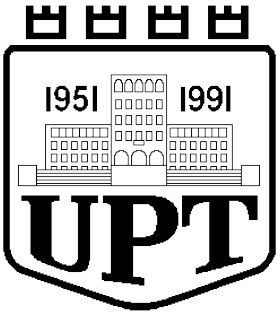


UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

Disertacion për mbrojtjen e gradës shkencore “Doktor”

VLERËSIMI I DËMTIMEVE STRUKTURORE NË NDËRTESAT TIP TË SISTEMIT ARSIMOR

Strukturat prej murature

Përgatitur nga: *MSc.* Markel Baballëku

Udhëheqës shkencor: *Prof.* Niko Pojani

TIRANË, NËNTOR 2014

Falënderime

Shpreh mirënjohjen dhe falënderimin tim për të gjithë ata që më ndihmuan me kontributin e tyre në anën studimore, teknike dhe morale, pa të cilin realizimi i këtij punimi do ishte i vështirë dhe jo i plotë.

Së pari do falënderoja udhëheqësin shkencor, Prof. Niko Pojani, eksperienca e të cilit, ndihma, bisedat dhe përkrahja e vazhduar gjatë gjithë hapave të temës kanë luajtur rol mjaft të rëndësishëm në përfundimin e saj.

Së dyti, shpreh mirënjohje për kolegët e Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit dhe drejtuesit e tij, dekanin që më priti në këtë shkollë doktorate, Prof. Andrea Maliqari dhe dekanin që po përfundon procesin e diplomimit tim, Prof. Asoc. Gëzim Hasko. Në veçanti falënderoj kolegët e Departamentit të Mekanikës së Strukturave të cilët kanë qenë gjithmonë të gatshëm për diskutime frytdhënëse. Falënderoj përgjegjësin e departamentit Prof.Asoc. Hektor Cullufi për mendimet dhe mbështetjen gjatë gjithë periudhës së realizimit të disertacionit. Falënderoj Universitetin Politeknik të Tiranës dhe drejtuesin e tij, Akademik Jorgaq Kaçani, për nxitjen në hapjen e shkollës së doktoratës dhe për mbështetjen e ofruar për përfundimin e kësaj doktorate.

Gjithashtu, një mirënjohje i shkon MAS, AQTN dhe IGJEUM për gatishmërinë e treguar për vënien në dispozicion të të dhënave (projekte, harta, informacione etj.). Do doja të veçoja Inxh. Arta Tani nga MAS, Prof. Shyqyri Aliaj, Prof. Llambro Duni dhe Prof. Neki Kuka nga IGJEUM.

Falënderoj në veçanti bashkëpunëtorët e mi, Dr. Arian Lako, Brisid Isufi dhe Grigor Angjeliu për ndihmesën e dhënë në hapat e zhvillimit të temës, në analizat kompjuterike dhe në mjaft aspekte të karakterit shkencor dhe teknik.

Së fundmi, falënderoj prindërit e mi, të cilët kanë bërë gjithçka për edukimin tim të vazhdueshëm, bashkëshorten time Marsida Tuxhari për përkrahjen në periudhën e gjatë të përfshirjes sime në këtë studim, si dhe vajzën Petra, që me buzëqeshjen e saj më ka dhënë shtysë dhe motiv për ta përmbyllur me sukses studimin.

Markel Baballëku

DEKLARATË

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

Markel Baballëku

PËRMBLEDHJE

Tema fillon me një përshkrim dhe analizë të të dhënave të përdorura për zhvillimin e saj. Të dhënat kanë qenë të shumta dhe nga burime të ndryshme. Kështu, kanë shërbyer projektet ekzistuese të shkollave tip në Shqipëri, për të nxjerrë konfigurimet e ndryshme në plan dhe lartësi të shkollave prej murature si dhe detaje të rëndësishme konstruktive që kanë rëndësi në gjykimin mbi sjelljen strukturore në tërësi. Gjithashtu, ka shërbyer baza e të dhënave nga Ministria e Arsimit dhe Shkencës, me anë të së cilës është kryer një analizë me karakter statistikor e shpërndarjes së ndërtesave arsimore në Shqipëri. Të dhënat e tjera që janë shfrytëzuar për analizë, si të dhënat e mbledhura në vend, të dhënat e rrezikut sizmik etj., janë përshkruar me hollësi në vijim të temës.

Më tej, jepet një përmbledhje me karakter teorik e bazave të konceptimit dhe projektimit strukturor të ndërtesave me muraturë. Kjo përmbledhje mbështetet në literaturën ndërkombëtare, në prova laboratorike të zhvilluara në institute të ndryshme kërkimore si dhe në Kodet e projektimit shqiptare dhe ndërkombëtare. Një përshkrim më i hollësishëm teorik jepet për vetitë fiziko-mekanike të muraturës, pasi ato kanë një rol të rëndësishëm në trajtimet që paraqiten në këtë temë.

Modelimi kompjuterik i muraturës si njësi bazë dhe i elementëve prej murature si elementë kryesorë strukturorë merr një vëmendje të veçantë në këtë studim. Modeli llogaritës i adoptuar për vlerësimet strukturore bazohet në Metodën e Elementëve të Fundmë (MEF). Kjo metodë, me gjithë kufizimet e veta, mundëson një vlerësim të besueshëm të kapacitetit të një strukture apo elementi. MEF përdoret gjerësisht edhe për analiza të thella në situata sizmike të projektimit, si p.sh. analiza statike jolineare me ngarkim gradual dhe analiza jolineare në fushën kohore. Nga ana tjetër, si pasojë e johomogjenitetit së muraturës si material ndërtimi, janë të njohura vështirësitë në modelimin e saj në MEF. Për këtë arsye, është kryer një trajtim i hollësishëm i cili përmbyllet me propozimin e një elementi llogaritës dypërmasor "të homogjenizuar" që përfaqëson në mënyrë të kënaqshme komponentët përbërës të muraturës (llaç, tullë dhe lidhjen mes tyre) dhe nga ana tjetër merr parasysh natyrën anizotropike të saj. Nëpërmjet elementit dypërmasor përftohet një model llogaritës për ndërtesën arsimore, i cili ofron mundësinë për të kryer analiza strukturore jolineare dhe që rezultojnë në një vlerësim të kënaqshëm sizmik.

Metodika kryesore me të cilën do arrihet në vlerësimin e dëmtimeve në situatë sizmike në strukturat e studiuara konsiston në zhvillimin e kurbave të brishtësisë "*fragility curves*". Për këtë arsye, është paraqitur një shpjegim i hollësishëm i procedurës për ndërtimin e tyre, duke përfshirë edhe konceptin, teknikat e ndryshme që ekzistojnë në literaturë dhe atë të përdorur konkretisht në këtë temë. Teknika e përdorur përbën një kombinim të trajtimeve të mëparshme të kryera nga autorë të ndryshëm ndërkombëtarë dhe njëkohësisht përmban elementë të veçantë, duke filluar që nga mënyra e realizimit (nëpërmjet programimit në *Visual Basic for Applications* - VBA) e deri te mënyra e trajtimit dhe e vlerësimit sasior të shkallëve të ndryshme të dëmtimit.

Tema vazhdon me aplikimin e procedurës së propozuar për ndërtimin e kurbave të brishtësisë në rastin e një ndërtese tipike të sistemit arsimor në Shqipëri, të marrë si referencë. Në fillim paraqitet ndryshueshmëria në kapacitetin strukturor të ndërtesës në terma probabilitare, e cila kombinohet me ndryshueshmërinë e kërkesës sizmike për të rezultuar në lakore që shprehin probabilitetin e kalimit të shkallëve të ndryshme të dëmtimeve për nivele të caktuara sizmike. Parametra tipikë të modelit llogaritës si pesha vëllimore, rezistenca në shtypje qendrore, rezistenca në prerje, moduli i elasticitetit, moduli i prerjes së muraturës etj. janë konsideruar "ndryshore rasti" në kuptimin e dhënë në Teorinë e Probabiliteteve. Nxitimet sizmike në strukturë janë shqyrtuar për tipa të ndryshme trojesh. Nga aplikimi përftohet një diagram me bashkësi kurbash brishtësie që i korrespondojnë rasteve kur "shkolla referencë" është e vendosur në tipa të ndryshme trojesh.

Shtrirja e rezultateve për raste më të përgjithshme është bërë duke përsëritur procedurën e ndërtimit të kurbave të brishtësisë për ndërtesa që përfaqësojnë dallime të rëndësishme shoqëruar me vlerësime inxhinierike dhe matematikore të ndikimeve të ndryshme si numri i kateve, trashësia e mureve, gjeometria në plan, lartësia e kateve etj.

Eksperienca botërore dhe regjistrat pas-tërmetor kanë treguar që përveç kapacitetit global një rëndësi të veçantë ka edhe analiza lokale e karakterizuar nga humbja e qëndrueshmërisë jashtë planit të punës së elementeve prej murature. Kjo veçori është trajtuar dhe është përfshirë në analizën e plotë të dëmtimeve.

Në përfundim propozohet edhe një program, i lehtë në përdorim, për vlerësimin e dëmtimeve të ndërtesave prej murature të sistemit arsimor. Me ndihmën e tij mund të analizohen shkolla të ndryshme prej murature dhe mund të nxirren përfundime të vlefshme mbi dëmtueshmërinë strukturore dhe koston e dëmtimit të tyre në një situatë sizmike të hamendësuar.

Disertacioni trajton edhe mundësi riaftësimi të ndërtesave prej murature. Pa pretenduar një studim të hollësishëm, janë kryer analiza strukturore dhe janë paraqitur disa metodika për riaftësimin strukturor, të cilat rezultojnë të efektshme dhe të lehta për t'u vënë në zbatim.

PËRMBAJTJA

Përmbajtja 7
Lista e figurave 10
Lista e tabelave 18
Lista e simboleve dhe shkurtimeve 19
1 Hyrje 21
1.1 Qëllimi i temës 21
1.2 Hapat dhe mjetet 22
2 Analiza e të dhënave 24
2.1 Stoku i ndërtesave ekzistuese 24
2.2 Vëzhgime në vend 28
2.3 Të dhënat nga Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit 31
2.4 Rreziku sizmik në Shqipëri 33
2.4.1 Vlerësimi i rrezikut sizmik 33
2.4.2 Tërmeti i 15 prillit 1979 35
2.4.3 Tërmeti i 19 majit 2014 36
2.5 Zgjidhjet projektuese të ndërtesave arsimore në Shqipëri 37
2.5.1 Teknika e murëzimit 37
2.5.2 Zgjidhjet projektuese 38
2.6 Konsiderata mbi jetëgjatësinë e projektimit 43
3 Aspekte teorike 44
3.1 Konceptimi i ndërtesave prej murature ndaj tërmetit 44
3.2 Vetitë fiziko-mekanike të muraturës 45
3.2.1 Rezistenca në shtypje qendrore 45
3.2.2 Rezistenca në tërheqje qendrore 47
3.2.3 Moduli i elasticitetit dhe marrëdhënia sforcim - deformacion 48
3.2.4 Rezistenca në prerje dhe moduli i prerjes 53
3.2.5 Rezistenca për ngarkim dy-boshtor 55
4 Modelimi i sjelljes së muraturës 58
4.1 Problematika e modelimit të sjelljes së muraturës 58
4.2 Vlerësime të gjendjes së sforcuar 58
4.3 Humbja e aftësisë mbajtëse në shtypje-tërheqje 59
4.4 Humbja e aftësisë mbajtëse në prerje 59
4.5 Humbja e aftësisë mbajtëse në përkulje 61
4.6 Modeli llogaritës 62

4.6.1 Modeli llogaritës kompjuterik 62
4.6.2 Krahasimi i modelit me eksperimentet 63
4.7 Kapaciteti i strukturës në rang global 69
5 Ndërtimi i kurbave të brishtësisë për strukturat prej murature 72
5.1 Koncepti i kurbave të brishtësisë 72
5.2 Vështrim i shkurtër mbi literaturën ndërkombëtare 75
5.2.1 Shkallët e dëmtimit dhe vulnerabiliteti në literaturën ndërkombëtare 75
5.2.2 Përdorimi i Indeksit të Dëmtimit 76
5.2.3 Metoda LM2 sipas RISK-EU 76
5.2.4 Ndërtimi i kurbave të brishtësisë mbështetur në analiza probabilitare jolineare sipas Rota, Penna dhe Magenes 81
5.2.5 Indeksi i Dëmtimit për strukturat me muraturë 84
5.3 Shkallët e propozuara të dëmtimit 85
5.3.1 Dëmtime të lehta 85
5.3.2 Dëmtime mesatare 85
5.3.3 Dëmtime të rënda 86
5.3.4 Prag-shembje 86
5.4 Procedura e propozuar 88
5.5 Ndryshoret e rastit hyrëse 89
5.5.1 Ndryshoret e rastit të konsideruara 89
5.6 Teknika Monte Carlo 93
5.6.1 Përshkrim i teknikës 93
5.6.2 Aplikimi i teknikës Monte Carlo 94
5.6.3 Ndryshoret e rastit hyrëse në nën-procedurën Monte Carlo, Indeksi i Dëmtimit 95
5.7 Vlerësimi probabilitar i kapacitetit të strukturave tip 96
5.8 Kërkesa sizmike 97
5.9 Vlerësimi i shkallës së dëmtimit dhe ndërtimi i kurbave të brishtësisë 100
5.10 Kalibrimi i Indeksit të Dëmtimit 102
5.11 Programimi i procedurës 109
5.11.1 OAPI dhe VBA 109
5.11.2 Marrja e të dhënave hyrëse 110
5.11.3 Detaje të kodimit në VBA 112
5.11.4 Paraqitja dhe përpunimi i mëtejshëm i rezultateve 118
5.12 Veprimet pas përftimit të kurbave të brishtësisë 119
5.13 Ilustrimi grafik i procedurës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë dhe për vlerësimin e dëmtimeve 120

6 Kurbat e brishtësisë për ndërtesat arsimore 121
6.1 Ndërtesa arsimore referencë 121
6.1.1 Përshkrim i ndërtesës referencë 121
6.1.2 Modeli llogaritës 122
6.1.3 Kapaciteti i strukturës 123
6.1.4 Simulimi Monte Carlo i kapacitetit 126
6.1.5 Analizat në fushën kohore 128
6.1.6 Vlerësimi i Indeksit të Dëmtimit dhe ndërtimi i kurbave të brishtësisë 129
6.1.7 Kurbat e brishtësisë për shkollën referencë 132
6.2 Shtrirja e analizës 135
6.2.1 Faktorët ndikues dhe pesha e tyre në kapacitet 135
6.2.2 Ndikimi i formës 146
6.2.3 Procedura për shtrirjen e analizës 149
7 Vlerësimi i dëmtimeve 161
7.1 Programi për interpretimin e rezultateve 161
7.2 Risku sizmik për kërkesë sizmike sipas Eurokodit 8 164
7.3 Risku sizmik për kërkesë sizmike sipas KTP-N.2-89 165
7.4 Mundësia për vlerësim monetar të humbjeve 166
7.5 Mundësitë për riaftësim të strukturave 167
7.5.1 Shtimi/plotësimi/përforcimi i mureve 167
7.5.2 Përforcimi me elementë çeliku 168
7.5.3 Rrjetat polimere dhe fibrat e karbonit 169
8 Përfundime 170
8.1 Procedura e vlerësimit të dëmtimeve 170
8.2 Ndërtesat e sistemit arsimor në Shqipëri 170
8.3 Kërkime të mëtejshme 171
Referencat 172
Shtojca A – Të dhëna nga Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit 176
Shtojca B – Të dhëna nga Instituti i Gjeoshkencave, Energjisë, Ujit dhe Mjedisit 188
Shtojca C – Rezultatet e analizës në fushën kohore për ndërtesën referencë 190
Shtojca D – Rezultatet e analizës në fushën kohore për ndërtesën me rezistencë të lartë 197
Shtojca E – Përmbledhje e analizave dhe vlerësimeve për ndërtesën me masë të madhe dhe kapacitet të përafërt me ndërtesën referencë 203

LISTA E FIGURAVE

Fig. 2.1 Shpërndarja e shkollave sipas Rretheve 24
Fig. 2.2 Ndarja sipas rretheve e shkollave (8-vjeçare dhe të mesme) 25
Fig. 2.3 Ndarja e stokut të ndërtesave në shqyrtim sipas numrit të kateve 25
Fig. 2.4 Shpërndarja e ndërtesave arsimore në përqindje të totalit sipas rretheve 26
Fig. 2.5 Shpërndarja në periudha kohore e realizimit të ndërtesave arsimore 27
Fig. 2.6 Ndarja e stokut të ndërtesave sipas numrit të kateve në grup-vite 28
Fig. 2.7 Pamje nga "Google Earth" e shpërndarjes së shkollave në Shqipëri 29
Fig. 2.8 Shkolla Gjon Buzuku, Tiranë 29
Fig. 2.9 Shkolla Bajram Curri, Tiranë 29
Fig. 2.10 Shkolla "Karl Gega", Tiranë 30
Fig. 2.11 Shkolla Halit Bërzeshta, Prrenjas 30
Fig. 2.12 Shkolla Demokracia (majtas) dhe Shkolla Nuçi Naçi (djathtas), Korçë 30
Fig. 2.13 Shkolla Kushtrimi i Lirisë, Tiranë 30
Fig. 2.14 Shkolla Mangalem, Berat 31
Fig. 2.15 Shkolla e mesme e përgjithshme, seria I, viti 1978 (figura marrë nga AQTN) 31
Fig. 2.16 Variante Shkollash të Mesme tip të projektuara në vitet 1963 - 1979 32
Fig. 2.17 Model shkolle 8-vjeçare tip e vitit 1977 32
Fig. 2.18 Harta e propozuar në vitin 1963 (majtas) dhe harta në fuqi e rajonizimit sizmik të Shqipërisë, viti 1979 (djathtas) 33
Fig. 2.19 Hartë e ripunuar e nxitimeve maksimale referencë në truall të Tipit A (Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E., 2010) 34
Fig. 2.20 Krahasimi i spektrave elastikë të reagimit bazuar në kërkesat sizmike të KTP-N.2-78, KTP-N.2-89 dhe EN 1998-1 35
Fig. 2.21 Akselerograma e tërmetit të 19 maj 2014, matur në largësi 23km nga epiqendra, në Elbasan, përbërësja Veri-Jug, IGJEUM 36
Fig. 2.22 Një nga shkollat e dëmtuara në Belsh -a) pamje e shkollës, b) dëmtim në mur ndarës 37
Fig. 2.23 Teknika e ndërtimit të muraturës së tullës 12cm, 25cm dhe 38cm 37
Fig. 2.24 Hollësi e soletës së ndërkatit (hollësi tip) 38
Fig. 2.25 Hollësi e soletës së tarracës (trashësitë mund të jenë të ndryshueshme) 39
Fig. 2.26 Fragmente të planeve të strukturave të ndërkateve (AQTN) 40
Fig. 2.27 Fragment i planit të strukturave të mbulimit të një shkolle (AQTN) 40
Fig. 2.28 Shkollë e parregullt në plan 42
Fig. 3.1 Shembuj të ndërtesave me muraturë të rregullta në plan, sipas KTP dhe (Tomazevic, 1999) 44
Fig. 3.2 Përdorimi i fugave në ndërtesat me muraturë (Tomazevic, 1999) 44
Fig. 3.3 Paraqitja skematike e kampionit të testimit të rezistencës në shtypje qendrore (EN 1052-1) 45

Fig. 3.4 Krahasimi ndërmjet vlerave të rezistencës karakteristike sipas KTP-9-78 dhe EN 1996-1-1 ... 47

Fig. 3.5 Mekanizmi i realizimit të provës në tërheqje sipas drejtimit të fugave horizontale, (Backes, 1985) ... 48

Fig. 3.6 Mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës nga ushtrimi i tërheqjes qendrore (Backes, 1985) ... 48

Fig. 3.7 Përftimi i modulit të elasticitetit nga marrëdhënia sforcim-deformacion ... 49

Fig. 3.8 Kurba eksperimentale të muraturës nën ngarkim monoton rritës (Binda, 2008) ... 50

Fig. 3.9 Kurba e muraturës nën ngarkim ciklik (Binda, 2008) ... 50

Fig. 3.10 Marrëdhënia σ-ε e propozuar nga Turnšek-Čačovič ... 51

Fig. 3.11 Marrëdhënia σ – ε në EN 1996 ... 51

Fig. 3.12 Marrëdhënia σ-ε sipas Kaushik etj. (simbolet të përshtatur) ... 52

Fig. 3.13 Krahasime në diagramin σ – Ɛ sipas: Turnšek-Čačovič, Eurokodit 6 dhe Kaushik ... 53

Fig. 3.14 Paraqitje skematike e testit të tripletit ... 54

Fig. 3.15 Paraqitja grafike e rezultateve eksperimentale dhe përafrimi i tyre me një ekuacion linear (Hendry, etj., 2004) ... 54

Fig. 3.16 Rezistenca dy boshtore e muraturës me tulla të plota qeramike, (Page, 1981), (Page, 1983) ... 56

Fig. 3.17 Mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës me tulla të plota qeramike nën ngarkim dy-boshtor (Dhanasekar, etj., 1985) ... 57

Fig. 4.1 Njësi e shkëputur për procesin e "homogjenizimit" (Lourenço, 1996) ... 58

Fig. 4.2 Gjendja e sforcuar në zona të ndryshme të një muri (Haider, 2007) ... 59

Fig. 4.3 Humbja e aftësisë së bllokut të muraturës nga mekanizmi rrëshqitës (figurë e përshtatur nga (Xu, etj., 1992)) ... 60

Fig. 4.4 Çarjet sipas diagonales në bllokun e muraturës (figurë e përshtatur nga (Xu, etj., 1992)) ... 60

Fig. 4.5 Modeli i thjeshtuar në prerje të pastër (Churilov, etj., 2010) ... 62

Fig. 4.6 Modeli i propozuar për muraturën ... 62

Fig. 4.7 Ngarkimi i mureve: a) Faza e parë – ngarkimi paraprak vertikal; b) Faza e dytë – ngarkimi horizontal duke kontrolluar zhvendosjen (Lourenço, 1996) ... 63

Fig. 4.8 Modeli numerik ... 64

Fig. 4.9 Aplikimi i forcës anësore dhe plasaritjet eksperimentale në muraturë (Lourenço, 1996) ... 64

Fig. 4.10 Marrëdhënia forcë-zhvendosje për murin nën presion vertikal p=0.3 MPa dhe forca anësore të përpjesshme me masën ... 65

Fig. 4.11 Krahasimi i sforcimeve për dy shtresat jolineare në zonën qendrore të murit ... 65

Fig. 4.12 Modeli numerik për rastin e murit me hapje ... 66

Fig. 4.13 Diagrami forcë-zhvendosje për murin me presion vertikal p=0.3 MPa ... 66

Fig. 4.14 Pamja A (majtas) dhe Pamja B (djathtas) e ndërtesës së testuar në laboratorët e "Universitetit të Pavia" ... 67

Fig. 4.15 Modeli numerik ... 67

Fig. 4.16 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën dy kate ... 68

Fig. 4.17 Çarjet eksperimentale për zhvendosje anësore 15mm (Magenes, etj., 1995) 68

Fig. 4.18 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhojë e prerjes (S12) për zhvendosje anësore 15mm 68

Fig. 4.19 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhoje e sforcimeve tërheqëse (S22) për zhvendosje anësore 15mm 69

Fig. 4.20 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhoje e sforcimeve tërheqëse (S11) për zhvendosje anësore 15mm 69

Fig. 4.21 Shpërndarja e dëmtimeve për rastin e muraturës së konturuar (Tomazevic, etj., 1997)..... 70

Fig. 4.22 Forma e tonit të parë për ndërtesa me muraturë : a) të pa-armuar, b) të konturuar, c) të armuar (Tomazevic, 1999) 70

Fig. 5.1 Koncepti i kurbave të brishtësisë 72

Fig. 5.2 Vlerësimi deterministik i strukturës 73

Fig. 5.3 Vlerësimi probabilitar i strukturës..... 73

Fig. 5.4 Gjendjet e dëmtimit dhe kurbat e brishtësisë sipas HAZUS (figura e shkëputur nga HAZUS-MH, (FEMA))..... 75

Fig. 5.5 Shembull i kurbave të brishtësisë (IZIIS, RC1/CBA; lartësi mesatare) – figurë e shkëputur nga (Milutinovic, etj., 2003)..... 78

Fig. 5.6 Analiza e shpërndarjes së S_d dhe DI sipas metodës IZIIS WP4 WG (figura e shkëputur nga WP4, figura 4.2) 80

Fig. 5.7 Përcaktimi i gjendjeve të dëmtimit në kurbën “pushover” (Figura 2 në (Rota, etj., 2010)) 82

Fig. 5.8 Përcaktimi i gjendjeve të dëmtimit në kurbën “pushover” (Figura 15 në (Rota, etj., 2010)) .. 82

Fig. 5.9 Kurbat e brishtësisë të paraqitura nga (Rota, etj., 2010) 83

Fig. 5.10 Shembuj të dëmtimeve të lehta nga tërmeti i 15 prillit 1979, imazhet nga (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980) 85

Fig. 5.11 Shembull i dëmtimeve mesatare nga tërmeti i 15 prillit 1979 (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980) – figura majtas: çarje të prerjes në ndërtesën e Komitetit Ekzekutiv të Këshillit Populllor të rrethit Lezhë; figura djathtas: çarje në murin e një banese në Bushat 86

Fig. 5.12 Shembull i një dëmtimi të rëndë, shtëpi në Obot të Shkodrës e dëmtuar nga tërmeti i 15 prillit 1979 (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980)..... 86

Fig. 5.13 Shtëpi e shembur në Pentarë nga tërmeti i 15 prillit 1979 87

Fig. 5.14 Bllok-skema e procedurës së ndjekur për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për një ndërtesë 88

Fig. 5.15 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës në shtypje të muraturës..... 91

Fig. 5.16 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së modulit të elasticitetit të muraturës 91

Fig. 5.17 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës në prerje pa presion normal 91

Fig. 5.18 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së ngarkesave të përhershme uniformisht të shpërndara në soletë..... 92

Fig. 5.19 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së ngarkesave të ushtruara në soletë 92

Fig. 5.20 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës së llaçit 92

Fig. 5.21 Densiteti i ndryshores “rezistenca në shtypje e muraturës” 93

Fig. 5.22 Bllok-skema e nën-procedurës së ndjekur për simulimin Monte Carlo 95

Fig. 5.23 Paraqitja e rezultateve nga simulimi Monte Carlo i kapacitetit të një strukture 96

Fig. 5.24 Ilustrim i idealizimit të tufës së kurbave “pushover” për sistemin me një shkallë lirie 97

Fig. 5.25 Përshtatja e parametrave të kurbave të kapacitetit me shpërndarje LogNormale 97

Fig. 5.26 Shtatë akselerogramat sintetike që i përgjigjen spektrit elastik për tipin e truallit A sipas Eurokodit 8 për nxitim sizmik referencë a_{gR}=0.20g 99

Fig. 5.27 Modeli i përdorur për analizat dinamike me përshkallëzim rritës – a) modeli i thjeshtuar; b) marrëdhënia forcë – zhvendosje e elementit që modelon ngurtësinë e strukturës 100

Fig. 5.28 Rezultate tipike dhe përpunimi i tyre (me kufij të supozuar të ID 0.1, 0.25, 0.4 dhe 1) 101

Fig. 5.29 Zona e aktivizuar gjatë tërmetit të 15 prillit 1979, shkëputur nga (Pistoli, 1982) 103

Fig. 5.30 Akselerogramat përfaqësuese të përdorura për kalibrimin e Indeksit të Dëmtimit 105

Fig. 5.31 Marrëdhënia mesatare forcë-zhvendosje e strukturës së përdorur për kalibrim 106

Fig. 5.32 Kurbat histerezis të përftuara nga analizat në fushën kohore të modelit të përdorur për kalibrim 106

Fig. 5.33 Madhësitë që shprehin kapacitetin e strukturës në Indeksin e Dëmtimit (rast i përgjithshëm) 107

Fig. 5.34 Kurbat forcë – zhvendosje, në secilin kat për ndërtesë me trashësi muresh 38cm në kat përdhe dhe 25cm në katet e tjerë 108

Fig. 5.35 Kurbat forcë – zhvendosje, në secilin kat për ndërtesë me trashësi muresh 38cm në dy katet e poshtme dhe 25cm në katin e sipërm 109

Fig. 5.36 Skema e deformuar në hapin e fundit të analizës statike jolineare 109

Fig. 5.37 Caktimi i numrit të cikleve 110

Fig. 5.38 Caktimi i të dhënave hyrëse për analizën statike jolineare 111

Fig. 5.39 Ngarkimi i akselerogramave 112

Fig. 5.40 Dokument tipik “*.txt” që përdoret për akselerogramat hyrëse 112

Fig. 5.41 Buton për komandimin e fillimit të simulimit Monte Carlo 113

Fig. 5.42 Pamja e fletës në MS Excel ku tregohet analiza e regresit për u_f dhe q_u 117

Fig. 5.43 Bllok-skema e analizës së regresit të përdorur 118

Fig. 5.44 Dhënia e informacionit mbi kohëzgjatjen e analizës 119

Fig. 5.45 Thirrja e procedurave për përpunimin e mëtejshëm të rezultateve 119

Fig. 5.46 Ilustrimi grafik i procedurës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë dhe për vlerësimin e dëmtimeve 120

Fig. 6.1 Planimetria e katit përdhe 121

Fig. 6.2 Planimetria e katit të parë 121

Fig. 6.3 Planimetria e katit të dytë 122

Fig. 6.4 Modeli llogaritës tri-përmasor i shkollës referencë 122

Fig. 6.5 Kurbat e kapacitetit të strukturës për dy drejtimet 123

Fig. 6.6 Bilinearizimi i kurbave të kapacitetit për sistemin me shumë shkallë lirie 124

Fig. 6.7 Krahasimi i kurbave të kapacitetit sipas dy drejtimeve në formatin Sa-Sd 125

Fig. 6.8 Zhvendosja e synuar e strukturës në drejtimin tërthor, për a_{gR}=0.2g, truall Tipi C, spektër Tipi1 126

Fig. 6.9 Zhvendosja e synuar e strukturës në drejtimin tërthor, për a_{gR}=0.2g, truall Tipi D, spektër Tipi1 126

Fig. 6.10 Kurbat e kapacitetit të përftuara në simulimin Monte Carlo, boshti horizontal zhvendosja (m), boshti vertikal forca prerëse në bazë (kN) 127

Fig. 6.11 Kapaciteti mesatar i sistemit ekuivalent me një shkallë lirie i shkollës referencë të analizuar 128

Fig. 6.12 Sjellja forcë – zhvendosje mesatare dhe variacioni i saj me një shmangie mesatare kuadratike, përdorur për analizat në fushën kohore 128

Fig. 6.13 Zhvendosjet në majë të strukturës në funksion të kohës 129

Fig. 6.14 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit A (majtas) dhe B (djathtas) 129

Fig. 6.15 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit C (majtas) dhe D (djathtas) 130

Fig. 6.16 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit E 130

Fig. 6.17 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit A (majtas) dhe B (djathtas) 130

Fig. 6.18 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit C (majtas) dhe D (djathtas) 131

Fig. 6.19 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit E 131

Fig. 6.20 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi A 132

Fig. 6.21 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi B 132

Fig. 6.22 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi C 133

Fig. 6.23 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi D 133

Fig. 6.24 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi E 133

Fig. 6.25 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për troje të ndryshme 134

Fig. 6.26 Forma e deformuar e murit me dhe pa hapje 136

Fig. 6.27 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për muret me dhe pa hapje 136

Fig. 6.28 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për ndërtesë me hapje normale (modeli bazë) dhe me hapje të mëdha 137

Fig. 6.29 Krahasimi i kurbave nxitim spektral – zhvendosje spektrale për ndërtesë me hapje normale (modeli bazë) dhe me hapje të mëdha 137

Fig. 6.30 Krahasimi i kurbave për kolonat e muraturës me llaç M-15 dhe M-50 138

Fig. 6.31 a- modeli i një muri të plotë; b- modeli i një muri me hapje 138

Fig. 6.32 Kurbat e kapacitetit për murin e fasadës ballore të Fig. 6.31-b në diagramin forcë – zhvendosje 139

Fig. 6.33 Kurba e kapacitetit për murin e plotë, a- në diagramin forcë – zhvendosje; b- në diagramin e idealizuar forcë – zhvendosje 139

Fig. 6.34 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për ndërtesat me trashësi të ndryshme muresh 140

Fig. 6.35 Krahasimi i kurbave nxitim spektral – zhvendosje spektrale për ndërtesat me trashësi të ndryshme muresh 140

Fig. 6.36 Ndikimi i përqindjes së mureve në plan 141

Fig. 6.37 Ndikimi i pranisë ose jo të një mbulese tip çati në kapacitetin e ndërtesës referencë 141

Fig. 6.38 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për lartësi të ndryshme kati 142

Fig. 6.39 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje dhe Sa-Sd për kombinime të ndryshme të kateve dhe faktorëve të tjerë 143

Fig. 6.40 Figura 3.1 e EN 1996-1-1 që tregon mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës nga përkulja jashtë planit 144

Fig. 6.41 Modeli numerik i fasadës me kolona sizmike 145

Fig. 6.42 Efekti i kolonave sizmike në kapacitetin e muraturës 146

Fig. 6.43 Modele strukturorë me ndryshim të formës nga modeli bazë (nga ndërtesa referencë) dhe parregullsi në plan 147

Fig. 6.44 Kurba e kapacitetit në formatin “forcë-zhvendosje” e ndërtesës së parregullt për të dy drejtimet e saj kryesore në plan 147

Fig. 6.45 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën e parregullt, drejtimi i shkurtër 148

Fig. 6.46 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën e parregullt, drejtimi i shkurtër 148

Fig. 6.47 Ndërtesë arsimore me tre kate, me parregullsi në plan jo shumë të theksuar (të mesme) 148

Fig. 6.48 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën me parregullsi në plan jo shumë të theksuar (të mesme), drejtimi i shkurtër 149

Fig. 6.49 Krahasimi i kurbave të kapacitetit me ndërtesën referencë me sipërfaqe të rritur muresh 149

Fig. 6.50 Kurbat e kapacitetit të përftuara nga simulimi Monte-Carlo për ndërtesën me rezistencë të lartë, boshti horizontal zhvendosja në majë (m) dhe boshti vertikal forca prerëse në bazë (kN) 150

Fig. 6.51 Sjellja forcë zhvendosje e elementit “link” që modelon sjelljen e strukturës me rezistencë të lartë, boshti horizontal zhvendosja (m) dhe boshti vertikal forca (kN) 151

Fig. 6.52 Disa nga kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C 151

Fig. 6.53 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi A, ndërtesë me rezistencë të lartë 152

Fig. 6.54 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi B, ndërtesë me rezistencë të lartë 152

Fig. 6.55 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi C, ndërtesë me rezistencë të lartë 152

Fig. 6.56 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi D, ndërtesë me rezistencë të lartë 153

Fig. 6.57 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi E, ndërtesë me rezistencë të lartë 153

Fig. 6.58 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për dëmtime të lehta dhe mesatare për tre ndërtesat e trajtuara, për truall tipi C 154

Fig. 6.59 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për dëmtime të rënda dhe prag-shembje për tre ndërtesat e trajtuara, për truall tipi C 155

Fig. 6.60 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të tre ndërtesave në formatin forcë - zhvendosje 155

Fig. 6.61 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të tre ndërtesave në formatin nxitim spektral – zhvendosje spektrale 156

Fig. 6.62 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall C 156

Fig. 6.63 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall C 157

Fig. 6.64 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall A 157

Fig. 6.65 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall A 158

Fig. 6.66 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall B 158

Fig. 6.67 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall B 158

Fig. 6.68 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall D 159

Fig. 6.69 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall D 159

Fig. 6.70 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall E 159

Fig. 6.71 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall E 160

Fig. 7.1 Pamje e programit që bën interpretimin e analizës për një ndërtesë arsimore të caktuar .. 161

Fig. 7.2 Çarjet e shkaktuara nga cedimi i themeleve, a- nuk ka, b- ka çarje në të gjithë lartësinë e katit, c- ka çarje lokale 162

Fig. 7.3 Leximi i probabiliteteve për secilën gjendje dëmtimi 163

Fig. 7.4 Paraqitja grafike dhe tabelare e leximit të kurbave të brishtësisë 163

Fig. 7.5 Ilustrim i vlerësimit të probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme ... 163

Fig. 7.6 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Shkodër 164

Fig. 7.7 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Tiranë, me rregullsi në plan 165

Fig. 7.8 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Skrapar, me rregullsi në plan 165

Fig. 7.9 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Tiranë, me rregullsi në plan, duke konsideruar kërkesë sizmike sipas KTP-N.2-89 166

Fig. 7.10 Shembull i zëvendësimit të muri ndarës me mur strukturor 167

Fig. 7.11 Pamje e përforcimit të propozuar me elementë prej çeliku 168

Fig. 7.12 Modeli strukturor i përforcimit me elementë prej çeliku në fasadë 168

Fig. 7.13 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të strukturës përpara dhe pas riaftësimit 169

Fig. B.1 Akselerograma të vëna në dispozicion nga IGJEUM 189

Fig.C.1 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi A 191

Fig. C.2 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi B 192

Fig. C.3 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C 193

Fig. C.4 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi D 194

Fig. C.5 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi E 196

Fig.D.1 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi A 198

Fig.D.2 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi B 199

Fig.D.3 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C 200

Fig.D.4 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi D 201

Fig.D.5 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi E 202

Fig.E.1 Tufa e kurbave të kapacitetit e përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe kurba mesatare e kapacitetit 203

Fig.E.2 Shpërndarja e vrojtuar në simulim Monte Carlo dhe përshtatja me një ligj LogNormal i q_u dhe u_f (simbolet si në Indeksin e Dëmtimit) për sistemin e idealizuar me një shkallë lirie 203

Fig.E.3 Kurbat histerezis për truall A 205

Fig.E.4 Kurbat histerezis për truall B 206

Fig.E.5 Kurbat histerezis për truall C 207

Fig.E.6 Kurbat histerezis për truall D 208

Fig.E.7 Kurbat histerezis për truall E 209

Fig.E.8 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall A 210

Fig.E.9 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall B 210

Fig.E.10 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall C 210

Fig.E.11 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall D 211

Fig.E.12 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall E 211

LISTA E TABELAVE

Tab. 2.1 Ndryshimet e intensitetit sizmik midis hartës së 1963 me propozimin e vitit 1978, Pasqyra Nr. 9.4 te (Sulstarova, etj., 1980) 34

Tab. 2.2 Krahasimi i ngarkesave të ushtruara sipas Eurokodit 1 dhe të dhënave në fletët e projektit 39

Tab. 3.1 Rezistenca projektuese (llogaritëse) e muraturës në shtypje, tabela e përshtatur nga Tabela 1 e KTP-9-78 46

Tab. 3.2 Tabela 8 e KTP 9-78 49

Tab. 3.3 Përshkrimi i pikave karakteristike të kurbës σ – Ɛ sipas Kaushik etj. 52

Tab. 4.1 Parametrat e përdorur për modelin krahasues 64

Tab. 5.1 Kufijtë e propozuar nga UNIGE dhe CIMNE në WP4 RISK-EU (Milutinovic, etj., 2003) 76

Tab. 5.2 Shkallët e dëmtimeve dhe indekset e humbjeve sipas RISK-EU dhe metodës LM2 për ndërtesat me muraturë 78

Tab. 5.3 Driftet për të cilat arrihen gjendjet e caktuara të dëmtimit sipas WP4 RISK-EU (Milutinovic, etj., 2003) 79

Tab. 5.4 Kufijtë e Indeksit të Dëmtimit të Park & Ang për strukturat betonarme 80

Tab. 5.5 Përshkrimi i ndryshoreve të rastit hyrëse 90

Tab. 5.6 Përshkrimi i ndryshoreve të rastit hyrëse në nën-procedurën Monte Carlo 96

Tab. 5.7 Pasojat e tërmetit të 15 prillit 1979 në Shqipëri sipas (Pistoli, 1982) 102

Tab. 5.8 Përshkrim i efekteve në ndërtesa të tërmeteve me intensitet sipas MSK-64 dhe nxitimet e përafërta në truall për periodë 0.1s deri 0.5s, përshtatur nga (Medvedev, etj., 1965) 104

Tab. 5.9 Nxitimet sizmike të supozuara të lidhura me intensitetet sizmike 6, 7, 8 dhe 9 ballë 105

Tab. 5.10 Kriteret për vlerësimin e shkallës së dëmtimit në varësi të ID 107

Tab. 5.11 Disa nga funksionet OAPI të përdorura 115

Tab. 6.1 Vlera e rezistencës karakteristike në prerje pa presion vertikal f_{vko} (MPa) 122

Tab. 6.2 Veçoritë e materialeve të përdorura në modelin llogaritës 122

Tab. 6.3 Parametrat e shpërndarjeve LogNormale që i përgjigjen më mirë shpërndarjes faktike të vlerave u_f dhe q_u 127

Tab. 6.4 Indekset e dëmtimit në formë tabelare për truall tipi E 131

Tab. 6.5 Parametrat e shpërndarjes LogNormale të kurbave të brishtësisë për ndërtesën referencë 134

Tab. 6.6 Nxitimi sizmik për të cilin muret e katit të sipërm humbasin aftësinë mbajtëse jashtë planit 144

Tab. 6.7 Raporti h/t i lejuar sipas tabelës 7.5 të FEMA 356 145

Tab. 7.1 Humbjet e drejtpërdrejta ekonomike si përqindje e kostos së rindërtimit për secilën shkallë dëmtimi, përshtatur nga (Kircher, etj., 1997) 166

Tab. A.1 Përmasat e muraturës në funksion të intensitetit sizmik dhe lartësisë të katit 186

LISTA E SIMBOLEVE DHE SHKURTIMEVE

a_{gR} nxitimi sizmik referencë në truall

f_b rezistenca mesatare e normalizuar në shtypje e një njësie të muraturës[1]

f_k rezistenca karakteristike në shtypje qendrore e muraturës

f_m rezistenca në shtypje e llaçit të muraturës

f_t rezistenca në tërheqje e muraturës

f_v rezistenca në prerje e muraturës

f_{vk} rezistenca karakteristike në prerje e muraturës

f_{vk0} rezistenca karakteristike fillestare në prerje e muraturës për presion zero në shtypje

f_{vlt} vlerë kufizuese e madhësisë f_{vk} në Eurokodin 6

f_x rezistenca në përkulje e muraturës

k^* ngurtësia e sistemit të idealizuar ekuivalent me një shkallë lirie

m^* masa e sistemit të idealizuar ekuivalent me një shkallë lirie

E moduli i elasticitetit

G moduli i prerjes

G_k vlera karakteristike e veprimeve të përhershme

P probabiliteti

Q_k vlera karakteristike e një veprimi të vetëm të ndryshueshëm

X karakteristika elastike e muraturës

Γ faktori i transformimit në sistem ekuivalent të idealizuar me një shkallë lirie

Φ funksioni kumulativ i shpërndarjes Normale Standarde

γ_M faktori pjesor i rezistencës së muraturës (sipas Eurokodit)

ε përfaqëson deformacionin (deformimin relativ), përveç se kur përdoret te “Indeksi i Dëmtimit”

ε_k deformacioni për sforcim normal të barabartë me f_k në marrëdhënie jolineare të muraturës

ε_{mu} deformacioni kufitar në shtypje i muraturës

v koeficienti i Puasonit

[1] Termi “njësi murature” (ang. “*masonry unit*”) është përdorur në këtë disertacion për të përfaqësuar tullat, blloqet, gurët apo çfarëdo njësie tjetër bazë të përdorur për murëzim

σ	sforcimi normal
σ_d	sforcimi normal i projektimit në zonën e shtypur
τ	sforcimi tangencial, sforcimi prerës
ψ_{Ei}	koeficienti i kombinimit për një veprim të ndryshueshëm "*i*" që duhet marrë parasysh kur përcaktohen efektet e veprimit sizmik projektues

AQTN	Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit
CDF	Funksioni kumulativ i shpërndarjes
ID	Indeks Dëmtimi
$ID_{P\&A}$	Indeks Dëmtimi sipas Park & Ang
$ID_{K\&A}$	Indeks Dëmtimi sipas Kwok & Ang
IGJEUM	Instituti i Gjeoshkencave, Energjisë, Ujit dhe Mjedisit
KTP	Kushte Teknike të Projektimit
NJSHL	një shkallë lirie
OAPI	"*Open Application Programming Interface*"
PGA	nxitim maksimal i truallit
Sa	nxitim spektral
Sd	zhvendosje spektrale
SHSHL	shumë shkallë lirie
VBA	gjuha e programimit "*Visual Basic for Applications*"

Simbole dhe shkurtime të tjera që janë specifikë për paragrafë, figura apo barazime të veçantë shpjegohen në brendësi të disertacionit.

1 HYRJE

Në Shqipëri, si vend me rrezik të lartë sizmik, është mjaft i rëndësishëm projektimi dhe vlerësimi sizmik i strukturave. Në shumicën e rasteve, situata sizmike e projektimit është vendimtare në zgjidhjen strukturore dhe në përmasimin e elementëve. Përveç projektimit të strukturave të reja vlerësimi sizmik i strukturave ekzistuese është një nevojë gjithmonë e në rritje për shkak të ekzistencës së strukturave të vjetra e të ndërtuara me kode projektimi që pasqyrojnë njohuritë dhe eksperiencat e grumbulluara deri në kohën e projektimit dhe ndërtimit të tyre. Mund të thuhet se në krahasim me 30 – 40 vite më parë, ndryshimet në kodet e projektimit janë të konsiderueshme.

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.

Ndonëse zhvillimet në fushën e projektimit janë të qenësishme, në vendin tonë sikurse dhe në mjaft vende të Europës ende nuk ekziston një procedurë e mirëfilltë apo një Kod i veçantë për vlerësimin e kapacitetit dhe për riaftësimin e ndërtesave ekzistuese në situatë sizmike.

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. Projektimi sizmik i strukturave sipas Eurokodeve, i përmbledhur në Eurokodin 8 është më i përparuar se ai i bazuar në Kushtet Teknike të Projektimit (KTP) të vendit tonë. 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). 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).

Ndër morinë e veprave të Inxhinierisë Civile, një vend të rëndësishëm zënë ndërtesat social-kulturore, midis tyre dhe ato të sistemit arsimor. Rëndësia e ruajtjes së integritetit strukturor të tyre nuk lidhet vetëm me sigurimin e jetës së përdoruesve në rast tërmeti, por edhe me funksionin e dobishëm, madje pothuaj të pazëvendësueshëm, të tyre në situatën pas tërmetit. Ky shërbimi i dyfishtë si dhe vjetërsia (mosha) faktike e këtyre ndërtesave e bën të domosdoshme njohjen dhe vlerësimin e kapacitetit sizmik dhe metodikat për riaftësimin strukturor të tyre.

Studimi i paraqitur në këtë disertacion është një vijim dhe thellim i punimit të nivelit "Master Shkencor" (Baballëku, 2006). Shtrirja e analizës në një numër mjaft më të madh ndërtesash, materiali kryesor i përdorur për elementët mbajtës, marrja në konsideratë e periudhës gjatë së cilës këto ndërtesa kanë shërbyer dhe shumë aspekte të tjera përbëjnë disa nga dallimet kryesore në raport me disertacionin e masterit.

1.1 Qëllimi i temës

Ndërtesat e sistemit arsimor janë të shtrira në të gjithë Republikën e Shqipërisë dhe janë të llojeve të ndryshme nga pikëpamja strukturore. Megjithatë, ekzistojnë elementë të përbashkët midis tyre dhe ky fakt mund të shërbejë për të realizuar vlerësim strukturor të ndërtesave mbështetur në studimin e kryer mbi një numër të kufizuar të tyre. Në këtë kuadër, mund të përmendet fakti që pjesa më e madhe e shkollave në Shqipëri është ndërtuar duke përdorur muraturën e tullës si material ndërtimi. Elementë strukturorë kryesorë në këto ndërtesa janë "muret mbajtës", të cilët janë përgjegjësit kryesorë të reagimit tërësor të strukturës. Gjithashtu, numri i kateve të shkollave është i kufizuar në katër. Në ngjashmërinë midis shkollave në Shqipëri, vlen të konsiderohet edhe fakti që projektet arkitekturore dhe strukturore të pjesës më të madhe të tyre kanë qenë "projekte-tip", edhe si pasojë

e funksionit të tyre, që do të thotë se i njëjti projekt është zbatuar shumë herë në vende të ndryshme, me përshtatjet përkatëse.

Ndonëse çdo ndërtesë është unike – në kuptimin që faktorët atmosferikë, kushtet gjeologo-inxhinierike të sheshit të ndërtimit, kushtet e zbatimit të punimeve, të shfrytëzimit etj., përbëjnë dallim nga njëra ndërtesë në tjetrën – është e mundur të përdoren teknika të ndryshme që mundësojnë vlerësimin strukturor të ndërtesave apo grup-ndërtesave nisur nga analiza paraprake e ndërtesave tip. Vlerësimi i dëmtimeve të mundshme apo i vulnerabilitetit për një tërmet me probabilitet të caktuar ndodhjeje përbën një aspekt kryesor në mbrojtjen e ndërtesave në situata të rënda sizmike.

Meqenëse pjesa më e madhe e ndërtesave arsimore në Shqipëri janë të projektuara dhe të ndërtuara sipas kushteve të vjetra teknike, është e pritshme që ato të mos plotësojnë disa nga kërkesat e kodeve bashkëkohore, sidomos kur sot veprimi sizmik i parashikuar për 'to është mjaft i rritur. Megjithatë, shkalla e dëmtimeve të pritshme për nivele të ndryshme sizmike jep një tregues të qartë të rezervës që ka struktura (nëse ky është rasti), apo i nevojave për ndërhyrje riaftësimi.

Nga ana tjetër, për shkak të numrit të madh të ndërtesave arsimore, analiza veç e veç e secilës prej tyre do përbënte një punë jashtëzakonisht të madhe dhe të pa justifikuar nga nevojat praktike. Kjo vlen veçanërisht për institucionet vendimmarrëse, të cilat mund tu duhet të realizojnë vlerësime me karakter të përgjithshëm lidhur me sigurinë e shkollave dhe me ndërhyrjet e mundshme riaftësuese në 'to.

Mbështetur në sa u tha më sipër, qëllimi i temës formulohet si vijon:

> "**Vlerësimi i dëmtimeve strukturore të ndërtesave prej murature të sistemit arsimor dhe përdorimi i lehtë dhe i shpejtë nga institucionet vendimmarrëse i rezultateve të përftuara me qëllim marrjen e masave paraprake për riaftësimin e tyre**"

1.2 Hapat dhe mjetet

Për të vlerësuar dëmtimet e mundshme të ndërtesave prej murature të sistemit arsimor në Shqipëri, janë caktuar objektivat e mëposhtëm:

- *Zhvillimi i modelit llogaritës të muraturës dhe krahasimi i tij me rezultate eksperimentale;*

  Për vlerësimin e dëmtimeve është e nevojshme të njihen dhe të studiohen veçoritë strukturore të ndërtesës (apo grupit të ndërtesave) në shqyrtim. Për elementët e ndërtuar me materiale me veti që mund të konsiderohen "izotropike" dhe "uniforme" ekzistojnë modele të mirënjohur teorikë dhe llogaritës që përdoren me lehtësi. Për sa i përket muraturës, nuk ekziston një konsensus i gjerë për teknikat e modelimit. Për këtë arsye, si objektiv i parë i temës është zhvillimi i një modeli që të mund të përfaqësojë muraturën sa më mirë në llogaritjet strukturore. Për të qenë sa më pranë realitetit, modeli i zhvilluar është testuar me rezultatet eksperimentale të gjendura në literaturën ndërkombëtare.

- *Ndërtimi i kurbave (lakoreve) probabilitare të kapacitetit strukturor nisur nga të dhënat hyrëse si ndryshore rasti;*

  Faktorët e shumtë që ndikojnë në kapacitetin e një strukture prej murature mund të konsiderohen "ndryshore rasti". Vlerat e këtyre faktorëve nuk mund të njihen me siguri të plotë as në projektimin e strukturave të reja e as në vlerësimin e strukturave ekzistuese. Të tilla ndryshore janë p.sh., veprimet, gjeometria, karakteristikat e materialeve etj. Në projektim përdoren vlera që përfaqësojnë në vetvete një nivel të paracaktuar besueshmërie për këta faktorë, me qëllim arritjen e një projektimi të sigurt e me një besueshmëri të pranuar. Ndryshueshmëria e faktorëve hyrës të analizës pasqyrohet në një ndryshueshmëri të rezultateve të shprehura në trajtën e kurbave të kapacitetit. Studimi i kësaj

ndryshueshmërie përbën një objektiv ndihmës të temës, që shërben për vlerësimin e drejtë të ndikimeve të ndryshme në kapacitetin e një strukture.

- *Prezantimi dhe përdorimi i një Indeksi Dëmtimi bazuar në vlerësimin probabilitar të kapacitetit dhe kërkesës sizmike si dhe në vëzhgime të mëparshme gjatë tërmeteve të ndodhur;*

  Për të arritur qëllimin kryesor, në këtë temë përdoren Indekse Dëmtimi që marrin parasysh dëmtimet në strukturë në varësi të zhvendosjeve që ajo pëson gjatë një ngjarjeje sizmike dhe të energjisë së shuar (absorbuar) gjatë saj. Tema ka si objektiv ndihmës prezantimin e këtyre indekseve dhe kalibrimin e tyre për të pasqyruar historinë e dëmtimeve nga ngjarjet sizmike në Shqipëri. Konkretisht, janë përdorur të dhënat mbi tërmetin e 15 prillit të vitit 1979 që goditi pjesën veri-perëndimore të Shqipërisë.

- *Ndërtimi i kurbave të brishtësisë në funksion të nxitimit referencë dhe tipit të truallit;*

  Ndërtimi i kurbave të brishtësisë është në qendër të metodës së përdorur për vlerësimin e dëmtimeve. Këto kurba ofrojnë një mundësi të mirë për të përshkruar dëmtimet e pritshme në një strukturë në trajtë probabilitare, për nivele të ndryshme të rrezikut sizmik. Në temë përshkruhet në hollësi metodika e ndjekur për ndërtimin e këtyre kurbave dhe paraqiten rezultatet e përftuara për ndërtesat referencë.

- *Vlerësimi i dëmtimit në trajtë parametrike;*

  Interpretimi i kurbave të brishtësisë çon në fakt në vlerësimin e dëmtimit të strukturave të trajtuara në këtë temë. Ky interpretim bëhet me lehtësi, nisur nga formati i përshtatshëm i kurbave të brishtësisë. Kështu, është e mundur që për një ndërtesë arsimore të caktuar (me vendndodhje e veçori strukturore dhe arkitekturore të njohura) të realizohet një vlerësim i dëmtimeve, pa kryer analiza të hollësishme e të komplikuara shtesë. Ky objektiv i temës ka rëndësi sidomos në vënien në pah të mundësive për shfrytëzimin e rezultateve të studimit në të ardhmen. Në këtë kuadër, mjet ndihmës është hartimi i një programi të thjeshtë kompjuterik që ndihmon në vlerësimin e dëmtimeve të mundshme të shkollave prej murature në Shqipëri.

- *Mundësi riaftësimi për ndërtesat arsimore*

  Një objektiv dytësor dhe plotësues i temës është dhënia e disa mundësive (pa ndaluar në shumë hollësi) për riaftësimin e shkollave, duke u mbështetur në vlerësimin e gjendjes së këtyre ndërtesave nga pikëpamja e sigurisë sizmike dhe në rekomandime të ndryshme nga literatura.

2 ANALIZA E TË DHËNAVE

2.1 Stoku i ndërtesave ekzistuese

Ndërtesat arsimore në Republikën e Shqipërisë 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 (numri 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 qenë e lidhur edhe me mungesën apo koston e lartë të çelikut si material importi.

Në bazën e të dhënave të vitit 2004 të vënë në dispozicion nga MAS (Ministria e Arsimit dhe Sportit, 2004), janë analizuar ndërtesat e sistemit arsimor të zhvilluara gjatë viteve 1945 deri 1990 me 2, 3 dhe 4 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 mbulesës, etj. Baza e të dhënave (Ministria e Arsimit dhe Sportit, 2004) përfshin shkolla të sistemit arsimor para-universitar (të të gjitha niveleve) dhe konvikte, të cilët mund të trajtohen gjithashtu si objekt i studimit për shkak të ngjashmërive arkitekturore dhe strukturore me shkollat.

Numri i shkollave të shqyrtuara nga baza e të dhënave është 3306. Shpërndarja e tyre sipas rretheve jepet në Fig. 2.1. Aty dallohen disa rrethe si Tirana, Shkodra, Elbasani, Berati, Vlora, Dibra të cilët kanë një numër më të madh shkollash të ndërtuara në vitet 1945-1990 krahasuar me rrethet e tjera.

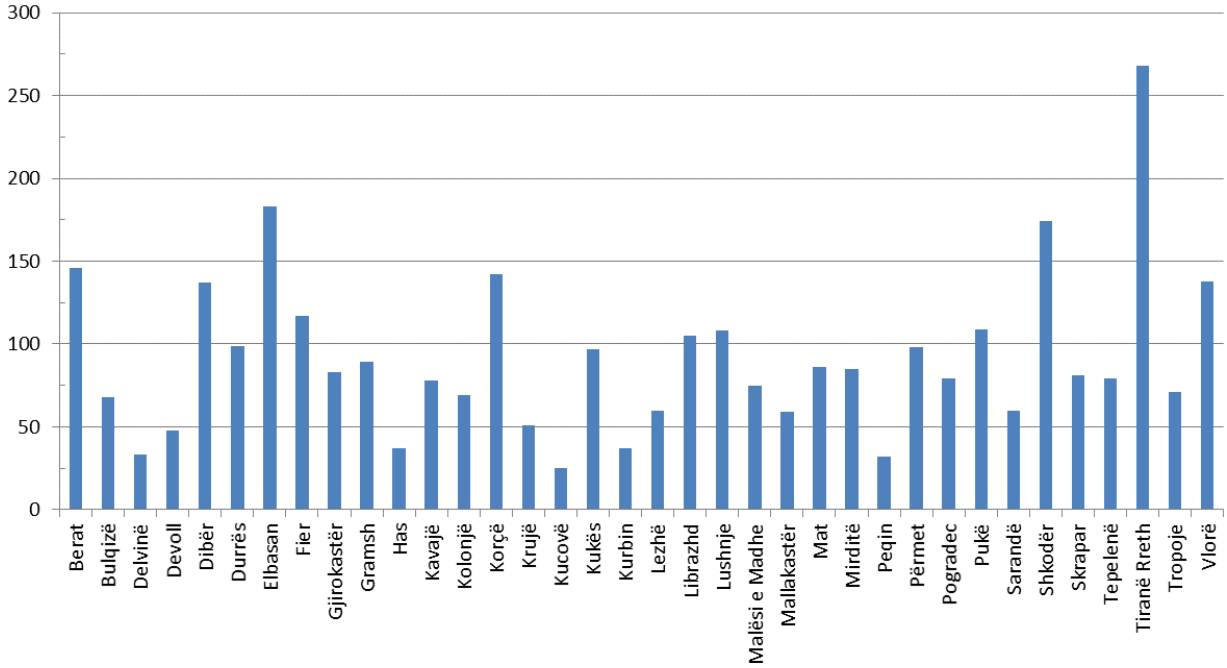


Fig. 2.1 Shpërndarja e shkollave sipas Rretheve

88% e ndërtesave në bazën e të dhënave janë shkolla 8-vjeçare ndërsa 12% janë shkolla të mesme (Fig. 2.2).

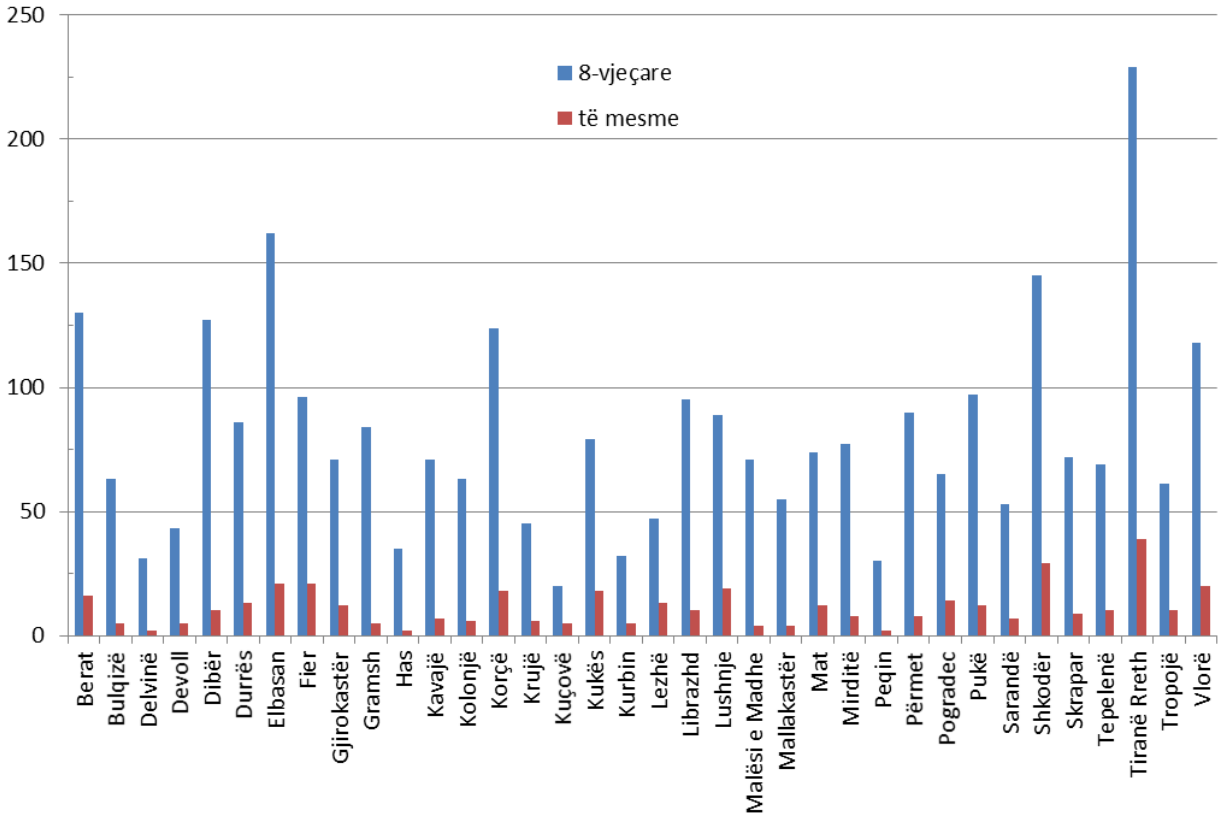


Fig. 2.2 Ndarja sipas rretheve e shkollave (8-vjeçare dhe të mesme)

Për periudhën në studim kemi 71% ndërtesa me 2 kate, 24% ndërtesa me 3 kate dhe 5% ndërtesa me 4 kate (Fig. 2.3).

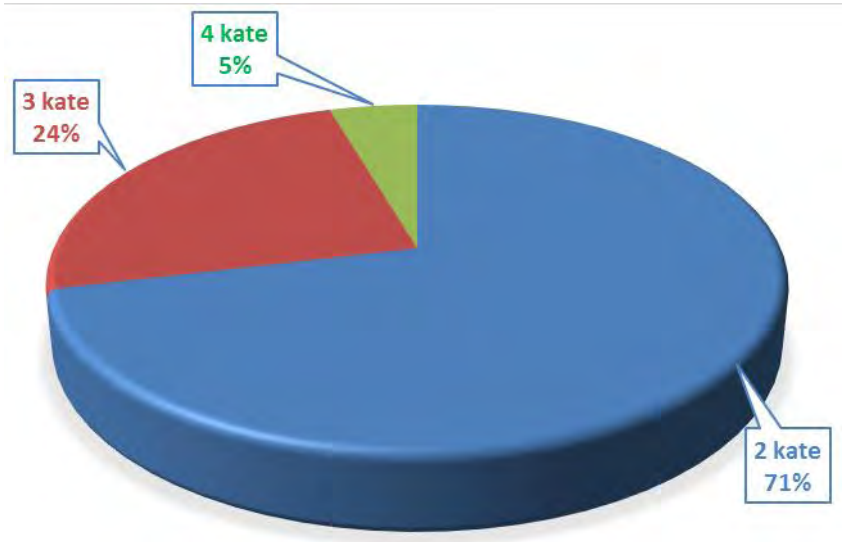


Fig. 2.3 Ndarja e stokut të ndërtesave në shqyrtim sipas numrit të kateve

Në pjesën më të madhe të rretheve shpërndarja e shkollave me 2, 3 dhe 4 kate është e përafërt me shpërndarjen e tyre në shkallë kombëtare. Këtu përjashtim bën Rrethi i Tiranës, ku sasia e shkollave me 3 kate është e krahasueshme me ato me dy kate.

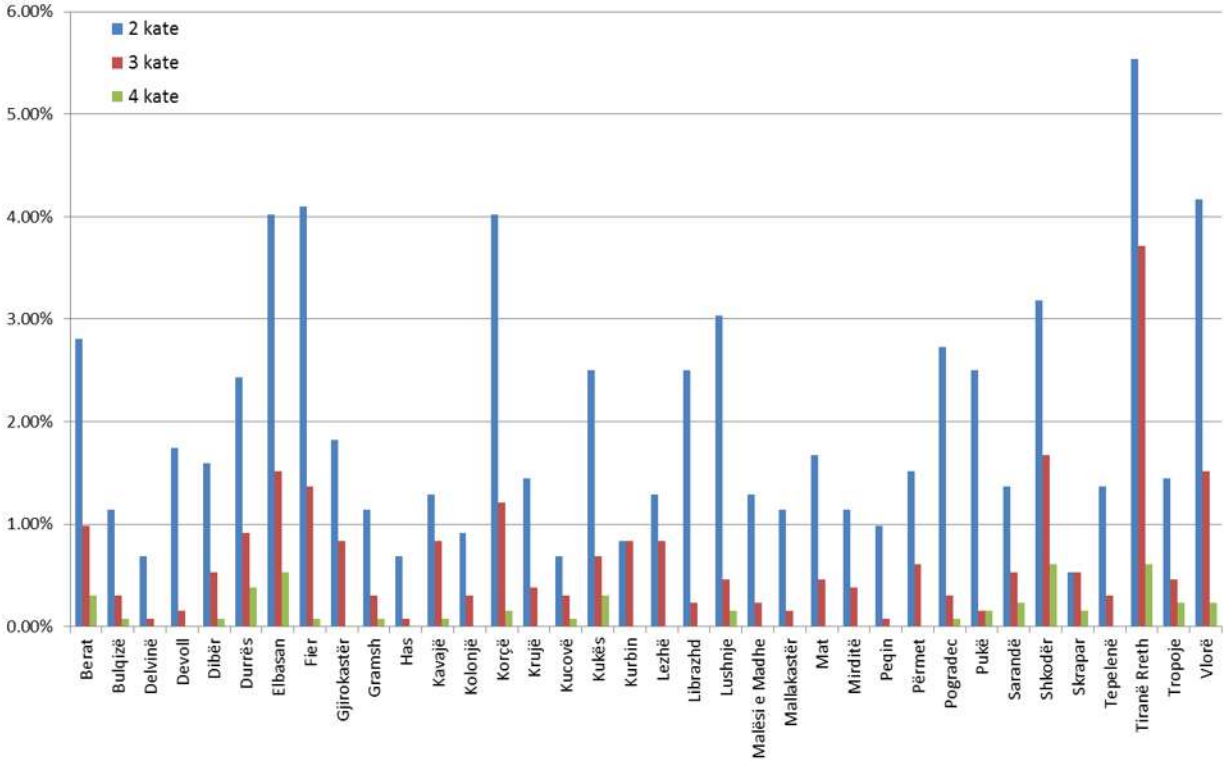


Fig. 2.4 Shpërndarja e ndërtesave arsimore në përqindje të totalit sipas rretheve

Stoku i ndërtesave të marra në studim i takon një periudhe rreth 50-vjeçare. Shtrirja në këtë periudhë ndikohet nga teknikat e ndryshme të ndërtimit, kodet e projektimit, ngjarje domethënëse historike/ekonomike. Referuar kohës së ndërtimit, dallojmë disa grupe të mëdha:

1. Ndërtesa përpara vitit 1944 (përpara Luftës së Dytë Botërore);
2. Ndërtesa në vitet 1945-1963;
3. Ndërtesa në vitet 1964-1978;
4. Ndërtesa në vitet 1979-1990;
5. Ndërtesa pas vitit 1991.

