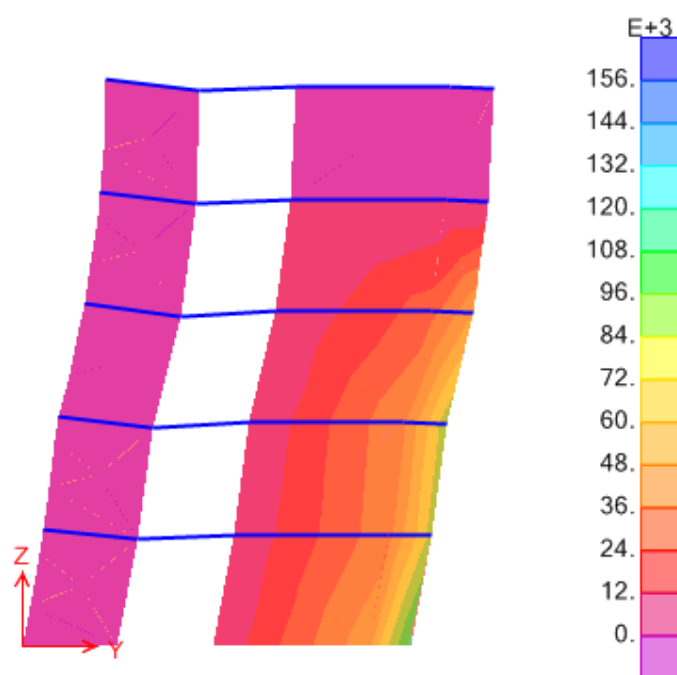


Figura 3-A.16 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 2,5 (kPa)

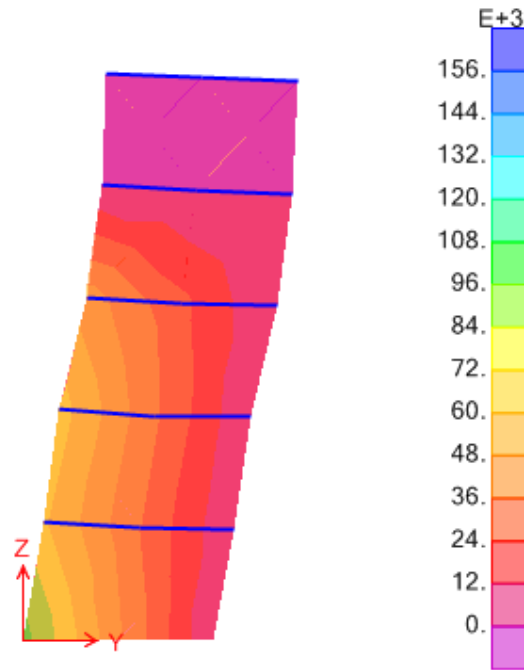


Figura 3-A.17 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me GFRP për aksin 3,4 (kPa)

