



Doc. Dr. Merita Guri

KËRKIME MBI TEKNIKAT BASHKËKOHORE PËR PËRFORCIMIN E NDËRTESAVE ME MURATURË

INTERGRAFIKA



Doc.Dr. **Merita GURI**

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

MONOGRAFI

TIRANË 2023

Titulli i Monografisë: KËRKIME MBI TEKNIKAT BASHKËKOHORE PËR PËRFORCIMIN E NDËRTESAVE ME MURATURË

Autori: Doc.Dr. Merita GURI

Recensues:

Prof. Gjergji Ikonomi

Prof. Svetlana Brzev

@2023, Universiteti Polis, Tiranë

Departamenti Arkitekturë dhe Inxhinieri

Të gjitha të drejtat e rezervuara. Çdo pjesë e kësaj Monografie nuk mund të riprodhohet në asnjë formë, elektronike apo mekanike, me fotokopje, skanime apo mjete të tjera pa marrë leje me shkrim nga publikuesi.

Kopertina dizenuar nga: Kjara Trokthi

Dizajni i librit: Kjara Trokthi, Kejsi Babasi

Redaktor Shkencor: PhD. Ilda Rusi

Redaktor Letrar: Rovena Qirici

Shtypur nga: Shtypshkronja Intergrafika

ISBN: 978-9928-347-07-7

Për çdo informacion kontaktoni:

Universiteti POLIS

Rruga Bylis 12, Autostrada Tiranë- Durrës, Km 5,

Kashar KP 2925, Tiranë, Albania

Tel: +355.(0)4. 24074-20/21

Fax: +355.(0)4. 2407422

Cel: +355.(0). 69 20 34126/81881

www.universitetipolis.edu.al

©Universiteti POLIS, Co-Plan, Instituti për zhvillimin e Habitatit



MIRËNJOHJE

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. Monografia është një përpyetje për të ndarë eksperiencën time me kolegët e kësaj fushe për vlerësimin e performancës sismike të një ndërtese tipike ekzistuese me muraturë, duke u bazuar në teorinë bashkëkohore si EN1996, FEMA 440, ATC40 kushtet aktuale teknike të vendit tonë, dhe modelimi me programin llogaritës SAP2000. Përforcimi i tyre me teknika që përdorin materialet polimere. Falenderime për familjen time për mbështetjen dhe inkurajimin.

Autori: Doc.Dr. Merita Guri

Abstrakt

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. Klasifikimi kryesor i ndërtesave në bazë të kohës së ndërtimit karakterizohet nga filozofia e kohës, karakteristikat dhe metodologjia, kodet prezente të projektimit, teknikat e ndërtimit dhe materialet e përdorura. 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.

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 strukturale. 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 monografi, 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).

Në monografi 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.

Fjalë kyçe: Ndërtesa me muraturë, ngarkesa sizmike, dëmtime, degradim, performancës sizmike, përforcim, materiale polimere.

Përmbajtja

Lista e figurave.....	7
Lista e tabelave.....	10
Simbolet dhe shënimet.....	11
KAPITULLI I	13
1.1 Hyrje.....	13
1.2 Qëllimi dhe Objektivat e Monografisë.....	14
KAPITULLI II	15
Ndërtesat me muraturë mbajtëse dhe risqet e tyre.....	15
2.1 Ndërtesat me muraturë në Shqipëri.....	15
2.2 Kodet shqiptare të projektimit për muraturën.....	17
2.3 Të dhëna mbi ndërtesat e vjetra me muraturë.....	17
2.4 Risqet që çënojnë sigurinë e ndërtesave me muraturë mbajtëse.....	19
2.4.1 Dëmtimet për shkak të vjetërsisë së tyre (degradimit të materialeve).....	19
2.4.2 Dëmtime për shkak të bazamentit.....	19
2.4.3 Dëmtimet për shkak të ndërhyrjeve pa kriter në muraturën mbajtëse.....	19
2.5 Metoda Empirike për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave.....	19
Të përgjithshme.....	23
KAPITULLI III	25
Përmbledhje e studimeve mbi përforcimin e muraturës.....	25
3.1 Hyrje.....	26
3.2 Përforcimi i muraturës me elementë strukturorë në pjesët kritike.....	26
3.3 Përforcimi i muraturës me materiale kompozite FRP.....	27
3.4 Materialet e përforcimit me fibra polimere (FRP).....	30
3.5 Përforcimi me TRM (Textile-Reinforced Mortar).....	37
KAPITULLI IV	44
Metodologjia e llogaritjes së performancës sizmike.....	44
4.1 Hyrje.....	44
4.2 Modelimi me elementë të fundëm.....	45
4.2.1 Modelimi jolinear në SAP2000 i muraturës.....	46
4.2.2 Modelimi jolinear në SAP2000 i përforcimeve.....	48
4.3 Analiza jolineare.....	50
4.4 Llogaritja e kurbës së kapacitetit.....	50
4.5 Përcaktimi i gjendjeve të shërbimit.....	51
4.6.1 Konvertimi i kurbës së kapacitetit në spektrin e kapacitetit në formatin ADRS sipas ATC40.....	52
4.6.2 Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS sipas ATC40.....	53
4.7 Përcaktimi i pikës së performancës së strukturës sipas FEMA440.....	53
KAPITULLI V	56
5.1 Analiza e një ndërtese me strukturë prej murature e papërforcuar.....	56
5.2 Të dhënat konstruktive të ndërtesës në shqyrtim.....	56
5.3 Modelimi me elementë të fundëm i ndërtesës tip 74/4.....	62
5.4 Analiza jolineare për ndërtesën tip 74/4.....	62
5.5 Diskutim mbi rezultatin e analizës.....	66
5.6 Performanca sizmike e ndërtesës tip 74/4 sipas KTP dhe EC8.....	67
5.7 Llogaritja e performancës së ndërtesës 74/4 sipas FEMA 440.....	67
5.8 Krahasim i performancave sipas KTP dhe EC8.....	70
KAPITULLI VI	71
6.1 Analiza e ndërtesës tip 74/4 me strukturë prej murature e përforcuar.....	71
6.2 Modelimi i ndërtesës me përforcim.....	71

6.3 Analiza jolineare për ndërtesen tip 74/4 me GFRP.....	71
6.3.1 Analiza jolineare për ndërtesen tip 74/4 me CFRP.....	76
6.3.2 Analiza jolineare për ndërtesen tip 74/4 me TRM.....	80
6.4 Performanca sizmike e ndërtesës së përforcuar.....	83
6.5 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me GFRP.....	84
6.5.1 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me CFRP.....	87
6.5.2 Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me TRM.....	90
KAPITULLI VII	93
7.1 Hyrje.....	93
7.2 Krahasim i performancës së ndërtesës me dhe pa përforcim.....	93
7.3 Krahasim me GFRP.....	93
7.4 Krahasim me CFRP.....	98
7.5 Krahasim me TRM.....	103
7.6 Krahasimi i përforcimeve me njëri-tjetrin.....	109
7.6 Rekomandimet për aplikimet e përforcimeve në ndërtesat prej murature.....	112
7.7 Kufizimet e rezultateve të disertacionit.....	112
7.8 Ndërhyrjet e mundshme tek ndërtesat me muraturë.....	112
KAPITULLI VIII	114
Konkluzione.....	114
REFERENCA.....	116
SHTOJCA	121
1. Rezultatet të ndërtesës pa muraturë.....	121
2. Rezultate të ndërtesës me përforcim GFRP.....	123
3. Rezultate të ndërtesës me përforcim CFRP.....	124
4. Rezultate të ndërtesës me përforcim TRM.....	126
5. Rezultatet e analizës jolineare.....	128

Lista e Figurave

- Figura 2.1** – Shpërndarja e banesave stok sipas rretheve (www.instat.gov.al)
- Figura 2.2** – Klasifikimi i ndërtesave sipas tipologjisë strukturore dhe kodeve të ndërtimit (autori)
- Figura 2.3** – Harta e rrezikut sizmik për Shqipërinë: a) KTP-1963 sipas MSK-64
b) KTP-N.2-89 sipas MSK-64 c) Harta PGA me $RP=475$ vjet me propabilitet 10% në 50 vjet (source: IGJEUM)
- Figura 2.4** – Forcat në muraturë
- Figura 2.5** – Ndërhyrjet pa kritet në strukturat me muraturë (foto autori nga objektet në Tiranë)
- Figura 2.6** – Dëmtimi i ndërtesës nga veprimi sizmik, lëkundja sizmike paralel me murin (foto autori)
- Figura 2.7** – Dëmtimet e muraturës: nga prerja a) nga sforcime kryesore tërheqëse b) nga shtypja me përkulje c)
- Figura 2.8** – Çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor (a) dëmtim nga forca prerëse (b) dëmtim diagonal i murit (c) (foto autori)
- Figura 2.9** – Skema e Metodave për vlerësimin e vulnerabilitetit (autori)
- Figura 3.1** – Performanca e kërkuar e ndërtesës
- Figura 3.2** – Materiale kompozite FRP (FRP, Laborator Universiteti Patra, Greqi)
- Figura 3.3** – Kampionet e rezinës (a); fibra basalt, karbon dhe xham (b); fibra hekuri (c) [36]
- Figura 3.4** – Grafiku sforcim-deformim për FRP dhe çelikun e butë. CFRP= karbon FRP, AFRP=aramid FRP, GFRP=xham FRP[32]
- Figura 3.5** – Fletë FRP me fibra në një drejtim (a) Sforcimet në fibrat (b) [32]
- Figura 3.6** – Sisteme të përgjithshme të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (The Institute of Materials, Cambridge England) [15]
- Figura 3.7** – Mënyra të aplikimeve të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (CNR-DT 200 R1/2012) [21]
- Figura 3.8** – Aplikime të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (www.angelobiondi.com) [8]
- Figura 3.9** – Përforcime të kupolës dhe harkut me FRP (www.angelobiondi.com) [8]
- Figura 3.10** – AFRP (fibra aramid në një drejtim thurur me fije polipropilenë në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)
- Figura 3.11** – CFRP (fibra karboni dhe fije polipropilene në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)
- Figura 3.12** – GFRP (fibra xhami dhe fije polipropilene në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)
- Figura 3.13** – Aplikime praktike të teknikës TRM (Construction and Building Materials, 2011) [20]
- 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)
- Figura 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)
- Figura 4.12** – Zgjedhja e një pike fillestare si pikë performance
- Figura 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve 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 ndërkatëve sipas X.

Figura 6.19 – Spostimet e ndërkatëve 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 ndërkatëve 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** – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforsim (majtas) dhe me përforsim fibra xhami (djathtas) për drejtimin X.

Figura 7.2 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforsim (majtas) dhe me përforsim fibra xhami (djathtas) për drejtimin Y.

Figura 7.3 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra xhami

Figura 7.4 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra xhami

Figura 7.5 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforsim (majtas) dhe me përforsim fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

Figura 7.6 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforsim (majtas) dhe me përforsim fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

Figura 7.7 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra karboni.

Figura 7.8 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra karboni.

Figura 7.9 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforsim (majtas) dhe me përforsim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

Figura 7.10 – Krahasim 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 9.1 - Moda 1 e ndertesës pa perforcim (njesite cm)

Figura 9.2 - Moda 2 e ndertesës pa perforcim (njesite cm)

Figura 9.3 - Moda 3 e ndertesës pa perforcim (njesite cm)

Figura 9.4 - Moda 1 e ndertesës me perforcim GFRP (njesite cm)

Figura 9.5 - Moda 2 e ndertesës me perforcim GFRP (njesite cm)

Figura 9.6 - Moda 3 e ndertesës me perforcim GFRP (njesite cm)

Figura 9.7 - Moda 1 e ndertesës me perforcim CFRP (njesite cm)

Figura 9.8 - Moda 2 e ndertesës me perforcim CFRP (njesite cm)

Figura 9.9 - Moda 3 e ndertesës me perforcim CFRP (njesite cm)

Figura 9.10 - Moda 1 e ndertesës me perforcim TRM (njesite cm)

Figura 9.11 - Moda 2 e ndertesës me perforcim TRM (njesite cm)

Figura 9.12 - Moda 3 e ndertesës me perforcim TRM (njesite cm)

Figura 9.13 - Kurba e kapacitetit sipas X për rastin pa përforcim

Figura 9.14 - Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforcim për aksin A (kPa)

Lista e Tabelave

Tabela 2.1 – Banesat sipas tipit të ndërtesës dhe zonës qytet - fshat (www.instat.gov.al)

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 përforsim

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

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

Tabela 7.14 – Ndryshimi i zhvendosjeve relative të ndërkateve për rastet me dhe pa përforsim TRM për analizën pushover sipas Y. sipas KTP në drejtimin X.

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

Tabela 7.18 – Pika e performancës për situatën pa përforsim dhe me përforsim 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 9.1 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën pa përforsim.

Tabela 9.2 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforsim GFRP

Tabela 9.3 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforsim CFRP.

Tabela 9.4 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforsim 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	Koeficienti sizmik që varet nga intensiteti sizmik dhe kategoria e truallit
K	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
J_{mu}	Rezistenca maksimale në shtypje e muraturës
J_f	Rezistenca në shtypje e llaçit
\mathcal{E}_m	Deformimi i muraturës për sforcim maksimal
\mathcal{E}_{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}^i	Shear stress for plane element
\mathcal{E}_m^i	Deformimi maksimal i muraturës
σ_{el}	Kufiri elastik i sforcimit vertikal shtypës të muraturës
τ_{el}	Kufiri elastik i sforcimit prerës të muraturës
\mathcal{E}_{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
w_1	Pesha e aplikuar në katin i të strukturës
φ_{1l}	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
a_{pi}	Nxitimi spektral i pikës i në procedurat e FEMA440

d_{pi}	Zhvendosja spektrale e pikës i në procedurat e FEMA440
a_y	Nxitimi spektral i pikës së rrjedhshmërisë në procedurat e FEMA440
d_y	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
T_{eff}	Perioda efektive në procedurat e FEMA440
T_0	Perioda fillestare në procedurat e FEMA440
$B(\beta_{eff})$	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

NDËRTEESAT ME MURATURË

1.1 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). Dispozitat e Kodit të Ndërtimit, të cilat janë të parashikuara për të siguruar mbrojtje adekuate 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, 21 Shtator dhe 26 Nëntor tregoi se sjellja e ndërtesave me muraturë të projektuar në bazë të kodeve KTP-63, KTP-78 pësuan dëmtime të konsiderueshme deri në kolaps. 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

dekadat 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 të 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].

Qëllimi dhe Objektivat e Monografisë

Qëllimi i këtij studimi është të vlerësojë dhe të përmirësojë metodologjitë për performancën sizmike të projekteve tip të ndërtesave të banimit stok prej murature 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. Përforcimi i muraturës mund të kryhet me teknika klasike (me materiale tulla, llaç, çimento, beton, hekur etj) ose ato modernet (me materiale polimere të përforcuar me fibra karboni, xhami ose aramid, FRP Fibre-reinforced polymers) etj. Studimi do përqendrohet tek llogaritja e strukturës me teknika moderne 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]. 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 eficientë dhe integritetin muraturës kundrejt tërmetit. 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.



KAPITULLI II

NDERTESAT ME MURATURE MBAJTËSE

2.1 Ndërtesat me Muraturë Mbjajtëse dhe Risqet e tyre.

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]. Studimi i të gjithë godinave të banimit në Shqipëri do të ishte një punë shumë voluminoze, që do të kalonte përtej kësaj monografie. 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). 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 rrethana (tulla apo gurë), elementeve të arkitekturës kombëtare, rifiniturat si dhe vendosja në parcelë dhe sistemimi i saj rifiniturat si dhe vendosja në parcelë dhe sistemimi 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.

Në bazën e të dhënave të vitit 2011 të vënë në dispozicion nga Censius (www.instat.gov.al)(Tabela 2.1), 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 2.1 – 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 2.1. 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.

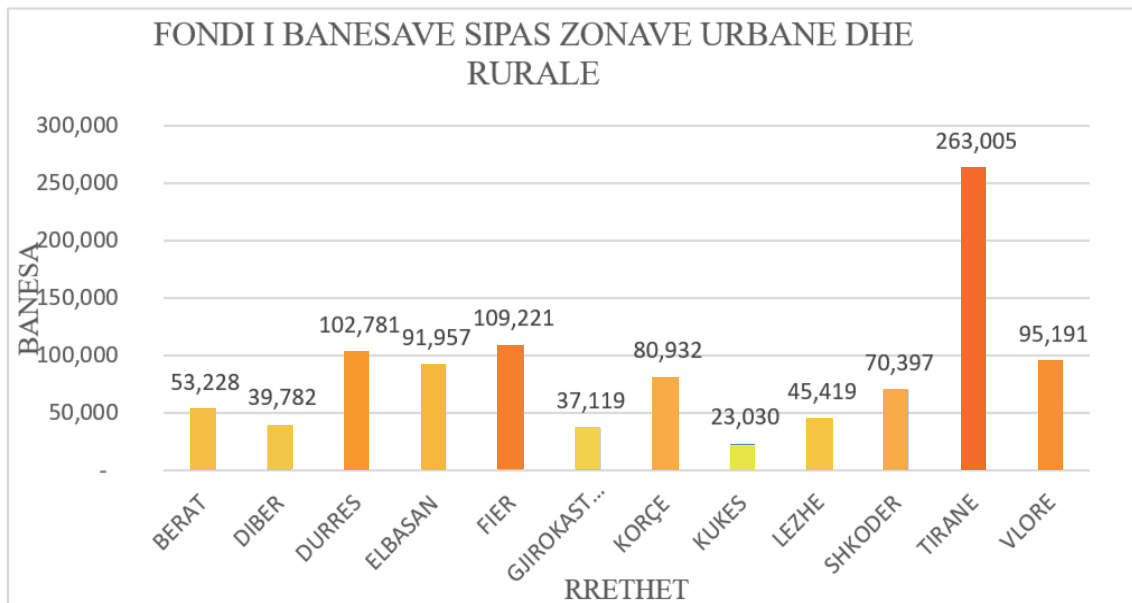


Figura 2.1 – Shpërndarja e banesave stok sipas rretheve (www.instat.gov.al)

Kodet shqiptare të projektimit për muraturën

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 tipologjisë strukturore dhe kodeve të ndërtimit, dallojmë disa grupe të mëdha të cilat janë paraqitur në Figurën 2.2.



Figura 2.2 Klasifikimi i ndërtesave sipas tipologjisë strukturore dhe kodeve të ndërtimit (autori)

Të Dhëna mbi ndërtesat e vjetra me muraturë

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 Shqiptar (1952, 1963, 1978, 1989) dhe versionet e përmirësuara)

Këto kushte teknike përcaktojnë metodën e llogaritjes së seksionit të murit dhe themelit, udhëzimet e fundit teknike të përcaktuara në KTP 2-78[17]. Këto udhëzime të përgjithshme janë publikuar në vitin 1978.

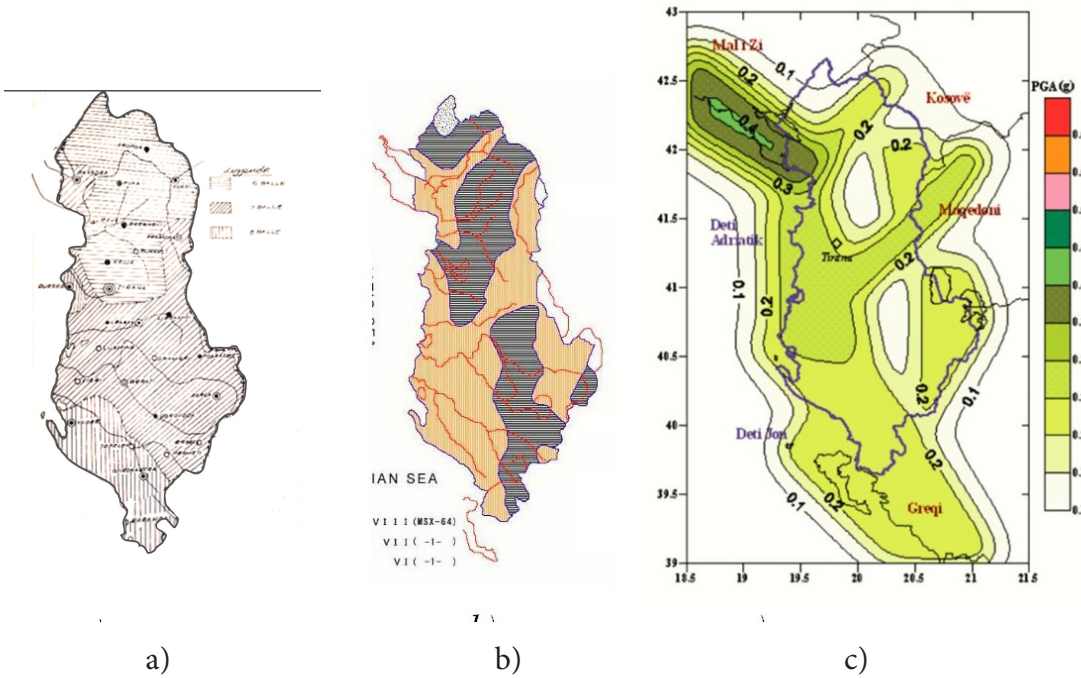


Figure 2.3 Harta e rrezikut sizmik për Shqipërinë: a) KTP-1963 sipas MSK-64 b) KTP-N.2-89 sipas MSK-64 c) Harta PGA me $RP=475$ vjet me propabilitet 10% në 50 vjet (source: IGJEUM)

Risqet që Cënojnë Sigurinë e Ndërtesave me Muraturë Mbajtëse.

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

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

1. 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.
2. Korrozioni tek komponentet metalike në muraturë (zakonisht çeliku), veçanërisht lidhjet, shiritat, shu-fra përforcues, etj - Një rast i veçantë është degradimi kimik.
3. Erozioni i tullave apo llaçit nga grimcat që rrjedhin nga uji dhe era, nga ngrica dhe degradimet nga kripa.
4. 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.
5. 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.

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 themelit. Problem që është shumë i vështirë për riparim, ka vështirësi realizimi dhe kosto të lartë. Në përcaktimin nëse themeli 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 themelit:

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

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

b. Çarjet e themelit: 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 themelit.

Dëmtimet për shkak të ndërhyrjeve pa kriter në muraturën mbajtëse.

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.2.4). Muratura nuk është material izotropik e për pasojë ka mekanizma të ndryshme shkatërrimi nën veprimin e ngarkesave (fig.2.7). 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. Ngarkesat sizmike ose të erës veprojnë në muret ndërmjet soletave të kateve në mënyrë përpjendikulare (fig. 2.4). 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.