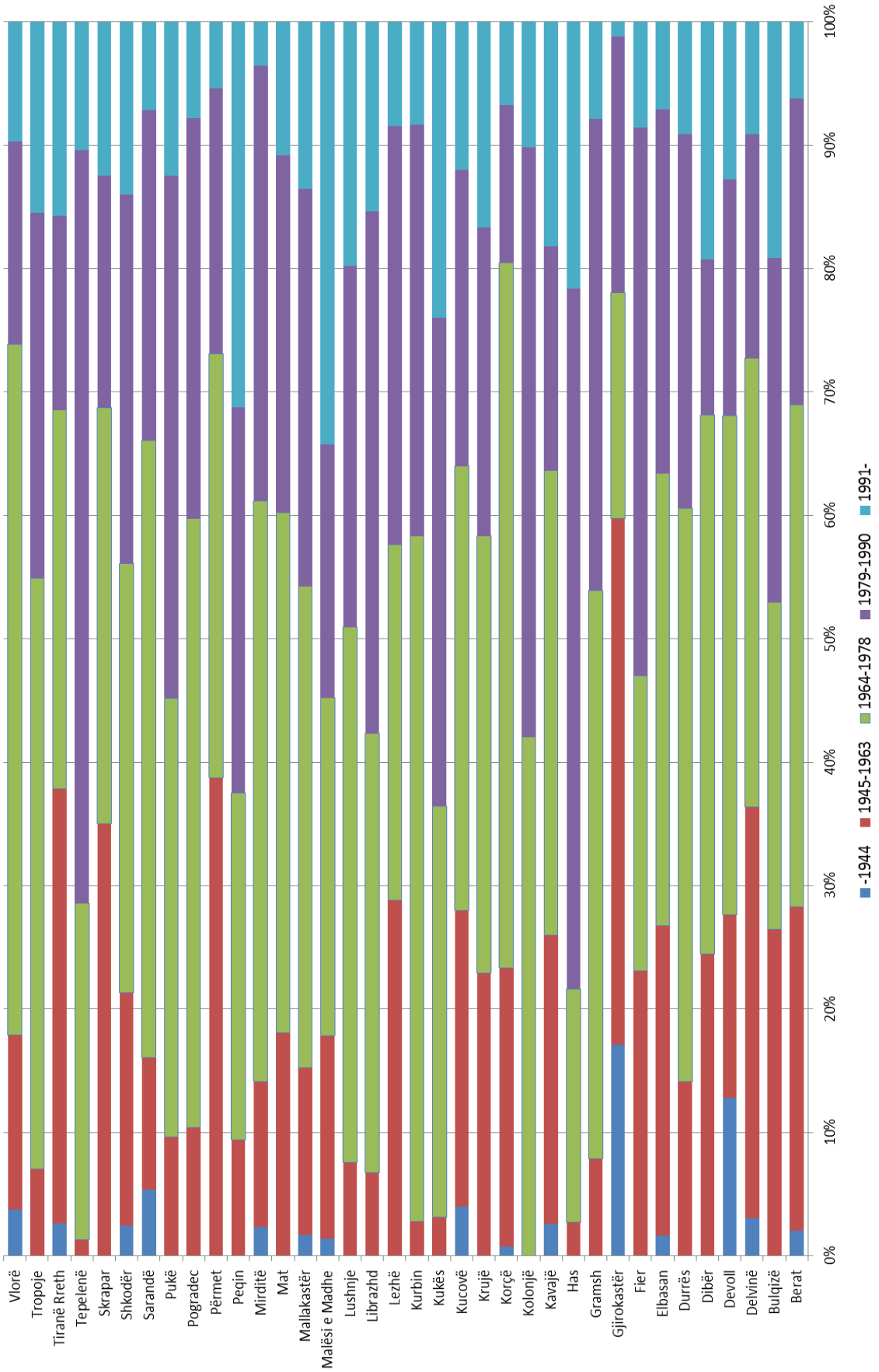


Fig. 2.5 Shpërndarja në periudha kohore e realizimit të ndërtesave arsimore

Kjo mënyrë ndarje është bazuar në ngjarje historike të cilat kanë pasur ndikim në cilësinë e projektimit dhe zbatimit të ndërtesave. Mund të dallojmë këtu periudhën pas luftës, ku kishte një kërkesë të lartë për ndërtesa arsimore, por ndërkohë mungesë në kode projektimi, mungesë specialistësh, mungesë eksperience etj. Më pas, në periudhat e mëvonshme hyrja në fuqi e kodeve të projektimit dhe zbatimit, duke filluar me KTP-63 dhe më pas KTP-78, KTP-89 ndikoi në rritjen e sigurisë dhe në shtimin e masave antisizmike.

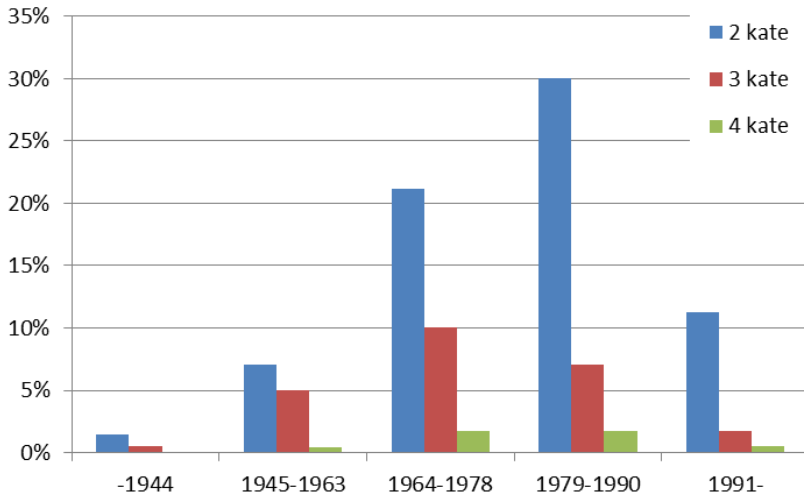


Fig. 2.6 Ndarja e stokut të ndërtesave sipas numrit të kateve në grup-vite

Nga analiza statistikore vërehet se një pjesë e rëndësishme e shkollave (rreth 40%) për çdo rreth është ndërtuar në periudhën 1964-1978. Nga Fig. 2.6 del përfundimi se ndërtimet 2 kate shënojnë rritje në periudhën e fundit (1979-1990) kurse ndërtimet 3 kate shënojnë ulje.

2.2 Vëzhgime në vend

Për ndërtesat e sistemit arsimor në Shqipëri, konkretisht shkollat e sistemit para-universitar, u ndërtua një album fotografik mbështetur në vizitat në vend dhe në materialet që gjenden në internet në shërbimet "Google Earth[2]" dhe "Panoramio[3]". Qëllimi i vizitave në vend dhe i kërkimit në internet ishte vlerësimi i përgjithshëm i përputhshmërisë me projektet "tip" dhe vëzhgimi i tipologjive të ndryshme.

[2] https://www.google.com/earth
[3] http://www.panoramio.com

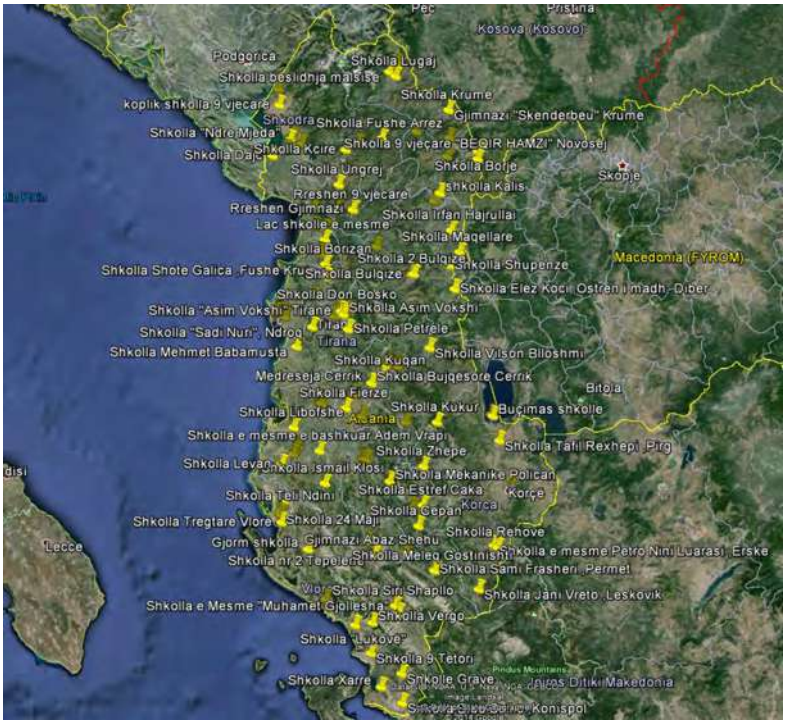


Fig. 2.7 Pamje nga "Google Earth" e shpërndarjes së shkollave në Shqipëri

Imazhi i mësipërm tregon ndërtesat arsimore të vendosura në "*Google Earth*". Fotot e mëposhtme paraqesin vetëm disa nga shkollat e vizituara në vend.

Fig. 2.8 Shkolla Gjon Buzuku, Tiranë

Fig. 2.9 Shkolla Bajram Curri, Tiranë

Fig. 2.10 Shkolla "Karl Gega", Tiranë

Fig. 2.11 Shkolla Halit Bërzeshta, Prrenjas

Fig. 2.12 Shkolla Demokracia (majtas) dhe Shkolla Nuçi Naçi (djathtas), Korçë

Fig. 2.13 Shkolla Kushtrimi i Lirisë, Tiranë

Fig. 2.14 Shkolla Mangalem, Berat

Në adresën e internetit http://www.panoramio.com/user/7895915, gjenden foto të disa prej shkollave në Shqipëri, të realizuara nga autori i këtij studimi.

Në shumicën e shkollave prej murature vihet re një fenomen i përbashkët. Pas viteve '90 shumë prej tyre i janë nënshtruar ndërhyrjeve. Këto ndërhyrje kanë qenë të kufizuara në elementë përgjithësisht arkitektonikë (p.sh. ndërhyrje të funksionit dhe të rifiniturave), por gjithsesi ato pengojnë pjesërisht përkeqësimin e elementëve strukturorë. Në rastet e pakta të ndërhyrjeve strukturore, ato kanë qenë thjesht shtesa për përmirësimin e funksionit të shkollës e jo ndërhyrje me synim rritjen e kapacitetit të strukturës.

2.3 Të dhënat nga Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit

Për të analizuar me mirë karakteristikat dhe veçoritë e shkollave me muraturë, të ndërtuara para viteve '90, janë siguruar projektet e disa prej këtyre shkollave. Këto projekte janë tërhequr pranë Arkivit Qendror Teknik të Ndërtimit (AQTN). Shkollat e përzgjedhura i përkasin projekteve të hartuar në periudhën e viteve 1960-1979, ndërkohë që një pjesë e tyre janë realizuar edhe pas vitit 1979.

Karakteristikë kryesore e ndërtimeve të këtyre viteve është projektimi "tip". Shkollat projektoheshin si "shkolla tip", të cilat me vonë përshtateshin dhe ndërtoheshin në zona të ndryshme. P.sh. shkolla tip kanë qenë projektet e shkollave të mesme të përgjithshme dhe të mesme profesionale hartuar mbështetur në Vendimin e Këshillit të Ministrave Nr. 65, dt. 2/IV/1977 mbi normativat e projektimit dhe shkolla të mesme të përgjithshme, Vendim Nr. 18, dt.24/VIII/1978.

Shkollat e mesme të përgjithshme dhe profesionale janë projektuar në dy seri, seria I dhe seria II, përkatësisht në vitet 1978 dhe 1979. Secila nga seritë është paraqitur në tre variante (tipi 1, 2, 3) me një kapacitet përkatësisht prej 16, 24 dhe 28 klasash. Në projektet tip është menduar që të shihet edhe mundësia e ndërtimit me faza nga 16 në 24 e 28 klasa. Zakonisht kjo zgjidhej me zgjerim horizontal ose vertikal, sipas tipave të paraqitura. Zgjerimi horizontal ka qenë cilësuar si më i leverdishmi nga grupi projektues (Luarasi, etj., 1978).

Rasti i një zgjerimi horizontal është ai i shkollës së mesme të përgjithshme, Seria I (Fig. 2.15).

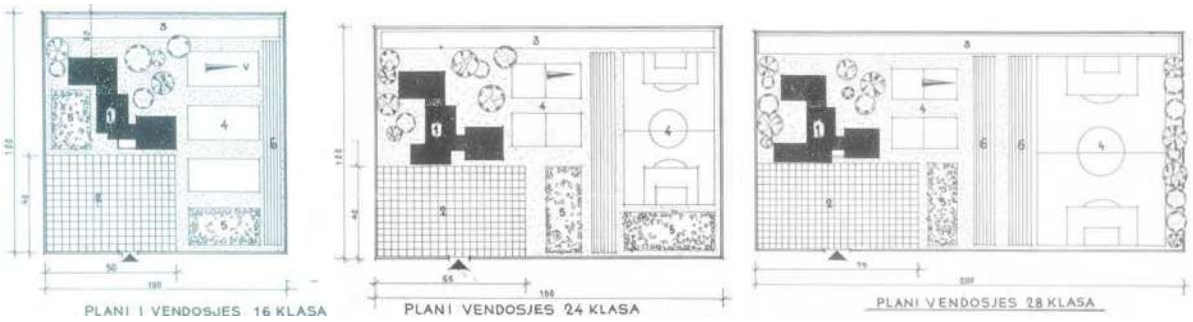


Fig. 2.15 Shkolla e mesme e përgjithshme, seria I, viti 1978 (figura marrë nga AQTN)

E tillë është edhe shkolla e mesme e përgjithshme, seria II (Shtojca A). Për shkollën e mesme profesionale, seria I dhe II, është zgjedhur metoda e zgjerimit vertikal, tipi 1 është menduar me 3 kate, kurse dy tipat e tjerë (2 dhe 3) janë me 4 kate.

Në kohën e projektimit të këtyre ndërtesave arsimore, grupi projektues jepte zgjidhjen e përshtatshme teknike të të gjithë tipave, ndërkohë që zgjedhja e tipit të shkollës 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 rrethanore (tulla apo gurë), elementeve të arkitekturës kombëtare, 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. P.sh. preferohej që vendosja e shkollës të bëhej në mënyrë të tillë që klasat të mos binin nga veriu dhe sheshi kryesor i shkollës të orientohej nga ana me më shumë diell (Luarasi, etj., 1978).

Siç duket dhe nga tabela përmbledhëse e karakteristikave të shkollave (Aneksi A), për secilin tip jepeshin disa zgjidhje strukturore. Janë përdorur si variante muratura e tullës, guri si dhe kombinimi i muraturës së gurit me atë të tullës (p.sh. një kat gurë e tre kate tulla). Përsëri sipas (Luarasi, etj., 1978), kjo bëhej për t'ju përshtatur më mirë mundësive dhe materialeve rrethanore.

Nga të gjithë projektet e përzgjedhur për studim, vetëm shkollat e mesme të dy serive janë parashikuar të ndërtohen edhe me muraturë guri, ose kombinim të muraturës së gurit dhe tullës. Shkollat e tjera, janë projektuar vetëm më muraturë tulle.

Për muraturën e tullës, është parashikuar tullë e markës M-75 kg/cm^2 dhe llaç M-15 kg/cm^2. Sipas rastit në projekt specifikohen zona të veçanta në të cilat duhet përdorur llaç i markës M-50 kg/cm^2. Këto janë kryesisht zonat midis dritareve, me gjatësi më të vogël se 1.5m. Guri është i markës M-200 dhe llaçi në muraturë guri është i markës M-15.

Për sa i përket elementëve të rifiniturës, ato janë zbatuar sipas hollësive të broshurës "Tipa elementësh për mbulesa me çati dhe hollësi ndërtimore 1967" duke iu përshtatur sa më shumë mundësive konkrete për materialet e zonës.

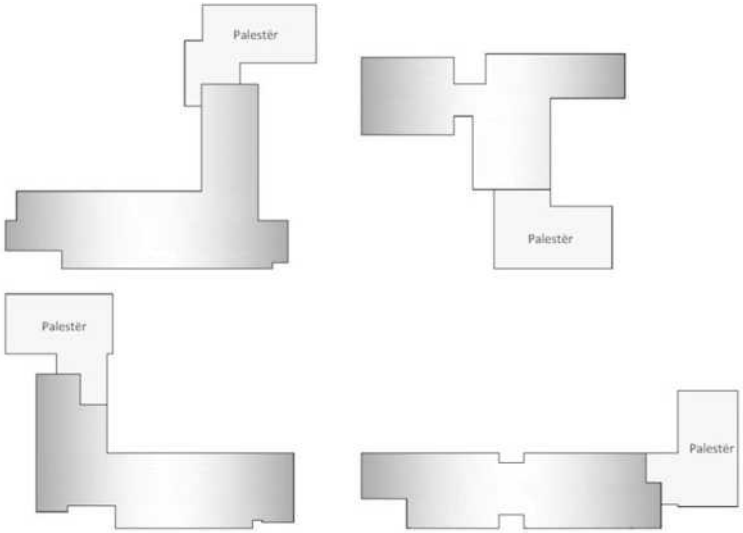


Fig. 2.16 Variante Shkollash të Mesme tip të projektuara në vitet 1963 - 1979

Fig. 2.17 Model shkolle 8-vjeçare tip e vitit 1977

Këto tipa janë ndërtuar në të gjitha zonat klimaterike. Për vendet e ftohta muret e jashtëm zbatoheshin 38 për të gjitha katet. Suvatimi i jashtëm bëhej me llaç bastard, dritaret bëheshin

dyfishe nëpër klasa, laboratorë e zyra, ndërsa në ambientet e tjera si shkallë, korridore e WC bëheshin njëfishe. Vende të ftohta konsideroheshin ato mbi 500m mbi nivelin e detit[4].

Përshtatje rast pas rasti në zbatimin e projekteve tip bëhej edhe për të marrë në konsideratë sizmicitetin e vendit të ndërtimit. Përshtatja konsistonte në:

- trashësitë e mureve;
- lartësitë e kateve nga 3.2 deri 3.4m;
- në vendosjen e kolonave sizmike në vende të caktuara;

në funksion të sizmicitetit të zonës (Shtojca A).

Në Aneksin A gjenden të dhëna plotësuese mbi disa nga projektet tip të vëna në dispozicion nga AQTN. Forma në plan e disa prej ndërtesave arsimore paraqitet në Fig. 2.16 dhe Fig. 2.17.

2.4 Rreziku sizmik në Shqipëri

2.4.1 Vlerësimi i rrezikut sizmik

Harta e parë sizmike e Shqipërisë daton në vitin 1952 si produkt i punës së bërë nga ekspertët e Institutit të Shkencave dhe Ministrisë së Ndërtimit të asaj kohe. Që atëherë, puna për vlerësimin sa më të saktë të rrezikut sizmik në vendin tonë ka vijuar me botime të shumta deri në ditët tona. Harta e rajonizimit sizmik që është ende në fuqi daton në vitin 1979 (Fig. 2.18, djathtas). Në Fig. 2.18 (majtas) është vendosur harta e vitit 1963 (shih (Sulstarova, etj., 1980)).

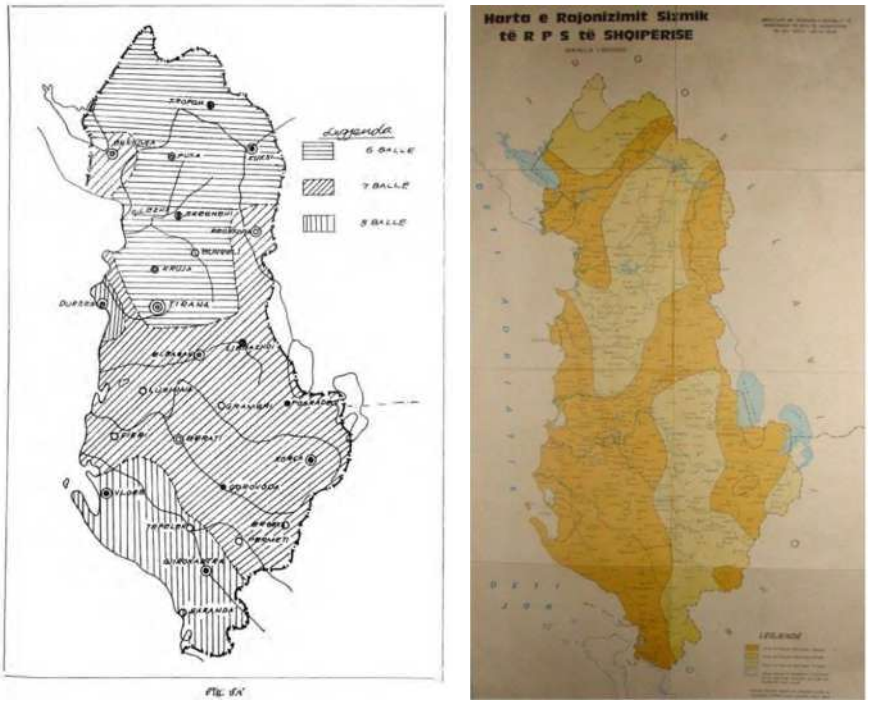


Fig. 2.18 Harta e propozuar në vitin 1963 (majtas) dhe harta në fuqi e rajonizimit sizmik të Shqipërisë, viti 1979[5] (djathtas)

Në botimin (Sulstarova, etj., 1980) paraqitet një tabelë me ndryshimet midis hartave të 1963 dhe propozimit të paraqitur në 1978 në atë botim, e përmbledhur më poshtë.

[4] Vende të ftohta konsideroheshin edhe disa vende nën 500m mbi nivelin e detit si Kukësi, Tropoja, etj. Për rrethet e tjera, përveç lartësisë mbaheshin parasysh edhe karakteristikat klimaterike të vendit.
[5] Miratuar me Vendim të Këshillit të Ministrave Nr. 371 datë 20 dhjetor 1979.

Tab. 2.1 Ndryshimet e intensitetit sizmik midis hartës së 1963 me propozimin e vitit 1978, Pasqyra Nr. 9.4 te (Sulstarova, etj., 1980)

Rrethi	intensiteti		Rrethi	intensiteti	
	harta 1963	harta 1978		harta 1963	harta 1978
Tiranë	6	7	Fier	8	8
Krujë	6	7	Librazhd	7	8
Mat	6	7	Gramsh	7	7
Lezhë	6	8	Pogradec	7	8
Shkodër	7	8	Berat	7	8
Pukë	6	7	Skrapar	7	7
Mirditë	6	7	Korçë	7	8
Tropojë	6	8	Kolonjë	7	7
Kukës	6	8	Përmet	7	7
Dibër	7	8	Tepelenë	8	8
Elbasan	7	8	Vlorë	8	8
Durrës	8	8	Sarandë	8	8
Lushnjë	7	8	Gjirokastër	8	8

Pas tërmetit të 15 prillit 1979, pati rritje të vlerësimit të intensiteteve sizmike pothuajse në të gjithë Shqipërinë, të cilat u konkretizuan në hartën e Fig. 2.18 (djathtas).

Kështu, që nga viti 1952, rreziku sizmik është vlerësuar gjithmonë në rritje. Këtu ka rëndësi të përmendet fakti që një pjesë e mirë e shkollave, objekt i këtij studimi, janë ndërtuar përpara vitit 1979, që do të thotë se jo vetëm kushtet teknike kanë qenë të vjetra, por edhe harta e rajonizimit sizmik ka pasur vlera të ulëta të intensiteteve sizmike të tërmeteve të pritshëm.

Ndër punimet e fundit mund të veçojmë atë të (United Nations Development Programme UNDP Albania, 2003) dhe atë të (Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E., 2010) të treguar në Fig. 2.19, në të cilat vihet re se vlerësimet për rrezikun sizmik në Shqipëri tentojnë drejt një rritjeje të vlerave në krahasim me botimet e hershme.

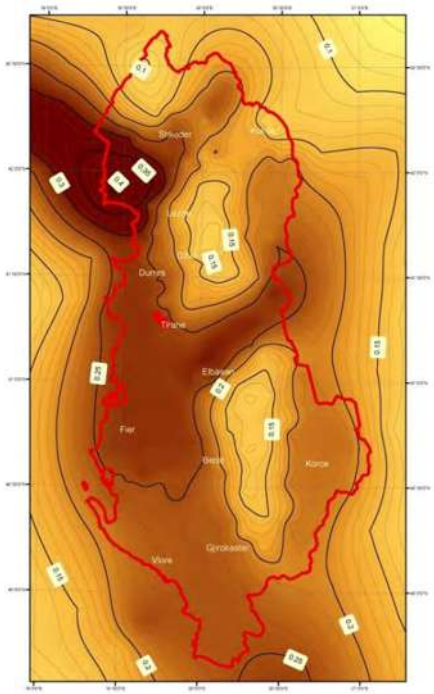


Fig. 2.19 Hartë e ripunuar e nxitimeve maksimale referencë në truall të Tipit A (Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E., 2010)

Kjo ka ardhur jo vetëm si pasojë e shtimit të njohurive dhe eksperiencës në fushën e sizmologjisë, por edhe si pasojë e kërkesave bashkëkohore të Kodeve të Ndërtimit në këtë fushë. Kështu që në rrafshin lokal, përveç rritjes së kërkesave në kushtet e projektimit (nga KTP në Eurokode), duhet të mbahet parasysh edhe rritja e kërkesës sizmike si pasojë e vlerësimeve të reja të pasqyruara në punimet e lartpërmendura.

Nga ana tjetër, mënyra se si kodet e projektimit ndër vite kanë marrë në konsideratë veprimet sizmike ka ndryshuar. Ndonëse përdorimi i "spektrave të projektimit" për analizë sizmike, ka ekzistuar në procedurart projektuese herët edhe tek ne, vlerat në 'to kanë qenë mjaft më të ulëta në krahasim me të sotmet. Në Fig. 2.20 paraqiten në të njëjtin sistem koordinativ spektrat e KTP-N.2-78 (sipas hartës sizmike të '63), KTP-N.2-89 (sipas hartës sizmike të '78) dhe Eurokodit 8, EN 1998-1 (sipas hartës sizmike të '04, jo në fuqi). Rritja e vlerave të nxitimeve spektrale ndër periudha është e allueshme. Në se krahasojmë kërkesën e sotme (për një zonë me a_g=0.25g) me atë të vitit 1978 për një zonë me intensitet VIII ballë, vihet re një rritje rreth 5 herë e nxitimit spektral për ndërtesat e ulëta (të shtangëta). Nëse i referohemi qytetit të Tiranës, ky ndryshim mund të shkojë deri në 10 herë, pasi mjaft studime të sotme japin vlera të a_g deri në 0.25g, ndërkohë që intensiteti në hartë ka qenë 7 ballë në vitin 1979 dhe 6 ballë në hartën e 1963.

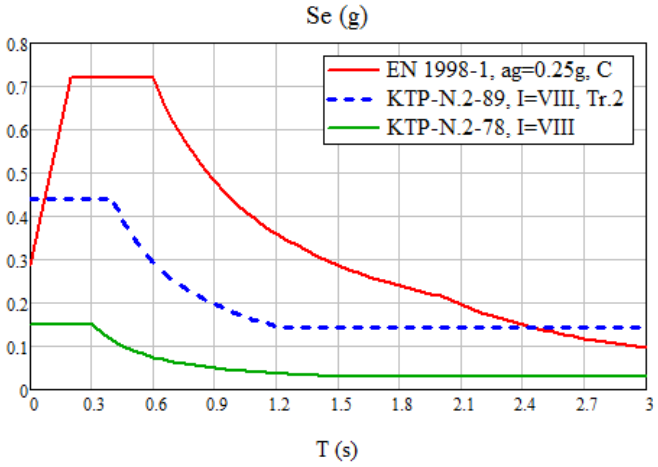


Fig. 2.20 Krahasimi i spektrave elastikë të reagimit bazuar në kërkesat sizmike të KTP-N.2-78, KTP-N.2-89 dhe EN 1998-1

Shtojca B – Të dhëna nga Instituti i Gjeoshkencave, Energjisë, Ujit dhe Mjedisit, përmban akselerogramat e vëna në dispozicion nga IGJEUM për qëllimet e studimit. Ato përkojnë me regjistrime që ka bërë ky institut ndër vite për tërmete të ndryshëm që kanë goditur vendin tonë si dhe me akselerograma të tjera me karakter ndërkombëtar (si p.sh. El Centro, që është mjaft i përdorshëm në studime në të gjithë botën, si një tërmet me një bandë mjaft të gjerë frekuencash dhe kohëzgjatje të konsiderueshme).

2.4.2 Tërmeti i 15 prillit 1979

Ndër ngjarjet sizmike më dëmtuese në Shqipëri ka qenë tërmeti i 15 prillit 1979. Sipas (Pistoli, 1982), ndër vepra të ndryshme inxhinierike në vendin tonë, tërmeti goditi edhe ndërtesa të reja me strukturë mbajtëse murature apo prej betoni të armuar të ndërtuara në përputhje me kushtet e projektimit të kohës (KTP-63). Këtu përfshihen edhe ndërtesat 5 kate me muraturë të cilat sipas KTP-63 nuk duhet të shfaqnin probleme. Një nga këto raste është ndërtesat 5 kate me muraturë tulle, në hyrje të Shkodrës, ku janë formuar çarje tipike diagonale.

Ndërtimet tre kate kanë pësuar dëmtim të qosheve. Këto efekte janë shfaqur në katet e sipërme ku zhvendosjet e mureve janë më të mëdha ndërkohë shtypja që mund të shërbente si kundërshtim është në vlerë më të vogël.

Shkolla e mesme bujqësore në Bushat (zonë me intensitet sizmik 8 ballë, ndërtesë dy kate) me lartësi më të vogël se 8m, ka pësuar dëmtime të shumta duke përfshirë çarje të mureve të jashtme në qoshe, ndërmjet dritareve, në lidhjen e muraturës me tarracën, dëmtime të theksuara në muret e brendshme etj. Shpjegimet në këtë rast lidhen me konfiguracionin e shkollave të cilat në faqet e jashtme kanë shumë hapje(dritare) ndërkohë që muret e brendshme janë përgjithësisht të plotë. Si rrjedhojë muret perimetralë kanë shtangësi të vogël kurse muret e brendshme me më pak hapje kanë shtangësi më të madhe, kështu që ngarkohen më shumë dhe pësojnë dëmtime më të mëdha.

Nga përfundimet e përgjithshme të tërmetit të vitit '79 dëmtimet janë menduar se janë shkaktuar edhe nga përdorimi i gabuar i kateve të butë (strukturë b/a në bazë dhe muraturë në lartësi), përdorimi i llaçit të gëlqeres, ndërtesa me raport lartësi/përmasë në plan më të vogël se 1.5 si edhe zbatimi jo korrekt i nyjave duke përfshirë edhe mungesën e brezave b/a në disa raste[6].

Të dhëna të tjera lidhur me pasojat e këtij tërmeti mund të gjenden në (UNDP, UNESCO, UNDRO, 1982).

Tërmeti i 15 prillit është përdorur gjatë trajtimit të temës, jo thjesht si një ngjarje e dokumentuar relativisht mirë e me të dhëna të shumta mbi pasojat, por edhe si një tërmet i studiuar mirë nga ana sizmike e që mund të simulohet me ndihmën e teknikave kompjuterike të sotme për të riprodhuar efekte të ngjashme me tërmetin e vërtetë.

2.4.3 Tërmeti i 19 majit 2014

Ndër ngjarjet e fundit sizmike me rëndësi ka qenë tërmeti i datës 19 maj 2014 me epiqendër në Belsh. Fig. 2.21 paraqet përbërësen Veri-Jug të tërmetit, e regjistruar në largësi 23km nga epiqendra. Ajo është vënë në dispozicion nga IGJEUM.

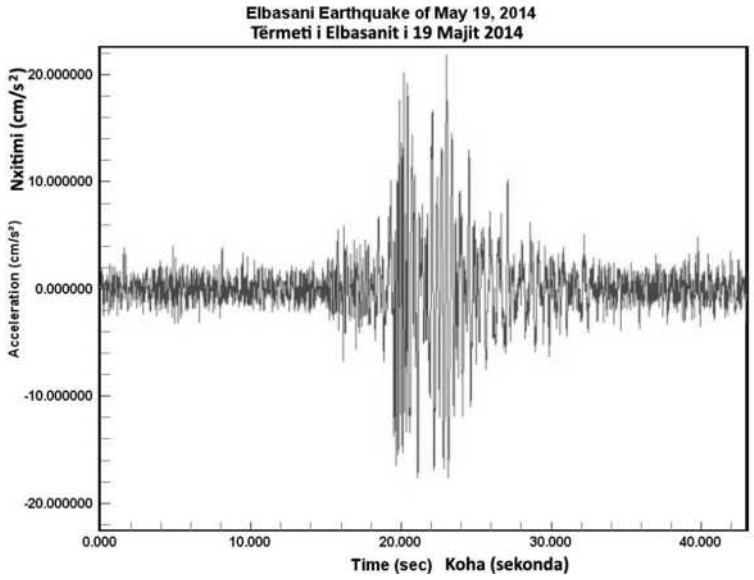


Fig. 2.21 Akselerograma e tërmetit të 19 maj 2014, matur në largësi 23km nga epiqendra, në Elbasan, përbërësja Veri-Jug, IGJEUM

Tërmeti rezultoi me pasoja në ndërtesa, nga të cilat edhe dy shkolla në Belsh. Magnituda e tërmetit mund të konsiderohet relativisht e lartë, M_d=5.2 dhe M_w=5 (IGJEUM, 2014). Megjithatë, ndërtesat që pësuan dëmtime ishin të vjetra, të projektuara për veprime relativisht të vogla sizmike (ose vetëm për ngarkesa horizontale).

[6] Përmbledhja e paraqitur mbi tërmetin e viti 1979 është bazuar në librin "Llogaritja e godinave antisizmike me muraturë mbajtëse prej tulle" - (Pistoli, 1982).

Fig. 2.22 Një nga shkollat e dëmtuara në Belsh -a) pamje e shkollës, b) dëmtim në mur ndarës

Dëmtimet në shkollat në Belsh mund të konsiderohen "të lehta" nga këndvështrimi strukturor (edhe pse perceptimi ishte për dëmtime të konsiderueshme), pasi ato u kufizuan kryesisht në elementë jostrukturorë ose në elementë dytësorë sizmikë. Jo vetëm ky tërmet, por edhe ngjarjet e mëparshme sizmike (jo të pakta në numër) kanë dëshmuar për një sjellje të kënaqshme të ndërtesave arsimore, edhe pse të projektuara me kushte teknike me kërkesa të ulëta ndaj veprimit sizmik.

2.5 Zgjidhjet projektuese të ndërtesave arsimore në Shqipëri

2.5.1 Teknika e murëzimit

Përgjithësisht në vendin tonë janë përdorur tullat e plota për murëzim. Ato janë me përmasa 250×120×65mm dhe peshë 3 - 3.5kg. Rezistenca mekanike e tullave përcaktohet nga "marka" e tyre, që në praktikën shqiptare gjendet me vlerat 35, 50, 75, 100, 125 dhe 150[7]. Në figurën e mëposhtme tregohet teknika tradicionale e zbatimit të mureve prej tulle me trashësi 12cm, 25cm dhe 38cm (Papanikolla, 1973).

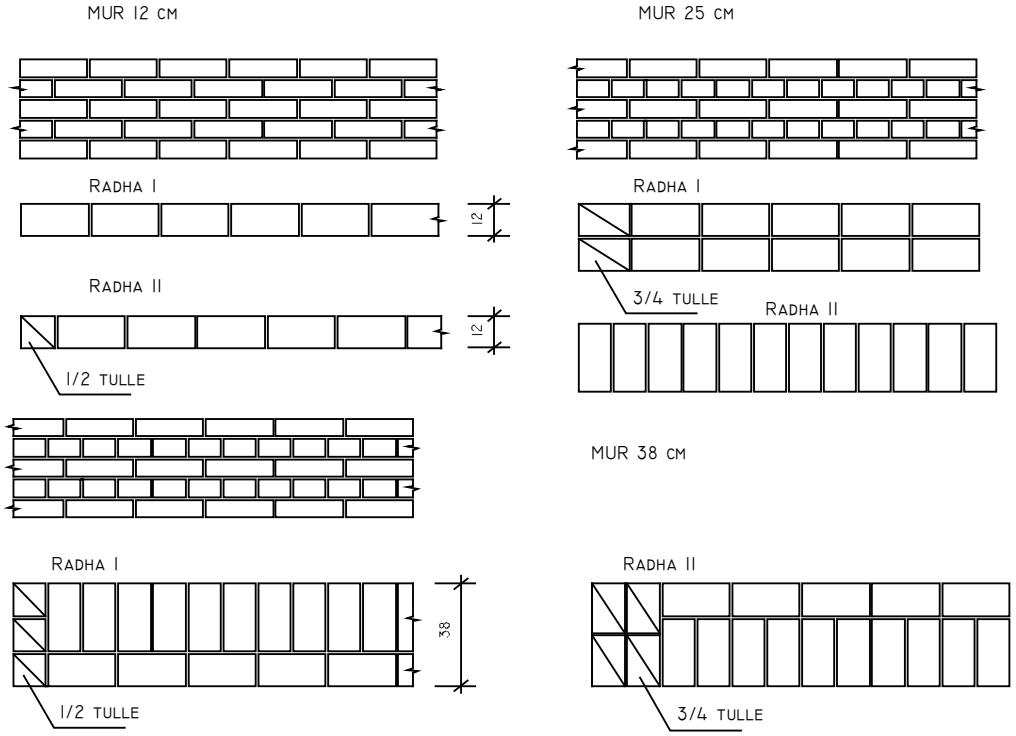


Fig. 2.23 Teknika e ndërtimit të muraturës së tullës 12cm, 25cm dhe 38cm

[7] Këtu është përdorur termi "markë" për të qenë pranë fjalorit të KTP-ve në fuqi e shprehur në "kg-forcë" / "cm^2".

Tullat me argjilë i rezistojnë më mirë veprimit të agjentëve atmosferikë, temperaturave të larta dhe lagështisë, prandaj janë përdorur gjerësisht në Shqipëri. Përveç tullave prej argjile, në ndërtim përdoren dhe tulla silikate. Muratura me këto tulla ndërtohet e drejtë dhe e pastër (Papanikolla, 1973).

Muratura e paarmuar e ndërtuar me tulla të plota qeramike është objekt studimi i kësaj teme. Përgjithësisht, strukturat prej murature në vendin tonë janë të paarmuara.

2.5.2 Zgjidhjet projektuese

Zgjidhjet projektuese për ndërtesat arsimore në Shqipëri janë krahasuar në paragrafët e mëposhtëm me disa prej kërkesave të sotme të projektimit. Duke u fokusuar te situata sizmike e projektimit, janë krahasuar materialet e përdorur dhe veprimet në strukturë me kërkesat e Eurokodeve strukturore. Më tej janë trajtuar zgjidhjet strukturore në këndvështrimin e sotëm lidhur me projektimin sizmik.

2.5.2.1 Materialet

Në EN-1998-1 rekomandohen vlerat minimale për rezistencën e njësive të muraturës për përdorim në rajone sizmike $f_{b,min}$ = 5 N/mm^2 në drejtimin vertikal për shtypje sipas fugave horizontale dhe $f_{bh,min}$ = 2 N/mm^2 për shtypjen në drejtimin horizontal (sipas fugave vertikale). Ndërkohë për llaçin rekomandohet rezistenca minimale $f_{m,min}$ = 5 N/mm^2.

Në variantet e marra në shqyrtim (nga AQTN) përgjithësisht shkollat janë ndërtuar me tulla të markës M-7.5 dhe llaç M-1.5 ndërkohë që për pjesë të veçanta (p.sh. për muraturën ndërmjet dy dritareve) mund të jetë përdorur edhe llaç me rezistencë më të lartë, M-2.5 ose M-5.0. Kjo do të thotë se kërkesat për rezistencën e tullave janë më të mëdha se $f_{b,min}$ e Eurokodit 8, gjë që i bën ato të përshtatshme në rajone sizmike. Nga ana tjetër, llaçi nuk përmbush kushtet minimale të Eurokodit 8.

2.5.2.2 Ngarkesat, veprimet dhe kombinimet

Soleta e ndërkateve në përgjithësi janë parashikuar me qeramikë të armuar me prerje skematike si në figurën e mëposhtme.

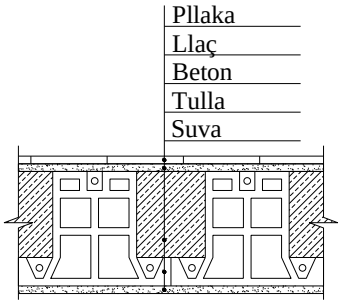


Fig. 2.24 Hollësi e soletës së ndërkatit (hollësi tip)

Pesha vetjake e soletës së ndërkatit që i përgjigjet skicës së Fig. 2.24 rezulton e barabartë me 3.8 kN/m^2. Për tarracën, prerja e soletës është si në Fig. 2.25 dhe pesha e saj rezulton afërsisht 5 kN/m^2.

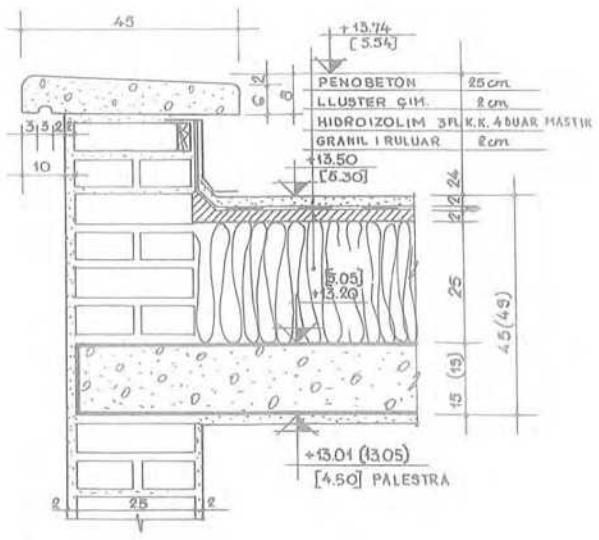


Fig. 2.25 Hollësi e soletës së tarracës (trashësitë mund të jenë të ndryshueshme)

Përfundimisht, për analizat që do zhvillohen janë pranuar peshat vetjake të soletave me vlerë $g_{soletë}$=3.8kN/m^2 për ndërkatet dhe $g_{tarracë}$=5.0kN/m^2 për tarracën.

Ngarkesa e ushtruar në soletë, apo ngarkesa "e shfrytëzimit" e rekomanduar për projektimin e ndërtesave të reja në Eurokodin 1 dhe ngarkesat e ushtruara në soletë me të cilën janë projektuar këto ndërtesa përmblidhen në tabelën e mëposhtme. Në njërën kolonë të tabelës paraqiten vlerat e rekomanduara në tabelën 6.2 të EN 1991-1-1 (CEN, 2002) për kategorinë përkatëse të shërbimit, ndërsa në kolonën tjetër paraqiten vlerat e këtyre ngarkesave për ndërtesa arsimore sipas fletëve të projekteve origjinale të tyre.

Tab. 2.2 Krahasimi i ngarkesave të ushtruara sipas Eurokodit 1 dhe të dhënave në fletët e projektit

	Ngarkesa e ushtruar sipas Eurokodit 1, vlerë karakteristike	Ngarkesa e ushtruar[8] sipas fletëve të projektit
Soletat e ndërkatit	Kategoria C1, q_k=3 kN/m^2	150 deri 200 kg/m^2 (≈1.47 deri 1.96 kN/m^2)
Soleta e mbulesës (tarraca)	Kategoria H, q_k=0.4 kN/m^2 (pa përfshirë borën)	75 kg/m^2 (≈0.736kN/m^2)

Vihet re që ngarkesat në ndërkate sipas Eurokodit 1 për projektimin e ndërtesave të reja janë më të mëdha se sa ato të konsideruara në projektet origjinale të shkollave në Shqipëri. Në këtë disertacion, ndryshimi midis ngarkesave të dy kodeve do të shihet në këndvështrimin e ndikimit në strukturë në situatë sizmike. Në figurat e mëposhtme paraqiten fragmente nga planet e strukturave të projekteve origjinale të marra nga AQTN, ku tregohet mbi-ngarkesa në soletë (ngarkesa e shfrytëzimit apo ngarkesa e ushtruar në soletë).

[8] Në KTP dhe në fletët e projektit përdoret termi "mbi-ngarkesë".

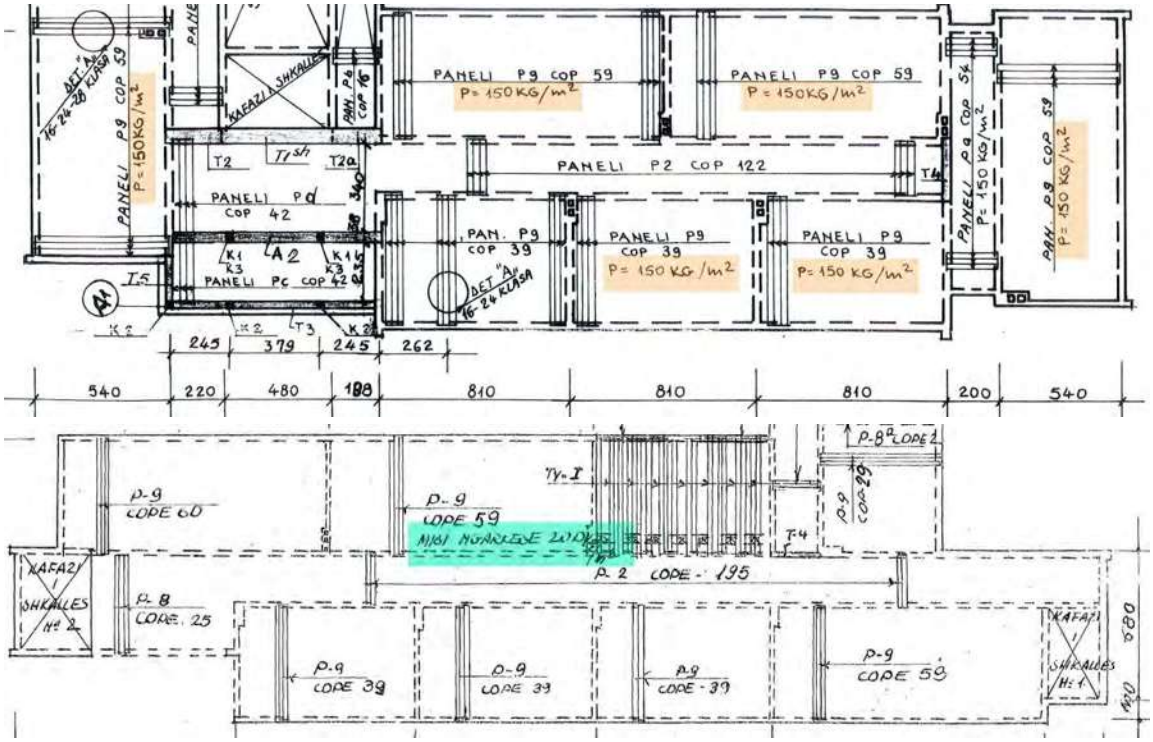


Fig. 2.26 Fragmente të planeve të strukturave të ndërkateve (AQTN)

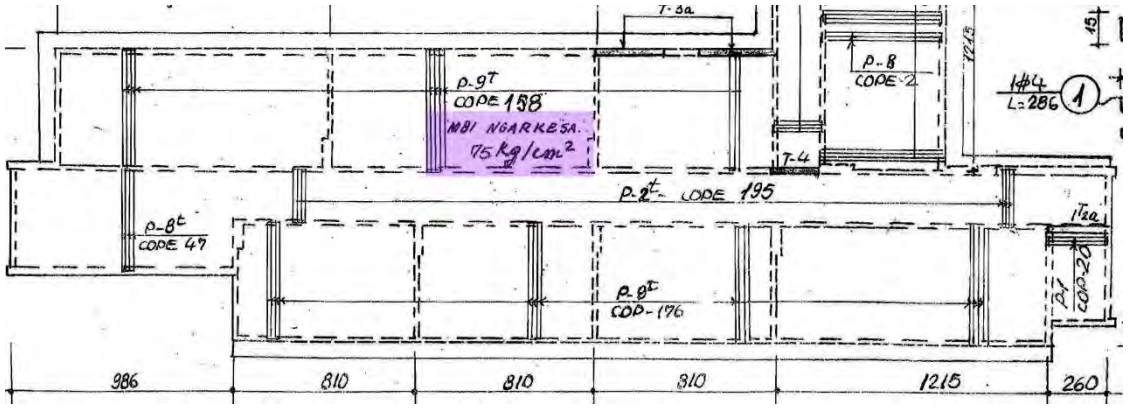


Fig. 2.27 Fragment i planit të strukturave të mbulimit të një shkolle (AQTN)

Sipas Eurokodit 8, kombinimi i veprimeve për situatë sizmike projektimi si edhe pjesëmarrja e masave përcaktohet sipas barazimit simbolik:

$$\sum G_{k,j} \text{"+"} \sum \psi_{Ei} \cdot Q_{ki} \tag{2.1}$$

Faktorët e kombinimit ψ_{Ei} për llogaritjen e efekteve të veprimit sizmik merren si produkt i madhësisë φ (nga Eurokodi 8, (CEN, 2004)) dhe faktorit ψ_{2i} (nga EN 1990 (CEN, 2002)). Për sipërfaqe që i përkasin kategorisë së përdorimit C1 (sipas Eurokodit 1) dhe për kate që shërbejnë të ndërvarur me njëri-tjetri, faktori ψ_{Ei} është:

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} = 0.8 \cdot 0.6 = 0.48 \text{ për ndërkatet} \tag{2.2}$$

dhe

$$\psi_{Ei} = \varphi \cdot \psi_{2i} = 0 \text{ për mbulesën} \tag{2.3}$$

Në barazimet e mësipërme, φ=0.8 për kategorinë e përdorimit C1 dhe φ=1.0 për mbulesën, ndërsa ψ_{2i}=0.6 për ndërkatet dhe 0 për ngarkesat e ushtruara në mbulesa të pashfrytëzueshme. Për borën, ψ_{2i} merret 0.2 për lartësi mbi 1000m mbi nivelin e detit dhe 0 për lartësi më të ulët.

Kushtet Teknike të Projektimit kanë rregulla të tjera për kombinimin e veprimeve, por që gjithsesi marrin në konsideratë reduktimin e ngarkesave të njëkohshme me tërmetin. Siç u përmend më sipër, vihet re që kërkesat për ngarkesa të ushtruara (të shërbimit) janë më të rritura në Eurokodin 1. Trajtimet në këtë studim mbështeten në ngarkesa dhe kombinime sipas Eurokodeve.

2.5.2.3 Zgjidhjet strukturore në funksion të projektimit sizmik

Kodet e sotme të projektimit përmbajnë kërkesa mjaft të rrepta për përdorimin e strukturave prej murature të paarmuar në rajonet sizmike. Nëse i referohemi materialeve të përdorur, së pari vihet re se llaçi nuk plotëson kushtet e sotme për përdorim. Në paragrafin 2.5.2.1 u tregua se rekomandimi i Eurokodit 8 për rezistencën minimale të llaçit është 5 N/mm^2 (afërsisht 50 kg/cm^2 nëse ruajmë njësitë me të cilat shprehen rezistencat në projektet origjinale të shkollave), gjë që në ndërtesat arsimore në Shqipëri plotësohet në raste të rralla e në zona të kufizuara (p.sh. midis dritareve).

Kodet e sotme, jo rrallë dhe kode më të hershëm, janë të njëzëshme për sa i përket rregullsisë strukturore. Për ndërtesat me muraturë (sikurse dhe për strukturat e tjera) rregullsia strukturore është mjaft e rëndësishme për reagimin e saj në situatë sizmike, pasi sjellja e strukturës është lehtësisht e parashikueshme dhe kapaciteti i saj si në forcë ashtu dhe në duktilitet[9] zhvillohet në trajtën më të përshtatshme. Parregullsia në plan apo lartësi shkakton zona me përqendrim të madh të sforcimeve dhe vendos elementët strukturorë në kushte mjaft të përkeqësuara. Në përgjithësi, mekanizmi është i tipit joduktil për këto struktura, gjë që nuk parapëlqehet nga kodet e sotme të projektimit. Për projektet tip të shkollave prej murature në Shqipëri vihet re se pjesa më e madhe e tyre:

- *janë të rregullta në lartësi;*
  Kryesisht, plani i katit përdhe përsëritet edhe në katet e mësipërme (pa ndryshime ose me ndryshime shumë të vogla). Zakonisht nuk ka tërheqje apo dalje në lartësi dhe ngurtësia pëson ndryshime graduale nga kati në kat.

- *janë të parregullta në plan;*
  shkolla me formë “L”, “T” ose “U” në plan. Për një pjesë të shkollave është bërë ndarja në fuga duke krijuar disa blloqe me formë të rregullt, ku në veçanti dallohet pothuaj në të gjitha rastet ndarja me fugë e palestrës nga ndërtesa kryesore. Megjithatë, ekzistojnë shumë konfigurime në plan me parregullsi, si shembulli i treguar në figurën më poshtë.

[9] aftësia e një elementi/sistemi strukturor për të përballuar deformime të mëdha dhe/ose shumë cikle deformimesh përtej pikës së rrjedhshmërisë si dhe për të ruajtur rezistencën e tij pa përkeqësime thelbësore ose pa u shkatërruar në mënyrë të papritur.

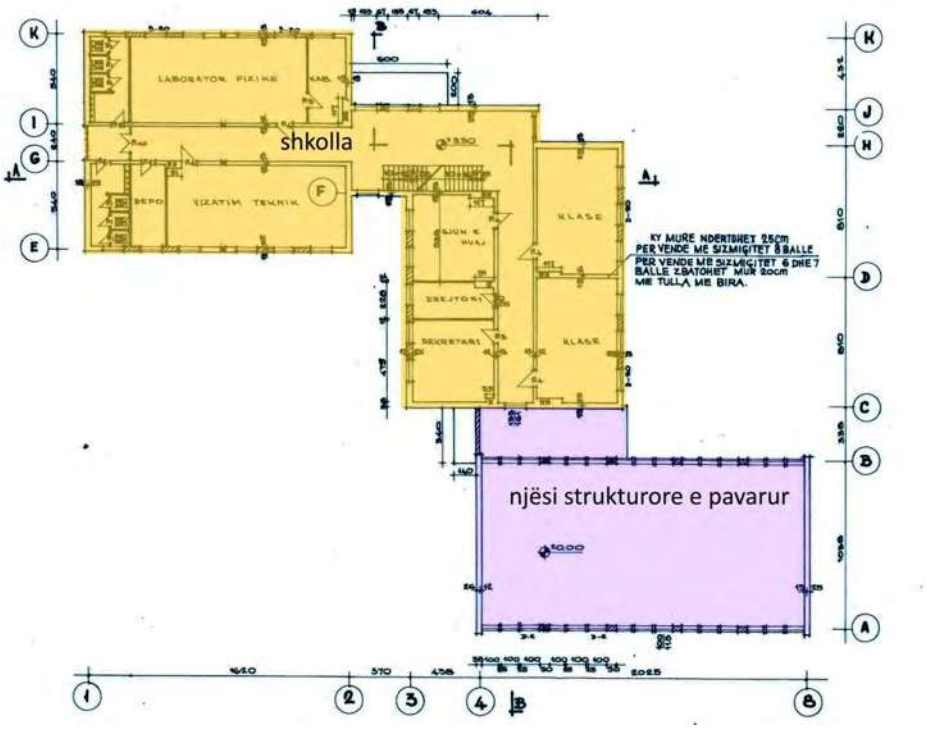


Fig. 2.28 Shkollë e parregullt në plan

Kërkesat e Eurokodit 8 shkojnë më tej, duke bërë madje edhe kufizimin e përdorimit të muraturës së pa-armuar në zona sizmike nëse produkti $a_g S$ është më i lartë se një vlerë e rekomanduar $a_{g,urm}$ (a_g – nxitimi sizmik në truall, S – faktori i truallit). Konkretisht, paragrafi 9.3 (2) dhe (3) i EN 1998-1 (CEN, 2004) shpjegon se për shkak të rezistencës së vogël në tërheqje dhe duktilitetit të ulët, muratura e paarmuar që respekton vetëm kriteret e EN 1996 duhet kufizuar në përdorim. Kufizimet e mundshme në përdorim janë një "Parametër i Përcaktuar Kombëtar"[10]. Duke ndjekur vlerat e rekomanduara për madhësinë kufitare $a_{g,urm}$, muratura e pa-armuar që respekton vetëm kërkesat e Eurokodit 6 nuk duhet përdorur për produkt $a_g S$ më të madh se 0.20g. Po të kemi parasysh vlerat e faktorit S (nga 1 në 1.8), rezulton se nxitimi në truall për të cilin lejohen këto lloj strukturash është nga nën 0.11g deri në maksimumi nën 0.20g për truall shumë të mirë, të tipit A.

Nga ana tjetër, nëse plotësohen kriteret për "ndërtesa të thjeshta prej murature" (sipas përcaktimit të Eurokodit 8), Tabela 9.3 e Eurokodit 8, Pjesa 1 jep rekomandime lidhur me numrin e kateve dhe sipërfaqen minimale të mureve ndaj prerjes. Duhet thënë se për shumicën e ndërtesave arsimore ekzistuese në vendin tonë nuk plotësohen kriteret për klasifikimin e tyre si "ndërtesa të thjeshta prej murature" (që nga materialet e përdorur, rregullsia në plan etj.).

Seksioni 9 i Eurokodit 8, Pjesa 1, te i cili u mbështetën diskutimet e mësipërme, paraqet rregulla specifike për projektimin sizmik të ndërtesave të reja prej murature. Megjithatë, trajtimi i bërë më sipër vlen në parim edhe për strukturat ekzistuese me qëllim krahasimin e kërkesave të sotme me ato në kohën e ndërtimit të tyre.

[10] "Parametër i Përcaktuar Kombëtar" (*Nationally Determined Parameter*) është një vlerë, teknikë, zgjedhje etj., që përcaktohet në Aneksin Kombëtar të vendit që adopton Eurokodet Strukturore.

2.6 Konsiderata mbi jetëgjatësinë e projektimit

Sipas Tabelës 2.1 të EN 1990, ndërtesat arsimore përputhen me përshkrimin e kategorisë 4 të jetëgjatësisë projektuese. Në këtë kategori bëjnë pjesë strukturat e ndërtesave dhe struktura të tjera të zakonshme dhe jetëgjatësia projektuese e rekomanduar është 50 vite.

Nga ana tjetër, sipas Tab. 4.3 të EN 1998-1 (CEN, 2004), shkollat klasifikohen në klasën III të rëndësisë. Në këtë klasë përfshihen ndërtesat për të cilat rezistenca sizmike është e rëndësishme në këndvështrimin e pasojave që lindin nga shembja e tyre. Në Eurokodin 8 përfshirja e klasave të rëndësisë bëhet me ndihmën e faktorëve γ_I, të cilët përcaktohen në Aneksin Kombëtar. Për klasën e rëndësisë III, vlera e rekomanduar në Eurokodin 8 është γ_I=1.2.

Për vlerësimet që bëhen në këtë studim “periudha referencë” nuk përbën kufizim. Siç do tregohet në vijim, rezultatet përfundimtare do të shërbejnë për nxitime sizmike të çfarëdoshme, që në mënyrë të tërthortë përfshijnë brenda tyre faktorin e rëndësisë, periudhën e kthimit dhe probabilitetin e kalimit të veprimit sizmik. Kjo zgjedhje është bërë për t’iu përgjigjur nevojës që mund të lindë për të bërë vlerësim të dëmtimeve për një periudhë referencë sa jetëgjatësia e mbetur e ndërtesës. Kjo do jetë e vlefshme veçanërisht për ndërhyrjet strukturore që nuk synojnë rritjen e jetëgjatësisë shërbyese të ndërtesës.

3 ASPEKTE TEORIKE

3.1 Konceptimi i ndërtesave prej murature ndaj tërmetit

Muratura është një material i veçantë ndërtimi dhe kërkon një konfigurim strukturor të përshtatshëm. Thjeshtësia dhe rregullsia strukturore (Fig. 3.1) jo vetëm përmirësojnë sjelljen e pritshme të strukturës, por edhe mundësojnë thjeshtimin e metodave llogaritëse dhe mënyrave të verifikimit të rezistencës në situatë sizmike.

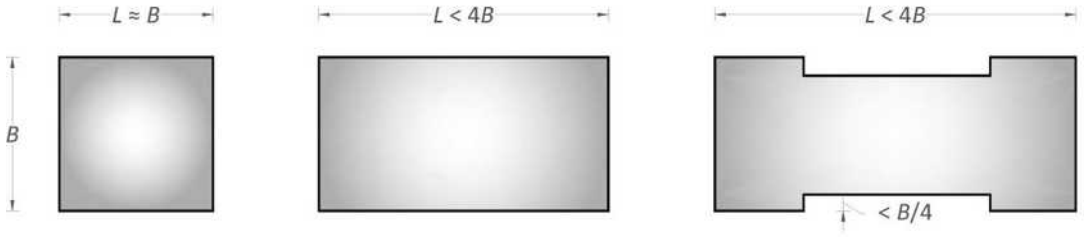


Fig. 3.1 Shembuj të ndërtesave me muraturë të rregullta në plan, sipas KTP dhe *(Tomazevic, 1999)*

Në mënyrë që të shmangim efektet e përdredhjes[11] në rastin e ndërtesave të gjata, është mirë që gjatësia të një pjesës së ndërtesës të kufizohet sa katërfishi i gjerësisë. Nëse nevojitet një gjatësi më e madhe atëherë ndërtesa duhet të ndahet me fugë (Fig. 3.2). Ndarja e ndërtesave të mëdha në disa pjesë bëhet në mënyrë që të përfitohet simetri dhe thjeshtësi strukturore. Për të mënjanuar goditjen e pjesëve përbërëse të ndërtesës me njëra-tjetrën gjatë tërmetit fuga duhet të ketë një hapësirë minimale, të përftuar nga llogaritjet.

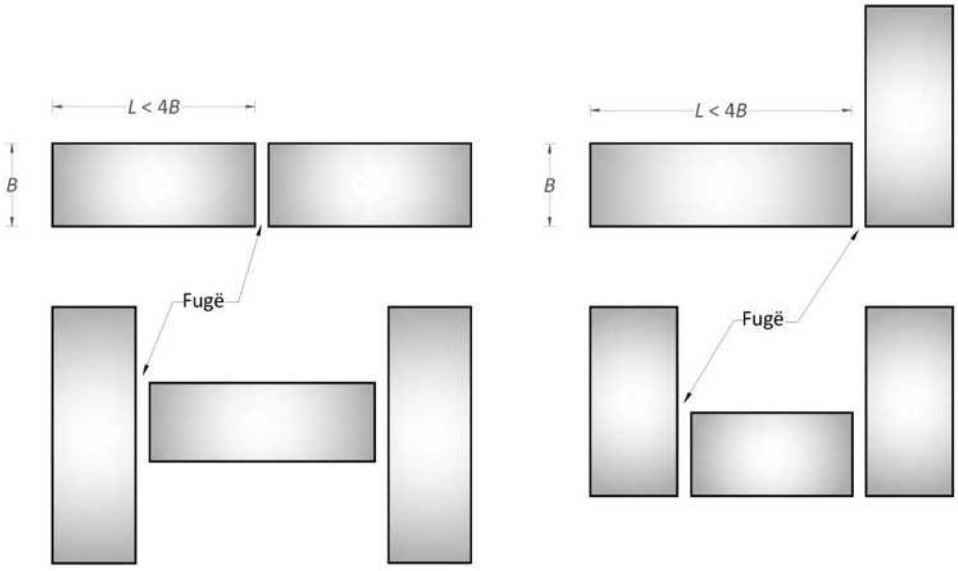


Fig. 3.2 Përdorimi i fugave në ndërtesat me muraturë (Tomazevic, 1999)

Ndërtesa duhet të jetë e rregullt në lartësi. Shpërndarja e mureve, ngurtësia e elementëve të veçantë dhe masave në lartësi duhet të jetë sa më uniforme.

Vëzhgime të shumta në vende të goditura nga tërmete kanë arritur në përfundimin se përveç cilësisë së materialeve, konfigurimi i ndërtesës është i një rëndësie të veçantë. Sipas Eurokodit 8, principet e mëposhtme duhet kontrollohen me rigorozitet gjatë verifikimit të një strukture në zonë sizmike:

[11] Përdredhje e shkaktuar nga diferencat në nxitimet e truallit në pika të ndryshme të ndërtesës.

- rregullsia strukturore;
- diafragma të ngurta në ndërkate;
- themele të përshtatshme;
- integriteti strukturor;

Në rastin e strukturave të rregullta dhe të thjeshta, peshat vetjake dhe forcat nga veprimi sizmik transmetohen në mënyrë të qartë dhe të thjeshtë nga elementët horizontal në ata vertikal dhe nga kreu në bazë të strukturës. Energjia e hyrë nga veprimin sizmik do të shuhet (absorbohet) njëtrajtësisht në të gjithë strukturën. Nëse elementet strukturorë nuk janë të shpërndarë njëtrajtësisht në plan dhe lartësi atëherë përqendrime sforcimesh mund të ndodhin në zona të caktuara dhe të rezultojnë në dëmtime domethënëse deri në shkatërrim në nivele të ndryshme.

Në mjaft raste, forma në plan e shkollave të marra në studim është e çrregullt dhe në disa raste vihet re mungesë e fugave sizmike. Këto forma priren drejt përdredhjes, e për rrjedhojë zvogëlojnë kapacitetin si në forcë ashtu edhe në zhvendosje.

3.2 Vetitë fiziko-mekanike të muraturës

Gjatë verifikimit të aftësisë mbajtëse të muraturës nën veprimin e ngarkesave vertikale dhe horizontale, më tepër se karakteristikat e materialeve përbërëse janë të nevojshme karakteristikat e muraturës si material i përbërë. Në EN 1996-1-1 (CEN, 2005) kërkohet veç të tjerash përcaktimi i karakteristikave mekanike të mëposhtme duke u mbështetur në metodat e testimit standard të përshkruara në EN 1052-1 deri 5 ((EN 1052-1, 1998), (EN 1052-2, 1999), (EN 1052-3, 2002), (EN 1052-4, 2000) dhe (EN 1052-5, 2005)):

- rezistenca në shtypje qendrore f_k
- rezistenca në prerje f_v
- rezistenca në përkulje f_x
- marrëdhënia σ-ε (sforcim – deformacion)

Përveç karakteristikave të mësipërme gjatë llogaritjeve dhe analizave të ndryshme strukturore nevojitet të njihen edhe karakteristika të tjera mjaft të rëndësishme si p.sh. rezistenca në tërheqje f_t, moduli i elasticitetit E, moduli i prerjes G etj.

3.2.1 Rezistenca në shtypje qendrore

Rezistenca karakteristike në shtypje qendrore e muraturës (f_k) ndikohet nga vetitë e përbërësve të saj (pra, nga vetitë e llaçit dhe njësive të muraturës). Provat laboratorike për përcaktimin e f_k duhet të jenë në përputhje me EN-1052-1.

l_u – gjatësia e bllokut
h_u – lartësia e bllokut
l_s – gjatësia e njësisë
t_s – trashësia e njësisë
h_s – lartësia e njësisë

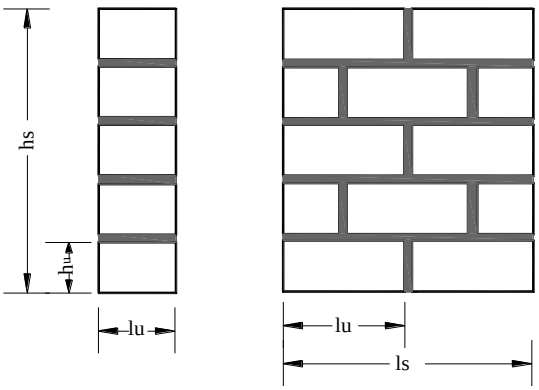


Fig. 3.3 Paraqitja skematike e kampionit të testimit të rezistencës në shtypje qendrore (EN 1052-1)

Rezultatet e provave shprehen në formë tabelare ose përshkruhen nëpërmjet barazimit të mëposhtëm të dhënë në EN 1996-1.

$$f_k = K \cdot f_b^{\alpha} \cdot f_m^{\beta} \quad [\mathrm{N/mm^2}] \tag{3.1}$$

Në barazimin e mësipërm, madhësia *K* është një konstante me njësi "N/mm^2" në varësi të llojit të muraturës, e cila duhet modifikuar sipas rastit me rekomandimet e dhëna në Eurokodin 6. Madhësitë f_b dhe f_m janë përkatësisht rezistenca mesatare e normalizuar e një njësie të muraturës dhe rezistenca në shtypje e llaçit të muraturës. Koeficientet α dhe β janë konstante.

Alternativa tjetër[12] për përcaktimin e rezistencës karakteristike në shtypje të muraturës është nëpërmjet barazimit të mëposhtëm për muraturë me llaç të zakonshëm, me fuga plotësisht të mbushura me llaç.

$$f_k = K \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad [\mathrm{N/mm^2}] \tag{3.2}$$

Megjithatë, përdorimi i barazimit (3.2) kërkon që të plotësohen disa kushte, si p.sh. detajim të muraturës sipas Seksionit 8 të EN 1996-1-1, kufizim të vlerës së f_b në 75 N/mm^2, kufizim të f_m në 20 N/mm^2 dhe $2f_b$ si dhe trashësia e elementit prej murature të mos jetë më e madhe se sa gjerësia ose gjatësia e njësive të muraturës. Gjithashtu, koeficienti i variacionit të rezistencës së njësive të muraturës nuk duhet të jetë më i madh se 25%. Vlerat e *K* jepen në Tabelën 3.3 të EN 1996-1-1, në të cilën tregohet se për tulla argjile dhe llaç të zakonshëm, *K* merr vlera nga 0.35 në 0.55. Për muret me trashësi më të madhe se sa përmasa më e madhe e tullës, *K* zvogëlohet duke u shumëzuar me 0.8. Në Eurokodin 6, tullat që janë përdorur në Shqipëri për muret strukturore të ndërtesave arsimore mund të klasifikohen në "Grupin 1" për sa i përket veçorive gjeometrike (për shkak se ato janë të plota, pa lehtësime). Atëherë, për llaç të zakonshëm, barazimi (3.2) shndërrohet në:

$$f_k = 0.55 \cdot f_b^{0.7} \cdot f_m^{0.3} \quad [\mathrm{N/mm^2}] \tag{3.3}$$

Përcaktimi vlerës së rezistencës në shtypje në KTP-9-78 (Ministria e Ndërtimit, 1978) bëhet gjithashtu në funksion të rezistencës së llaçit dhe të njësive të muraturës ("marka e llaçit" dhe "marka e tullës"). Vlera projektuese e rezistencës në shtypje për muraturë me tulla (të zakonshme, të lehtësuara apo silikate) me lartësi të rreshtit të murit deri në 12cm jepet në Tabelën 1 të KTP-9-78.

Tab. 3.1 Rezistenca projektuese (llogaritëse) e muraturës në shtypje[13], tabela e përshtatur nga Tabela 1 e KTP-9-78

Nr.	Marka e Tullës	Marka e llaçit N/mm^2						
	N/mm^2	10.0	7.5	5.0	2.5	1.5	0.4	0.0
1	15	2.2	2.0	1.8	1.5	1.35	1.2	0.8
2	10	1.8	1.7	1.5	1.3	1.1	0.9	0.6
3	7.5	1.5	1.4	1.3	**1.1**	**0.9**	0.7	0.5
4	5.0	-	1.1	1.0	0.9	0.75	0.6	0.35

Në vlerat e tabelës së mësipërme trashësia e fugës horizontale është pranuar 15mm ndërsa e fugës vertikale 10mm. Koeficient i homogjenizimit të murit që përfshihet në llogaritjen e rezistencës

[12] Në Eurokodin 6, zgjedhja e mënyrës së llogaritjes së rezistencës karakteristike në shtypje është një Parametër i Përcaktuar Kombëtar.

[13] Vlerat në tabelë janë të vlefshme për lartësi rreshti 12cm. Njësitë në KTP-9-78 janë "kg/cm^2", këtu ato janë shndërruar në "N/mm^2" duke pranuar përafrimin që shoqërohet me këtë shndërrim.

projektuese, kur ai punon në shtypje merret 0.5, ndërsa kur ai punon në tërheqje, në tërheqje nga përkulja, në prerje apo në tërheqje nga sforcimet tërheqëse kryesore merret 0.45.