3-B rezultate të analizës pushover me përforcim fibra karboni CFRP

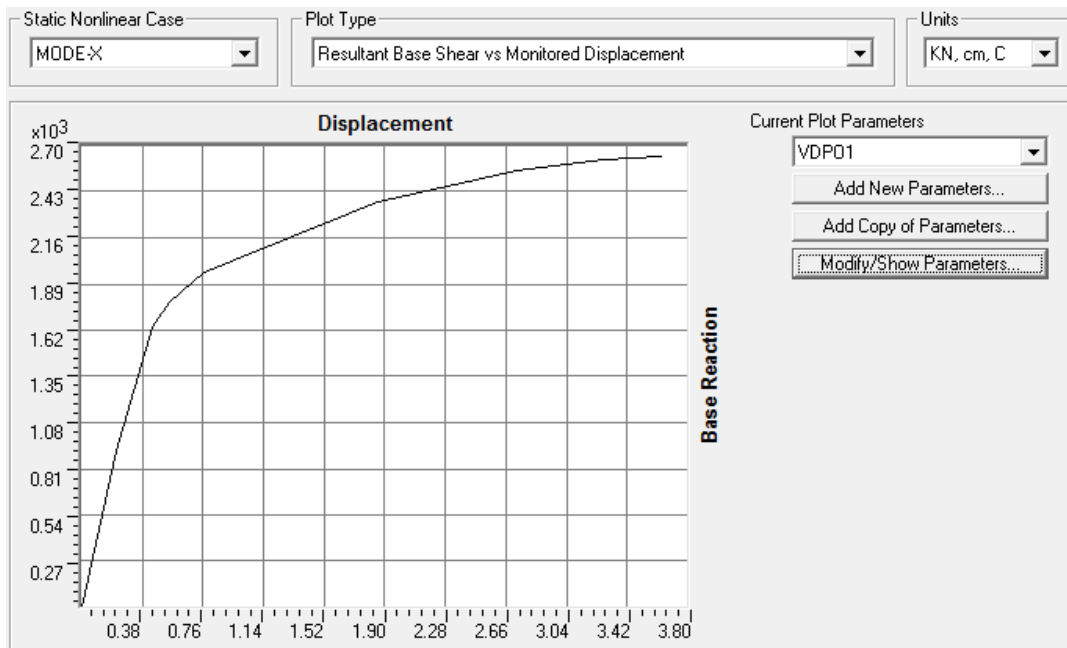


Figura 3-B.1 Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim CFRP

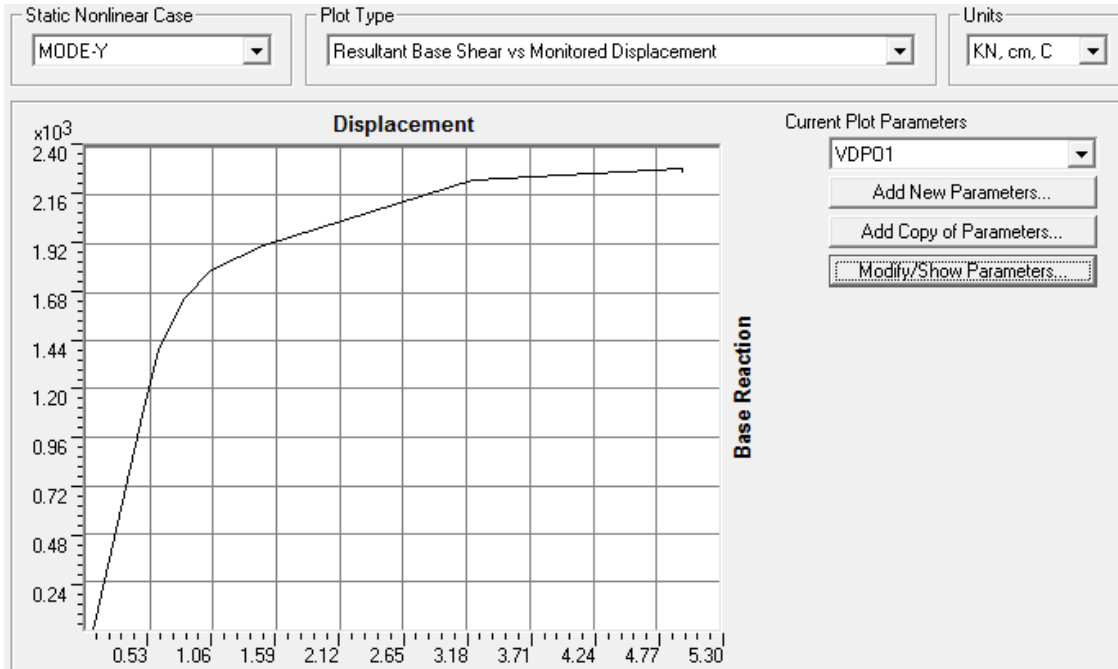


Figura 3-B.2 Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim CFRP

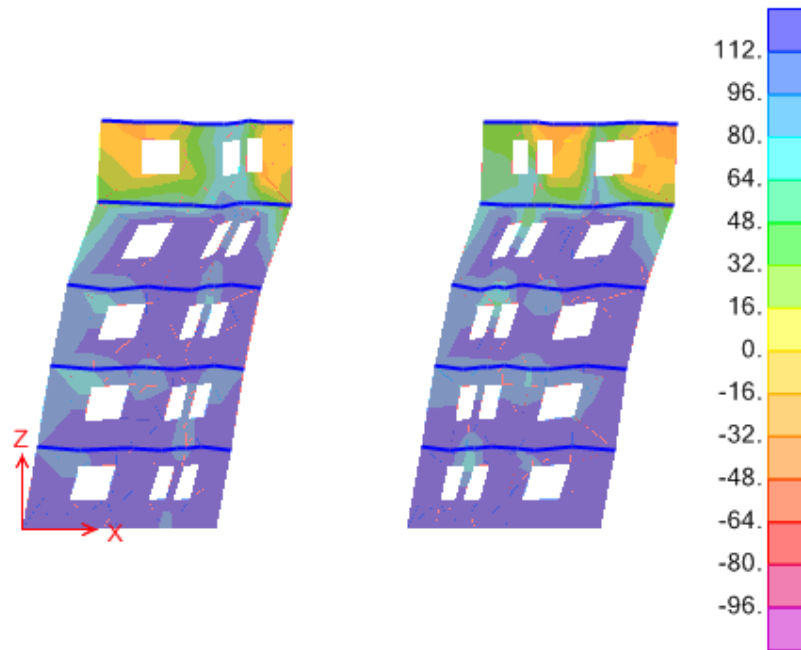


Figura 3-B.3 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin A (kPa)

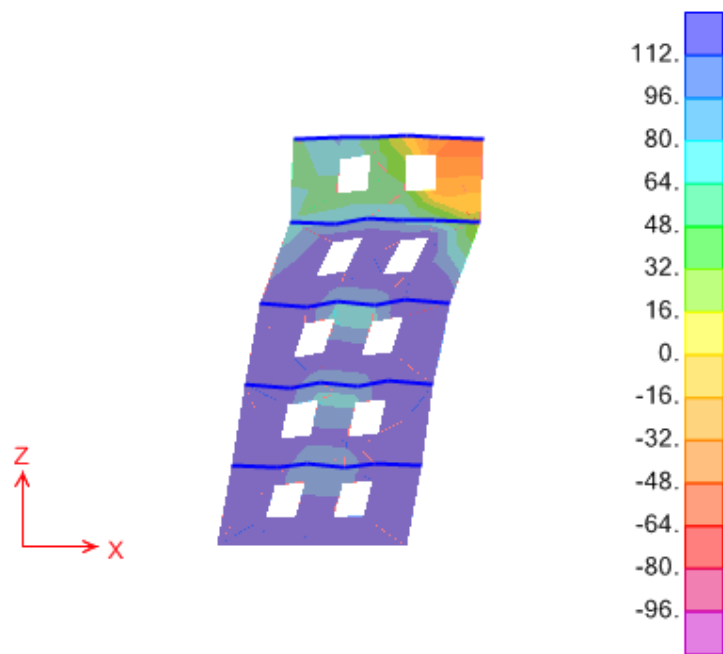


Figura 3-B.4 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin B (kPa)

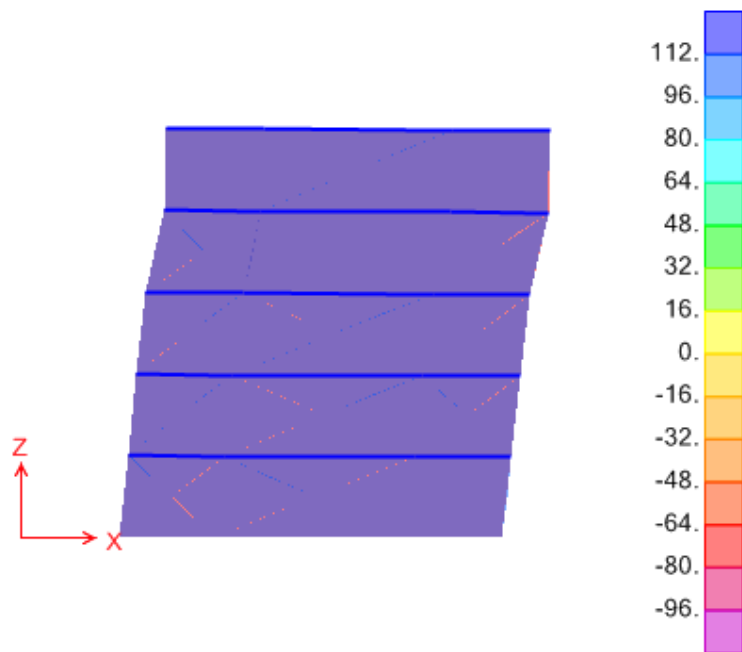


Figura 3-B.5 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin C (kPa)

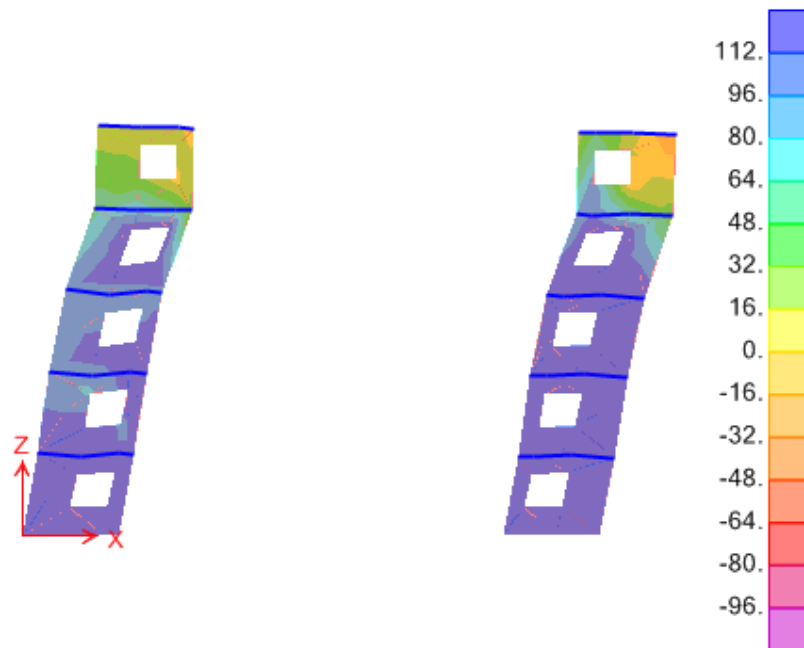


Figura 3-B.6 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin D (kPa)