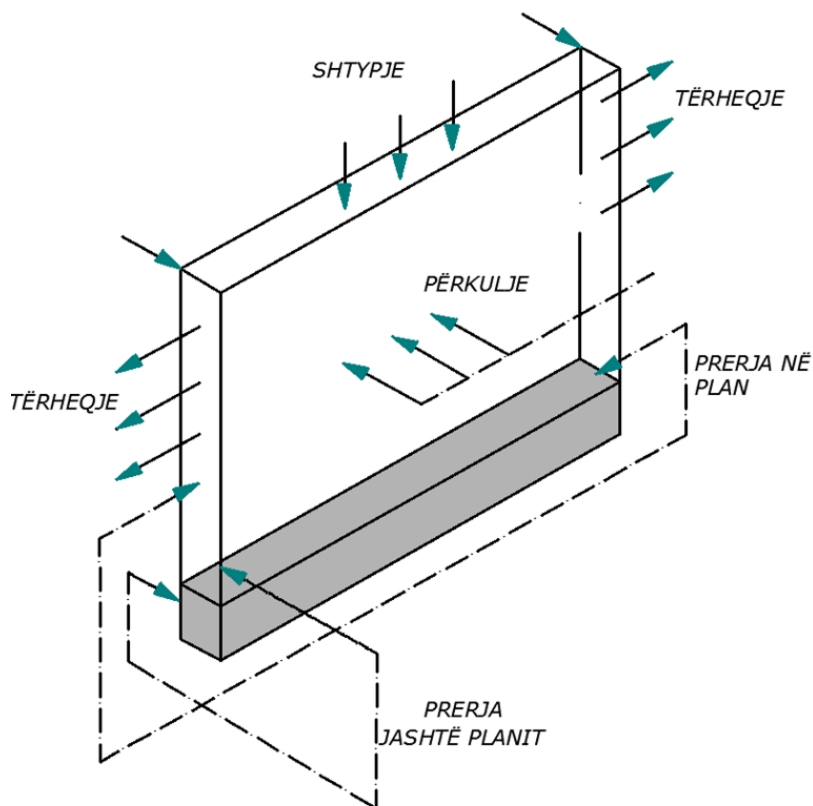


Figura 2.4 – Forcat në muraturë

Në këtë monografi 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.2.5). 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 dëmtimet si dhe 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 gjëndje ndërtimesh, të treguara në figurën 2.5.



Figure 2.5 – Ndërhyrjet pa kritet 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 papërforsuar 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.2.6). Zakonisht dëmtimet në këtë rast janë plasaritje me kënd 45 gradë të shkaktuara nga sforcimet kryesore.



Figura 2.6 – Dëmtimi i ndërtesës nga veprimi sizmik, lëkundja sizmike paralel me murin (foto autori)

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. 2.7a,b) që karakterizohet nga:

- Çarje horizontale sipas fugave kur nderjet në prerje janë më të mëdha se nderjet e lejuara në prerje të materialit.
- Çarje diagonale të kryqëzuara si rrjedhojë e lindjes së nderjeve kryesore tërheqëse më të mëdha se nderjet e lejuara në tërheqje kryesore tërthor 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).

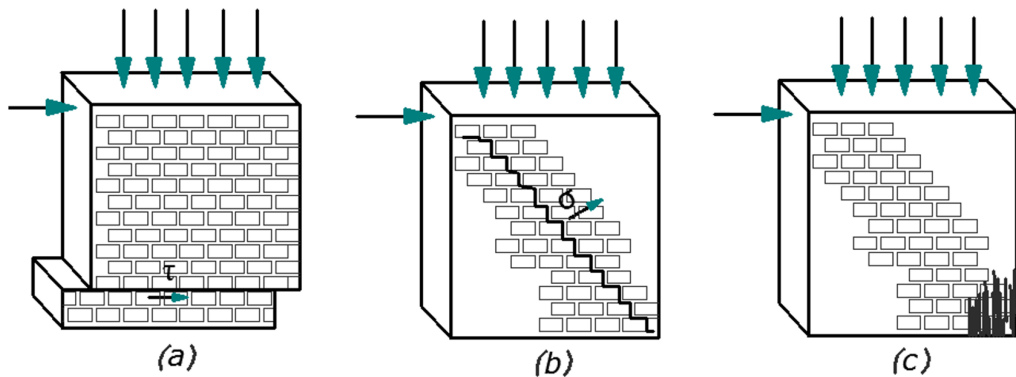


Figura 2.7 – Dëmtimet e muraturës: nga prerja a) nga sforcime kryesore tërheqëse b) nga shtypja me përkulje c)

Vendi ynë është goditur disa herë nga tërmete me intensitete të ndryshëm, si termeti i 15 Prillit 1979 në rrethin e Shkodrës dhe të Lezhës, me magnitudë $MG=7.2$ dhe me intensitet në epiqender $I_0=9.5$ ballë, $MG=5.6$ tërmeti i 16 nëntorit 1982 me magnitudë në epiqëndër $I_0=7$ ballë MSK-64 i cili dëmtoi kryesisht qëndrat e banuara në rrethet fier, Lushnjë, Berat; grup tërmetet e nëntorit 1985 me magnitudë kumulative $MG=4.9$ dhe me intensitet në epiqëndër rreth 6 ballë MSK-64 që dëmtuan qëndrat 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 pjeseshme vertikale apo horizontale në vetë planin e murit, çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor perimetral (fig. 2.8.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. 2.8.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 2.8 – Çarje vertikale tek bashkimi i murit gjatësor dhe tërthor (a) dëmtim nga forca prerëse (b) dëmtim diagonal i murit (c) (foto autori)

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. Analizat e mekanizmave të shkatërrimit marjin 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.

Metodat për vlerësimin e vulnerabilitetit sizmik të ndërtesave

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

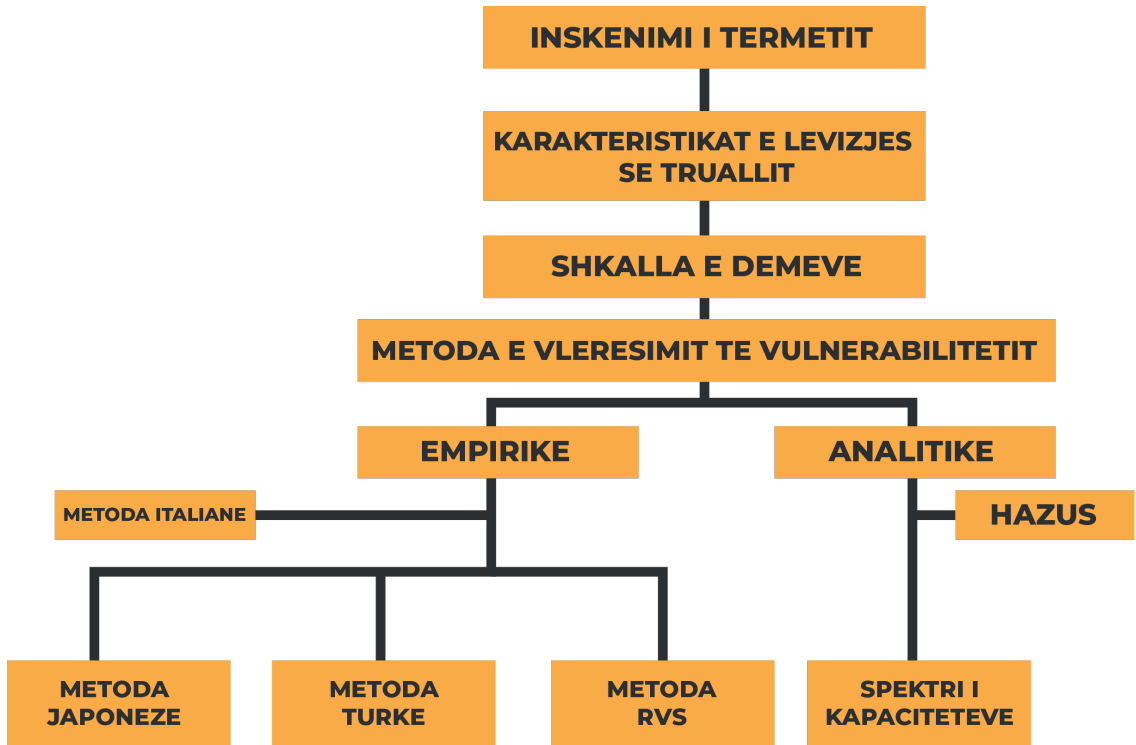


Figura 2.9 – Skema e Metodave për vlerësimin e vulnerabilitetit(autori)

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 paramtra 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 ndërtesë 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.



KAPITULLI III

PËRFORCIMI I MURATURAVE

3

Përmbledhje e studimeve mbi përforcimin e muraturës.

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 papërfortuar në shkatërrim. Këto probleme më hollësisht janë trajtuar në kapitujt e mësipërm. Ndërtesat e papërfortuara 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 papërfortuar 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 papërfortuar është urgjente.

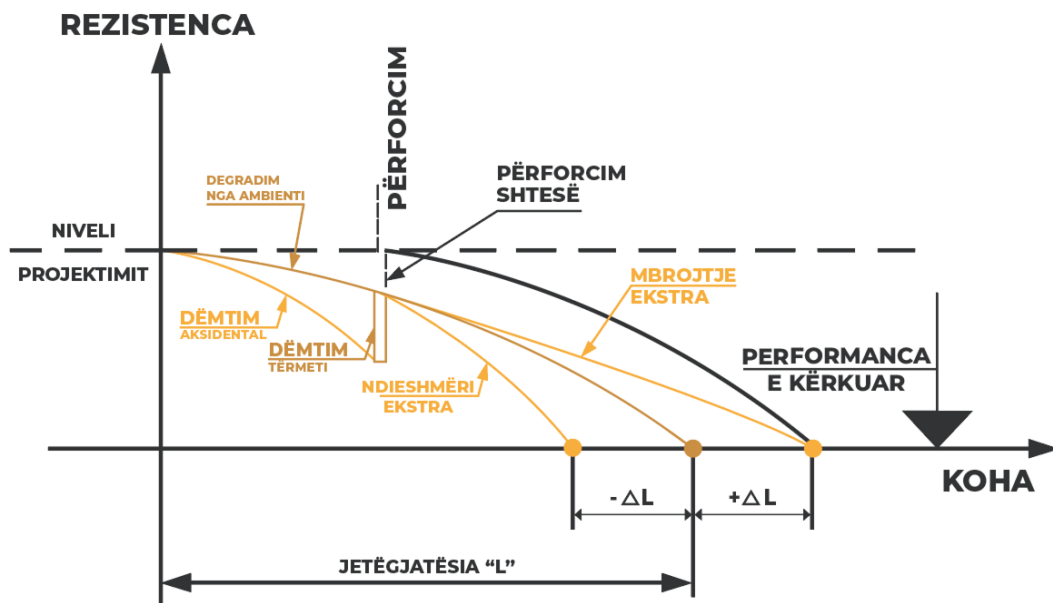


Figure 3.1 – Performanca e kërkuar e ndërtesës

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 efektive duke përdorur materiale dhe teknologji të reja.

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

“Tradicionale”

- 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.
- Injektivim i cilësisë së lartë.
- Sistemi CAM etj.

“Moderne”

- Përforcimi me materiale kompozite FRP (Fiber reinforced polymer),
- 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 strukturorë.

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:

- Kapacitetit në shtypje & tërheqje
- Kapacitetit në prerje
- Kapacitetit në përkulje
- Stabilitetit të elementeve
- Duktilitetit
- Fortësia ose shtangësia së bashku
- Durabilitet të materialeve konstruktive
- Jetëgjatësisë së objektit

Aplikimi i tyre bëhet edhe me qëllim [38]:

1. Ndryshimin e elementeve jostruktorore në elemente struktorore.
2. Të eliminohet problemet struktorore, 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 ambientale, të cilat nuk janë kuptuar siç duhen gjatë fazës së projektimit.

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 struktororë 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 struktororë 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, veprimet 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 kërkuesit 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].

“Materialet kompozite përbëhen normalisht nga dy faza diskrete, një matricë e vazhdueshme e cila është shpesh një rezinë, që rrethon një strukturë 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 përdoren 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 matriceve 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:

- proporcionet relative të materialeve fibroze dhe matricës (raporti vëllimor ose i peshës fibër /matricë)
- 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)
- metoda e prodhimit
- orientimi fibroz brenda matricës polimer (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”.

FRP = Rezinë (polimer) + fibra përforcuese



Figura 3.2 – 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, poliester, 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 alkol; boron; nylon; 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:

- Rritjen e aftësisë mbajtëse dhe qëndrueshmërisë së mureve.
- Transformimin e elementeve strukturorë në elemente mbajtës duke rritur fortësinë dhe ngurtësinë e tyre.
- 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 me rigjide.
- 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.
- Kufizimin e hapjes së çarjeve.
- 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-MS “Masonry Strengthening with Compozite materials”. Më poshtë po japim të përmbledhura 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.

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%)

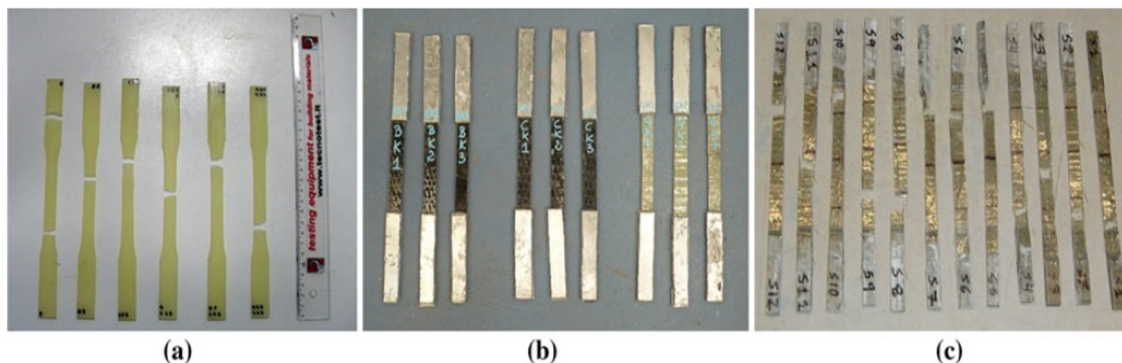


Figura 3.3 – Kampionet e rezinës (a);fibra basalt, karbon dhe xham (b); fibra hekuri (c) [36]

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 përftoheshin 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 thyeshem 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 ndryshueshem në varësi të tipit të fibrave. Kështu, sipas CNR-DT 200 R1/2012, e cila është guida për përfundimet FRP, për fibrat e karbonit kemi[21] :

- tipi S ($E > 1600000 \text{ daN/cm}^2$)
- tipi M ($E > 2100000 \text{ daN/cm}^2$)
- 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 kostos 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 SiO₂ me strukturë tetraedrike SiO₄. 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:

- 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.
- 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.
- 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.
- Xham i tipit C. Përbëhet nga karbonat i kalciumit. Është shumë i përdorshëm për shkak të qëndrueshmërisë ndaj korrozionit.
- Xham i tipit AR. Është i lehtë dhe shumë rezistent në mjedise alkaline.
- 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.
- Xham i tipit Z. Xham zirkoni, i cili u zhvillua për të përfunduar 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:

- Rezistencë të mirë në këputje.
- Dendësi të ulët dhe një raport shumë të mirë rezistencë/peshë.
- Kanë një sjellje duktile të tipit jo linear me deformim rrjedhshmërie rrotull 0.3- 0.5%.
- Kanë aftësi shumë të mira elektro – izoluese.
- 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°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-MSC)

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

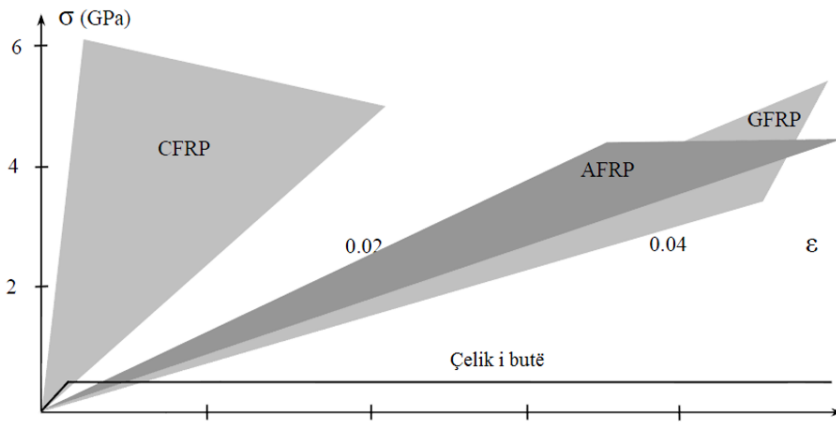
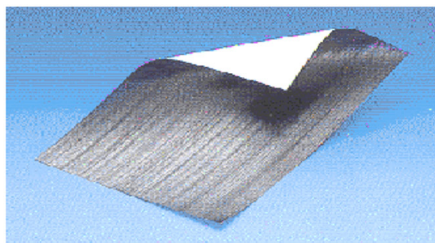
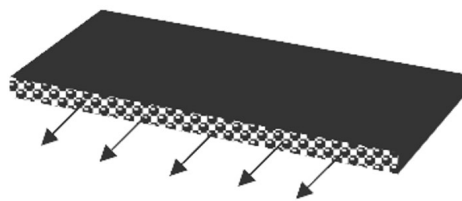


Figura 3.4 – Grafiku sforcim-deformim për FRP dhe çelikut e butë. CFRP= karbon FRP, AFRP=aramid FRP, GFRP=xham FRP[32]



(a)



(b)

Figura 3.5 – 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 (njëdrejtimëshe), d.m.th. fibra që punojnë sipas një drejtimi, mund të prodhohen edhe thurje (rjeta) 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]:

- Me një shtresë FRP.
- 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. Përftohesh 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 përçimin 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] :

- Matrica (rezina) termogurtësuese.
- 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. Megjithëse 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 ngarke-save 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. poliester, 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 shpëputen në pjesën ku inkastrohen në muraturë. Modelimi strukturor 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 koston së tij të ulët por edhe modulit të vogël të elasticitetit, që e lidh atë me muraturën dhe parandalon shpëputjen 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):

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

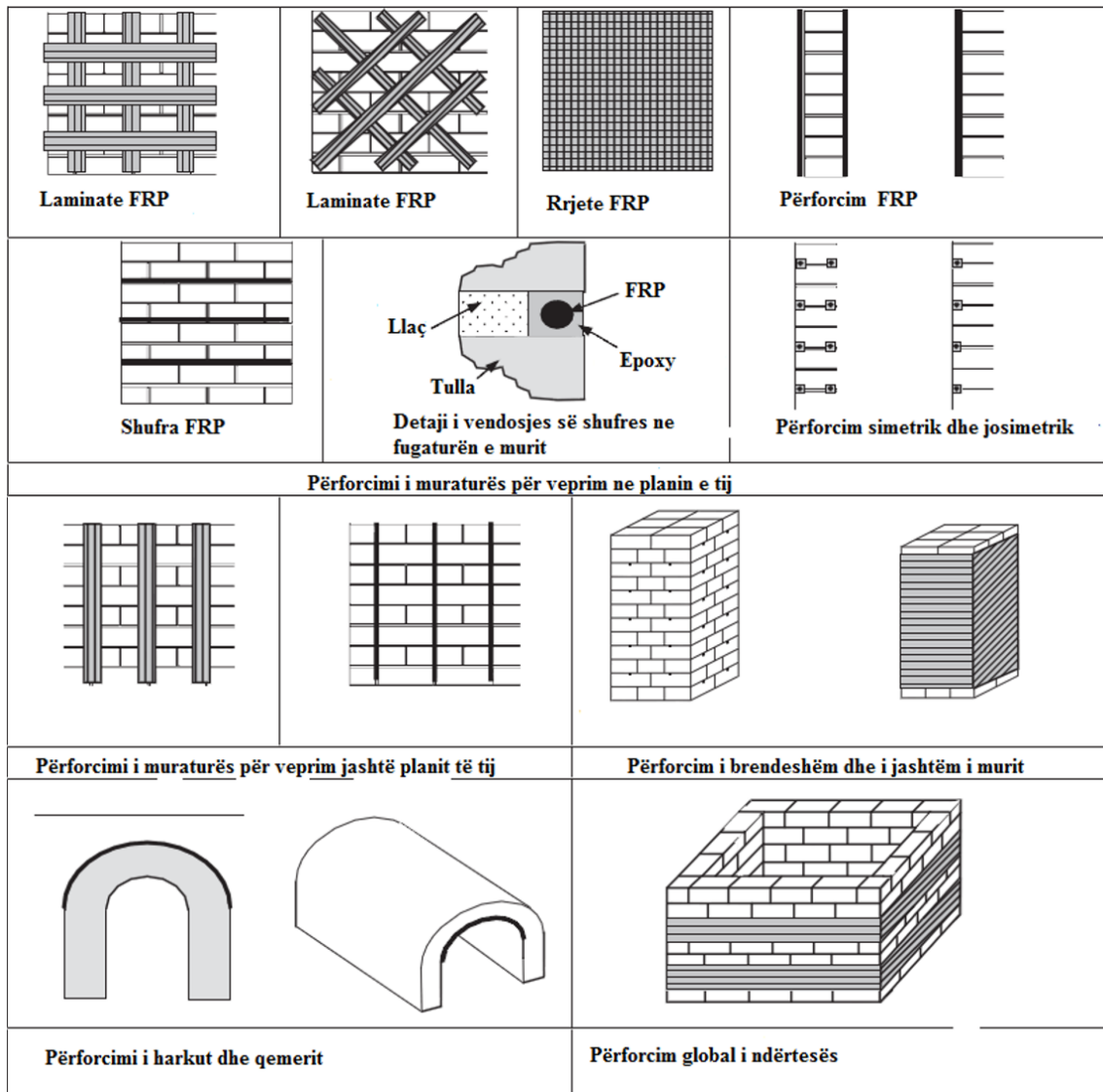


Figura 3.6 – Sisteme të përgjithshme të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (The Institute of Materials, Cambridge England) [15]

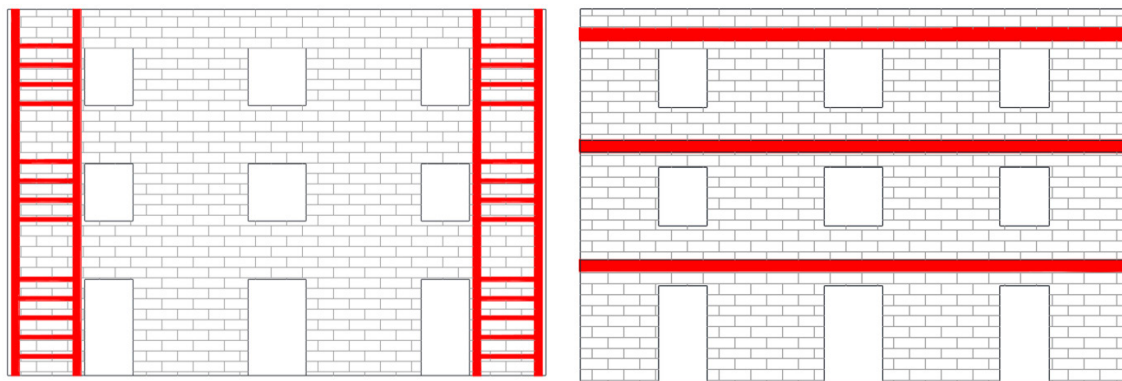


Figura 3.7 – Mënyra të aplikimeve të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë (CNR-DT 200 R1/2012) [21]



Figura 3.8 – Aplikime të përforcimit me FRP të strukturës me muraturë(www.angelobiondi.com) [8]



Figure 3.9 – 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 studiuara. 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] :

- Laminatet e FRP nuk duhet të shtrohen në sipërfaqe të muraturës në të cilat ka lagështi.
- 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.
- 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:

- 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.
- Rezistenca në tërheqje e muraturës neglizhohet.
- Nuk ka rrëshqitje relative ndërmjet përforcimit me FRP dhe muraturës, për aq kohë që shkatërrimi nga shkulja nuk ka ndodhur.
- Muri supozohet të jetë i mbështetur lirisht, dmth nuk krijohet mekanizmi i harkut.