Në Fig. 3.4 tregohet krahasimi ndërmjet rezistencës në shtypje sipas KTP-78 (duke mos përfshirë koeficientin e homogjenitetit dhe koeficientet e kushteve të punës) dhe EN-1996-1-1 (rezistenca karakteristike). Ndryshimet shkojnë rreth 20% për tulla të zakonshme M-7.5 ndërkohë që për tulla me rezistencë të lartë vihen re shmangie shumë të mëdha. Vlerat sipas EN 1996-1 paraqiten më të larta. Megjithatë kjo nuk do të thotë që EN 1996-1 ka rezervë më të vogël, pasi formati i ndryshëm i verifikimit të aftësisë mbajtëse sipas dy kodeve e bën të vështirë krahasimin e drejtpërdrejtë. Krahasimi vështirësohet edhe për shkak të përkufizimeve të ndryshme në dy kodet lidhur me "markën" apo "rezistencën" e tullave, llaçit dhe muraturës.

Shtypja qendrore sipas drejtimit të fugave vertikale paraqet një interes të veçantë, sidomos në rastin kur njësitë e muraturës (tullat) kanë rezistencë të ulët sipas drejtimit gjatësor të tyre. Sipas (Hoffmann, etj., 1994), raporti midis rezistencës në shtypje boshtore, normal dhe paralel me fugat luhatet nga 0.2 deri në 0.8. Këto raporte janë përftuar për tipa të ndryshme njësish murature (tulla të plota, tulla me vrima, tulla silikate, blloqe betoni, etj.). Për shtypje të fugave vertikale rezistenca në shtypje pëson një reduktim si rrjedhojë e efektit të këtyre fugave. Kjo rezistencë për tulla të plota mund të merret $0.75f_k$ dhe për tulla me vrima $0.5f_k$ (Lu, etj., 2005).

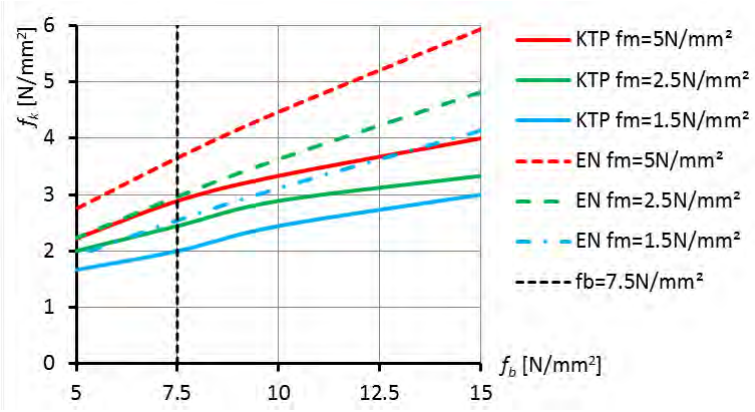


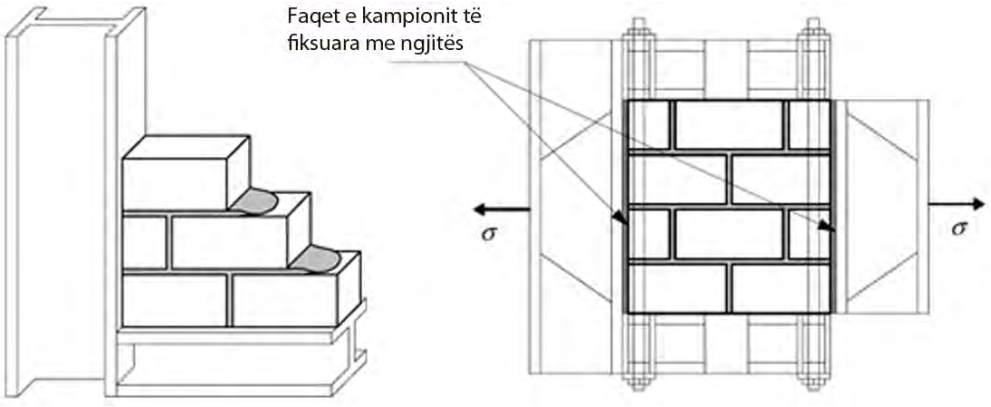
Fig. 3.4 Krahasimi ndërmjet vlerave të rezistencës karakteristike sipas KTP-9-78 dhe EN 1996-1-1

Rezistenca f_m e llaçit, e cila nevojitet për llogaritjen sipas barazimit (3.1) apo (3.2), përcaktohet nga prova sipas EN 1015-11. Sot kryhen prova edhe në kampione llaçi të nxjerrë nga fugat e muraturës ekzistuese, të cilët kanë formë të parregullt (Hoffmann, etj., 1994), (Binda, L.; Papayianni, I.; Toumbakari, E.; van Hees, R., 2004) dhe (Benedetti, et al., 2012).

3.2.2 Rezistenca në tërheqje qendrore

Rezistenca në tërheqje ka një ndikim jo të vogël në humbjen e aftësisë mbajtëse të muraturës. Kërkime të shumta janë kryer për të vlerësuar drejt rezistencën në tërheqje të muraturës së paarmuar. P.sh. Backes (Backes, 1985) testoi disa kampionë muraturë nën veprimin e tërheqjes qendrore (Fig. 3.5) dhe studioi humbjen e aftësisë (dështimin[14]) nga tërheqja, duke vëzhguar kontributin e llaçit dhe njësive të muraturës. Autori zbuloi se rezistenca e muraturës ndaj tërheqjes qendrore, luhatej në vlerat 0.09 N/mm^2 deri 0.82 N/mm^2 në funksion të rezistencës në tërheqje të llaçit dhe të njësisë së muraturës.

[14] aftësi e pamjaftueshme për të mbajtur ngarkesa ose shërbyeshmëri joadekuate e një strukture ose elementi strukturor



a) Ndërtimi i kampionit b) Kampioni i përgatitur përpara rrotullimin me 90°.

Fig. 3.5 Mekanizmi i realizimit të provës në tërheqje sipas drejtimit të fugave horizontale, (Backes, 1985)

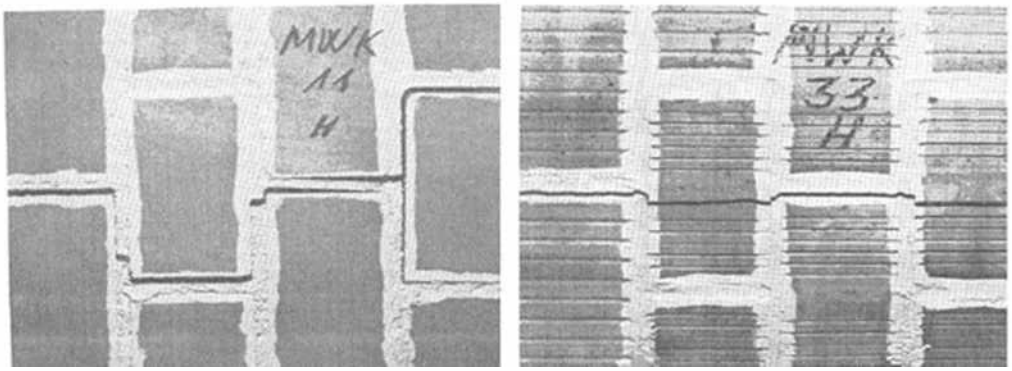


Fig. 3.6 Mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës nga ushtrimi i tërheqjes qendrore (Backes, 1985)

Në varësi të rezistencës relative të njësisë së muraturës dhe llaçit janë të mundshme dy mënyra çarjesh (Fig. 3.6). Në rastin e parë krijohet një çarje zig-zag përgjatë fugave, ndërsa në rastin e dytë çarja përshkon njësitë dhe fugat sipas një vije pothuajse të drejtë.

Rezistenca në tërheqje e muraturës, e marrë si faktor më vete, ka vlerë të vogël. Kjo bën që shpesh ajo të shpërfillet në llogaritjet praktike. Ndërsa, në vlerësimet nëpërmjet analizave jolineare, vlera e rezistencës në tërheqje paraqet një interes të veçantë për shkak të ndikimit jo të pakët në aftësinë mbajtëse të elementit (apo strukturës) nën ngarkimin horizontal. Rezultatet numerike (në modelet matematikore) tregojnë se mbajtja e këtij parametri nën kontroll dhe brenda vlerave të vogla, të rendit deri në 0.09 N/mm^2, nuk jep shmangie të konsiderueshme nga vlerat e matura eksperimentale.

3.2.3 Moduli i elasticitetit dhe marrëdhënia sforcim - deformacion

3.2.3.1 Moduli i Elasticitetit

Moduli i Elasticitetit *E* llogaritet nga drejtëza që bashkon origjinën me pikën që i korrespondon 1/3 e rezistencës në shtypje (shih Fig. 3.7). Në literaturë jepen ekuacione për të llogaritur modulin e elasticitetit të muraturës *E* (p.sh. (Knuttson, etj., 1995) dhe (Kornbak, 2000)). Në mungesë të provave laboratorike sipas standardit EN 1052-1, *E* mund të llogaritet në funksion të rezistencës në shtypje të muraturës (f_k) nëpërmjet barazimit:

$$E = X \cdot f_k \tag{3.4}$$

ku *X* është një faktor i cili merr vlera nga 500 deri në 1000 sipas llojit të llaçit dhe tullës të përdorur në muraturë. Në KTP-9-78, faktori *X* emërtohet "karakteristikë elastike e muraturës" dhe shënohet me simbolin *α*.

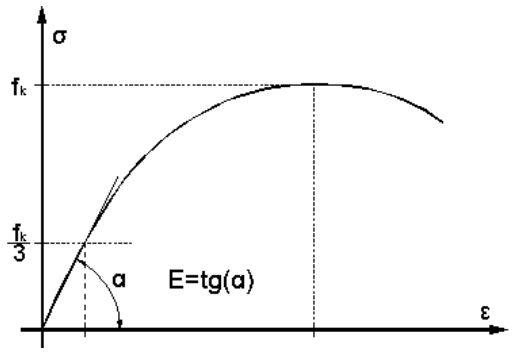


Fig. 3.7 Përftimi i modulit të elasticitetit nga marrëdhënia sforcim-deformacion

Në Eurokodin 6 këshillohet vlera 1000 N/mm^2 për kushtet e shërbimit, ndërsa për llogaritje në gjendjen e fundit kufitare (kryesisht në analiza jolineare) rekomandohet të përdoret vlera 600 N/mm^2. Nga krahasime të ndryshme me vlerat eksperimentale (Tomazevic, 1999) rezulton se rekomandimet në Eurokod sjellin mbivlerësim të modulit të elasticitetit. Autori Thomas Zimmermann (Zimmermann, etj., 2012) rekomandon ekuacionin e mëposhtëm si më të përshtatshëm dhe më pranë vlerave eksperimentale.

$$E = 300 f_k \ [N / mm^2] \tag{3.5}$$

Në KTP-78 rekomandohen vlera të ngjashme por ato jepen edhe në funksion të elementëve përbërës të muraturës dhe tipit të muraturës (Tab. 8. KTP 9-78). Tabela e KTP është riprodhuar më poshtë duke ruajtur njësitë origjinale.

Tab. 3.2 Tabela 8 e KTP 9-78

Nr.	Lloji i murit	Karakteristika elastike α për marka të ndryshme llaçi			
		100-50 kg/cm^2	25 kg/cm^2	4 kg/cm^2	0 kg/cm^2
1	Mur tulle, blloqe betoni dhe gurë kave të lehtë (me peshë vëllimore deri 1800 kg/m^3)	1000	750	500	350
2	Mur tulle me bira vertikale	2000	1500	1000	-
3	Mur tulle me bira horizontale	1500	1000	750	-
4	Mur guri dhe blloqe betoni (me peshë vëllimore mbi 1800 kg/m^3)	2000	1000	750	-

3.2.3.2 Marrëdhënia σ – ε në shtypje

Marrëdhënia eksperimentale sforcim normal *σ* – deformacion *ε* përftohet duke monitoruar forcën në shtypje si dhe deformimin e kampionit sipas drejtimit gjatësor dhe tërthor nëpërmjet sensorëve të përshtatshëm. Lakorja (kurba) që përftohet shfaq zona jolineare (Fig. 3.8, Fig. 3.9) të cilat lidhen kryesisht me sjelljen e llaçit, por edhe me plasaritjet në muraturë. Në llaç gjenden mikroçarje që përpara ngarkimit, të cilat lidhen me tkurrjen gjatë tharjes si dhe me praninë e papastërtive të agregateve. Edhe tulla përmban mikroçarje të cilat krijohen si nga papastërtitë ashtu edhe gjatë procesit të pjekjes. Në fillim të ngarkimit mikroçarjet janë të paqëndrueshme dhe deformimet rriten menjëherë me rritjen e ngarkesës. Më tej kampioni deformohet në mënyrë të përpjesshme me ngarkesën vertikale (sjellje elastike) deri në një vlerë të caktuar të ngarkimit. Kur ngarkesa arrin

vlerën e pikut, mikroçarjet zhvillohen vrullshëm duke u shndërruar në makroçarje (çarje të dukshme me sy të lirë). Me rritjen e mëtejshme të deformimeve, pa rritje të ngarkesës, makroçarjet rriten dhe kampioni përkeqësohet deri në shkatërrim.

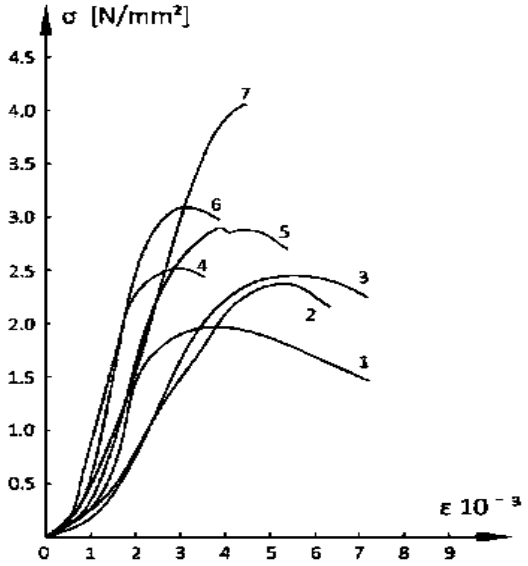


Fig. 3.8 Kurba eksperimentale të muraturës nën ngarkim monoton rritës (Binda, 2008)

Në Fig. 3.8 paraqiten disa kurba (lakore) pas provave të kryera mbi 7 kampionë të ndryshëm murature me ngarkim monoton rritës (Binda, 2008). Dy prej kampionëve, përkatësisht 2 dhe 7 janë testuar duke ushtruar ngarkesën sipas drejtimit të fugave horizontale. Deformacionet e pikut dhe ato fundore kanë shpërhapje të madhe ndër kampionët e testuar. Nga grafiku mund të arrihet në përfundimin se rezistencat e larta shoqërohen me deformacione fundore të vogla. Rezistencat në shtypje qendrore në provat në fjalë luhaten nga 2.0 deri në 4.1MPa dhe deformacionet fundore nga 3.5×10^{-3} - 5.5×10^{-3}. Për këtë luhatje të rezistencës, moduli i elasticitetit i përcaktuar në 20-40% të rezistencës së pikut ndryshon nga 719MPa deri në 1802MPa.

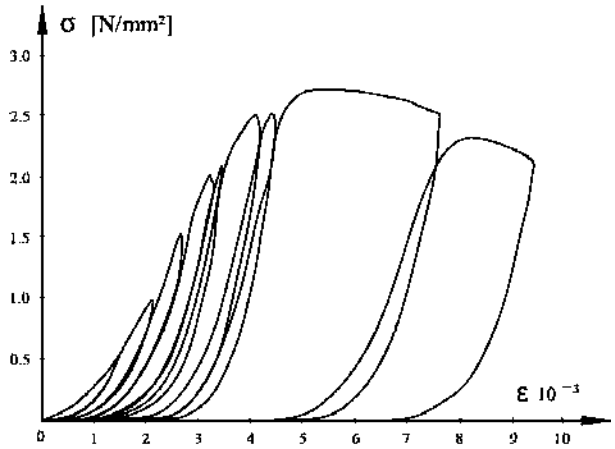


Fig. 3.9 Kurba e muraturës nën ngarkim ciklik (Binda, 2008)

Në Fig. 3.9 paraqitet një kurbë tipike në formatin *σ-ε* për një kampion murature të përftuar nën ngarkim ciklik, sipas (Binda, 2008). Piket e arritur në ciklet e ngarkim-shkarkimit përputhen me kurbën e përftuar nga ngarkimi monoton.

Marrëdhënia jolineare *σ-ε* e muraturës ka një ndikim të veçantë në kapacitetin e elementëve të ndërtuar me këtë material. Midis marrëdhënieve *σ-ε* në literaturë mund të veçojmë disa, si ajo e Turnšek-Čačovič (Turnšek, etj., 1971), e EN 1996-1 (CEN, 2005) dhe ajo e (Kaushik, etj., 2007). Në vijim paraqiten më në hollësi tre marrëdhëniet e mësipërme.

Marrëdhënia σ – ε sipas Turnšek-Čačovič

Turnšek-Čačovič (1971) kanë raportuar marrëdhënien *σ – ε* (sforcim – deformacion) për muraturën sipas barazimit (3.6), të përshtatur me simbolikën e përdorur në këtë disertacion.

$$\frac{\sigma}{f_k} = 6.4\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} - 5.4\left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k}\right)^{1.17} \tag{3.6}$$

Paraqitja grafike e marrëdhënies së shprehur më lart ka pamjen e Fig. 3.10.

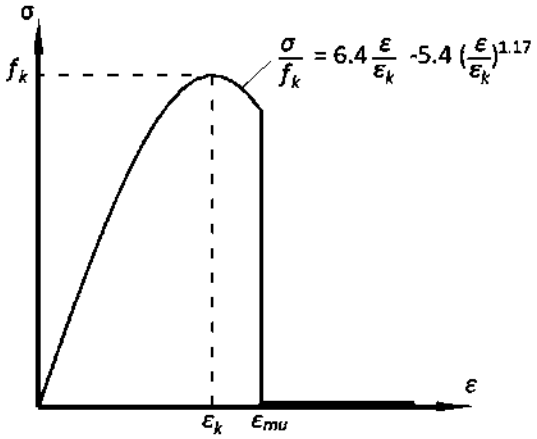


Fig. 3.10 Marrëdhënia σ-ε e propozuar nga Turnšek-Čačovič

Në figurën e mësipërme, ε_{mu} është deformimi kufitar në shtypje, f_k dhe ε_k janë përkatësisht rezistenca në shtypje dhe deformacioni që i përgjigjet asaj.

Marrëdhënia σ – ε në EN 1996

EN 1996 pranon një marrëdhënie të ngjashme me Turnšek-Čačovič, por që vazhdon lineare konstante në zonën plastike. Në mënyrë grafike marrëdhënia jepet në figurën e mëposhtme.

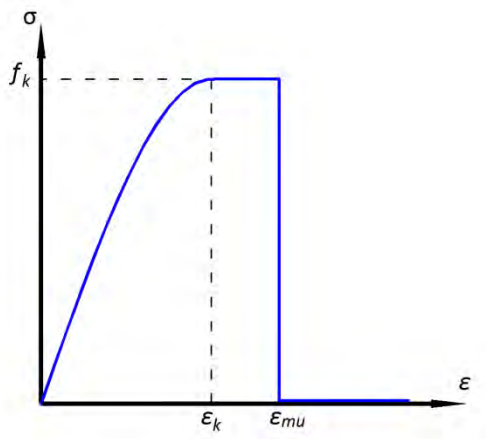


Fig. 3.11 Marrëdhënia σ – ε në EN 1996

Marrëdhënia σ – ε sipas H. Kaushik etj.

Gjatë trajtimeve të ndryshme në këtë temë, për muraturën do përdoret marrëdhënia σ – ε sipas (Kaushik, etj., 2007). Në mënyrë të përmbledhur, në Fig. 3.12 jepet kjo marrëdhënie për muraturë me ose pa llaç gëlqereje[15].

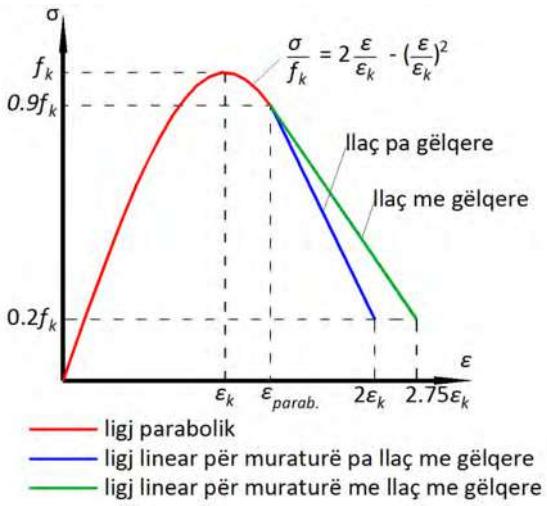


Fig. 3.12 Marrëdhënia σ-ε sipas Kaushik etj. (simbolet të përshtatur)

Pikat karakteristike të kurbës së Fig. 3.12 me ndihmën e të cilave ndërtohet marrëdhënia σ – Ɛ sipas Kaushik etj. jepen të përmbledhura në tabelën e mëposhtme.

Tab. 3.3 Përshkrimi i pikave karakteristike të kurbës σ – Ɛ sipas Kaushik etj.

Nr.	Përshkrimi	Madhësia
1	pika deri në të cilën sforcimet janë në varësi lineare me deformacionet	0.33 f_k
2	vlera e sforcimeve për të cilat shfaqen plasaritje vertikale në tulla	0.75 f_k
3	vlera e sforcimeve për të cilat plasaritjet vertikale përhapen në muraturë	0.90 f_k
4	rezistenca në gjendjen kufitare	f_k
5	rezistenca mbetëse në muraturë	0.2 f_k

Vlera e f_k mund të llogaritet sipas Eurokodit 6. Në pjesën parabolike, marrëdhënia sforcim – deformim shprehet nëpërmjet barazimit:

$$\frac{\sigma}{f_k} = 2\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k} - \left(\frac{\varepsilon}{\varepsilon_k}\right)^2 \tag{3.7}$$

Në barazimin (3.7), madhësia ε_k llogaritet nëpërmjet barazimit:

$$\varepsilon_k = \frac{0.27 f_k}{f_m^{0.25} E^{0.27}} \tag{3.8}$$

Më tej, pjesa tjetër e kurbës ndërtohet lehtësisht mbështetur në pikat me koordinata të njohura sipas Fig. 3.12.

[15] Në figurë është bërë përshtatja e simboleve të përdorura nga Kaushik etj. me simbolet e përdorura në këtë disertacion për ta bërë më të lehtë leximin.

Krahasimi i marrëdhënieve teorike σ-ε

Në figurën e mëposhtme është bërë një krahasim i të tre marrëdhënieve sforcim – deformacion të paraqitura në paragrafët e mëparshëm. Shkurtimet e përdorura në figurë janë:

EC_S – kurba sipas Eurokodit 6;

T_S – kurba sipas Turnšek-Čačovič;

HK_S – kurba sipas Kaushik etj.

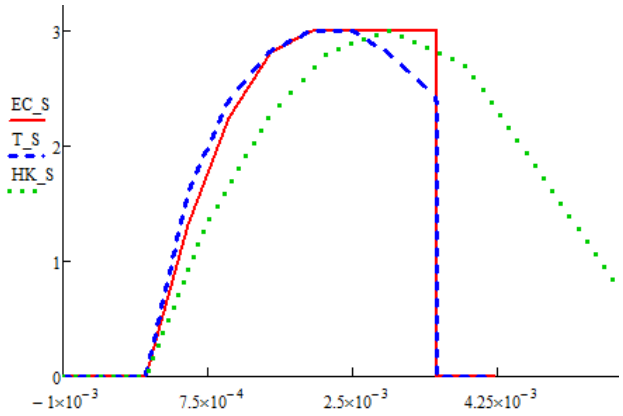


Fig. 3.13 Krahasime në diagramin σ – Ɛ sipas: Turnšek-Čačovič, Eurokodit 6 dhe Kaushik

Vlerat e kurbës sipas Kaushik janë më pranë vlerave eksperimentale (Kaushik, etj., 2007).

3.2.3.3 Marrëdhënia σ – ε në tërheqje

Siç u përshkrua edhe më sipër, sjellja e muraturës në tërheqje zakonisht nuk merret në konsideratë në llogaritje nga kodet e projektimit. Megjithatë, në analizat jolineare ajo është e rëndësishme si në përfaqësimin sa më të saktë të gjendjes së vërtetë në strukturë, ashtu edhe për qëndrueshmëri të zgjidhjes numerike. Për këto arsye, në trajtimet e bëra në këtë disertacion është përfshirë edhe komponenti i sforcimit në tërheqje në sjelljen e plotë të muraturës.

Sjellja e muraturës në tërheqje është pranuar e tipit "të thyeshme", pa duktilitet (ashtu sikundër është në të vërtetë). Kështu, marrëdhënia σ – ε në tërheqje është supozuar lineare deri në arritjen e rezistencës në tërheqje të muraturës (këtu e pranuar sipas rekomandimeve të KTP-9-78). Pas kësaj pike, kurba që përshkruan marrëdhënien σ – ε pëson rënien të menjëhershme deri në vlerën zero të sforcimeve (në çarje të muraturës nga tërheqja).

3.2.4 Rezistenca në prerje dhe moduli i prerjes

Rezistenca në prerje e muraturës e kombinuar me tërheqjen përbën një prej parametrave më të rëndësishëm në përcaktimin e forcës anësore që është në gjendje të përballojë struktura. Në (Jukes, etj., 1997) u testuan një sërë metodash për të përcaktuar rezistencën në prerje të muraturës dhe arritën në përfundimin se testi i tripletit me para-ngjeshje është më i përshtatshmi dhe më i thjeshti. Ky test përbën sot standardin Evropian EN-1052-3. Një paraqitje skematike e këtij testi është dhënë në Fig. 3.14.

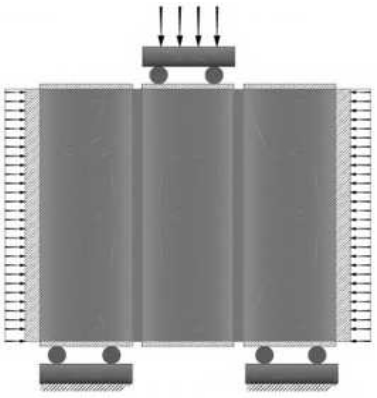


Fig. 3.14 Paraqitje skematike e testit të tripletit

Për të përftuar rezistencën në prerje nga testi i tripletit, kampioni ngarkohet në mënyrë të tillë që të mos ketë përkulje. Për të arritur këtë, ngarkesa aplikohet me anë të cilindrave në pozicionet e parashikuara (Fig. 3.14).

Rezistenca në prerje e muraturës së pa-armuar ndikohet nga tre parametra, përkatësisht, rezistenca e llaçit, ngarkesa vertikale (në shtypje) σ_v dhe raporti midis lartësisë dhe gjatësisë së murit (përmasa e elementit). Nga prova të shumta është zbuluar një marrëdhënie e tipit "Coulomb" midis rezistencës në prerje dhe ngarkesës në shtypje të aplikuar paraprakisht. Sipas kësaj marrëdhënie, muratura shfaq një rezistencë fillestare në prerje e cila varet nga adezioni midis llaçit dhe tullës. Kësaj rezistence fillestare i shtohet një koeficient i përpjesshëm me sforcimet vertikale për të dhënë vlerën e rezistencës në prerje.

$$\tau = \tau_0 + \mu\sigma_c \tag{3.9}$$

Në barazimin e mësipërm:

τ_0 - rezistenca në prerje, kur shtypja është zero;

μ - koeficient "fërkimi";

σ_c - sforcimi vertikal në shtypje.

Një shembull i vlerësimit të marrëdhënies sipas barazimit (3.9) tregohet në Fig. 3.15, mbështetur në punën eksperimentale të paraqitur në (Hendry, etj., 2004).

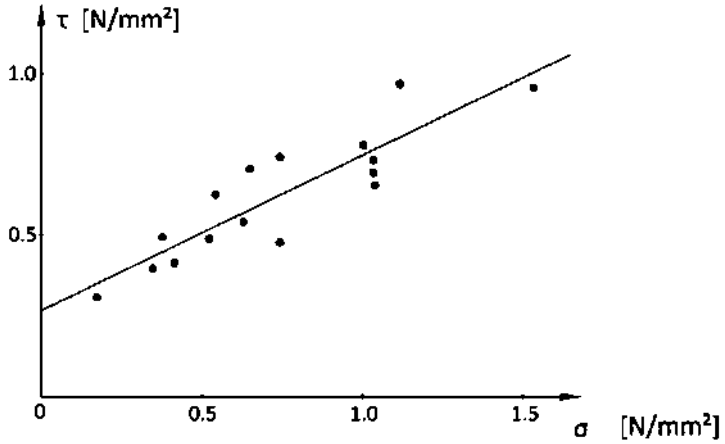


Fig. 3.15 Paraqitja grafike e rezultateve eksperimentale dhe përafrimi i tyre me një ekuacion linear (Hendry, etj., 2004)

Kjo marrëdhënie vazhdon e tillë deri në një vlerë të ngarkesës vertikale përtej së cilës shqitja (hapja) e fugave të parashikuar nga ekuacioni zëvendësohet me plasaritjen e njësive të muraturës (tullave). Për tullat qeramike kufiri është rreth 2.0 N/mm^2. Për tulla me rezistencë nga 20N/mm^2 – 50N/mm^2 dhe llaç me rezistencë mesatare, τ_0 mund të merret 0.2 N/mm^2, ndërsa vlera e μ në intervalin 0.4 – 0.6.

Lidhja midis murit dhe themelit luan një rol të rëndësishëm në përballim e forcave horizontale në planin e murit. Mullins dhe O'Connor (Mullins, etj., 1994) konsideruan formimin e një plasaritjeje në pjesën e bashkimit të themelit me murin duke bërë që rezistenca të ofrohet vetëm nëpërmjet fërkimit dhe marrëdhënia τ - σ të thjeshtohet në:

$$\tau = \mu \sigma_c \tag{3.10}$$

Në Eurokodin 6, rezistenca në prerje trajtohet në mënyrë të ngjashme. Kështu, duke përshtatur simbolikën, marrëdhënia e rezistencës në prerje me sforcimet vertikale jepet:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4\sigma_d \tag{3.11}$$

ku:

σ_d - presioni normal i projektimit në zonën e shtypur të murit që ofron rezistencë në prerje;

f_{vk0} - rezistenca karakteristike fillestare në prerje e muraturës për presion zero në shtypje;

Eurokodi 6 e kufizon rezistencën në prerje të llogaritur sipas barazimit (3.11) me vlerën 0.065f_b ose f_{vlt} (vlerë kufizuese e caktuar në Aneksin Kombëtar). Barazimi i mësipërm vlen për rastin e muraturës me të gjitha fugat e mbushura me llaç. Në rastin e fugave vertikale pa llaç por me njësi murature të puthitura me njëra-tjetrën, vlen barazimi i mëposhtëm për rezistencën karakteristike në prerje të muraturës.

$$f_{vk} = 0.5 f_{vk0} + 0.4\sigma_d \tag{3.12}$$

Rastet e tjera jepen në paragrafin 3.6.2 të EN 1996-1-1.

Në EN 1996-1-1 llogaritja e modulit të prerjes *G* rekomandohet të bëhet në funksion të modulit të elasticitetit *E*. Konkretisht:

$$G = 0.4E \tag{3.13}$$

Ndërkohë, nga krahasimet e vlerave eksperimentale dhe vlerave sipas barazimit të mësipërm rezulton se vlerat reale të modulit të prerjes janë më të vogla se ato që rekomandon EN 1996 (Tomazevic, 1999). Nga këto krahasime del se pjesa më e madhe e vlerave të modulit të prerjes *G* ndryshon nga 6% deri në 25% të modulit të elasticitetit *E*.

Në trajtimet e bëra në këtë temë, moduli i prerjes është pranuar në vlerë sa 0.25*E*, si një vlerë e besueshme për rastin e strukturave ekzistuese prej murature.

3.2.5 Rezistenca për ngarkim dy-boshtor

Mbështjellësja e rezistencës në ngarkim dy boshtor duhet të përshkruhet në terma të sforcimeve të plota referuar boshteve të materialit, ose në terma të sforcimeve kryesorë dhe këndit të rrotullimit θ midis sforcimeve kryesore dhe boshteve të materialit. Eksperimentet më të plota në lidhje me ngarkimin dy boshtor të përpjesshëm sipas dy drejtimeve janë zhvilluar nga Page (Page, 1981) dhe (Page, 1983). Në Fig. 3.16 janë paraqitur disa nga rezultatet më të rëndësishme të këtyre provave.

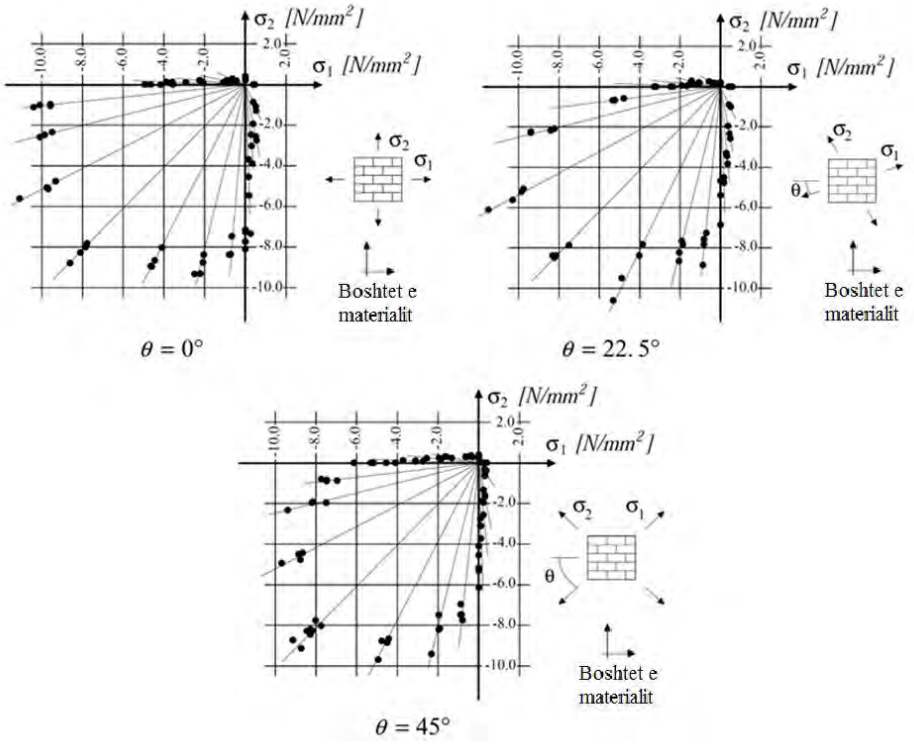


Fig. 3.16 Rezistenca dy boshtore e muraturës me tulla të plota qeramike, (Page, 1981), (Page, 1983)

Testet e realizuara me tulla qeramike të paraqitura në (Dhanasekar, etj., 1985) në shkallë 1:2 treguan se orientimi i sforcimeve kryesore në lidhje me boshtet e materialit dhe raporti midis vlerave të sforcimeve kryesore ndikojnë mjaft në rezistencën e kampionit dhe në mënyrën e humbjes së aftësisë mbajtëse të tij. Mënyra të ndryshme të humbjes së aftësisë (dështimit) të propozuara në (Dhanasekar, etj., 1985) janë përmbledhur në Fig. 3.17.

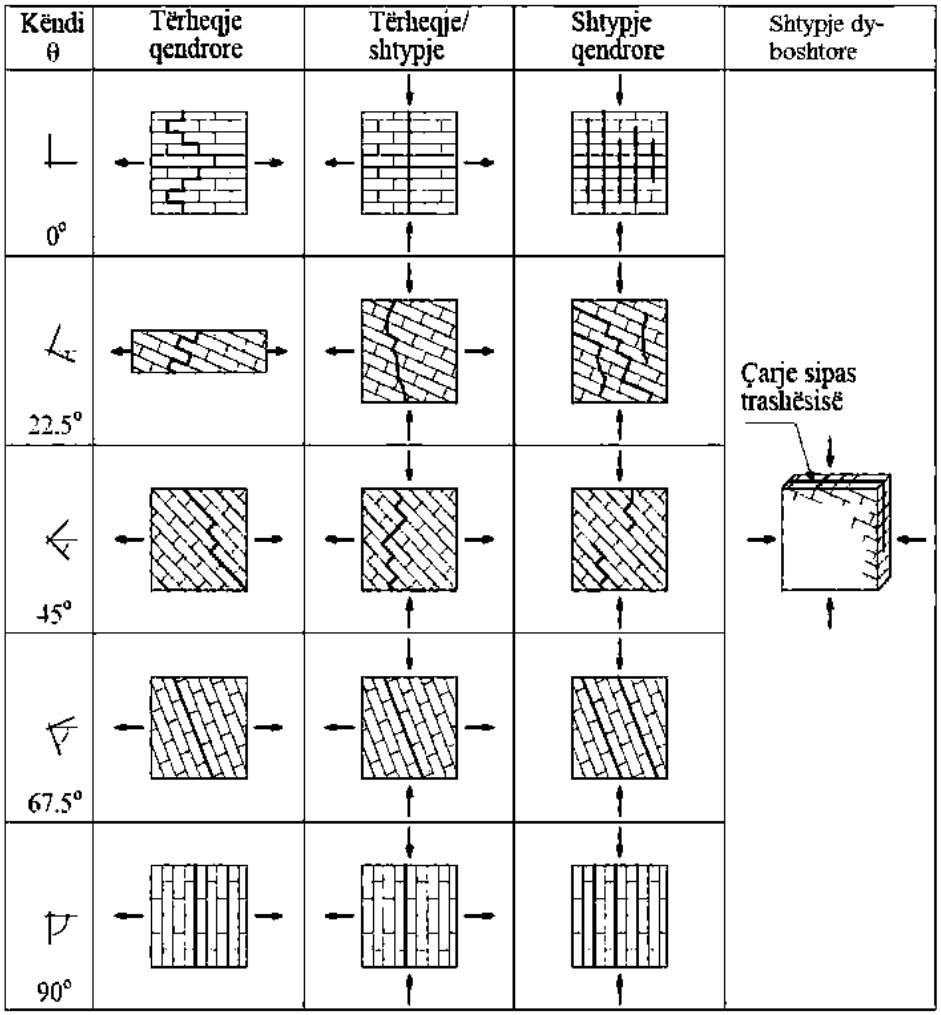


Fig. 3.17 Mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës me tulla të plota qeramike nën ngarkim dy-boshtor (Dhanasekar, etj., 1985)

Gjatë shtypjes dy boshtore, çarja ndodh në mesin e trashësisë së kampionit, në një plan paralel me atë të sipërfaqes së lirë, pavarësisht orientimit të sforcimeve kryesore. Raporti midis sforcimeve kryesore luan një rol të rëndësishëm dhe humbja e aftësisë ndodh si një kombinim mekanizmash duke përfshirë çarjet përgjatë fugave si edhe çarjet në drejtim të trashësisë. Rritja e rezistencës në shtypje të muraturës gjatë ngarkimit dy boshtor (në krahasim me rezistencën në shtypje në ngarkim një-boshtor) mund të shpjegohet nëpërmjet rritjes së fërkimit midis njësive të muraturës dhe llaçit si rrjedhojë e presioneve anësorë.

4 MODELIMI I SJELLJES SË MURATURËS

4.1 Problematika e modelimit të sjelljes së muraturës

Muratura është një material i përbërë nga njësi murature (si p.sh. tullat, blloqet, gurët) dhe llaçi. Ky i fundit duke qenë materiali lidhës paraqet një rol thelbësor në sjelljen e muraturës si një e tërë. Për analizat e ndihmuara nga kompjuteri, mund të dallojmë dy grupe të mëdha teknikash për modelimin e muraturës, përkatësisht mikro dhe makro modelimin (Lourenço, 1996).

Një analizë e thelluar e muraturës nëpërmjet të ashtuquajturit "mikromodelim" kërkon që të modelohen me hollësi njësitë e muraturës, llaçi si dhe ndërlidhja (*interface*) midis tyre. Teknika të tilla krijojnë modele të mëdha kompjuterike të cilët kërkojnë kohë të madhe për t'u ndërtuar, llogaritur dhe përpunuar.

Në kontrast me 'të, teknika e "makromodelimit" vlerësohet si më e efektshme për llogaritje praktike duke arritur një balancë midis kohës së nevojshme për llogaritje kompjuterike dhe saktësisë së rezultateve. Me shpejtësi (kohë kompjuterike) të kënaqshme, kjo teknikë paraqet rezultate me saktësi të pranueshme. Nëpërmjet procedurës së njohur si "homogjenizim" bëhet e mundur që tre përbërësit (njësia e muraturës, llaçi dhe ndërlidhja e tyre) të shkrihen në një të vetëm për qëllime llogaritëse. Elementi dypërmasor i përftuar (njësia përfaqësuese e shkëputur në Fig. 4.1), mund të konceptohet në madhësi të ndryshme.

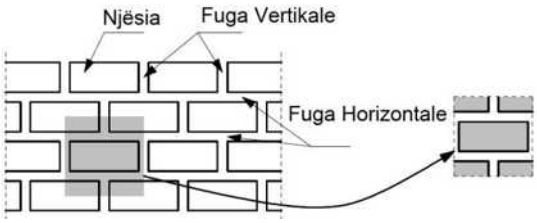


Fig. 4.1 Njësi e shkëputur për procesin e "homogjenizimit" (Lourenço, 1996)

Njësia përfaqësuese mund të konsiderohet si ortotropike, pra me veti të ndryshme sipas tre drejtimeve. Sjellja ortotropike e muraturës i përgjigjet realitetit. Ajo lind si pasojë e mënyrës së ndërtimit të saj, duke pasur parasysh këtu gjeometrinë e ndryshme të tullave sipas drejtimeve të ndryshme, mënyrën e vendosjes dhe lidhjen e tyre me llaçin. Paraqitja e këtyre vetive nga ana numerike kërkon të përcaktohen vlerat e sforcimeve, deformacioneve dhe karakteristikave të tjera sipas tre drejtimeve kryesore. Gjithashtu, nevojitet të përcaktohet edhe marrëdhënia ndërmjet këtyre karakteristikave.

4.2 Vlerësime të gjendjes së sforcuar

Në Fig. 4.2 paraqitet një mur nën veprimin e njëkohshëm të ngarkesave vertikale dhe horizontale (mbështetur në përshkrimin e (Haider, 2007)). Në murin e treguar dallohen këto zona:

- zona e poshtme e përparme "thembra";
- zona e pasme "maja";
- zona qendrore;
- zona ku vepron ngarkesa.

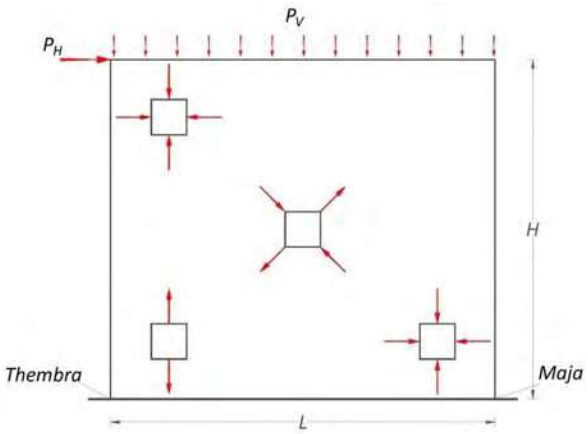


Fig. 4.2 Gjendja e sforcuar në zona të ndryshme të një muri (Haider, 2007)

Përgjithësisht gjendja e sforcuar dhe e deformuar si dhe humbja e mundshme e aftësisë (dështimi) në katër zonat e lartpërmendura kontrollojnë sjelljen e të gjithë murit. Zakonisht humbja e aftësisë në zonën e majës ndodh për shkak të shtypjes dy-boshtore, ndërsa në pjesën e thembrës për shkak të sforcimeve në tërheqje sipas drejtimit vertikal. Çarjet përgjatë diagonales së murit në zonën qendrore ndodhin si pasojë e kombinimit të sforcimeve kryesore në shtypje dhe në tërheqje.

4.3 Humbja e aftësisë mbajtëse në shtypje-tërheqje

Është i njohur fakti se muratura është "e dobët" në tërheqje dhe "e fortë" në shtypje. Nën veprimin e ngarkesave vertikale shumë të mëdha mund të ndodhë shkatërrimi i muraturës nga shtypja. Gjithsesi, ky rast nuk përkon me pjesën dërrmuese të ndërtesave të marra në studim. Sipërfaqet e prerjeve tërthore horizontale të mureve në një kat në ndërtesat arsimore janë të mëdha, prandaj sforcimet normale si pasojë e ngarkesave vertikale janë të ulëta.

Nga ana tjetër, humbja e aftësisë mbajtëse në shtypje – tërheqje është mjaft e rëndësishme në përfaqësimin e sjelljes së muraturës në zonat e treguara në Fig. 4.2 me mbizotërim të sforcimeve normale. Verifikime kërkohen të bëhen gjithashtu në seksionet e dobësuar (me hapje si pasojë e dyerve, dritareve).

Marrëdhëniet e ndryshme teorike për modelimin e sjelljes së muraturës në shtypje u paraqiten në paragrafin 3.2.3.2. Duke u nisur nga fakti që vlerat e kurbës sipas Kaushik janë më pranë vlerave eksperimentale (Kaushik, etj., 2007) dhe nga fakti se kurba sipas këtij autori shoqërohet me një degë rënëse graduale (kurba me rënie të menjëhershme mund të krijonte vështirësi numerike në modelet llogaritëse), ajo është përzgjedhur të përdoret për zhvillimet e mëtejshme të temës.

Për sa i përket modelimit të mekanizmit në tërheqje, në këtë studim do shfrytëzohen trajtimet e prezantuara në paragrafin 3.2.2.

4.4 Humbja e aftësisë mbajtëse në prerje

Rezistenca në prerje e muraturës përcaktohet si rezistenca e saj ndaj ngarkesave anësore. Në modelimin e humbjes së aftësisë së një elementi prej murature si pasojë e forcave prerëse duhet të konsiderohen dy mundësi:

- rrëshqitja (si në Fig. 4.3);
- çarja sipas drejtimit të sforcimeve kryesore tërheqëse (si në Fig. 4.4).

Këto janë pikërisht dy mekanizmat kryesorë që kontrollojnë rezistencën e muraturës ndaj ngarkesave anësore.

Për të vlerësuar aftësinë mbajtëse në prerje të një muri strukturor duke marrë parasysh vetëm mekanizmin e rrëshqitjes, vlera e rezistencës karakteristike në prerje e muraturës (f_{vk}, e llogaritur si në paragrafin 3.2.4) shumëzohet me sipërfaqen e muraturës që ofron rezistencë kundrejt këtij veprimi (Fig. 4.3).

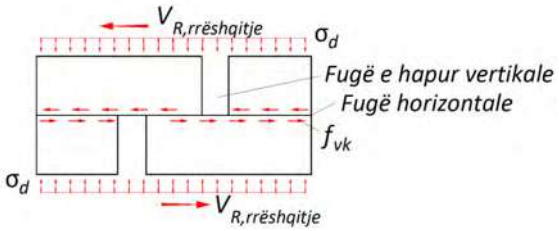


Fig. 4.3 Humbja e aftësisë së bllokut të muraturës nga mekanizmi rrëshqitës (figurë e përshtatur nga (Xu, etj., 1992))

Nëse kjo sipërfaqe është A_w (e përftuar duke hequr nga sipërfaqja e plotë e prerjes tërthore të murit pjesët që nuk ofrojnë rezistencë ndaj prerjes, si p.sh. fugat vertikale të hapura) forca prerëse maksimale karakteristike që është e aftë të përballojë muri është:

$$V_{R,rrëshqitje} = f_{vk} A_w \tag{4.1}$$

Ndërkohë, në punime të ndryshme, si p.sh. (Turnšek, etj., 1971), shpjegohet mekanizmi i çarjeve diagonale, sipas të cilit rezistenca e murit ndaj forcave prerëse përcaktohet nga tërheqja sipas drejtimit të sforcimeve kryesore. Kalimi i rezistencës në tërheqje shkakton çarje sipas këndit të planit të sforcimeve kryesore, si në Fig. 4.4.

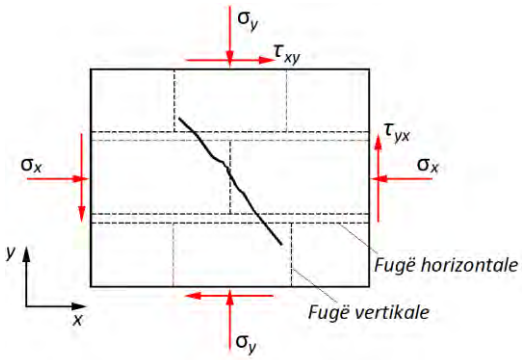


Fig. 4.4 Çarjet sipas diagonales në bllokun e muraturës (figurë e përshtatur nga (Xu, etj., 1992))

Sforcimet kryesore në tërheqje i dedikohen kombinimit të ngarkesës vertikale dhe asaj horizontale. Duke e hamendësuar muraturën si një material elastik, homogjen dhe izotrop (p.sh. (Tomazevic, 1999) supozon sjellje elastike dhe homogjene deri në fillimin e çarjeve), vlerësimi i rezistencës ndaj forcave prerëse mund të bëhet nëpërmjet Teorisë së Elasticitetit. Nën veprimin e ngarkesës vertikale dhe asaj anësore, sforcimi kryesor në shtypje σ_c do të vlerësohej nga ekuacioni:

$$\sigma_c = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau)^2} + \frac{\sigma_0}{2} \tag{4.2}$$

ku σ_0 – sforcimi mesatar normal në shtypje për shkak të ngarkesës vertikale;

τ – sforcimi mesatar në prerje për shkak të forcës anësore;

b – faktori i shpërndarjes së sforcimeve në prerje, i cili është funksion i raportit të përmasave të murit dhe i raportit midis ngarkesave anësore dhe vertikale në çastin e arritjes së vlerës

maksimale (rezistencës) V_R. P.sh., në rastin e mureve me h/l=1.5, vlera e këtij faktori është b=1.5.

Sforcimet kryesore në tërheqje σ_t që zhvillohen në mesin e lartësisë së murit do ishin:

$$\sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + (b\tau)^2} - \frac{\sigma_0}{2} \tag{4.3}$$

Plani i sforcimeve kryesore ka këndin Φ si më poshtë:

$$\phi = 0.5\, arc\, tg \frac{2\tau}{\sigma_0} \tag{4.4}$$

Duke supozuar se deri në çastin e arritjes së rezistencës ndaj forcave anësore $V_{R,sf.kryesore}$, muri ka një sjellje elastike, homogjene dhe izotrope, sforcimi kryesor në tërheqje i zhvilluar do të jetë i barabartë me rezistencën në tërheqje të muraturës, f_t:

$$f_t = \sigma_t = \sqrt{\left(\frac{\sigma_0}{2}\right)^2 + \left(b\tau_{V_{R,sf.kryesore}}\right)^2} - \frac{\sigma_0}{2} \tag{4.5}$$

ku $\tau_{VR,sf.kryesore}$ është sforcimi mesatar në prerje për shkak të forcës $V_{R,sf.krysore}$.

Sipas këtij arsyetimi, rezistenca e një paneli prej murature që humbet aftësinë nga mekanizmi i çarjes sipas drejtimit të sforcimeve kryesore llogaritet:

$$V_{R,sf.kryesore} = A_w \frac{f_t}{b} \sqrt{\frac{\sigma_0}{f_t} + 1} \tag{4.6}$$

ku përveç simboleve të përdorur më sipër, A_w përfaqëson sipërfaqen e seksionit tërthor të murit. Barazimi i mësipërm ka dalë duke pasur parasysh se $\tau_{VR,sf.kryesore} = V_{R,sf.kryesore}/A_w$. Kjo teori mund të përdoret veçanërisht në rastin e muraturës të ndërtuar me njësi të forta dhe llaç të dobët, ku çarjet diagonale, tipike për prerjen, kalojnë sipas fugave.

Botime të mirënjohura si (Tomazevic, 1999) nxjerrin në pah dobësinë e vlerësimit të rezistencës ndaj prerjes bazuar në mekanizmat e rrëshqitjes, të cilët zakonisht nuk i përgjigjen mirë rezultateve eksperimentale për muraturën e paarmuar. Nga ana tjetër, është treguar nëpërmjet eksperimenteve se mekanizmi i çarjes sipas diagonales ka përputhje të mirë me eksperimentet. Gjithsesi mekanizmi i rrëshqitjes nuk duhet të neglizhohet. Ai është më i mundshëm veçanërisht në katet e sipërm (Tomazevic, 1999) ku kombinohen nivele të ulëta të ngarkesave vertikale me vlera të larta të ngarkesave horizontale.

4.5 Humbja e aftësisë mbajtëse në përkulje

Rezistenca në përkulje e muraturës së paarmuar sikundër rekomandohet në EN 1996, llogaritet duke marrë parasysh gjendjen e sforcuar të bllokut të muraturës në shtypje në seksionin përkatës. Për të përftuar kapacitetin në përkulje të muraturës në funksion të momentit mbajtës kufitar vlerësohet gjendja e ekuilibrit të forcave të brendshme. Trajtimet e hollësishme për modelimin e humbjes së aftësisë në përkulje nuk paraqiten në këtë disertacion.

4.6 Modeli llogaritës

4.6.1 Modeli llogaritës kompjuterik

Për realizimin e modelimit kompjuterik është përdorur programi SAP2000. Modeli i propozuar është krahasuar me disa rezultate të njohura eksperimentale. Modeli duhet të garantojë saktësi numerike në përputhje me rezultatet eksperimentale të paraqitura në literaturë. Ai duhet të jetë në gjendje të parashikojë mekanizmat e shkatërrimit që nevojiten për të përfaqësuar sa më saktë sjelljen e materialit.

Blloku i muraturës është modeluar me elementë dypërmasorë të tipit "*layered nonlinear shell*" – elementë sipërfaqësorë jolinearë me shtresa. Shtresa e parë parashikon gjendjen e sforcuar në shtypje-tërheqje duke pasur aktive sforcimet normale vertikale dhe horizontale.

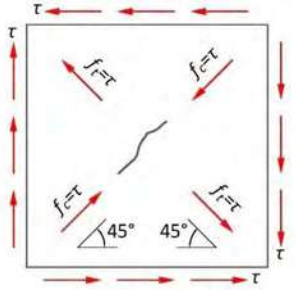


Fig. 4.5 Modeli i thjeshtuar në prerje të pastër (Churilov, etj., 2010)

Shtresa e dytë parashikon mekanizmin e shkatërrimit nga çarja sipas diagonales. Bazuar në vërtetimet teorike, sforcimet në prerje arrijnë maksimumin në mungesë të sforcimeve shtypëse në një plan me kënd 45° ndaj boshteve të elementit. Në këtë rast, vlera e tyre është e barabartë me vlerën e sforcimeve në prerje (Fig. 4.5). Meqenëse vlera e vërtetë e këndit të planit të sforcimeve kryesore është rreth 45°, boshtet e shtresës së dytë në modelin llogaritës të muraturës janë rrotulluar me këtë kënd.

Këto shtresa pavarësisht se modelohen në mënyrë të veçantë, janë të lidhura me njëra tjetrën në mënyrë të tillë që ato deformohen bashkërisht. Në funksion të gjendjes së sforcuar del nga puna shtresa 1 apo 2, gjë që garanton përshtatjen e modelit sipas rastit. Në rastin e përkuljes kemi sforcime të mëdha në skaje dhe muri shkatërrohet pasi nuk është në gjendje të përballojë sforcimet në shtypje (të cilat shkojnë mbi 10 herë më të larta se ato të parashikuara nga shtresa 2). Ndërkohë shtresa 2 është në gjendje të përballojë sforcimet kryesore në tërheqje e shtypje të cilat kanë vlera maksimale kryesisht në qendrën e murit. Pas shkatërrimit të kësaj shtrese, shtresa 1 nuk është në gjendje të përballojë këto lloj sforcimesh. Pra, arritja e shkatërrimit në njërën prej shtresave nënkupton shkatërrimin e plotë të murit në zonën përkatëse dhe rrjedhimisht fillimin e formimit të mekanizmit të shkatërrimit lokal e më pas global në mur.

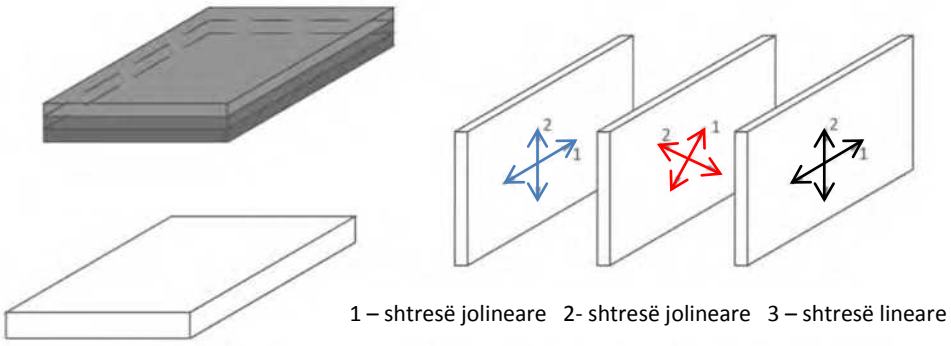


Fig. 4.6 Modeli i propozuar për muraturën

Në Fig. 4.6 tregohet skematikisht modeli i propozuar për muraturën, ku dallohen shtresat dhe orientimi i boshteve lokale të secilës shtresë. Një nga problematikat e hasura më shpesh në analiza jolineare lidhet me paqëndrueshmëritë e ndryshme numerike në analiza jolineare të këtyre lloj elementëve. Për këtë arsye në elementin sipërfaqësor me shtresa jolineare është shtuar një shtresë lineare (shtresa e tretë) me modul elasticiteti *E* me vlerë shumë të vogël, *E*=5 MPa[16] . Qëllimi i vendosjes së kësaj shtrese lidhet pikërisht me shmangien e problemeve numerike në analizat jolineare.

4.6.2 Krahasimi i modelit me eksperimentet

4.6.2.1 Përshkrim

Krahasimet e modeleve numerike me ato eksperimentale tregojnë një përputhje të mirë të rezultateve për qëllime praktike por gjithashtu tregojnë edhe varësinë e rezultateve nga kushtet e mbërthimit, lloji i ngarkimit etj. Modeli jep rezultate të kënaqshme për llogaritje praktike me presione të vogla (sikundër ato janë vërtet në pjesën më të madhe të ndërtesave prej murature të studiuara). Ndërkohë, edhe krahasimet me modele eksperimentale në madhësi të ngjashme me ndërtesat reale tregojnë një shkallë të kënaqshme të saktësisë së modelit të propozuar.

Eksperimentet mbi të cilat bazohen krahasimet e mëposhtme janë realizuar nga (Raijmakers, etj., 1992) (Vermeltfoort, etj., 1993) dhe (CUR, 1994). Do të trajtohen dy tipa muresh (me dhe pa hapje qendrore), me gjerësi dhe lartësi përkatësisht 990 dhe 1000 mm të ndërtuar me 18 radhë tullash, nga të cilat 16 janë të lira dhe 2 radhë janë të shtrënguara në trarë çeliku.

4.6.2.2 Muri pa hapje

Muret e testuar janë ndërtuar me tulla qeramike me përmasa 210×52×100 (mm^3) ndërsa shtresa e llaçit është me trashësi 10mm, e përgatitur me raport në vëllim çimento: gëlqere: rërë 1:2:9. Paraprakisht janë aplikuar presione të ndryshme vertikale (0.3 MPa, 1.21 MPa, 2.12 MPa) dhe më pas forca horizontale është rritur në mënyrë monotone duke monitoruar ndërkohë zhvendosjen horizonte në pjesën më të sipërme të murit. Testi është bërë duke u kujdesur që pjesa e sipërme dhe e poshtme e murit të qëndrojnë në nivel horizontal.

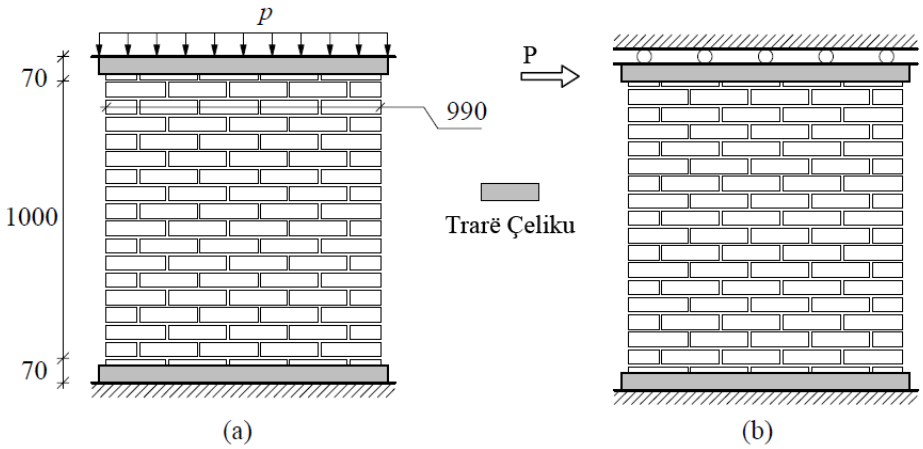


Fig. 4.7 Ngarkimi i mureve: a) Faza e parë – ngarkimi paraprak vertikal; b) Faza e dytë – ngarkimi horizontal duke kontrolluar zhvendosjen (Lourenço, 1996)

[16]Duke realizuar shembuj të shumtë numerikë është parë se duke eliminuar kontributin e kësaj shtrese në prerje mund të eliminohet pothuajse tërësisht kontributi i saj në kapacitetin e strukturës.

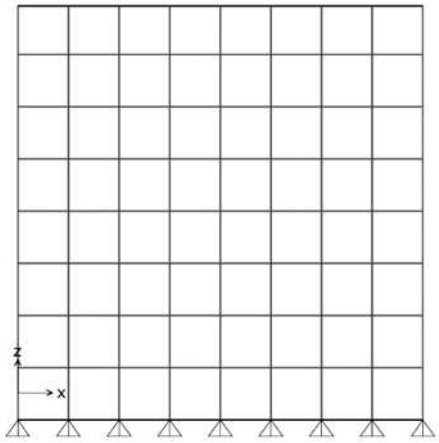


Fig. 4.8 Modeli numerik

Modeli numerik me anë të të cilit do bëhet krahasimi është ndërtuar me elementë të fundmë të tipit sipërfaqësorë jolinearë, me dendësi rrjeti 8x8. Gjithashtu janë modeluar edhe trarët e çelikut që përdoren për të fiksuar nyjat e sipërme dhe nyjat e poshtme. Ngarkesa aplikohet në të njëjtën mënyrë si edhe në eksperiment. Meqenëse presionet vertikale në ndërtesat objekt studimi janë të vogla, në vazhdim do të verifikohet vetëm rasti me presion vertikal 0.3 MPa. Vlerat e parametrave mekanike (Lourenço, 1996) (Pela, etj., 2012) që janë përdorur në modelim tregohen në Tab. 4.1.

Tab. 4.1 Parametrat e përdorur për modelin krahasues

Rezistenca ne shtypje	Rezistenca ne tërheqje	Rezistenca në prerje	Këndi i fërkimit të brendshëm	Moduli i elasticitetit	Moduli i prerjes	Koeficienti i Puasonit
N/mm^2	N/mm^2	N/mm^2	-	N/mm^2	N/mm^2	-
f_m	f_t	f_{vo}	$tg\varphi$	E	G	ν
10	0.25	0.35	0.75	7250	1460	0.15

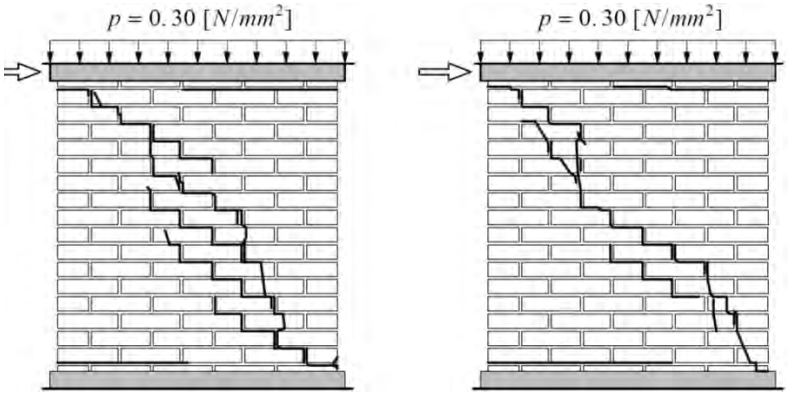


Fig. 4.9 Aplikimi i forcës anësore dhe plasaritjet eksperimentale në muraturë (Lourenço, 1996)

Për të modeluar në mënyrë korrekte murin, përveç karakteristikave të materialeve është mbajtur parasysh edhe lidhja e kreut të murit me elementin prej çeliku si edhe mënyra e ngarkimit të tij. Veçanërisht kushtet e lidhjeve japin ndikim të theksuar në kurbën e kapacitetit. Shtrëngimi i muraturës nëpërmjet traut të sipërm përbën edhe një nga vështirësitë më të mëdha në modelim. Sikundër është theksuar edhe nga (Van Zijl, etj., 2001), trau i sipërm nuk qëndroi horizontal gjatë eksperimentit, gjë që është e vështirë të modelohet me saktësi.

Ngarkimi anësor është modeluar i përpjesshëm me masën. Kurba e kapacitetit e përftuar dhe krahasimi i saj me eksperimentin tregohet në Fig. 4.10.

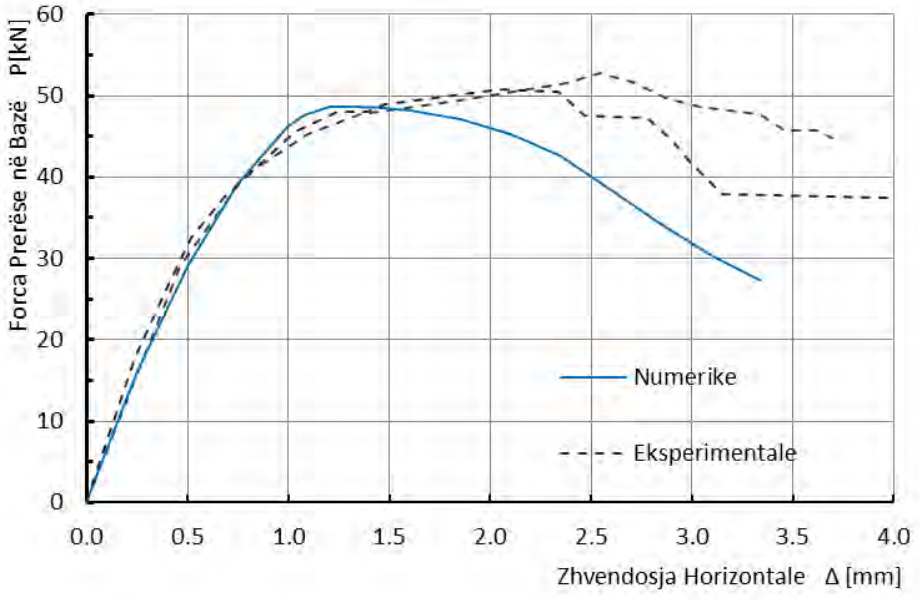


Fig. 4.10 Marrëdhënia forcë-zhvendosje për murin nën presion vertikal p=0.3 MPa dhe forca anësore të përpjesshme me masën

Rezultatet tregojnë një përputhje të mirë me vlerat eksperimentale.

Për të vërtetuar se shtresat përbërëse të modelit të muraturës funksionojnë siç duhet (duke ndërvepruar por pa ndërhyrë në mënyrë domethënëse te njëra-tjetra), janë krahasuar sforcimet në shtypje në qendër të murit në shtresën "1" dhe në shtresën "2" (Fig. 4.11), nga ku vihet re se kontributi i shtresës me kënd 0° është mjaft i vogël në përballimin e forcave anësore në krahasim me shtresën "2" (me kënd 45°).

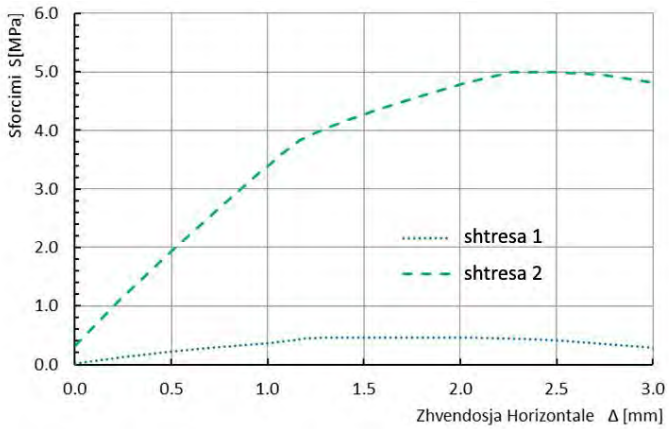


Fig. 4.11 Krahasimi i sforcimeve për dy shtresat jolineare në zonën qendrore të murit

4.6.2.3 Muri me hapje

Në të njëjtin model është realizuar një hapje me përmasa 200x300mm. Mbi mur vepron presioni vertikal me vlerë p =0.3N/mm^2 dhe karakteristikat e materialit janë të njëjta me murin pa hapje.