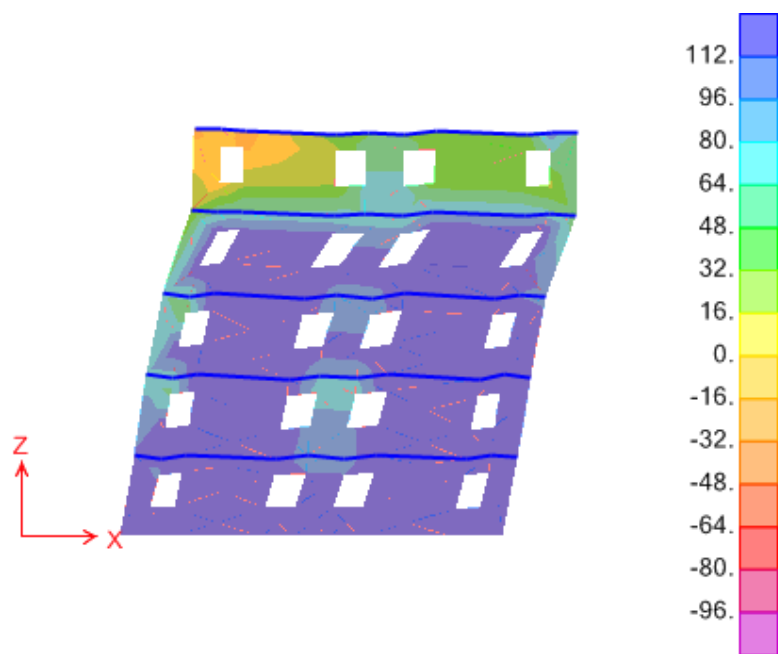


Figura 3-B.7 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me CFRP për aksin E (kPa)

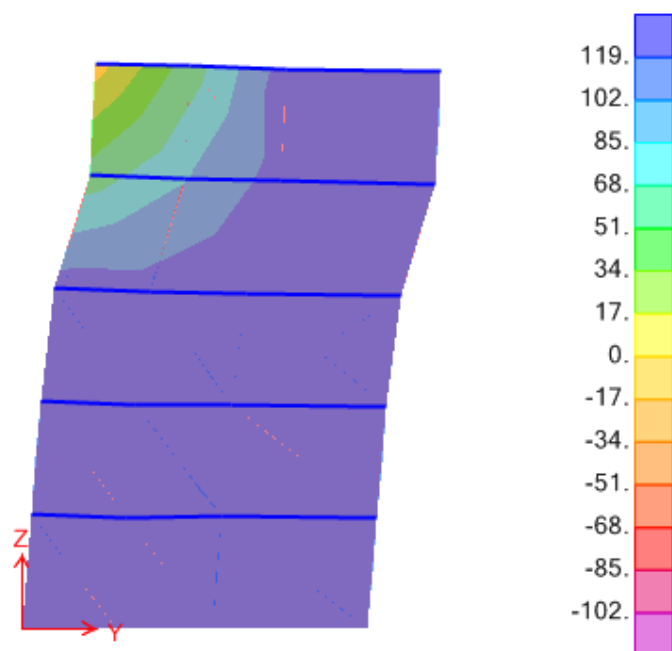


Figura 3-B.8 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 1,6 (kPa)

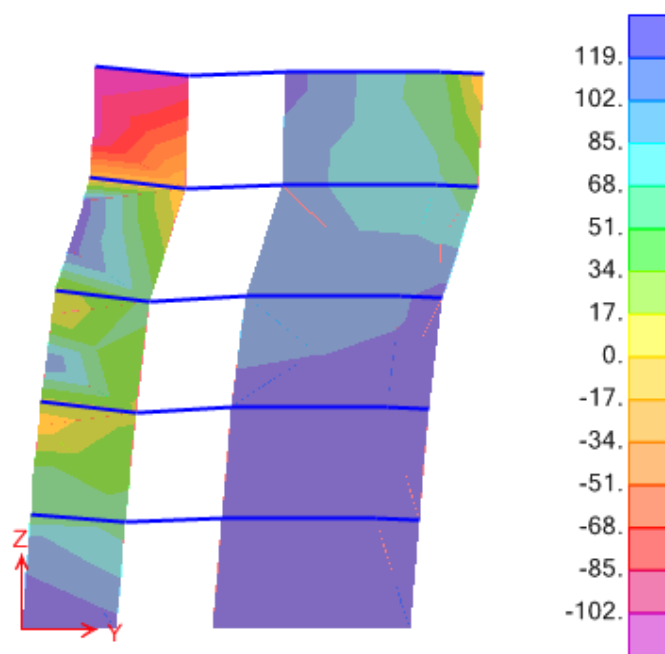


Figura 3-B.9 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 2,5 (kPa)

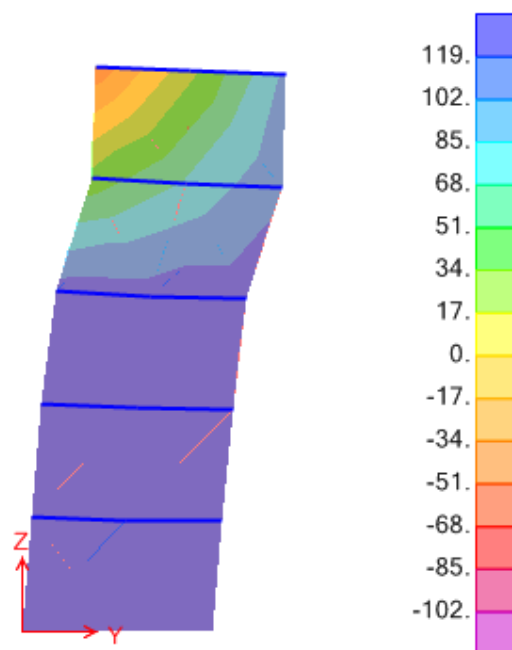


Figura 3-B.10 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me CFRP për aksin 3,4 (kPa)



Figura 3-B.11 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin A (kPa)

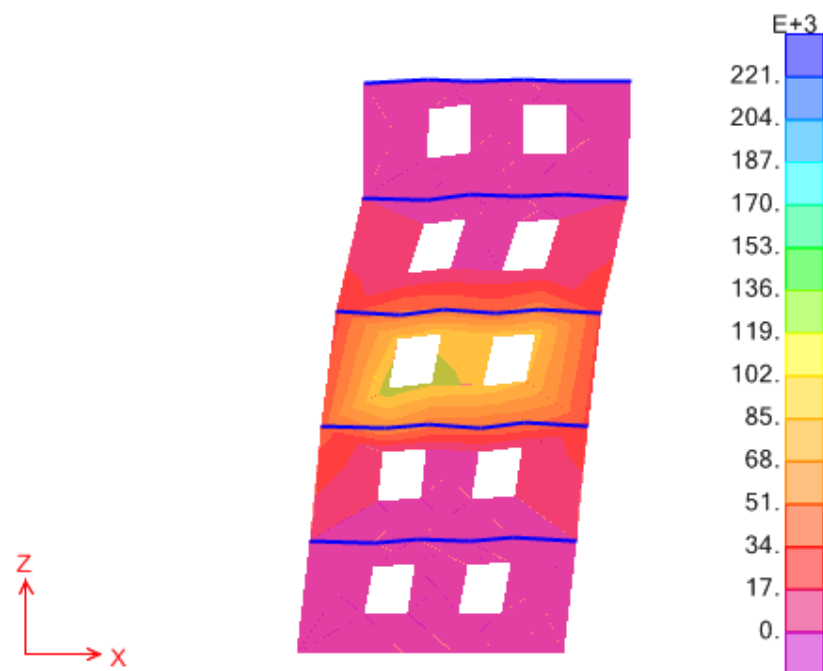


Figura 3-B.12 Sforçimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin B (kPa)