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	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 standartin 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

Vetitë fizike (Mpa)	Kampionet					
	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
Rezistenca në tërheqje	3	2.4	2.1	2.4	2.3	2.3
	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 shpëgimet 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 fjet polipropilene të endura 10 mm në dy drejtimet.

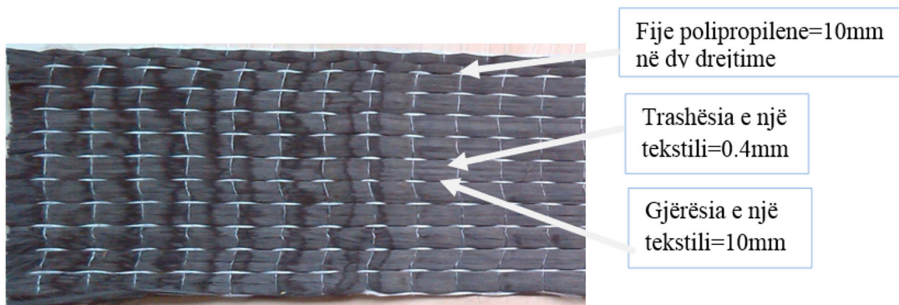


Figura 3.10 – AFRP (fibra aramid në një drejtim thurur me fije polipropilene në dy drejtime)(foto autori, Laboratori Patra)

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 fjetet polipropilene janë të endura 10 mm në dy drejtimet. Moduli i elasticitetit për fibrat e karbonit është 225 GPa dhe deformimi 1.5%.

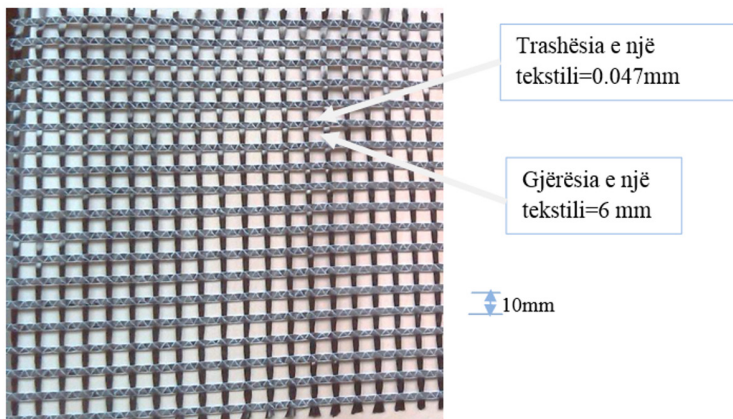


Figura 3.11 – CFRP (fibra karboni dhe fije polipropilene në dy drejtime) (foto autori, Laboratori Patra)

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 fjetet 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.

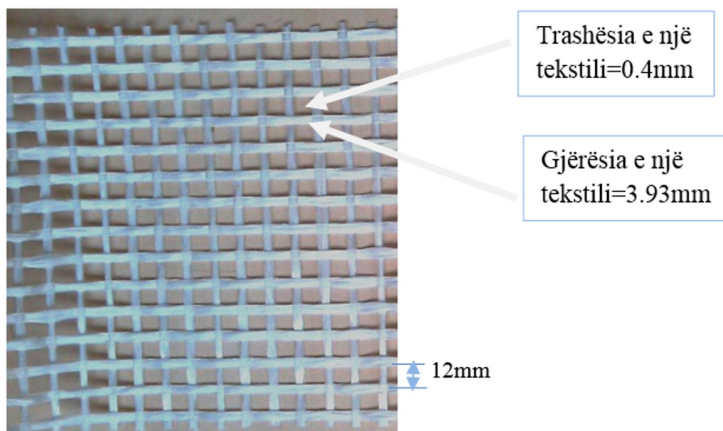


Figura 3.12 – GFRP (fibra xhami dhe fije polipropilene në dy drejtime)(foto autori, Laboratori Patra)

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):

- Sistemi me laminate FRP: rrjeta me fibra karbon (CFRP); aramid (AFRP); xham (GFRP).
- Sistemi me shufra FRP, përforcim NSM (Near Surface Masonry):shufra xhami (GFRP); aramid (AFRP); karbon (CFRP).
- 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, veçanërisht 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 korigjuar 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 tekstilit 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. Inkastrimi 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 gjendjetë 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 mbështetet 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, stafi me experiencë dhe mbikqyrje e vazhdueshme. Në figurën 3.24 jepen pamje nga procedura e përforcimit me TRM.



Figura 3.13 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.
- Kanë resistencë të lartë në krahasim me peshën.
- Kanë kosto të ulët për mirëmbajtje.
- Kanë jetëgjatësi të lartë.
- Ofrohen në shumëllojshmëri dizenjosh.
- Kanë peshë e vogël (25% e peshës së çelikut).
- Përdoren lehtë.
- Transportohen lehtë.
- Kanë resistencë në lodhje shumë e lartë.
- Kanë impakt arkitektonik të shkëlqyer.
- Janë kimikisht rezistente.
- Përdoren për elementë me sipërfaqe jo të rrafshët.
- Mund të orientohen fibrat në drejtimin e duhur.
- Mirëmbajtje e lehtë, e pakët.
- 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 xhakëtë 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 tekstitit 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 përforsimit 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 përforsimi me dy sisteme matricash organike dhe inorganike ishin të krahasueshme. Rezistenca, ngurtësia, duktiliteti, mekanizmi i shkatërrimit dhe çarjet e elementëve strukturorë të përforsuar me të dy sistemet ishin të krahasueshme.

Selektimi i teknikës së përforsimit

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 arkitrarë joduktile duhet të zëvendesohen, lidhjet e pamjaftueshme mes dyshemesë dhe mureve duhet të përmirësohen, forcat horizontale jashtë planit kundra mureve duhet të eliminohen etj.

Strategjia e riparimeve dhe përforsimit 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 përforsuar disa element vertikalë (këto elementë 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 përbalimin e forcave mbi to (shtimi i mureve prerës në anën e dobët të një ndërtese të pabalancuar në përdredhje); nëpërmjet zëvendësimit të materialeve të dëmtuara në elementët strukturorë.

Ndërrhyrja mund të selektohet nga tipet e mëposhtme treguese:

1. Modifikim lokal ose i përgjithshëm i elementeve të dëmtuara ose të padëmtuar (riparim, forcimi ose zëvendësim i plotë), duke marrë në konsideratë ngurtësinë dhe duktilitetin e këtyre elementeve.
2. Shtimi i elementëve strukturore reja (kontraventime apo mure plotësues; çeliku, dru ose breza betonarme në mure etj.)
3. Modifikimi i sistemit strukturor (eliminimi i disa bashkimeve strukturore, 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. Trasformimi 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 strukturore 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

VLERËSIMI I KAPACITETIT SIZMIK

4

Metodologjia e llogaritjes së performancës sizmike

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 natyrisht 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 disfavourshmi 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.

Modelimi me elementë të fundëm

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 kuadratoke 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.

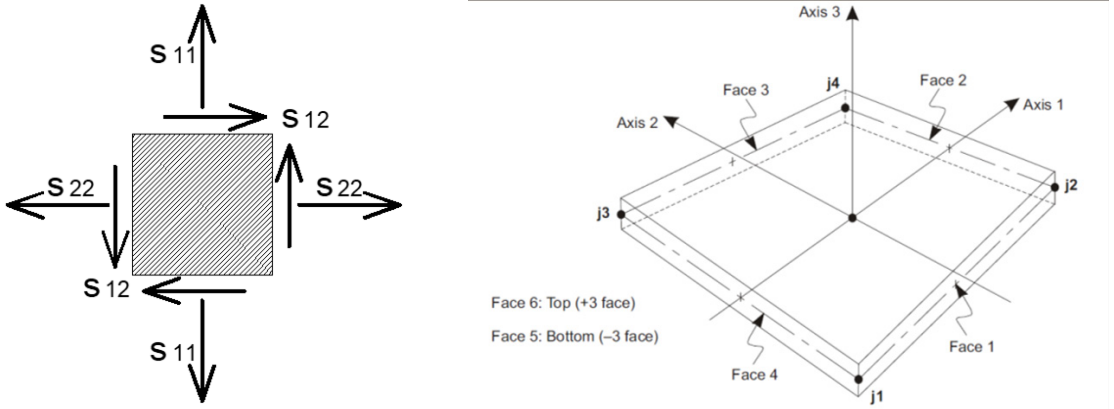


Figura 4.1 – Elementi plan me 4 nyje dhe sforcimet në plan. (Sap2000 reference manual)

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)

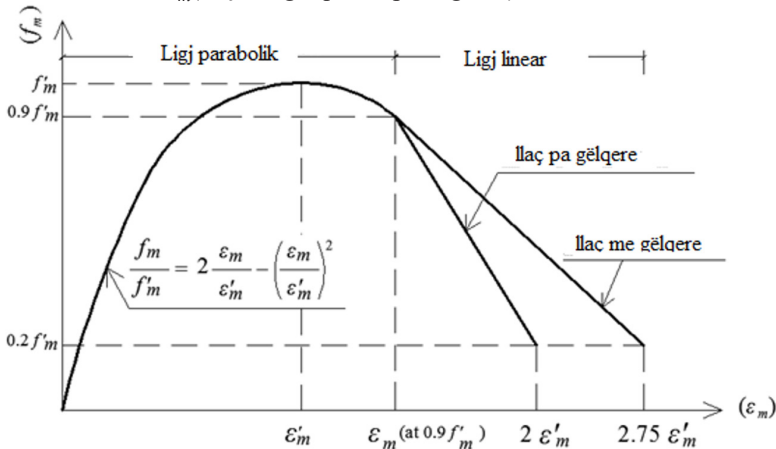


Figura 4.2 – Grafiku sforcim – deformim në shtypje aksiale (Kaushik, 2007) [16]

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 sforcimi prerës i Mohr-Kulombit:

$$\tau = c + \sigma \cdot \text{tg}\phi \tag{4.8}$$

Në këtë ekuacion " σ " është sforcimi vertikal dhe $\text{tg}\phi$ përfaqëson fërkimin mes elementëve. Duhet theksuar se në mënyrë që të aktivizohet fërkimi i rrëshqitjes duhet që të shkatërron kohezioni. Ekuacioni shpreh një sjellje ndërvarësie midis sforcimit vertikal dhe fërkimit. Kjo lloj ndërvarësie nuk është e mundur që të realizohet për një element jolinear plan në Sap2000. Për këtë kjo dukuri është përafëruar me një kurbë bilineare ideale, ku në zonën e plasticitetit vlera e sforcimit mbajtës në prerje është sa kohezioni midis llaçit e tullës. Ky përafërim 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 përafëruar 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 sforcuar e muraturës do të jetë vetëm me sforcime brenda planit siç u diskutua më sipër. Skematikisht ngarkimi statik dhe “pushover” shkaktajnë gjendjet e sforcuara si në figurë:

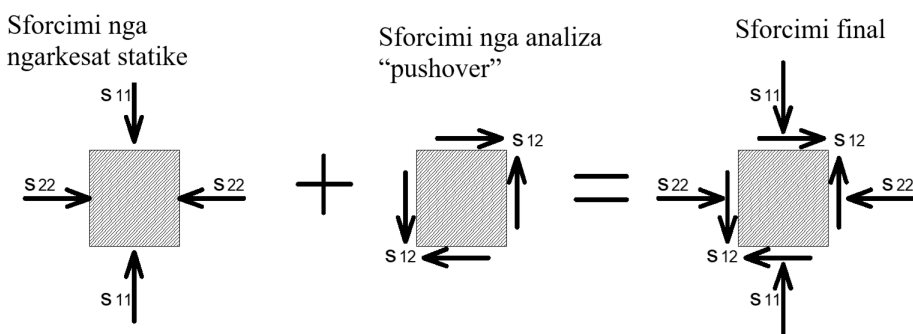


Figura 4.3 – Sforcimi statik i mbivendosur me sforcimin prerës

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 përkuqe. 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 thurrur 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] .

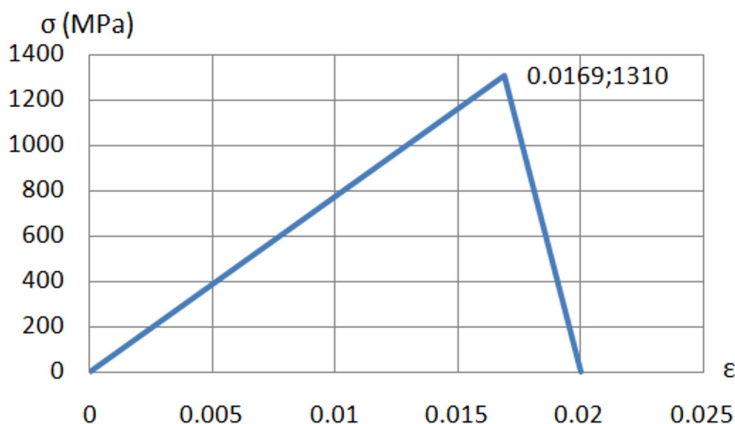


Figura 4.4 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e xhamit

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.

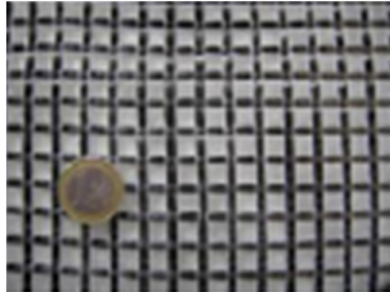


Figura 4.5 Rrjeta me fibra karboni për TRM

Me këto të dhëna është ndërtuar grafiku më poshtë:

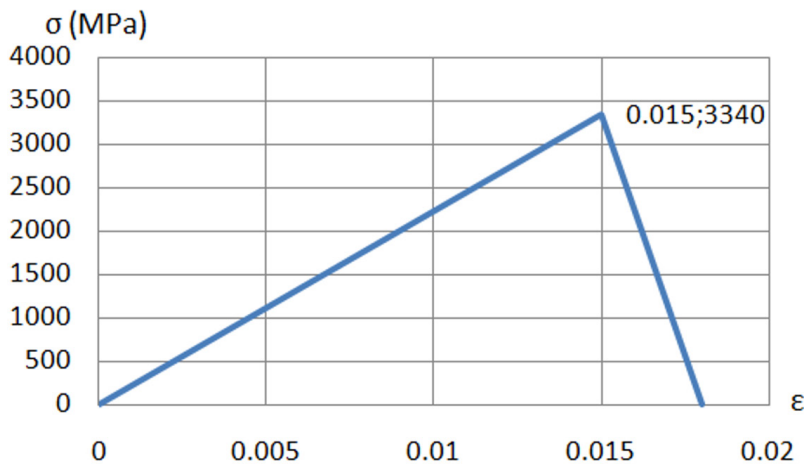


Figura 4.6 – Grafiku sforcim – deformim rrjetën me fibra karboni

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 zbrisim 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].

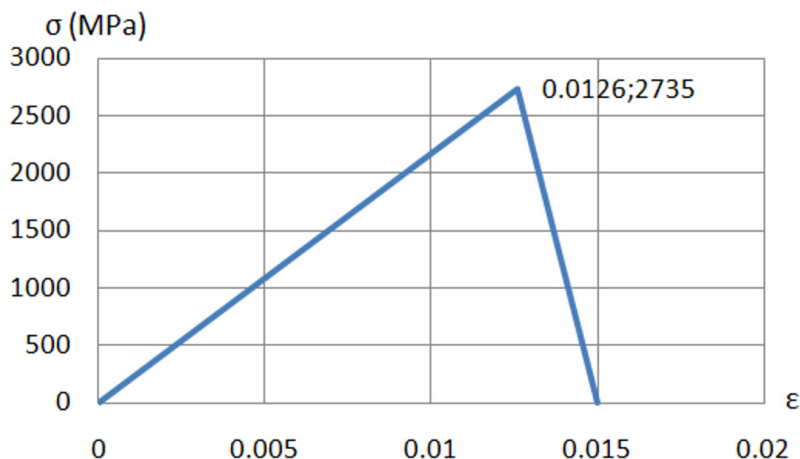


Figura 4.7 – Grafiku sforcim – deformim për fibrat e karbonit

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 nyje 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.

Llogaritja e kurbës së kapacitetit

Për llogaritjen e ndërtesës prej murature në programin SAP2000 do të përdoret analiza jolineare tip “push-over”. 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 shkëputjen e njëpasnjëshme të tullave nga llaçi. Kjo ndodh kryesisht në formë diagonale e pranë zonave të hapura si dyer dritare. Pra, shkaku është forca prerëse horizontale si pasojë e tërmetit.

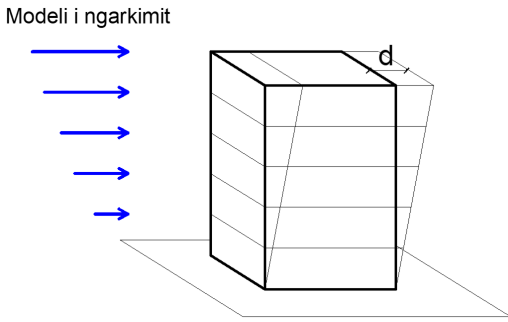


Figura 4.8 – Modeli i ngarkimit për analizën “pushover”



Figura 4.9 – Kurba e kapacitetit të ndërtësës

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 ndërtësës. 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 ndërtësë me sistem mbajtës tra-kollonë reagon ndryshe nga një ndërtësë me muraturë mbajtëse. Kjo e fundit sillet në mënyrë të shtangët dhe është e thyeshme. Gjendjet kufitare të ndërtësës 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 ndërtësës vjen prej kësaj force prerëse, është e përshtatshme të përdoren këto kufij shërbimi për të gjitha rastet e ndërtësave 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 përforsim 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 përforsimi është i realizueshëm. Kufiri i sugjeruar i zhvendosjes relative është 0.3%.

LS4 – Kolaps i plotë; riparimi i ndërtësës 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 ndërtësë 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.

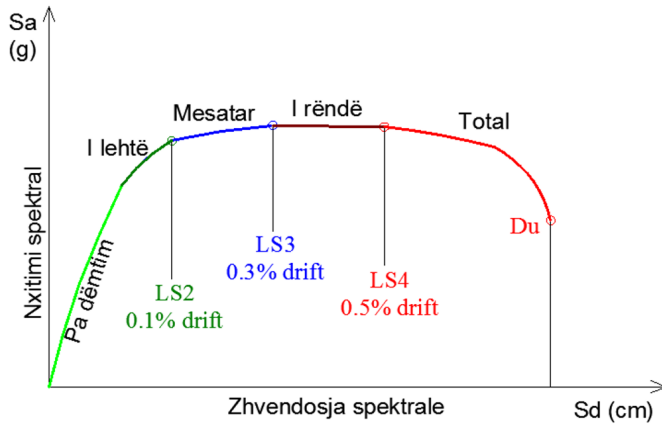


Figura 4.10 – Gjendjet e shërbimit sipas Calvi, 1999[9]

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.

Konvertimi i spektrit sizmik ne 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]:

$$S_d = \frac{1}{4\pi^2} \cdot S_a \cdot T^2$$

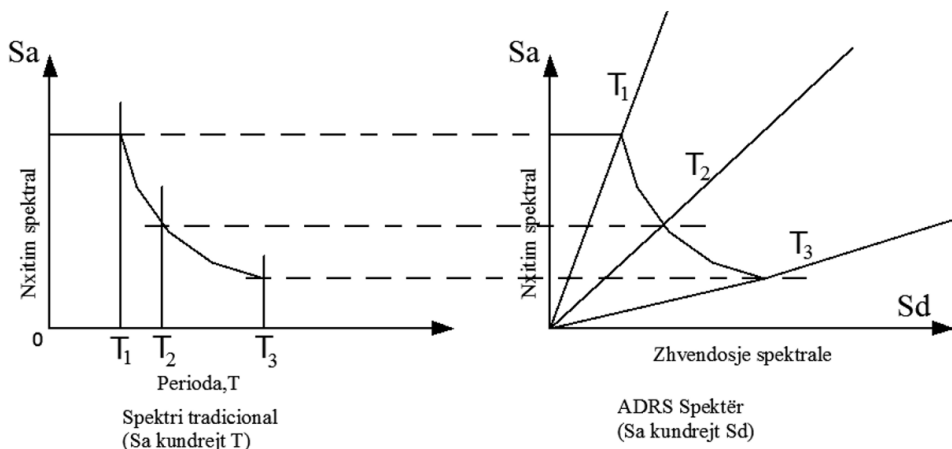


Figura 4.11 – Konvertimi i spektrit sizmik në formatin ADRS (ATC40)

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 performancë fillestare për të shërbyer si pikënisje për procedurën[3].