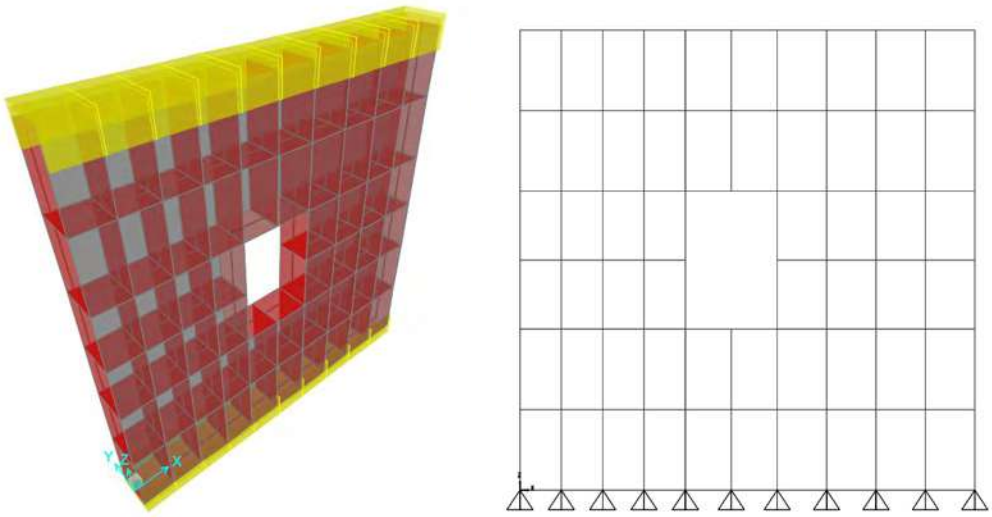


Fig. 4.12 Modeli numerik për rastin e murit me hapje

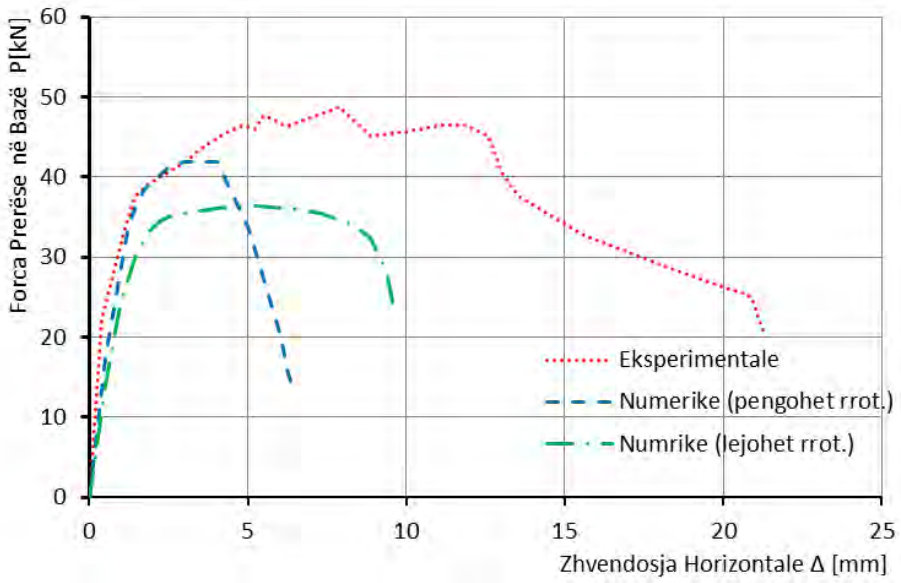


Fig. 4.13 Diagrami forcë-zhvendosje për murin me presion vertikal p=0.3 MPa

Rezultatet e mësipërme tregojnë se ngurtësia fillestare e strukturës është pothuaj e njëjtë në të tre rastet (eksperimentale dhe dy numerike). Ndryshimet më të mëdha mes modeleve vërehen në pjesën jolineare. Vlerësimet numerike këtu janë realizuar për dy mënyra realizimi të lidhjeve të traut të sipërm.

Në përfundim të dy krahasimeve të mësipërme, modeli numerik i propozuar mund të cilësohet si i përshtatshëm për të përfaqësuar drejt mekanizmat e shkatërrimit. Kjo përbën edhe pjesën më të rëndësishme të modelit.

4.6.2.4 Verifikimi i një ndërtese dy-kate

Në laboratorët e "Universitetit të Pavia" është testuar një ndërtesë dy kate prej murature të paarmuar, (Calvi, etj., 1994), (Magenes, etj., 1995). Një shembull i tillë është një mundësi e mirë për kontrollin e modeleve numerike, në mënyrë që të vërtetohet përputhja e vlerave të tyre me vlerat eksperimentale.

Ndërtesa është tipike e mjediseve urbane apo rurale në Itali. Gjeometria e saj është paraqitur në Fig. 4.14. Dallohen dy mure në të cilin ndodhen dyert e dritaret, ndërsa dy muret e tjerë anësorë nuk kanë hapje.

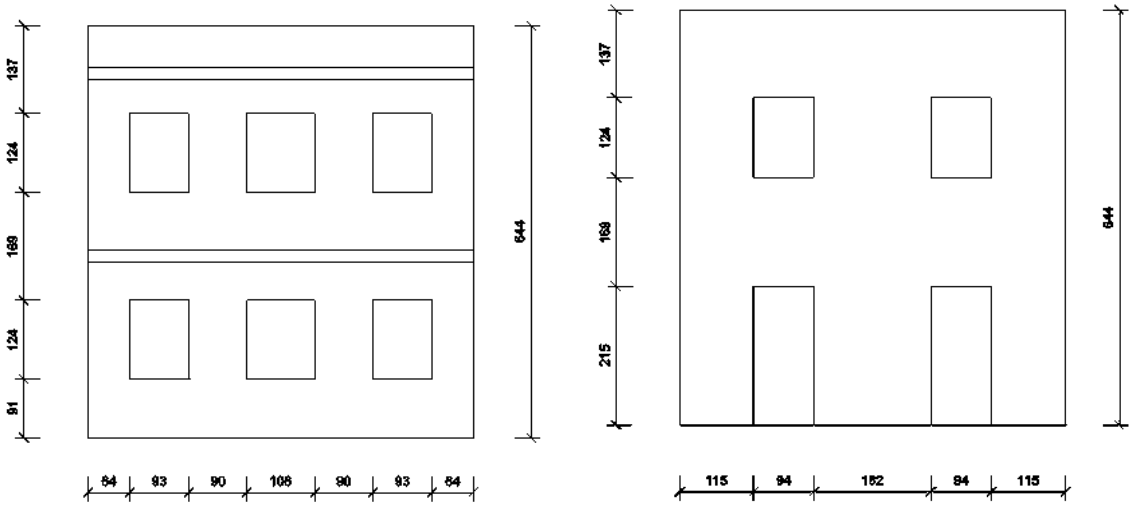


Fig. 4.14 Pamja A (majtas) dhe Pamja B (djathtas) e ndërtesës së testuar në laboratorët e "Universitetit të Pavia"

Ngarkimi i ndërtesës u realizuar në mënyrë të tillë që forca e aplikuar në katin e parë të jetë e njëjtë me forcën e aplikuar në katin e dytë. Parametrat kryesorë që u vlerësuan gjatë eksperimentit ishin forca dhe zhvendosja. Drifti maksimal përkonte me vlerën 0.4 % (Calvi, etj., 1994). Përveç peshës vetjake të muraturës 18.8 kN/m^3, u morën parasysh edhe forcat vertikale të cilat shkarkonin nga trarët e çelikut në muraturë përkatësisht P_1=11.3KN në katin e sipërm dhe P_2=10.8kN në katin e poshtëm. Moduli i elasticitetit është marrë 1700 N/mm^2, rezistenca në shtypje 6.25 N/mm^2 ndërsa koeficienti i Puasonit 0.2. Për rastin e modelit të realizuar janë paraqitur rezultatet e mëposhtme në lidhje me gjendjen e sforcuar të murit dhe janë krahasuar kurbat forcë zhvendosje eksperimentale me ato numerike. Në Fig. 4.15 është paraqitur mënyra e ndarjes në elementë të fundmë.

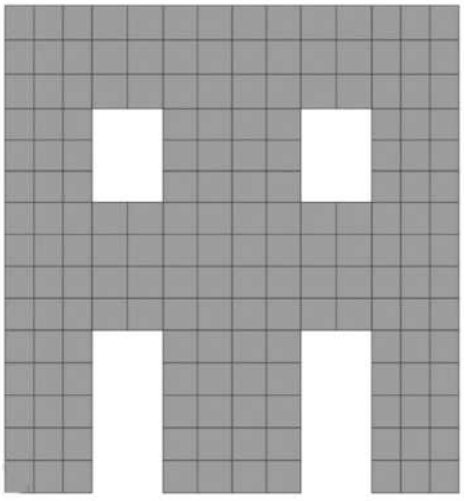


Fig. 4.15 Modeli numerik

Në Fig. 4.16, janë paraqitur në një diagram të përbashkët kurba eksperimentale dhe numerike. Vihet re se ka një përputhje të mirë midis rezultateve eksperimentale me ato numerike.

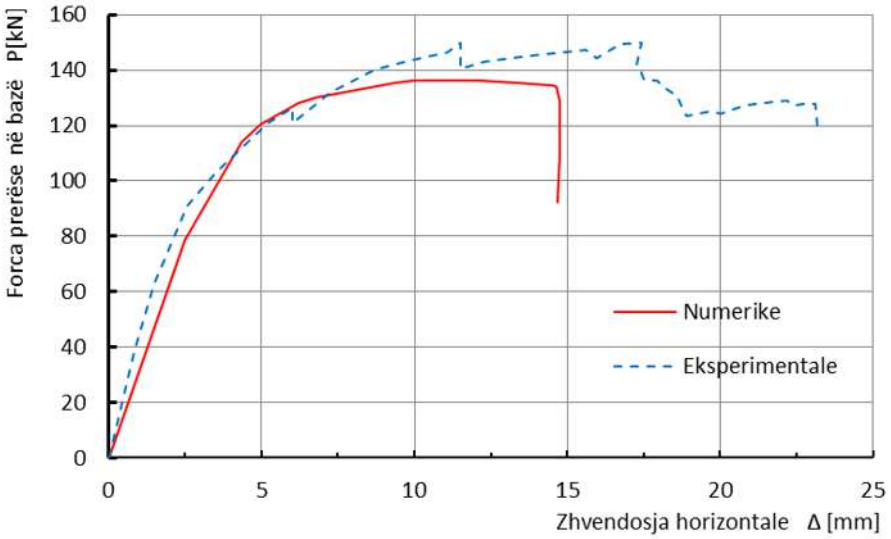


Fig. 4.16 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën dy kate

Në figurat në vazhdim tregohen dëmtimet e vrojtuara nga testimi sipas (Calvi, etj., 1994) (Fig. 4.17) dhe rezultatet e përftuara nga analiza strukturore (Fig. 4.18, Fig. 4.19 dhe Fig. 4.20). Nëse krahasohen katër figurat e mëposhtme, vihet re se modeli numerik parashikon me përafërsi të kënaqshme zonat ku pritet të zhvillohen dëmtime, si zonat me përqendrim më të madh sforcimesh.

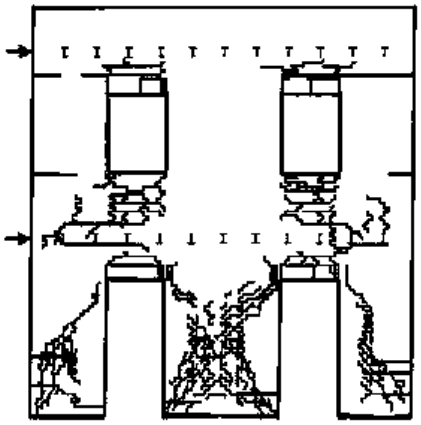


Fig. 4.17 Çarjet eksperimentale për zhvendosje anësore 15mm (Magenes, etj., 1995)

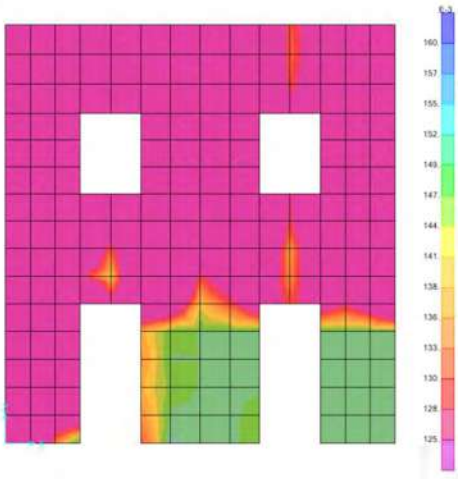


Fig. 4.18 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhojë e prerjes (S12) për zhvendosje anësore 15mm

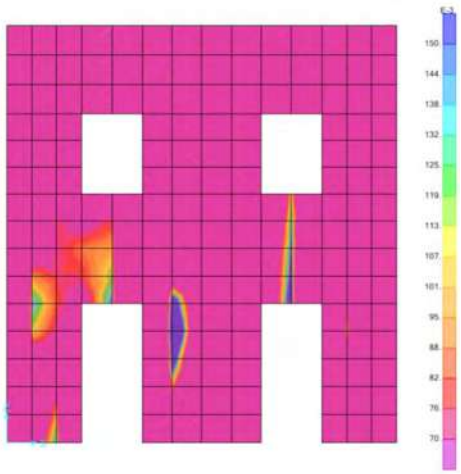


Fig. 4.19 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhoje e sforcimeve tërheqëse (S22) për zhvendosje anësore 15mm

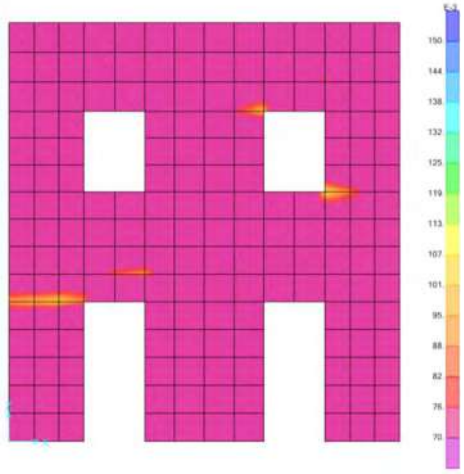


Fig. 4.20 Parashikime numerike mbi çarjet si rrjedhoje e sforcimeve tërheqëse (S11) për zhvendosje anësore 15mm

4.7 Kapaciteti i strukturës në rang global

Sikundër është treguar nga eksperimente të shumta në tavolina vibruese të modeleve të ndërtesave me muraturë (si p.sh. Fig. 4.21), toni i parë i lëkundjeve mbizotëron në reagimin sizmik të ndërtesave me muraturë. Në rastin e ndërtesave me muraturë të paarmuar të cilat përmbushin kushtet për diafragma horizontale rigjide në nivelin e katit, megjithëse dëmtimi është i shpërndarë në të gjithë ndërtesën vërehet një përqendrim i dëmtimeve në katin më të ulët, si në rastin e eksperimenteve ashtu edhe në vëzhgimet pas goditjeve sizmike (Tomazevic, 1999).

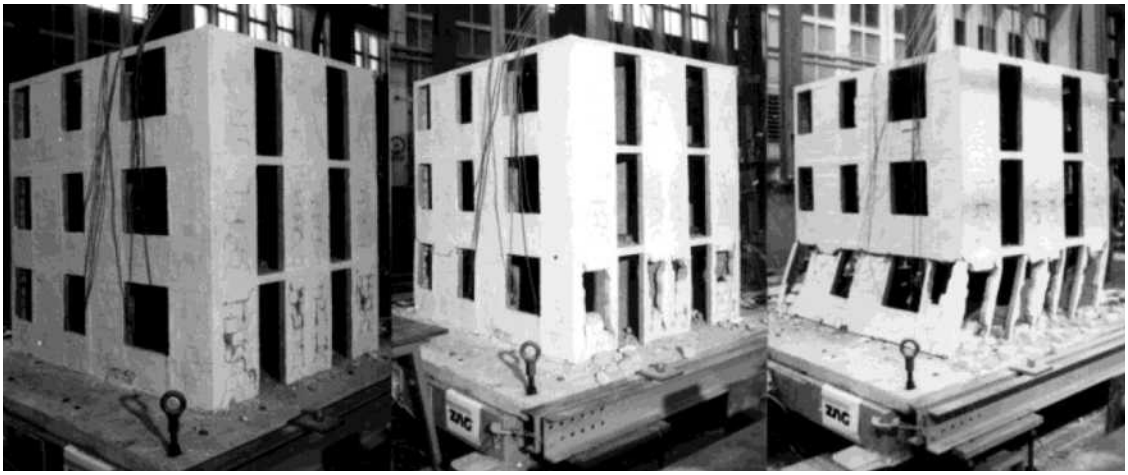


Fig. 4.21 Shpërndarja e dëmtimeve për rastin e muraturës së konturuar (Tomazevic, etj., 1997)

Një nga mjetet më të përshtatshëm të zhvilluar deri më sot për vlerësimin e kapacitetit të strukturave është analiza statike jolineare "*pushover*". Sipas (Magenes, etj., 2009), supozimi bazë i analizës jolineare statike është se diagrami që përftohet prej saj (kurba e kapacitetit) përfaqëson një mbështjellëse të reagimit (sizmik, kryesisht) të strukturës. Një rol kyç në saktësinë e këtij supozimi ka shpërndarja e forcave anësore. Mund të përdoren disa mënyra shpërndarjeje të forcave anësore për analizë, si p.sh. e përpjesshme me tonin e parë të lëkundjeve, e përpjesshme me masën, sipas një ligji linear etj. Secila nga këto mënyra ka veçoritë e saj dhe rezultatet që përftohen mund të jenë shumë të ndryshme. Kështu, shpërndarja e forcave anësore sipas tonit së parë mund të simulojë zmadhimin e ngarkesës dinamike në katet e lartë, ndërsa, shpërndarja e këtyre forcave në raport të drejtë me masën parashikon më saktë mekanizmin me kat të butë. Këto dy shpërndarje të ngarkesave anësore mund të konsiderohen se japin kufij të sipërm dhe të poshtëm të kurbës së vërtetë të kapacitetit.

Figura e mëposhtme tregon (Tomazevic, 1999) format e para të veta të strukturave me muraturë të pa-armuar, të konturuar dhe të armuar. Siç shihet, nëse për analizë statike jolineare zgjidhet shpërndarja e forcave anësore sipas tonit të parë të lëkundjeve, shpërndarja i përafrohet një parabole por më pranë formës trekëndore për muraturën e armuar dhe më larg saj për muraturën e pa-armuar.

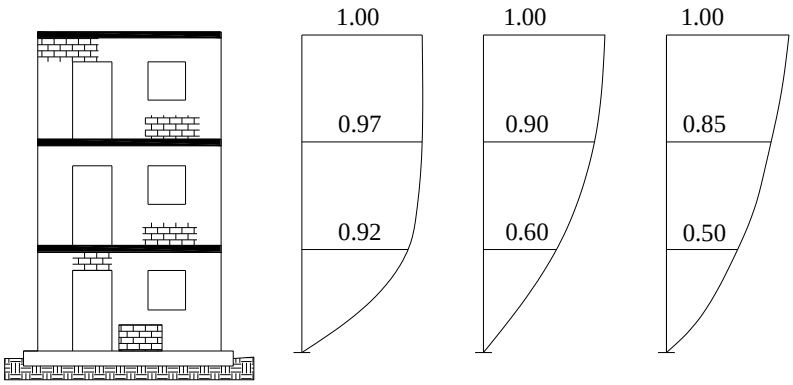


Fig. 4.22 Forma e tonit të parë për ndërtesa me muraturë : a) të pa-armuar, b) të konturuar, c) të armuar (Tomazevic, 1999)

Ndërkohë, shkalla e saktësisë në analizën statike jolineare mund të varet edhe nga mënyra se si zhvillohen dëmtimet në ndërtesë (Lagomarsino, etj., 2007). Në rastin e strukturave të parregullta, ka mundësi që pranimi i një shpërndarjeje anësore të forcave (qoftë e përpjesshme me masën apo edhe sipas tonit të parë të lëkundjeve) të rezultojë në një mbivlerësim apo nënvlerësim të sjelljes

tërësore të strukturës. Veç kësaj, në shumë raste pranimi i një shpërndarje fikse përbën një kufizim. Reagimi dinamik i strukturës mund të fillojë i tillë që t'i përgjigjet tonit të parë të lëkundjeve, por në vijim struktura mund ta modifikojë reagimin e saj (veçanërisht në fazë plastike) dhe një shpërndarje e forcave anësore e përpjesshme me masën apo sipas formave të tjera mund të jetë më afër realitetit.

Nëpërmjet ngarkimit anësor të strukturës deri në shterimin e kapacitetit të saj përftohet një kurbë "forcë prerëse në bazë- zhvendosje në krye", nëpërmjet së cilës mund të nxirren përfundime të rëndësishme mbi aftësinë e strukturës për t'i rezistuar veprimeve të mundshme sizmike. Një mënyrë për vlerësimin e kapacitetit të strukturës me ndihmën e kurbës së mësipërme është metoda e paraqitur në Aneksin B të EN 1998-1 (CEN, 2004), sipas të cilës llogaritet "*zhvendosja e synuar*" e strukturës.

5 NDËRTIMI I KURBAVE TË BRISHTËSISË PËR STRUKTURAT PREJ MURATURE

5.1 Koncepti i kurbave të brishtësisë

Vlerësimet strukturore që bazohen në krahasimin e drejtpërdrejtë të efekteve të veprimeve me rezistencat (në kuptimin e tyre të përgjithshëm) përshkruajnë nëse arrihet apo jo një gjendje e caktuar e strukturës (p.sh. shterimi i kapaciteteve elastike apo plastike). Këto lloj vlerësimesh mund të klasifikohen si "deterministike", ndryshe nga vlerësimet që trajtohen në këtë disertacion, të cilat janë me natyrë "probabilitare". Qasja deterministike nuk arrin të japë informacion mbi besueshmërinë[17] e vlerësimit apo mbi probabilitetin që vlerësimi t'i korrespondojë gjendjes reale të strukturës. Nuk është e mundur të nxirret nga një vlerësim deterministik se çfarë ndodh me strukturën për një ndryshim sado të vogël të veprimeve apo të rezistencave. Për ilustrim, le të shqyrtojmë një ndërtesë (të hamendësuar) për të cilën në figurën e mëposhtme paraqitet, me vija të ndërprera, një qasje deterministike. Në boshtin horizontal janë vendosur nxitimet në truall (a_g) dhe në boshtin vertikal është vendosur probabiliteti që një gjendje e caktuar e strukturës të arrihet ose të kalohet për një a_g të dhënë.

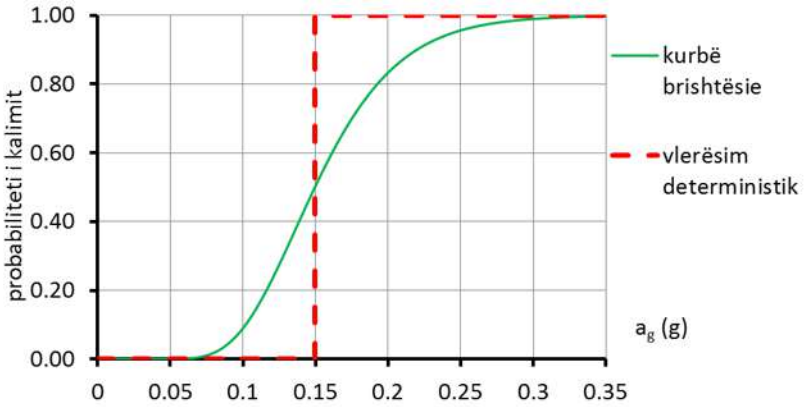


Fig. 5.1 Koncepti i kurbave të brishtësisë

Një vlerësim i mundshëm deterministik për rastin në fjalë mund të kryhet mbështetur në kode të ndryshme sizmike. Në thelb, është e nevojshme të kryhet një analizë statike jolineare e strukturës, nga e cila ndërtohet kurba forcë – zhvendosje. Kjo kurbë shndërrohet në një kurbë bilineare në format *Nxitim spektral* (Sa) – *Zhvendosje spektrale* (Sd) që i korrespondon një sistemi të idealizuar me një shkallë lirie dhe pikëprerja e saj me spektrin e kërkesës sizmike (në të njëjtin format, shih figurën e mëposhtme) përfaqëson gjendjen e strukturës për atë veprim sizmik. Ndërkohë, figura më sipër tregon që për a_g=0.15g, arrihet gjendja për të cilën interesohemi.

[17] përdorimi i vlerave "projektuese" (p.sh., sipas Eurokodit 0, EN 1990) në vlerësimin "deterministik" strukturor faktikisht synon arritjen e një niveli të paracaktuar besueshmërie, por në mënyrë të tërthortë.

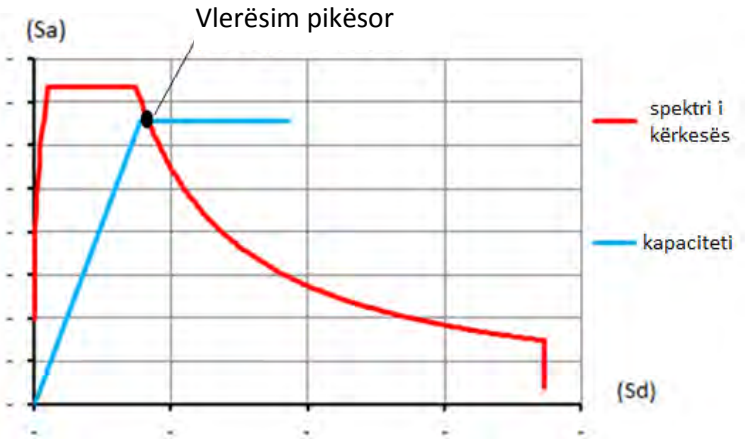


Fig. 5.2 Vlerësimi deterministik i strukturës

Nëse spektri përfaqëson "spektrin e projektimit", vlerësimi pikësor kthehet në "zhvendosje të synuar" (sipas Eurokodit) ose "pikë performance" (sipas literaturës dhe kodeve amerikane). Në vlerësimin pikësor të treguar në Fig. 5.2 thuhet se "*për a_g=0.15g struktura arrin një gjendje të caktuar*", pa ofruar të dhëna lidhur me besueshmërinë e këtij pohimi. Vija vertikale në grafikun e Fig. 5.1 ndan boshtin horizontal (atë të nxitimeve sizmike) në dy zona, një zonë ku struktura nuk e arrin gjendjen për të cilën interesohemi dhe në një zonë tjetër ku ajo e arrin ose e kalon atë gjendje. Çfarë ndodh për a_g=0.14g? Po për a_g=0.05g? Sigurisht, ekziston një mundësi e madhe që për një nxitim sizmik të truallit fare pak më të vogël, të arrihet e njëjta gjendje e strukturës. Gjithashtu, në praktikë nuk mund të thuhet me vendosmëri se për një nxitim sizmik të truallit të vogël nuk ka mundësi të arrihet e njëjta gjendje (mundësia është mjaft e vogël). Kjo vjen si pasojë e pasigurive në kapacitetin e strukturës dhe të pasigurive që lidhen me veprimin sizmik. Të parat janë të lidhura me shumë faktorë si projektimi (që nga vetë kodet e projektimit, modelet llogaritëse e deri te pasaktësitë e mundshme të rastit), cilësia e materialeve (projektimi strukturor mbështetet në materiale sjellja e të cilëve nuk mund të njihet me siguri të plotë në fazën e projektimit), zbatimi dhe përdorimi i strukturës. Nga ana tjetër, veprimet sizmike nën të cilat do ndodhet struktura gjatë jetëgjatësisë së saj nuk mund të njihen me siguri të plotë. Mund të njihen tërmetet e mëparshëm, karakteristikat e truallit e për rrjedhojë veçoritë e pritshme të tërmeteve të ardhshëm, por nuk mund të njihet me saktësi nxitimi maksimal që do i vijë strukturës nga trualli gjatë jetëgjatësisë së saj dhe as kohëzgjatja e ngjarjes sizmike, përmbajtja e frekuencave të lëkundjes së truallit e faktorë të tjerë përgjegjës për dëmtime të mundshme në strukturë.

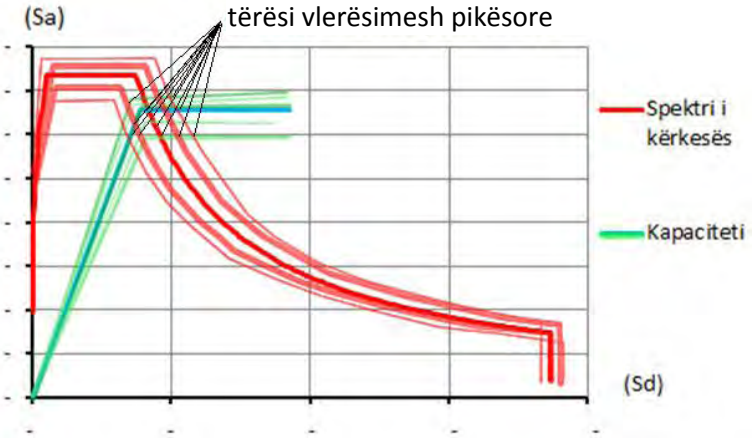


Fig. 5.3 Vlerësimi probabilitar i strukturës

Në formatin *Sa-Sd*, për shkak të pasigurive dhe "*paditurive*" të mësipërme do kishim një bashkësi kurbash kapaciteti dhe një bashkësi spektrash kërkese sizmike, e për rrjedhojë një bashkësi pikë-prerjesh që caktojë gjendjen në cilën do të ndodhej struktura (Fig. 5.3). Këto të fundit janë më të

dendura pranë atyre pikave që përcaktojnë gjendjet më të mundshme të strukturës dhe më të rralla në zonat ku mundësia është më e ulët. Me fjalë të tjera, në këtë rast po flitet për "probabilitet" të ngjarjes.

Për të mundësuar vlerësimet e mësipërme, të pamundura për një analizë deterministike, vijnë në ndihmë kurbat e brishtësisë "*fragility curves*". Kurbat e brishtësisë janë ato që shprehin probabilitetin e kalimit të një gjendje dëmtimi të caktuar në funksion ose të një parametri të caktuar që shpreh kërkesën sizmike (nxitim spektral, nxitim referencë në truall, nxitim maksimal në truall - PGA, shpejtësi maksimale në truall PGV, etj.) ose përametër i vetë strukturës së deformuar nga veprimi sizmik (drifti – zhvendosja relative e katit, zhvendosja e përgjithshme e strukturës, zhvendosja e sistemit të njëvlefshëm me një shkallë lirie, etj.). Në Fig. 5.1, një kurbë në funksion të a_g paraqitet me vijë të plotë.

Lidhur me kontekstin e termit (kurbë brishtësie – "fragility curve"), mund të thuhet se ai nënkupton mundësinë e ndryshimit të pozicionit të vlerësimit pikësor apo ndryshe ekuilibrin e paqëndrueshëm (të brishtë) të kësaj pike. Pra, për një ndërtesë të dhënë me paqartësi në kapacitet dhe për një veprim sizmik të parashikuar me paqartësi në madhësi dhe frekuencë, vlerësimi pikësor nuk është saktësisht i përcaktuar por ai "shëtit" (mund të gjendet) në një zonë të mirëpërcaktuar vetëm në terma probabilitarë.

Nëse këto kurba paraqiten në terma të nxitimeve referencë të truallit, ato shndërrohen në mjet mjaft praktik për realizimin e analizave të vulnerabilitetit për struktura të tipave të ndryshme. Zakonisht kurbat e brishtësisë ndërtohen për struktura të ngjashme të përhapura në një rajon të caktuar.

Secila prej shkallëve të dëmtimit lidhet me një kufi të matshëm në terma të kapacitetit strukturor. P.sh., gjendjet e dëmtimit mund të përkufizohen nga:

- *zhvendosja e strukturës*, e cila në raport me zhvendosjet që karakterizojnë sjelljen e strukturës (p.sh. zhvendosja e rrjedhshmërisë apo zhvendosja fundore) përbën një tregues të shkallës së shterimit të kapacitetit;
- *zhvendosjet relative* të ndërkateve (driftet) ose të nyjave të elementëve, të cilat nëse krahasohen me driftet që njihet se përfaqësojnë gjendje të caktuara dëmtimi, mund të shërbejnë për vlerësimin me saktësi të kënaqshme të dëmtimeve në strukturë;
- *Indekse Dëmtimi* të shprehur në forma të ndryshme, zakonisht me vlerë midis 0 dhe 1, të cilët bëjnë të mundur përfshirjen në vlerësim të faktorëve të tillë si reagimi i strukturave të ngjashme në ngjarje sizmike të mëparshme, vlerësimi inxhinierik i dëmtimeve që ka përjetuar struktura, ndikimi i ngarkimit ciklik në rritjen e shkallës së dëmtimit etj.

Për shumë arsye, midis të cilave mund të përmenden pasiguritë e larta që lidhen me vlerësimin strukturor, veçoritë mjaft të ndryshme të strukturave me materiale të ndryshme si dhe të karakteristikave lokale të çdo strukture, nuk ekziston një procedurë unike për ndërtimin e kurbave të brishtësisë. Një grupim i madh i metodave bazë i metodave për ndërtimin e këtyre kurbave mund të bëhet si më poshtë:

- *metodat empirike*. Këto metoda mbështeten kryesisht në vëzhgime të pasojave të ngjarjeve sizmike të mëparshme;
- *metodat analitike*. Këto janë gjithmonë në zhvillim dhe kanë arritur tashmë një numër të konsiderueshëm nënndarjesh të mëtejshme në varësi të mjeteve që përdoren, tipave të analizave strukturore dhe teknikave të vlerësimit.

Paragrafi vijues prezanton shkurtimisht disa pika kyçe të shkëputura nga literatura ndërkombëtare që trajton kurbat e brishtësisë dhe vlerësimin e dëmtimeve në struktura.

5.2 Vështrim i shkurtër mbi literaturën ndërkombëtare

5.2.1 Shkallët e dëmtimit dhe vulnerabiliteti në literaturën ndërkombëtare

Për strukturat betonarme ekziston tashmë një literaturë e gjerë referuar studimit të dëmtimeve. Punime eksperimentale të shumta janë kryer dhe vazhdojnë të kryhen. Për sa i përket strukturave me muraturë, zhvillimet janë relativisht më të ngadalta se sa ato në strukturat betonarme. Kjo mund të jetë rezultat edhe i kompleksitetit të muraturës si material strukturor gjë që shkakton vështirësi në nxjerrjen e përfundimeve gjithëpërfshirëse. Nga ana tjetër, ndërtimet me muraturë janë ende mjaft të përhapura dhe përbëjnë një përqindje të lartë të strukturave ekzistuese si në botë ashtu edhe në vendin tonë.

E një rëndësie të veçantë është metodologjia HAZUS, e zhvilluar nga *Federal Emergency Management Agency* (FEMA) – Agjencia Federale e Menaxhimit të Emergjencave në SHBA. HAZUS përmbledh punën voluminoze eksperimentale dhe teorike në fushën e vlerësimit të dëmtimeve dhe vulnerabilitetit të strukturave në përgjithësi. Kjo metodologji përfshin edhe strukturat prej murature, prandaj është mbajtur në konsideratë gjatë zhvillimit të temës.

HAZUS përshkruan katër gjendje dëmtimi, secila prej të cilave shoqërohet me një kurbë në formatin "*reagim spektral – probabilitet kalimi i gjendjes së dëmtimit*" (Fig. 5.4).

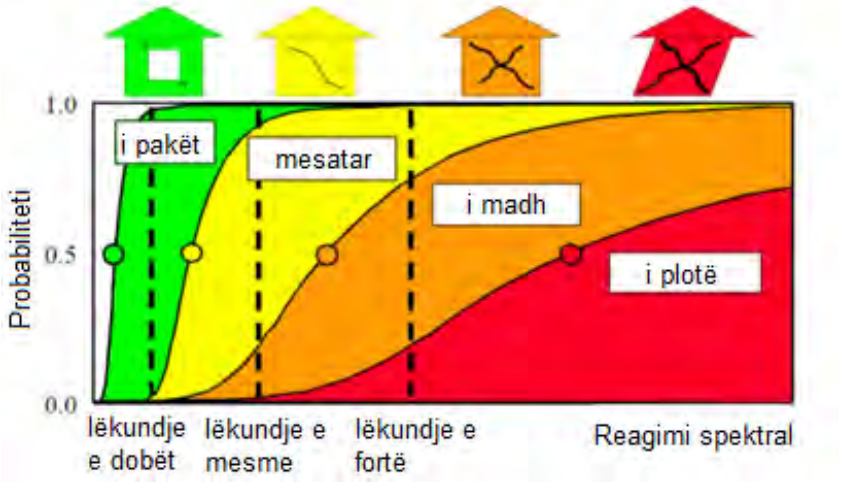


Fig. 5.4 Gjendjet e dëmtimit dhe kurbat e brishtësisë sipas HAZUS (figura e shkëputur nga HAZUS-MH, (FEMA))

Në HAZUS, por edhe në botime e artikuj të ndryshëm, zakonisht propozohen dëmtime në katër shkallë: dëmtim i pakët (ose i lehtë), mesatar (ose i moderuar), i madh (i lartë) dhe dëmtim i plotë, shembje ose prag-shembje.

Një mënyrë për vlerësimin e kufijve përcaktues për gjendjet e dëmtimit është nëpërmjet krahasimit të deformimeve (ose drifteve, ose zhvendosjeve spektrale) në kurbën e idealizuar të kapacitetit të strukturës. P.sh., kufijtë e Tab. 5.1 janë përdorur në udhëzuesin *WP4 RISK-EU: Vulnerabiliteti i ndërtesave ekzistuese* (Milutinovic, etj., 2003).

Tab. 5.1 Kufijtë e propozuar nga UNIGE[18] dhe CIMNE[19] në WP4 RISK-EU (Milutinovic, etj., 2003)

Shkalla e dëmtimit	Përkufizimi	Kufijtë e zhvendosjes spektrale D (D_y është zhvendosja spektrale e rrjedhshmërisë, D_u zhvendosja fundore)
0	Asnjë dëmtim	$D < 0.7D_y$
1	Dëmtim i lehtë	$0.7D_y \le D < 1.0D_y$
2	Dëmtim i moderuar	$1.0D_y \le D < D_y + D_{uy}$
3	Dëmtim i madh	$D_y + D_{uy} \le D < D_u$
4	Dëmtim shumë i rëndë	$D_u \le D$
Shënim: $D_{uy} = 0.25(D_u - D_y)$		

Udhëzuesi i lartpërmendur është konsideruar në këtë studim pasi ai i referohet qyteteve të ndryshme evropiane, një pjesë e të cilave gjenden në kushte të përafërta me Shqipërinë për sa i përket teknikave të zbatimit të punimeve, rrezikut sizmik dhe moshës së ndërtesave.

5.2.2 Përdorimi i Indeksit të Dëmtimit

Një mënyrë tjetër për të vlerësuar shkallën e dëmtimeve është nëpërmjet Indekseve të Dëmtimit (*ID*). Një indeks i tillë merr vlera numerike në varësi të parametrave të kapacitetit strukturor dhe të kërkesës sizmike për strukturën. Duke i krahasuar vlerat numerike të indeksit me kufijtë e paracaktuar për secilën shkallë dëmtimi arrijmë të vlerësojmë gjendjen e dëmtimit të pritshëm. Përparësitë kryesore të *ID* që kanë shërbyer edhe gjatë zhvillimit të temës janë:

- paraqitja mjaft praktike, e cila lejon përpunimin e rezultateve dhe mundëson përdorimin e teknikës së simulimeve Monte Carlo pa ndërlikime të mëdha;
- aftësia e këtij indeksi për të marrë parasysh ndikimin e ngarkimit ciklik në rritjen e shkallës së dëmtimeve që pëson një strukturë;

Punime shkencore të shumta janë realizuar në fushën e vlerësimit të dëmtimeve në struktura betonarme. Veçanërisht i përdorur dhe i cituar deri në ditët tona është artikulli i Park Y-J dhe Ang A H-S. në vitin 1985, botuar në "*Journal of Structural Engineering, ASCE*" (Park, etj., 1985), në të cilin propozohet përdorimi i një *ID* për vlerësimin e shkallës së dëmtimit për elementët betonarme. Indeksi i propozuar nga Park dhe Ang ka gjetur përdorim të gjerë edhe për shkak të lehtësisë që ofron në aplikim. Kështu, për elementët betonarme, *ID* sipas Park & Ang ($ID_{P\&A}$) jepet nëpërmjet barazimit të mëposhtëm:

$$ID_{P\&A} = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE_h}{\delta_u \cdot P_y} \tag{5.1}$$

ku δ_m është deformimi maksimal që arrin elementi strukturor gjatë veprimit sizmik të konsideruar, δ_u përfaqëson aftësinë kufitare në deformim, P_y është rezistenca në rrjedhshmëri e elementit, dE_h është diferenciali i energjisë histerezis dhe β është një faktor konstant që merr parasysh ndikimin e ngarkimit ciklik në shkallën e dëmtimit të elementit.

5.2.3 Metoda LM2 sipas RISK-EU

5.2.3.1 Përshkrimi i metodës

Metoda LM2 (metodë e nivelit të dytë) që ndjek përgjithësisht qasjen e përdorur në metodologjinë HAZUS, e paraqitur në projektin RISK-EU (Milutinovic, etj., 2003) ka në thelb të saj ndërtimin e

[18] Università degli Studi di Genova, Itali
[19] International Centre for Numerical Methods in Engineering of Barcelona, Spanjë

modeleve të përshtatshëm që përshkruajnë kapacitetin e strukturave dhe ndërtimin e kurbave të brishtësisë të tyre. Kapaciteti i strukturave sipas kësaj metode përfaqësohet nëpërmjet kurbave të përftuara nga analizat statike jolineare me ngarkim gradual ("*pushover*") të cilat shprehin marrëdhënien globale forcë – zhvendosje në drejtimin horizontal. Modelet e kapacitetit në këtë mënyrë përfaqësojnë reagimin e strukturës për tonin e parë të lëkundjeve vetjake, duke supozuar se është pikërisht ai që mbizotëron në zhvillimin e dëmtimeve në strukturë. Nga ana tjetër, modelet e brishtësisë paraqesin probabilitetin që një strukturë të kalojë një gjendje dëmtimi të caktuar.

LM2 e përfaqëson kërkesën sizmike nëpërmjet spektrave joelastikë, të ndërtuar për vendin konkret duke marrë parasysh edhe sjelljen e strukturës jashtë fazës elastike. Si kapaciteti (kurba "pushover") ashtu edhe kërkesa sizmike paraqiten në formatin *Sa-Sd* (ordinata nxitim spektral *Sa*, abshisa zhvendosje spektrale *Sd*), ose siç njihet në literaturë ADRS (Acceleration-Displacement Response Spectra). Ndërkohë, kurbat e brishtësisë paraqiten në sistem koordinativ në të cilin abshisa është zhvendosje spektrale (*Sd*) ndërsa ordinata shpreh *probabilitetin me kusht* të arritjes ose kalimit të një gjendje dëmtimi të caktuar. Duke shënuar me *Ds* gjendjen e dëmtimit dhe *ds* zhvendosjen spektrale, ordinatat e kurbës së brishtësisë do shprehnin probabilitetin P(*Ds*≥*ds*).

5.2.3.2 Mënyra e vlerësimit të dëmtimeve në struktura

Si hap i parë i procedurës për vlerësimin e dëmtimeve në një strukturë sipas metodës LM2 është zgjedhja e modelit përfaqësues të ndërtesës (ose grupit të ndërtesave) në varësi të materialit bazë të ndërtimit, sistemit strukturor, klasës së lartësisë, performancës së pritur ose të vëzhguar etj. Më tej, hapi i dytë është ndërtimi i modelit të kapacitetit dhe shndërrimi i tij në një spektër të kapacitetit. Hapi i tretë është modelimi i kërkesës sizmike për vendin e ndërtimit. Duke gjetur pikë-prerjen e spektrave të kapacitetit dhe të kërkesës sizmike, përftohet zhvendosja e synuar (pika e performancës), e cila përfaqëson reagimin e pritshëm (ose performancën) e strukturës për atë kërkesë sizmike, duke përbërë kështu hapin e katërt të procedurës. Hapi i fundit (i pestë) është ndërtimi i modelit të brishtësisë dhe vlerësimi i shkallës së pritshme të dëmtimeve për strukturën ose grupin e strukturave të trajtuara.

5.2.3.3 Modelimi i brishtësisë

Një model brishtësie "*fragility model*" (p.sh. si ai në Fig. 5.5) konsiston në një grup kurbash brishtësie që përfaqësojnë probabilitetin e kalimit të një gjendje të caktuar dëmtimi. Numri i kurbave është i barabartë me numrin e gjendjeve të dëmtimit të konsideruara. Në metodën LM2 të RISK-EU konsiderohen katër gjendje dëmtimi, të emërtuara:

- i lehtë ("*minor"*);
- mesatar ("*moderate"*);
- i rëndë ("*severe"*);
- shembje ("*collapse*").

të cilat karakterizohen nga përshkrimet dhe "indekset e humbjeve" të përmbledhur në tabelën e mëposhtme. Këto indekse janë një tregues i humbjeve që pëson struktura në rastin e një ngjarjeje sizmike që shkakton dëmtimet e paraqitura në tabelë. Të dhëna të hollësishme janë paraqitur në (Milutinovic, etj., 2003).

Tab. 5.2 Shkallët e dëmtimeve dhe indekset e humbjeve sipas RISK-EU dhe metodës LM2 për ndërtesat me muraturë

Shkalla e dëmtimit	Emërtimi i shkallës së dëmtimit			Përshkrimi	Indekset e humbjeve, LM2, IZIIS
	LM1	LM2	FEMA/NIBS (HAZUS)		
0 (D0)	asnjë	asnjë	asnjë	asnjë dëmtim	0.0
1 (D1)	i lehtë (*slight*)	i pakët (*minimal*)	i lehtë (*slight*)	dëmtim i papërfillshëm deri në "i lehtë"	<0.2
2 (D2)	mesatar (*moderate*)	mesatar (*moderate*)	mesatar (*moderate*)	i lehtë strukturor, mesatar jostrukturor	0.20-0.30
3 (D3)	i konsiderueshëm deri i rëndë (*substantial to heavy*)	i rëndë (*severe*)	i madh (*extensive*)	mesatar strukturor, i rëndë jostrukturor	0.30-0.40
4 (D4)	shumë i rëndë (*very heavy*)	shembje (*collapse*)	i plotë (*complete*)	i rëndë strukturor, shumë i rëndë jostrukturor	0.40-0.50
5 (D5)	shkatërrim (*destruction*)			shumë i rëndë strukturor, prag-shembje ose shembje e plotë	>0.50

Kurbat e brishtësisë sipas Metodës LM2 karakterizohen nga një shpërndarje LogNormale me vlera mesatare dhe shmangie mesatare kuadratike LogNormale (të shënuar me β në RISK-EU) të ndryshme për secilën gjendje dëmtimi (shih Fig. 5.5).

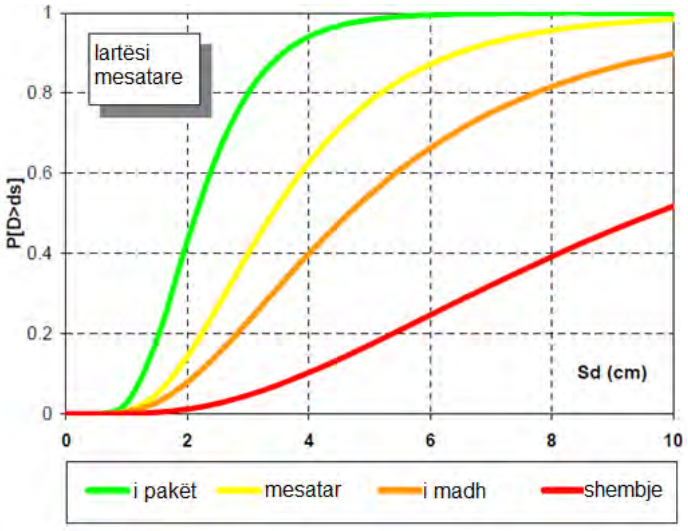


Fig. 5.5 Shembull i kurbave të brishtësisë (IZIIS, RC1/CBA; lartësi mesatare) – figurë e shkëputur nga (Milutinovic, etj., 2003)

Meqenëse kurbat e brishtësisë përfaqësojnë shpërndarje LogNormale të ndryshores së rastit "zhvendosje spektrale *Sd*", funksioni i një kurbe do jetë:

$$P[ds \mid S_d] = \Phi\left[\frac{1}{\beta_{ds}} \ln\left(\frac{S_d}{\overline{S}_{d,ds}}\right)\right] \tag{5.2}$$

ku

S_d është zhvendosja spektrale;

$\overline{S}_{d,ds}$ është vlera mesatare e zhvendosjes spektrale për të cilën ndërtesa arrin një gjendje të caktuar dëmtimi *ds*;

β_{ds} është shmangia mesatare kuadratike e logaritmit natyror të zhvendosjes spektrale të gjendjes së dëmtimit *ds*;

Φ është funksioni kumulativ i shpërndarjes Normale Standarde.

Për ndërtesat me muraturë, vlerësimi i parametrave të mësipërm që karakterizojnë kurbat e brishtësisë sipas RISK-EU dhe Metodës LM2 mbështetet në driftin si përcaktues i shkallës së dëmtimit. Kufijtë e driftit për të cilin arrihen gjendjet e dëmtimit të marra në shqyrtim përmblidhen në tabelën e mëposhtme.

Tab. 5.3 Driftet për të cilat arrihen gjendjet e caktuara të dëmtimit sipas WP4 RISK-EU (Milutinovic, etj., 2003)

shkalla e dëmtimit	përkufizim	kufijtë e zhvendosjeve (sipas AUTh[20] në WP4)	kufijtë e zhvendosjes spektrale (sipas UNIGE dhe CIMNE në WP4)
0	asnjë dëmtim	$\Delta < 0.7\ \Delta_y$	$D<0.7D_y$
1	dëmtim i lehtë (i pakët)	$0.7\Delta_y < \Delta < 0.7\ \Delta_y + 0.05\ \Delta_{uy}$	$0.7D_y \le D < 1.0D_y$
2	dëmtim mesatar	$0.7\Delta_y + 0.05\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.2\Delta_{uy}$	$1.0D_y \le D < D_y + D_{uy}$
3	dëmtim i rëndë	$0.7\Delta_y + 0.20\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 0.5\Delta_{uy}$	$D_y + D_{uy} \le D < D_u$
4	dëmtim shumë i rëndë	$0.7\Delta_y + 0.50\Delta_{uy} < \Delta < 0.7\Delta_y + 1.0\ \Delta_{uy}$	$D_u \le D$
		$\Delta_{uy} = 0.9\ \Delta_u - 0.7\ \Delta_y$	$D_{uy} = 0.25\ (D_u - D_y)$

Shkalla e ndryshueshmërisë që lidhet me secilën gjendje dëmtimi merret si një kombinim i tre faktorëve që kontribuojnë në 'të:

β_C – përfaqëson shmangien mesatare kuadratike LogNormale të kurbës së kapacitetit;

β_D– përfaqëson shmangien mesatare kuadratike LogNormale të spektrit të kërkesës;

$\beta_{M(Sds)}$ – përfaqëson shmangien mesatare kuadratike LogNormale që përshkruan pasiguritë në vlerësimin e mesatares për të cilën caktohen kufijtë e shkallëve të dëmtimit, *ds*;

Atëherë, shmangia mesatare kuadratike LogNormale që përfaqëson shkallën e ndryshueshmërisë së plotë për gjendjen e dëmtimit *ds* merret nga një procedurë matematikore që përfshin edhe konvolucionin e funksioneve të shpërndarjeve (Milutinovic, etj., 2003).

Një mënyrë alternative e modelimit të brishtësisë është përdorimi i Analizave Jolineare në Fushën Kohore, e cila në RISK-EU u përdor nga instituti IZIIS. Sipas kësaj mënyre, vlerësimi i parametrave të shpërndarjes për gjendjet e ndryshme të dëmtimit merret drejtpërdrejt nga analiza statistikore e rezultateve që përftohen nga kryerja e analizave në fushën kohore, të cilat në RISK-EU u kryen për 7 akselerograma karakteristike për territorin e Republikës së Maqedonisë të shkallëzuara për nxitime

[20] Aristotle University of Thessaloniki, Greqi

të truallit nga 0.02*g* deri në 0.55*g*. Metoda e zhvilluar nga IZIIS referohet në RISK-EU dhe në paragrafët vijues si "*Metoda IZIIS WP4 WG*".

5.2.3.4 Metoda IZIIS WP4 WG

Metoda IZIIS WP4 WG (Milutinovic, etj., 2003) është zhvilluar faktikisht për ndërtesat betonarme, por ajo është gjykuar si e përshtatshme për aplikim në strukturat prej murature me kusht që të përcaktohet një "indeks dëmtimi" i përshtatshëm për këto tip' strukturash.

Gjendjet e dëmtimit sipas kësaj qasjeje përcaktohen nga një "Indeks Dëmtimi" në kufijtë e treguar në tabelën vijuese (Tabela 4.8[21] e WP4). Metoda mbështetet në Indeksin e Dëmtimit të Park & Ang (për strukturat betonarme).

Tab. 5.4 Kufijtë e Indeksit të Dëmtimit të Park & Ang për strukturat betonarme

Shkalla e dëmtimit	Përkufizimi	Kufijtë e Indeksit të Dëmtimit
0	Asnjë dëmtim	< 0.10
1	Dëmtim i pakët	0.10 – 0.25
2	Dëmtim mesatar	0.25 – 0.40
3	Dëmtim i madh	0.40 – 1.00
4	Shembje	> 1.00

Për ndërtimin e kurbave të brishtësisë bazuar në këtë qasje ndiqen hapat e mëposhtëm:

1. indekset globale të dëmtimit korrelohen me zhvendosjet spektrale përkatëse në majë të sistemit ekuivalent me një shkallë lirie;
2. për zhvendosje spektrale të diskretizuara në çdo 0.5 deri 1.0cm modelohet shpërndarja e Indeksit të Dëmtimit nëpërmjet një ligji Normal nga ku llogaritet mesatarja e vlerave të indeksit DI_{av}[22] dhe shmangia mesatare kuadratike σ_{DI} (ilustruar në figurën e mëposhtme, figura 4.2 e WP4).

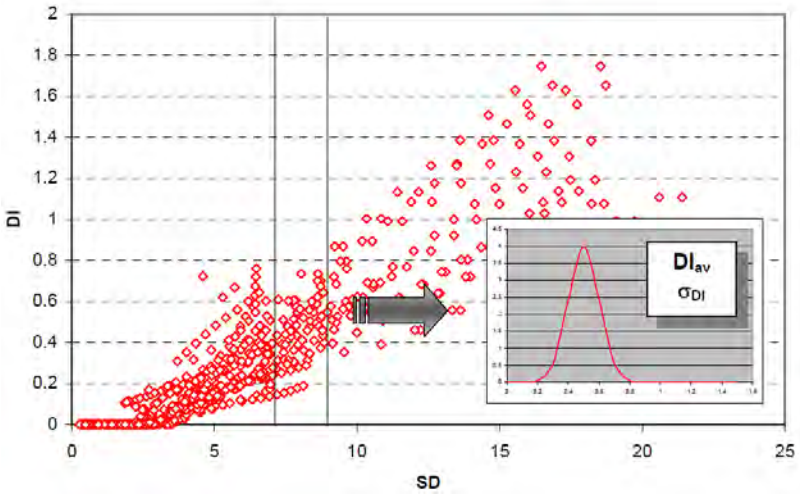


Fig. 5.6 Analiza e shpërndarjes së S_d dhe DI sipas metodës IZIIS WP4 WG (figura e shkëputur nga WP4, figura 4.2)

[21] Tabela 4.8, numri i faqes 69
[22] shënimet dhe simbolet janë ruajtur si në materialin RISK EU WP4 për të lehtësuar orientimin në 'të.

3. vlerësohet probabiliteti P[$DI \geq DI_K$] që Indeksi i Dëmtimit të jetë më i madh se ai kufitar DI_K i dhënë në Tab. 5.4. Për shpërndarje Normale, ky probabilitet mund të vlerësohet thjesht nëpërmjet barazimit:

$$\mathrm{P}\left[DI \geq DI_K\right] = 1 - \Phi\left[\frac{DI_K - DI_{av}}{\sigma_{DI}}\right] \tag{5.3}$$

4. parametrat e kurbave të brishtësisë vlerësohen më tej duke supozuar shpërndarje LogNormale dhe duke realizuar analizë regresi mbi vlerat diskrete të probabiliteteve P[$DI \geq DI_K$] për vlerë mesatare të zhvendosjes spektrale për një nivel të caktuar dëmtimi.

5.2.4 Ndërtimi i kurbave të brishtësisë mbështetur në analiza probabilitare jolineare sipas Rota, Penna dhe Magenes

5.2.4.1 Veçoritë e metodës

Në një artikull të botuar në Engineering Structures[23], autorët Rota, Penna dhe Magenes kanë paraqitur një metodologji për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për ndërtesat me muraturë mbështetur në analiza jolineare probabilitare (Rota, etj., 2010).

Gjendjet e dëmtimit të konsideruara nga autorët e punimit të mësipërm janë:

DS1 – gjendja e dëmtimit 1, përfaqëson arritjen e zhvendosjes së rrjedhshmërisë në kurbën e idealizuar bilineare të kapacitetit, e matur eksperimentalisht për model të thjeshtuar murature;

DS2 – gjendja e dëmtimit 2, përcaktohet nga drifti që i korrespondon në modelin eksperimental plasaritjes së parë nga forca prerëse;

DS3 – gjendja e dëmtimit 3, përcaktohet në modelin strukturor global (kompjuterik) dhe përkon me çastin e arritjes së forcës prerëse në bazë maksimale;

DS4 – gjendja e dëmtimit 4, përcaktohet gjithashtu në modelin global dhe i takon rënies së forcës prerëse në deri 80% të vlerës maksimale (për zhvendosje më të madhe se ajo që i takon gjendjes DS3).

Sipas (Rota, etj., 2010), nuk është e mundur të përcaktohet në mënyrë analitike një gjendje dëmtimi që përfaqëson shembjen e strukturës, prandaj gjendja e katërt e dëmtimit është përkufizuar në nivelin e forcës prerëse në bazë të barabartë me 80% të vlerës maksimale të arritur. Ky nivel është gjykuar si i drejtë dhe i përshtatshëm edhe në studime të tjera.

Metoda e propozuar përfshin kryerjen e dy tipa analizash strukturore:

- analiza statike jolineare me ngarkim gradual ("*pushover*");
- analiza dinamike të përshkallëzuara "*inkrementale*" (seri analizash në fushën kohore me përshkallëzim rritës);

Nëpërmjet analizës statike jolineare me ngarkim gradual, kombinuar me prova eksperimentale, autorët e lartpërmendur propozojnë nxjerrjen e marrëdhënies midis zhvendosjes së strukturës në

[23] konkretisht: Engineering Structures 32 (2010), faqet 1312 – 1323 – A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses.

majë dhe probabilitetit të arritjes ose kalimit të një gjendjeje dëmtimi. Kjo realizohet duke zhvilluar simulime Monte Carlo mbi parametrat hyrës në analizat strukturore.

Nga analiza statistikore e kurbave të përftuara nëpërmjet simulimeve, autorët vlerësuan parametrat statistikorë të shpërndarjes së pikave (forcë – zhvendosje) karakteristike të kurbave. Për gjendjet e dëmtimit DS1 dhe DS2, autorët analizuan lidhjen midis zhvendosjeve dhe zhvillimit të dëmtimeve me ndihmën e provave laboratorike mbi kampionë të thjeshtë, ndërsa gjendjet DS3 dhe DS4 u studiuan nëpërmjet analizave strukturore globale.

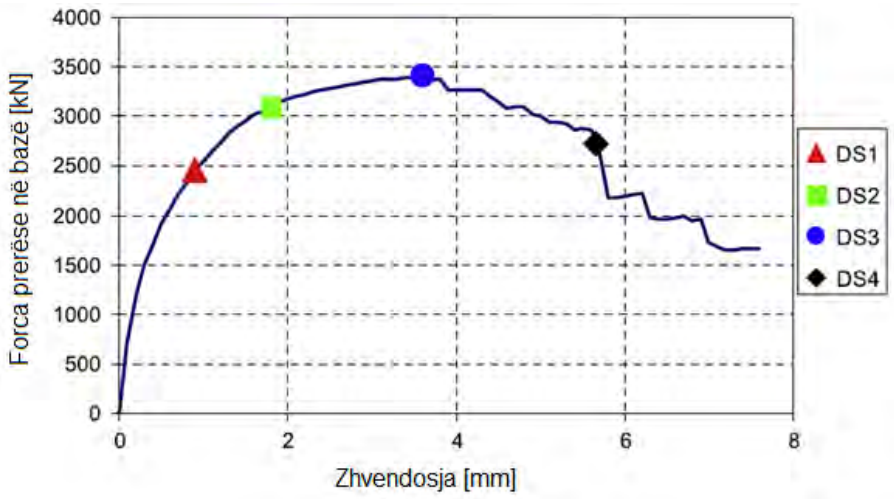


Fig. 5.7 Përcaktimi i gjendjeve të dëmtimit në kurbën "pushover" (Figura 2 në (Rota, etj., 2010))

Si mjet për realizimin e simulimeve Monte Carlo, u përdor nga autorët programi kompjuterik STAC, i zhvilluar nga CIMNE (Qendra Ndërkombëtare për Metodat Numerike në Inxhinieri – *International Centre for Numerical Methods in Engineering*).

Më tej, për të arritur një vlerësim probabilitar të kërkesës sizmike (të shprehur në terma të zhvendosjes në kreun e strukturës) në varësi të nxitimit maksimal të truallit, autorët zhvilluan analiza në fushën kohore të strukturës, duke përdorur 7 akselerograma, të shkallëzuara për nivele të nxitimit sizmik nga 0.05*g* deri në 0.3*g*. Shpërndarja e rezultateve të përftuara nga analizat e mësipërme bëri të mundur ndërtimin e grafikëve të mëposhtëm, që përfaqësojnë probabilitetin që të mos kalohet një zhvendosje e caktuar e strukturës për një nxitim të dhënë sizmik të truallit.

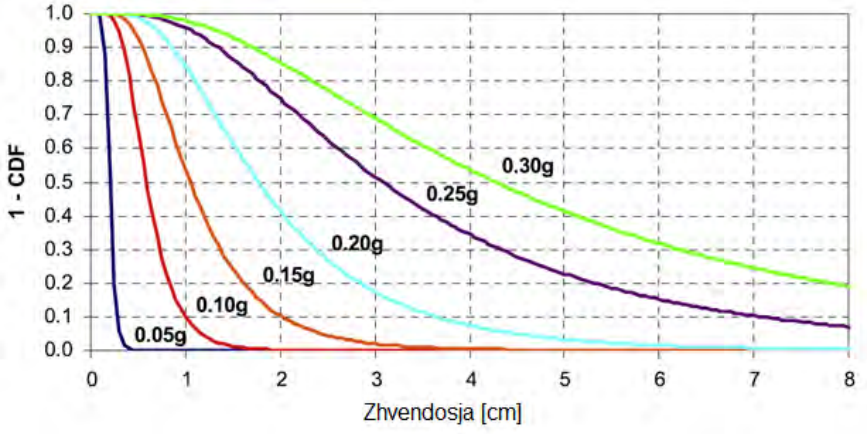


Fig. 5.8 Përcaktimi i gjendjeve të dëmtimit në kurbën "pushover" (Figura 15 në (Rota, etj., 2010))

Shprehur ndryshe, grafikët që dalin në përfundim të analizave në fushën kohore janë të barabartë me [1 – *Funksioni kumulativ i shpërndarjes CDF në varësi të zhvendosjeve*]. Autorët kanë zgjedhur këtë format në mënyrë që në hapin pasardhës të mund të kryejnë konvolucionin e dy funksioneve probabilitare sipas barazimit të mëposhtëm për të përftuar probabilitetet për të cilat një gjendje e caktuar dëmtimi kalohet për një nxitim të caktuar sizmik:

$$P_f(nxitimi\ sizmik\ PGA) = \int_0^{\infty} \left[1 - F_{D|PGA}(\alpha)\right] f_C(\alpha)\, d\alpha \tag{5.4}$$

Në ekuacionin (5.4), madhësitë pjesëmarrëse janë:

$F_{D|PGA}$ është funksioni kumulativ i shpërndarjes së kërkesës sizmike (të shprehur në zhvendosje) për një nivel të caktuar të PGA (përftuar nga analizat në fushën kohore);

f_C është densiteti i probabilitetit të kapacitetit (shprehur në zhvendosje) për gjendjen e dëmtimit të konsideruar (përftuar nga analizat statike jolineare);

Për secilin nivel të *PGA*-së, përftohen kështu 4 pika, secila prej të cilave i përkon probabilitetit që një gjendje e caktuar dëmtimi të kalohet për atë nxitim sizmik. Duke e përsëritur llogaritjen për të gjithë nivelet e *PGA* për të cilat janë zhvilluar analiza në fushën kohore, përftohet një tërësi pikash që jep kurbat e brishtësisë nëse përafrohet me një funksion Lognormal të shpërndarjes (Rota, etj., 2010).

5.2.4.2 Kurbat e brishtësisë të përftuara.

Autorët (Rota, etj., 2010) e aplikuan metodikën e propozuar për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për një ndërtesë me tre kate të ndodhur në jug të Italisë, ndërtuar në vitin 1952. Ndërtesa ka përmasa në plan 17.7m dhe 14.3m, me një lartësi të plotë prej 11.05m.

Modelimi strukturor u krye në programin TREMURI. Kurbat e përftuara nëpërmjet procedurës së paraqitur në paragrafin e mëparshëm jepen më poshtë.

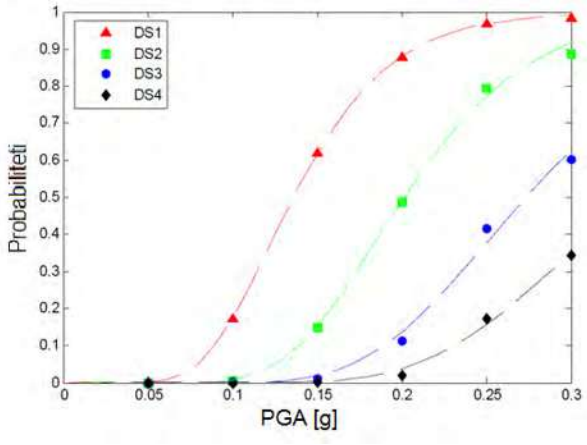


Fig. 5.9 Kurbat e brishtësisë të paraqitura nga (Rota, etj., 2010)

Në kurbat e mësipërme, DS1 deri DS4 janë shënuar gjendjet e dëmtimit.

5.2.5 Indeksi i Dëmtimit për strukturat me muraturë

Për strukturat me muraturë mungon një indeks dëmtimi i përdorur gjerësisht siç është $ID_{P\&A}$ për strukturat betonarme. Megjithatë, janë realizuar studime edhe për strukturat me muraturë me qëllim nxjerrjen e një indeksi të përshtatshëm për vlerësimin e shkallës së dëmtimit. Në këtë studim është përdorur metodika e propozuar nga Kwok dhe Ang (Kwok, etj., 1987), e cila sugjeron një indeksi dëmtimi si më poshtë:

$$ID_{K\&A} = D_u + D_e \tag{5.5}$$

Në barazimin e mësipërm, D_u përfaqëson kontributin e zhvendosjeve të mëdha ndërsa D_e kontributin e energjisë së disipuar gjatë një ngjarjeje sizmike në dëmtimin strukturor të muraturës. Dy madhësitë e barazimit të mësipërm shprehen si vijon (duke ruajtur simbolikën e Kwok dhe Ang):

$$D_u = \frac{u_m}{u_f} \tag{5.6}$$

dhe

$$D_e = \varepsilon \frac{\int dE}{q_u u_f} \tag{5.7}$$

Nëse vendosim (5.6) dhe (5.7) në shprehjen (5.5) marrim shprehjen e $ID_{K\&A}$ mjaft të ngjashme në formë me $ID_{P\&A}$:

$$ID_{K\&A} = \frac{u_m}{u_f} + \varepsilon \frac{\int dE}{q_u u_f} \tag{5.8}$$

ku u_m është zhvendosja maksimale që arrin muratura gjatë veprimit sizmik të konsideruar, u_f përfaqëson deformimin për të cilin shkatërrohet muratura, q_u është kapaciteti fundor në prerje, dE_h është diferenciali i energjisë histerezis dhe ε është një konstante që kalibron ndikimin e energjisë histerezis në përcaktimin e ID.

Sipas Kwok & Ang, përgjithësisht *ID* llogaritet në nivel elementi dhe më tej bëhet llogaritja e indeksit të plotë të dëmtimit në funksion të kontributit të secilit element strukturor në energjinë e plotë potenciale të deformimit të strukturës.

5.3 Shkallët e propozuara të dëmtimit

Për secilën nga shkallët e dëmtimit që janë përdorur në këtë studim, në vijim janë dhënë përshkrime të dëmtimeve që pëson struktura prej murature. Përshkrimet janë bazuar veçanërisht në shkallën MSK 64, pasi edhe kalibrimi i Indeksit të Dëmtimit në këtë studim është bërë për të dhëna mbi pasojat e tërmeteve në vendin tonë referuar kësaj shkalle. Ndarja në katër shkallë dëmtimi lidhet me praktikën ndërkombëtare në fushën e vlerësimit të dëmtimeve (shih p.sh. paragrafin 5.2).

5.3.1 Dëmtime të lehta

Në këtë punim, një ndërtesë murature do konsiderohet se pëson "dëmtime të lehta" në rast se pas ngjarjes sizmike ajo është plotësisht në shërbim, pa ndërhyrje për riparimin e saj. Megjithatë, në ndërtesë mund të vihen re dëmtime të elementëve jostrukturorë si p.sh. plasaritje suvaje, etj.

Fig. 5.10 Shembuj të dëmtimeve të lehta nga tërmeti i 15 prillit 1979, imazhet nga (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980)

Në figurën e mësipërme tregohen shembuj të dëmtimeve që mund të klasifikohen si "të lehtë", të shkaktuar nga tërmeti i 15 prillit 1979 në Shqipëri, shkëputur nga (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980). Një shembull tjetër i dëmtimeve të lehta mund të konsiderohet Fig. 2.22 (dëmtimet e shkollës së Belsh, gjatë tërmetit të 19 maj 2014).

5.3.2 Dëmtime mesatare

Ndërtesa prej murature do konsiderohet se pëson "dëmtime mesatare" nëse pas ngjarjes sizmike ajo ruan funksionet e saj (shërben përsëri) pas kryerjes së riparimeve të ndryshme. Ndërhyrjet riaftësuese në këtë rast mund të jenë riparim suvaje, riparim plasaritjesh strukturore e deri në rindërtim të pjesshëm të elementëve strukturorë të caktuar.

Në çdo rast, dëmtimet e përfshira në këtë grupim janë të tilla që nuk cenojnë integritetin strukturor të ndërtesës. Megjithatë, riparimet janë të nevojshme për funksionim normal, për shkaqe estetike dhe për mbrojtje nga përkeqësimi i mëtejshëm në ngjarjet pasardhëse sizmike.