Figura 3-B.13 Sforçimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin D (kPa)

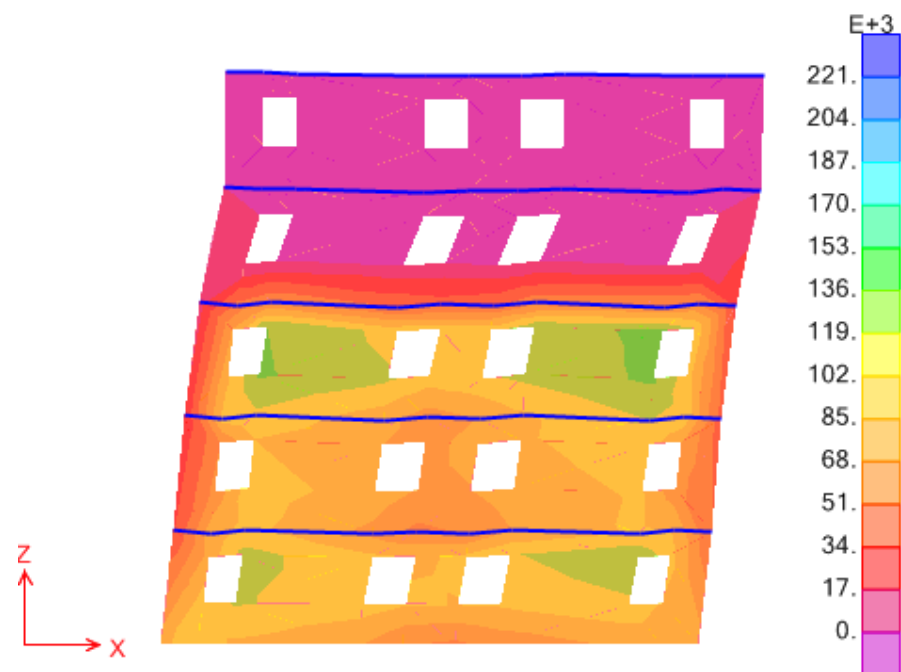


Figura 3-B.14 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me CFRP për aksin E (kPa)

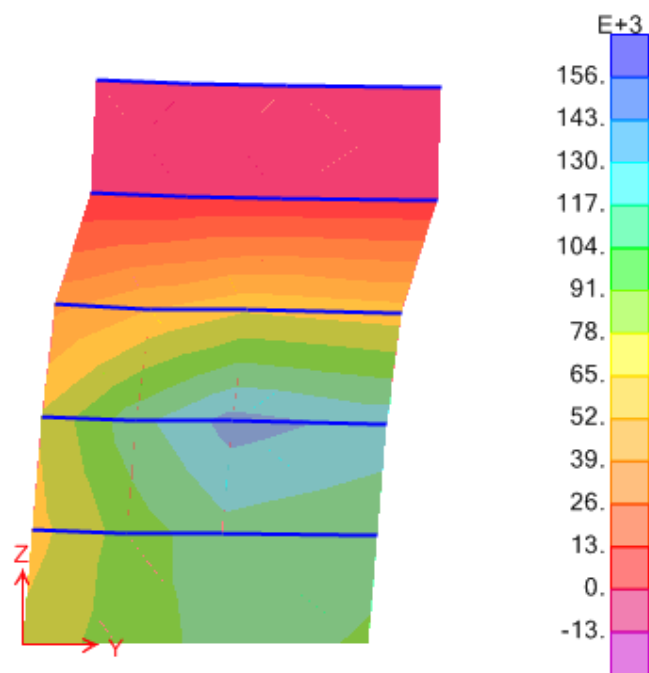


Figura 3-B.15 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 1,6 (kPa)

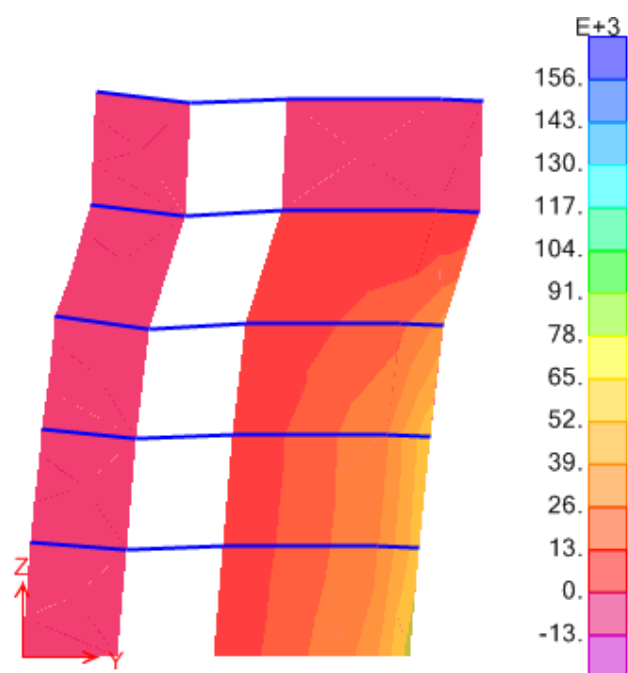


Figura 3-B.16 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 2,5 (kPa)

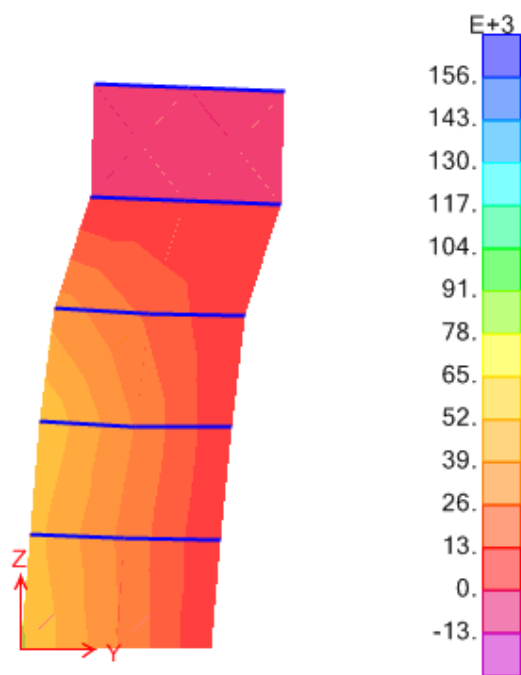


Figura 3-B.17 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me CFRP për aksin 3,4 (kPa)