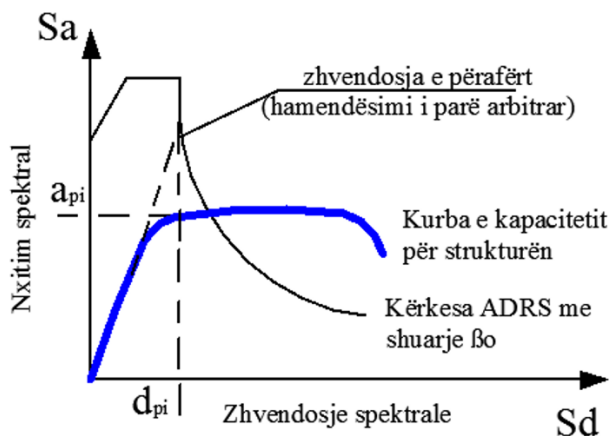


Figura 4.12 – Zgjedhja e një pike fillestare si pikë performancë (FEMA 440) [3]

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.

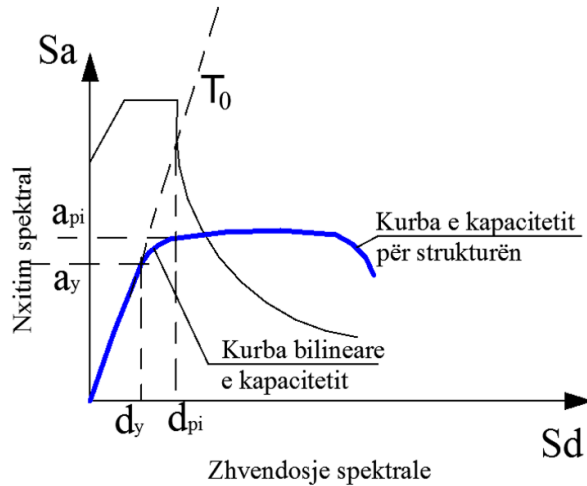


Figura 4.13 – Kurba bilineare dhe perioda fillestare (FEMA 440)

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

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

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 përfutur spektrin $MADRS$. Pikëprerja e spektrit $MADRS$ me spektrin e kapacitetit na jep një pikë të mundshme performance.

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

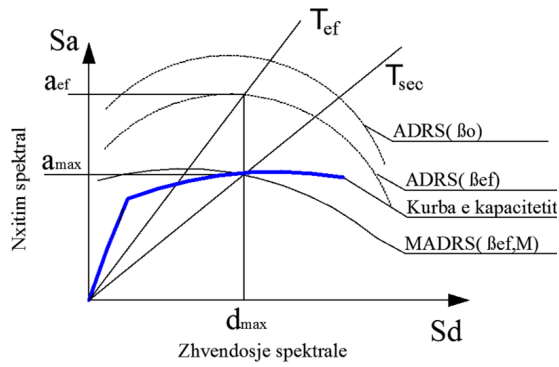


Figura 4.14 – Përcaktimi i spektrit MADRS (FEMA440)

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

ANALIZAT E STRUKTURAVE TË PËRFORCUARA

5

Analiza e një ndërtese me strukture prej murature e papërfortuar.

HYRJE

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 veprimtimit sizmik. Për këtë arsye do të ishte me prioritet kontrolli i aftësisë mbajtëse të tyre dhe mundësia e përfortimit. 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 veprimtimit të spektrit sizmik të Eurokodit dhe atij të KTP.

Të dhënat konstruktive të ndërtesës në shqyrtim

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

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 aq 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 7/4 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 7/4, 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 logjikë 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.

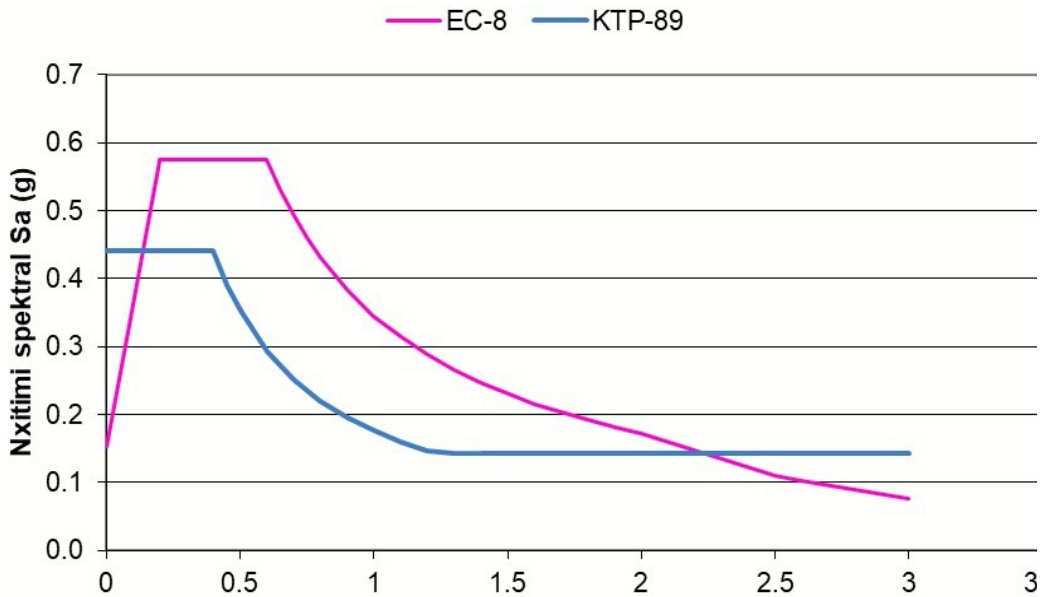


Figura 5.1 – Spekrat elastikë të reagimit

● 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: $f_b=7.5$ MPa, (sipas specifikimeve teknike të ndërtesës)

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

Llogaritja e parametrave 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:

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

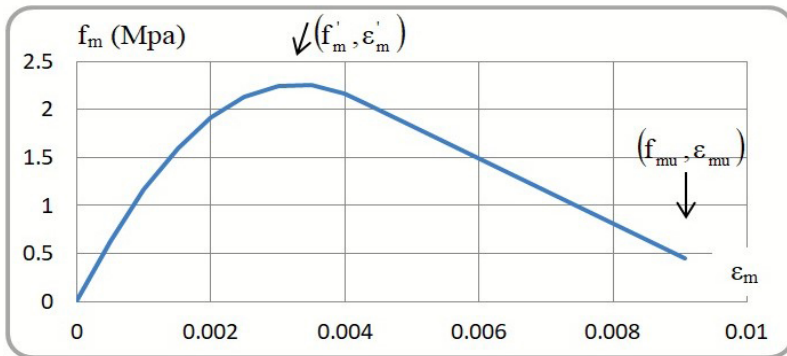


Figura 5.2 – Kurba sforcim-deformim për shtypjen (përdoret për S11,S22)

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

$$f_{vk0} = 200 \text{ kPa} , \text{ për rezistencë të llaçit } f_m=2.5\text{MPa}.$$

$$\text{ose } f_{vk} = 0.065 \cdot f_b = 0.065 \cdot 2267 = 147\text{KPa} \quad (4.9)$$

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:

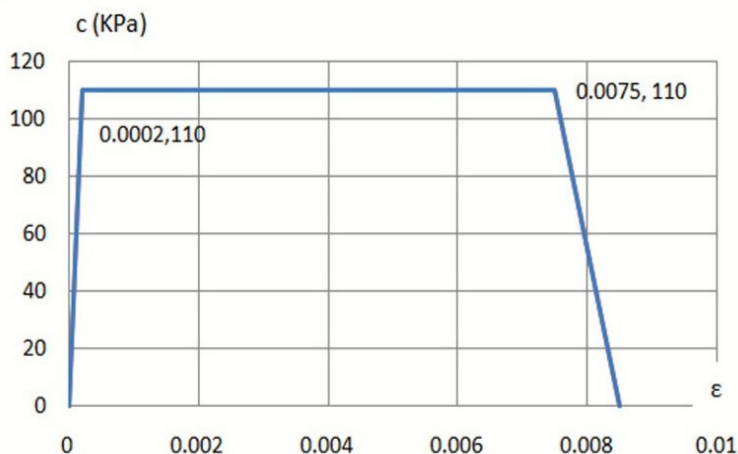


Figura 5.3 – Grafiku sforcim – deformim për prerjen (për S12)

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

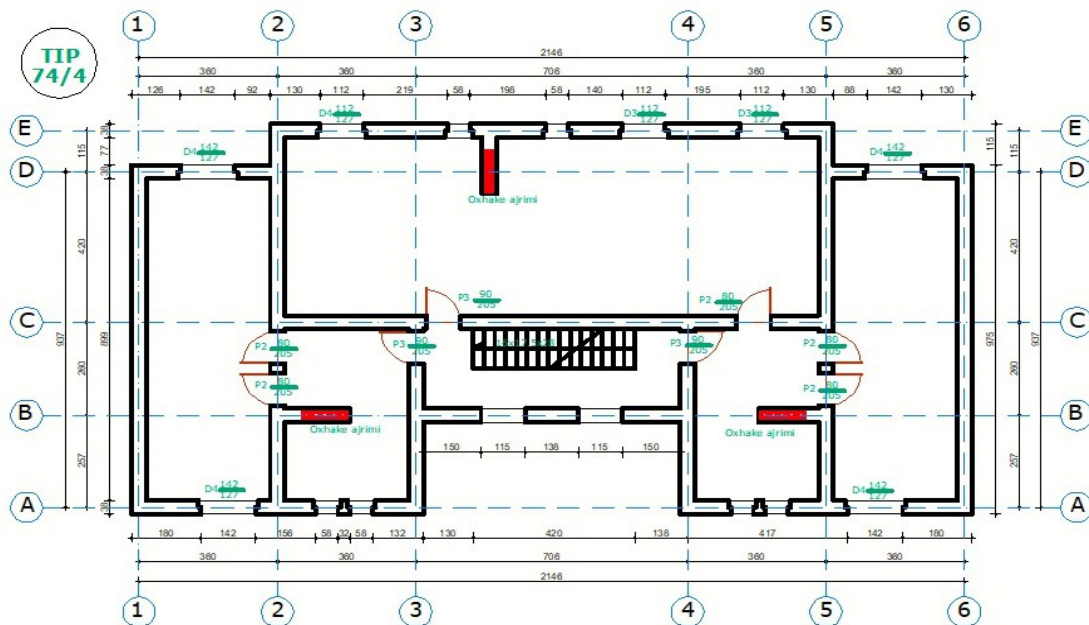


Figura 5.4 – Planimetria e ndërtesës tip 74/4

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 mbajtëse 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 vetem 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.

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.

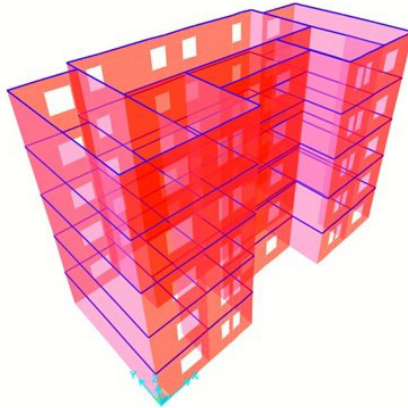


Figura 5.5 – Pamja 3 dimensionale e modelit të ndërtesës tip 74/4

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.

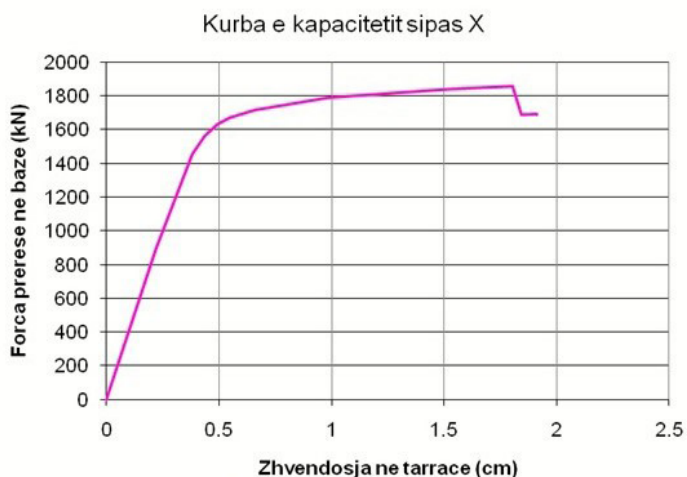


Figura 5.7 – Kurba e kapacitetit sipas X.

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:

$$LS2 = 0.1\% * 306 = 0.31 \text{ cm}$$

$$LS3 = 0.3\% * 306 = 0.92 \text{ cm}$$

$$LS4 = 0.5\% * 306 = 1.53 \text{ cm}$$

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.

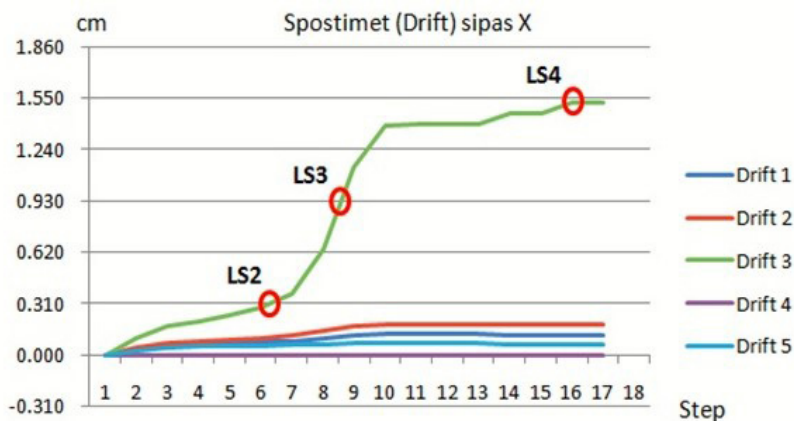


Figura 5.8 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit. Vërehet që zhvendosjet e ndërkateve 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.

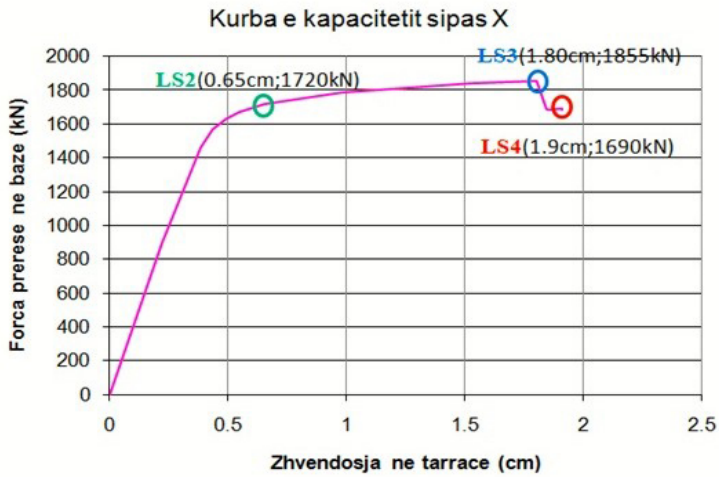


Figura 5.9 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Drejtimi Y ka një kurbë tjetër kapaciteti si pasojë e asimetrisë së objektit. Megjithëse forca prerëse në bazë është e përafërt, zhvendosjet përfundimtare nuk janë të njëjta. Përsëri kati i 3 rezulton si kat i dobët.

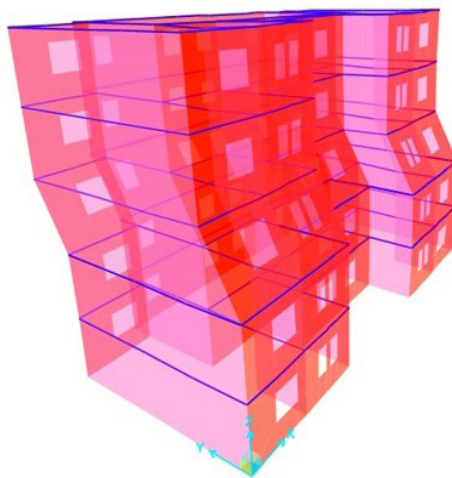


Figura 5.10 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

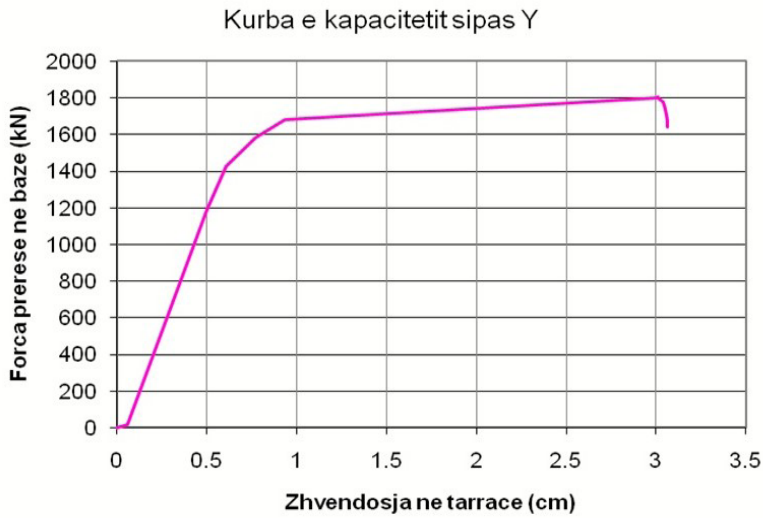


Figura 5.11 – Kurba e kapacitetit sipas Y

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve.

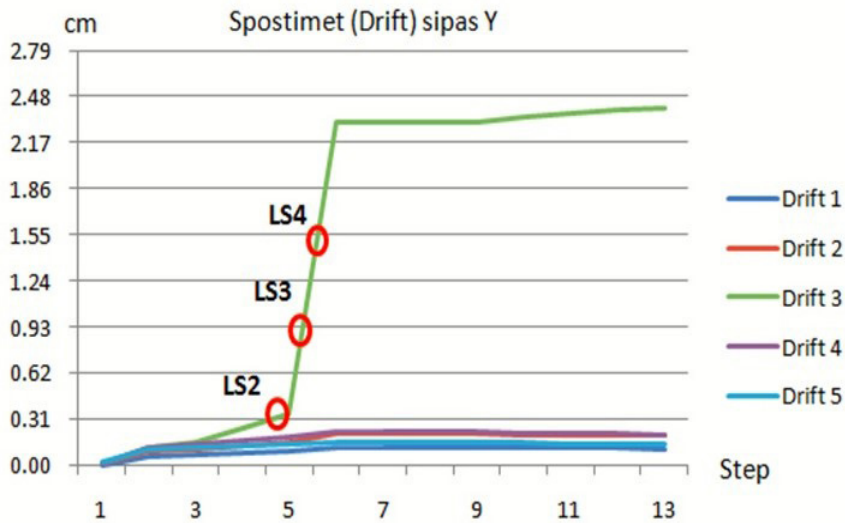


Figura 5.12 – Spostimet e ndërkateve sipas Y.

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 llogaritim 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.

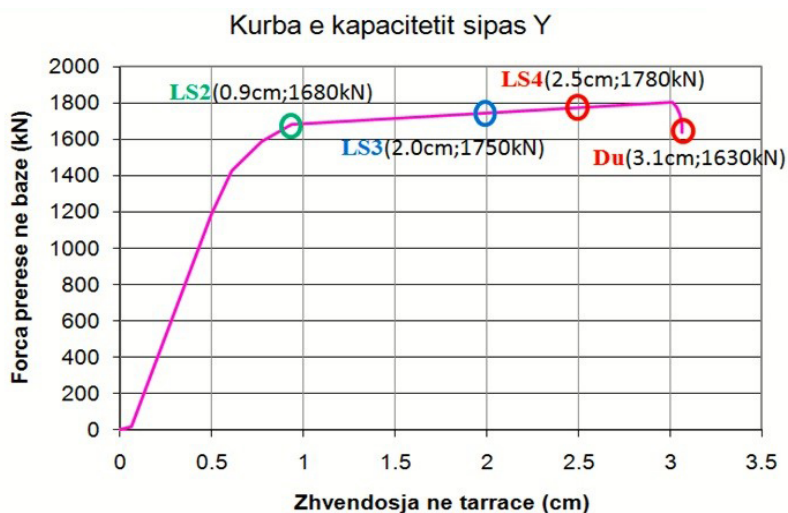


Figura 5.13 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

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 njëlloj 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 m	1720k N	1.80c m	1855k N	1.90c m	1690k N	1.90c m	1690k N
Y	0.90c m	1680k N	2.00c m	1750k N	2.50c m	1780k N	3.10c m	1630k 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 përforsime, siç do ta shohim më poshtë në këtë disertacion.

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.

Llogaritja e performancës së ndërtesës 74/4 sipas FEMA 440

- Konvertimi i spektrit të kapacitetit:

$$PF_1 = \frac{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g}{\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g} = 36.1 \text{ për drejtimin X dhe } 35.0 \text{ për drejtimin Y} \quad (5.1)$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}) / g]^2}{[\sum_1^N w_i / g] \cdot [\sum_1^N (w_i \cdot \varphi_{i1}^2) / g]} = 0.8 \text{ për drejtimin X dhe } 0.75 \text{ për drejtimin Y} \quad (5.2)$$

$$S_a = \frac{v/W}{\alpha_1} \quad (5.3)$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \quad (5.4)$$

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:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\begin{Bmatrix} 0.69 \\ 1.35 \\ 2.29 \\ 3.04 \\ 3.52 \end{Bmatrix} = 0.89 \{0.69; 1.35; 2.29; 3.04; 3.52\} \cdot 10^{-4}$$

$$\cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

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:

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} =$$

$$\{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{Bmatrix} = 0.28$$

Për të përftuar vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28} = 0.53$

Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është: $\{\varphi_{12}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$

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.

- 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 , T0X = 0.97 sek

Për Y: Sd=0.0043 , Sa=0.116g , T0Y =1.21 sek

- Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me B(βeff).

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff}\%)} \quad (5.7)$$

- Ndërtohet vija e Teff dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(βeff) mbahet shënim Sa=aeff dhe Sd.
- Për vlerën e mësipërme Sd, merret Sa=amax korresponduese në spektrin e kapacitetit.
- Shumëzohet vlerat e Sa të spektrit të reduktuar ADRS(βeff) me “M=aeff/amax”, për të krijuar spektrin MADRS.
- Krahasohet vlera e gjetur e Sd me μ*Sd,el, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rrum bullakosur 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.