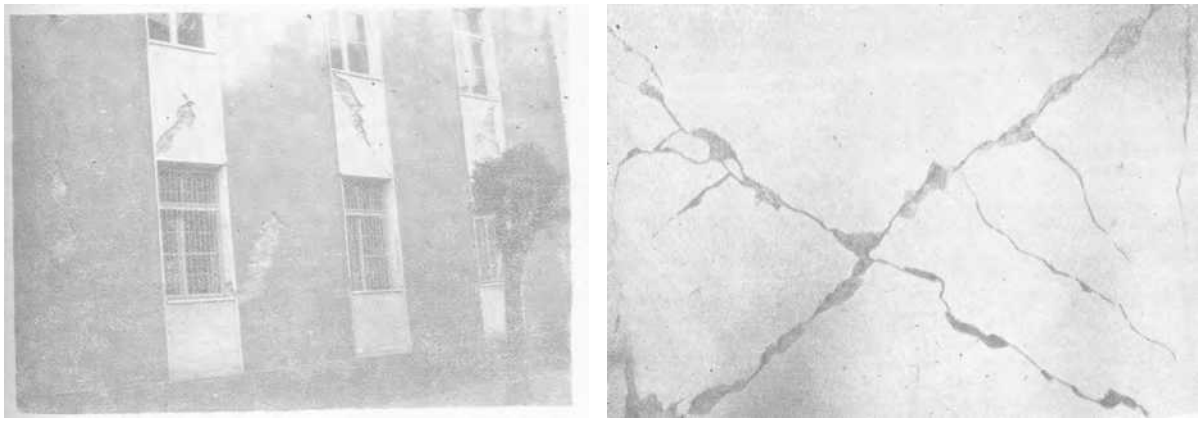


Fig. 5.11 Shembull i dëmtimeve mesatare nga tërmeti i 15 prillit 1979 (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980) – figura majtas: çarje të prerjes në ndërtesën e Komitetit Ekzekutiv të Këshillit Popullor të rrethit Lezhë; figura djathtas: çarje në murin e një banese në Bushat

Shembulli i dhënë në figurat më sipër i referohet përsëri tërmetit të 15 prillit 1979 (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980).

5.3.3 Dëmtime të rënda

Ndërtesa do konsiderohet se pëson "dëmtime të rënda" në rastin kur pas ngjarjes sizmike ajo nuk mund të rivihet në përdorim pa kryer më parë ndërhyrje në strukturë për riaftësimin e saj. Dëmtimet mund të jenë deri në shkatërrim të disa elementëve strukturë dhe ndërhyrjet mund të kërkojnë rindërtimin e plotë të tyre. Pas ndërhyrjeve të përshtatshme dhe me kosto të pranueshme, ndërtesa rikthehet në gjendje të plotë shërbimi.

Fig. 5.12 Shembull i një dëmtimi të rëndë, shtëpi në Obot të Shkodrës e dëmtuar nga tërmeti i 15 prillit 1979 (Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike, 1980)

Edhe shembulli i mësipërm i referohet tërmetit të 15 prillit 1979.

5.3.4 Prag-shembje

Në gjendjen e dëmtimit "Prag-shembje" do përfshihen gjendjet e mundshme që kërkojnë rindërtim të plotë të ndërtesës për ta rikthyer në shërbim pas ngjarjes sizmike. Për qëllimet e këtij disertacioni, në këtë gjendje dëmtimi përfshihet edhe gjendja e shembjes së plotë, e cila për shkak të vështirësive numerike në modelimin e saj, nuk është konsideruar si gjendje dëmtimi më vete.

Fig. 5.13 Shtëpi e shembur në Pentarë nga tërmeti i 15 prillit 1979

5.4 Procedura e propozuar

Siç u përmend edhe më sipër, kurbat e brishtësisë shprehin probabilitetin e kalimit të një gjendje të caktuar dëmtimi në varësi të një parametri sizmik. Ky i fundit mund të shprehet si "zhvendosje e strukturës", "nxitim maksimal i truallit" etj., ndërsa gjendja e dëmtimit mund të vlerësohet nëpërmjet Indeksit të Dëmtimit.

Procedura e propozuar për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për ndërtesat tipike të shkollave në Shqipëri është një kombinim i metodave të paraqitura në paragrafët 5.2.3 dhe 5.2.4 por ka edhe veçantitë që paraqiten në këtë kapitull. Procedura e përdorur në këtë disertacion përmblidhet në bllok-skemën e Fig. 5.14.

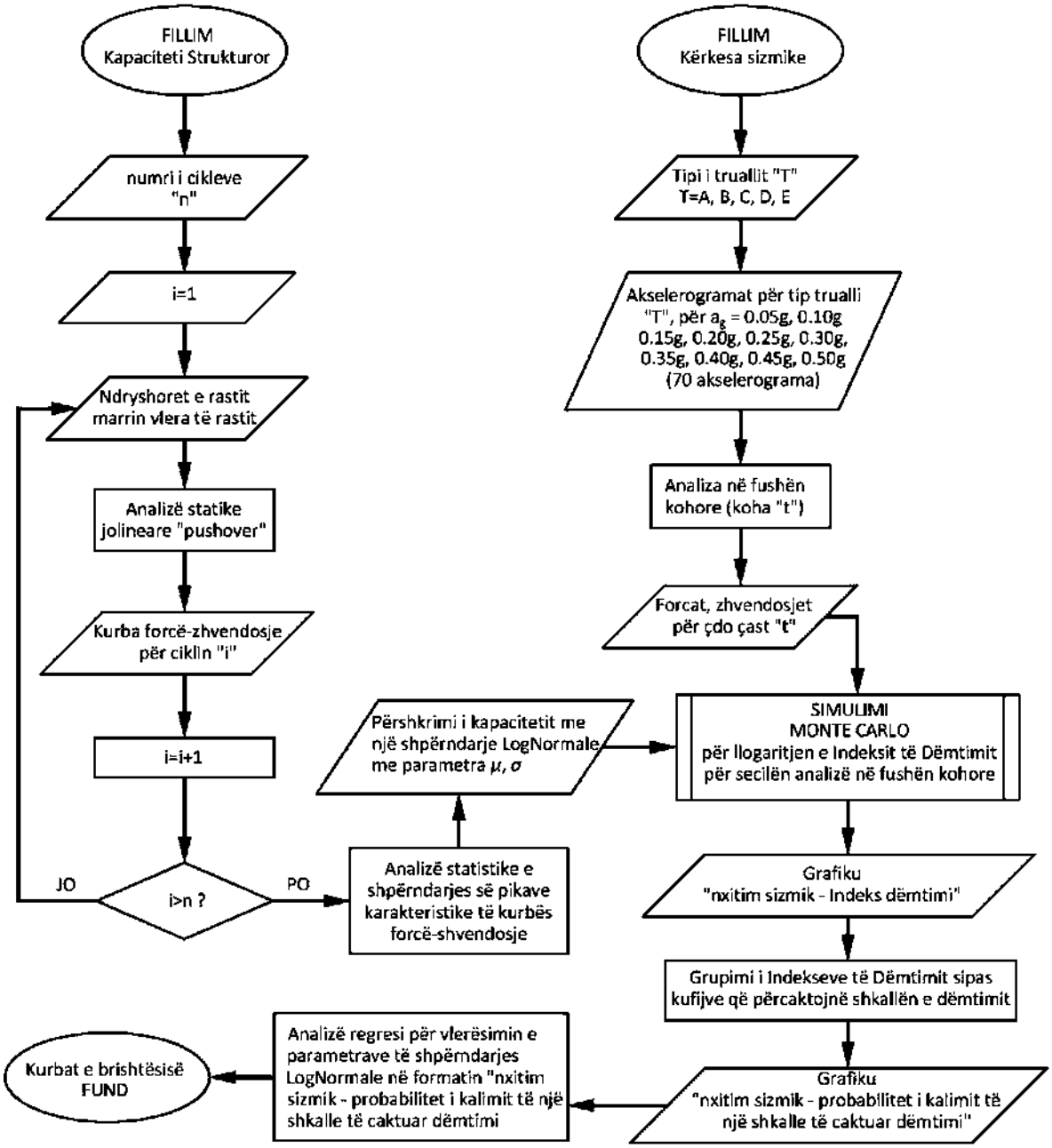


Fig. 5.14 Bllok-skema e procedurës së ndjekur për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për një ndërtesë

Vihet re që bllok-skema ka dy fillime të pavarura. Nga njëra anë bëhet vlerësimi i kapacitetit të strukturës së zgjedhur në terma probabilitarë e nga ana tjetër bëhet vlerësimi i kërkesës sizmike të

shprehur nëpërmjet nxitimit referencë të truallit. Meqenëse shkollat në Shqipëri janë të vendosura në tipa të ndryshme trojesh, është bërë përfshirja e tipit të truallit në procedurën e vlerësimit. Kështu, duke e përsëritur procedurën e Fig. 5.14 për tipat e trojeve të përcaktuara në Eurokodin 8 do merret një panoramë e niveleve të mundshme të dëmtimit të një ndërtese tip për vendndodhje të çfarëdoshme të saj (vendndodhja përcakton tipin e truallit si dhe nxitimin sizmik të pritshëm).

Paragrafët vijues paraqesin më me hollësi secilin nga hapat e procedurës së propozuar.

5.5 Ndryshoret e rastit hyrëse

5.5.1 Ndryshoret e rastit të konsideruara

Për një ndërtesë murature (si ato që do trajtohen në këtë studim) ndryshore hyrëse në një analizë strukturore mund të jenë si vijon.

- *Ngarkesat e ushtruara në soleta nga përdorimi i ndërtesës*. Në çastin që ndodh një ngjarje sizmike, ndërtesa mund të jetë në shfrytëzim normal, mund të jetë bosh ose mund të jetë e ngarkuar në mënyrë të jashtëzakonshme. Ekziston një probabilitet i caktuar (zakonisht i ulët) që ndërtesa të jetë bosh ose e ngarkuar maksimalisht kur bie një tërmet, ekziston gjithashtu një probabilitet (më i lartë zakonisht) që ndërtesa të jetë në shfrytëzim normal gjatë tërmetit. Pra, ngarkesa e ushtruar në soleta është një ndryshore rasti që i përgjigjet një ligji të caktuar. Në rastin e shkollave, për shkak të shfrytëzimit me orare të përcaktuara të ambienteve të brendshme, probabiliteti për të pasur një ngarkim në vlera maksimale ka një shpërndarje të ndryshme nga ndërtesat e banimit.
- *Ngarkesat e përhershme mbi soletë dhe përmasat e elementëve strukturorë*. Edhe ngarkesa e përhershme mbi soletë mund të trajtohet si një ndryshore rasti, ndonëse ndryshueshmëria e saj është krejt e ndryshme nga ajo e ngarkesave të ushtruara si pasojë e shfrytëzimit. Ngarkesat e përhershme mund të trajtohen si ndryshore rasti nëse merret parasysh fakti që gjatë zbatimit të punimeve ndodhin gjithmonë shmangie (sado të vogla) nga përmasat e parashikuara në projekt, ose të peshave vëllimore të materialeve të ndërtimit si pasojë e faktorëve të ndryshëm (poroziteti, kushtet atmosferike, trajtimi i materialeve në kantier etj.).
- *Veçoritë e materialeve*. Veçoritë e materialeve si rezistenca, moduli i elasticitetit apo i prerjes, sjellja jolineare etj., janë ndryshore rasti. Ashtu si edhe ngarkesat e përhershme, ato varen veçanërisht nga cilësia e zbatimit të punimeve.
- *Veprimet sizmike*. Ndër më të lehtat për t'u imagjinuar si ndryshore rasti janë veprimet sizmike, të cilave nuk mund t'u njihet me saktësi as madhësia, as koha e veprimit. Veprimet sizmike nuk janë trajtuar si ndryshore rasti të mirëfillta në këtë studim, por ndryshueshmëria e tyre merr rëndësi në interpretimin e kurbave të brishtësisë, siç do tregohet në vijim.

Në aplikimin e paraqitur, ndryshoreve të marra në konsideratë i shtohet edhe një faktor tjetër që rrit mundësinë e shmangies së tyre nga vlerat nominale. Duke qenë se ndërtesat në studim kanë projekte "tip", ekziston mundësia që të jenë bërë ndryshime gjatë zbatimit të të njëjtit projekt në vende të ndryshme nëpër Shqipëri. Shmangiet nga projekti apo ndryshime të tij mund të jenë bërë për t'u përshtatur më mirë me burimet e zonës, për mbrojtje termike në zona të ftohta ose të nxehta, për të zgjidhur nevoja lokale të shfrytëzimit të ndërtesës etj.

Ndryshoret e rastit hyrëse në analizat statike jolineare ("pushover") të shkollave "tip" në Shqipëri përmblidhen në tabelën vijuese, së bashku me parametrat e shpërndarjes dhe ligjet përkatëse.

Tab. 5.5 Përshkrimi i ndryshoreve të rastit hyrëse

ndryshorja e rastit	njësia	shpërndarja	vlera mesatare	shmangia mes. kuadratike	fraktili[24] karakteristik	vlera karakteristike
rezistenca në shtypje e muraturës	MPa	Normale	2.77	0.4072	50%	2.77
moduli i elasticitetit të muraturës	MPa	Normale	1520.00	228.0000	50%	1520
rezistenca në prerje e muraturës pa presion normal	MPa	Normale	0.100	0.0127	50%	0.10
ngarkesa e përhershme njëtrajtësisht e shpërndarë në soletë	kN/m^2	Normale	3.80	0.5000	50%	3.80
ngarkesa njëtrajtësisht e shpërndarë e ushtruar në soletë	kN/m^2	Normale	2.13	0.4260	98%	3.00
vlera maksimale e ndryshimit të përmasave të hapjeve	cm	Uniforme	kufijtë -10cm / +10cm		-	
rezistenca e llaçit	MPa	Normale	2.65	0.38955	50%	2.65

Për vendosjen e parametrave të shpërndarjes për secilën nga ndryshoret janë përdorur burimet e mëposhtme:

- Literatura ndërkombëtare, veçanërisht (Parisi, etj., 2012) dhe (Sørensen, 2002);
- *Eurokodi* 0 (EN 1990);
- *Gjykimi* mbështetur në kushtet e zbatimit të punimeve në Shqipëri dhe kërkesat e Kushteve Teknike të Projektimit (*KTP*) dhe të Zbatimit (*KTZ*). Fraktilet karakteristike në Tab. 5.5 i referohen më shumë përkufizimeve të KTP se sa Eurokodeve;
- *Përkufizimi i vlerave karakteristike në KTP dhe Eurokode*; Kodet e sotme të projektimit e përkufizojnë vlerën karakteristike të veprimeve ose rezistencave si një fraktil i caktuar i ligjit të shpërndarjes së ndryshores së rastit të tipit "veprim" ose "rezistencë", fakt ky që është përdorur në gjykimin për shmangien mesatare kuadratike të ndryshoreve të marra në konsideratë.

Parametrat e shpërndarjes së vlerave të ndryshoreve të rastit mund të vlerësohen edhe në rrugë eksperimentale. Duke realizuar një numër të madh provash në vend, mund të merret një informacion i vlefshëm për një zgjidhje sa më të saktë dhe reale të problemit. Në mungesë të këtyre provave janë shfrytëzuar burimet e renditura më sipër. Realizimi i provave për saktësimin e parametrave hyrës në këtë analizë mund të jetë një zhvillim i mëtejshëm i temës në të ardhmen. Procedura e llogaritjes është konceptuar në mënyrë të tillë që saktësimi i parametrave të shpërndarjes në të ardhmen të mundësojë nxjerrjen automatike të rezultateve të rifreskuara.

Vihet re në Tab. 5.5 se përveç ngarkesave mbi soletë dhe ndryshoreve që përshkruajnë rezistencën e muraturës, në analizë është konsideruar edhe ndryshimi i madhësisë së hapjeve (dyer, dritare). Një devijim me 10cm në vlerë absolute është gjykuar si i pranueshëm.

[24] fraktili (100p%) ose "p"-kuantili quhet vlera x_p e tillë që probabiliteti që ndryshorja e rastit X të marrë vlerë më të vogël se vetë ajo (x_p) është i barabartë me "p", ku "p" merr vlera nga zero (0) në një (1).

Tab. 5.5 mund të përkthehet grafikisht në figurat e mëposhtme, në të cilat paraqiten funksionet kumulative të shpërndarjes së ndryshoreve të konsideruara me funksione shpërndarjeje Normale.

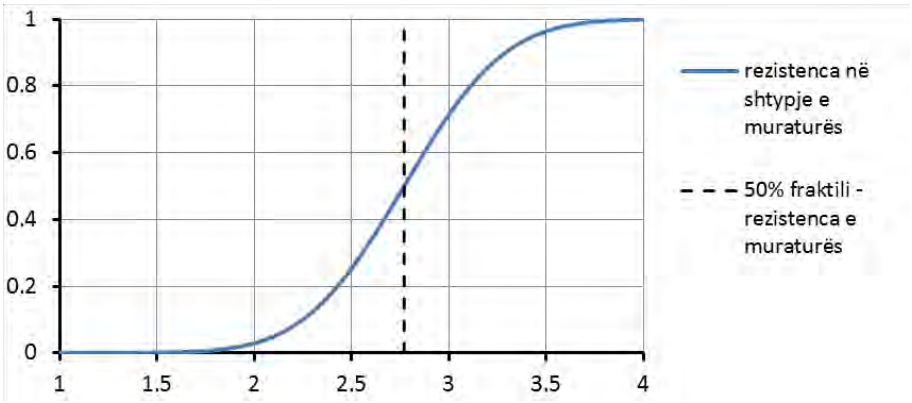


Fig. 5.15 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës në shtypje të muraturës

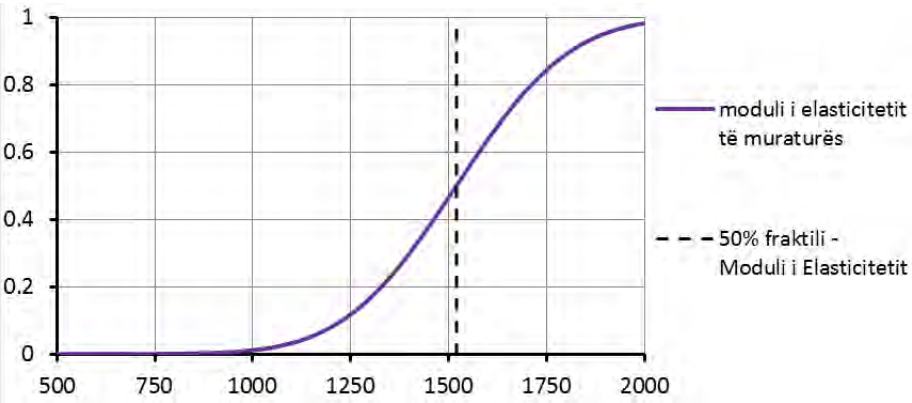


Fig. 5.16 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së modulit të elasticitetit të muraturës

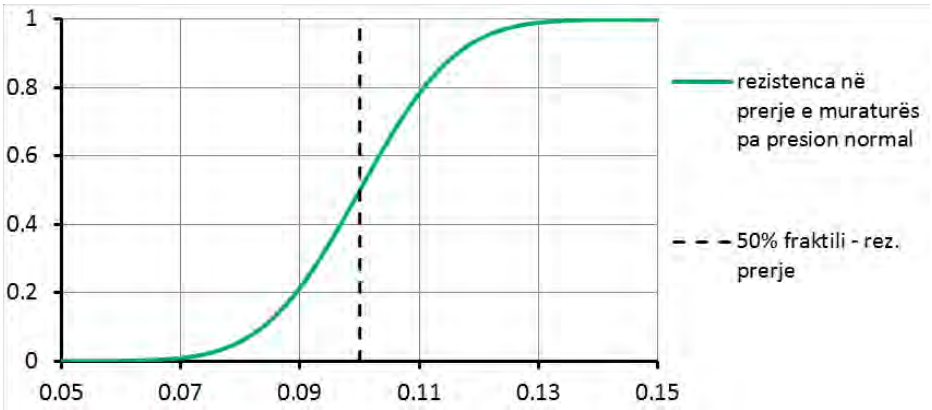


Fig. 5.17 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës në prerje pa presion normal

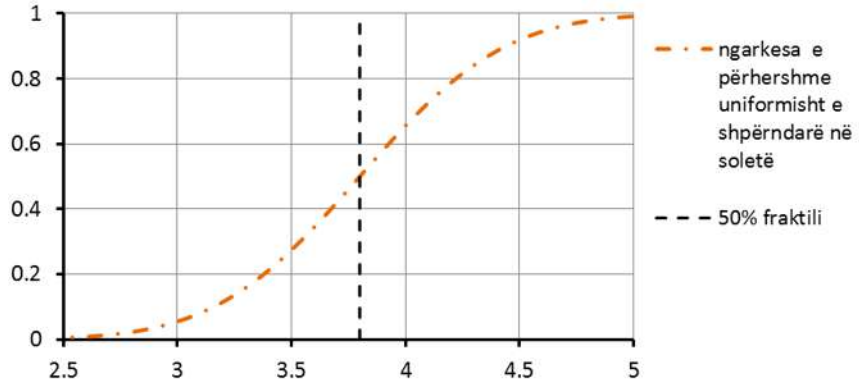


Fig. 5.18 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së ngarkesave të përhershme uniformisht të shpërndara në soletë

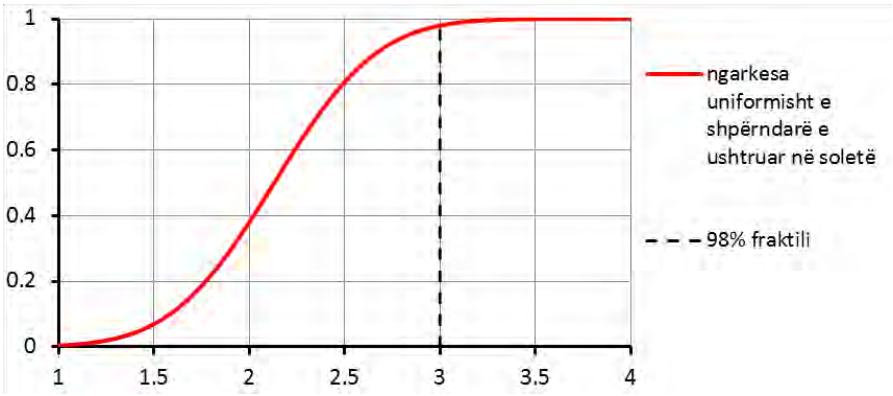


Fig. 5.19 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së ngarkesave të ushtruara në soletë

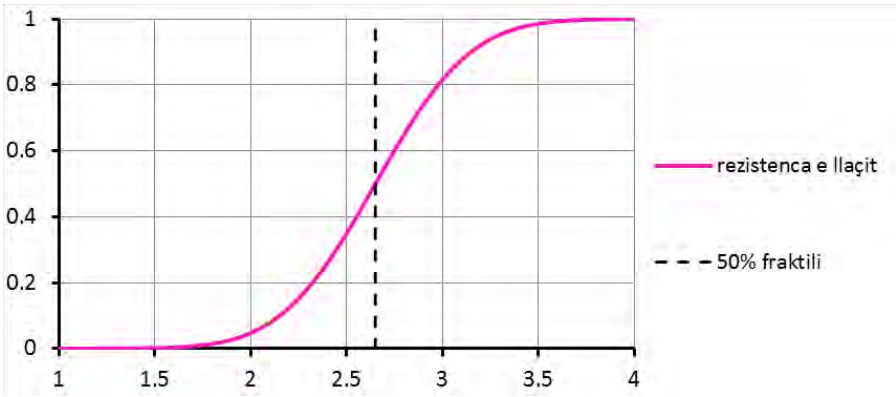


Fig. 5.20 Funksioni kumulativ i shpërndarjes së rezistencës së llaçit

Ndryshoret e rastit të paraqitura në Fig. 5.15 deri Fig. 5.20 janë paraqitur me funksione kumulative për të treguar më lehtësisht fraktilin karakteristik (vijat e ndërprera vertikale në këta grafikë kanë pikëprerje me funksionet e shpërndarjes me ordinatë sa fraktili karakteristik). Meqenëse kemi të bëjmë me shpërndarje Normale, grafikët e densitetit të probabilitetit do shpreheshin nëpërmjet të ashtuquajturave kambana të Gausit, siç tregohet më poshtë për rezistencën në shtypje të muraturës.

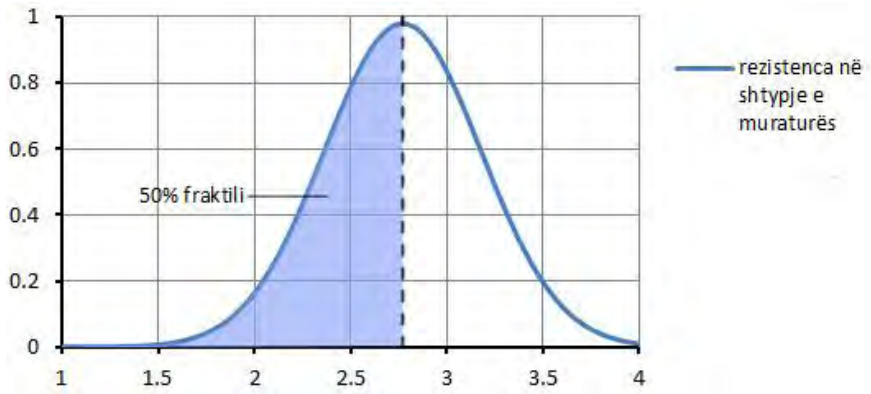


Fig. 5.21 Densiteti i ndryshores "rezistenca në shtypje e muraturës"

Fraktili karakteristik është më i vështirë për t'u dalluar në formatin e Fig. 5.21, pasi ai do kërkonte llogaritjen e sipërfaqes nën kurbë deri në një abshisë për të cilën vlera e sipërfaqes në të majtë të saj dhe nën kambanën e Gausit është sa fraktili karakteristik. Në rastin e mësipërm vështirësia nuk qëndron, pasi dihet që kambana e Gausit është simetrike dhe fraktili 50% arrihet për një abshisë sa vlera mesatare e rezistencës në shtypje të muraturës (kambana ndahet në dy pjesë me sipërfaqe 0.5, shih hijezimin në figurë).

Madhësia e ndryshimit të hapjeve (dyer, dritare) është konsideruar si ndryshore rasti me ligj Uniform, me probabilitet të njëjtë për të marrë secilën nga vlerat brenda segmentit -10cm dhe +10cm.

Pesha vetjake e mureve dhe suvatimit të tyre është konsideruar si një ndryshore me natyrë deterministike. Në të njëjtën mënyrë janë konsideruar edhe ndryshore të tjera që nuk kanë peshë të ndjeshme në kapacitetin e strukturës në analizat strukturore që do zhvillohen.

5.6 Teknika Monte Carlo

5.6.1 Përshkrim i teknikës

Teknika e simulimeve Monte Carlo (MC), ose shkurt teknika Monte Carlo, është një teknikë që daton prej Luftës së Dytë Botërore por që ka gjetur përdorim të gjerë sidomos me zhvillimin e kompjuterëve. Sipas kësaj teknike, në rastet kur kërkohet të zgjidhen probleme të statistikës matematike ose të teorisë së probabiliteteve në të cilat përfshihet një numër i madh ndryshoresh rasti me funksione shpërndarjesh të ndryshme, mund të zhvillojmë një numër të madh provash të simuluara për të marrë një vlerësim statistikor të përfundimeve të kërkuara. Zgjidhja analitike e funksioneve të ndryshoreve të rastit është e mundur për raste të thjeshta, por në shumicën e aplikimeve në fushën e inxhinierisë së strukturave këto funksione janë mjaft të ndërlikuara.

Gjatë një simulimi MC zhvillohen disa cikle, gjatë secilit prej të cilëve ndryshoret e rastit marrin vlera rasti që i përgjigjen një funksioni shpërndarjeje të njohur dhe llogaritet funksioni i këtyre ndryshoreve. Në përfundim të numrit të paracaktuar të cikleve, bëhet analiza statistike e rezultateve të marra për çdo cikël dhe vlerësohen parametrat e shpërndarjes së funksionit të ndryshoreve të rastit. Për një numër të vogël ciklesh, natyrisht nuk mund të pritet që rezultatet t'i afrohen atyre teorike, ashtu si kur hedhim një monedhë vetëm dy herë, nuk mund të presim që të bjerë me patjetër stemë një dhe vetëm një herë. Ndërkohë, kur numri i cikleve bëhet i madh mjaftueshëm, simulimi jep zgjidhje me saktësi të kënaqshme për qëllime praktike, ashtu sikurse kur hedhim dhjetë mijë herë një monedhë, rreth 50% të herëve mund të presim që të bjerë stemë.

Një shpjegim i qartë i teknikës mund të gjendet në (Faber, 2007) ndërsa një vështrim i shkurtër historik i fillesave të teknikës MC paraqitet në (Metropolis, 1987).

5.6.2 Aplikimi i teknikës Monte Carlo

Edhe rasti konkret, i vlerësimit të nivelit të dëmtimit strukturor për një kërkesë sizmike të caktuar është funksion relativisht i ndërlikuar i disa ndryshoreve të rastit me funksione shpërndarjeje të ndryshme. Bllok-skema e Fig. 5.14 përmban faktikisht dy simulime Monte Carlo. Simulimi i parë është treguar në bllok-skemë në krahun e majtë nëpërmjet cikleve që përsëriten nga i=1 në i=n, ku n është numri i cikleve (interacioneve) gjatë një simulimi. Simulimi tjetër do të shërbejë për të vlerësuar Indeksin e Dëmtimit, i cili do shprehet si funksion i disa ndryshoreve të rastit të cilat janë në vetvete funksion i ndryshoreve të rastit hyrëse në analizat statike jolineare dhe në analizat në fushën kohore. Ky simulim është paraqitur në bllok-skemë si një nën-procedurë dhe do paraqitet më në detaj në paragrafët vijues.

5.6.2.1 Aplikimi në vlerësimin e kapacitetit strukturor

Simulimi i parë konsiston në përftimin e parametrave të shpërndarjes së kapacitetit strukturor duke futur në analizë vlera rasti të ndryshoreve hyrëse të Tab. 5.5. Në një cikël të çfarëdoshëm "$i \le n$", secila prej ndryshoreve merr një vlerë të rastit dhe me këto vlera kryhet një analizë strukturore statike jolineare me ngarkim gradual.

Në përfundim të "n" cikleve përftohet një tufë me kurba forcë-zhvendosje të cilat mund të idealizohen dhe mund të përpunohen në mënyrë statistikore për të marrë parametrat që e përshkruajnë më mirë shpërndarjen e rezultateve.

5.6.2.2 Aplikimi në vlerësimin e Indeksit të Dëmtimit

Në bllok-skemën e Fig. 5.14 simulimi i dytë Monte Carlo është konsideruar si një nën-procedurë, bllok-skema e së cilës tregohet në figurën vijuese.

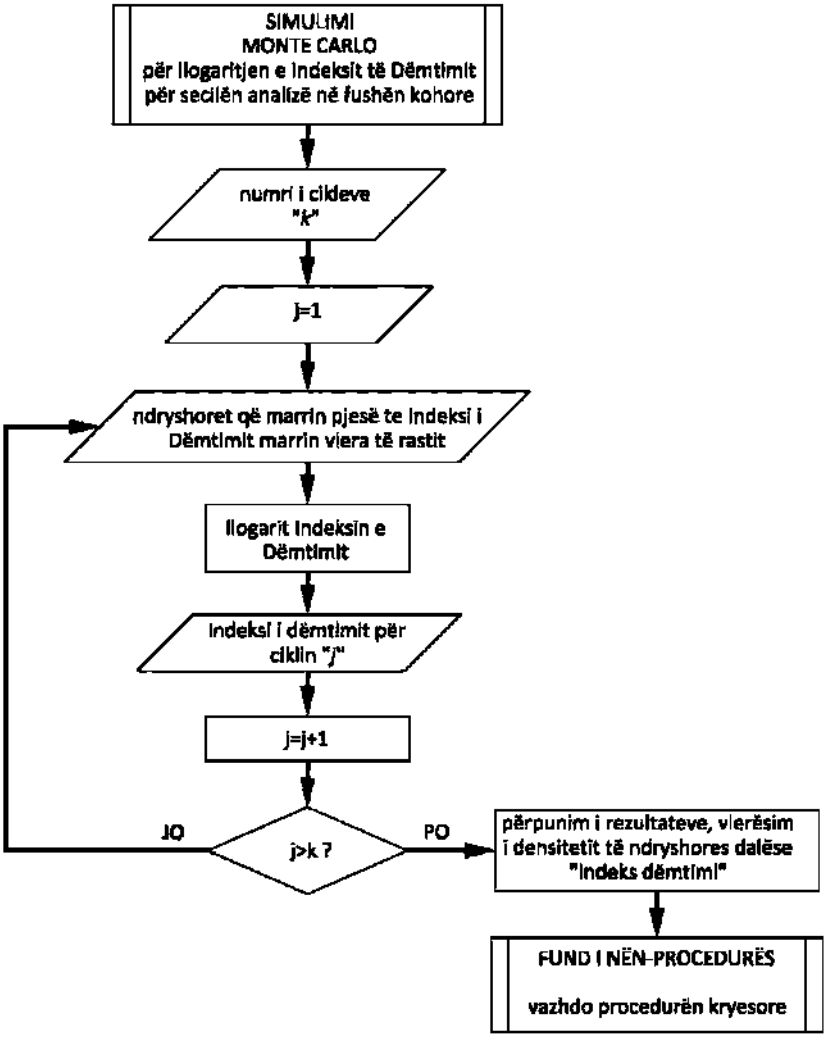


Fig. 5.22 Bllok-skema e nën-procedurës së ndjekur për simulimin Monte Carlo

Në thelb të nën-procedurës është vlerësimi statistikor i Indeksit të Dëmtimit, i cili është një funksion i ndryshoreve të rastit që shprehin reagimin strukturor dhe kapacitetin e strukturës. Në paragrafët vijues tregohen edhe detaje rreth secilit prej hapave të nën-procedurës së paraqitur në Fig. 5.22. Veçanërisht vlerësimi i Indeksit të Dëmtimit trajtohet gjerësisht në paragrafin 5.9.

5.6.3 Ndryshoret e rastit hyrëse në nën-procedurën Monte Carlo, Indeksi i Dëmtimit

5.6.3.1 Indeksi i Dëmtimit në nën-procedurën Monte Carlo

Ndryshoret hyrëse në nën-procedurën Monte Carlo janë pikërisht madhësitë e përkufizuara në paragrafin 5.2.5 gjatë trajtimit të Indeksit të Dëmtimit. Është pikërisht ky indeks në qendër të këtij simulimi. Në bllok-skemën e Fig. 5.14 duket se nën-procedura në fjalë është pika e takimit të dy analizave kryesore të zhvilluara, statike jolineare dhe analiza në fushën kohore.

Në tabelën vijuese tregohet se si përftohen madhësitë e prezantuara në barazimin (5.8), me anë të së cilave llogaritet indeksi i dëmtimit për çdo cikël të simulimit. Madhësia ε është konstante, vlera e së cilës do diskutohet në paragrafin 5.10.

Tab. 5.6 Përshkrimi i ndryshoreve të rastit hyrëse në nën-procedurën Monte Carlo

simboli	emërtimi	mënyra e llogaritjes
u_m	deformimi maksimal nga veprimi sizmik	analiza jolineare në fushën kohore, me model të thjeshtuar
u_f	deformimi në shkatërrim	simulimi Monte Carlo për vlerësimin e kapacitetit (shih Fig. 5.23)
q_u	kapaciteti në prerje	simulimi Monte Carlo për vlerësimin e kapacitetit (shih Fig. 5.23)
dE	diferenciali i energjisë histerezis	analiza jolineare në fushën kohore, me model të thjeshtuar

5.7 Vlerësimi probabilitar i kapacitetit të strukturave tip

Në paragrafin 5.6.2.1 u tregua shkurtimisht aplikimi i teknikës Monte Carlo për vlerësimin statistikor të parametrave që përshkruajnë kapacitetin strukturor të strukturave të studiuara. Më konkretisht, parametrat që nevojitet të vlerësohen janë q_u dhe u_f (shih paragrafin 5.2.5). Fig. 5.23 tregon grafikisht këta dy parametra nëpërmjet densiteteve të probabiliteteve përkatëse. Në këtë figurë tregohet edhe shpërndarja e zhvendosjeve të rrjedhshmërisë, parametër tjetër përcaktues i kapacitetit por që nuk do përdoret më në vijim.

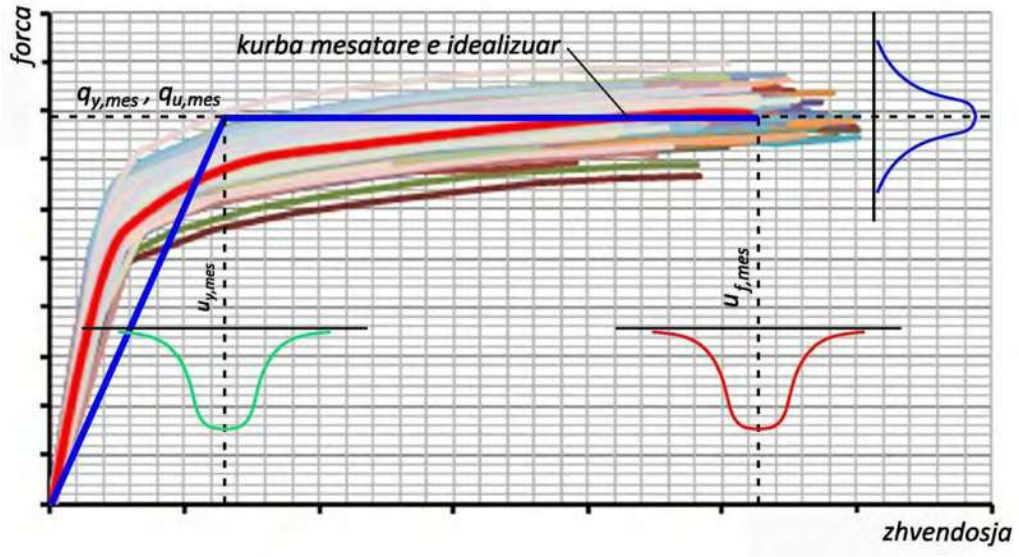


Fig. 5.23 Paraqitja e rezultateve nga simulimi Monte Carlo i kapacitetit të një strukture

Kështu, në përfundim të simulimit Monte Carlo për kapacitetin e strukturës, përftohen një tërësi pikash me abshisë zhvendosjen fundore (të shkatërrimit) u_{fi} dhe ordinatë forcën korresponduese q_{ui}. Është supozuar se këto dy parametra (që janë në vetvete ndryshore rasti) i përgjigjen ligjeve LogNormale me mesatare përkatësisht $u_{f,mes}$ dhe $q_{u,mes}$. Për të dy këto shpërndarje, nëpërmjet një analize regresi mbështetur në "katrorët më të vegjël", vlerësohet edhe shmangia mesatare kuadratike, duke dhënë kështu një ligj shpërndarjeje për secilin.

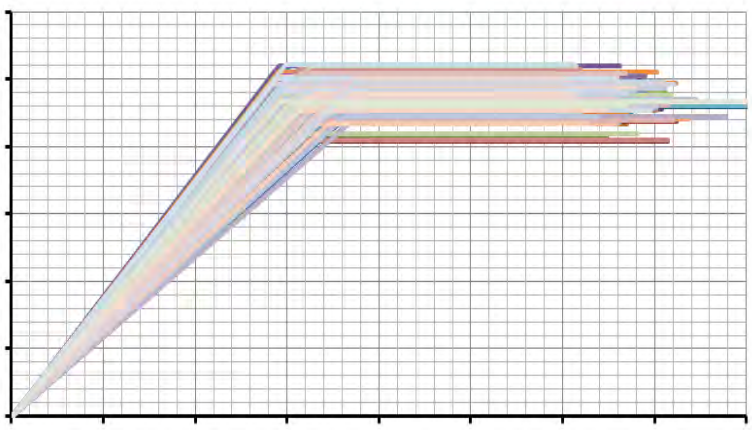


Fig. 5.24 Ilustrim i idealizimit të tufës së kurbave "pushover" për sistemin me një shkallë lirie

Dy ndryshoret e mësipërme mund të vlerësohen si për sistemin me shumë shkallë lirie ashtu edhe për sistemin e idealizuar me një shkallë lirie. Në rastin e idealizimit të kurbave mbështetur në procedurën e propozuar në Eurokodin 8, Aneksi B, tufa e kurbave forcë-zhvendosje që përftohen nga analizat statike jolineare kthehet në një tufë kurbash me një pjesë elastike lineare dhe pjesë plastike, konstante në forcë, si në Fig. 5.24. Përshkrimi statistikor i kapacitetit në këtë rast të thjeshtuar bëhet vetëm nëpërmjet parametrave të shpërndarjes për pikat karakteristike të kurbës bilineare.

Në Fig. 5.25 tregohet një rast ku rezultatet e simulimit janë përshtatur me një shpërndarje LogNormale, proces gjatë së cilit janë fiksuar parametrat e shpërndarjes për të cilat simulimi i afrohet më shumë ligjit teorik.

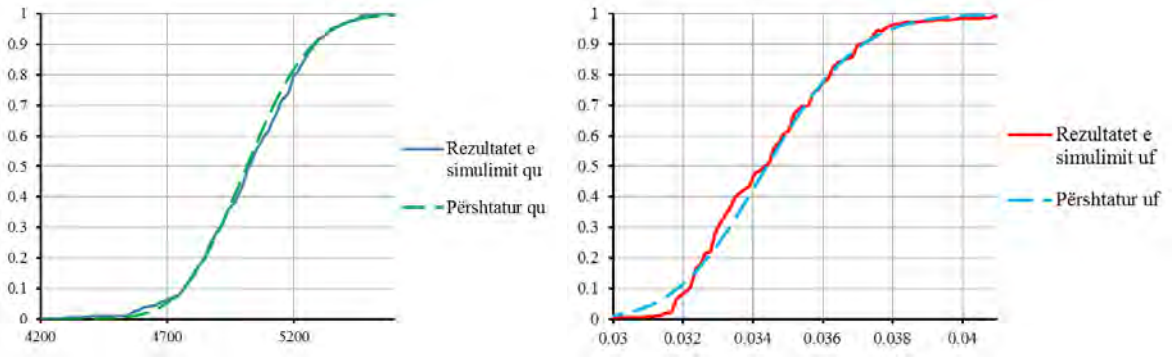


Fig. 5.25 Përshtatja e parametrave të kurbave të kapacitetit me shpërndarje LogNormale

Ligji i shpërndarjes që përftohet siç u tregua më lart, përdoret në vijim si e dhënë hyrëse në simulimin Monte Carlo që shërben për vlerësimin e Indeksit të Dëmtimit.

5.8 Kërkesa sizmike

Një pjesë mjaft e rëndësishme e analizës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për strukturat është edhe vlerësimi i kërkesës sizmike. Në rastin e studimeve që nuk fokusohen në një ndërtesë specifike por në një grup ndërtesash, ashtu sikurse është rasti në fjalë i studimit të shkollave të ndërtuara me muraturë në Shqipëri, një mënyrë e përshtatshme për të konsideruar veprimet sizmike është duke kryer një *analizë dinamike në fushën kohore me përshkallëzim rritës* (*"inkrementale"*). Sipas kësaj lloj analize, për çdo nivel të konsideruar të nxitimit sizmik të truallit (p.sh. çdo 0.05*g*) kryhen analiza dinamike jolineare në fushën kohore me një numër të përshtatshëm akselerogramash hyrëse. Kështu bëhet e mundur të merret parasysh një ndryshueshmëri e veprimit sizmik për sa i përket përmbajtjes së frekuencave, amplitudave dhe energjisë hyrëse sizmike.

5.8.1.1 Akselerogramat hyrëse dhe përpunimi i tyre

Për të kryer analizat në fushën kohore, shërbyen akselerogramat e Aneksit B, të vëna në dispozicion nga Instituti i Gjeoshkencave, Energjisë, Ujit dhe Mjedisit (IGJEUM) dhe të tjera të përftuara nga programi kompjuterik SeismoArtif 2.1.0.

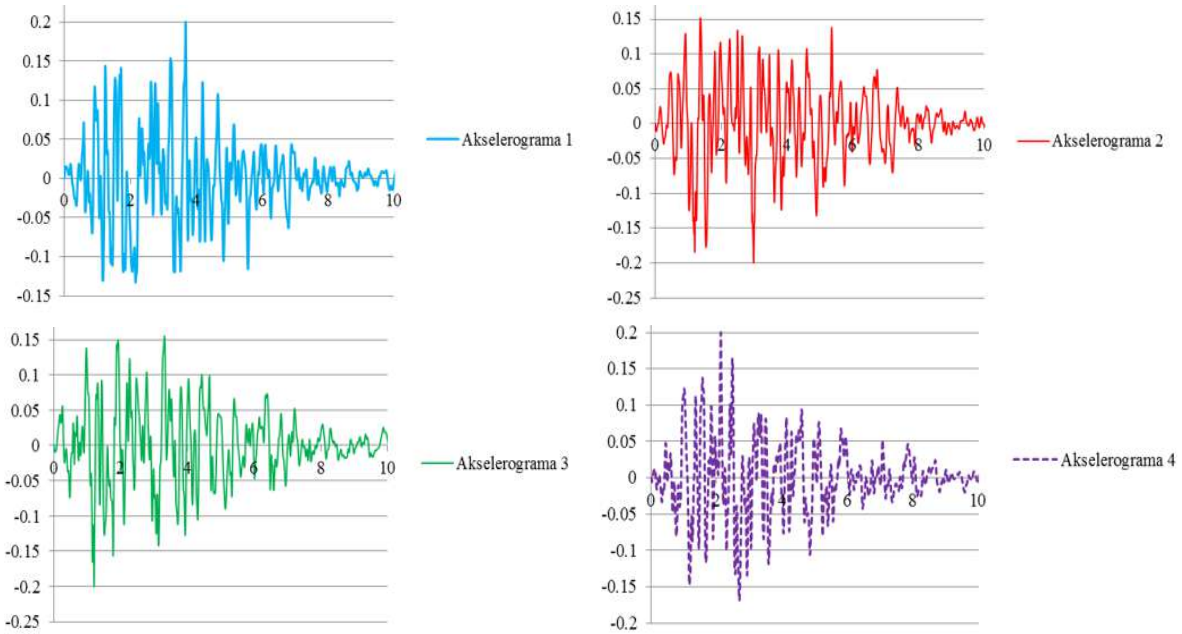
Akselerogramat e IGJEUM janë përdorur kryesisht për qëllimet e mëposhtme:

- për verifikimin e rezultateve, për krahasime të përfundimeve
- për kalibrimin e procedurës së propozuar, për ta bërë atë sa më reale për kushtet e Shqipërisë (duke qenë se shumica e akselerogramave përkojnë me tërmete të rënë në Shqipëri).

Për përdorimin e akselerogramave të mësipërme në analizë të drejtpërdrejtë në procedurën e propozuar lind vështirësia e shkallëzimit të tyre për të përfaqësuar nivele të ndryshme të rrezikut sizmik. Një shkallëzim paraprak i tyre u realizua me ndihmën e programit kompjuterik SeismoMatch. Gjithsesi, shkallëzimi i saktë i akselerogramave qëndron përtej këtij studimi, por mund të kryhet nga specialistë të sizmologjisë. Për arsyen e mësipërme, si dhe për faktin që në qëllimet e kësaj teme është paraqitja e ndikimit që ka tipi i truallit në riskun sizmik të strukturave në studim, për analizat në fushën kohore që do përdoren drejtpërdrejt për përftimin e rezultateve janë përdorur akselerograma artificiale.

Për realizimin e analizës dinamike me përshkallëzim rritës janë përdorur gjithsej 350 akselerograma. Konkretisht, për tipa trualli të Eurokodit (A, B, C, D dhe E, pra 5 tipa trojesh), janë përdorur nga 7 akselerograma për çdo nivel sizmik (gjithsej 10 nivele sizmike, të përfaqësuar nga a_{gR}=0.05g, 0.10g, 0.15g, 0.20g, 0.25g, 0.30g, 0.35g, 0.40g, 0.45g dhe 0.50g). Gjenerimi i akselerogramave për tipa të ndryshme trojesh dhe nivele sizmike të ndryshme është bërë duke u mbështetur në spektrat elastikë të dhënë në Eurokodin 8. Fillimisht, në programin SeismoArtif 2.1.0 gjenerohen 7 akselerograma bazë, të cilat më tej përshtaten brenda të njëjtit program në mënyrë të tillë që t'i përgjigjen spektrave të reagimit të caktuar (në rastin tonë, sipas Eurokodit 8).

Në figurën e mëposhtme paraqiten vetëm akselerogramat që i përgjigjen spektrit elastik të Tipit 1 të Eurokodit 8 për truall tipi A dhe nxitim sizmik referencë a_{gR}= 0.20g.



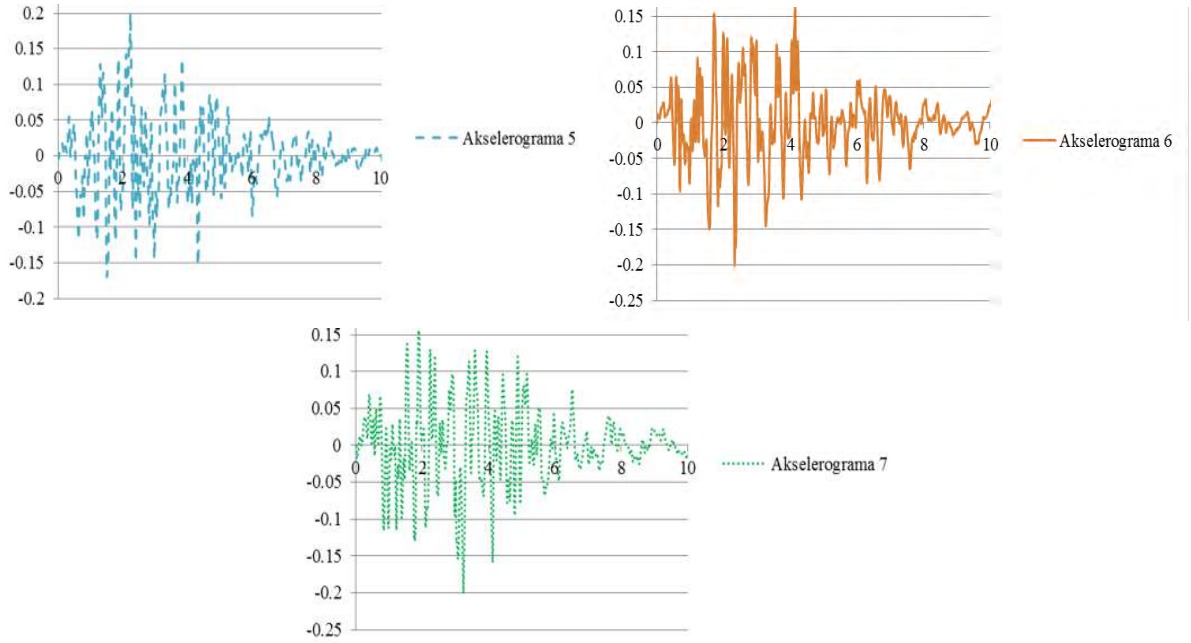


Fig. 5.26 Shtatë akselerogramat sintetike që i përgjigjen spektrit elastik për tipin e truallit A sipas Eurokodit 8 për nxitim sizmik referencë a_{gR}=0.20g

Numri i akselerogramave (7) është gjykuar si i përshtatshëm për një përfaqësim sa më të plotë të veprimit sizmik të mundshëm.

Akselerogramat e sintetizuara për analizat në fushën kohore janë të ndryshme për nivele sizmike të ndryshme, jo vetëm si madhësi (amplitudë), por edhe si formë (përmbajtje frekuencash, cikle etj.). Thënë ndryshe, nuk është përdorur "shkallëzim" i akselerogramave, i cili njihet si procedurë problematike dhe me mangësi të vëna në dukje në literaturë (shih p.sh. (Rota, etj., 2010), (Bommer, etj., 2004)).

5.8.1.2 Analizat dinamike jolineare në fushën kohore

Me 350 akselerogramat e gjeneruara prej 7 akselerogramave bazë në përputhje me spektrat e Eurokodit 8 janë realizuar analiza dinamike jolineare në fushën kohore. Për shkak se nxitimi sizmik referencë që i korrespondon akselerogramave vjen duke u rritur me nga 0.05*g* për çdo grup prej 7 akselerogramash për një tip trualli, analiza konsiderohet si analizë dinamike me përshkallëzim rritës.

Analizat janë kryer mbi një model të thjeshtuar të strukturës, me një shkallë lirie, llogaritja e parametrave të të cilit mbështetet në Aneksin B të Eurokodit 8 dhe në rezultatet mesatare të simulimit të kapacitetit strukturor. Modeli është ndërtuar në programin Sap2000 (ashtu si edhe modelet për analizat statike jolineare), i cili ofron mundësinë e përdorimit të elementëve të tipit "*link*" linearë ose jolinearë me ligj të çfarëdoshëm forcë-zhvendosje. Ligji forcë-zhvendosje është praktikisht kurba mesatare forcë – zhvendosje për sistemin me një shkallë lirie.

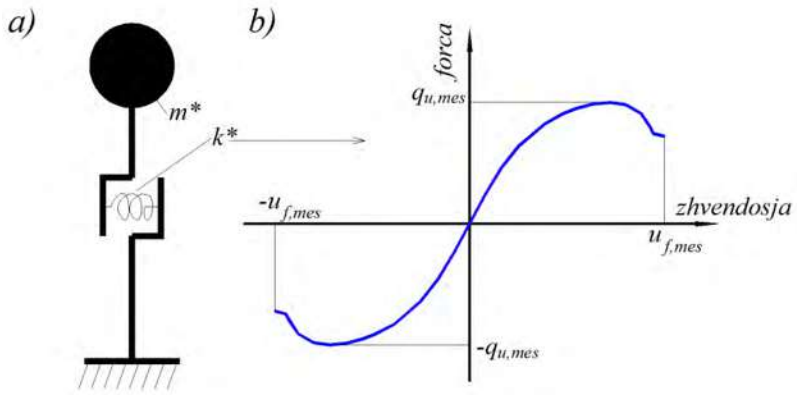


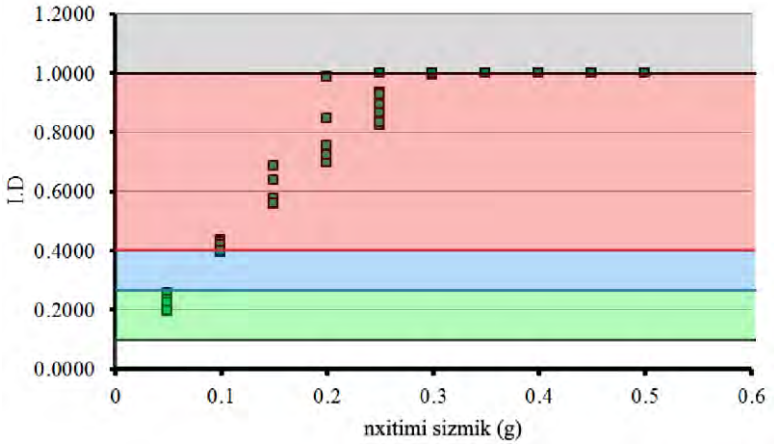
Fig. 5.27 Modeli i përdorur për analizat dinamike me përshkallëzim rritës – a) modeli i thjeshtuar; b) marrëdhënia forcë – zhvendosje e elementit që modelon ngurtësinë e strukturës

Ky model ka përparësi kryesore se mundëson kryerjen e shumë analizave për një kohë të shkurtër. Gjatë analizave në fushën kohore, për çdo veprim sizmik të përfaqësuar nga akselerograma përkatëse përftohet një grafik forcë – zhvendosje i masës m^*, prej të cilit gjykohet për zhvendosjen maksimale që pëson masa dhe për energjinë e disipuar gjatë veprimit sizmik (sipërfaqja histerezis e mbështjellë nga kurbat histerezis).

Sigurisht që kalimi në një sistem të thjeshtuar merr me vete të meta të ndryshme, si mospërfshirja e drejtpërdrejtë e parregullsisë strukturore apo kontributit të toneve të larta të lëkundjeve. Përmirësimi i mëtejshëm i modelit në këtë pikë mund të jetë një zhvillim i ardhshëm.

5.9 Vlerësimi i shkallës së dëmtimit dhe ndërtimi i kurbave të brishtësisë

Indeksi i Dëmtimit *ID* për strukturat muraturë u prezantua në paragrafin 5.2.5, ndërsa në paragrafët më sipër u tregua se si llogariten apo vlerësohen madhësitë e ndryshme që bëjnë pjesë në barazimin (5.8). Në këto kushte, mund të zhvillohet simulimi Monte Carlo për vlerësimin e $ID_{K\&A}$ për çdo akselerogramë. Gjatë simulimit, për çdo nivel të zgjedhur të nxitimit sizmik (p.sh. çdo 0.05*g*) përftohen disa pika (aq sa numri i akselerogramave bazë shumëzim për numrin e cikleve gjatë një simulimi), të cilat përfaqësojnë $ID_{K\&A}$ të llogaritur. Në figurën e mëposhtme tregohet se si përpunohen rezultatet e përftuara nga simulimi i $ID_{K\&A}$.



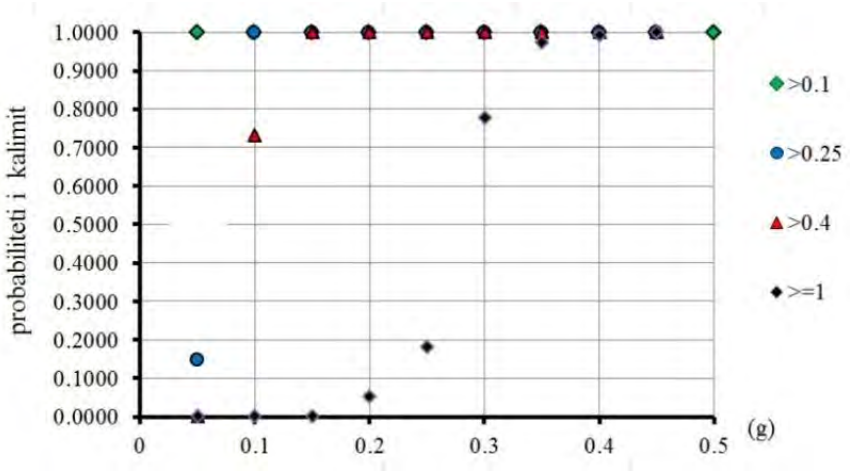


Fig. 5.28 Rezultate tipike dhe përpunimi i tyre (me kufij të supozuar të ID 0.1, 0.25, 0.4 dhe 1)

Në varësi të kritereve të paracaktuara sipas të cilave përkufizohet një shkallë e caktuar dëmtimi, bëhet grupimi i pikave dhe për secilin nivel sizmik llogaritet denduria e tyre që i përkojnë secilës zonë (shih Fig. 5.28 sipër). Denduria llogaritet si numri i pikave në atë zonë dhe mbi 'të pjesëtuar me numrin e plotë të pikave. Në kuptimin përgjithësues, nëse numri i pikave është i madh mjaftueshëm, kjo denduri shpreh vlerësimin e probabilitetit që të kalohet një gjendje dëmtimi e caktuar. Në figurën e mësipërme janë pranuar si kufij vlerat 0.1, 0.25, 0.4 dhe 1.0, por në vijim do paraqitet mënyra e kalibrimit të kufijve të Indeksit të Dëmtimit për çdo shkallë dëmtimi.

Pasi bëhet llogaritja e dendurive të pikave siç u shpjegua më lart, ndërtohet grafiku i Fig. 5.28 poshtë, i cili shpreh për çdo nivel sizmik probabilitetin e kalimit të secilës prej katër gjendjeve të dëmtimit të konsideruara. Me ndërtimin e këtij grafiku, problemi mund të konsiderohet pothuajse i zgjidhur, pasi tashmë është e mundur të vlerësohet probabiliteti që struktura në studim të pësojë dëmtime të niveleve të ndryshme për çdo nivel sizmik të shprehur si nxitim sizmik i rrumbullakosur në 0.05*g*.

Për të marrë përgjigje të problemit për çdo vlerë të nxitimit sizmik, bëhet përshtatja e pikave të përftuara me një funksion shpërndarjeje të njohur. Zakonisht zgjidhet shpërndarja LogNormale si më e përshtatshme për përfaqësimin e kurbave të brishtësisë. Pikat që i korrespondojnë të njëjtës gjendje dëmtimi "lidhen" midis tyre nëpërmjet funksionit LogNormal me parametra të tilla që gabimi të jetë minimal, duke përftuar kështu kurbat e brishtësisë.

5.10 Kalibrimi i Indeksit të Dëmtimit

Kufijtë e Indeksit të Dëmtimit për të cilët arrihet apo kalohet një gjendje dëmtimi është e nevojshme të kalibrohen për të përfaqësuar realitetin. Sipas (Kwok, etj., 1987), *ID* i paraqitur në formë të ngjashme me atë të barazimit (5.8), është ndërtuar mbi bazën e vlerës ID = 1 që i korrespondon shkatërrimit të plotë të strukturës. Ndërkohë, për vlerat e ndërmjetme (nga 0 në 1), nevojitet një kalibrim i Indeksit të Dëmtimit për të përfaqësuar saktë nivelet e ndërmjetme të dëmtimit.

Kalibrimi i Indeksit të Dëmtimit është kryer duke u mbështetur në të dhënat e pasojave të tërmeteve në vendin tonë, konkretisht në tërmetin e 15 prillit 1979 që goditi pjesën veri-perëndimore të Shqipërisë. Tërmeti e kishte epiqendrën në Malin e Zi, por shkaktoi dëmtime të konsiderueshme në Shkodër, Lezhë, Dibër, Mirditë etj. Sipas (Pistoli, 1982), pasojat e tërmetit të 15 prillit 1979 në Shqipëri mund të përmblidhen në tabelën e mëposhtme.

Tab. 5.7 Pasojat e tërmetit të 15 prillit 1979 në Shqipëri sipas (Pistoli, 1982)

		njerëz		ndërtesa të shembura dhe dëmtuara		
Nr.	Rrethi	të vdekur	të plagosur	shtëpi banimi	ndërtesa ekonomike dhe shoqërore kulturore	gjithsej ndërtesa
1	Shkodër	34	333	5653	134	5787
2	Lezhë	1	38	2447	173	2620
3	Krujë	0	3	214	0	214
4	Pukë	0	0	412	22	434
5	Dibër	0	0	929	55	984
6	Tropojë	0	2	36	0	36
7	Mat	0	0	96	1	97
8	Mirditë	0	6	468	54	522
9	Gjithsej	35	382	10255	439	10694

Tabela e mësipërme mund të vihej në përdorim për vlerësimin e vulnerabilitetit të ndërtesave në përgjithësi, por duke qenë se mungojnë të dhëna specifike për ndërtesat e sistemit arsimor, ajo ka shërbyer vetëm si referencë.

Në figurën e mëposhtme tregohet po sipas (Pistoli, 1982) zona e aktivizuar gjatë tërmetit të 15 prillit, ku mund të dallohen intensitetet sizmike të tërmetit në pjesë të ndryshme të Shqipërisë.

Fig. 5.29 Zona e aktivizuar gjatë tërmetit të 15 prillit 1979, shkëputur nga (Pistoli, 1982)

Intensiteti i tërmetit sipas shkallës MSK-64 është në vetvete një tregues i shkallës së dëmtimeve të shkaktuar nga tërmeti. Tabela e mëposhtme bën një përshkrim të shkurtër të efekteve të pritshme në ndërtesa për intensitete të ndryshme sizmike sipas shkallës MSK-64. Në tabelë tregohen edhe vlera të nxitimit sizmik të truallit për perioda ndërmjet 0.1 dhe 0.5 sekonda (Medvedev, etj., 1965).

Tab. 5.8 Përshkrim i efekteve në ndërtesa të tërmeteve me intensitet sipas MSK-64 dhe nxitimet e përafërta në truall për periodë 0.1s deri 0.5s, përshtatur nga (Medvedev, etj., 1965)

Intensiteti	Emërtim i përafërt	Përshkrim i shkurtuar, mbështetur në (Medvedev, etj., 1965)	Nxitimi i truallit (afërsisht)
5	Zgjues, shqetësues	a) tërmeti ndjehet brenda në ndërtesa nga të gjithë, jashtë tyre nga shumë njerëz. Shumë njerëz në gjumë zgjohen. Disa vrapojnë jashtë ndërtesave. Ndërtesat lëkunden. Objektet e varur lëkunden shumë. Pikturat përplasen me muret ose dalin nga vendi etj. b) dëmtime të lehta në ndërtesat prej argjile c) ndonjëherë ndodh ndryshim i rrjedhës së ujërave	0.012g – 0.025g
6	Frikësues	a) ndjehet nga shumica, si brenda edhe jashtë. Shumë njerëz vrapojnë për jashtë të frikësuar. Disa humbasin ekuilibrin. Në disa raste mund të thyhen objektet e qelqta etj. b) dëmtime të pakta ndodhin në disa ndërtesa të zakonshme prej murature, të parafabrikuara etj. dhe në shumë prej ndërtesave prej argjile. c) në truall të lagësht mund të vihen re çarje deri në 1cm	0.025g – 0.050g
7	Dëmtues për ndërtesat	a) shumica e njerëzve frikësohen dhe dalin jashtë. Shumë e kanë të vështirë të ruajnë ekuilibrin. Personat në automjete e ndjejnë lëkundjen etj. b) shumica e ndërtesave pësojnë dëmtime, sipas llojit të tyre, nga të lehta deri në shkatërrim (p.sh. pak nga ndërtesat prej argjile). c) në ujë formohen valë dhe turbullira. Në pak raste, mund të rrëshqasin mbushje rëre ose zhavorri. Niveli i ujit në puse ndryshon.	0.050g – 0.100g
8	Shkatërrues për disa nga ndërtesat	a) frikë dhe panik në njerëzit në ndërtesa, në rrugë dhe shqetësim për ata në automjete. Orenditë e rënda lëvizin etj. b) dëmtimet shkojnë nga të mesme deri të rënda për disa nga ndërtesat e armuara dhe akoma më të larta për ndërtesat e tjera. c) rrëshqitje të vogla dheu në rrugë, çarje të dheut deri në disa centimetra. Mund të krijohen rezervuarë të rinj. Në shumë raste ndodh ndryshim i rrjedhës së ujërave.	0.100g – 0.200g
9	Dëmtime të përgjithshme në ndërtesa	a) panik i përgjithshëm, dëmtime të konsiderueshme në orendi. b) shumë prej ndërtesave të armuara pësojnë dëmtime të rënda, pak prej tyre pësojnë shkatërrim. Ndërtesat e zakonshme prej murature pësojnë shkatërrim dhe pak prej tyre shkatërrim të plotë. c) dalje e ujit në sipërfaqe. Çarje dheu deri në 10cm. Rrëzim shkëmbinjsh etj.	0.200g – 0.400g

Kodet e projektimit, si ato të vjetra (me të cilat janë projektuar ndërtesat arsimore në Shqipëri), ashtu edhe ato të sotme, përgjithësisht bëjnë diferencim të nivelit të sigurisë për të cilën projektohen ndërtesat e rëndësishme për komunitetin siç janë edhe shkollat, të cilat janë ndërtesa që u shërbejnë një numri shumë të madh njerëzish dhe kanë probabilitet të lartë për të qenë të ngarkuara në masë të konsiderueshme në momentin e ndodhjes së një ngjarje sizmike. Për këtë arsye, është gjykuar e drejtë të supozohen vlerat e mëposhtme të nxitimeve në truall për intensitete të caktuara sizmike për ndërtesat në studim.

Tab. 5.9 Nxitimet sizmike të supozuara të lidhura me intensitetet sizmike 6, 7, 8 dhe 9 ballë

Intensiteti në ballë, sipas MSK-64	Nxitimi i truallit (i supozuar)
6	0.08g
7	0.12g
8	0.18g
9	0.28g

Për propozimin e vlerave të mësipërme kanë shërbyer edhe të dhënat e paragrafit 2.4.3 (tërmeti i 19 majit 2014), mbi bazën e të cilave është bërë një gjykim për nxitimet në truall. Intensiteti sizmik i tërmetit të 19 majit mund të konsiderohet 7 ballë në Belsh, ndërkohë që nxitimi sizmik ka qenë e shumta 0.12g, afërsisht sa në Tab. 5.9.

Për kalibrimin e Indeksit të Dëmtimit është konsideruar se një ndërtesë shkolle referencë me muraturë është ndërtuar në tre vendet e mëposhtme:

- Shkodër (ose Lezhë), ku vihet nën veprimin e tërmetit të simuluar të 15 prillit 1979 me intensitet 8 ballë;
- Rrëshen, ku vihet nën veprimin e tërmetit të simuluar të 15 prillit 1979 me intensitet 7 ballë;
- Krujë, ku vihet nën veprimin e tërmetit të simuluar të 15 prillit 1979 me intensitet 6 ballë;

Për këtë, u zhvilluan analiza në fushën kohore me akselerogramat e mëposhtme, të cilat u përftuan me ndihmën e programit kompjuterik *Seismo Match V.*2.1.0, nisur nga akselerograma bazë e tërmetit të lartpërmendur dhe nga përpunimi i tij për të arritur në nxitime referencë të truallit si ato në Tab. 5.8, për truall të tipit C sipas Eurokodit 8.

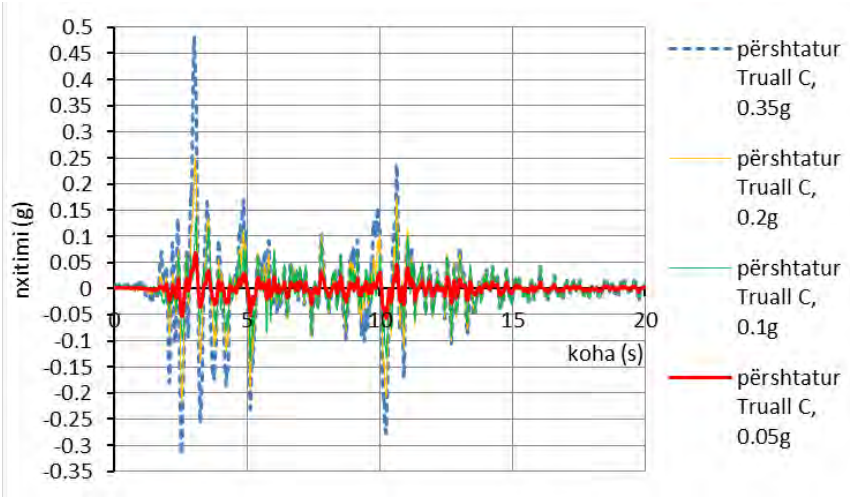


Fig. 5.30 Akselerogramat përfaqësuese të përdorura për kalibrimin e Indeksit të Dëmtimit

Me katër akselerogramat e mësipërme, janë zhvilluar analiza të pavarura në fushën kohore mbi një model të thjeshtuar dhe përfaqësues të një shkolle me muraturë, me tre kate, të supozuar me një shkallë lirie dhe me sjellje jolineare të përfaqësuar nga marrëdhënia e mëposhtme mesatare forcë – zhvendosje.