3-C rezultate të analizës pushover me përforcim TRM me fibra karboni

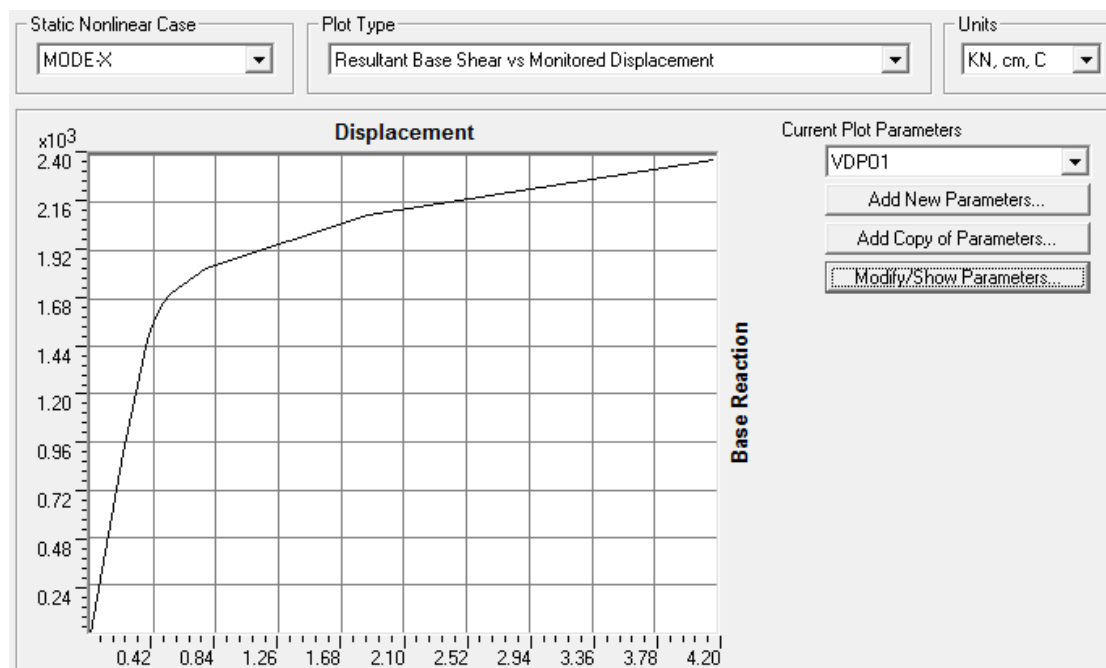


Figura 3-C.1 Kurba e kapacitetit sipas X për rastin me përforcim TRM

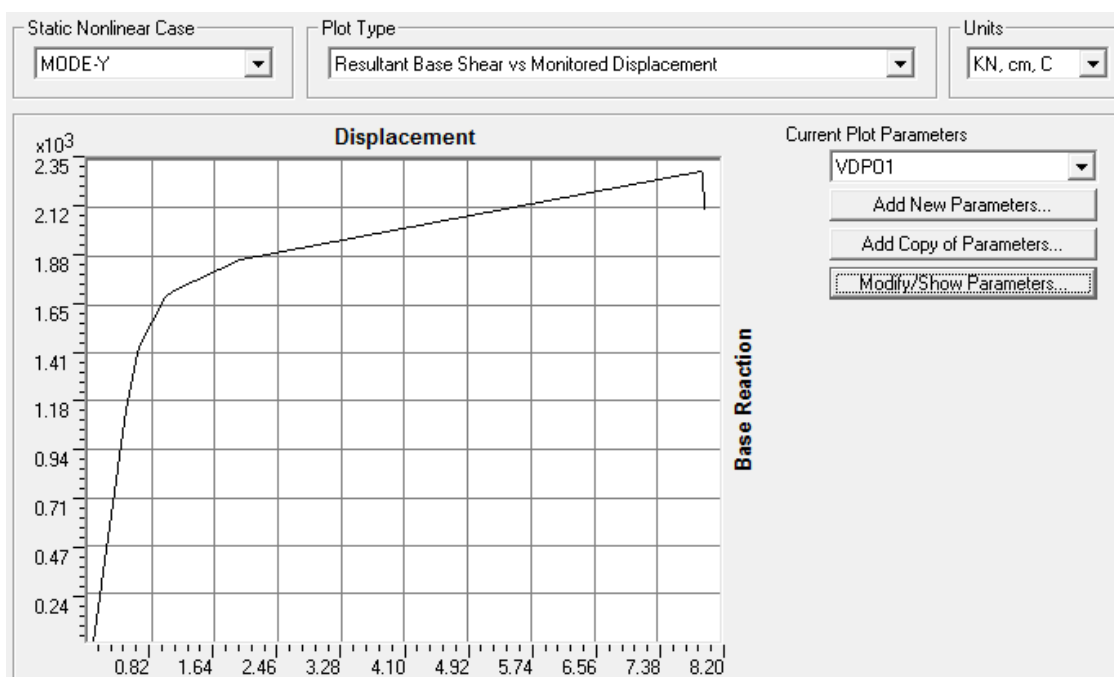


Figura 3-C.2 Kurba e kapacitetit sipas Y për rastin me përforcim TRM

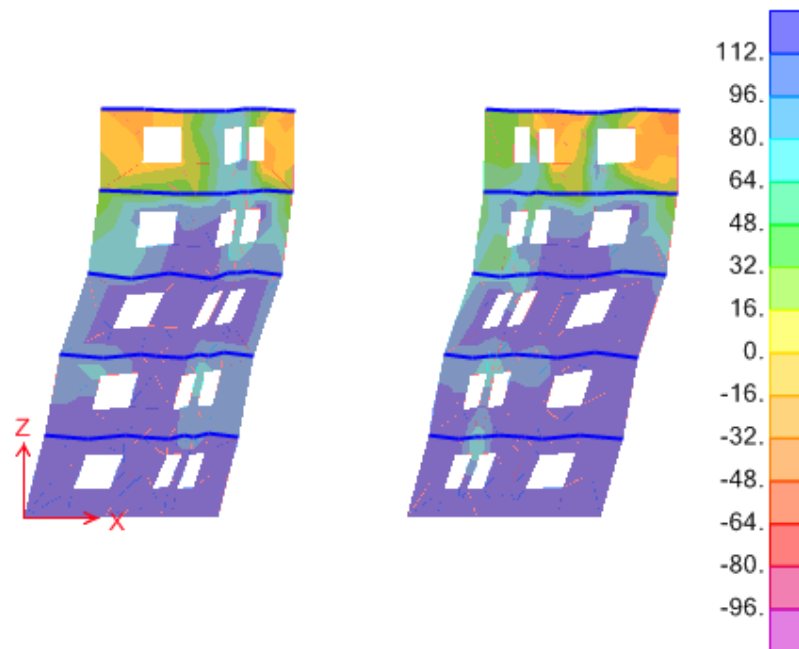


Figura 3-C.3 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin A (kPa)

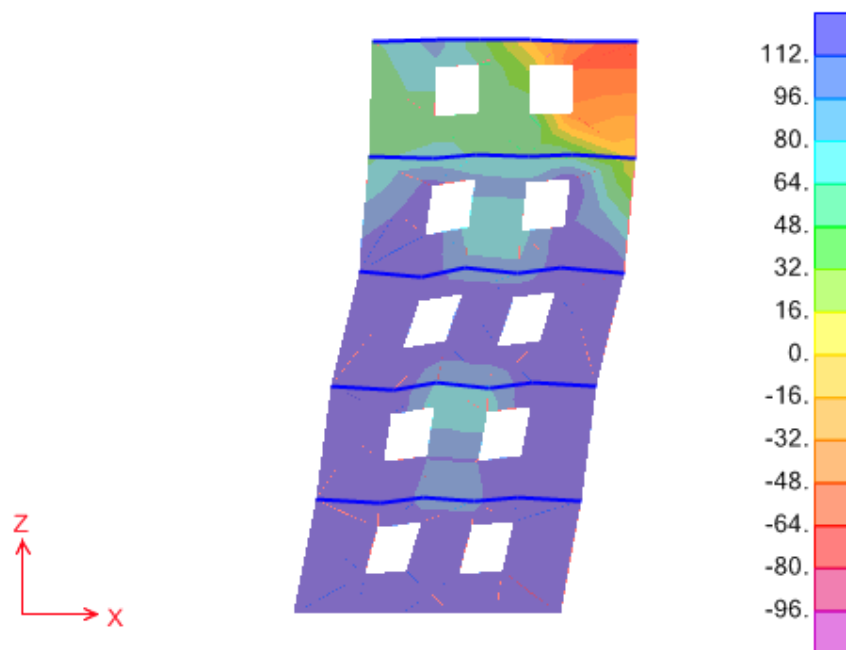


Figura 3-C.4 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin B (kPa)