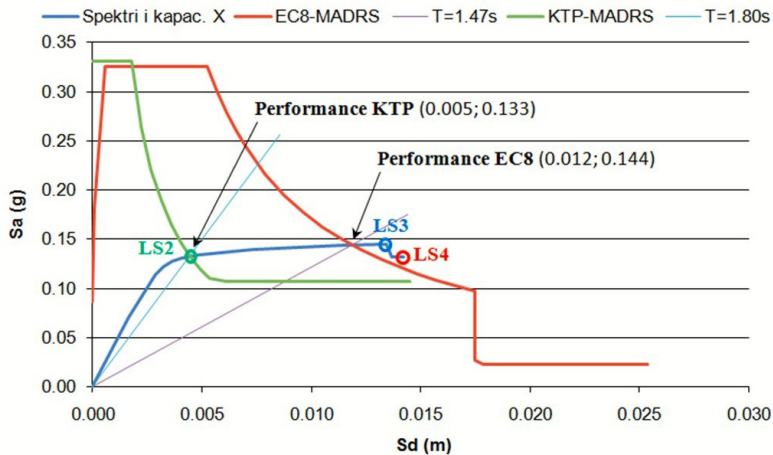


Figura 5.14 – Pika e performancës për drejtimin X.

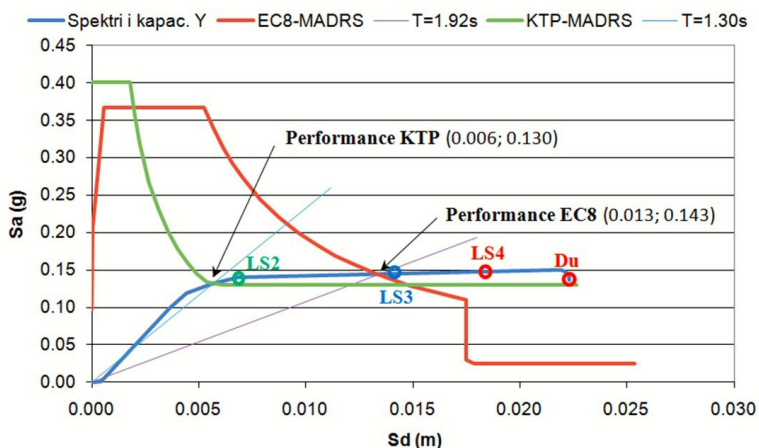


Figura 5.15 – Pika e performancës për drejtimin Y.

Krahasim 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, periodesë 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 disfavourshme.

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 përforsim 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 përforsim 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

ANALIZAT E NDËRTESAVE TIP 74/4

6

Analiza e ndërtesës tip 74/4 me strukturë prej murature e përforcuar.

HYRJE

Ndërtesa tip 74/4 i përballon pa u shkatërruar të dy spektrat e konsideruar, por spektri i Eurokodit 8 shkakton dëme të mëdha duke iu afruar pikës së shkatërrimit. Ndërtesa do të duhej të riparohej 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.

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. Vendosja bëhet në muret e jashtëm. Për të përfutur 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 shkëputet 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.

Analiza jolineare për ndërtesen 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.

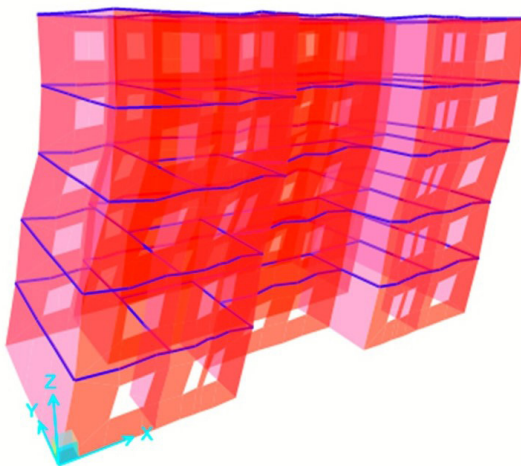


Figura 6.1 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

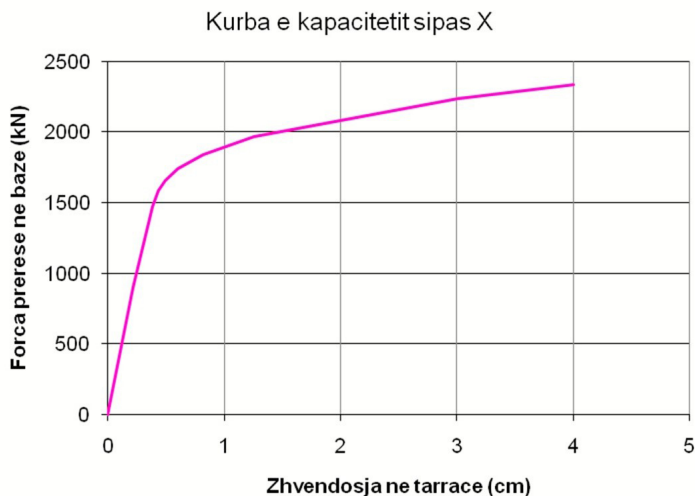


Figura 6.2 – Kurba e kapacitetit sipas X.

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.

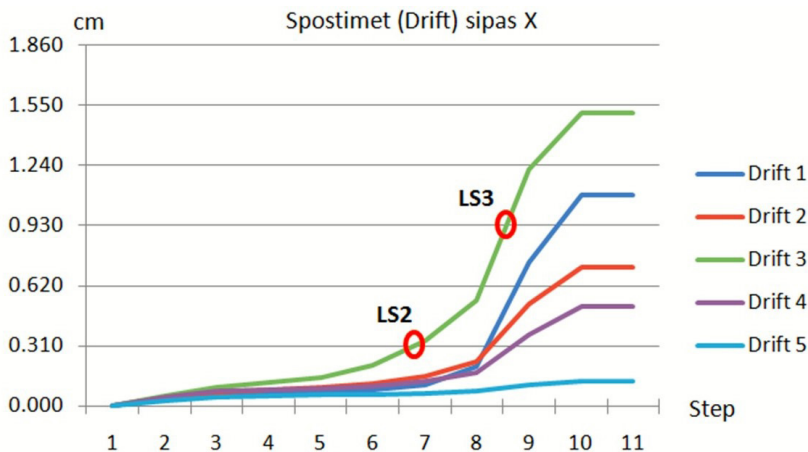


Figura 6.3 – Spostimet e ndërkatëve sipas X.

Më pas këto gjendje kufitare paraqiten në kurbën e kapacitetit. Vërehet që zhvendosjet e ndërkatëve 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.

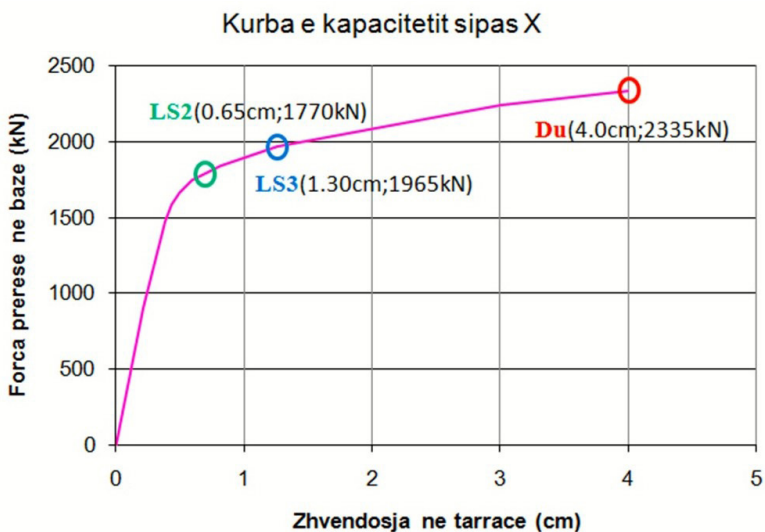


Figura 6.4 – Kurba e kapacitetit me gjendiet kufitare.

Rezultatet e analizës jolineare për drejtimin Y jepen më poshtë. Përsëri vërehet përmirësim në formën e deformuar të ndërtesës (fig 6.5).

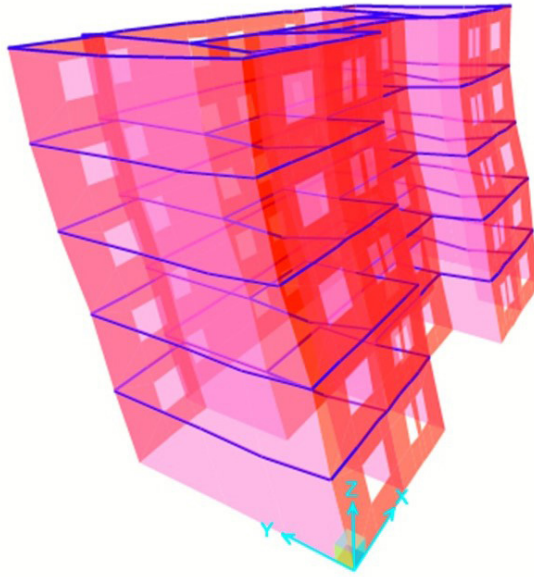


Figura 6.5 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

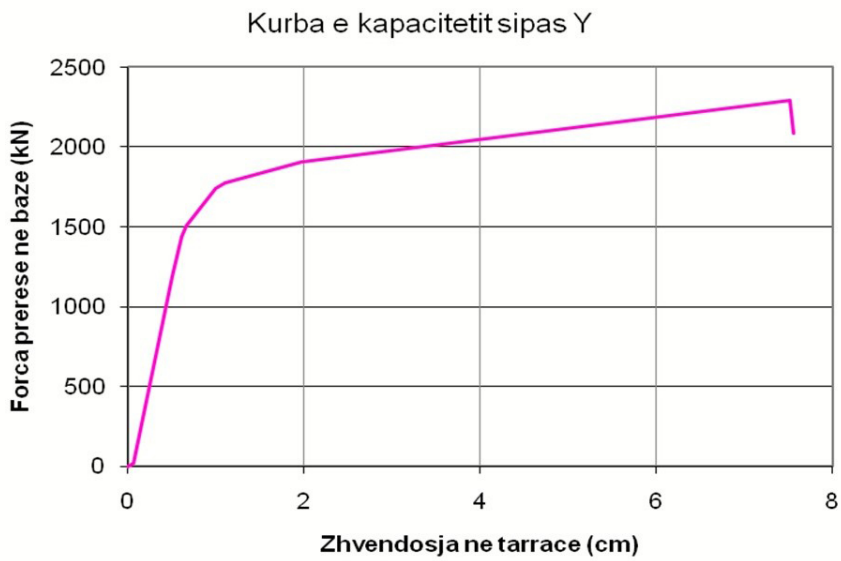


Figura 6.6 – Kurba e kapacitetit sipas Y

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkateve.

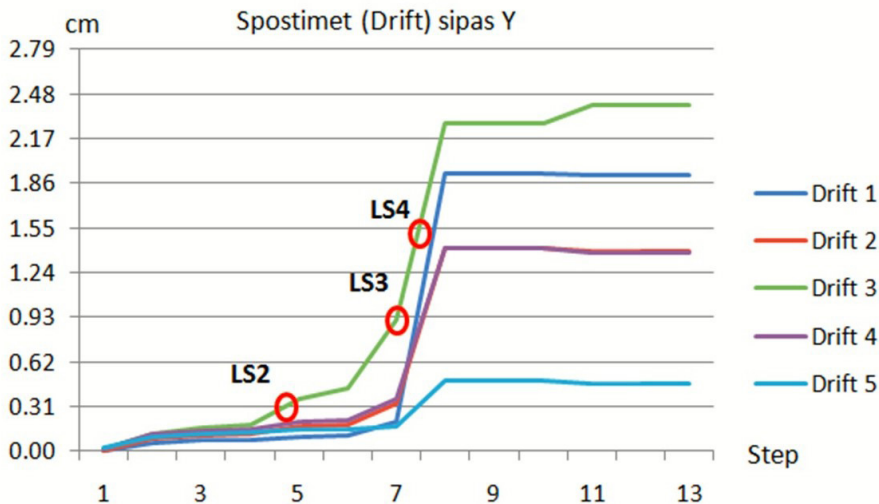


Figura 6.7 – Spostimet e ndërkateve sipas X

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.

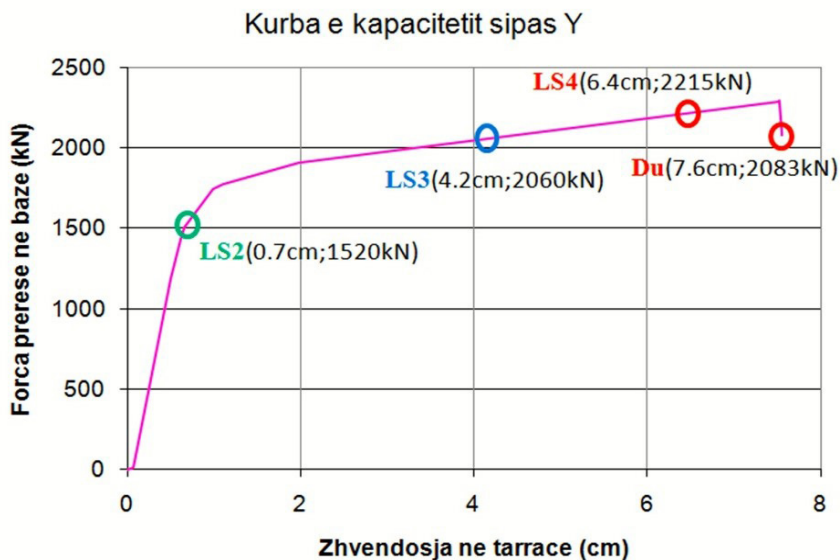


Figura 6.8 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Analiza jolineare për ndërtesen 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.

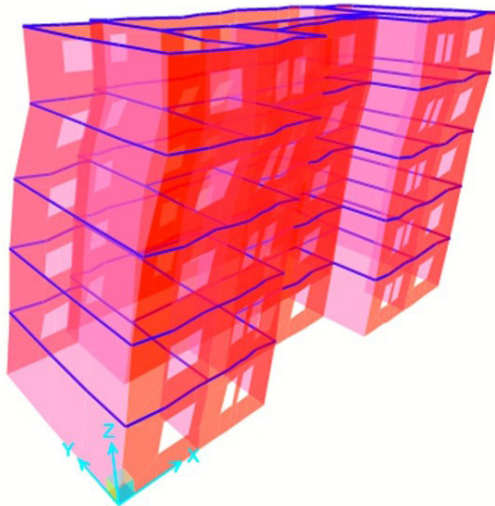


Figura 6.9 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

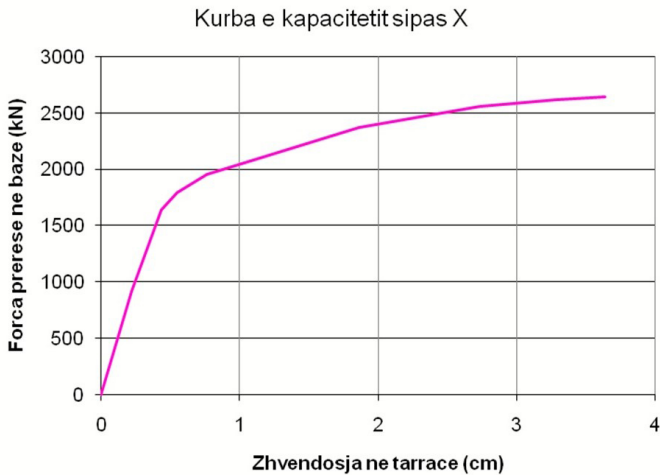


Figura 6.10 – Kurba e kapacitetit sipas X.

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.

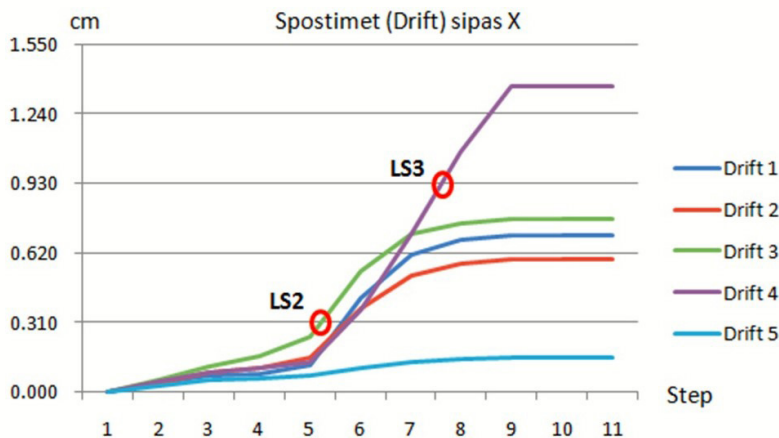


Figura 6.11 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

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.

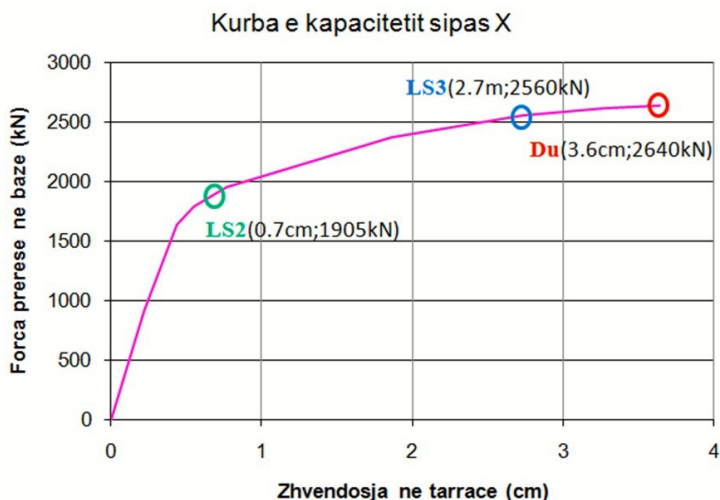


Figura 6.12 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

Rezultatet e analizës jolineare për drejtimin Y jepen më poshtë. Përsëri vërehet përmirësim në formën e deformuar të ndërtesës (fig 6.13).

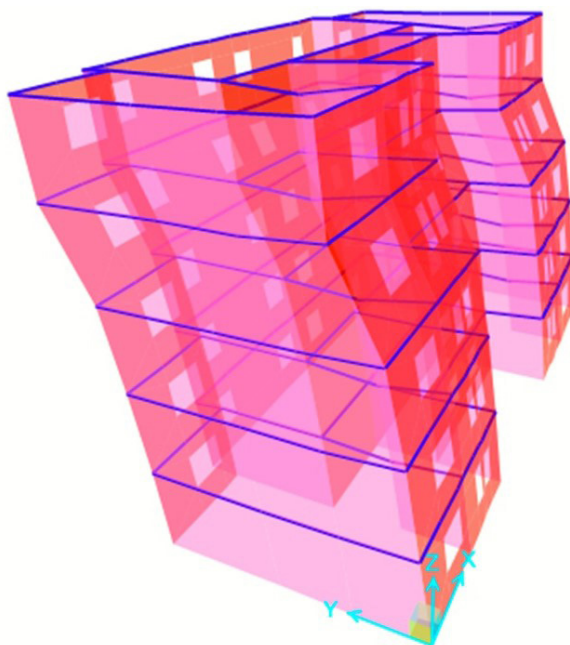


Figura 6.13 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas Y.

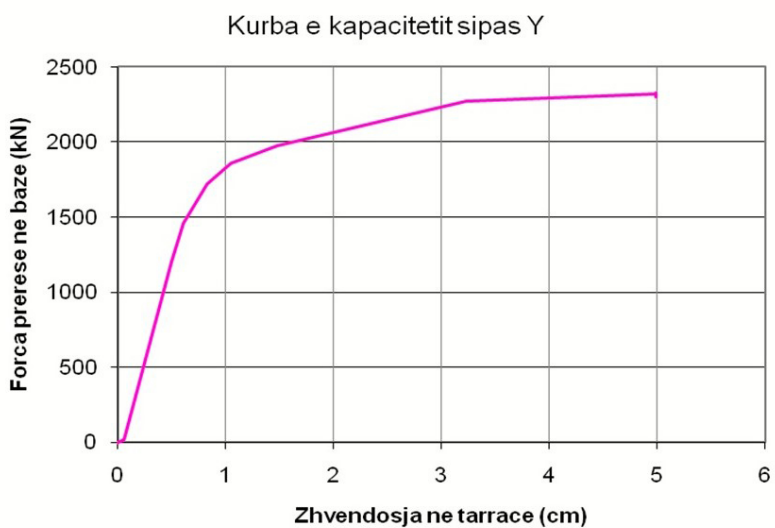


Figura 6.14 – Kurba e kapacitetit sipas Y.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkatëve.

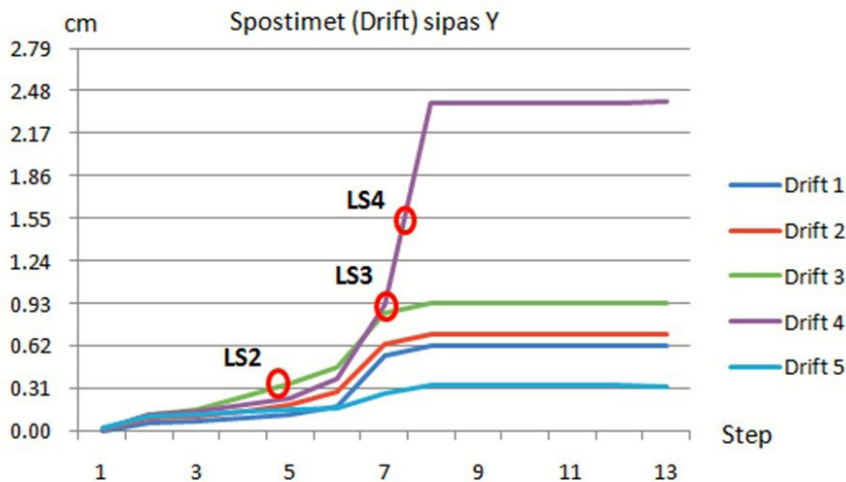


Figura 6.15 – Spostimet e ndërkatëve sipas Y.

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 treti 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.