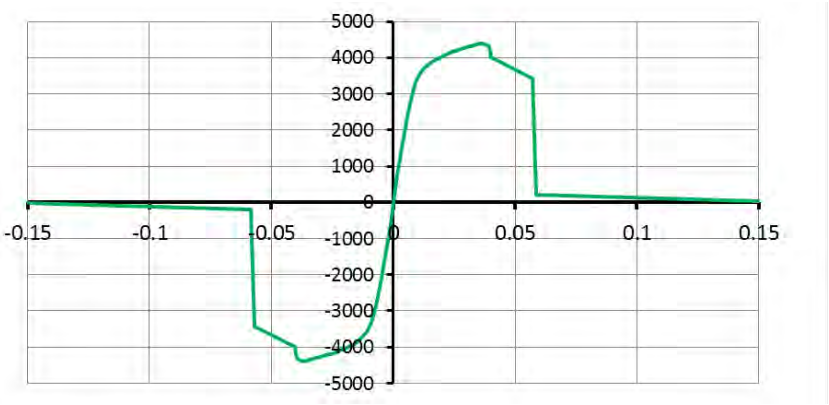


Fig. 5.31 Marrëdhënia mesatare forcë-zhvendosje e strukturës së përdorur për kalibrim

Struktura është modeluar në programin Sap2000, nëpërmjet elementëve "*link*" me sjellje jolineare si në figurë.

Si rezultat i analizave në fushën kohore, u përftuan kurbat e mëposhtme histerezis dhe u llogaritën Indekset përkatëse të dëmtimit.

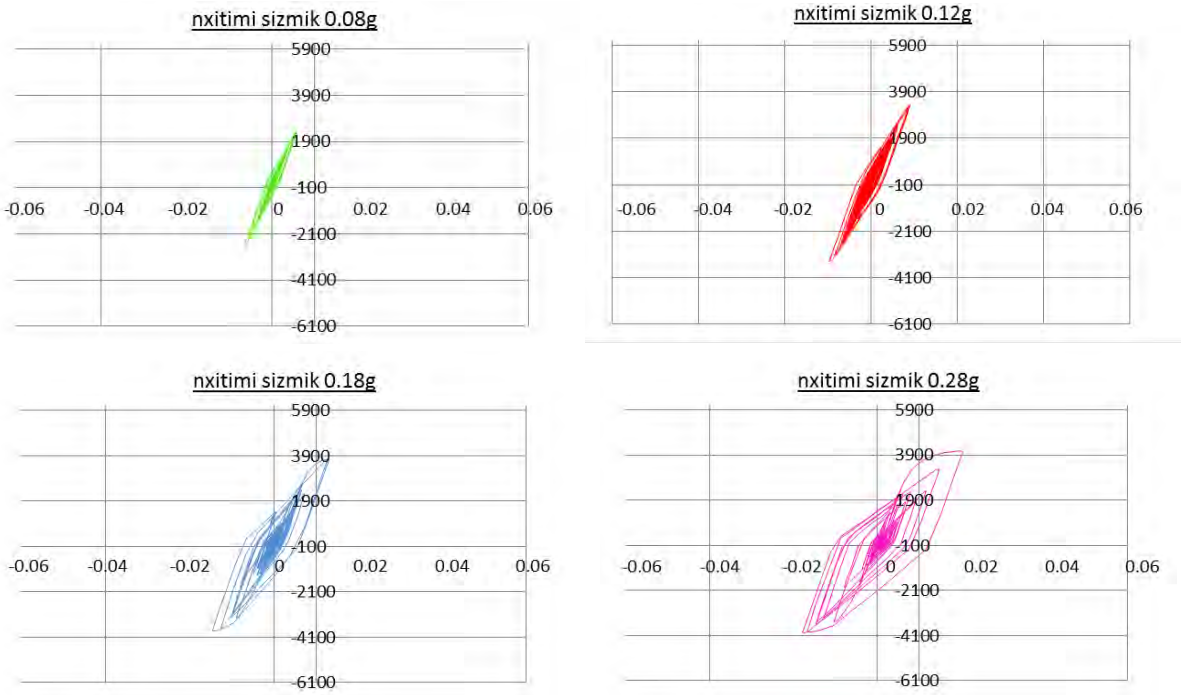


Fig. 5.32 Kurbat histerezis të përftuara nga analizat në fushën kohore të modelit të përdorur për kalibrim

Indeksi i dëmtimit sipas (Kwok, etj., 1987) po rishkruhet në vijim, duke shprehur tashmë zhvendosjen për të cilën shkatërrohet struktura prej murature si produkt i zhvendosjes për kapacitet maksimal u_u me një koeficient α që shpreh se sa mund të zhvendoset struktura pa u shembur pas arritjes së forcës prerëse në bazë maksimale.

$$ID_{K\&A} = \frac{u_m}{u_f} + \varepsilon \frac{\int dE}{q_u u_f} = \frac{u_m}{\alpha u_u} + \varepsilon \frac{\int dE}{q_u \alpha u_u} \tag{5.9}$$

Madhësitë u_u, u_f dhe q_u, të cilat përfaqësojnë kapacitetin e strukturës, tregohen më qartë në figurën e mëposhtme. Madhësitë e tjera janë shpjeguar në paragrafin 5.2.5.

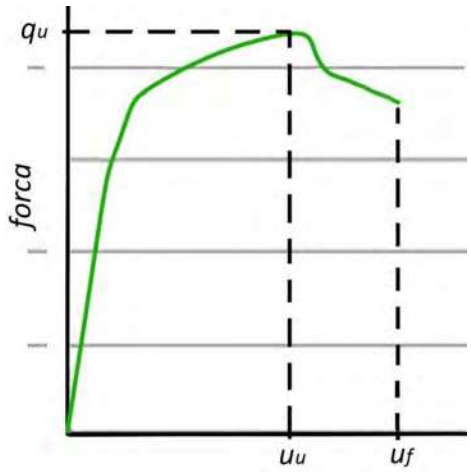


Fig. 5.33 Madhësitë që shprehin kapacitetin e strukturës në Indeksin e Dëmtimit (rast i përgjithshëm)

Në vlerësimin e ID janë pranuar madhësitë α=1.20 dhe ε=0.15, të cilat janë gjykuar si më të përshtatshmet për përfaqësimin sa më real të kontributeve të secilit komponent (zhvendosjeve dhe disipimit të energjisë nëpërmjet cikleve histerezis) në zhvillimin e dëmtimeve në strukturë.

Kështu, janë llogaritur Indekset e dëmtimit për secilën analizë në fushën kohore. Ato kanë rezultuar si më poshtë:

- Nxitimi sizmik 0.08g --> ID = 0.1735 --> dëmtime të lehta
- Nxitimi sizmik 0.12g --> ID = 0.3238 --> dëmtime mesatare
- Nxitimi sizmik 0.18g --> ID = 0.4975 --> dëmtime të rënda
- Nxitimi sizmik 0.25g ID = 0.7491 --> prag-shembje

Përcaktimi i kufijve që do shërbejnë për vlerësimin e shkallës së dëmtimit në varësi të ID është bërë duke u mbështetur në supozimin se rezultatet e mësipërme përfaqësojnë vlerën e ID për një shkallë të caktuar dëmtimi. Përfundimisht, grupimi i Indekseve në zona që përfaqësojnë shkallën e dëmtimit është bërë sipas kritereve të përmbledhura në tabelën e mëposhtme.

Tab. 5.10 Kriteret për vlerësimin e shkallës së dëmtimit në varësi të ID

Indeksi i Dëmtimit	Shkalla e dëmtimit
0.1735	Dëmtim i lehtë
0.3238	Dëmtim mesatar
0.4975	Dëmtim i rëndë
më shumë se 0.7491	Prag-shembje

Shkatërrimi i strukturës nuk mund të modelohet saktësisht, pasi ai varet nga shumë faktorë të tjerë që modeli llogaritës nuk arrin t'i përfshijë, si p.sh. fërkimi ndërmjet pjesëve të muraturës të formuara pas çarjeve. Praktikisht, mund të konsiderohet se për *ID*>0.7491 do kemi shkatërrim të plotë të strukturës prej murature ose gjendje "prag-shembje", pas së cilës kërkohet rindërtim i plotë i strukturës për ta vënë në përdorim.

Gjatë këtij studimi, vlerat e ID më të mëdha se 1 janë zëvendësuar me 1, me qëllim lehtësimin e paraqitjes. Praktikisht *ID*>1 është mbi kufirin që përcakton shkatërrimin e strukturës dhe vlera e saktë mbi 1 nuk ka rëndësi.

Vlen të thuhet gjithashtu edhe mënyra e kalimit të *ID* nga niveli lokal në atë global. Në rastin në studim, struktura është idealizuar në një sistem me një shkallë lirie, me argumentet e mëposhtëm:

- sjellja jolineare e katit përdhe është vendimtare në sjelljen jolineare të strukturës. Kjo ndodh për shkak të lartësisë relativisht të ulët të ndërtesave në studim si dhe për shkak të masës më të madhe në këtë nivel;

- komponenti kryesor i Indeksit të Dëmtimit (komponenti i zhvendosjeve) në vlerësimin e dëmtueshmërisë së strukturës merret nëpërmjet kurbës "*pushover*" të sistemit me një shkallë lirie, e cila është rezultat i kontributit të të gjithë kateve të strukturës.

Për të vërtetuar se sjellja jolineare e katit përdhe ka peshën më të madhe në reagimin jolinear të strukturës, është kryer një vlerësim i energjisë së shuar në kate të ndryshëm në një analizë statike jolineare të një ndërtese përfaqësuese, duke studiuar marrëdhëniet midis forcave në kate dhe zhvendosjeve relative të ndërkateve (drifteve). Ndërtesa së cilës i korrespondojnë marrëdhëniet e Fig. 5.34, ka tre kate gjithsej. Kati përdhe ka mure strukturorë me trashësi 38cm ndërsa në dy katet më sipër muret kanë trashësi 25cm.

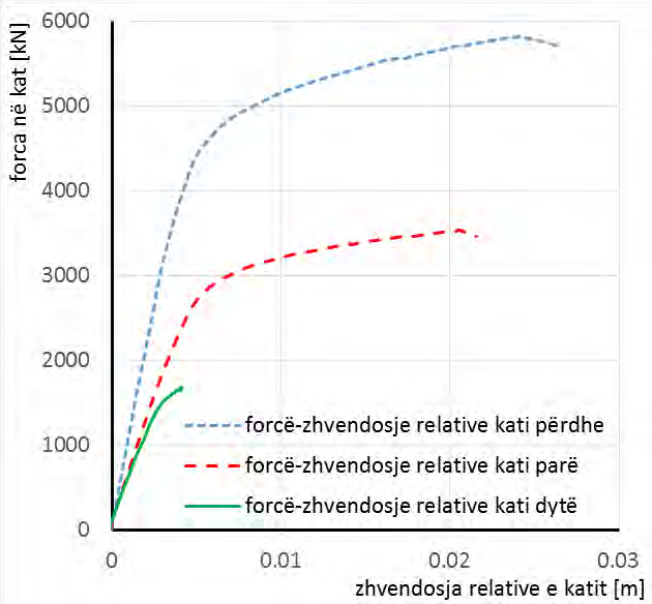


Fig. 5.34 Kurbat forcë – zhvendosje, në secilin kat për ndërtesë me trashësi muresh 38cm në kat përdhe dhe 25cm në katet e tjerë

Kurbat e mësipërme janë përftuar nga një analizë globale "pushover" dhe ato i përgjigjen një gjendje në të cilën është krijuar mekanizmi tërësor i shembjes së strukturës dhe jo gjendjes së saj nën një veprim sizmik të caktuar. Vërehet shterimi i plotë i kapacitetit në katin përdhe (mekanizmi mbizotërues) dhe një zhvillim i ndryshëm (më i vogël) i kapacitetit plastik në katet e sipërme. Nëse do të bëhej një interpretim mbi gjendjen e strukturës në një situatë të mundshme sizmike, energjia që do të shuhej në katin përdhe do të ishte më e madhe se ajo që do të shuhej në katet sipër tij. Po kështu në figurë dallohet se për nivele të konsiderueshme të veprimit sizmik, ndryshimi i trashësive të mureve nga 38cm në katin përdhe në 25cm në katet e tjera të ndërtesës, shoqërohet me një kontribut të ndjeshëm në shuarjen e energjisë sizmike edhe të katit të parë, faktor ky pozitiv për mos përqendrimin e sforcimeve në katin përdhe.

Figura e mëposhtme, rezultat i një analize statike jolineare të një ndërtese si ajo më sipër por me trashësi të mureve 38cm për dy katet e poshtme dhe 25cm për katin e sipërm, tregon se sjellja e dy kateve të sipërm është pothuajse elastike gjatë gjithë analizës dhe vetëm në hapat e fundit të saj shfaqet paksa faza plastike. Perceptimi fillestar, që pasja e mureve me trashësi më të madhe në katet e sipërme do të rrisë kapacitetin e ndërtesës, nuk rezulton i saktë nëse i referohemi kapacitetit anësor të saj. Rritja e trashësisë së mureve në katet e sipërme rrit mundësinë e krijimit të mekanizmit "kat i butë", pra përqendron më tepër shuarjen e energjisë në katin përdhe.

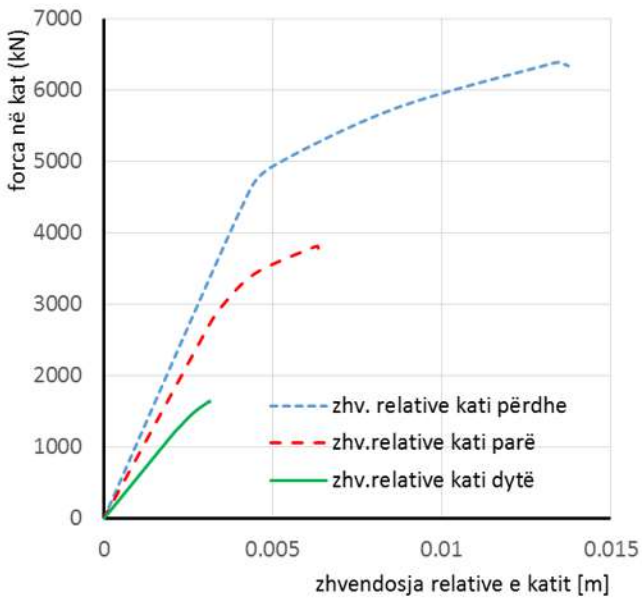


Fig. 5.35 Kurbat forcë – zhvendosje, në secilin kat për ndërtesë me trashësi muresh 38cm në dy katet e poshtme dhe 25cm në katin e sipërm

Skema e deformuar në hapin e fundit të analizës statike jolineare tregohet në Fig. 5.36, nga ku mund të vihen re driftet e mëdha të katit përdhe.

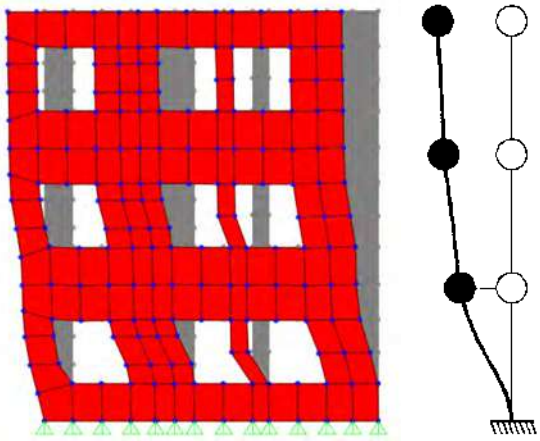


Fig. 5.36 Skema e deformuar në hapin e fundit të analizës statike jolineare

Një tjetër diskutim lidhet me tipin e truallit mbi të cilin është mbështetur kalibrimi i vlerave të Indeksit të Dëmtimit. Siç u paraqit më sipër, kalibrimi mbështetet në akselerograma të përshtatura për Tip Trualli C sipas EN 1998-1. Në rrethet e paraqitur në Tab. 5.7, jo të gjithë trojet mund të kategorizohen si më sipër. Megjithatë, një studim më i detajuar i secilës zonë më vete, shoqëruar me të dhëna të hollësishme të karakteristikave sizmike dhe gjeologo-inxhinierike u konsiderua i panevojshëm, për sa kohë që mungojnë të dhëna të detajuara lidhur me dëmtimet e tërmetit të 15 prillit për secilën zonë.

5.11 Programimi i procedurës

5.11.1 OAPI dhe VBA

Open Application Programming Interface (OAPI) është një platformë e përfshirë në programin e njohur kompjuterik CSI Sap2000, e cila i jep mundësi programuesve të shfrytëzojnë potencialin e madh që ka ky program për analizat strukturore të llojeve të ndryshme. Nëpërmjet OAPI bëhet e

mundur që të thirret programi Sap2000 nga mjedise të ndryshme programimi, siç është edhe Visual Basic for Applications (VBA), e të operohet me 'të nëpërmjet funksioneve të paracaktuar e të publikuar nga CSI në dokumentet shoqëruese të programit Sap2000. Funksionet e OAPI janë relativisht të lehtë në përdorim dhe përshtaten me gjuhët kryesore të programimit si C++, Visual Basic .NET, Visual Basic for Applications, Python etj[25]. Kështu, është e mundur që shumica e veprimeve që një inxhinier mund të kryejë në Sap2000 të automatizohen. Një prezantim i përgjithshëm i OAPI gjendet në (http://www.csiamerica.com/application-programming-interface).

Qëllimi kryesor i programimit të procedurës në këtë studim ishte realizimi i simulimeve Monte Carlo, pas përmbushjes së të cilit u krijuan kushtet për të përftuar edhe më tej për përpunimin e rezultateve po nëpërmjet programimit. Nisur nga kohëzgjatja relativisht e gjatë e analizave dhe nga numri i madh i tyre, përdorimi i OAPI në VBA ishte vendimtar për përmbushjen e qëllimeve të këtij studimi.

5.11.2 Marrja e të dhënave hyrëse

Procedura është programuar e tillë që të dhënat hyrëse të plotësohen nga përdoruesi. Në këtë mënyrë, ndryshimi i njohurive në të ardhmen (veçanërisht lidhur me ligjet e shpërndarjeve të ndryshoreve të rastit) e bën mjaft të lehtë përsëritjen e studimit dhe përditësimin e rezultateve. Gjithashtu, mundësohet përsëritja e analizës për raste të tjera të çfarëdoshme (pra për struktura të tjera). Në figurat vijuese paraqiten disa nga dritaret komunikuese që lejojnë plotësimin nga përdoruesi në etapa të ndryshme të zhvillimit të analizës.

Fig. 5.37 Caktimi i numrit të cikleve

Në figurën vijuese tregohet mënyra se si merren të dhënat hyrëse të analizës statike jolineare, ku dallohen zonat për dhënie vlere të veçorive të materialeve në të dy drejtimet kryesore të muraturës, ngarkesave, hapjeve si dhe bëhet zgjedhja e shkollës tip që do analizohet.

[25] http://www.csiamerica.com/application-programming-interface

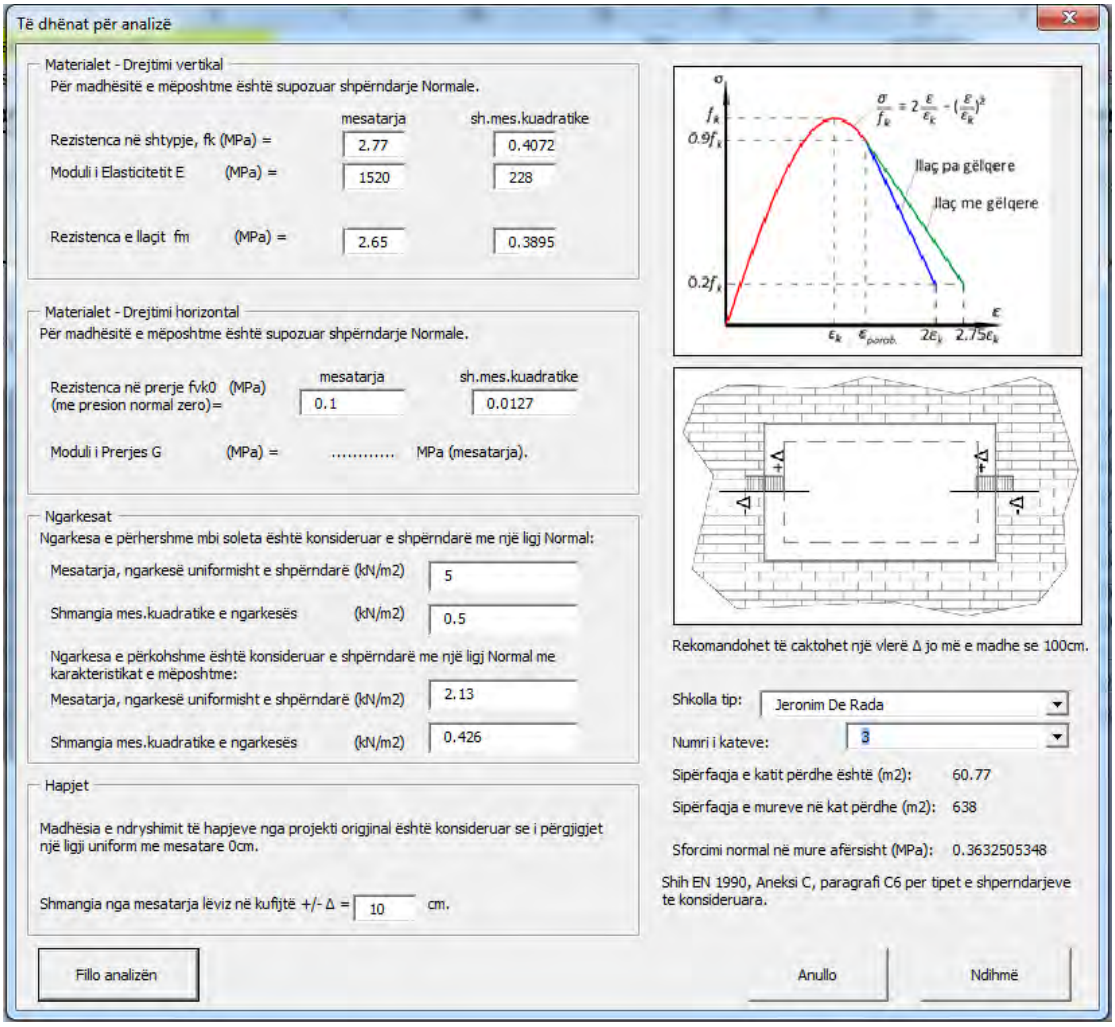


Fig. 5.38 Caktimi i të dhënave hyrëse për analizën statike jolineare

Në mënyrë të ngjashme bëhet edhe marrja e të dhënave për analizat në fushën kohore, pra nëpërmjet dritareve dialoguese që mundësojnë përsëritjen e analizave me të dhëna të ndryshuara. Në Fig. 5.39 tregohet se si zgjidhen akselerogramat hyrëse në analizat në fushën kohore. Këto akselerograma duhet të jenë të parapërgatitura në një format tekst (*.*txt*) në formatin kohë (*s*) – nxitim sizmik (*g*).

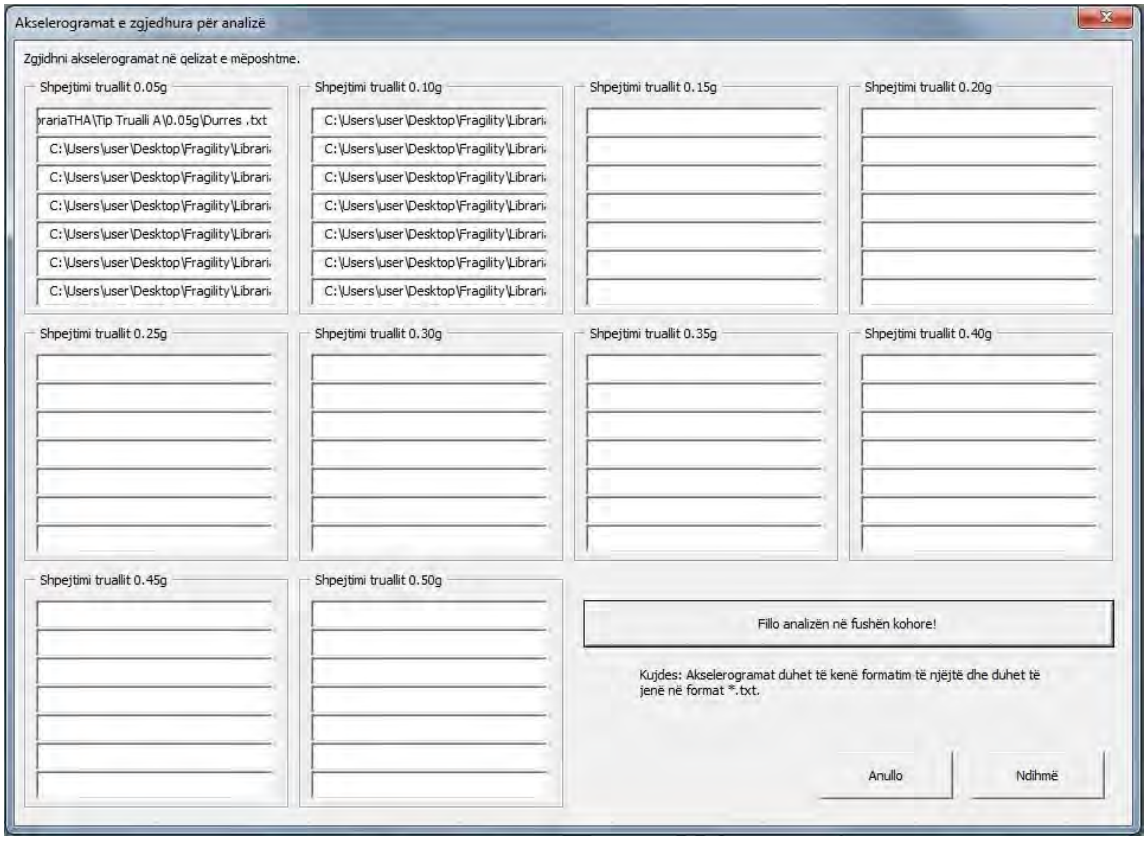


Fig. 5.39 Ngarkimi i akselerogramave

Figura e mëposhtme tregon një fragment të një dokumenti tipik tekst që përmban të dhënat e nevojshme për analizë në fushën kohore.

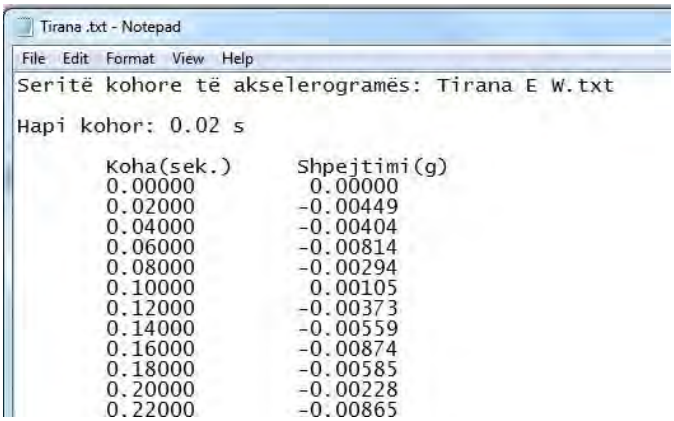


Fig. 5.40 Dokument tipik ".txt" që përdoret për akselerogramat hyrëse*

5.11.3 Detaje të kodimit në VBA

Për të ndihmuar ndërtimin e procedurës u zgjodh gjuha e programimit VBA (Visual Basic for Applications) dhe u përdor një programim hibrid, që do të thotë se krahas programimit të mirëfilltë në VBA, shërbeu edhe mjedisi i Microsoft Excel me gjithë potencialin që ai ofron. Kështu, VBA u përdor kryesisht për katër qëllimet e mëposhtme:

- për të krijuar funksione të cilat shërbejnë më tej në Microsoft Excel duke u thirrur njësoj si edhe funksionet e vetë Microsoft Excel;
- për të realizuar simulime Monte Carlo, të cilat do kërkonin një kohë të madhe po të zhvilloheshin në mënyrë manuale;

- për të mundësuar automatizimin e analizave në fushën kohore dhe marrjen e rezultateve prej tyre;
- për të krijuar procedura të cilat thirren në Microsoft Excel për të kryer detyra specifike lidhur me përpunimin e rezultateve të analizave;

Një shembull i një funksioni të krijuar është ai i funksionit "*histerezis*", i cili u përdor për matjen e energjisë histerezis duke përdorur vektorin e forcave dhe atë të zhvendosjeve për një analizë në fushën kohore. Në thelb, matja e sipërfaqes është bërë duke përafruar kurbën si segment të drejtë midis çdo dy pikave të njëpasnjëshme. Ky përafrim nuk sjell gabim të konsiderueshëm, pasi vetë informacioni i marrë nga Sap2000 është në trajtë pikash të cilat interpolohen për të ndërtuar kurbat histerezis. Më poshtë paraqitet kodi VBA i funksionit të krijuar "histerezis".

```
Function histerezis(forca As Range, zhvendosja As Range) As Double
Dim nrforca As Integer
Dim nrzhvendosja As Integer
Dim siperfaqja As Double
Dim i As Integer

nrforca = WorksheetFunction.CountA(forca)
nrzhvendosja = WorksheetFunction.CountA(zhvendosja)
siperfaqja = 0
For i = 2 To nrforca
siperfaqja = siperfaqja + (forca(i, 1) + forca(i - 1, 1)) *
(zhvendosja(i, 1) - zhvendosja(i - 1, 1)) * 0.5

Next i

histerezis = siperfaqja
End Function
```

Në kuadër të programimit hibrid, shpesh janë përdorur edhe brenda kodit VBA funksione të Excel, siç është rasti i treguar më sipër për funksionin *CountA*.

Për realizimin e simulimeve Monte Carlo është hartuar procedura në VBA dhe janë vendosur butona në Excel (si në figurën e mëposhtme) për të komanduar fillimin e simulimit.

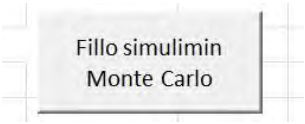


Fig. 5.41 Buton për komandimin e fillimit të simulimit Monte Carlo

Ndër vështirësitë kryesore në programimin e simulimit është marrja e vlerave të rastit për ndryshoret hyrëse. Kjo është realizuar me ndihmën e funksioneve që ofrohen të gatshme nga Microsoft Excel për përftimin e vlerave të rastit si dhe duke shfrytëzuar funksionet e gatshme për shpërndarjen Normale, LogNormale etj. Në vijim tregohet se si janë përftuar vlerat e rastit për modulin e elasticitetit të muraturës gjatë analizave statike jolineare.

```
random = Rnd()
If random = 0 Then
random = 0.0000001      'është përdorur kjo linjë sepse duhet
shmangur vlera 0
Else
If random = 1 Then
random = 0.99999999     'është përdorur kjo linjë sepse duhet
shmangur vlera 1
End If
End If

randE = WorksheetFunction.Norm_Inv(random, meanE, sdE)
     'shfrytëzohet funksioni NORM.INV
```

Pas marrjes së vlerave të rastit për të gjithë ndryshoret, simulimi është thjesht një cikël "***for - next***" i cili zhvillohet deri sa arrihet numri i paracaktuar i cikleve të kërkuara gjatë një simulimi.

```
For i = 1 To nrciklesh

‘Veprimet brenda një cikli

Next i
```

Për automatizimin e analizave në fushën kohore si dhe për të realizuar simulimin Monte Carlo për kapacitetin strukturor kanë shërbyer funksionet OAPI. Nëpërmjet tyre është bërë e mundur të hapen modele strukturorë të përgatitur më parë, të ndryshohen veçori të materialeve, gjeometrisë dhe ngarkimit sipas kërkesave, të kryhen analiza strukturore të tipave të ndryshme dhe të eksportohen përfundimet e çdo analize në Microsoft Excel, prej nga ku përpunimi është mjaft i lehtë. Më poshtë tregohen fragmente nga moduli VBA që realizon simulimin me qëllim vlerësimin e kapacitetit strukturor.

```
Sub simulimMCpushover()

Dim SapObject As SAP2000v15.SapObject
Dim SapModel As cSapModel

Dim veprimi As Long

‘ Deklarimi i ndryshoreve të tjera (nuk është paraqitur këtu)

Set SapObject = New SAP2000v15.SapObject
Set SapModel = SapObject.SapModel

SapObject.ApplicationStart
veprimi = SapModel.InitializeNewModel

SapModel.file.openfile ("C:\U....-vendndodhja e modelit---.sdb")

‘ zhvillohet nën-procedura Monte Carlo
‘ bëhet kalimi i përfundimeve në Excel
‘ bëhet mbyllja e programit Sap2000

SapObject.ApplicationExit True
Set SapObject = Nothing            'linjë e domosdoshme për të
shkarkuar programin nga memoria
Set SapModel = Nothing

End Sub
```

Për sa i përket procedurave të krijuara me qëllim lehtësimin e punës gjatë përpunimit të rezultateve, ndër më të rëndësishmet ishte ajo lidhur me analizën e regresit, për të përafruar rezultatet e simulimeve me funksione LogNormale. Gjatë kësaj procedure ka shërbyer gjerësisht mjedisi i Excel. Në thelb, vlerësimi i parametrave që përshkruajnë shpërndarjen LogNormale në rastet e analizave të regresit të kryera është realizuar me ndihmën e tentativave. Kështu, për vlera fikse të mesatares së tentuar midis dy kufijve të paracaktuar janë provuar vlera të shmangies mesatare kuadratike brenda një intervali tjetër të paracaktuar. Për çdo tentativë është llogaritur gabimi dhe janë fiksuar vlerat e mesatares dhe shmangies mesatare kuadratike për të cilat gabimi (i vlerësuar me metodën e katrorëve më të vegjël) është minimal.

5.11.3.1 Funksionet OAPI

Ndër funksionet e shumta OAPI që janë përdorur mund të veçojmë ata që përmblidhen në tabelën vijuese. Në këtë tabelë jepet emërtimi në VBA i funksionit dhe një shpjegim i tij.

Tab. 5.11 Disa nga funksionet OAPI të përdorura

Përshkrimi	Funksioni OAPI në VBA
Ngarkimi në memorien e kompjuterit të modelit Sap2000	SapModel.InitializeNewModel
Hapja e një modeli ekzistues	SapModel.file.openfile ("C:\... *.sdb")
Zgjedhja e njësive	SapModel.SetPresentUnits(kN_m_C)
Ngarkimi i soletave	SapModel.AreaObj.SetLoadUniformToFrame(...)
Marrja e koordinatave të pikave	SapModel.PointObj.GetCoordCartesian(...)
Ndryshimi i koordinatave të pikave	SapModel.EditPoint.ChangeCoordinates_1(....)
Veçoritë e materialeve izotropike	SapModel.PropMaterial.SetMPIsotropic(...)
Veçoritë e materialeve të tipit “beton”	SapModel.PropMaterial.SetOConcrete_1(...)
Ndërtimi i kurbës sforcim deformim të materialit me pika	SapModel.PropMaterial.SetSSCurve(...)
Zgjedhja e analizave që do kryhen	SapModel.Analyze.SetRunCaseFlag(....)
Ruajtja e rezultateve për forcat në bazë gjatë analizës	SapModel.Results.BaseReact(...)
Ruajtja e rezultateve për zhvendosjet e nyjave gjatë analizës	SapModel.Results.JointDispl(...)
Importimi i funksioneve në fushën kohore (akselerogramave hyrëse)	SapModel.Func.FuncTH.SetFromFile_1(...)
Krijimi ose modifikimi i analizës jolineare në fushën kohore me integrim të drejtpërdrejtë	SapModel.LoadCases.DirHistNonlinear.SetCase(...)
Caktimi i intervalit kohor midis dy hapave të analizës jolineare në fushën kohore me integrim të drejtpërdrejtë	SapModel.LoadCases.DirHistNonlinear.SetTimeStep(....)
Caktimi i ngarkesave ose/dhe nxitimeve për një analizë jolineare në fushën kohore me integrim të drejtpërdrejtë	SapModel.LoadCases.DirHistNonlinear.SetLoads(...)

Brenda kllapave vendosen argumentet e funksionit sipas rastit. Argumentet e nevojshëm për secilin nga funksionet e përdorur gjenden lehtësisht në dokumentacionin shoqërues të Sap2000.

5.11.3.2 Ndërlidhja me MS Excel

Rezultatet e përftuara nga analizat në Sap2000 janë marrë nëpërmjet programit VBA dhe janë paraqitur në mënyrë të organizuar në MS Excel. Për të lehtësuar përpunimin e mëtejshëm të rezultateve, është treguar kujdes në pozicionimin e saktë në MS Excel të rezultateve të marra nga Sap2000. Më tej, llogaritjet e përpunimit ekzekutohen automatikisht, pasi ato konsistojnë në veprime të zakonshme të MS Excel.

Më poshtë jepen fragmente nga kodi VBA nëpërmjet të cilit mundësohet marrja e rezultateve nga Sap2000 dhe kalimi në MS Excel.

```
‘ deklarimi i ndryshoreve (fragment i shkëputur)

     Dim NrRezultate As Long
     Dim PointElm() As String
     Dim LoadCase() As String
     Dim StepType() As String
     Dim StepNum() As Double
     Dim Fx() As Double
     Dim Fy() As Double
     Dim Fz() As Double
     Dim Mx() As Double
     Dim My() As Double
     Dim Mz() As Double
     Dim gx As Double
     Dim gy As Double
     Dim gz As Double
     Dim j As Double
     Dim U1() As Double
     Dim U2() As Double
     Dim U3() As Double
     Dim R1() As Double
     Dim R2() As Double
     Dim R3() As Double
     Dim Obj() As String
     Dim Elm() As String

‘ marrja e rezultateve nga Sap2000 (fragment i shkëputur)

veprimi = SapModel.Results.BaseReact(NrRezultate, LoadCase,
StepType, StepNum, Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz, gx, gy, gz)
                        ‘këtu merren vlerat për reaksionet në bazë

veprimi = SapModel.Results.JointDispl(3483, 1, NrRezultate, Obj,
Elm, LoadCase, StepType, StepNum, U1, U2, U3, R1, R2, R3)
     ‘këtu merren vlerat për zhvendosjet e nyjës 3483 të modelit

‘ hedhja e rezultateve në qelizat e paracaktuara në MS Excel

     For j = 1 To NrRezultate
          Worksheets("sap2000").Cells(9 + j, 8 + kolnr).Value =
     Fy(j - 1)
          Worksheets("sap2000").Cells(9 + j, 9 + kolnr).Value =
     U2(j - 1)
          ‘kolnr është një numerator që rritet çdo cikël MC për të
          mundësuar spostimin e ‘rezultateve në kollonat më në të
          djathtë
     Next j
```

Kështu, me ciklin e fundit “*For*” mundësohet popullimi i qelizave në Excel me forcat prerëse në bazë *Fy* dhe me zhvendosjet *U2*. Forcat dhe zhvendosjet janë rezultatet kryesore të marra nga Sap2000 dhe kanë shërbyer për përpunim të mëtejshëm.

5.11.3.3 Përdorimi i VBA për përpunimin e rezultateve

Përtej mundësimit të simulimeve dhe hedhjes së të dhënave nga Sap2000 në MS Excel, VBA është përdorur edhe në vijim të procedurës kryesore për përpunimin e rezultateve. Kështu, ndihmesa kryesore e VBA në zgjidhjen e problemeve të përpunimit të rezultateve ishte mundësimi i analizës së regresit për vlerësimin e parametrave të ligjit LogNormal, me atë të së cilit u zgjodh të përshkruhet në shumicën e rasteve shpërndarja e ndryshoreve dalëse (si p.sh. në rastin e u_f dhe q_u nga tufa e kurbave të kapacitetit të përftuara nga simulimi).

Programimi në këtë rast ishte përsëri hibrid, por mund të konsiderohet se anonte nga MS Excel, pasi shumica e veprimeve u realizuan nga ky i fundit dhe vetëm përpunimi u bë në VBA.

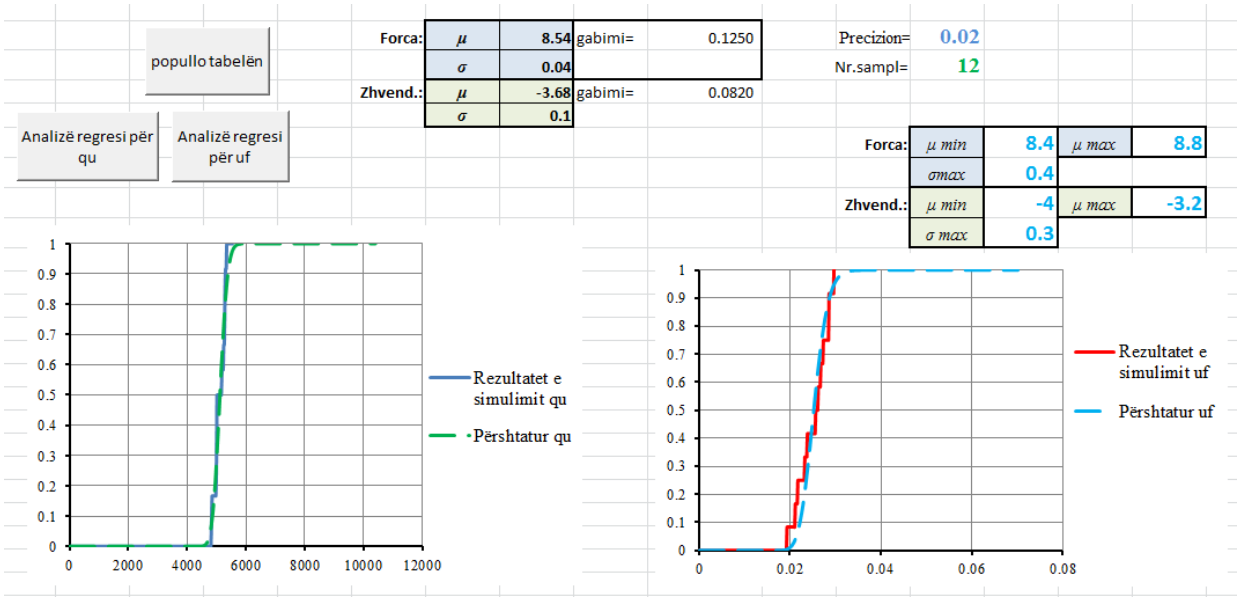


Fig. 5.42 Pamja e fletës në MS Excel ku tregohet analiza e regresit për u_f dhe q_u

Për çdo vlerë të mesatares së forcës nga kufijtë e paracaktuar në qelizat në të djathtë të Fig. 5.42 me një hap të barabartë me "precizionin" e zgjedhur (përsëri një qelizë në MS Excel, Fig. 5.42) kryhen nën-cikle për çdo vlerë të shmangies mesatare kuadratike nga zero deri në një vlerë σ_{max} (përsëri shih Fig. 5.42) të marrë me hap sa precizioni i zgjedhur. Për secilin nën-cikël llogaritet gabimi (pra, llogaritet se sa ndryshon shpërndarja faktike nga shpërndarja LogNormale me parametrat e atij nën - cikli. Gabimi minimal që vërehet deri në plotësimin e të gjithë cikleve ruhet si vlerë dhe parametrat e shpërndarjes LogNormale që sjellin atë gabim (minimal) afishohen si parametrat më të përshtatshëm. Procedura e ndjekur për analizën e regresit përmblidhet në bllok-skemën e mëposhtme.

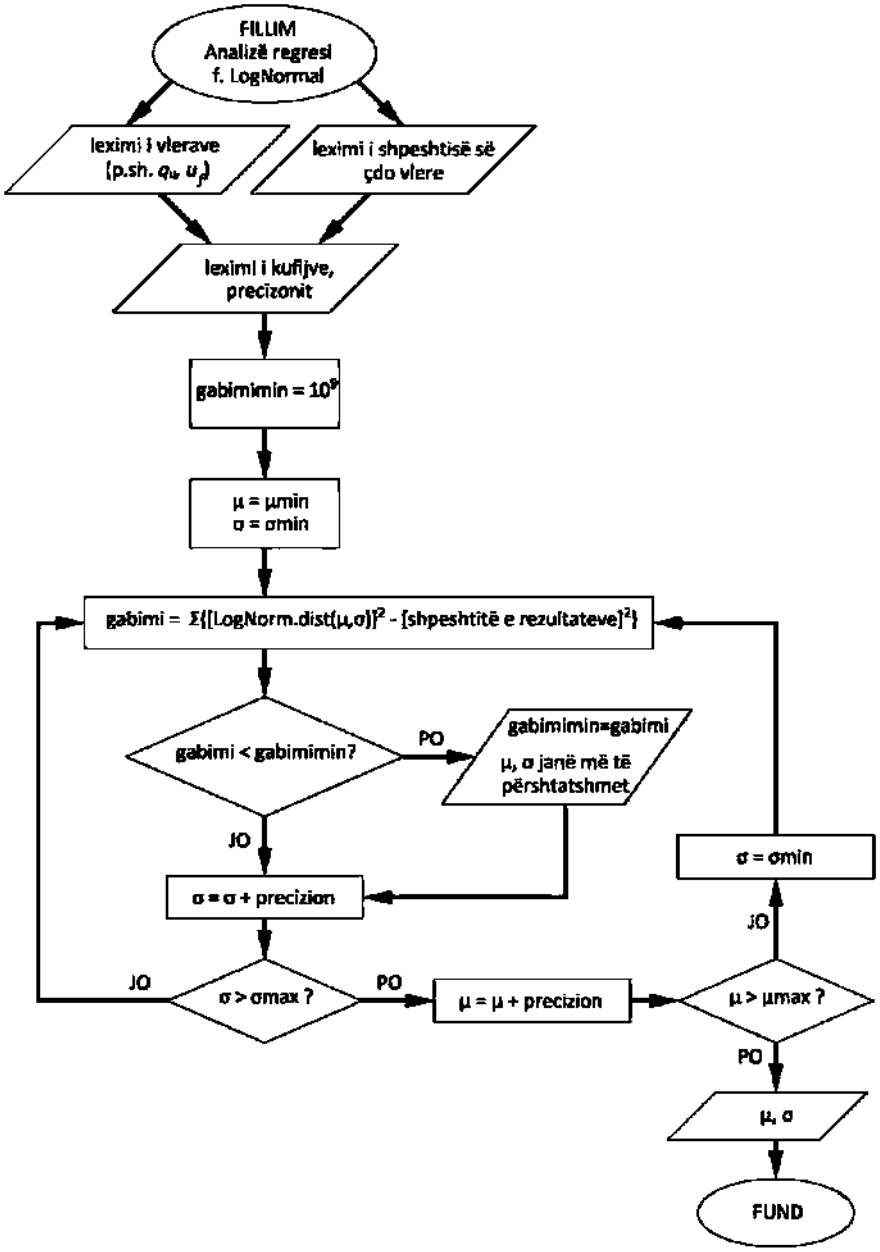


Fig. 5.43 Bllok-skema e analizës së regresit të përdorur

Algoritëm i ngjashëm është përdorur si për q_u ashtu edhe për u_f, me ndryshimet përkatëse.

5.11.4 Paraqitja dhe përpunimi i mëtejshëm i rezultateve

Pas përfundimit të analizave strukturore, qoftë atyre statike jolineare apo edhe atyre jolineare dinamike në fushën kohore, rezultatet janë hedhur në MS Excel ku ka vazhduar më së shumti përpunimi i mëtejshëm. Figura e mëposhtme paraqet një tabelë dialoguese që tregon kohëzgjatjen e analizës, e cila shfaqet në përfundim të analizave të gjata.

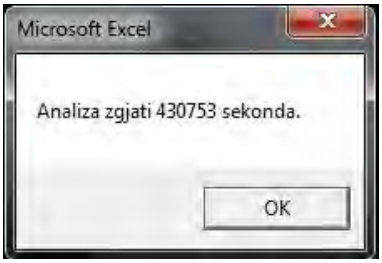


Fig. 5.44 Dhënia e informacionit mbi kohëzgjatjen e analizës

Me konfirmimin e kohëzgjatjes, bëhet automatikisht plotësimi i qelizave dhe ndërtimi i grafikëve përkatës në MS Excel. Thirrja e procedurave të tjera për realizimin e detyrave të përpunimit bëhet nëpërmjet butonëve të vendosur në pozicione të ndryshme, siç ilustrohet më poshtë.

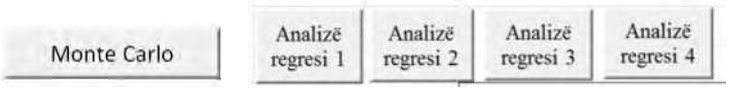


Fig. 5.45 Thirrja e procedurave për përpunimin e mëtejshëm të rezultateve

Pas përfundimit të ekzekutimit të kodit VBA që lidhet me secilin buton, përftohen kurbat e brishtësisë në mënyrë grafike në mjedisin e Microsoft Excel.

5.12 Veprimet pas përftimit të kurbave të brishtësisë

Veprimet e tjera, që lidhen me interpretimin e rezultateve dhe me shtrirjen e tyre për të marrë parasysh ndryshimet e mundshme të një strukture nga struktura e marrë për referencë do paraqiten në kapitujt vijues, së bashku me aplikimet konkrete.

5.13 Ilustrimi grafik i procedurës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë dhe për vlerësimin e dëmtimeve

Figura e mëposhtme paraqet procedurën e ndjekur për ndërtimin e kurbave të brishtësisë dhe për vlerësimin e dëmtimeve, për të cilin do flitet më në detaj në kapitujt pasardhës.

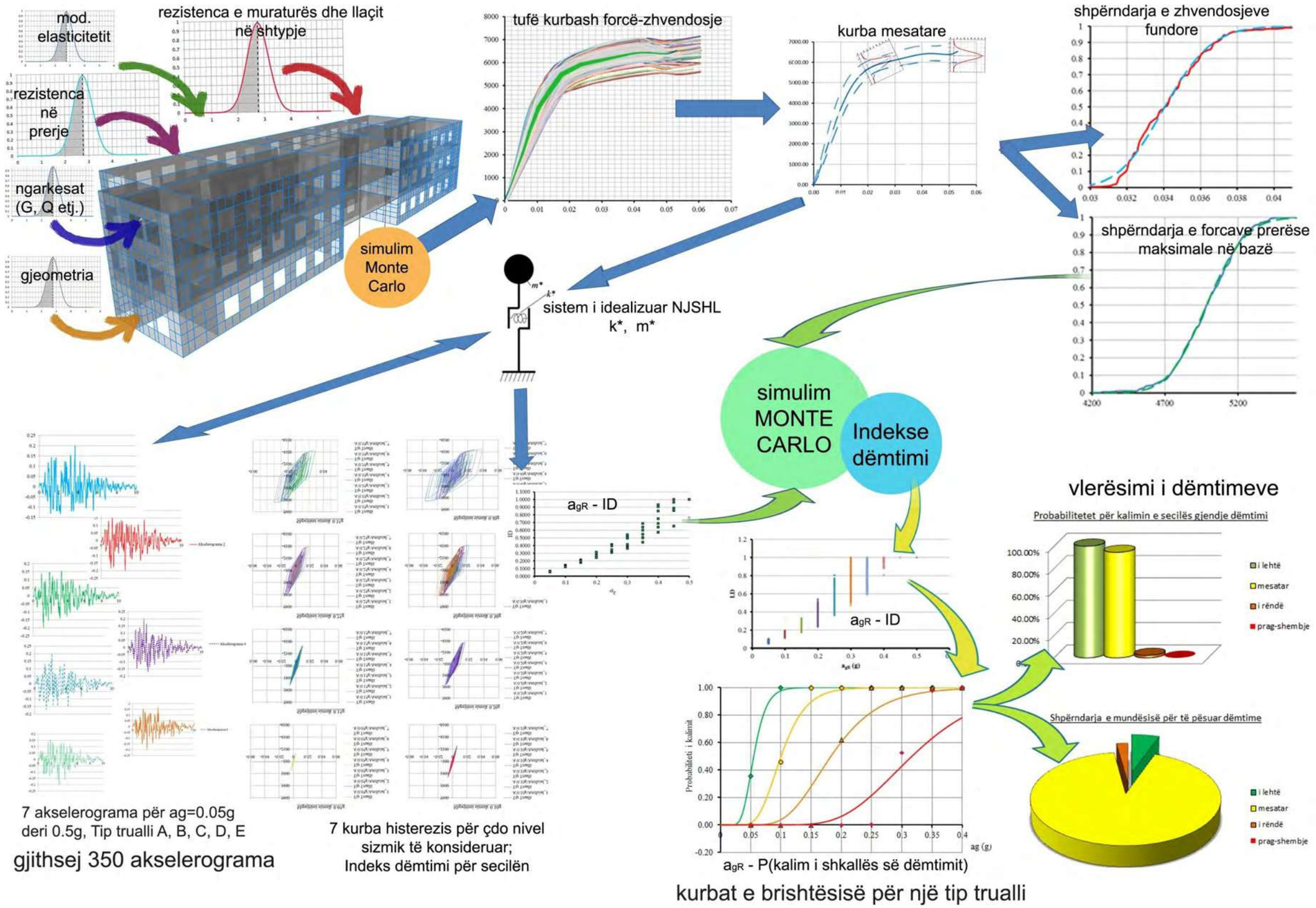


Fig. 5.46 Ilustrimi grafik i procedurës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë dhe për vlerësimin e dëmtimeve

6 KURBAT E BRISHTËSISË PËR NDËRTESAT ARSIMORE

6.1 Ndërtesa arsimore referencë

6.1.1 Përshkrim i ndërtesës referencë

Ndërtesa arsimore referencë është tre kate, me strukturë murature dhe me ndërkate prej betoni të armuar. Mbështetur në projektin origjinal, disa nga veçoritë kryesore të ndërtesës përmblidhen në tabelën e mëposhtme. Sipas projektit origjinal të ndërtesës, ajo ka një mbulesë prej betoni të armuar. Llaçi i përdorur për muraturën është i markës M-25, përveç zonave pranë dritareve ku marka e llaçit është M-50. Tullat e përdorura janë të markës M-75.

Tre katet e ndërtesës kanë planimetri të ngjashme, me mure strukturorë që fillojnë që nga themeli e vazhdojnë në të njëjtën vertikale deri në nivelin e mbulesës. Trashësia e mureve strukturorë në katin përdhe është 38cm ndërsa në dy katet më sipër trashësia e këtyre mureve është 25cm. Planimetritë e shkollës paraqiten në figurat e mëposhtme.

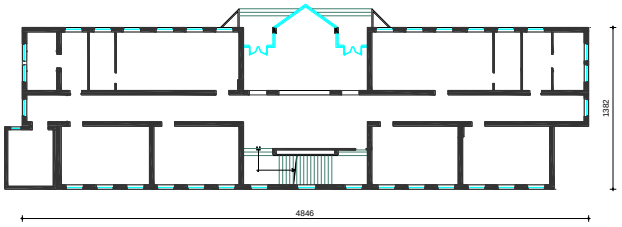


Fig. 6.1 Planimetria e katit përdhe

Nga planimetria e mësipërme vërehet se muret sipas drejtimit të shkurtër të shkollës nuk vazhdojnë të pandërprerë nga njëra fasadë e shkollës në tjetrën. Vihet re gjithashtu që pjesa qendrore përbëhet nga elementë betonarme (kolona, trarë të cilët në drejtimin gjatësor ndërpresin vazhdueshmërinë e mureve) por që ndikojnë pak ose aspak në kapacitetin tërësor të strukturës. Për më tepër, në drejtimin gjatësor muret janë të shumtë, me gjatësi më të madhe se sa në drejtimin shkurtëror dhe me hapje relativisht të vogla për muret në brendësi. Ndërsa, në muret e fasadës, hapjet janë të konsiderueshme në përmasa dhe numër (dritaret) por kanë si anë pozitive shpërndarjen e njëtrajtshme të tyre në formë “matrice”.

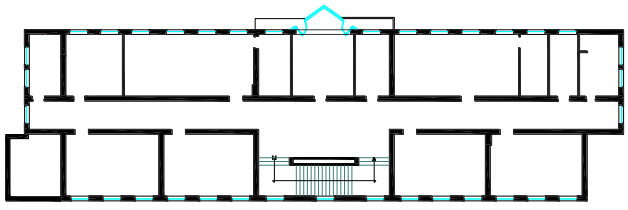


Fig. 6.2 Planimetria e katit të parë

Nga planimetria e katit të parë dhe të dytë vihet re se struktura është e rregullt në lartësi. Muret ndarës ndërrojnë pozicionin e tyre në disa hapësira, por muret strukturorë nuk ndryshojnë vendndodhjen nga kati në kat. Një jovazhdueshmëri mjaft e vogël krijohet nga ndërrimi i pozicionit të një dere në një nga muret e drejtimit gjatësor.

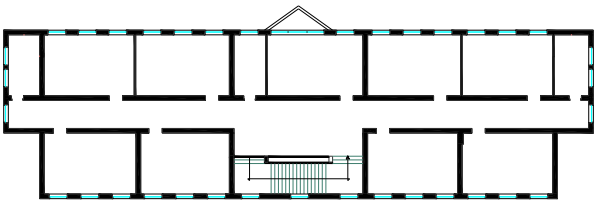


Fig. 6.3 Planimetria e katit të dytë

6.1.2 Modeli llogaritës

Struktura është modeluar në programin kompjuterik CSI Sap2000. Për modelimin e muraturës si material strukturor është përdorur modeli i prezantuar në Kapitullin 4. Një pamje tri-përmasore e modelit llogaritës tregohet në Fig. 6.4.

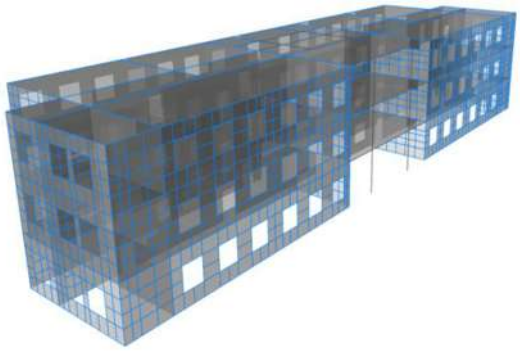


Fig. 6.4 Modeli llogaritës tri-përmasor i shkollës referencë

Në zgjedhjen e karakteristikave të materialeve në model janë mbajtur parasysh si rekomandimet e Eurokodit 6, ashtu edhe trajtimet teorike dhe të dhënat eksperimentale të paraqitura në paragrafin 3.2. Nevoja për t'iu referuar literaturës ndërkombëtare lind nga fakti që në kohën e ndërtimit të shkollave në studim, shkenca dhe teknologjia e materialeve ka qenë ndryshe nga ajo e sotme. Eurokodi 6 i referohet projektimit të strukturave të reja, prandaj është e arsyeshme të mendohet se materialet me të cilat janë ndërtuar shkollat në Shqipëri kanë veçori të ndryshme nga ato që paraqet Eurokodi.

Tabela e mëposhtme përmbledh vlerat e rezistencës karakteristike në prerje pa presion vertikal f_{vk0} (simboli sipas EN 1996-1-1), të vlerësuar sipas KTP 9-78 dhe EN 1996-1-1.

Tab. 6.1 Vlera e rezistencës karakteristike në prerje pa presion vertikal f_{vko} (MPa)

Llaçi / Kodi	M 1.5	M 5	Referenca në kod
KTP 9- 78*	0.05	0.16	Tab. 6
EN-1996-1-1: 2005	0.1	0.2	Tab. 3.5

* për koeficient homogjeniteti 0.45.

Për modelin llogaritës, karakteristikat e materialeve të përdorur përmblidhen në tabelën vijuese.

Tab. 6.2 Veçoritë e materialeve të përdorura në modelin llogaritës

Rezistenca në shtypje	Rezistenca në tërheqje	Rezistenca në prerje pa presion vertikal	Rezistenca në prerje	Moduli i elasticitetit	Moduli i prerjes	Koeficienti i Puasonit
MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	MPa	-
f_m	f_t	f_{v0}	f_v	E	G	v
2.05	0.1	0.1	0.17	1128	282	0.15

Në tabelën e mësipërme, vlera karakteristike e rezistencës në prerje f_{vk} është:

$$f_{vk} = f_{vk0} + 0.4 \cdot \sigma_v = 0.1 + 0.4 \cdot 0.18 = 0.172 \approx 0.17 N/mm^2 \quad (6.1)$$

Vlera f_{vk}=0.17 N/mm^2 është llogaritur mbi bazën e një analize strukturore të thjeshtuar statike dhe paraprake, për ngarkesa vertikale sipas kombinimit $G + 0.48Q$, nga e cila ka rezultuar vlera mesatare e presionit vertikal σ_v=0.18 N/mm^2.

6.1.3 Kapaciteti i strukturës

Fillimisht është kryer një analizë statike jolineare "*pushover*" e strukturës. Për këtë analizë, janë përdorur karakteristikat e materialeve sipas Tab. 6.2. Në figurën e mëposhtme tregohet kapaciteti i strukturës në formatin "*forcë prerëse në bazë – zhvendosje në nivelin e mbulesës*" për të dy drejtimet.

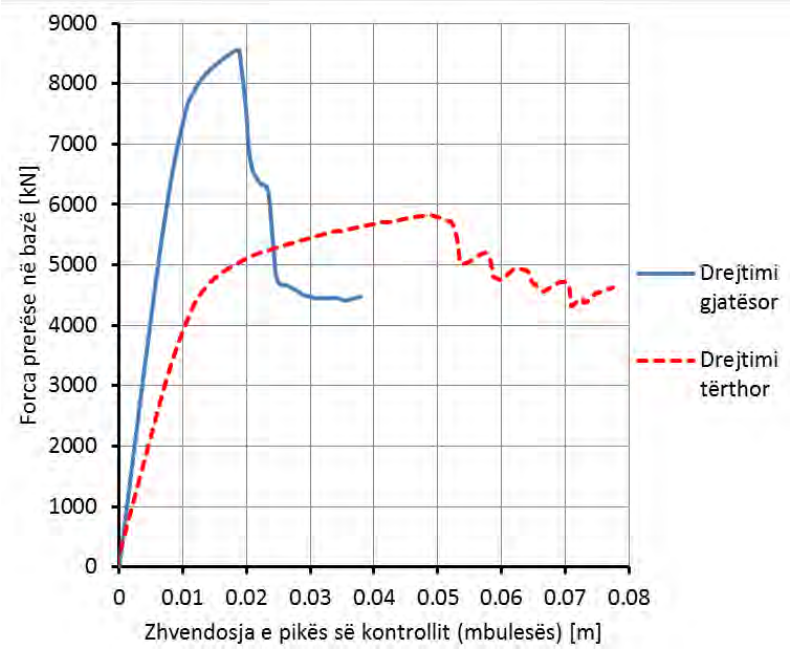


Fig. 6.5 Kurbat e kapacitetit të strukturës për dy drejtimet

Vendosja e dy kurbave të kapacitetit të dy drejtimeve kryesore në të njëjtin sistem koordinativ tregon se struktura ka kapacitet më të madh në drejtimin gjatësor të saj, por duktilitet më të vogël në atë drejtim. Për ta treguar më qartë dallimin midis kurbave të dy drejtimeve mund të bëhet shndërrimi i tyre në formatin S_a – S_d (nxitim spektral – zhvendosje spektrale). Për këtë, së pari llogaritet nga një analizë e toneve të lëkundjeve "forma e vetë" që i korrespondon tonit bazë të strukturës sipas secilit drejtim. Duke shënuar me Φ_1 vektorin e vetë të tonit të parë me indekset *x*- për drejtimin gjatësor dhe *y*- për drejtimin tërthor, vlerat janë:

$$\Phi_{1,x} = \begin{pmatrix} 0.3424 \\ 0.7758 \\ 1.0000 \end{pmatrix} \begin{matrix} i = 1, ndërkati\ i\ parë \\ i = 2, ndërkati\ i\ dytë \\ i = 3, mbulesa \end{matrix};$$

$$\Phi_{1,y} = \begin{pmatrix} 0.3056 \\ 0.7222 \\ 1.0000 \end{pmatrix} \begin{matrix} i = 1, ndërkati\ i\ parë \\ i = 2, ndërkati\ i\ dytë \\ i = 3, mbulesa \end{matrix} \quad (6.2)$$

Vektori i masave të secilit kat është e njëjtë për të dy drejtimet, me vlerat e mëposhtme.

$$m_1 = \begin{pmatrix} 843.64ton \\ 744.66ton \\ 547.12ton \end{pmatrix} \begin{matrix} i=1 \\ i=2 \\ i=3 \end{matrix} \tag{6.3}$$

Duke ndjekur procedurën e Aneksit B të EN 1998-1, faktori i transformimit për drejtimin *x* dhe *y* llogaritet:

$$\Gamma_x = \frac{m_x^*}{\sum m_{i,x}\Phi_{i,x}^2} = 1.2919 \text{ dhe } \Gamma_y = \frac{m_y^*}{\sum m_{i,y}\Phi_{i,y}^2} = 1.3238 \tag{6.4}$$

Në barazimin e mësipërm, m* është masa e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie (NJSHL), e cila llogaritet:

$$m_x^* = \sum m_{i,x}\Phi_{i,x} = 1413.68\text{ton} \text{ dhe } m_y^* = \sum m_{i,y}\Phi_{i,y} = 1342.73 \text{ ton} \tag{6.5}$$

Kalimi në formatin Sa-Sd bëhet duke pjesëtuar forcën prerëse në bazë me produktin (*Γm**) dhe duke pjesëtuar zhvendosjet me faktorin e transformimit *Γ*. Më parë bëhet bilinearizimi i kurbave të kapacitetit sipas Aneksit B të EN 1998-1, mbi baza energjetike, proces ky që pasqyrohet grafikisht më poshtë.

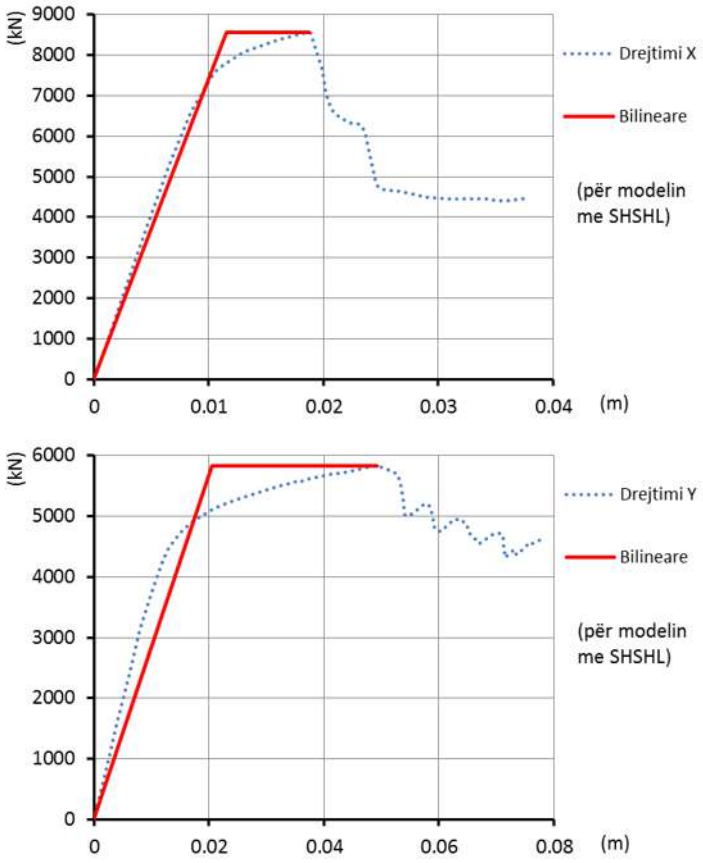


Fig. 6.6 Bilinearizimi i kurbave të kapacitetit për sistemin me shumë shkallë lirie

Vendosja në formatin *Sa-Sd* e të dy kurbave të kapacitetit është treguar në figurën e mëposhtme, nga ku vihet re që kapaciteti në drejtimin gjatësor (*X*) është rreth 1.43 herë më i madh se sa në drejtimin tërthor (*Y*).

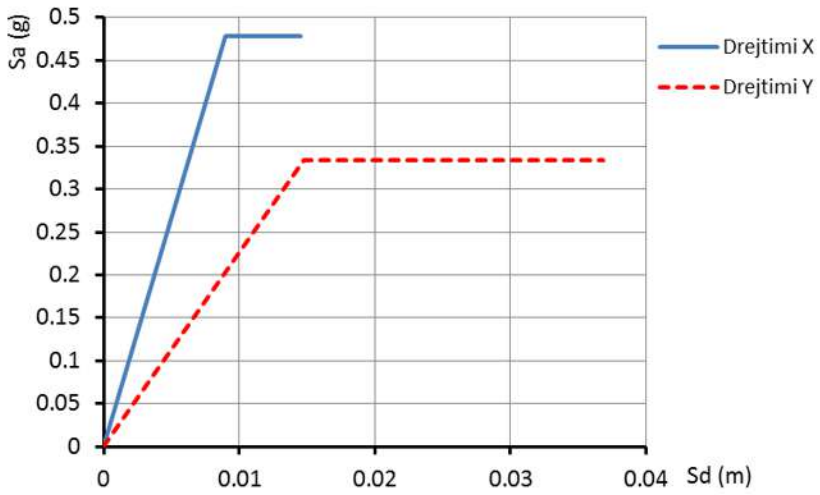


Fig. 6.7 Krahasimi i kurbave të kapacitetit sipas dy drejtimeve në formatin Sa-Sd

Nga ana tjetër, duktiliteti, i shprehur si raport i zhvendosjes spektrale fundore kundrejt asaj të rrjedhshmërisë rezulton i barabartë me 1.63 për drejtimin gjatësor dhe 2.5 për drejtimin tërthor.