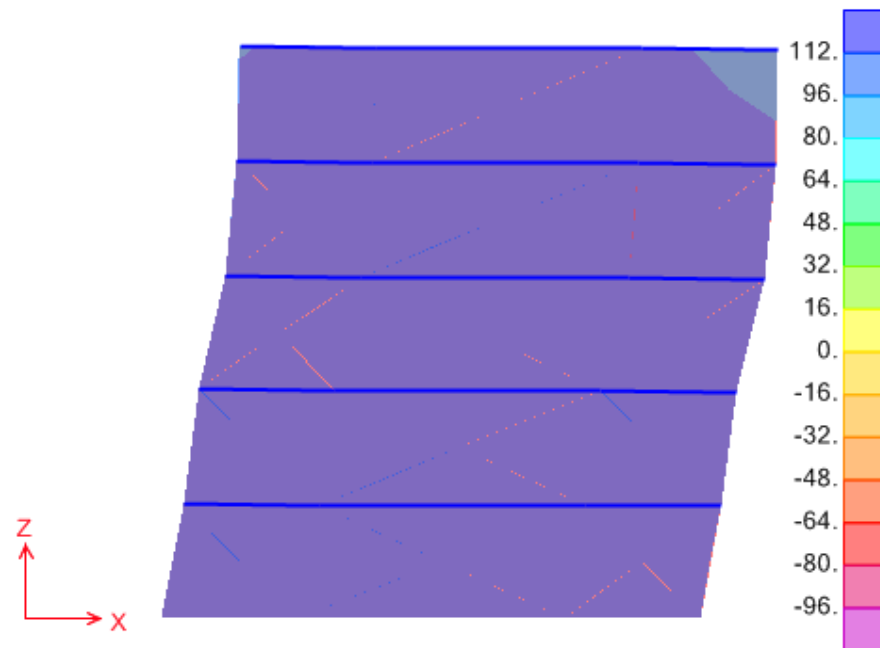


Figura 3-C.5 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin C (kPa)

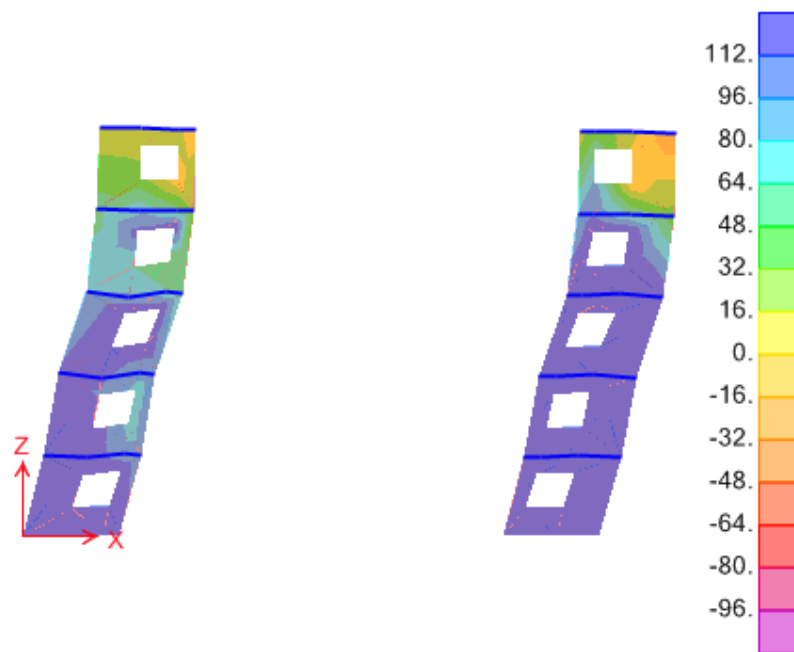


Figura 3-C.6 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin D (kPa)

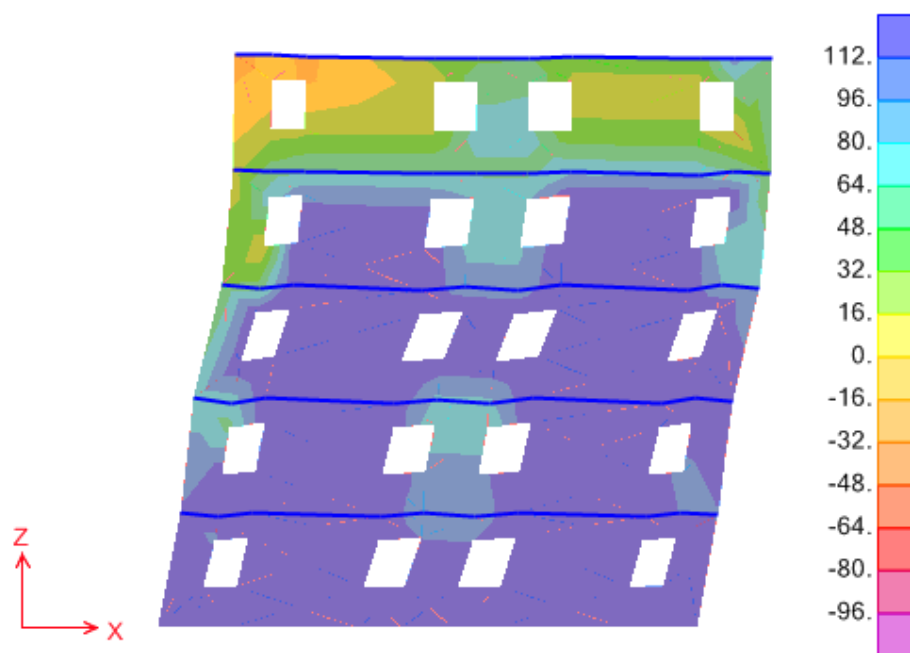


Figura 3-C.7 Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin me TRM për aksin E (kPa)

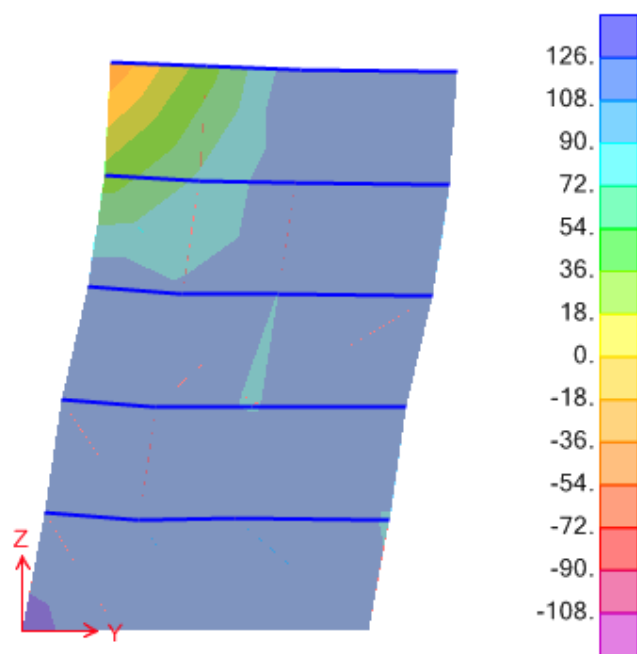


Figura 3-C.8 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 1, 6 (kPa)