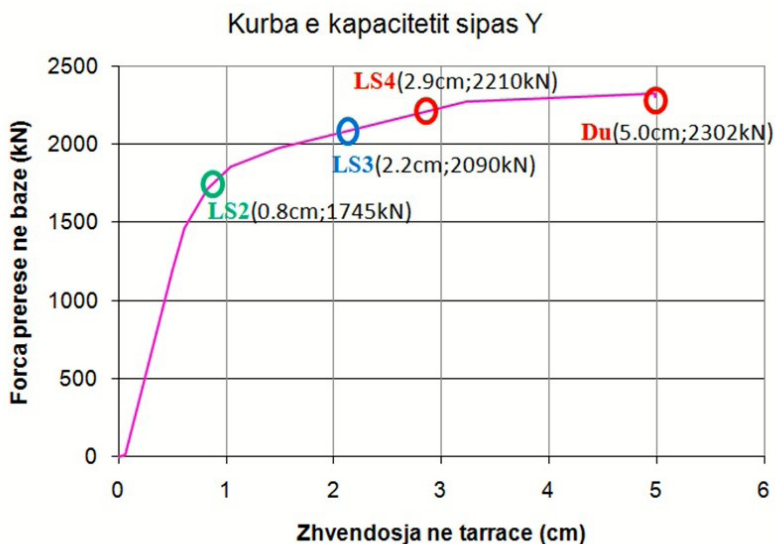


Figura 6.16 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare

Analiza jolineare për ndërtesen 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.

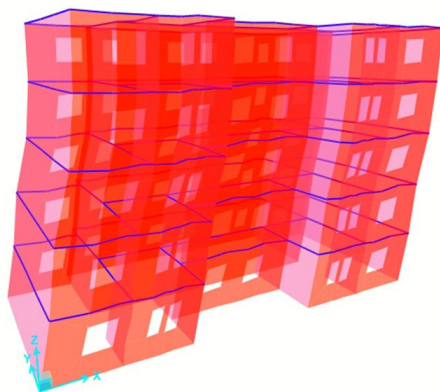


Figura 6.17 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.

Figura 6.17 – Zhvendosja maksimale jolineare sipas X.
Kurba e kapacitetit sipas X

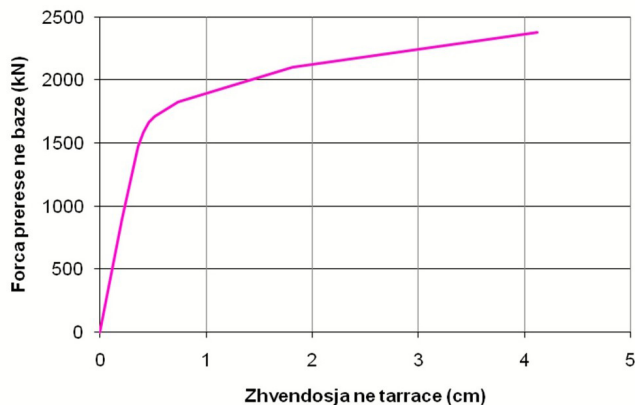


Figura 6.18 – Kurba e kapacitetit sipas X.

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.

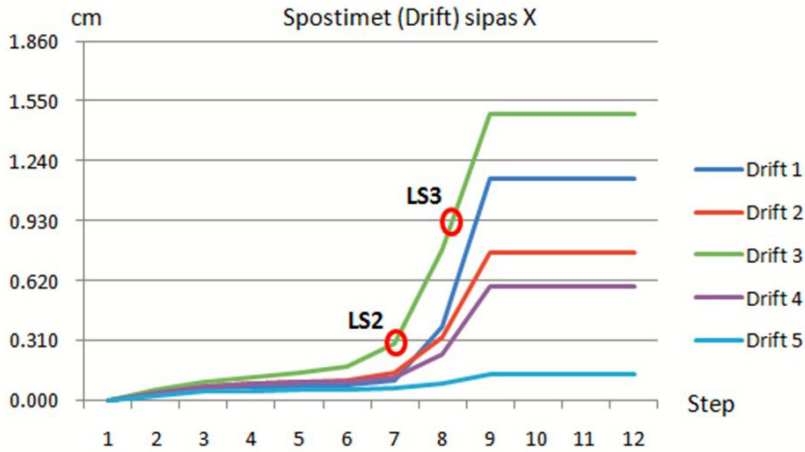


Figura 6.19 – Spostimet e ndërkateve sipas X.

Vërehet që zhvendosjet e të gjitha ndërkateve 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.

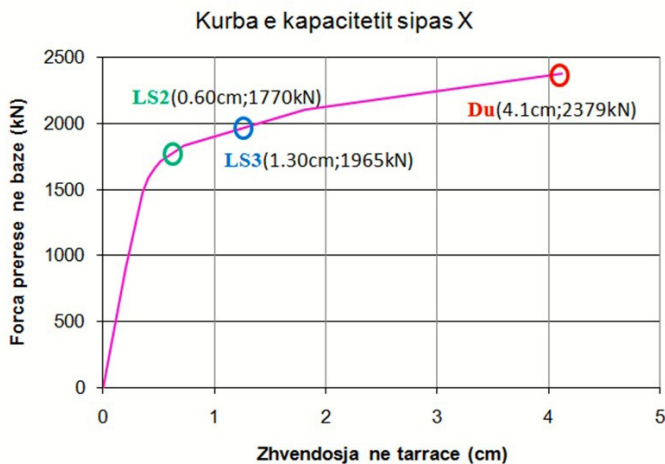


Figura 6.20 – Kurba e kapacitetit me shtandjet kufitare.

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.

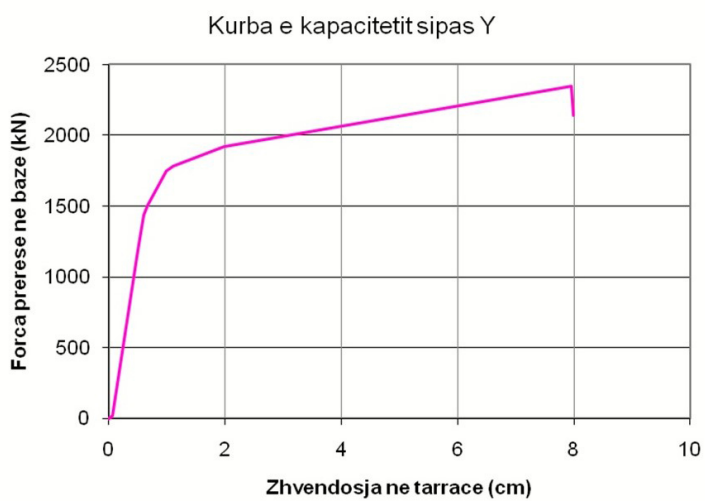


Figura 6.22 – Kurba e kapacitetit sipas Y.

Më poshtë po japim grafikisht zhvendosjet (drift) të ndërkatëve.

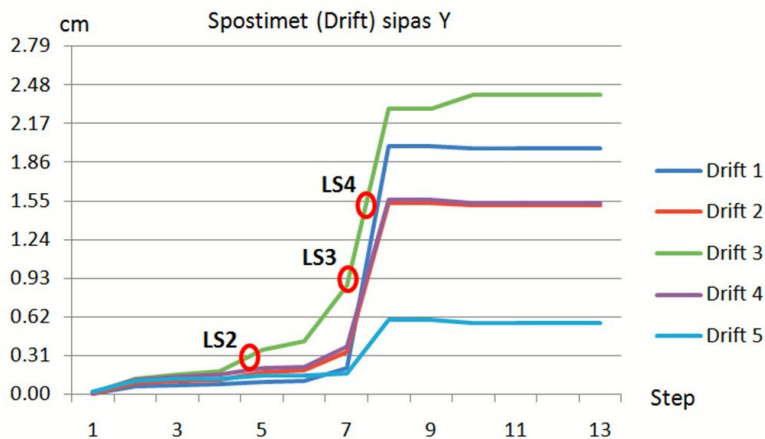


Figura 6.23 – Spostimet e ndërkatëve sipas Y.

Vërehet që zhvendosjet e ndërkatëve 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 disfavourshëm 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.

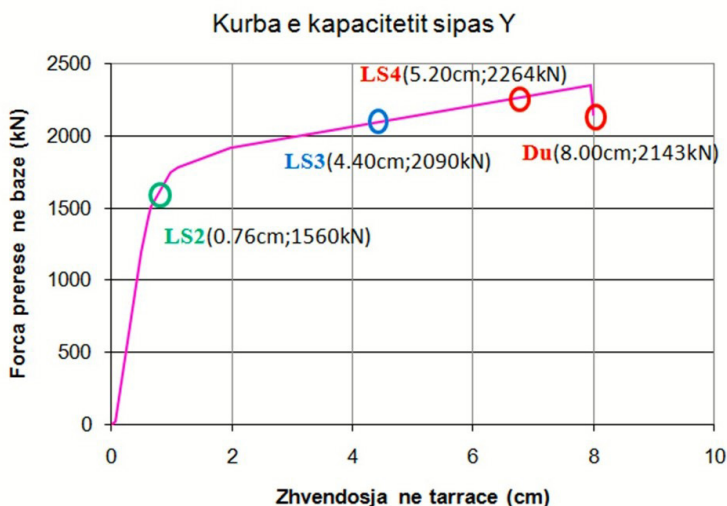


Figura 6.24 – Kurba e kapacitetit me gjendjet kufitare.

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.

Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me GFRP

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:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.69; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.69 \\ 1.30 \\ 2.16 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{Bmatrix} = 0.79$$

Për të përfutur 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: $\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$

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: $Sd=1.5 \cdot Sd,el$.

● 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: $Sd=0.003$, $Sa=0.126g$, $T_0X = 0.97$ sek

Për Y: $Sd=0.0043$, $Sa=0.116g$, $T_0Y = 1.21$ sek

● Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff}\%)} \quad (6.7)$$

● Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim $Sa=a_{eff}$ dhe Sd .

● Për vlerën e mësipërme Sd , merret $Sa=a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.

● Shumëzohet vlerat e Sa të spektrit të reduktuar ADRS(β_{eff}) me “ $M=a_{eff}/a_{max}$ ”, për të krijuar spektrin MADRS.

● Krahasohet vlera e gjetur e Sd me $\mu \cdot Sd,el$, të llogaritur në hapin e parë. Nëse janë të njëjta (duke rrumad-bullakosur 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.

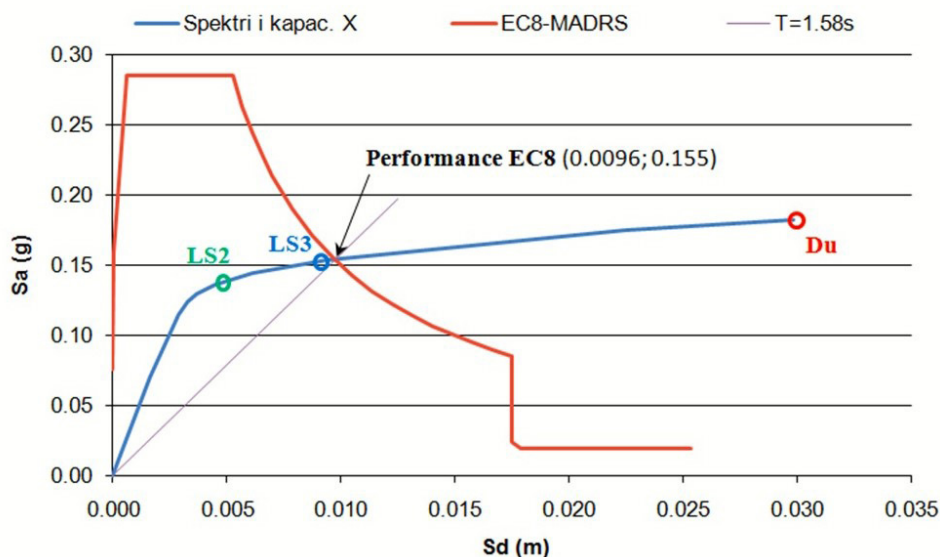


Figura 6.25 – Pika e performancës për drejtimin X.

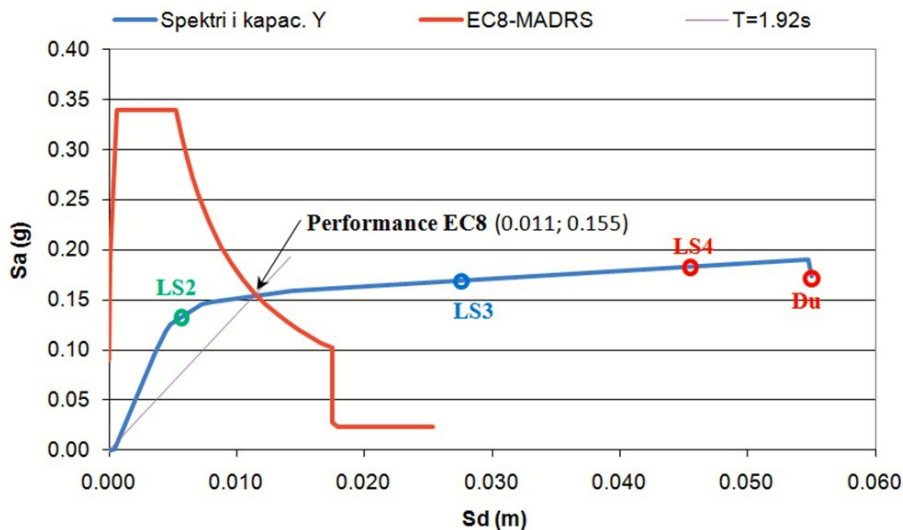


Figura 6.26 – Pika e performancës për drejtimin Y.

Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me CFRP

- 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 numeri. 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:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$

$$\{0.62; 1.31; 2.15; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \cdot$$

$$\begin{Bmatrix} 0.62 \\ 1.31 \\ 2.15 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{Bmatrix} = 0.79$$

Për të përfutur vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.79}=0.89$
 Përfundimisht vektori i normalizuar sipas X është:

● Përsërisim veprimet për drejtimin Y:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.70; 1.48; 2.42; 3.22; 3.72\} \cdot 10^{-2}$$

$$\{\varphi_{i1}\}^T [M] \{\varphi_{i1}\} =$$

$$\{0.28; 0.68; 1.20; 1.68; 2.06\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} .$$

$$\begin{pmatrix} 0.28 \\ 0.68 \\ 1.20 \\ 1.68 \\ 2.06 \end{pmatrix} = 0.28$$

● Për të përfutur vektorin e normalizuar i pjesëtojmë komponentet me $\sqrt{0.28}=0.53$
 Përfundimisht vektori i normalizuar sipas Y është:

$$\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$$

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.

● Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (6.12)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (6.13)$$

● 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

● Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me B(β_{eff}).

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff}\%)} \quad (6.14)$$

Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprerjen e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim Sa=a_{eff} dhe Sd.

● Për vlerën e mësipërme Sd, merret Sa=a_{max} korresponduese në spektrin e kapacitetit.

● Shumëzohet vlerat e Sa të spektrit të reduktuar ADRS(β_{eff}) me “M=a_{eff}/a_{max}”, për të krijuar spektrin MADRS.

● Krahasohet vlera e gjetur e Sd me μ*Sd,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. 6.27, 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 konsiderushme.

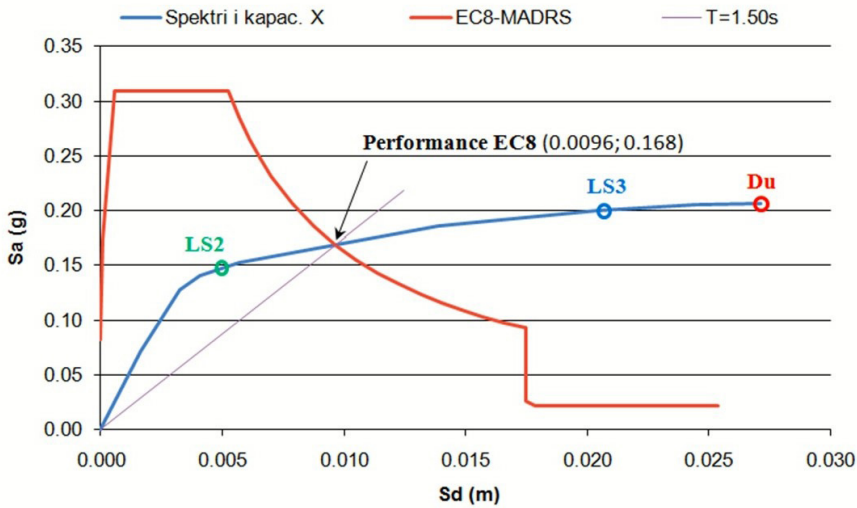


Figura 6.27 – Pika e performancës për drejtimin X.

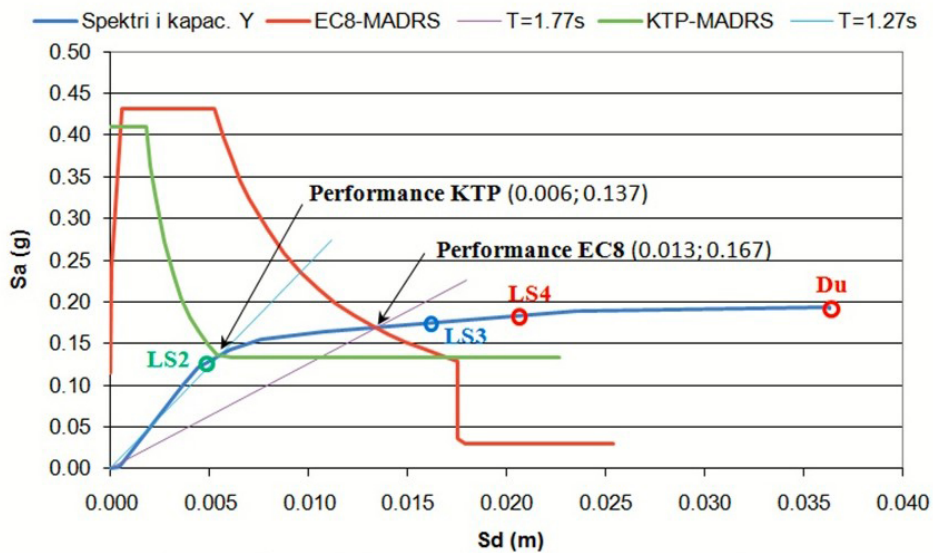


Figura 6.28 – Pika e performancës për drejtimin Y.

Llogaritja e performancës së ndërtesës tip 74/4 me TRM

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)

$$S_a = \frac{v/W}{\alpha_1} \tag{6.17}$$

$$S_d = \frac{u_{roof}}{PF_1 \cdot \varphi_{roof,1}} \tag{6.18}$$

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 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:

$$[M] = \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix} \text{ ton}$$

$$\{\varphi_{i2}\}^T [M] \{\varphi_{i2}\} =$$

$$\{0.62; 1.30; 2.16; 2.86; 3.30\} \cdot 10^{-4} \cdot \begin{bmatrix} 368.1 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 368.1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 300.3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 300.3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 300.3 \end{bmatrix}$$

$$\begin{Bmatrix} 0.62 \\ 1.30 \\ 2.16 \\ 2.86 \\ 3.30 \end{Bmatrix} = 0.79$$

Për të përfutur 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: $\{\varphi_{i2}\}^T = \{0.53; 1.30; 2.29; 3.20; 3.93\} \cdot 10^{-2}$

● 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: $Sd=1.5 \cdot Sd,el$.

● Llogariten parametrat efektivë për duktilitetin e supozuar:

$$\beta_{eff} = 4.9(\mu - 1)^2 - 1.1(\mu - 1)^3 + 5 \quad (6.19)$$

$$T_{eff} = [0.2(\mu - 1)^2 - 0.038(\mu - 1)^3 + 1] \cdot T_0 \quad (6.20)$$

● T_0 – 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

Pjesëtohen vlerat e nxitimit spektral të spektrit sizmik ADRS me $B(\beta_{eff})$.

$$B(\beta_{eff}) = \frac{4}{5.6 - \ln(\beta_{eff}\%)} \quad (6.21)$$

● Ndërtohet vija e T_{eff} dhe në pikëprejën e saj me ADRS(β_{eff}) mbahet shënim $Sa=a_{eff}$ dhe Sd .

● Për vlerën e mësipërme Sd , merret $Sa=a_{max}$ korresponduese në spektrin e kapacitetit.

● Shumëzohet vlerat e Sa të spektrit të reduktuar ADRS(β_{eff}) me “ $M=a_{eff}/a_{max}$ ”, për të krijuar spektrin MADRS.

- 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. 6.29, 6.30). Spektri sipas KTP nuk i shkakton asnjë dëmtim ndërtesës së përforcuar me TRM, kurse sipas Eurokodit 8 kemi gjendjen e shërbimit LS3 për drejtimin X.

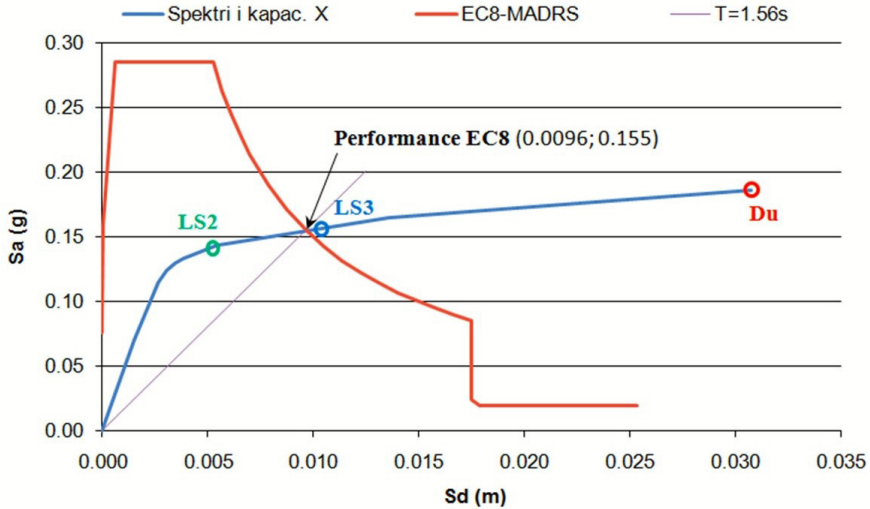


Figura 6.29 – Pika e performancës për drejtimin X.