Nëse kërkohet të bëhet një vlerësim strukturor për një veprim të dhënë sizmik, mund të vazhdojmë të ndjekim procedurën e Aneksit B të Eurokodit 8, Pjesa 1. Vlerësimi në këtë temë nuk do kufizohet në një tip trualli apo ndonjë vlerë fikse e nxitimit referencë në truall, megjithatë në vijim paraqitet vlerësimi i "zhvendosjes së synuar" për nxitim referencë në truall a_{gR}=0.20g, spektër Tipi 1 dhe truall të tipit C. Të gjithë këto përcaktime i referohen Eurokodit 8. Kështu, për drejtimin ku struktura shfaqet më "e dobët" (me kuptimin e kapacitetit më të vogël, pra për drejtimin tërthor), zhvendosja e rrjedhshmërisë e sistemit të idealizuar me një shkallë lirie është:

$$d_y^* = 2\left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}\right) = 0.01475m \tag{6.6}$$

ku E_m* është energjia e deformimit e sistemit deri në formimin e mekanizmit plastik. Për arritjen e këtij të fundit, forca është F_y* dhe zhvendosja korresponduese d_m*. Nëse i referohemi Fig. 6.6, mekanizmi plastik është përcaktuar si pika ku fillon rënia e kurbës së kapacitetit. Perioda e sistemit të idealizuar ekuivalent me një shkallë lirie është:

$$T^* = 2\pi\sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} = 0.42145s \tag{6.7}$$

Zhvendosja e synuar për rastin në fjalë rezulton d_t* = 0.0299m (për sistemin ekuivalent të idealizuar me një shkallë lirie). Për të kuptuar më mirë se si qëndron zhvendosja e synuar kundrejt kapacitetit të strukturës, është ndërtuar grafiku i Fig. 6.8.

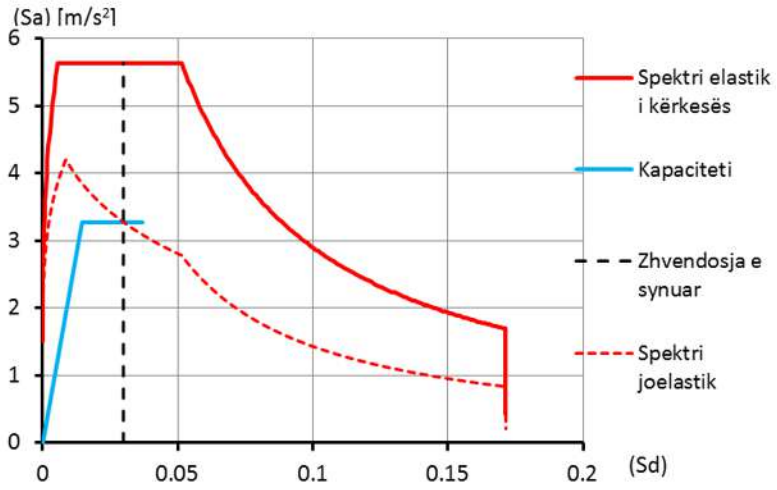


Fig. 6.8 Zhvendosja e synuar e strukturës në drejtimin tërthor, për a_{gR}=0.2g, truall Tipi C, spektër Tipi1

Në këtë grafik tregohet se zhvendosja e synuar përkon me fazën plastike të reagimit të strukturës. Struktura ka një rezervë të vogël në kapacitet, pasi zhvendosja e synuar është relativisht afër zhvendosjes fundore të strukturës. Për të njëjtën strukturë, duke ndryshuar vetëm tipin e truallit, nga C në D, situata paraqitet si më poshtë.

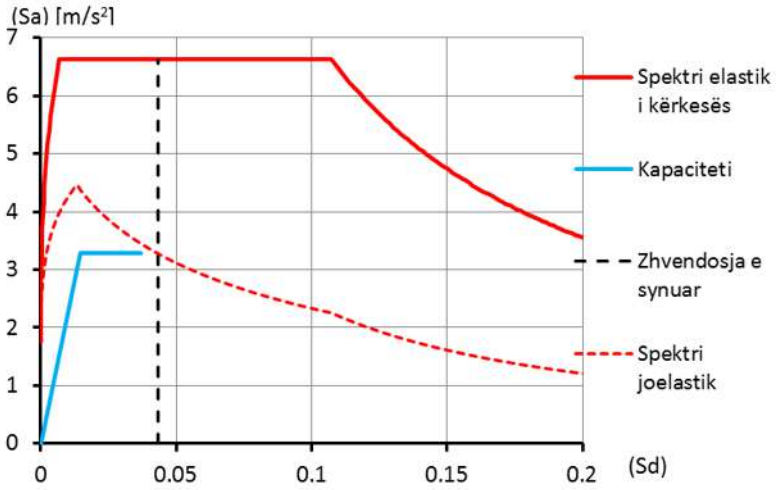


Fig. 6.9 Zhvendosja e synuar e strukturës në drejtimin tërthor, për a_{gR}=0.2g, truall Tipi D, spektër Tipi1

Në këtë rast, struktura rezulton me kapacitet të pamjaftueshëm për të përballuar veprimin sizmik.

Në këtë paragraf u bë një vlerësim deterministik i kapacitetit të strukturës. Siç është përmendur edhe më lart, për realizmin e qëllimit kryesor të temës do kryhen analiza strukturore me natyrë probabilitare. Megjithatë, kurbat e kapacitetit të përftuara në analizën deterministike shërbejnë për të kuptuar më mirë se si qëndron metoda e përdorur në këtë studim në raport me metodat e mirënjohura dhe praktike.

6.1.4 Simulimi Monte Carlo i kapacitetit

Duke ndjekur procedurën e përshkruar në paragrafët 5.4 deri 5.7, u përftua bashkësia e mëposhtme e kurbave të kapacitetit të strukturës për drejtimin tërthor. Gjithsej u zhvilluan 400 analiza "pushover". Në Fig. 6.10 nuk paraqitet pjesa e kurbës përtej pikës ku arrihet rezistenca maksimale.

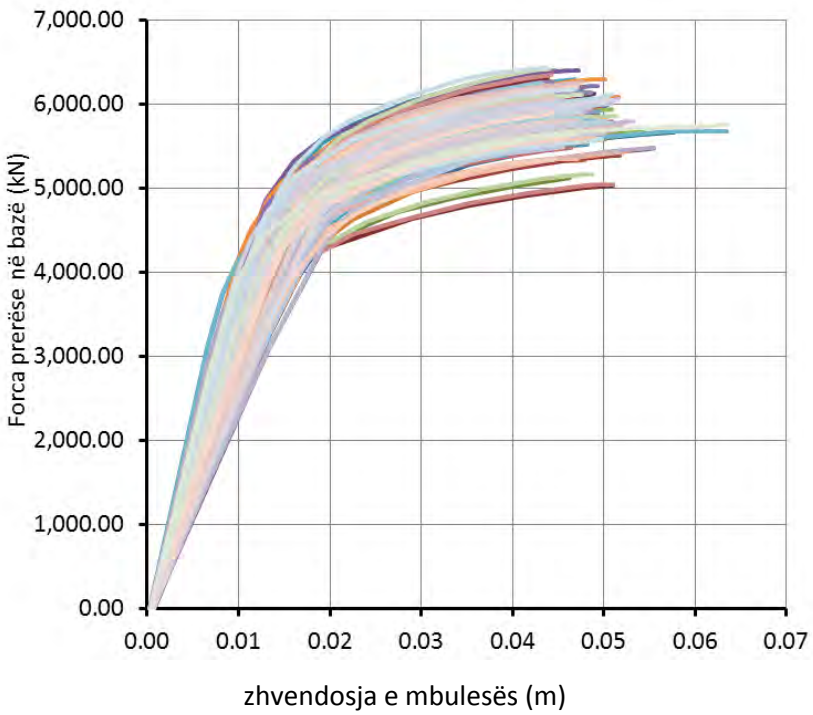


Fig. 6.10 Kurbat e kapacitetit të përftuara në simulimin Monte Carlo, boshti horizontal zhvendosja (m), boshti vertikal forca prerëse në bazë (kN)

Nga tufa e mësipërme e kurbave vihet re që shpërhapja e pikave që përfaqësojnë kapacitetin e strukturës bëhet më e madhe në fazën plastike. Grafikisht mund të dallohet se kurba e treguar në Fig. 6.5 për drejtimin tërthor të strukturës qëndron si një mesatare e tufës së kurbave të mësipërme. Kjo justifikohet edhe nga fakti që kurba e Fig. 6.5 është ndërtuar nga një analizë statike jolineare me vlera mesatare të faktorëve që në simulimin MC u trajtuan si ndryshore rasti.

Për të vazhduar më tej procedurën, është e nevojshme që tufa e kurbave të mësipërme të idealizohet për sistemin ekuivalent me një shkallë lirie. Për këtë, është ndjekur procedura e Aneksit B të EN 1998-1, por pa e shndërruar kurbën reale në kurbë bilineare.

Mbi kurbat për sistemin ekuivalent me një shkallë lirie, ishte e mundur të kryhej një analizë statistikore për të vlerësuar parametrat e shpërndarjes së pikave karakteristike. Siç u tregua në Kapitullin 5, interesohemi për shpërndarjet e:

- u_f – zhvendosjes për të cilën shkatërrohet muratura
- q_u – forcës prerëse fundore

Parametrat e mësipërm shërbejnë për llogaritjen e Indeksit të Dëmtimit. Duke zhvilluar një analizë regresi mbi dy faktorët e mësipërm të përftuar nga tufa e kurbave të sistemit me një shkallë lirie, kanë rezultuar funksionet e shpërndarjes të përmbledhur në tabelën e mëposhtme si funksione që i përafrohen më mirë shpërndarjeve të vrojtuara.

Tab. 6.3 Parametrat e shpërndarjeve LogNormale që i përgjigjen më mirë shpërndarjes faktike të vlerave u_f dhe q_u

	Mesatarja LogNormale	Shmangia Mesatare Kuadratike LogNormale
Forca qu	8.39	0.042
Zhvendosja uf	-3.30	0.059

Për t'i bërë më të lexueshme vlerat e mësipërme, mund t'i kthejmë në shkallë jologaritmike duke përftuar:

Forca kufitare mesatare = e^{qu} = 4401.8 kN;

Zhvendosja fundore mesatare = e^{uf} = 0.0368m.

Përveç llogaritjeve të mësipërme, është e nevojshme të gjendet edhe një kurbë kapaciteti "mesatare". Kjo e fundit do përdoret për analizat në fushën kohore. Duke shtrirë analizën statistikore në të gjitha pikat përbërëse të tufës së kurbave (reale, të pa-idealizuara), u përftua kurba e mëposhtme, e cila mund të konsiderohet se përfaqëson kapacitetin mesatar të modelit të shkollës referencë të konsideruar.

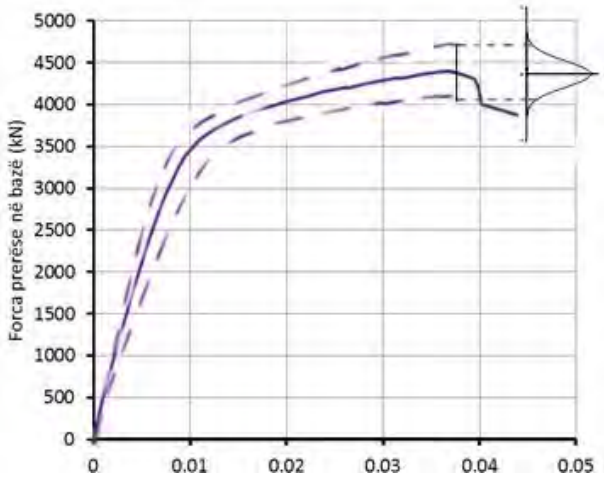


Fig. 6.11 Kapaciteti mesatar i sistemit ekuivalent me një shkallë lirie i shkollës referencë të analizuar

Kurba e kapacitetit e figurës së mësipërme përbën bazën mbi të cilën do modelohet sjellja e modelit strukturor të thjeshtuar që do përdoret për analizat në fushën kohore.

6.1.5 Analizat në fushën kohore

Struktura e shkollës u modelua në programin CSI Sap2000 si një sistem i thjeshtë me një shkallë lirie nëpërmjet elementëve "*link*" të disponueshëm në program. Këta të fundit modelojnë sjelljen e strukturës, e cila në këtë fazë pranohet nëpërmjet një marrëdhënieje forcë-zhvendosje mesatare. Masa që vihet në lëvizje gjatë analizave në fushën kohore është *m** e llogaritur në paragrafin e mëparshëm. Duke marrë në konsideratë edhe degën rënëse të kurbës së kapacitetit, është ndërtuar marrëdhënia e mëposhtme forcë – zhvendosje e elementit "link" të përdorur në Sap2000.

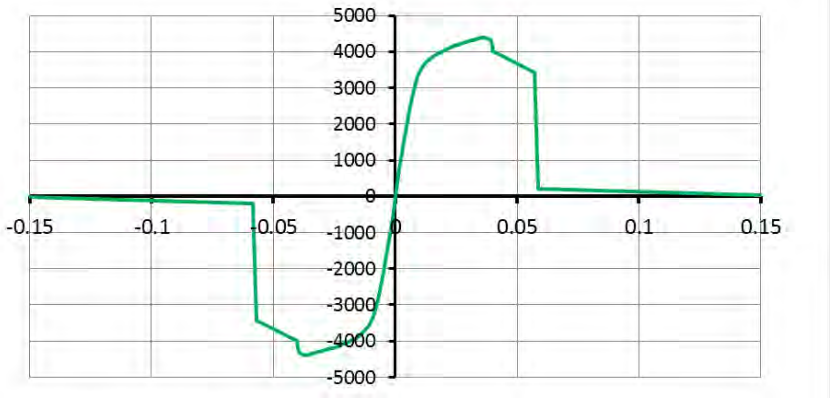


Fig. 6.12 Sjellja forcë – zhvendosje mesatare dhe variacioni i saj me një shmangie mesatare kuadratike, përdorur për analizat në fushën kohore

Kurbat histerezis të përftuara nga bashkësia e akselerogramave të përdorura për analizë paraqitet në Shtojca C – Rezultatet e analizës në fushën kohore për ndërtesën .

Nga kurbat për truall A, vihet re sjellje jolineare e strukturës që në nivele të ulëta të nxitimit sizmik. Gjithashtu, vihet re se për nivele relativisht të larta sizmike (si p.sh. a_{gR}=0.4g) kurba histerezis i largohet origjinës së boshteve koordinative, thënë ndryshe, lëkundja bëhet kundrejt një pozicioni të deformuar në mënyrë plastike të strukturës. Për ta treguar më mirë këtë, mund t'i referohemi figurës së mëposhtme që tregon zhvendosjet e strukturës në majë në funksion të kohës. Për truallin e tipit A, për akselerogramën e pestë artificiale me a_{gR}=0.4g, vihet re që pas sekondës së pestë lëkundjet zhvillohen rreth një pozicioni të deformuar, i cili pas sekondës së njëzetë fiksohet në afërsisht 0.011m.

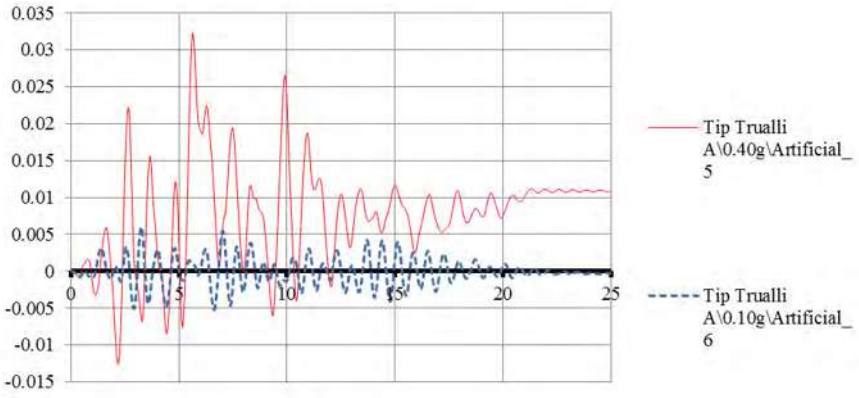


Fig. 6.13 Zhvendosjet në majë të strukturës në funksion të kohës

Nga figura e mësipërme duket se nuk ndodh e njëjta gjë me akselerogramën për nxitim sizmik 0.10g, për të cilën zhvendosjet në majë lëkunden kundrejt pozicionit me zhvendosje zero.

Gjithashtu vihet re se, ashtu sikurse pritej, për troje më të dobët dhe për nxitime sizmike më të mëdha të truallit, deformimet që pëson struktura janë më të mëdha. Kështu, nëse vëzhgohen kurbat histerezis për nxitim referencë të truallit 0.30g, vihet re se për trojet D dhe E struktura pëson deformime shumë të mëdha (më të mëdha se deformimet fundore) ndërsa për të njëjtin nxitim sizmik por në truall të mirë (p.sh. në truall A) shfaqet përsëri sjellje plastike por shumë më e kufizuar.

6.1.6 Vlerësimi i Indeksit të Dëmtimit dhe ndërtimi i kurbave të brishtësisë

Me kryerjen e analizave në fushën kohore, përftohen grafikë që përmbajnë pika me koordinata "a_{gR} – *ID*". Një pikë përfaqëson ID të llogaritur për një analizë të vetme në fushën kohore, me nxitim referencë të truallit a_{gR}. Kështu, për çdo tip trualli përftohen grafikë që përmbajnë 70 pika (nga 7 për çdo nivel sizmik të konsideruar, çdo 0.05g). Grafikët e përftuar në përfundim të analizave në fushën kohore të shkollës referencë paraqiten në vijim.

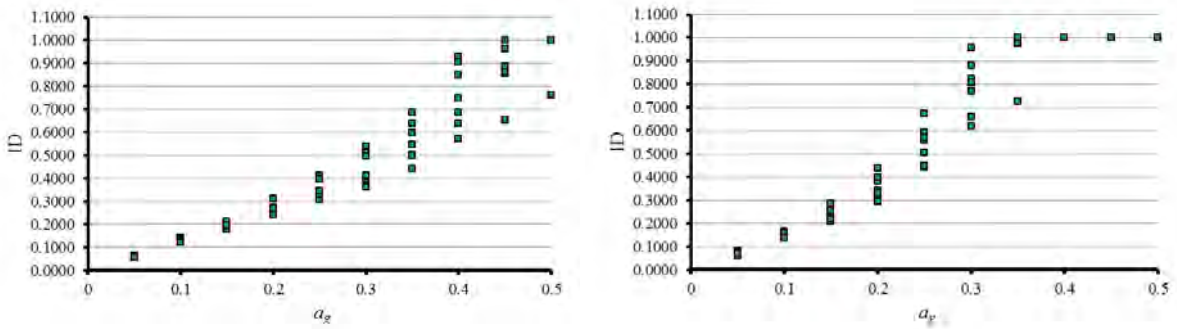


Fig. 6.14 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit A (majtas) dhe B (djathtas)

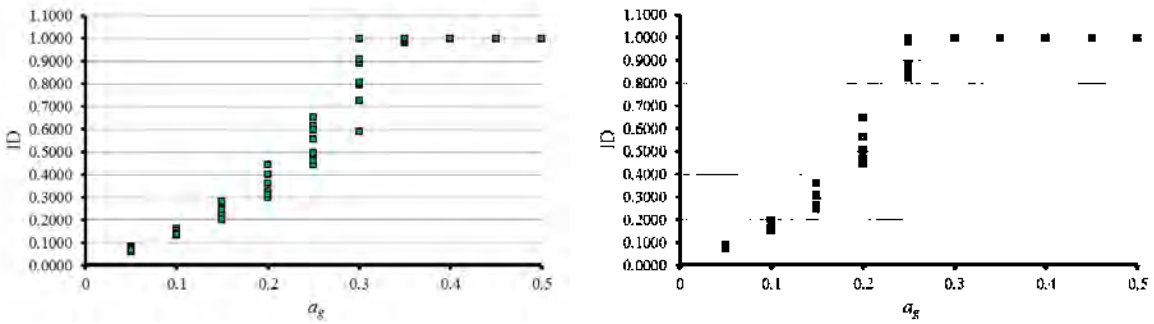


Fig. 6.15 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit C (majtas) dhe D (djathtas)

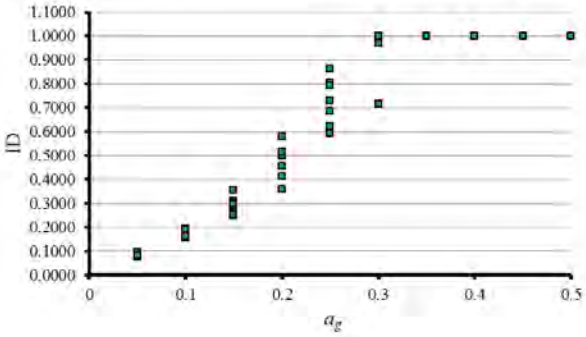


Fig. 6.16 Rezultatet e analizave në fushën kohore në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit E

Hapi pasardhës për ndërtimin e kurbave të brishtësisë për strukturën në studim konsiston në kryerjen e simulimeve Monte Carlo (MC) që marrin parasysh ndryshueshmërinë e veprimit sizmik dhe të kapacitetit të strukturës njëkohësisht. Lidhja midis këtyre dy faktorëve realizohet nëpërmjet Indeksit të Dëmtimit që u parashtrua në paragrafët 5.2.5 dhe 5.10.

Për secilin tip trualli është e nevojshme të kryhet një simulim MC më vete. Si pasojë e simulimit, për çdo nivel sizmik përftohet një numër i madh pikash në formatin "*nxitim sizmik në truall (a_{gR}) – Indeks dëmtimi (ID)*". Siç u tregua në paragrafin 5.9, grupimi i pikave sipas kufijve të ID që shprehin shkallë të ndryshme dëmtimi jep numrin e pikave që përfaqësojnë atë shkallë dëmtimi. Ky numër, i pjesëtuar me numrin e plotë të "pikave" të përftuara nga simulimi MC, përbën vlerësim të probabilitetit për të pësuar dëmtime në një shkallë të caktuar e për një nxitim referencë të caktuar të truallit. Grafikët e mëposhtëm paraqesin tërësinë e pikave të përftuara nga simulimet MC për secilin tip trualli.

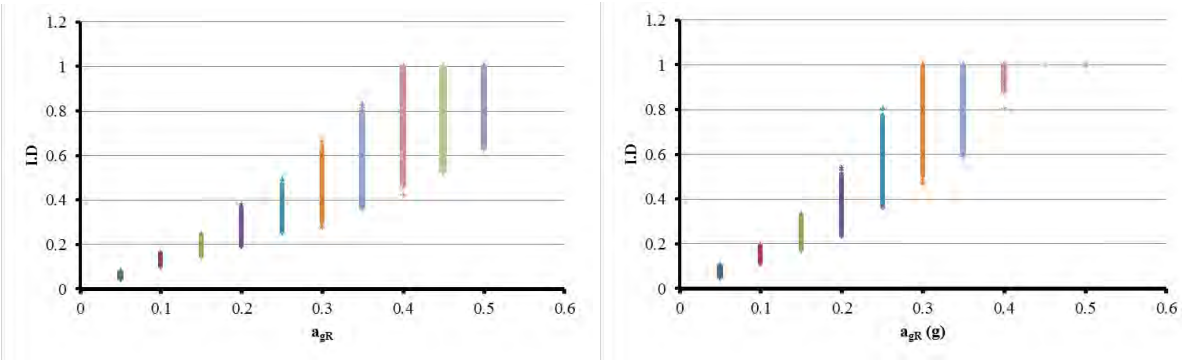


Fig. 6.17 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit A (majtas) dhe B (djathtas)

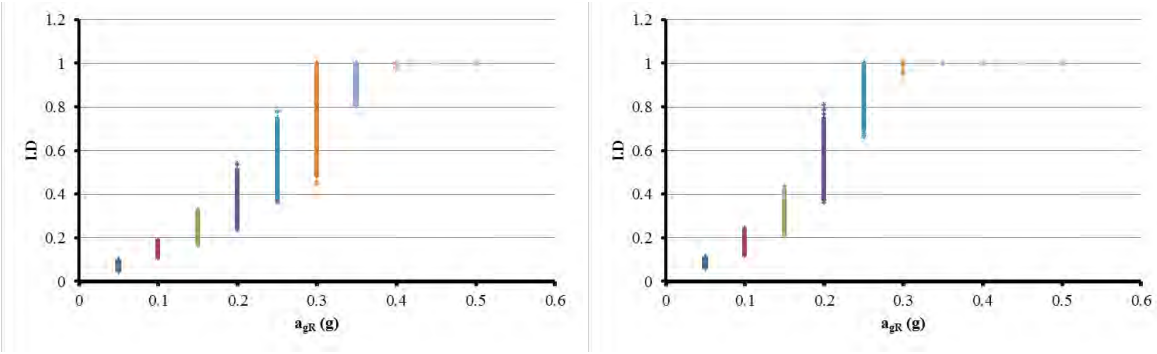


Fig. 6.18 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit C (majtas) dhe D (djathtas)

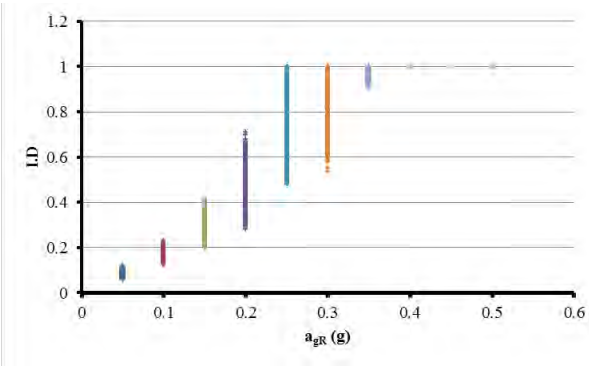


Fig. 6.19 Rezultatet e simulimit MC në formatin a_{gR} – ID për truall të tipit E

Secili nga grafikët e mësipërm përmban 1000 pika për çdo nivel sizmik të konsideruar (pra, çdo 0.05g). Në rastin e nxitimeve të mëdha sizmike (si psh për a_{gR}=0.5g në figurën që i takon trojeve të ndryshëm nga "A"), të gjitha pikat janë të grumbulluara te ID=1 (pra, në grafik duket një pikë, por faktikisht aty janë 1000 pika të mbivendosura). Numri "1000" i pikave në një nivel sizmik është praktikisht numri i cikleve në simulimin MC.

Numri i cikleve në një simulim MC ka rëndësi, sidomos në vlerësimin e drejtë të zonave skajore të shpërndarjes (pra zonave me probabilitet shumë të ulët ose shumë të lartë). U provuan simulime me deri 10 000 iteracione për çdo nivel sizmik (pra gjithsej 100 000 iteracione) dhe u vu re se zgjidhja që merret me 1000 iteracione për nivel sizmik (gjithsej 10 000 iteracione) ofron një saktësi të kënaqshme.

Tab. 6.4 Indekset e dëmtimit në formë tabelare për truall tipi E

	Probabiliteti i vlerësuar i Indeksit të dëmtimit që plotëson kushtet			
a_g	>0.089	>0.1726	>0.4216	>=1
0.05	0.3570	0.0000	0.0000	0.0000
0.1	1.0000	0.4614	0.0000	0.0000
0.15	1.0000	1.0000	0.0003	0.0000
0.2	1.0000	1.0000	0.6193	0.0000
0.25	1.0000	1.0000	1.0000	0.0010
0.3	1.0000	1.0000	1.0000	0.5231
0.35	1.0000	1.0000	1.0000	0.9753
0.4	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.45	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000
0.5	1.0000	1.0000	1.0000	1.0000

Tabela e mësipërme tregon një shembull të tabelës përmbledhëse që përftohet në fund të simulimit MC. Tabela i korrespondon truallit E dhe përmban probabilitetet e vlerësuara të plotësimit të kushteve të shënuara në rreshtin e dytë të tabelës.

6.1.7 Kurbat e brishtësisë për shkollën referencë

Mbështetur në trajtimet teorike të paraqitura më lart, duke shfrytëzuar mjetet e shpjeguara në këtë punim, u nxorën kurbat e brishtësisë për ndërtesën referencë. Më poshtë tregohen kurbat e përftuara për secilin tip trualli të marrë në shqyrtim (sipas EN 1998-1). Në këto figura, kurbat janë paraqitur me vijë të plotë me ngjyra sipas shkallës së dëmtimit të treguar në legjendë. Figurat përmbajnë edhe pika të cilat përfaqësojnë rezultatet diskrete të simulimit Monte Carlo për llogaritjen e indekseve të dëmtimit. Kurbat janë ndërtuar mbështetur në një analizë regresi.

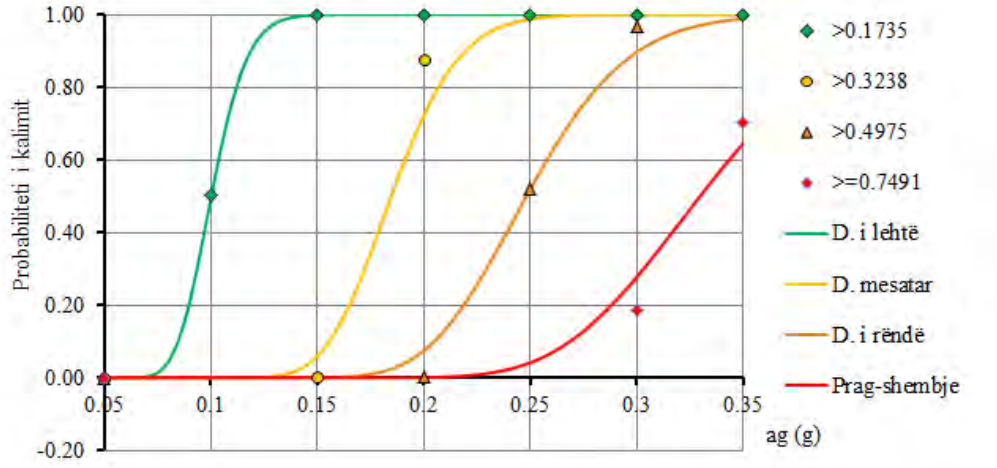


Fig. 6.20 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi A

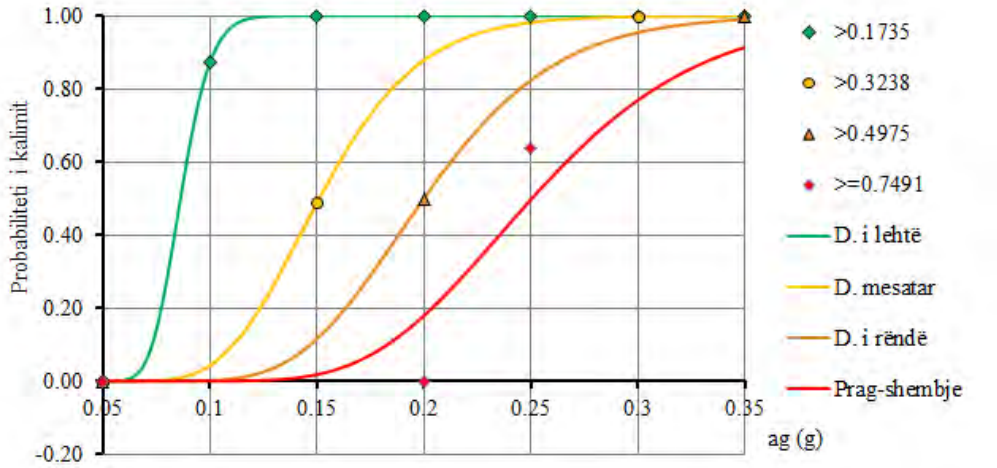


Fig. 6.21 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi B

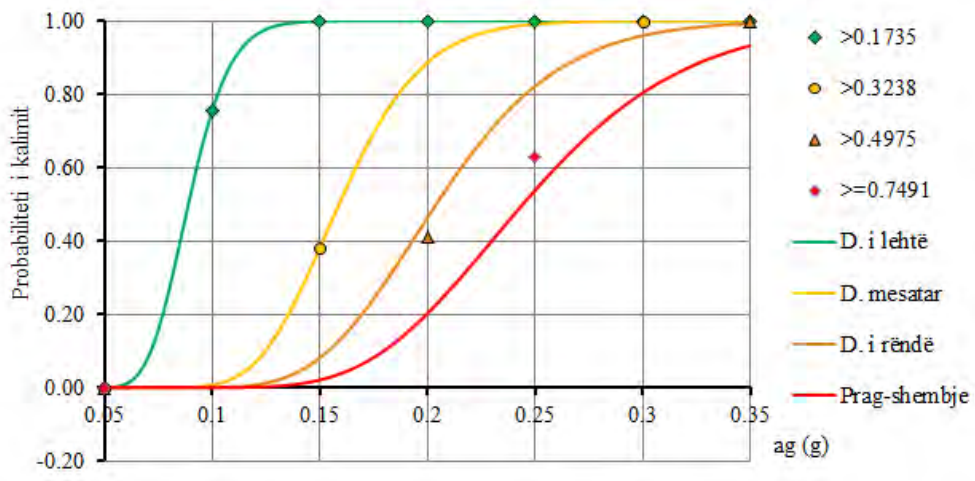


Fig. 6.22 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi C

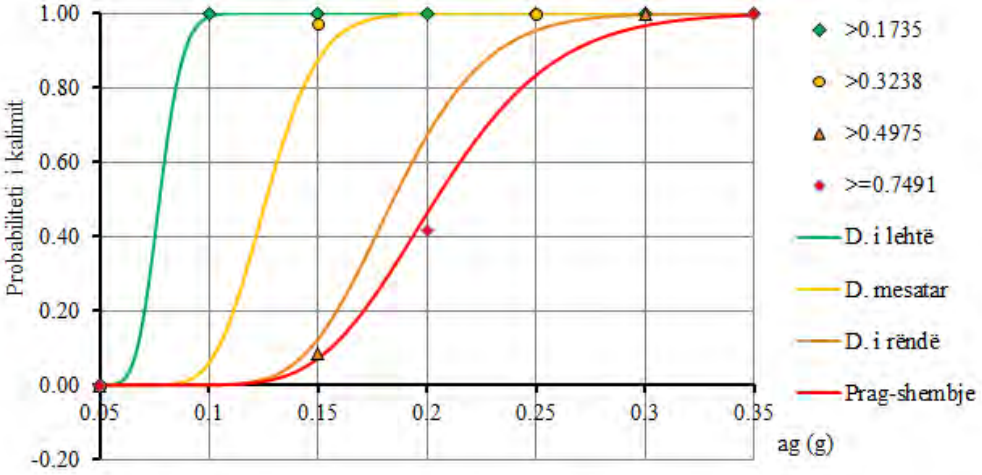


Fig. 6.23 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi D

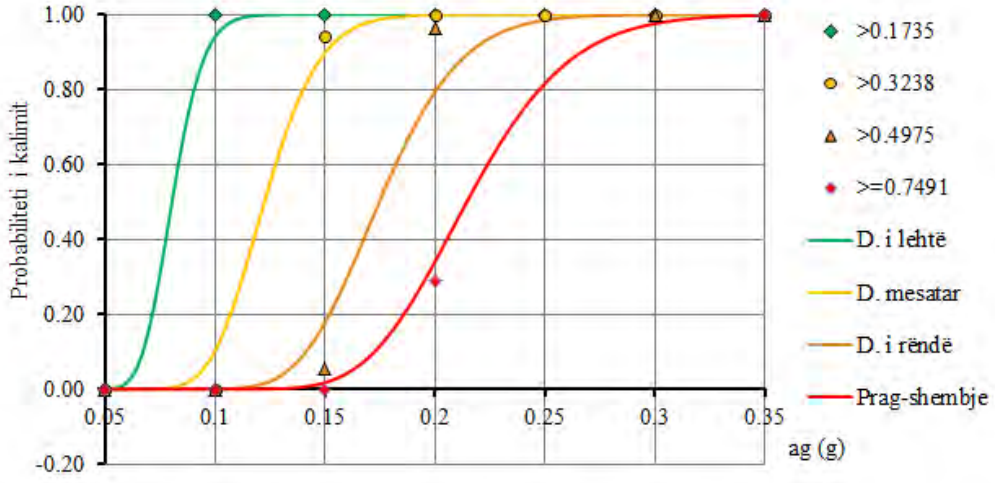
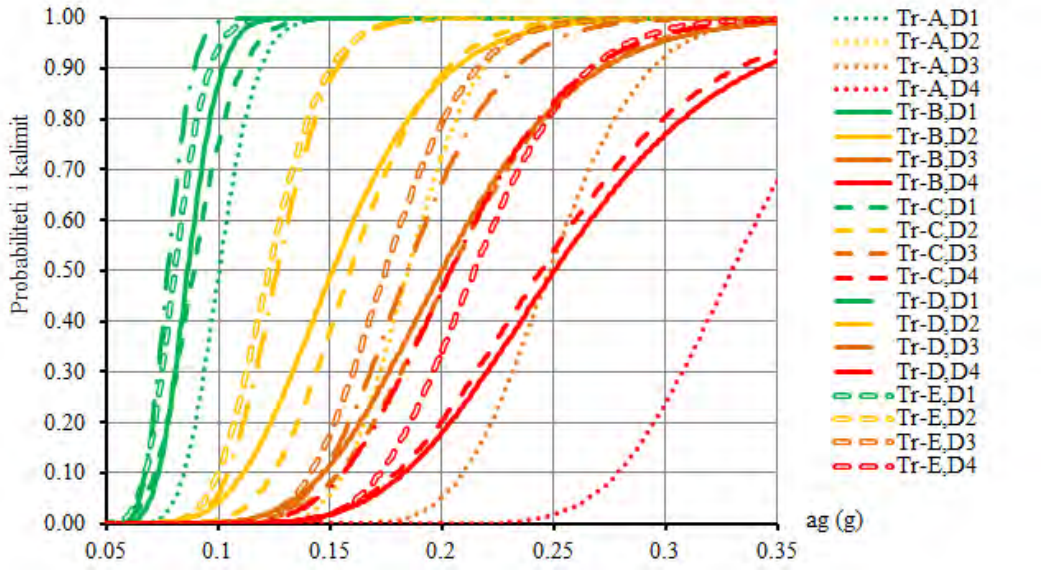


Fig. 6.24 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë referencë të vendosur në truall tipi E

Për të vëzhguar më mirë se çfarë ndodh me kurbat e paraqitura më sipër për troje të ndryshme, vjen në ndihmë figura e mëposhtme, e cila përmban të gjitha rezultatet e përftuara në një grafik të vetëm.



D1 = Dëmtim i lehtë, D2 = dëmtim mesatar, D3 = dëmtim i rëndë, D4 = prag-shembje

Fig. 6.25 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për troje të ndryshme

Nga figura vihet re se, ashtu siç pritej, për ndërtesë referencë të vendosur në troje të mira, nxitimi sizmik referencë për të cilin struktura arrin një shkallë të caktuar dëmtimi është më i madh se sa për të njëjtën strukturë por të vendosur në troje më të dobëta. Në kurbat e mësipërme, ato që i korrespondojnë truallit A janë dukshëm të shtrira më në të djathtë (pra, dëmtimet arrihen për a_g relativisht të mëdha). Vihet re gjithashtu, se për një vlerë të a_g rreth 0.25*g*, ekziston një probabilitet shumë i lartë për të pasur shembje të ndërtesave (përveç atyre të vendosura në troje të tipit A).

Në tabelën vijuese përmblidhen parametrat që përshkruajnë funksionin LogNormal të shpërndarjes për secilën nga kurbat e brishtësisë të përftuara.

Tab. 6.5 Parametrat e shpërndarjes LogNormale të kurbave të brishtësisë për ndërtesën referencë

	Parametri	D1	D2	D3	D4
Truall A	μ	-2.3	-1.689	-1.394	-1.11
	σ	0.132	0.134	0.15	0.16
Truall B	μ	-2.45	-1.89	-1.61	-1.385
	σ	0.13	0.24	0.24	0.245
Truall C	μ	-2.42	-1.84	-1.59	-1.41
	σ	0.17	0.19	0.22	0.24
Truall D	μ	-2.56	-2.07	-1.69	-1.59
	σ	0.11	0.15	0.18	0.21
Truall E	μ	-2.52	-2.1	-1.745	-1.54
	σ	0.14	0.16	0.165	0.17

Për të ndërtuar në Microsoft Excel kurbat e Fig. 6.25, mund të ndërtohet një tabelë me dy kolona, me vlera "x" që shërbejnë si abshisa (nxitime sizmike) dhe ordinata sipas formulës "=NORM.S.DIST((LN(x)- μ)/σ,TRUE)".

Në interpretimet mbi rezultatet e mësipërme duhet të mbahet parasysh fakti që boshti horizontal në Fig. 6.25 përfaqëson nxitime referencë në truall dhe veprimet sizmike mbi bazën e të cilave janë ndërtuar kurbat e brishtësisë në këtë studim janë në përputhje me Eurokodin 8. Thënë ndryshe, i njëjti nxitim sizmik në truall, përkthehet në kërkesë të ndryshme sizmike për ndërtesën nëse krahasojmë kushtet teknike të projektimit KTP me Eurokodin 8. Në këtë krahasim, është i mirënjohur

fakti që Eurokodi 8 ofron spektra sizmikë në vlera më të larta se KTP N.2-89 dhe akoma më të mëdha se sa KTP më të hershme, mbi bazën e të cilave janë projektuar shumica e shkollave në Shqipëri.

6.2 Shtrirja e analizës

Më sipër u treguan llogaritje të hollësishme të kryera mbi "modelin bazë" të ndërtesës arsimore referencë. Për shumë arsye, ndërtesat arsimore në Shqipëri nuk janë të njëllojta nga pikëpamja arkitekturore, strukturore dhe e rreziqeve (sizmike p.sh.). Për të përfshirë në analizën e dëmtimeve shumëllojshmërinë e ndërtesave arsimore, në paragrafët vijues paraqitet mënyra se si është realizuar shtrirja e analizës për të mbuluar këto ndërtesa.

Për këtë qëllim, është e nevojshme të studiohen çështjet e mëposhtme:

- *faktorët ndikues në kapacitetin e strukturës dhe pesha e tyre;*
  Për faktorët që ndikojnë në ndryshimin e kapacitetit të strukturës dhe të shkallës së dëmtimeve të pritshme në 'të gjatë një veprimi sizmik, nevojitet të bëhet një vlerësim numerik i madhësisë. Për këtë, në vijim do paraqiten më në hollësi faktorët e marrë në konsideratë.
- *ndikimi i parregullsisë strukturore, formës;*
  Vihet re se në shumë ndërtesa arsimore në vendin tonë, planimetria e tyre përmban elementë të parregullsisë, gjë që e përkeqëson reagimin në situatë sizmike. Për të përfshirë sa më drejt këtë faktor kaq të rëndësishëm, në vijim paraqiten analiza të hollësishme të ndikimit të parregullsisë në vlerësimin e dëmtimeve.
- *lidhja matematikore e kurbave të kapacitetit me kurbat e brishtësisë;*
  Për të kaluar nga kurbat e kapacitetit te kurbat e brishtësisë së ndërtesave arsimore të ndryshme nga ndërtesa referencë e studiuar më parë, nevojitet një procedurë për përcaktimin e faktorëve që përshkruajnë ligjin e kurbave të brishtësisë (pra, mesatares dhe shmangies mesatare kuadratike).

6.2.1 Faktorët ndikues dhe pesha e tyre në kapacitet

Në paragrafët vijues tregohet nëpërmjet analizave statike jolineare me ngarkim gradual ("pushover") apo nëpërmjet llogaritjeve analitike ndikimi i faktorëve të ndryshëm në kapacitetin e strukturës. Trajtimet i referohen një strukture të ngjashme (nga pikëpamja e numrit të kateve, konfigurimit planimetrik dhe në lartësi etj.) me atë të konsideruar si referencë në paragrafin më sipër, modeli strukturor llogaritës i së cilës është emërtuar "modeli bazë".

6.2.1.1 Ndikimi i hapjeve në kapacitetin e muraturës

Ndikimi i hapjeve në aftësinë e mureve për t'i rezistuar forcave anësore është një dukuri shumë e rëndësishme. Në rastin e hapjeve shumë të vogla, efekti i tyre në gjendjen e përgjithshme të sforcuar të muraturës është i vogël. Hapjet e mëdha sigurisht që kanë një efekt më të madh. Kur hapjet në mure bëhen shumë të mëdha, atëherë muri do të punojë si një ramë me lidhje rigide ose në një seri elementesh të lidhur së bashku me trarë lidhës. Në ndërtesa shoqërore (veçanërisht në shkolla) është e zakonshme që hapjet në muraturë të jenë të vendosura me rregullsi në rreshta njëri mbi tjetrin. Kolonat e muraturës që formohen midis hapjeve lidhen midis tyre nëpërmjet trarëve lidhës të cilët mund të jenë prej murature ose një kombinim i muraturës, arkitraut edhe soletës betonarme.

Muri i marrë në shqyrtim ka përmasa afërsisht 8×10m dhe i takon krahut anësor të shkollës referencë të prezantuar më sipër. Në rastin e parë është konsideruar muri në formën e tij ekzistuese, ndërsa në rastin e dytë është trajtuar i njëjti mur por pa hapje (pa dritare). Konceptimi i modelit të dytë i referohet rasteve reale në shkolla të tjera, në të cilat faqet anësore janë të mbyllura.

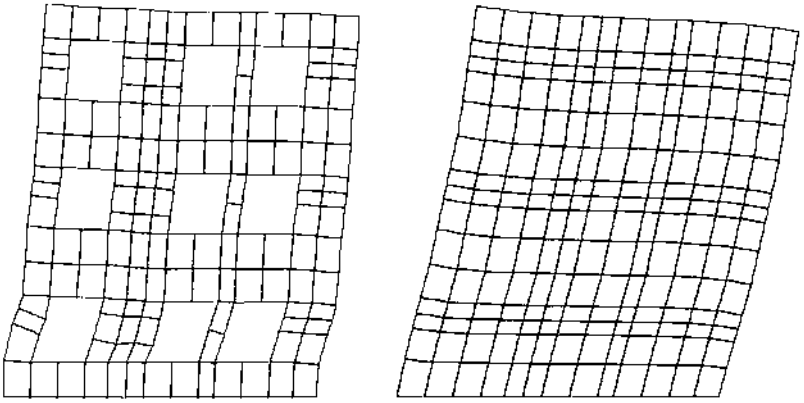


Fig. 6.26 Forma e deformuar e murit me dhe pa hapje

Duke krahasuar kurbat forcë zhvendosje të dy rasteve mund të dallohet lehtësisht ndikimi i hapjeve në shtangësinë e muraturës. Vihet re një aftësi mbajtëse fundore rreth 2 herë më të madhe në murin pa hapje, ndërkohë që zhvendosja fundore është pothuaj e njëjtë për të dy rastet. Dallimi më i rëndësishëm i dy mureve është forma e tyre e deformuar, e cila tregon për natyrë të ndryshme mekanizmash mbizotërues në sjelljen e murit me dhe pa hapje.

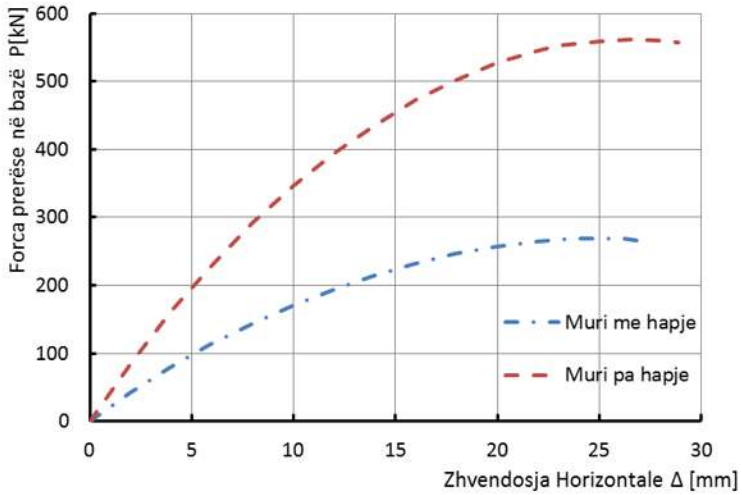


Fig. 6.27 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për muret me dhe pa hapje

6.2.1.2 Hapjet e paparashikuara në projekt

Në ndërtesa të ndryshme arsimore, për shkaqe të ndryshme, mund të ekzistojnë hapje (p.sh. dyer ose dritare) të ndryshme nga ato të paraqitura në projektet-tip. Duke analizuar një strukturë me model strukturor të ngjashëm me atë "bazë", por me hapje në masën deri afërsisht 20% të sipërfaqes së mureve të katit përdhe (janë supozuar hapje pothuajse në çdo mur), vihet re se kapaciteti i strukturës zvogëlohet (shih figurën e mëposhtme).

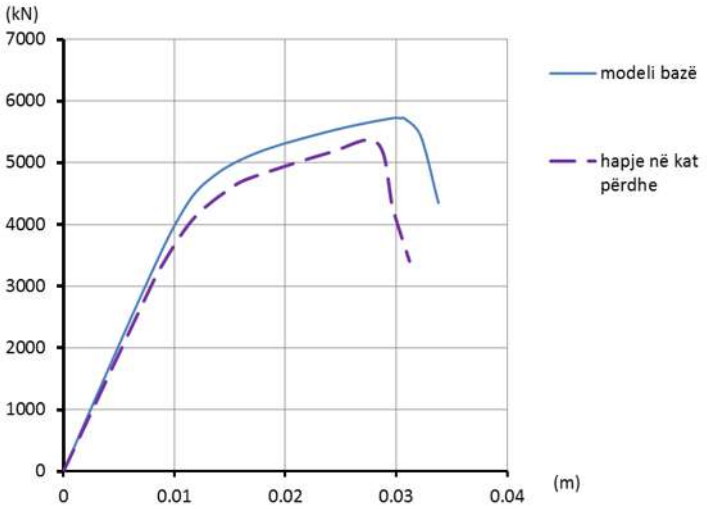


Fig. 6.28 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për ndërtesë me hapje normale (modeli bazë) dhe me hapje të mëdha

Në formatin *Sa-Sd* (nxitim spektral – zhvendosje spektrale), dy kurbat e mësipërme shfaqen si në figurën vijuese.

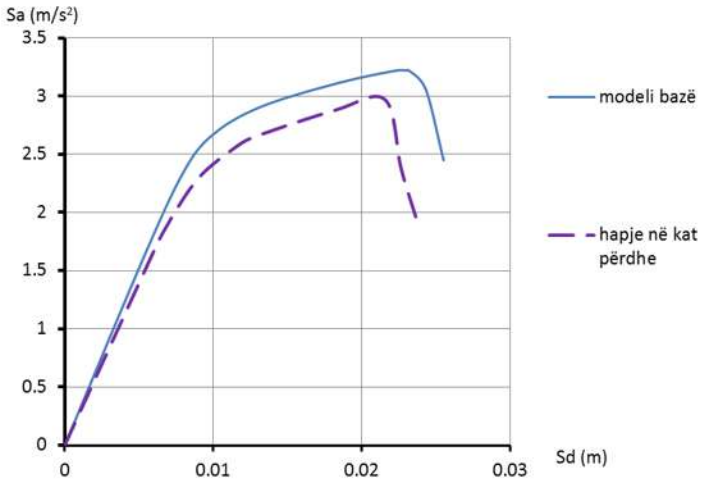


Fig. 6.29 Krahasimi i kurbave nxitim spektral – zhvendosje spektrale për ndërtesë me hapje normale (modeli bazë) dhe me hapje të mëdha

6.2.1.3 Marka e llaçit[26]

Faqja anësore e ndërtesës referencë trajtohet sërish në këtë paragraf, tashmë për të studiuar ndikimin e markës së llaçit në kapacitet. Në shumë prej projekteve të shkollave tip gjenden shënime teknike (Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit) të cilat kërkojnë që kolonat e muraturës midis dy dritareve të zbatohen me llaç M-50, ndërsa pjesa tjetër me llaç M-15.

[26] Termi "markë" është përdorur për t'iu përgjigjur terminologjisë së kohës së projektimit të ndërtesave në studim.

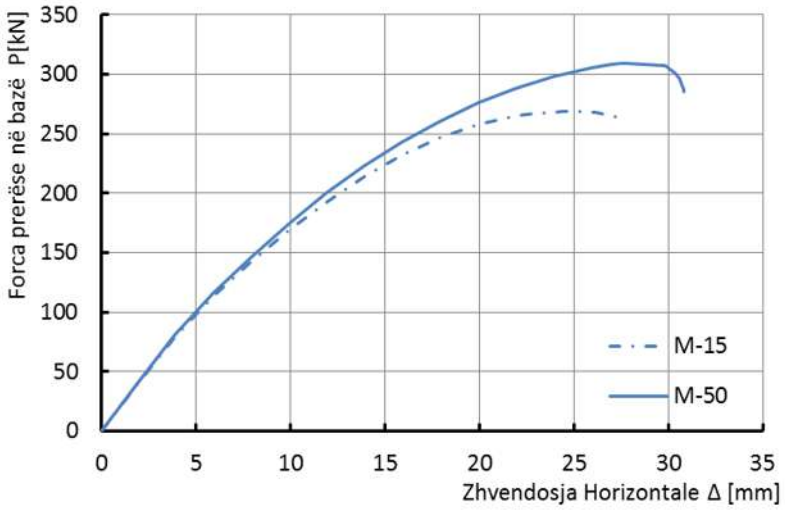


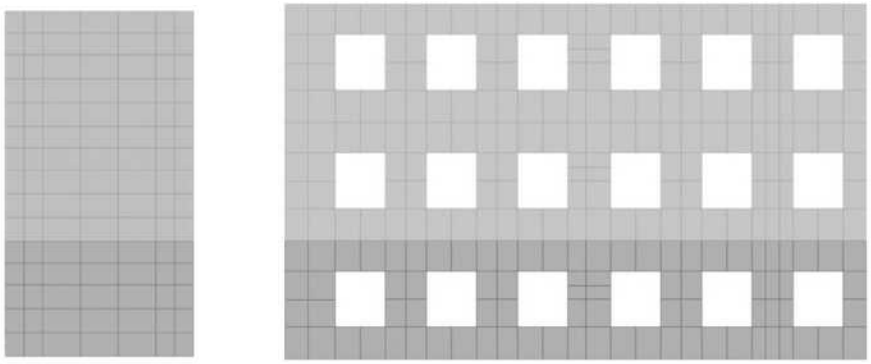
Fig. 6.30 Krahasimi i kurbave për kolonat e muraturës me llaç M-15 dhe M-50

Duke krahasuar kapacitetin në rastin sikur e gjithë ndërtesa është realizuar me llaç M-15 dhe rastin e dytë kur ndërtimi është bërë në përputhje me shënimet teknike mund të arrijmë në përfundimin se rritja e rezistencës së llaçit mbi 3 herë shoqërohet me rritje të pakët të kapacitetit të strukturës. Konkretisht kemi 14 % rritje në forcë dhe 9% rritje në deformim fundor. Përmirësimet që lidhen me rritjen e markës së llaçit janë më të dukshme në fazën plastike dhe në sjelljen lokale të elementëve të strukturës.

6.2.1.4 Trashësia e mureve

Trashësia e mureve ka ndikim si në masën e strukturës ashtu edhe në rezistencën dhe ngurtësinë e saj. Kështu, muret e trashë kanë në vetvete rezistencë më të lartë por i shtojnë peshë të konsiderueshme strukturës. Ekziston mundësia që i njëjti "projekt tip" të jetë zbatuar në vende të ndryshme të Shqipërisë me trashësi të ndryshme të mureve, nisur p.sh. nga kërkesat klimaterike. Kështu, sipas projekteve origjinale të shkollave tip, në zonat me temperatura të ulëta gjatë dimrit rekomandohet që muret perimetralë të shkollave të ndërtohen me trashësi 38cm në të tre katet. Në rastin më të zakonshëm, vetëm kati përdhe bëhet me trashësi 38cm, ndërsa dy katet e sipërm me trashësi 25cm.

Për të studiuar ndikimin e rekomandimit të mësipërm, lidhur me trashësinë e mureve në lartësi, fillimisht janë konsideruar dy modele llogaritëse (Fig. 6.31).



(a) (b)

Fig. 6.31 a- modeli i një muri të plotë; b- modeli i një muri me hapje

Krahasimi i parë analizon një fragment nga fasada ballore tipike e shkollave në Shqipëri (Fig. 6.31-*b*). Muri i katit të parë është 38cm ndërsa muret e katit të dytë dhe të tretë janë të dy 25cm në modelin e parë dhe 38cm në modelin e dytë.

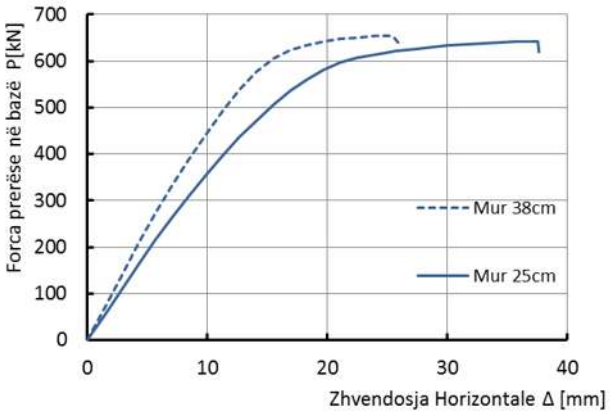


Fig. 6.32 Kurbat e kapacitetit për murin e fasadës ballore të Fig. 6.31-b në diagramin forcë – zhvendosje

Në figurat e mësipërme legjenda i referohet trashësisë së mureve në dy katet e sipërme. Pas përftimit të kurbave të kapacitetit (Fig. 6.32) është bërë bilinearizimi i tyre për të nxjerrë parametra të rëndësishëm si duktiliteti. Në rastin kur e gjithë fasada është e ndërtuar me mure me trashësi 38cm kemi rritje të ngurtësisë me rreth 23% në krahasim me murin me zvogëlim trashësie në lartësi. Rritja e ngurtësisë shoqërohet me zvogëlim të duktilitetit me rreth 9%.

Krahasimi i dytë është kryer njësoj si më lart por muri tashmë është i plotë (pa hapje, si në Fig. 6.31-*a*), me përmasa 5.4m × 9.9m. Kurbat e kapacitetit rezultojnë si më poshtë.

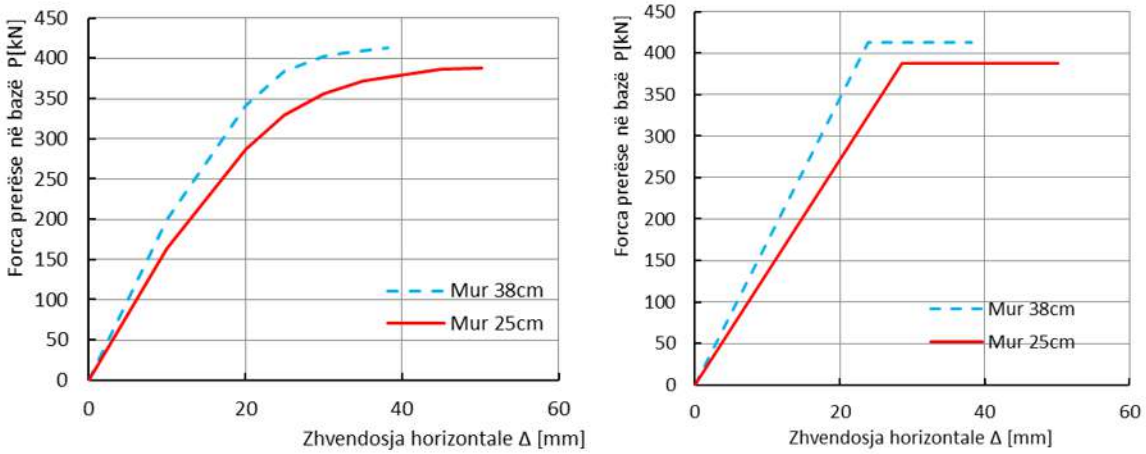


Fig. 6.33 Kurba e kapacitetit për murin e plotë, *a*- në diagramin forcë – zhvendosje; *b*- në diagramin e idealizuar forcë – zhvendosje

Në këtë rast vërejmë se kur muratura është 38cm kemi rritje të ngurtësisë me 19% dhe zvogëlim të duktilitetit me rreth 9%. Rritja e forcës maksimale në rastin e murit 38cm është rreth 6%.

Paraprakisht mund të themi se realizimi i murit në katin e dytë nga 25 në 38cm sjell përafërsisht rritje të ngurtësisë me 20% dhe zvogëlim të duktilitetit me 9%.

Për të studiuar më mirë efektin në rang global të strukturës, u analizua struktura e ndërtesës referencë në disa variante të saj, përkatësisht me 3 kate me mure me trashësi 38cm, 2 kate me mure 38cm të trashë dhe 1 kat me mure 25cm si dhe një model me mure 25cm në të gjitha katet. Ky i fundit nuk i përgjigjet shkollave në Shqipëri, por është analizuar vetëm në kuadër të vlerësimit të

ndikimit të trashësisë së mureve në kapacitetin strukturor. Në figurën më poshtë përmblidhen kurbat e kapacitetit për kombinime të mundshme të trashësisë së mureve të përftuar nga modeli i plotë i strukturës referencë me tre kate.

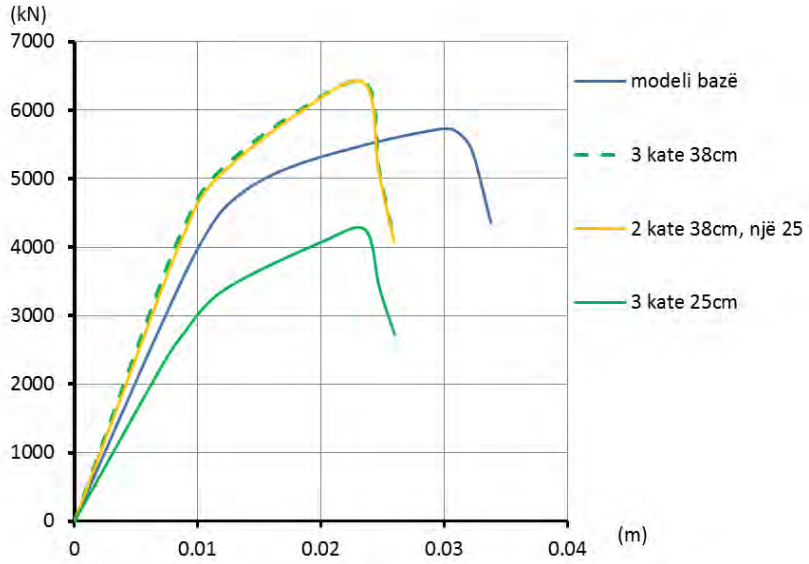


Fig. 6.34 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për ndërtesat me trashësi të ndryshme muresh

Në formatin *Sa-Sd* kurbat paraqiten si më poshtë.

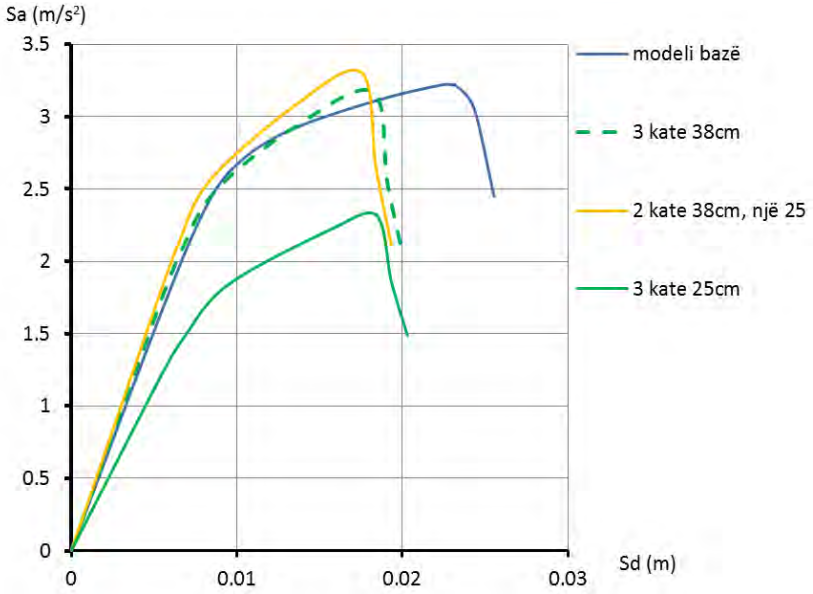


Fig. 6.35 Krahasimi i kurbave nxitim spektral – zhvendosje spektrale për ndërtesat me trashësi të ndryshme muresh

Në formatin *Sa-Sd* duket se ndërtesa me 2 kate me trashësi 38cm dhe një kat me trashësi 25cm ka kapacitet më të madh se kombinimet e tjera të konsideruara.

6.2.1.5 Përqindja e mureve në plan

Përqindja që zënë muret në planimetri është një ndër faktorët më vendimtarë në sjelljen e strukturës në situatë sizmike. Në Fig. 6.36 tregohen kurbat e kapacitetit në formatin *Sa-Sd* të modelit bazë dhe të një modeli të ngjashëm me 'të por me përqindje më të madhe të sipërfaqes që zënë muret (konkretisht, 5.3% në krahasim me modelin bazë që ka 3.83% të sipërfaqes të zënë nga muret strukturorë në drejtimin që është bërë analiza).

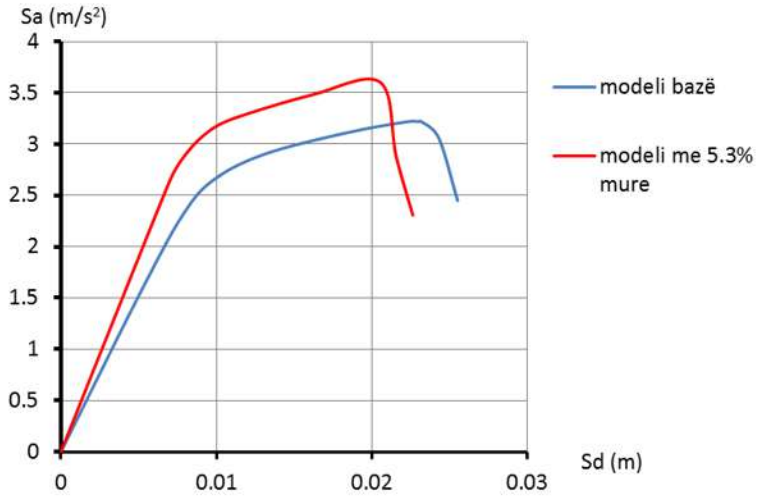


Fig. 6.36 Ndikimi i përqindjes së mureve në plan

Nga analiza e mësipërme dhe nga analiza të tjera të kryera, është vënë re se shtimi i mureve sjell rritje të kapacitetit të strukturës në nxitim spektral (apo në forcë) por shoqërohet me zvogëlim të duktilitetit.

6.2.1.6 Ndikimi i mbulesës

Në shumë prej ndërtesave arsimore prej murature në vendin tonë, mbulimi është realizuar me çati prej druri. Në këtë rast, nuk është e mundur të realizohet një sjellje diafragmatike e mbulesës. Kjo bën që forca sizmike të mos shpërndahet në raport të drejtë me shtangësinë e elementëve vertikalë në katin e sipërm të ndërtesës. Nga ana tjetër, dihet që dëmtimet në këto struktura janë kryesisht të përqendruara në katin përdhe, si kati me forcat prerëse më të mëdha në situatë sizmike (pjesa dërmuese e energjisë sizmike shuhet aty). Gjithsesi, mungesa e një diafragme të shtangët në katin e sipërm i hap rrugë dëmtimeve me karakter lokal, të përfaqësuar kryesisht nga humbja e qëndrueshmërisë jashtë planit të mureve të katit të sipërm. Sigurisht, një shembje e tillë e mureve sjell pasoja për strukturë dhe mund të rezultojë fatale për përdoruesit e saj. Megjithatë, për të parë në rang global ndikimin e pranisë ose jo të një mbulese të tillë, janë bërë analiza statike jolineare nga të cilat kanë rezultuar kurbat e mëposhtme të kapacitetit.

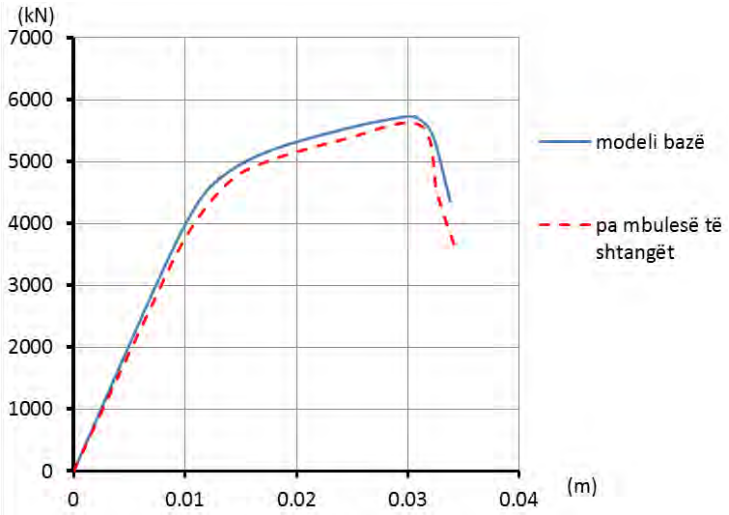


Fig. 6.37 Ndikimi i pranisë ose jo të një mbulese tip çati në kapacitetin e ndërtesës referencë

Nga Fig. 6.37 duket se ndikimi në kapacitetin strukturor i pranisë ose jo të një mbulese të shtangët në katin e fundit rezulton jo domethënës. Kjo rivërteton faktin se kati i sipërm i ndërtesës ka ndikim

të pakët në kapacitetin global të strukturës. Gjithsesi, në rastin e ndërtesave arsimore, nuk duhen anashkaluar dëmtime të tilla lokale.

6.2.1.7 Lartësia e kateve

Ndikimi që ka lartësia e katit në kapacitetin e strukturës referencë është studiuar duke provuar tre modele, me lartësi katesh 3.2m, 3.3m dhe 3.4m. Kjo i përgjigjet edhe vlerave të dhëna në Tab. A.1. Rezultatet e analizës statike jolineare me ngarkim gradual për ndërtesën arsimore referencë me lartësi të ndryshme kati jepen në figurën më poshtë.