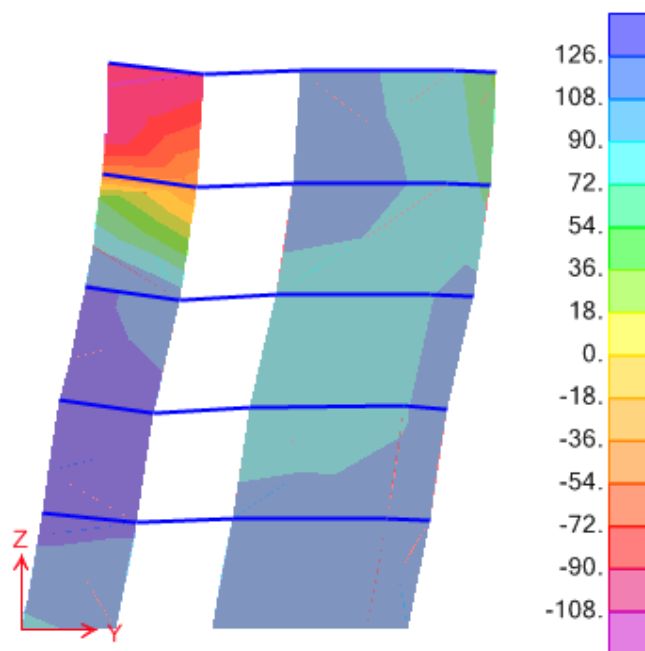


Figura 3-C.9 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 2, 5 (kPa)

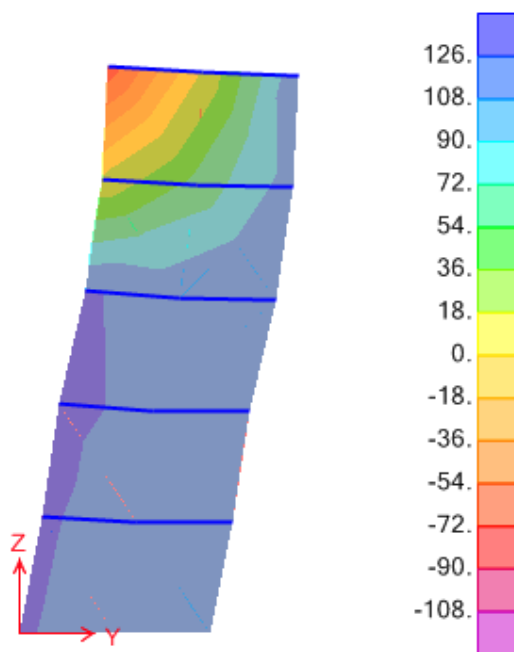


Figura 3-C.10 Sforcimi prerës në muraturë sipas Y për rastin me TRM për aksin 3, 4 (kPa)

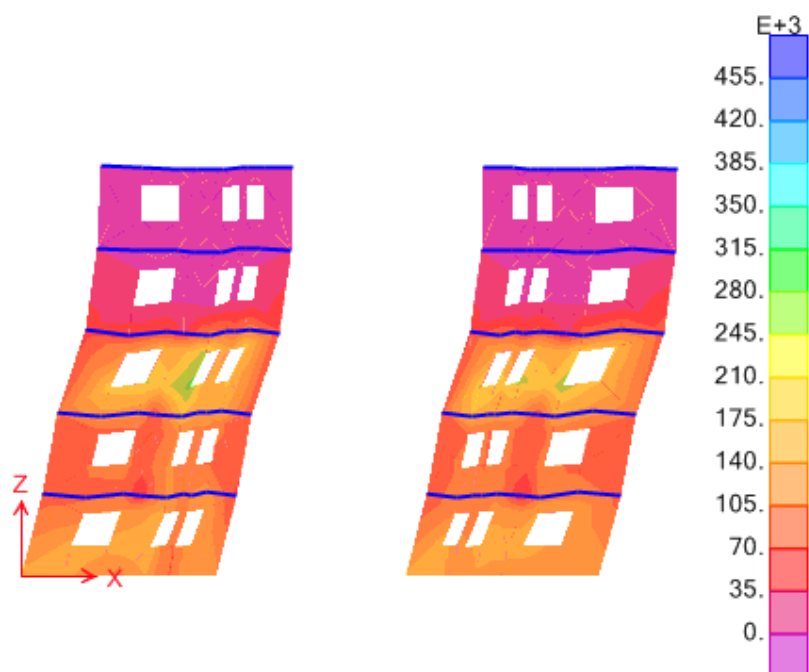


Figura 3-C.11 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin A (kPa)

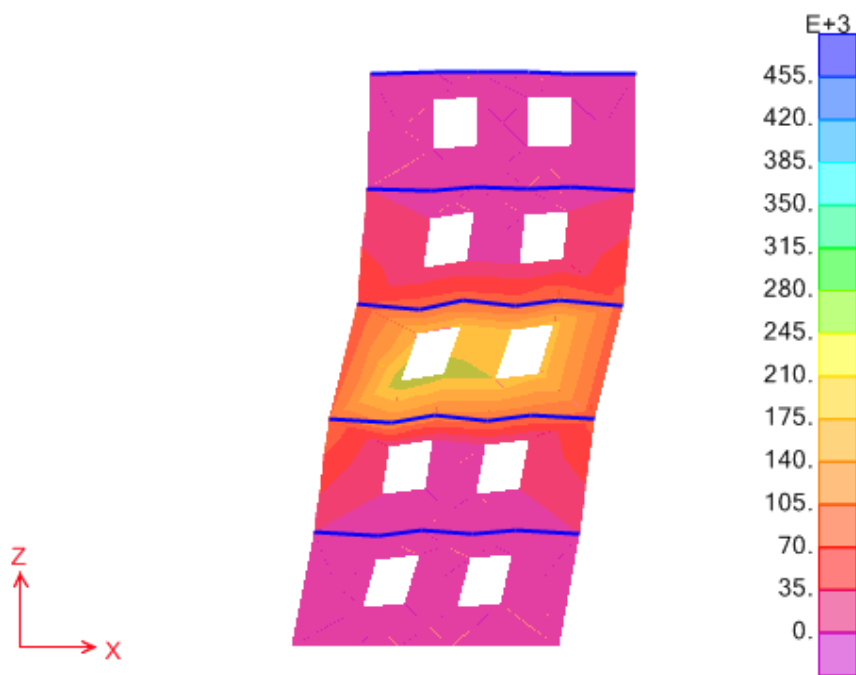


Figura 3-C.12 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin B (kPa)