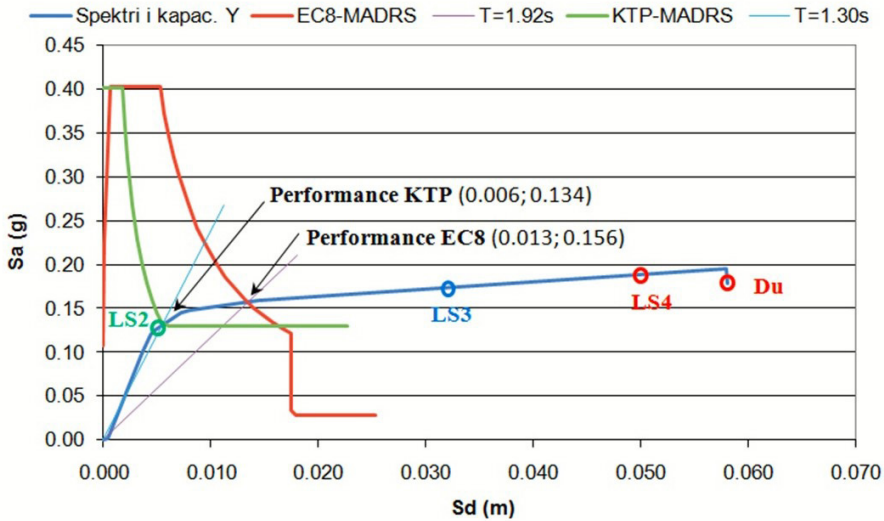


Figura 6.30 – Pika e performancës për drejtimin Y.



KAPITULLI VII

KRAHASIM I PERFORMANCËS SË NDËRTESES ME DHE PA PËRFORCIM

7

Diskutimi i rezultateve të analizës

HYRJE

Pas analizave të ndërtesave me edhe pa përforsim u vërejt një ndryshim i konsiderueshëm në sjelljen e tyre kundrejt forcave prerëse horizontale. Të gjitha llojet e përforsimeve 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 përforsimet 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.

Krahasim i performancës se ndërtesës me dhe pa përforsim

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. Përforsimet 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 përforsuese. Është e nevojshme të vlerësohet nga ana sasiore dhe cilësore roli i përforsimeve të aplikuara.

Krahasim me GFRP

Zhvendosjet:

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën rreth 2 herë për drejtimin X. Gjithash-tu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.1).

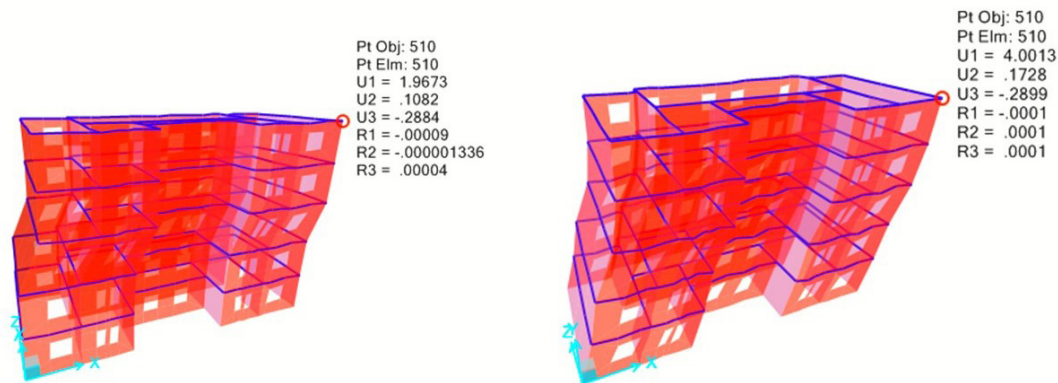


Figura 7.1 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin X.

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).

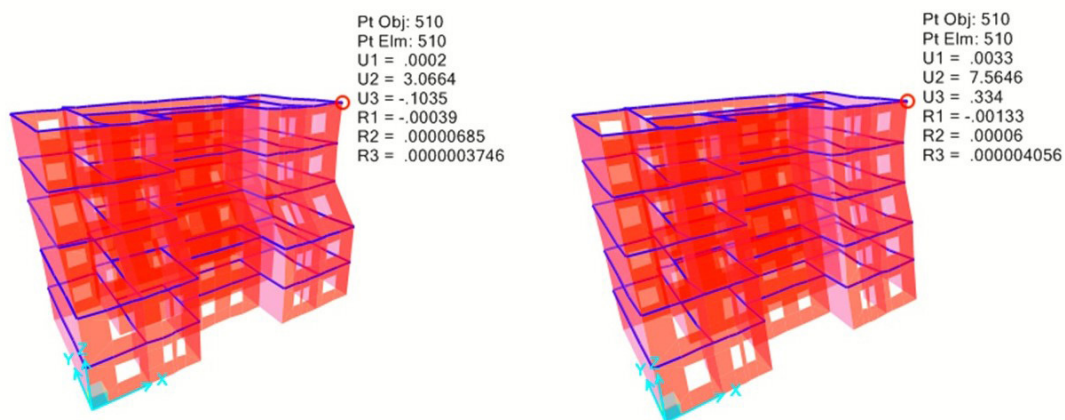


Figura 7.2 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra xhami (djathtas) për drejtimin Y.

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 përforsim 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 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 përforsim 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 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 përforsuar me fibra xhami. Në figurat 7.3, 7.4 jepen kurbat e kapacitetit për ndërtesën pa përforsim dhe me përforsim 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 përforsim shkatërrohet në katin e tretë, modeli i përforsuar 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%.

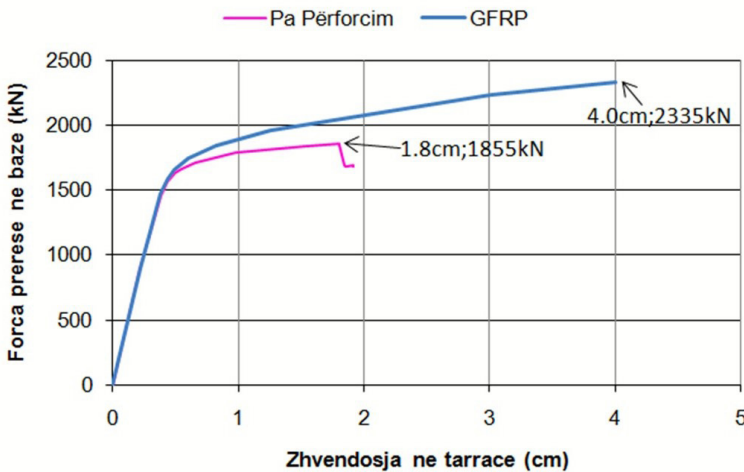


Figura 7.3 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra xhami

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 përforsim dhe 2291 për modelin me përforsim 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.

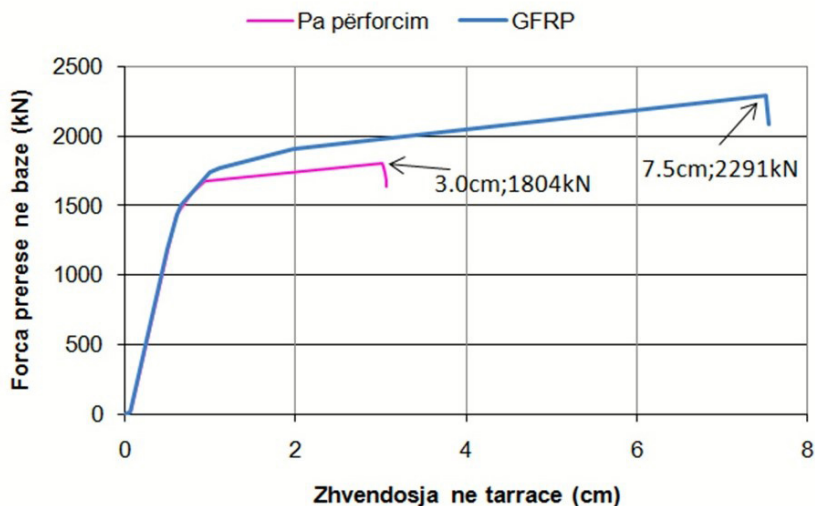


Figura 7.4 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra xhami

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 përforsuar 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 përforsim dhe me përforsim fibra xhami GFRP (tabela 7.3, 7.4).

Tabela 7.3 – Pika e performancës për situatën pa përforsim dhe me përforsim 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 përforsim dhe me përforsim 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 përforsuar me fibra xhami pëson deformime brenda zonës elastike nëse lëkundet sipas spektrit të KTP. Gjithashtu vërejmë se gjendja e shërbimit kalon nga LS2 pa përforsim, në zonën elastike pa dëmtim kur përforskohet.

Më poshtë po japim në trajtë tabelare krahasimin e performancave sizmike sipas spektrit të EC8 për rastet pa përforsim dhe me përforsim fibra xhami GFRP (tabela 7.5, 7.6).

Tabela 7.5 – Pika e performancës për situatën pa përforsim dhe me përforsim 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 përf.	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 përforsim dhe me përforsim 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 përf.	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.

Megjithëse 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 ulet perioda e lëkundjes.

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).

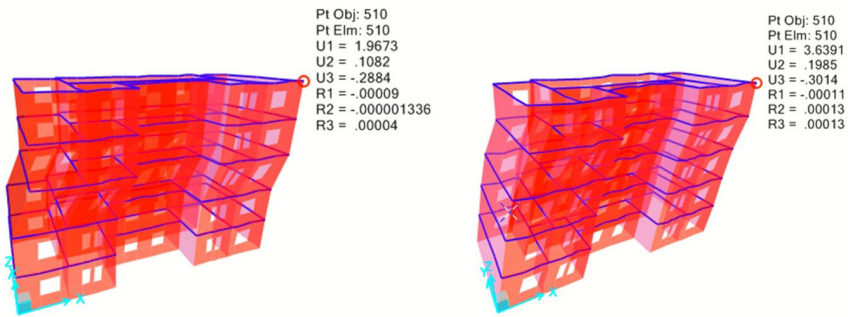


Figura 7.5 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

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).

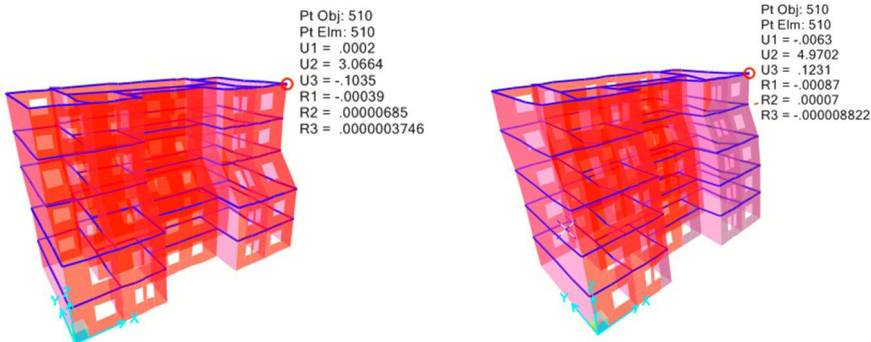


Figura 7.6 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

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 te 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 përforsim 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 përforsim 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 përforsim dhe me përforsim 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 përforsim shkatërrohet në katin e tretë, modeli i përforsuar 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%.

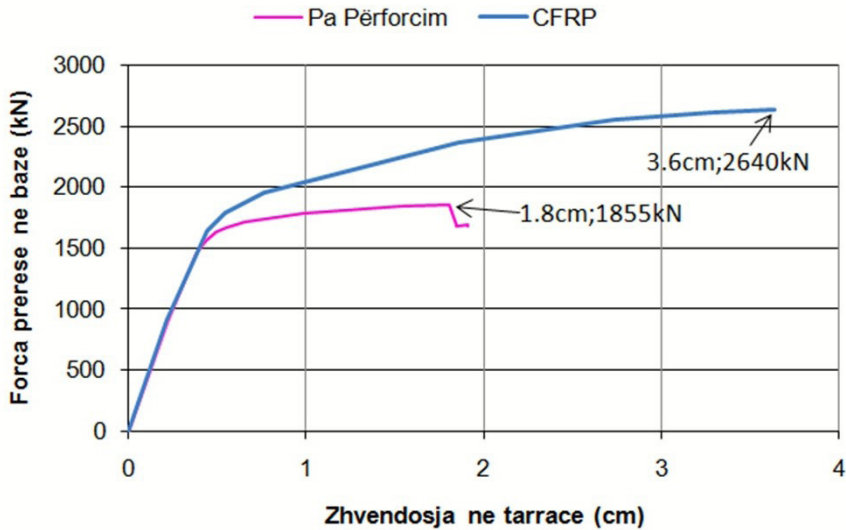


Figura 7.7 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni

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.

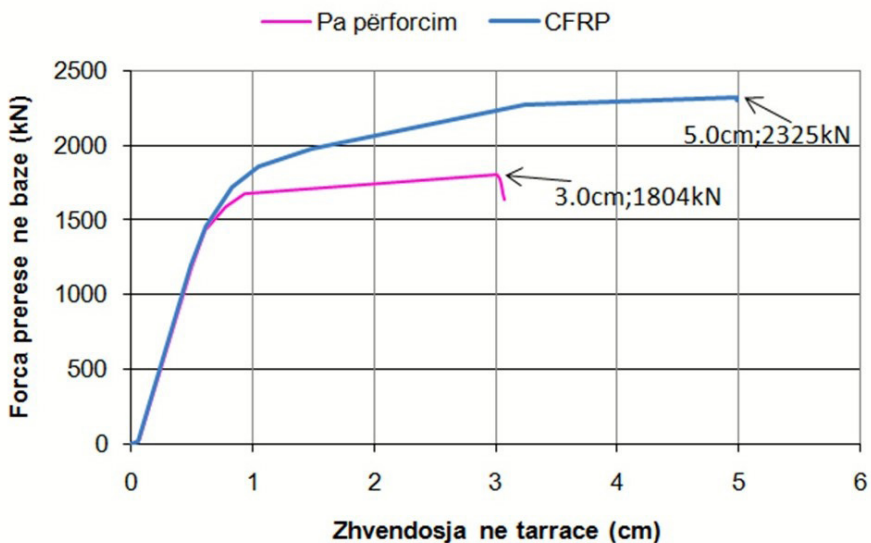


Figura 7.8 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim fibra karboni

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 përfor.	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/s ²)	Zhvendosja (cm)	Forca prerëse (kN)	Duktiliteti μ	Perioda T (sek)	Gjendja e shërbimit
KTP-Y pa përfor.	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/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 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/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 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 sismike. 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 ulet perioda e lëkundjes.

Krahasim me TRM

Zhvendosjet

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën rreth 2 herë për drejtimin X. Gjithash-tu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.9).

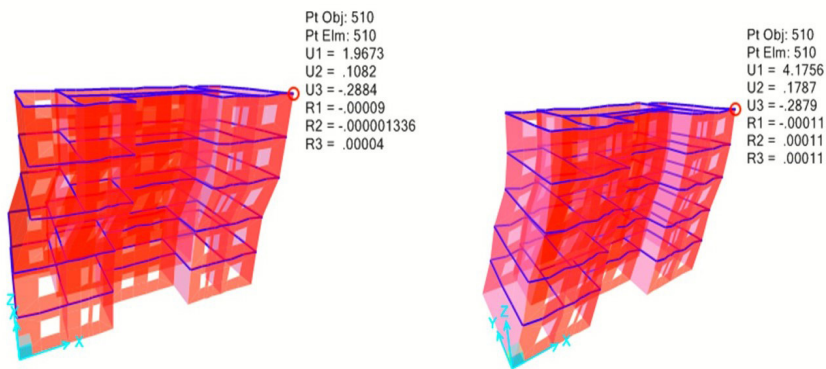


Figura 7.9 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin X.

Zhvendosjet e lejuara të ndërtesës deri në pikën e shkatërrimit u rritën mbi 2 herë për drejtimin Y. Gjithash-tu forma e deformuar u përmirësua ndjeshëm (fig. 7.10).

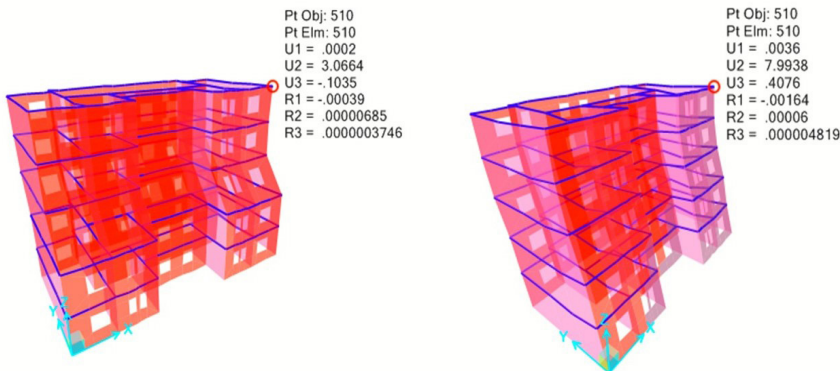


Figura 7.10 – Krahasim i zhvendosjeve për rastet pa përforcim (majtas) dhe me përforcim TRM me fibra karboni (djathtas) për drejtimin Y.

Më poshtë (tab. 7.13, 7.14) po paraqesim zhvendosjet maksimale relative të ndërkateve për analizat push-over 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 rezultat 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.

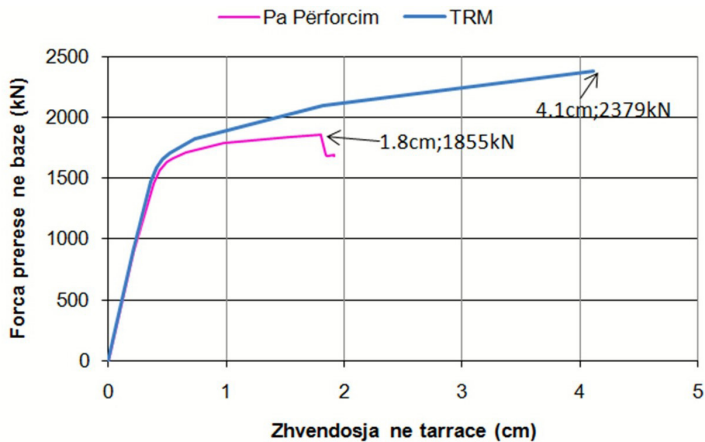


Figura 7.11 – Kurbat e kapacitetit sipas X për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

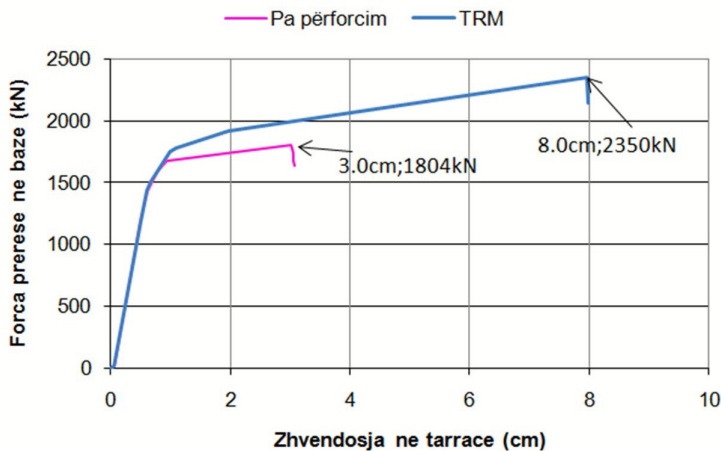


Figura 7.12 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për rastet pa përforcim dhe me përforcim TRM me fibra karboni

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 për.f.	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 për.f.	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 përforsim dhe me përforsim TRM me fibra karboni (tabela 7.17, 7.18).

Tabela 7.17 – Pika e performancës për situatën pa përforsim dhe me përforsim 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 përforsim dhe me përforsim 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 përforsim. Dëmtimi zvogëlohet kur ndërtesa përforskohet 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 përforsim jo shumë efektiv. Siç u pa edhe te zhvendosjet relative të ndërkatëve, vihet re ngurtësimi i katëve të përforsuara, 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 përforsuara. 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 ulet perioda e lëkundjes.

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 shkatërron 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 shkatërron 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.

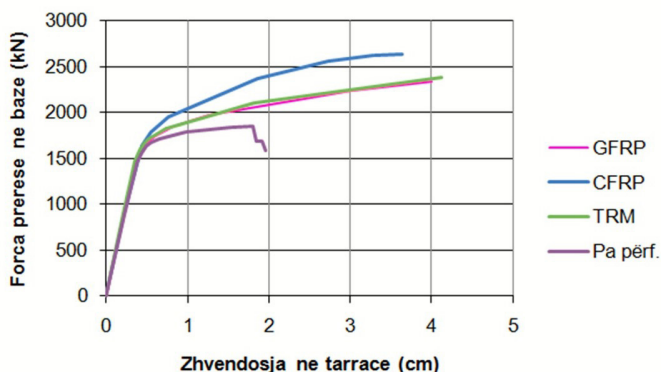


Figura 7.13 – Kurbat e kapacitetit sipas X për të gjitha rastet

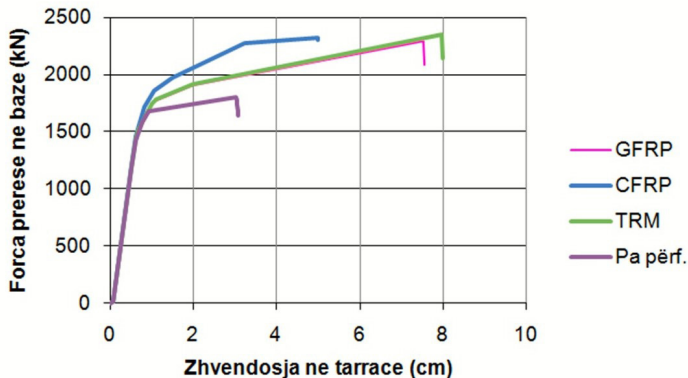


Figura 7.14 – Kurbat e kapacitetit sipas Y për të gjitha rastet

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 ndërkatëve për të gjitha rastet.

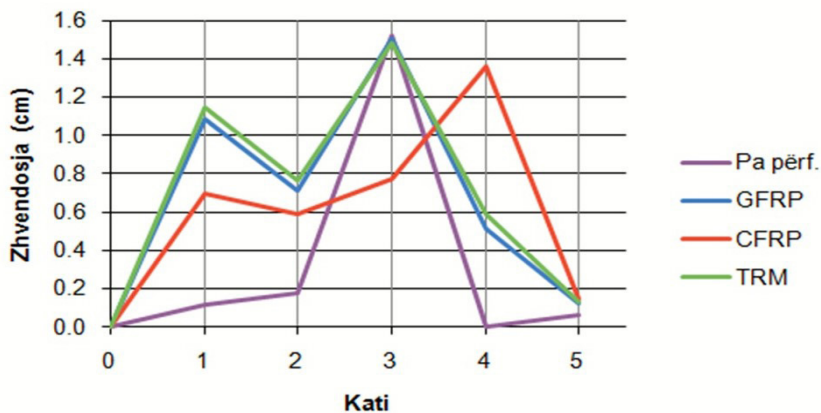


Figura 7.15 – Zhvendosjet relative maksimale sipas X për të gjitha rastet

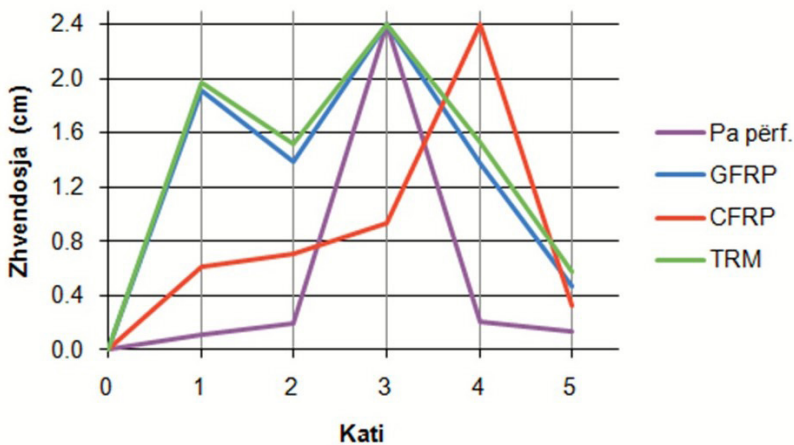


Figura 7.16 – Zhvendosjet relative maksimale sipas Y për të gjitha rastet

Nga zhvendosjet relative vërehet se 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 sizmike 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 për.f.	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 për.f.	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 drejtimin 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 për.f.	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 7/4 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 përforsim rezultoi me një performancë më të mirë se ajo pa përforsim. 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 përforsimeve por në vlera të ndryshme. Rritja e aftësisë mbajtëse shpjegohet me rishpërndarjen e forcave në muraturën e veshur me shtresën përforsuese duke aktivizuar më mirë të gjithë katin e duke shmangur shembjet lokale. Rritja e kapacitetit mbajtës u vërejt më tepër për përforsimin 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 përforsim dhe me përforsim 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 përforsimeve, fibra xhami GFRP dhe rrjete TRM me fibra karboni nuk ndodh fenomeni i katit të dobët. Për këto përforsime kemi zhvendosje relative më të mira të ndërkatëve e si rrjedhojë duktilitet më të mirë.

Rekomandime për aplikimet e përforsimeve në ndërtesat prej murature

Si përfundim rekomandohet që për përforsimin e ndërtesave prej murature me specifitime si 7/4 e studiuar më sipër, të përdoret njëri prej përforsimeve 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 përforsuara 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 se 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 përforsimi, duhet që të kryhet analizë e veçantë duke u bazuar në metodologjinë analitike të trajtuar në këtë disertacion. Për përforsime 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 përforsohen 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 ndërkatet. Gjetjet e këtij disertacioni mund të shërbejnë si model për analizën e ndërtesave të tjera në të gjithë vendin.

Ndërhyrjet 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 sizmitetit 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 standartin 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 ↓ Koncept ↓ Detaje	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;
	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;
	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

ANALIZË E PËRGJITHSHME

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 original por edhe duke aplikuar përf forcime në perimetrin e saj. Nga analiza e ndërtesës pa përf forcim rezultoi kati i tretë si kat i dobët (soft storey). Si përf forcime u zgjedhën materialet prej polimeresh të pajisura me fibra me rezistencë të lartë. U konkludua që përf forcimi 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 përf katësisht për situatat: pa përf forcim, me përf forcim fibra xhami GFRP, me përf forcim fibra karboni CFRP dhe me përf forcim TRM me fibra karboni. Modelet u analizuan në dy drejtimet kryesore me anë të analizës “pushover” dhe u përf tuan kurbat e kapacitetit. Ndërtesa me përf forcim ka aftësi mbajtëse në prerje me të madhe se ajo pa përf forcim.

4. Përf forcimi 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 përf forcimet 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 vlejné 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 përf forcancës 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.

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 përmirësuar.
- [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), "Inzhinieria Sizmike", Toena, Tirana.

- [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 përmirësuar.
- [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), "Inzhinieria Sizmike", Toena, Tirana.

- [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 përmirësuar.
- [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), "Inzhinieria 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 Analysis of a 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.
- 1] 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

REZULTATET E ANALIZËS MODALE

REZULTATET TE NDERTESES PA MURATURE

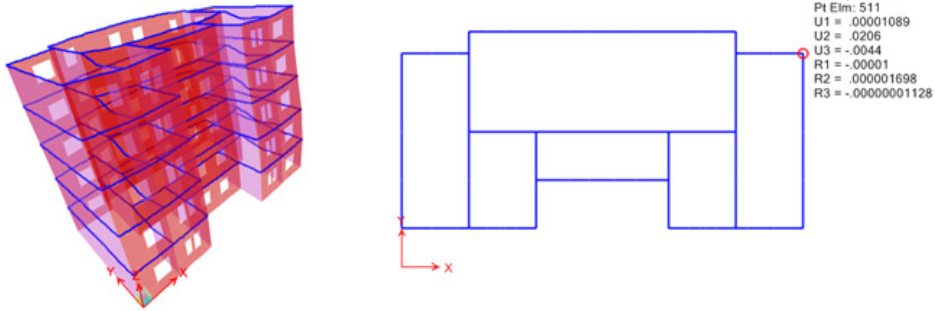


Figura 9.1- Moda 1 e ndërtesës pa muraturë (njësitë-cm)

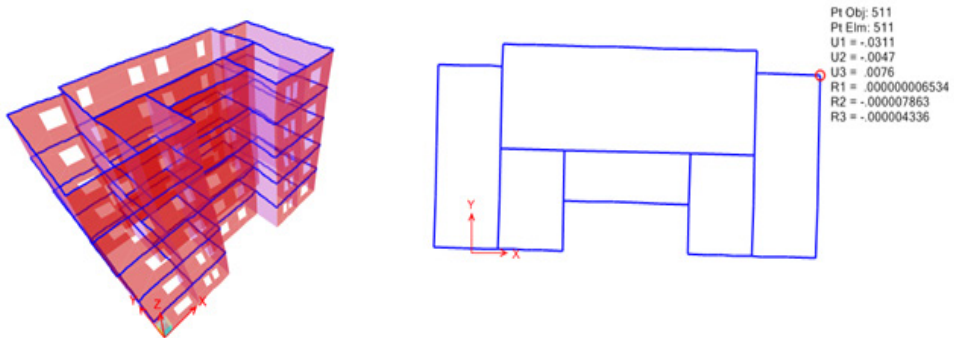


Figura 9.2- Moda 2 e ndërtesës pa muraturë (njësitë-cm)

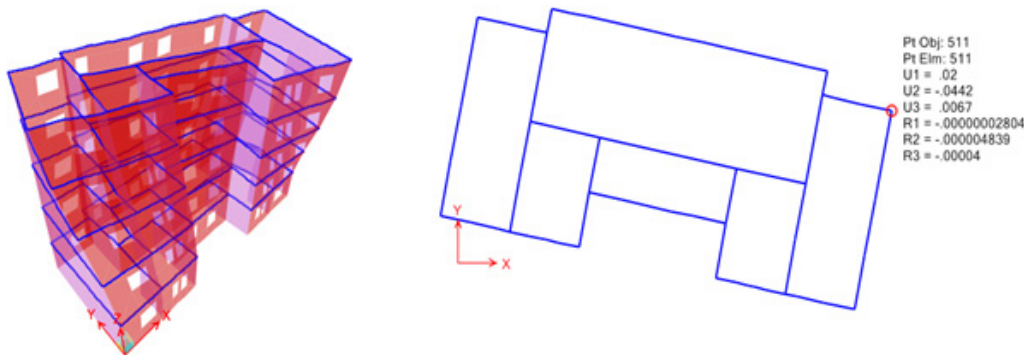


Figura 9.3- Moda 3 e ndërtesës pa muraturë (njësitë-cm)

Tabela 9.1 – 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	0.06	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

Σ_U- shuma progresive e zhvendosjeve translative

Σ_R- shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

Rezultate të ndërtesës me përforcim GFRP

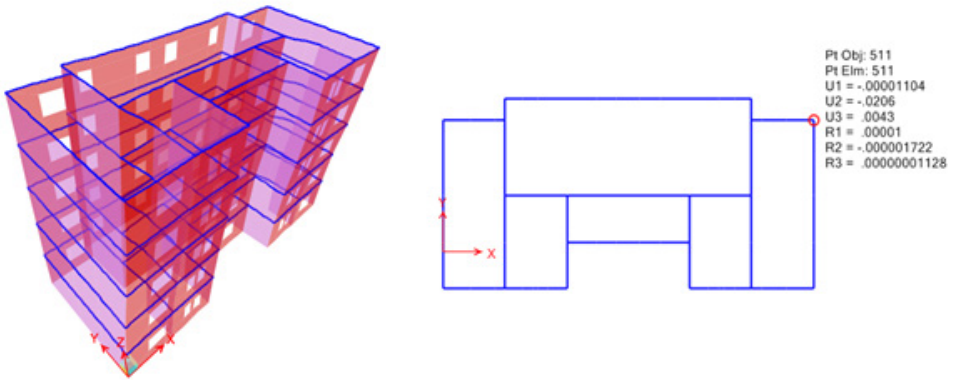


Figura 9.4 - Moda 1 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

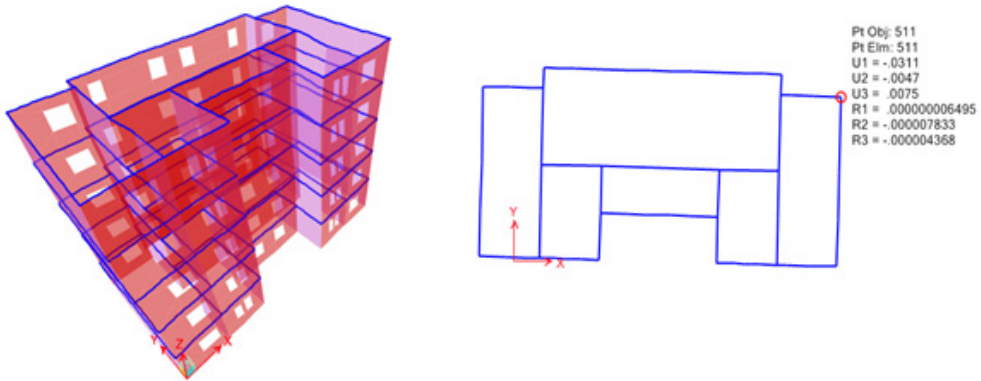


Figura 9.5- Moda 2 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

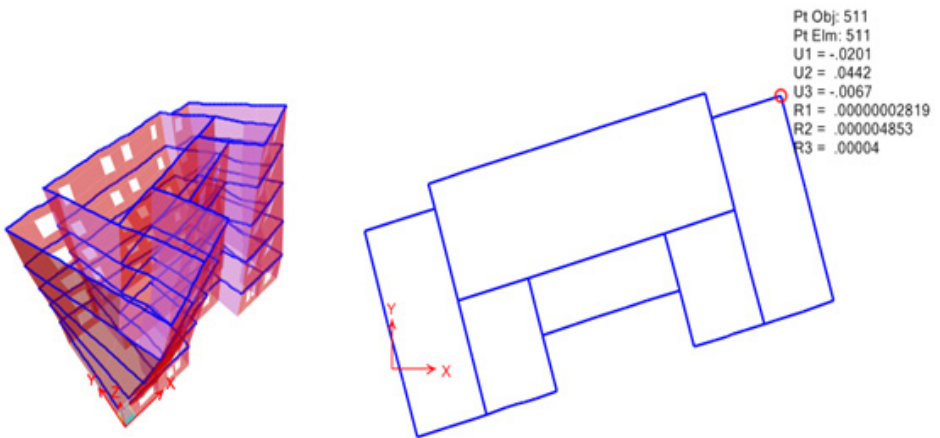


Figura 9.6- Moda 3 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Tabela 9.2 – 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 rotulluese

Σ_U- shuma progresive e zhvendosjeve translative

Σ_R- shuma progresive e zhvendosjeve rotulluese

Rezultate të ndërtesës me përforcim CFRP

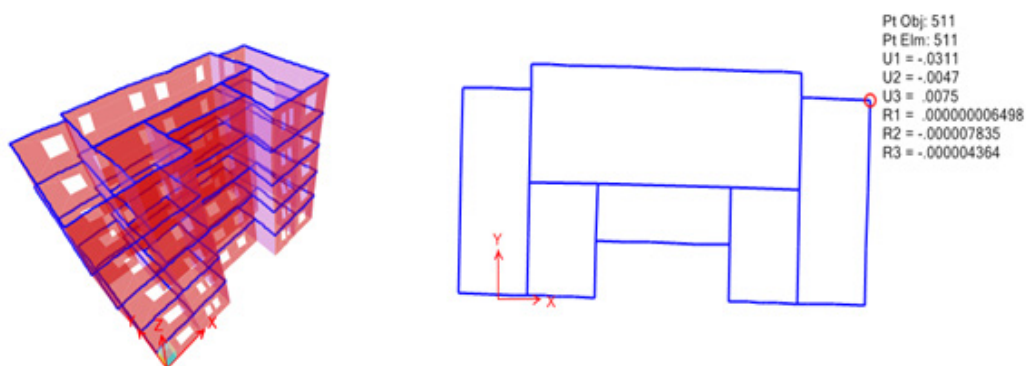


Figura 9.7- Moda 1 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

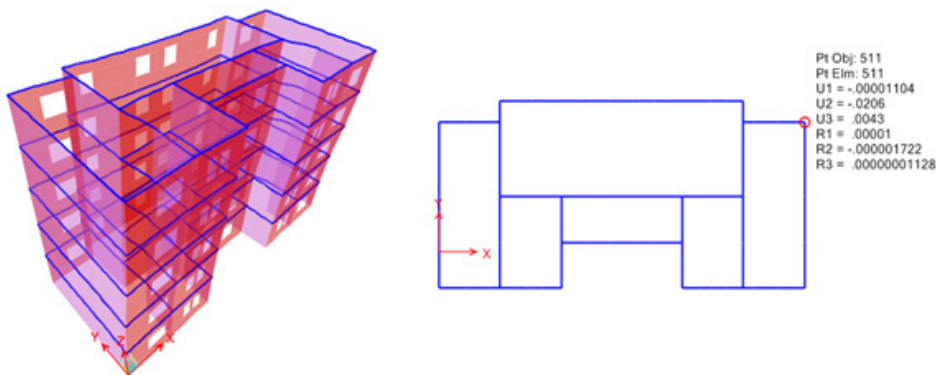


Figura 9.8- Moda 2 e ndërtesës me përforcim CFRP (njësitë-cm)

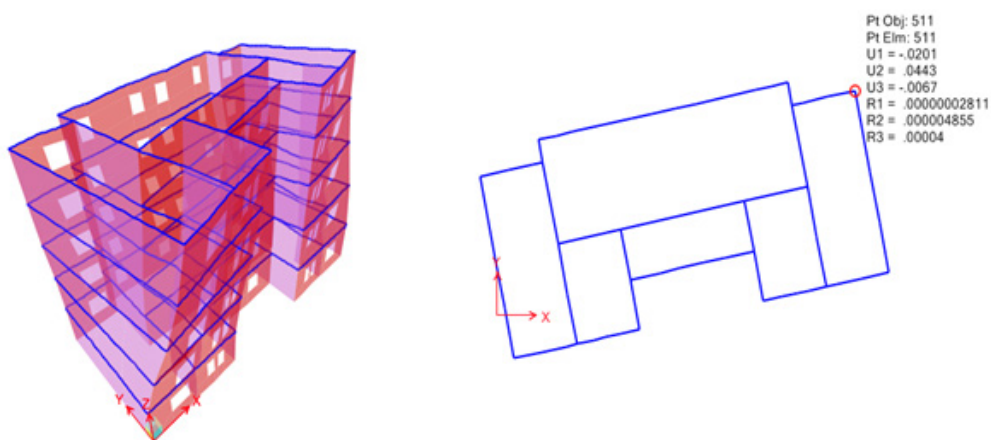


Figura 9.9- Moda 3 e ndërtesës me përforcim GFRP (njësitë-cm)

Tabela 9.3 – 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
 Σ_U - shuma progresive e zhvendosjeve translative
 Σ_R - shuma progresive e zhvendosjeve rrotulluese

Rezultate të ndërtesës me përforsim TRM

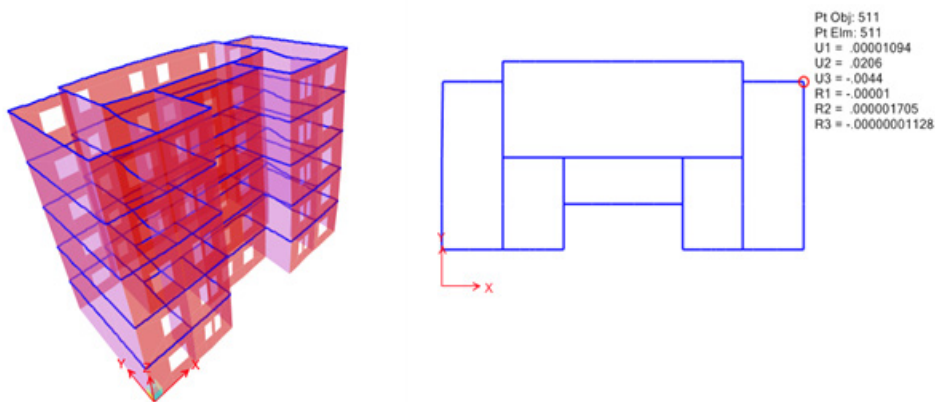


Figura 9.10 - Moda 1 e ndërtesës me përforsim TRM (njësitë-cm)

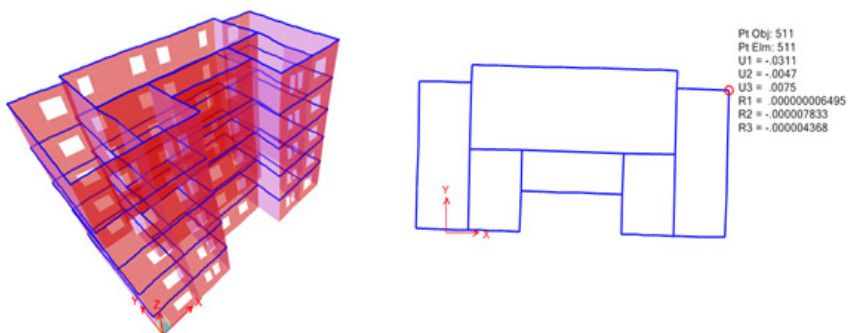


Figura 9.11 - Moda 2 e ndërtesës me përforsim TRM (njësitë-cm)

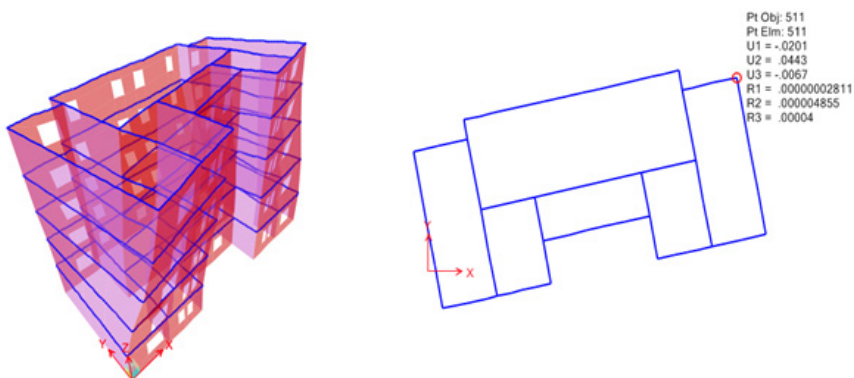


Figura 9.12 - Moda 3 e ndërtesës me përforsim TRM (njësitë-cm)

Tabela 9.4 – Përqindjet e masës së angazhuar në lëkundjen modale për ndërtesën me përforcim TRM.

Moda	Period Sek.	UX (%)	UY (%)	UZ (%)	Σ UX (%)	Σ UY (%)	Σ UZ (%)	RX (%)	RY (%)	RZ (%)	Σ RX (%)	Σ RY (%)	Σ RZ (%)
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 rotulluese

Σ_U – shuma progresive e zhvendosjeve translative

Σ_R – shuma progresive e zhvendosjeve rotulluese

Rezultate të analizës jolineare pa përforsim

Rezultate të analizës pushover sipas X

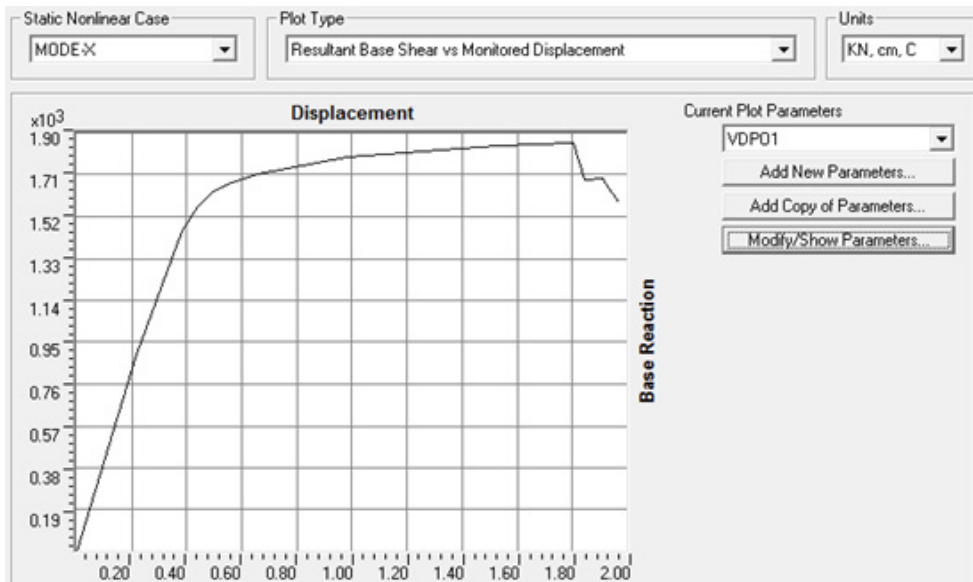


Figura 9.13 -Kurba e kapacitetit sipas X për rastin pa përforsim



Figura 9.14 - Sforcimi prerës në muraturë sipas X për rastin pa përforsim për aksin A (kPa)