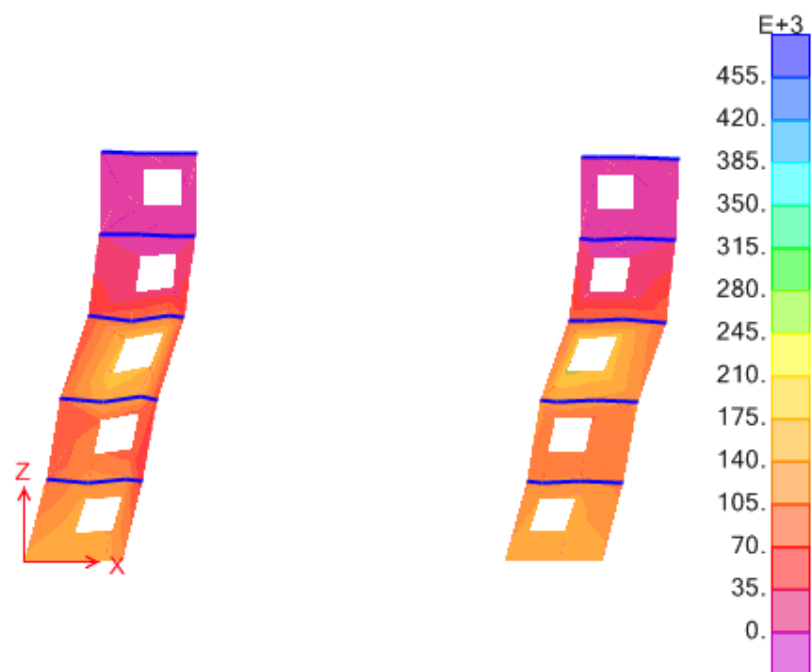


Figura 3-C.13 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin D (kPa)

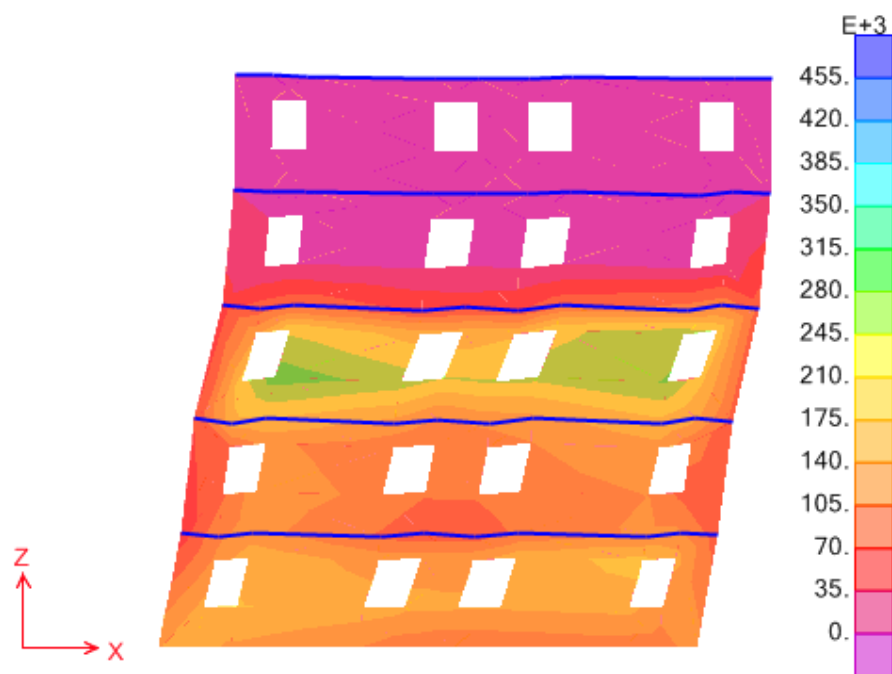


Figura 3-C.14 Sforcimi prerës në përforcim sipas X për rastin me TRM për aksin E (kPa)

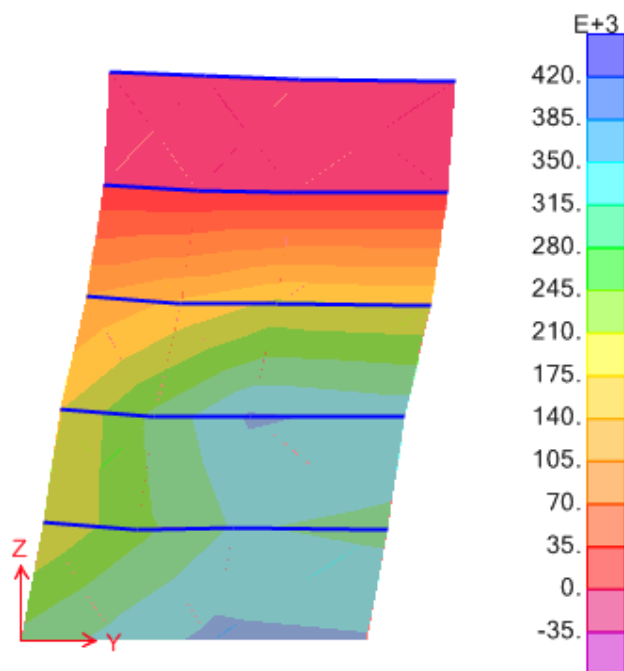


Figura 3-C.15 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 1,6 (kPa)

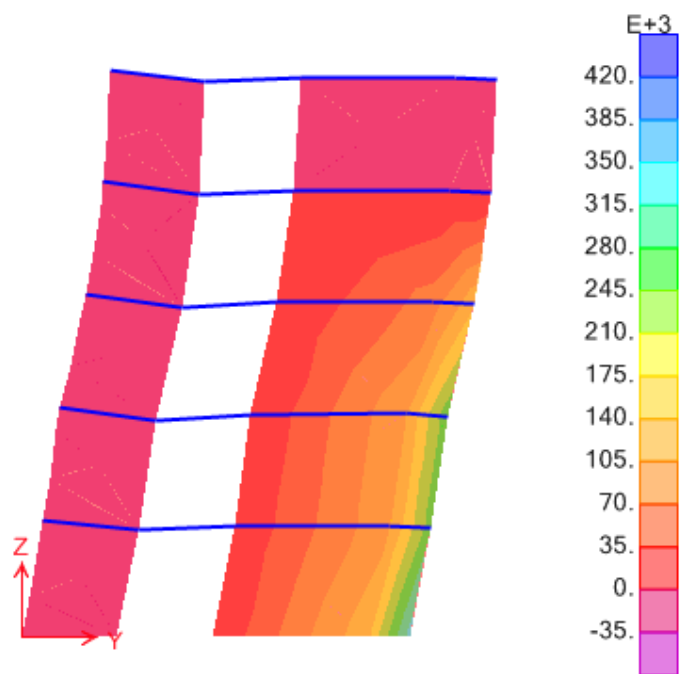


Figura 3-C.16 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 2,5 (kPa)

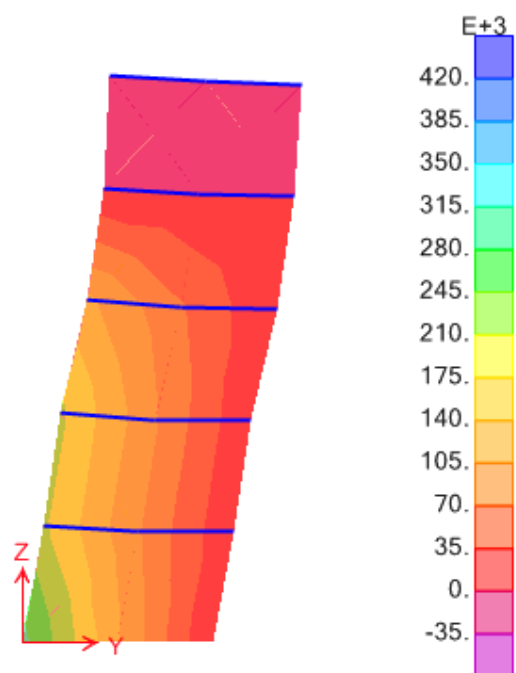


Figura 3-C.17 Sforcimi prerës në përforcim sipas Y për rastin me TRM për aksin 3,4 (kPa)