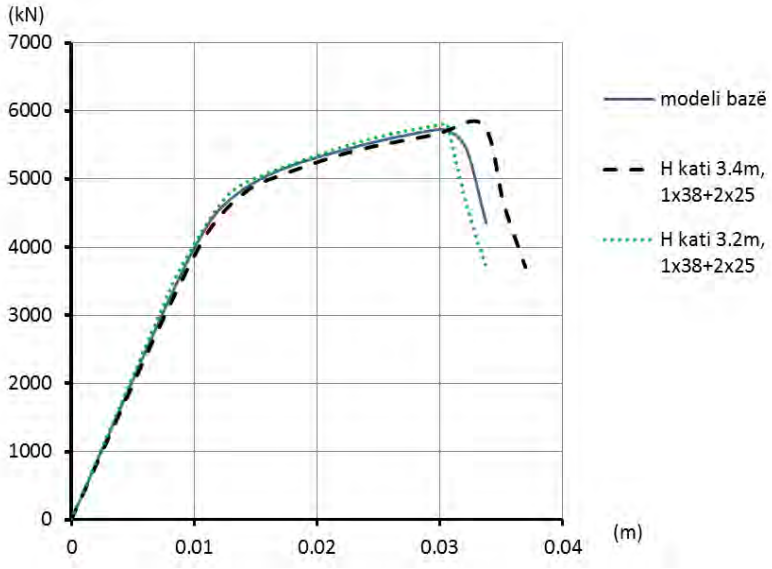


Fig. 6.38 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje për lartësi të ndryshme kati

Vihet re se tre kurbat janë shumë të ngjashme me njëra-tjetrën. Ndryshimet në kapacitet janë mjaft të vogla e të papërfillshme për ndryshim të lartësisë së katit në segmentin 3.2 deri 3.4m.

6.2.1.8 Numri i kateve

Numri i kateve të një ndërtese me muraturë është patjetër një faktor me ndikim të madh në aftësinë për t'i rezistuar veprimeve sizmike. Ndërtesat arsimore në Shqipëri janë kryesisht me dy deri katër kate. Në figurën e mëposhtme tregohen kurbat e kapacitetit në format forcë-zhvendosje dhe nxitim spektral *Sa* – zhvendosje spektrale *Sd* për kombinime të ndryshme të numrit të kateve dhe trashësisë së mureve.

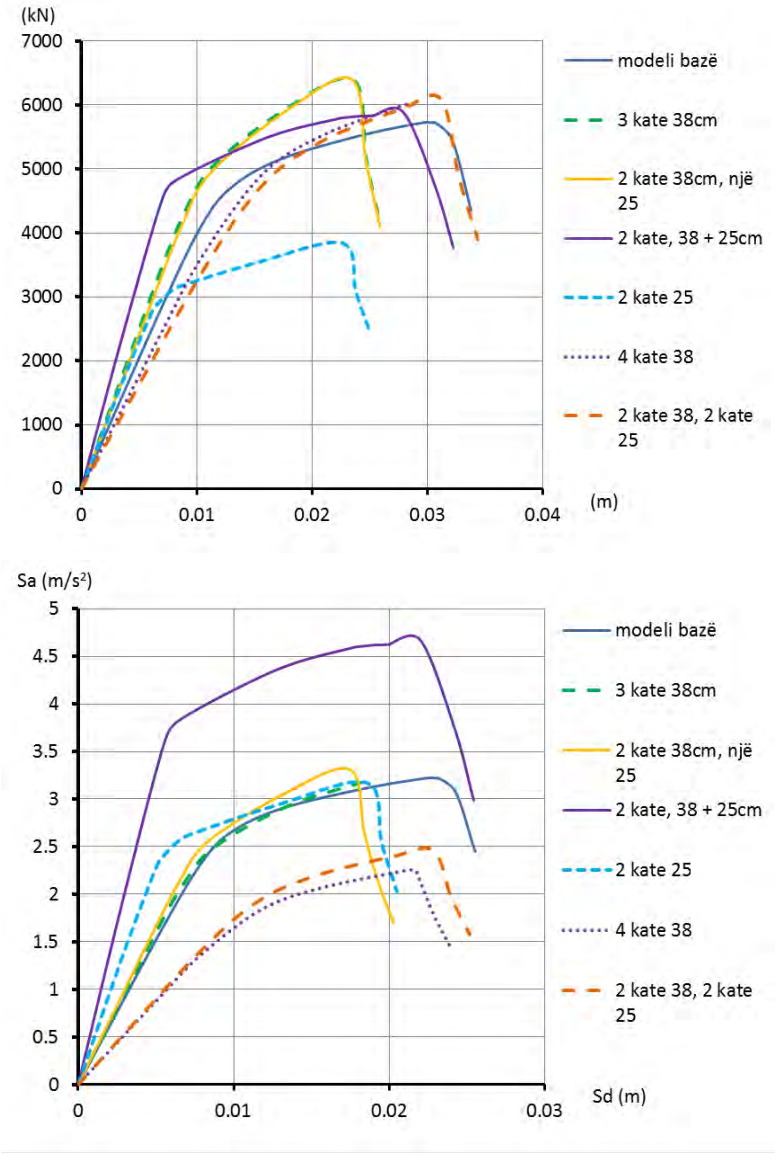


Fig. 6.39 Krahasimi i kurbave forcë-zhvendosje dhe Sa-Sd për kombinime të ndryshme të kateve dhe faktorëve të tjerë

Shndërrimi i koordinatave të kurbave në *Sa-Sd* jep mundësinë e krahasimit të kapaciteteve në mënyrë më të drejtpërdrejtë. Kështu, vihet re se nga kombinimet e paraqitura në figurë, ndërtesa me aftësi më të madhe është ajo me dy kate gjithsej, me katin përdhe me trashësi të mureve 38cm dhe katin e dytë me mure me trashësi 25cm.

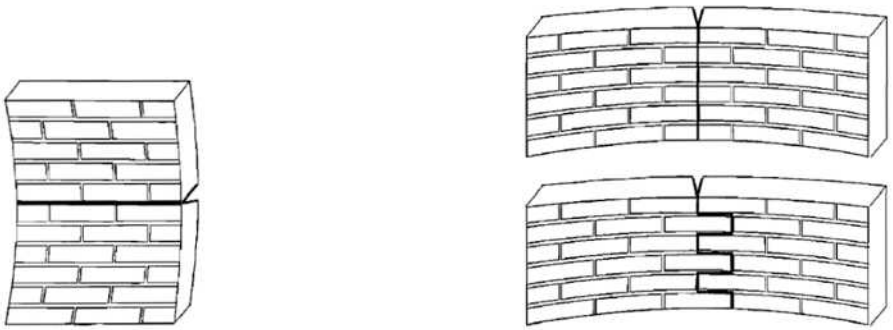
Modeli me kapacitet më të ulët rezulton ai me katër kate me trashësi 38cm. Shkak kryesor për këtë përfundim është masa mjaft e madhe e këtij modeli, e cila sjell forca sizmike mjaft të mëdha.

6.2.1.9 Sjellja e mureve jashtë planit

Humbja e aftësisë jashtë planit është karakteristike për strukturat e vjetra, të cilat kanë lidhje të dobëta ndërmjet muraturës dhe ndërkatit. Llogaritje të sakta të këtij problemi do të kërkonin analiza dinamike komplekse ndërkohë që analizat lineare statike nuk kështillohen për këtë mekanizëm dështimi. Në Eurokodin 8 apo FEMA-356 (FEMA, 2000) jepen rekomandime mbi raportet midis lartësisë dhe gjerësisë së muraturës për të cilët nuk rrezikohet shkatërrim i mureve jashtë planit.

Ndërkohë në EN-1996-1 paraqitet metoda për llogaritjen e mureve kundrejt veprimeve jashtë planit të tyre. Në thelb, në varësi të kushteve kufitare të “paneleve” prej murature mund të llogariten

momentet përkulëse në panel, mbi bazën e të cilëve mund të bëhet verifikimi i rezistencës. Dy mënyrat kryesore të humbjes së aftësisë mbajtëse të mureve nga përkulja jashtë planit paraqiten në figurën e mëposhtme. Kryesisht në varësi të përmasave të panelit, mund të ndodhë shkatërrimi nga përkulja sipas një rrafshi paralel me fugat horizontale ose pingul me 'to.



a) rrafsh shkatërrimi paralel me fugat horizontale b) rrafsh shkatërrimi pingul me fugat horizontale

Fig. 6.40 Figura 3.1 e EN 1996-1-1 që tregon mënyrat e humbjes së aftësisë së muraturës nga përkulja jashtë planit

Praktikisht, humbjes së aftësisë jashtë planit është një fenomen kompleks dhe janë të mundura edhe forma të tjera shkatërrimi përveç atyre të Fig. 6.40. Procedura të ndryshme janë ndërtuar për vlerësimin e rezistencës kundrejt humbjes së aftësisë mbajtëse apo qëndrueshmërisë jashtë planit. Një prej tyre është edhe procedura FaMIVE[27] (D'Ayala, etj., 2002) sipas së cilës, format kryesore të shkatërrimit (dështimit) të muraturës jashtë planit janë përmbysja vertikale, përmbysja me shkëputje në një krah, përmbysja me shkëputje në dy krahë, çarja apo shkëputja e qosheve, përmbysja e pjesshme e mureve, përmbysja në formën e rripave vertikalë, formimi i skemës tip hark në drejtimin vertikal, formimi i skemës tip hark në drejtimin horizontal etj. Në këtë temë është bërë kufizimi i llogaritjeve në format e humbjes së aftësisë jashtë planit të murit, sipas paragrafit 5.5.5 të EN 1996-1-1. Forca sizmike është llogaritur nëpërmjet një koeficienti zmadhues të saj në lartësi në raport me forcën sizmike në bazë, në ngjashmëri me rekomandimet e Eurokodit 8 për elementët jostrukturorë.

Mbështetur në sa u tha më sipër, është ndërtuar tabela e mëposhtme, që tregon nxitimin sizmik në truall për të cilin muret me gjatësi, trashësi dhe pozicionim të ndryshëm humbasin aftësinë mbajtëse jashtë planit.

Tab. 6.6 Nxitimi sizmik për të cilin muret e katit të sipërm humbasin aftësinë mbajtëse jashtë planit

	nxitimi sizmik në truall të tipit A për të cilin muri humbet aftësinë jashtë planit mbështetur në llogaritjet e EN 1996-1-1 për përkulje jashtë planit		
	l = 5.4m	l = 8.0m	l = 10.0m
mur me trashësi 38cm në katin e sipërm	0.81g	0.55g	0.44g
mur me trashësi 25cm në katin e sipërm	0.53g	0.35g	0.30g

Faktori i truallit "S" duhet të pjesëtojë vlerat e tabelës së mësipërme për të marrë një vlerësim të nxitimit sizmik për të cilin muret shemben nga humbja e aftësisë jashtë planit për troje të ndryshëm nga "A". Rasti më i pafavorshëm i parashikuar nga Tab. 6.6 përkon me muret me trashësi 25cm me gjatësi 10m. Nëse një mur i tillë ndodhet në truall "E" me S=1.4, nxitimi sizmik për të cilin muri humbet aftësinë mbajtëse është 0.3/1.4 = 0.214g.

[27] *Failure Mechanism Identification and Vulnerability Evaluation*, metodë e përdorur kryesisht për vlerësimin e vulnerabilitetit të ndërtesave historike

Një mënyrë tjetër e shpejtë për të marrë një raport të lartësisë së murit ndaj trashësisë së tij për të cilin nuk cenohet qëndrueshmëria jashtë planit jepet në FEMA-356. Në mënyrë të përmbledhur, rekomandimi i FEMA 356 paraqitet në Tab. 6.7, që është riprodhim i tabelës 7.5 të FEMA 356.

Tab. 6.7 Raporti h/t i lejuar sipas tabelës 7.5 të FEMA 356

raporti h/t i lejuar për muraturën e paarmuar			
tipat e mureve	$S_{x1}\leq 0.24g$	$0.24g<S_{x1}\leq 0.37g$	$S_{x1}>0.37g$
mure në ndërtesa një kat	20	16	13
mure në katin e parë të ndërtesave shumë kate	20	18	15
mure në katin e fundit të ndërtesave shumëkatëshe	14	14	9
të gjithë muret e tjerë	20	16	13

Këtu është e rëndësishme të shpjegohet se S_{x1} është një madhësi që përfaqëson nxitimin spektral në strukturë për periodë të lëkundjeve T=1s. Për shkak të ndryshimeve në spektrat e kodeve amerikane dhe Eurokodit, nuk është e mundur që tabela e mësipërme të përdoret në mënyrë të drejtpërdrejtë për të dhënë një vlerësim për sjelljen e mureve jashtë planit.

6.2.1.10 Prania e kolonave sizmike

Në rastin e muraturës së konturuar kolonat sizmike ndikojnë në mënyrë të ndjeshme në duktilitetin dhe qëndrueshmërinë e seksioneve të plasaritura të muraturës. Në përgjithësi në ndërtesat në studim nuk kemi të bëjmë me muraturë të konturuar pasi këtu kolonat sizmike (në rastet kur ato ekzistojnë) janë vendosur në këndet e formuar nga muret perimetralë dhe në raste të tjera janë vendosur përgjatë mureve strukturorë pa lidhje horizontale. Duke përdorur gjykim inxhinerik mund të arrihet përfundimi se përdorimi i kolonave në këndet e mureve perimetralë lidhet me përmirësimin e lidhjes së muraturës në qoshe, ndërsa përdorimi i kolonave në brendësi të mureve pa lidhje tërthore lidhet me mbrojtjen ndaj humbjes së qëndrueshmërisë jashtë planit. Përveç këtyre efekteve, në fazën e gjendjes plastike[28], distanca e madhe midis kolonave dhe mungesa e lidhjeve horizontale bën që ato të kenë efekt të kufizuar në sjelljen globale të strukturës. Përdorimi i kolonave sizmike për vendet me intensitet 8 ballë tregohet në projektet tip të vitit 1979.

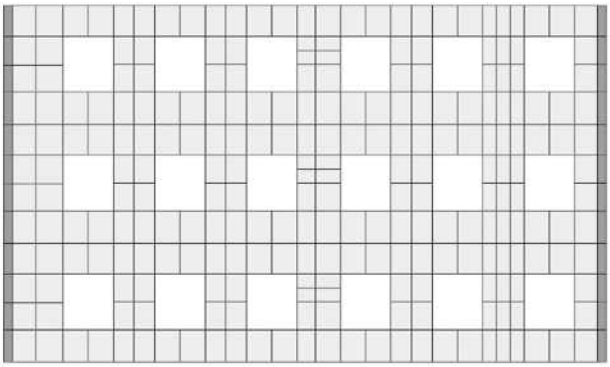


Fig. 6.41 Modeli numerik i fasadës me kolona sizmike

Për t'iu përgjigjur rasteve konkrete që mund të hasen në shkollat në Shqipëri, krahasimi është bërë midis një faqeje muri në fasadë (si në Fig. 6.41) me kolona sizmike vetëm në qoshe dhe të njëjtës faqe muri por pa kolona sizmike.

[28] në këtë fazë, në muraturë janë krijuar plasaritje dhe çarje

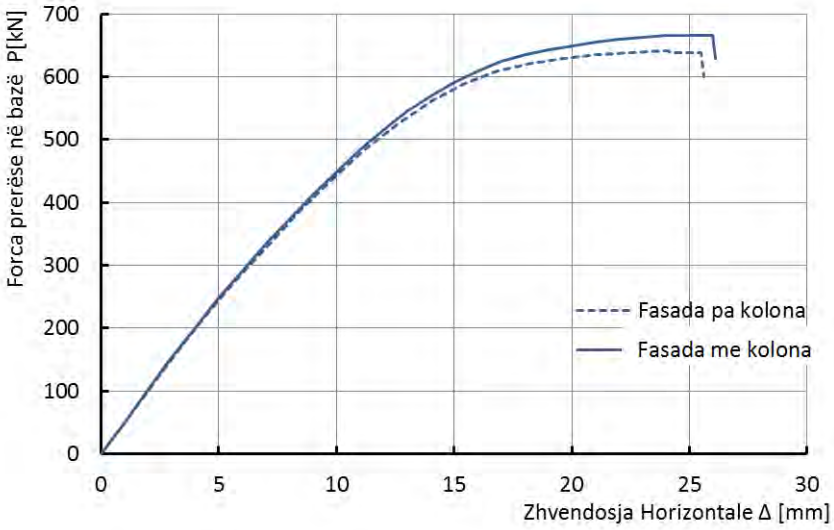


Fig. 6.42 Efekti i kolonave sizmike në kapacitetin e muraturës

Siç vihet re nga figura e mësipërme, prania e kolonave sizmike kaq të rralla nuk sjell rritje të konsiderueshme të kapacitetit.

6.2.1.11 Faktorë të tjerë ndikues

Themelet janë elementë me ndikim të konsiderueshëm në aftësinë mbajtëse të strukturës. Në situatë sizmike, dy drejtimet kryesore ku shfaqet ndikimi i tyre janë:

- bashkëveprimi truall - strukturë;
- zvogëlimi i aftësisë mbajtëse si pasojë e dëmtimit të tyre.

Referuar strukturave prej murature (me elementë strukturorë të vazhduar) dhe ndërtesave të sistemit arsimor në veçanti (me lartësi të kufizuar), dy çështjet e mësipërme nuk janë marrë në konsideratë, por mund të jenë pjesë e studimeve të ardhshme. Marrja parasysh e bashkëveprimit truall – strukturë do shoqërohej me një ndryshim të ngurtësisë së gjithë sistemit në funksion të tipit të truallit.

Një faktor tjetër i studiuar është "prania e mureve prej guri" në katet e poshtme të ndërtesës. Muret prej guri kanë sjellje të ngjashme me muraturën e tullës. Një ndër veçoritë negative të tyre është masa e madhe që i shtohet ndërtesës (si për shkak të trashësisë së madhe të mureve, ashtu edhe prej peshës njësi të madhe). Për shkak të lokalizimit të kësaj mase të shtuar në katet e poshtme, efekti nuk është i konsiderueshëm. Nga ana tjetër, efekti në sjelljen e strukturës është marrë në konsideratë duke kryer analiza pushover për ndërtesat arsimore me kat përdhe me mure guri.

6.2.2 Ndikimi i formës

Ndërtesat arsimore në vendin tonë, ndonëse janë të tipizuara në pjesën e tyre më të madhe, nuk mund të pretendohet se mund të përfaqësohen nëpërmjet një modeli llogaritës të vetëm. Faktori më i rëndësishëm që anashkalohet nëse shqyrtohet një model i vetëm, si ai i ndërtesës referencë të paraqitur më lart, është parregullsia në plan. Ky faktor, siç shprehet qartë edhe nga kushtet e projektimit, është vendimtar në reagimin e strukturës në situata sizmike. Nga ana tjetër, nga studimi i projekteve ekzistuese të shkollave vihet re se një pjesë e madhe e tyre shfaqin parregullsi në plan.

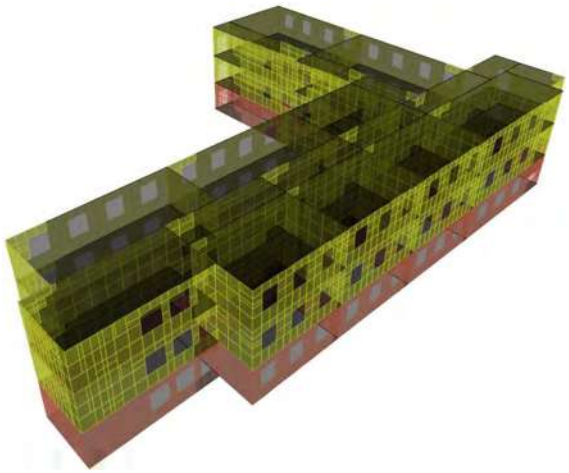


Fig. 6.43 Modele strukturorë me ndryshim të formës nga modeli bazë (nga ndërtesa referencë) dhe parregullsi në plan

Për të marrë parasysh si konfigurimet e ndryshme në plan ashtu edhe parregullsitë në plan, janë ndërtuar modele llogaritës për të gjithë tipat e ndërtesave arsimore që përkojnë me të dhënat e vëna në dispozicion nga Arkivi Qendror Teknik i Ndërtimit. Në Fig. 6.43 tregohen një prej modeleve llogaritës, me parregullsi të konsiderueshme në plan. Pavarësisht dallimeve, ndërtesat arsimore në vendin tonë kanë shumë ngjashmëri për sa i përket kompozimit të brendshëm (klasave, korridoreve) gjë që sjell në hapësira dritë pothuajse të njëjta në të gjitha ndërtesat.

Në figurën e mëposhtme tregohet kapaciteti në formatin "*forcë-zhvendosje*" e ndërtesës së mësipërme.

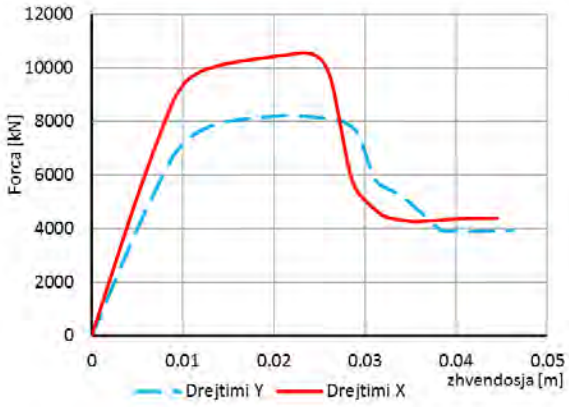


Fig. 6.44 Kurba e kapacitetit në formatin "forcë-zhvendosje" e ndërtesës së parregullt për të dy drejtimet e saj kryesore në plan

Në vijim tregohet krahasimi i kapaciteteve të ndërtesës së mësipërme (e parregullt në plan) me ndërtesën referencë në formatin "nxitim spektral – zhvendosje spektrale". Në drejtimin e shkurtër (Fig. 6.45), vihet re se duktiliteti i strukturës së parregullt është rreth 30% më i ulët se sa ai i ndërtesës referencë.

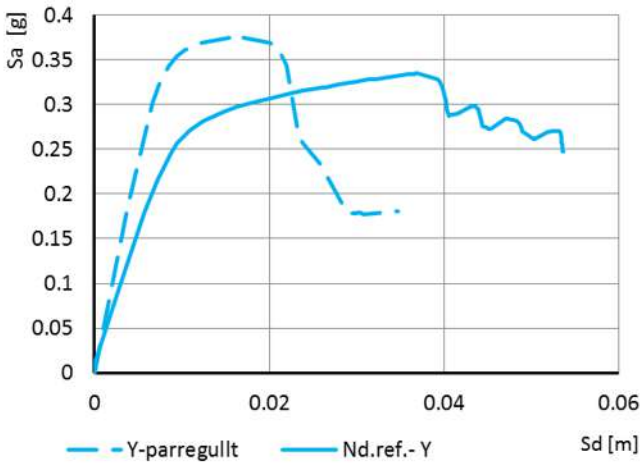


Fig. 6.45 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën e parregullt, drejtimi i shkurtër

Ky fenomen nuk shfaqet në drejtimin e gjatë të strukturës, ku vihet re se ndryshimet midis dy modeleve janë shumë të vogla (Fig. 6.46) në kapacitet dhe në duktilitet.

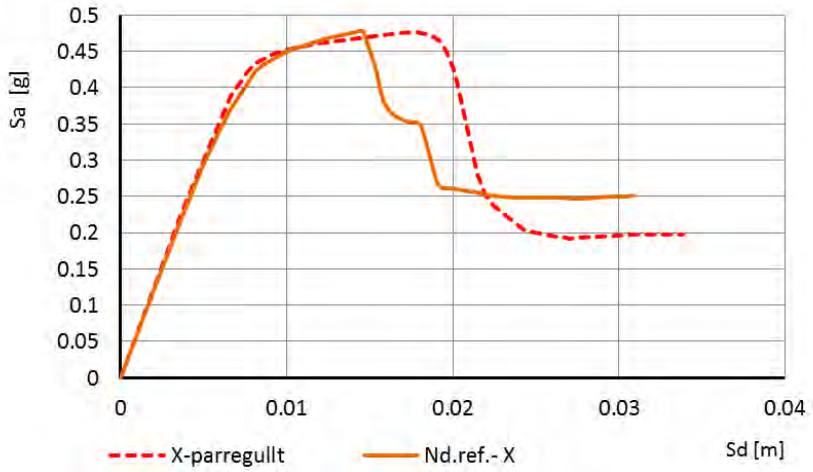


Fig. 6.46 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën e parregullt, drejtimi i shkurtër

Për një tjetër ndërtesë arsimore (Fig. 6.47), me tre kate dhe parregullsi jo shumë të theksuar në plan, kapaciteti në drejtimin e shkurtër rezulton si në Fig. 6.48, ku bëhet edhe krahasimi me ndërtesën referencë.

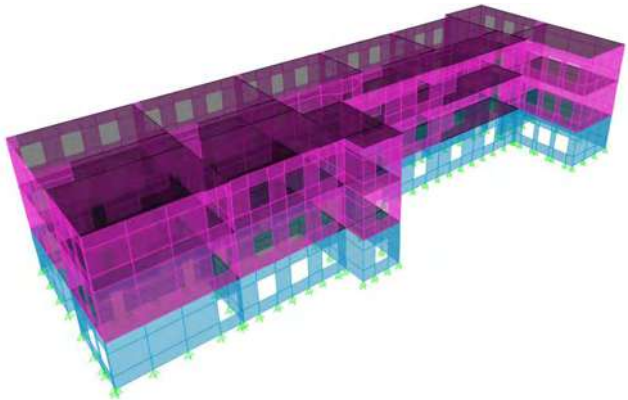


Fig. 6.47 Ndërtesë arsimore me tre kate, me parregullsi në plan jo shumë të theksuar (të mesme)

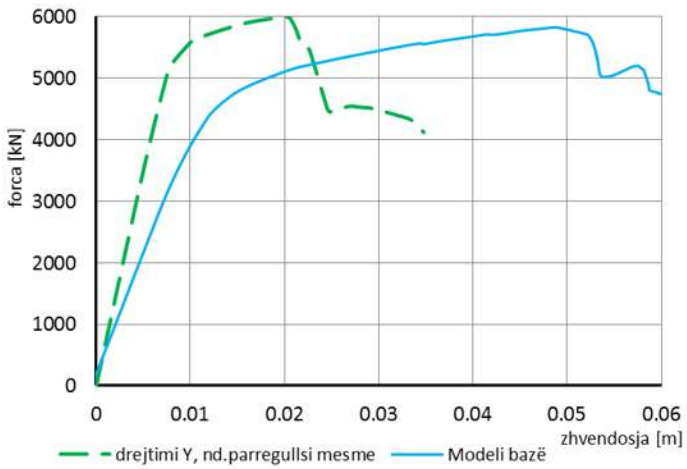


Fig. 6.48 Krahasimi i kurbave të kapacitetit për ndërtesën referencë dhe ndërtesën me parregullsi në plan jo shumë të theksuar (të mesme), drejtimi i shkurtër

Kapaciteti i ulët i vënë re në këtë rast i atribuohet si parregullsisë strukturore, ashtu edhe përqindjes së ndryshme të mureve. Duke provuar një model strukturor hipotetik me konfigurim të njëjtë me ndërtesën referencë por me shtim të përqindjes së sipërfaqes të zënë nga muret deri në barazimin me ndërtesën me parregullsi të mesme (5.3% të sipërfaqes së katit përdhe), u morën kurbat e mëposhtme.

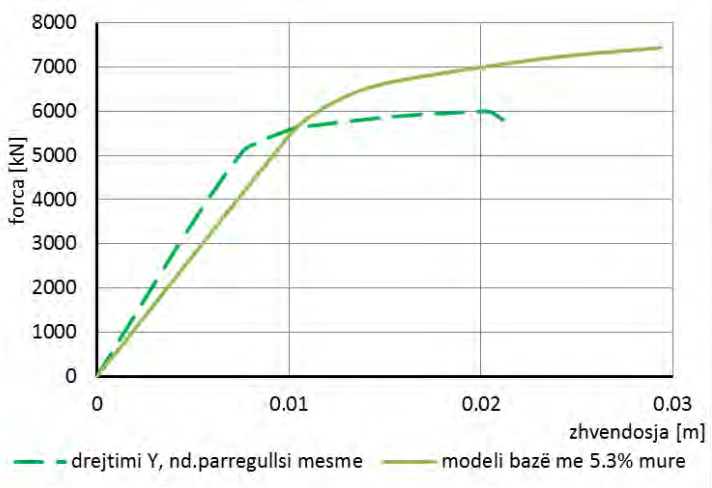


Fig. 6.49 Krahasimi i kurbave të kapacitetit me ndërtesën referencë me sipërfaqe të rritur muresh

Në figurë nuk është treguar pjesa rënëse e kurbave. Tashmë që sipërfaqet e mureve janë të njëjta për të dy modelet, është i mundur studimi i efektit të parregullsisë strukturore në kapacitet nëpërmjet Fig. 6.49. Sipërfaqja nën kurbën Sa-Sd e ndërtesës me parregullsi të mesme është sa 85% e sipërfaqes nën kurbën që i përkon ndërtesës së rregullt.

6.2.3 Procedura për shtrirjen e analizës

6.2.3.1 Përmbledhje e procedurës

Për të realizuar shtrirjen e analizës me qëllim marrjen parasysh të ndryshimeve që ekzistojnë në shkollat në vendin tonë nga shkolla referencë e studiuar më në detaj në paragrafin 6.1, janë ndjekur hapat e mëposhtëm:

1. *Ndërtimi i kurbave të brishtësisë për dy tipa të tjerë ndërtesash arsimore prej murature;*

Dy tipat e shkollave për të cilët janë ndërtuar kurbat e brishtësisë kanë veçorinë se njëri përkon me një strukturë me rezistencë shumë të lartë (rreth dy herë më të lartë se sa ndërtesa referencë e paragrafit 6.1), ndërsa tjetri përkon me një ndërtesë me masë më të madhe se sa e ndërtesës referencë por kapacitet të përafërt me të. Dallimi më i qartë midis tre tipave për të cilët janë ndërtuar kurbat e brishtësisë bëhet në formatin "*nxitim spektral – zhvendosje spektrale*". Pikërisht, kurbat në këtë format do shërbejnë si bazë e shtrirjes së rezultateve.

2. *Lidhja matematikore e kurbave të kapacitetit me kurbat e brishtësisë;*

   Lidhja matematikore e kurbave të kapacitetit me ato të brishtësisë është pjesa që bën të mundur nxjerrjen e përfundimeve për shkollën në studim. Lidhja është realizuar nëpërmjet funksioneve të përafrimit të ndërtuar mbi rezultatet e tre strukturave për të cilat janë ndërtuar kurba brishtësie në mënyrë të drejtpërdrejtë. Baza për të realizuar këtë është sipërfaqja nën kurbën e kapacitetit në formatin *Sa-Sd*. Kështu, në kalimin nga një kurbë kapaciteti në një tjetër, duke përdorur këtë format është e mundur të merret parasysh si kontributi i energjisë së deformimit të strukturës, ashtu edhe kontributi i masës së saj.

6.2.3.2 Ndërtimi i kurbave të brishtësisë për një ndërtesë me rezistencë të lartë

Ndërtesa arsimore e paraqitur në këtë paragraf ka veçori të ndryshme nga ajo e paragrafit 6.1. Ndërkohë që forca prerëse në bazë që përballon struktura është gati dy herë më e madhe, zhvendosja pas së cilës struktura humbet kapacitetin mbajtës është më e vogël se sa në ndërtesën referencë.

Duke ndjekur të njëjtën procedurë që u përdor edhe më parë, u realizua simulim Monte-Carlo i kapacitetit të strukturës dhe u përftuan kurbat e mëposhtme në formatin forcë-zhvendosje.

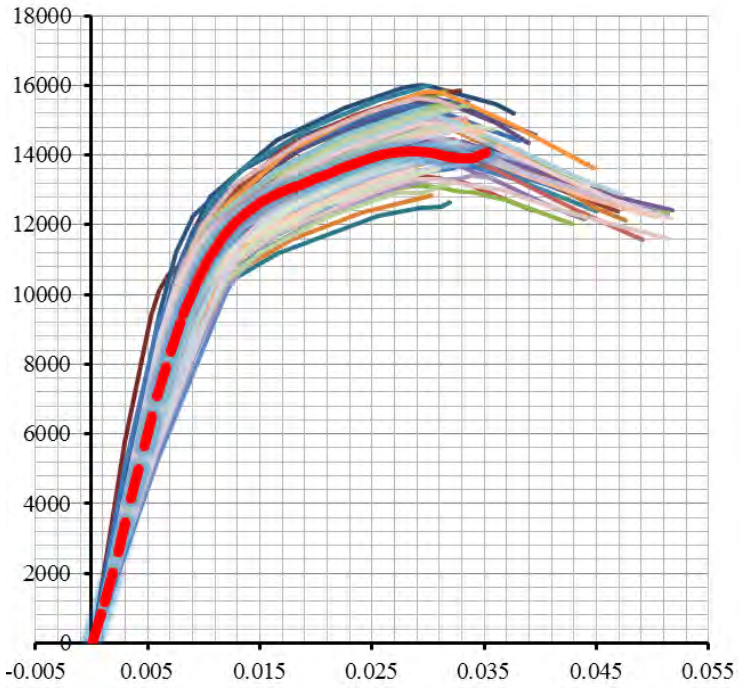


Fig. 6.50 Kurbat e kapacitetit të përftuara nga simulimi Monte-Carlo për ndërtesën me rezistencë të lartë, boshti horizontal zhvendosja në majë (m) dhe boshti vertikal forca prerëse në bazë (kN)

Në figurën e mësipërme është treguar me vijë më të trashë edhe kapaciteti mesatar i përftuar nga simulimi Monte-Carlo. Vihet re që struktura shfaq shumë pak duktilitet.

Nga idealizimi i strukturës në një sistem ekuivalent me një shkallë lirie dhe nga kryerja e analizave statistikore mbi pikat karakteristike të kurbave të kapacitetit siç u veprua edhe për ndërtesën referencë, u përftua shpërndarja e forcës dhe zhvendosjes pas së cilës kurba e kapacitetit pëson rënie. Vihet re që kurbat e kapacitetit me vlerë më të madhe të forcës maksimale dhe me duktilitet më të vogël kanë shmangie më të madhe nga mesatarja në drejtim të forcës. Shmangia e zhvendosjes fundore është më e vogël në kurbat me duktilitet të ulët se sa në kurbat që shfaqin një farë duktiliteti më të lartë. Në përgjithësi, vihet re që faktori me vlerë mesatare më të madhe ka edhe shmangie mesatare kuadratike më të madhe (forca në rastin e ndërtesës së trajtuar në këtë paragraf ose zhvendosja fundore në rastin e ndërtesës referencë).

Edhe për këtë strukturë u zhvilluan analiza në fushën kohore me të njëjtat akselerograma hyrëse, të shkallëzuara nga 0.05g deri në 0.5g për tipat e trojeve A deri në E sipas Eurokodit 8. Sjellja forcë – zhvendosje e elementit "link" që modelon në Sap2000 sjelljen e strukturës së idealizuar me një shkallë lirie tregohet në figurën më poshtë.

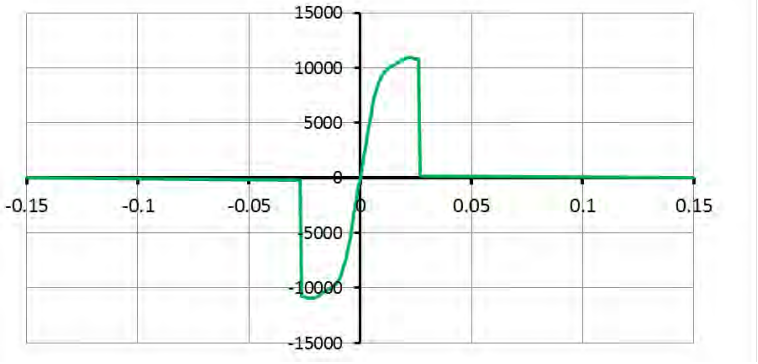


Fig. 6.51 Sjellja forcë zhvendosje e elementit "link" që modelon sjelljen e strukturës me rezistencë të lartë, boshti horizontal zhvendosja (m) dhe boshti vertikal forca (kN)

Më poshtë tregohen vetëm disa nga kurbat histerezis të përftuara për truall të tipit C. Pjesa tjetër e kurbave të përftuara gjendet në "Shtojca D – Rezultatet e analizës në fushën kohore për ndërtesën me rezistencë të lartë".

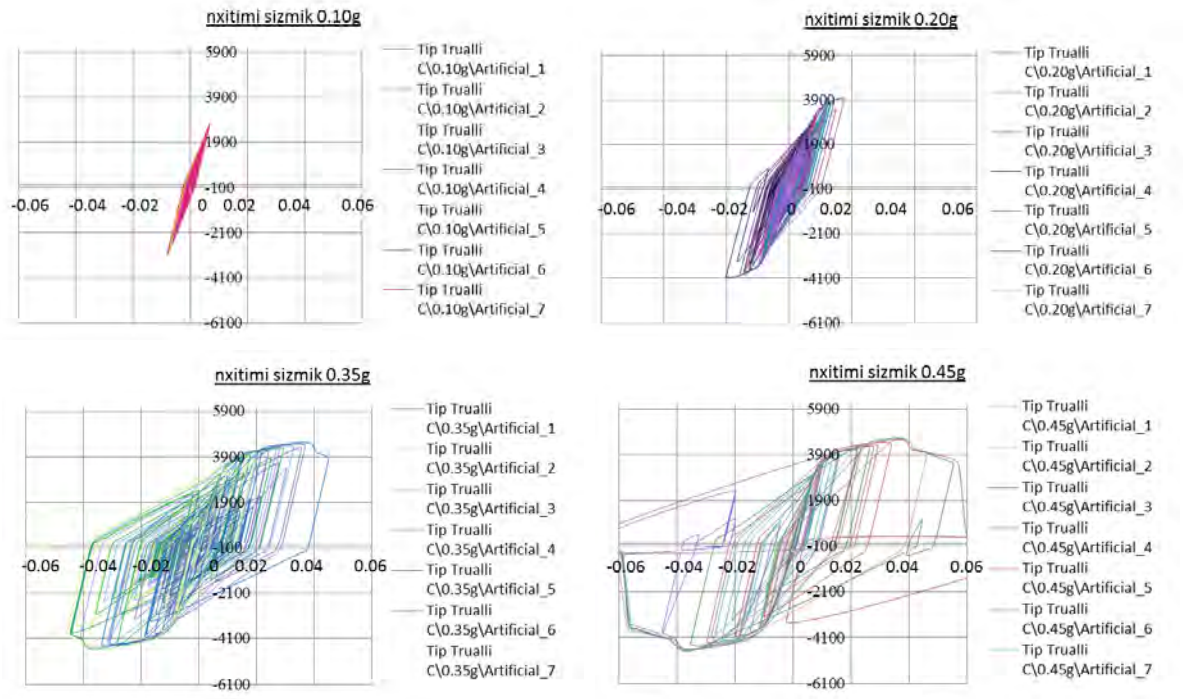


Fig. 6.52 Disa nga kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C

6.2.3.3 Kurbat e brishtësisë të përftuara

Për këtë ndërtesë u përftuan kurbat e mëposhtme të brishtësisë për secilin tip trualli të shqyrtuar.

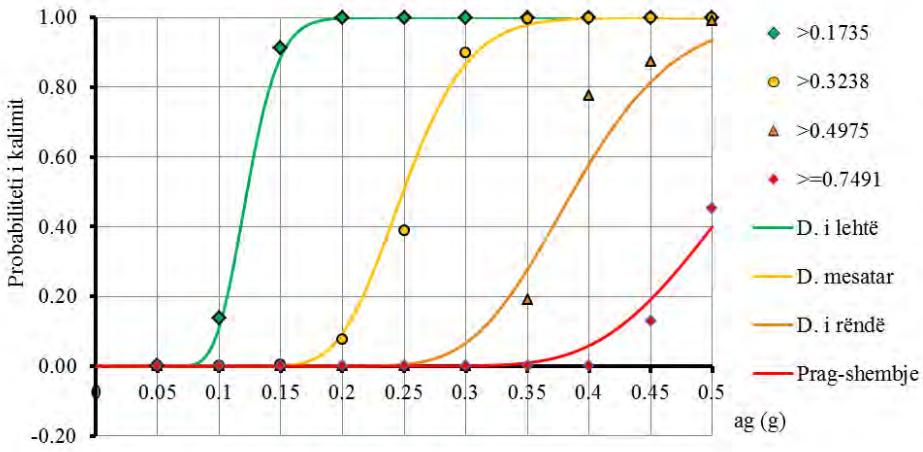


Fig. 6.53 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi A, ndërtesë me rezistencë të lartë

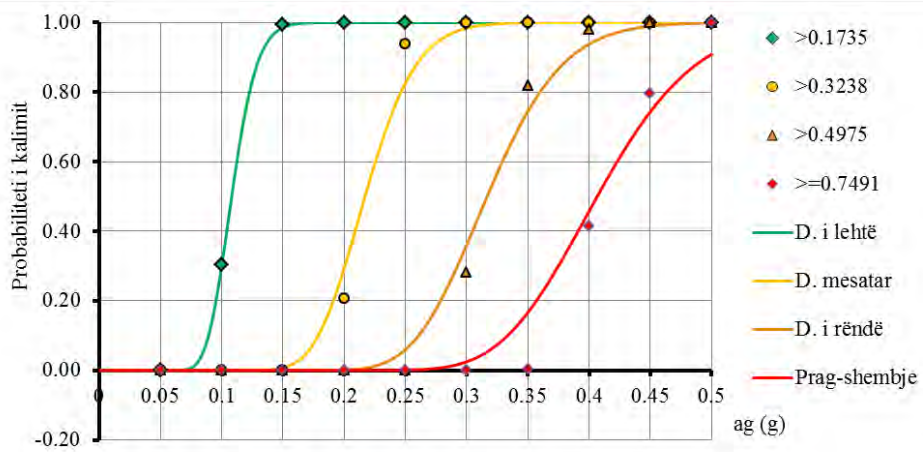


Fig. 6.54 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi B, ndërtesë me rezistencë të lartë

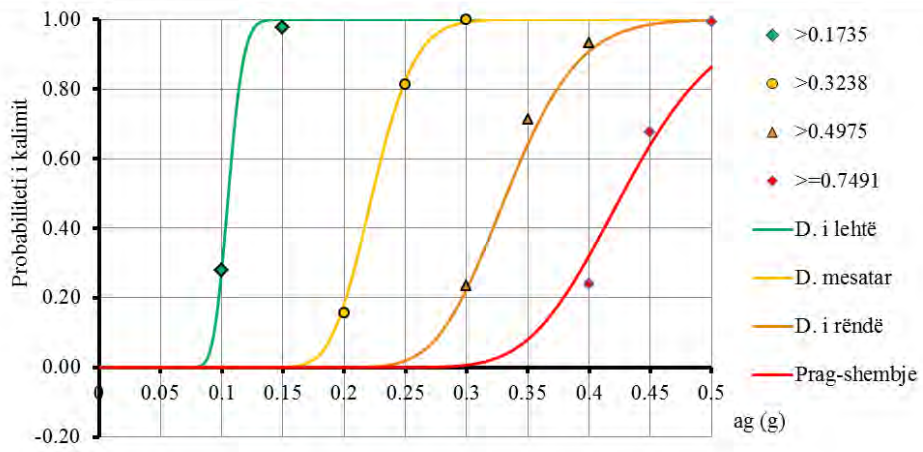


Fig. 6.55 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi C, ndërtesë me rezistencë të lartë

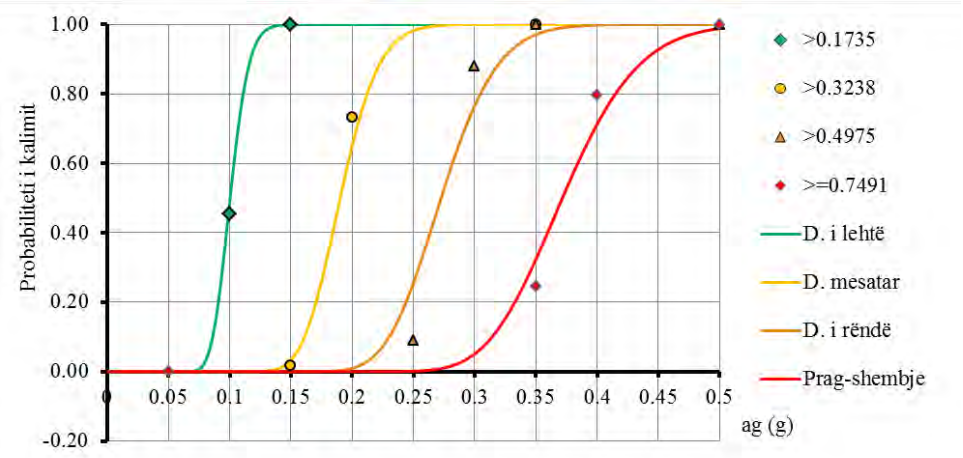


Fig. 6.56 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi D, ndërtesë me rezistencë të lartë

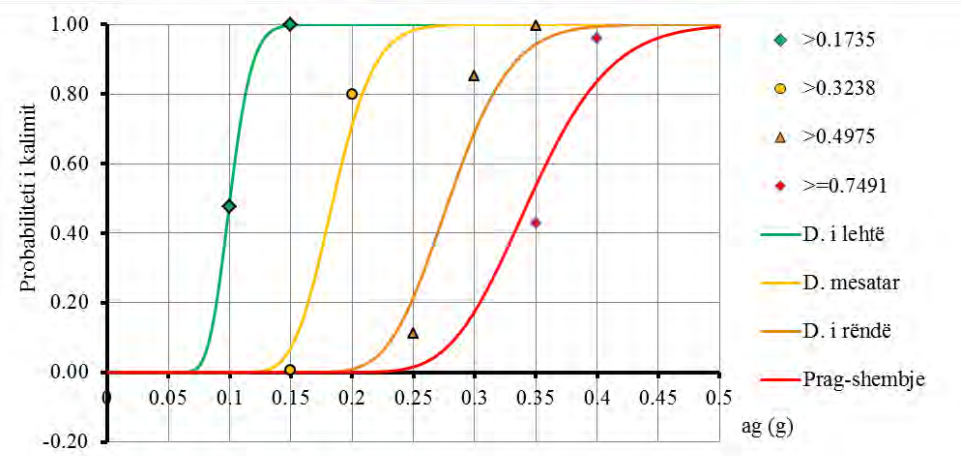


Fig. 6.57 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall tipi E, ndërtesë me rezistencë të lartë

6.2.3.4 Kurbat e brishtësisë për ndërtesën me masë të madhe dhe kapacitet të përafërt me ndërtesën referencë

Në praktikë, një ndërtesë arsimore me masë të madhe dhe me kapacitet të ngjashëm me ndërtesën referencë të paraqitur në paragrafin 6.1 mund të jetë një ndërtesë prej murature me katër kate, me konfigurim planimetrik si ndërtesa referencë. Fakti që kapaciteti nuk ndryshon ndjeshëm në formatin “Forcë – Zhvendosje” u tregua edhe më parë nëpërmjet Fig. 6.39. Procedura e plotë e kapitullit 5 u ndoq edhe për këtë ndërtesë dhe rezultoi në një tërësi kurbash brishtësie për secilin nga tipat e shqyrtuar të trojeve. Në mënyrë të përmbledhur, rezultatet kryesore të analizës për këtë ndërtesë gjenden në “Shtojca E – Përmbledhje e analizave dhe vlerësimeve për ndërtesën me masë të madhe dhe kapacitet të përafërt me ndërtesën referencë”.

6.2.3.5 Krahasimi i kurbave të brishtësisë

Vihet re se kurbat e brishtësisë që i përgjigjen strukturës me rezistencë të lartë janë më në të djathtë në boshtin horizontal, që do të thotë se e njëjta shkallë dëmtimi tashmë arrihet për një nxitim sizmik më të madh të truallit në krahasim me ndërtesën referencë. Për ta treguar më qartë këtë, në figurat e mëposhtme tregohen në të njëjtat boshte, kurbat për truall të tipit C për të tre ndërtesat arsimore për të cilat janë ndërtuar kurbat e brishtësisë duke ndjekur procedurën e plotë të kapitullit 5.

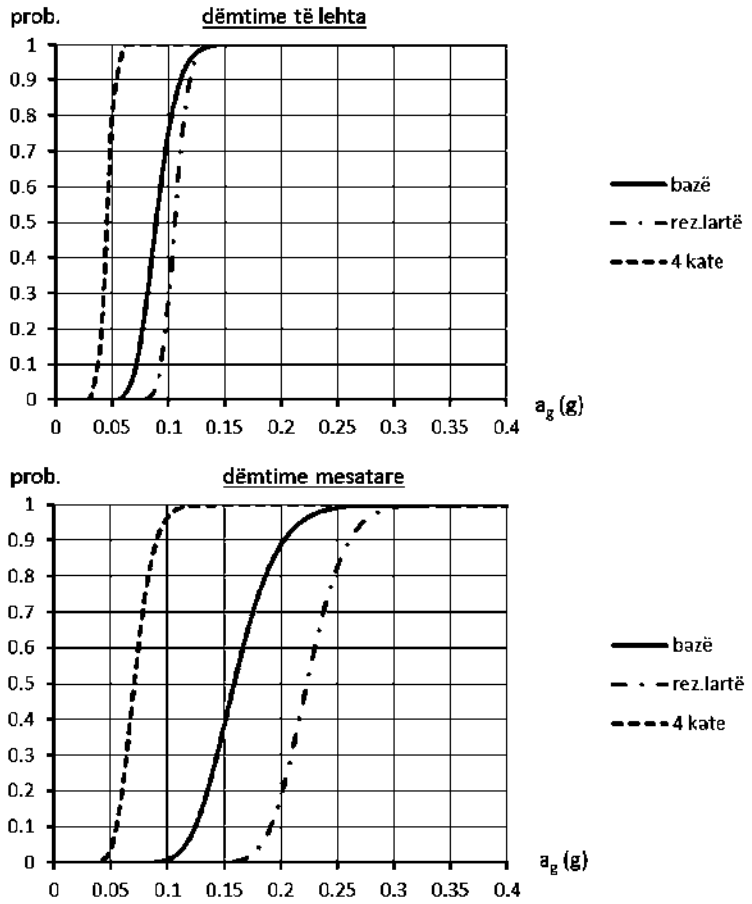
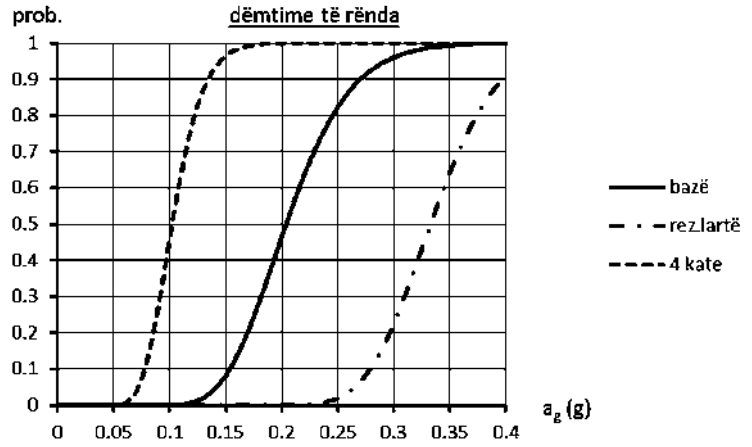


Fig. 6.58 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për dëmtime të lehta dhe mesatare për tre ndërtesat e trajtuara, për truall tipi C



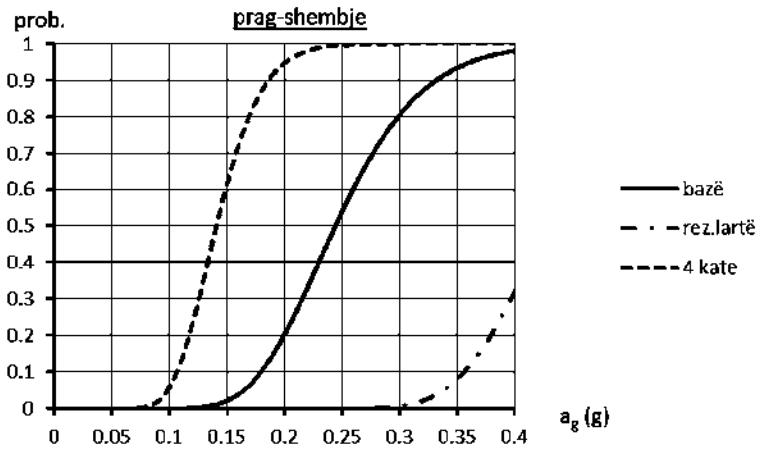


Fig. 6.59 Krahasimi i kurbave të brishtësisë për dëmtime të rënda dhe prag-shembje për tre ndërtesat e trajtuara, për truall tipi C

Në kurbat e mësipërme janë përdorur shkurtimet e mëposhtme:

- "bazë" është përdorur për të treguar ndërtesën referencë (apo modelin bazë) të prezantuar në paragrafin 6.1;
- "rez. lartë" përfaqëson ndërtesën arsimore me rezistencë të lartë;
- "4 kate" është shkurtimi i përdorur për të treguar ndërtesën arsimore me masë të madhe por kapacitet të përafërt me ndërtesën referencë.

Vihet re se shtrirja e grafikëve në të djathtë bëhet më e theksuar për gjendjet e dëmtimit më të rënda. Për dëmtime të lehta, ndryshimet e kurbave janë më të vogla se sa për rastin e dëmtimeve të rënda apo për gjendjen "prag-shembje", ku dallimi bëhet shumë i theksuar.

6.2.3.6 Polinomet e përafrimit

Vlerat karakteristike që përshkruajnë ligjin LogNormal të brishtësisë (mesatarja dhe shmangia mesatare kuadratike) për ndërtesa të ndryshme nga tre të mësipërmet janë marrë me përafrim funksioni. Baza e kësaj procedure numerike është energjia e deformimit e pjesëtuar me masën e strukturës. Energjia e deformimit matet deri në atë vlerë të forcës dhe zhvendosjes që i përgjigjet shkallës së dëmtimeve që na intereson. Me fjalë të tjera, sipërfaqja nën kurbën e kapacitetit në formatin "nxitim spektral – zhvendosje spektrale" përbën bazën e kalimit nga kurbat e brishtësisë të tre strukturave të studiuara në hollësi në struktura të tjera që kanë veçori të ndryshme. Në figurën e mëposhtme paraqiten të tre kurbat e kapacitetit në formatin "forcë – zhvendosje" me shënimet në legjendë si në paragrafin e mëparshëm.

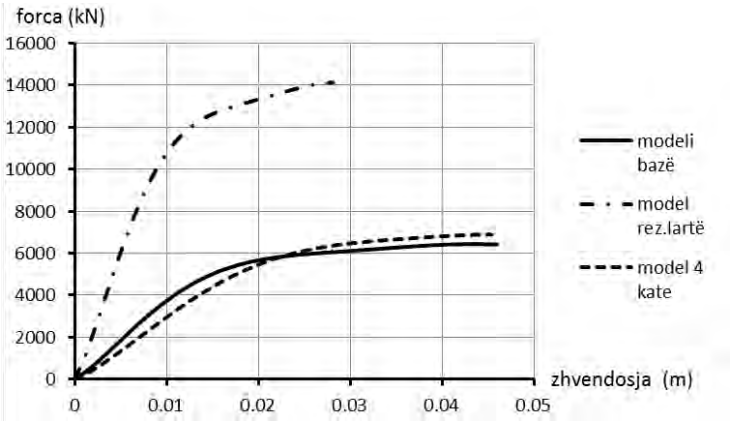


Fig. 6.60 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të tre ndërtesave në formatin forcë - zhvendosje

Siç u përmend edhe më parë, në formatin "nxitim spektral – zhvendosje spektrale *Sa-Sd*" bëhet më i dukshëm kapaciteti i strukturës. Figura e mëposhtme paraqet të njëjtat kurba kapaciteti në formatin *Sa-Sd*.

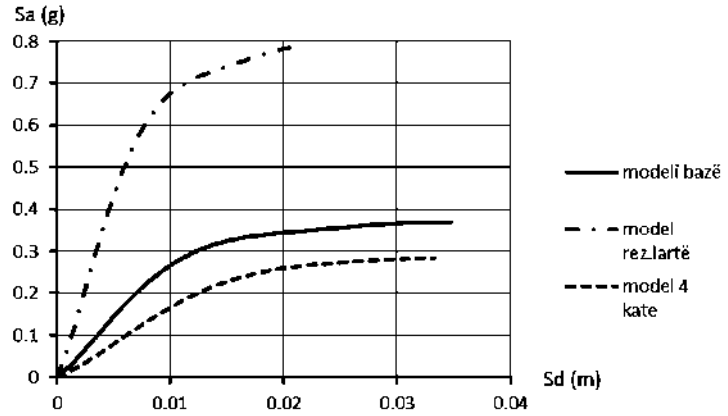


Fig. 6.61 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të tre ndërtesave në formatin nxitim spektral –zhvendosje spektrale

Duke llogaritur sipërfaqet nën kurbat e figurës së mësipërme dhe duke bërë lidhjen me kurbat e brishtësisë të përftuara më parë, janë përftuar grafikët e mëposhtëm, që shprehin lidhjen midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan probabilitetin e kalimit të një gjendje dëmtimi për truall të tipit C.

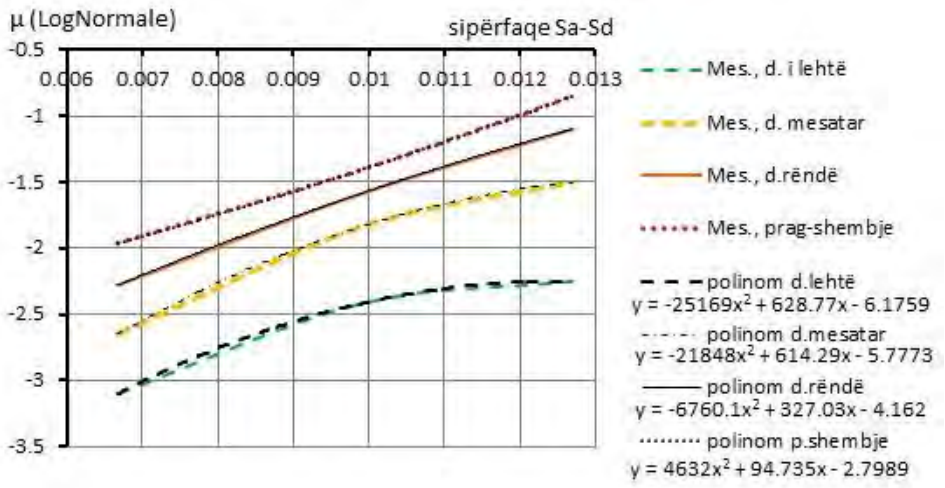


Fig. 6.62 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall C

Duke përdorur mundësitë që ofrohen në Microsoft Excel për përafrimin e kurbave me funksione, është gjetur polinomi që i përgjigjet më mirë kurbave në figurë (polinomi i përafrimit). Duke kuptuar me "*x*" abshisat sipërfaqe kurbe (*Sa-Sd*) dhe ordinatat "y" si vlera mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan kurbën e brishtësisë përkatëse, shprehjet e përftuara janë ato që tregohen në Fig. 6.62 pranë legjendës.

Për shmangiet mesatare kuadratike, me të njëjtën logjikë si më sipër, janë përftuar grafikët e mëposhtëm.

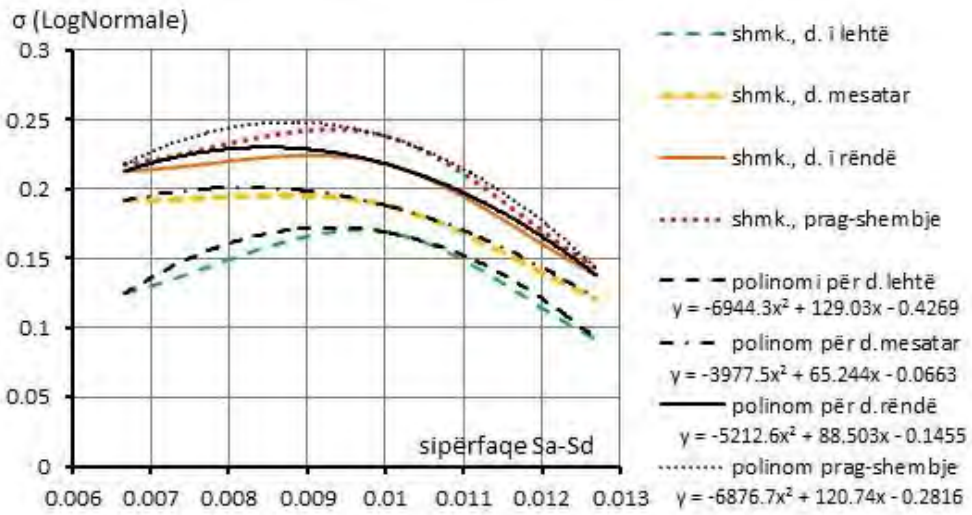


Fig. 6.63 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall C

Përsëri, pranë legjendës paraqiten polinomet që i përafrohen më shumë grafikëve. Të njëjtat vlerësime janë bërë edhe për tipa të tjerë trojesh, duke arritur në përfundim në një bashkësi polinomesh që shprehin vlerat mesatare dhe shmangiet mesatare kuadratike të ligjeve LogNormale që përfaqësojnë në vetvete kurba brishtësie në funksion të sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në format *Sa-Sd*. Grafikët e Fig. 6.62 dhe Fig. 6.63 si dhe grafikët e ndërtuar për tipa të tjerë trojesh (figurat më poshtë) së bashku me polinomet përkatëse, shërbejnë për të llogaritur vlerën mesatare dhe shmangien mesatare kuadratike të ligjeve LogNormale që përfaqësojnë kurba brishtësie për gjendje dëmtimi të ndryshme dhe për ndërtesa të vendosura në tipa të ndryshme trojesh.

Më poshtë paraqiten marrëdhëniet midis sipërfaqeve të kurbave të kapacitetit në formatin S_a-S_d me madhësitë që karakterizojnë kurbat e brishtësisë për tipa të ndryshme trojesh.

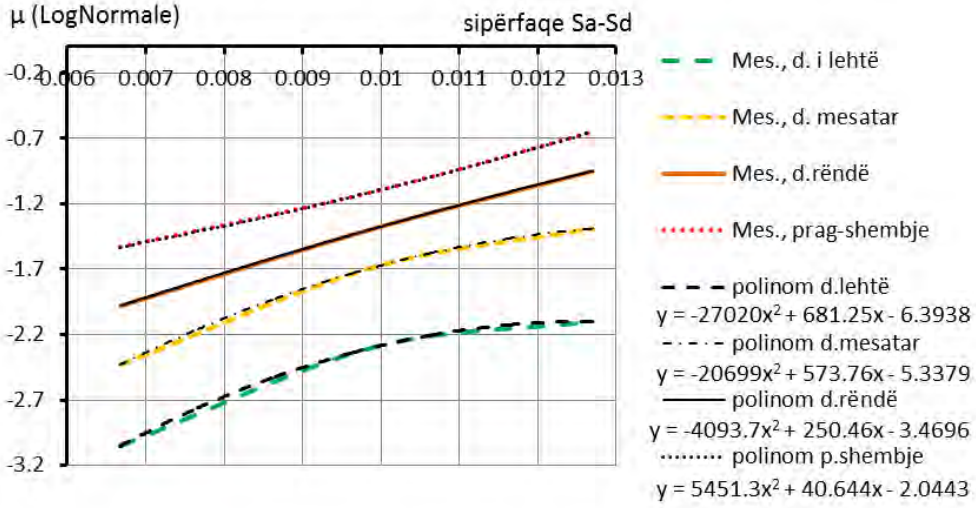


Fig. 6.64 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall A

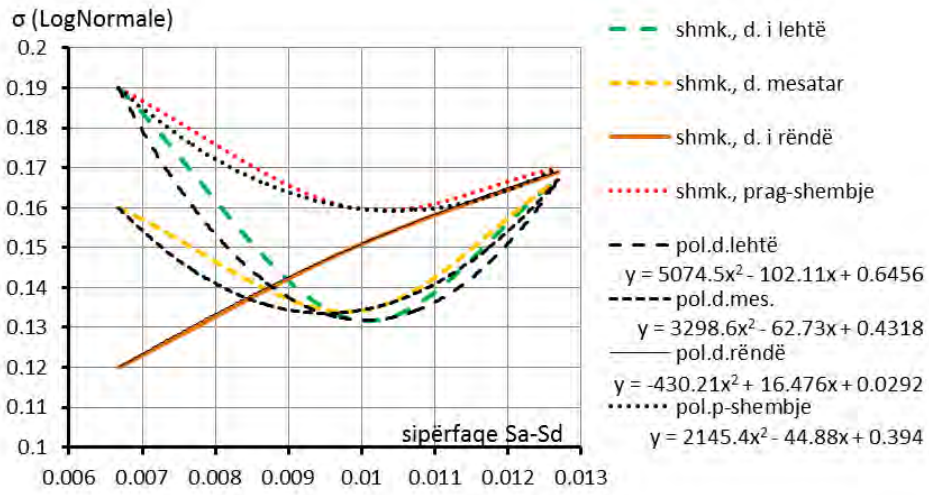


Fig. 6.65 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall A

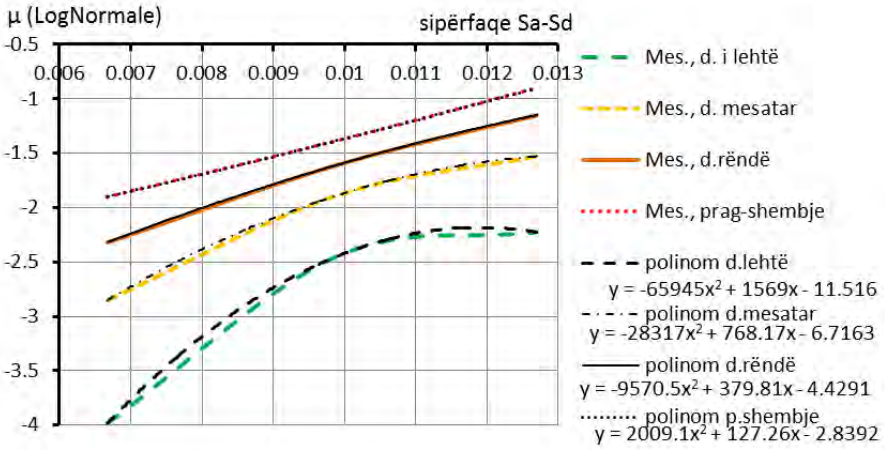


Fig. 6.66 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall B

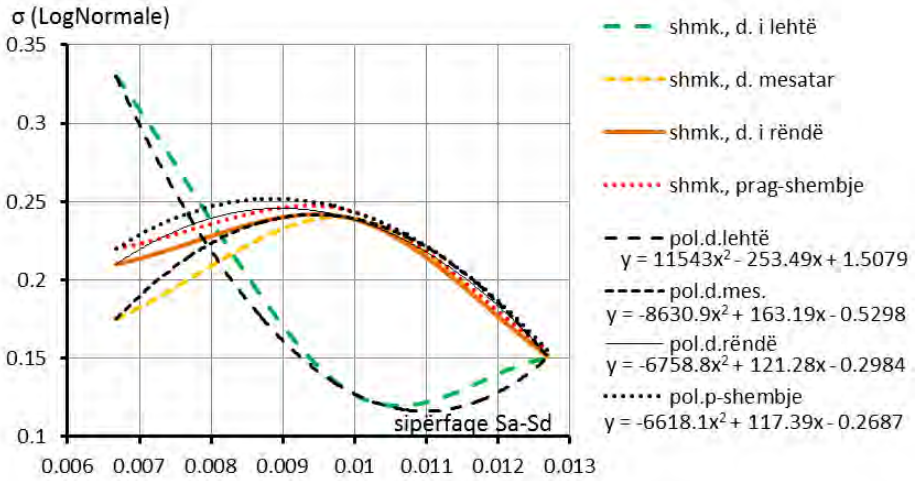


Fig. 6.67 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall B

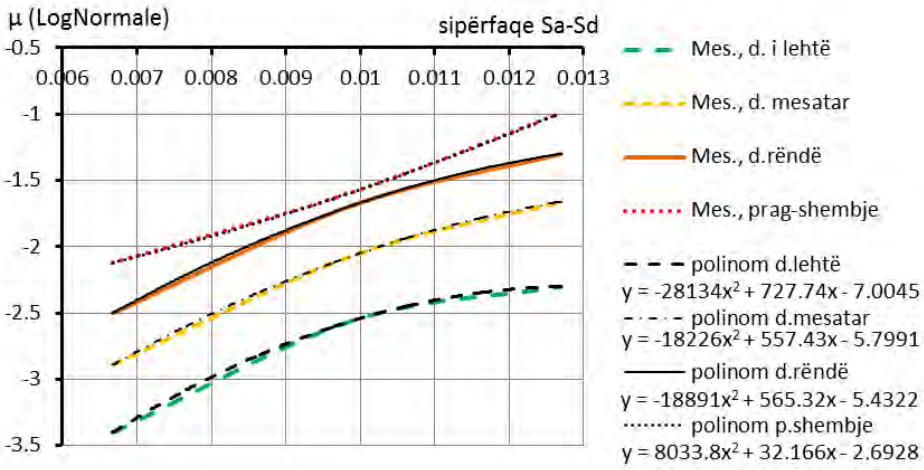


Fig. 6.68 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall D

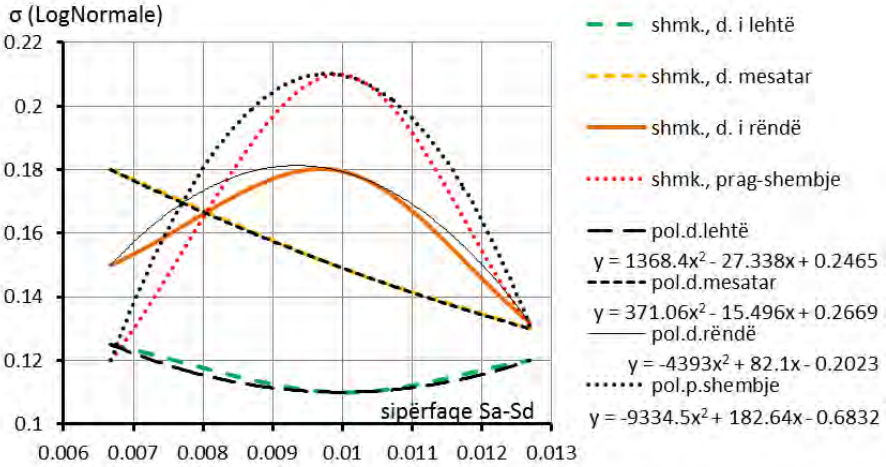


Fig. 6.69 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall D

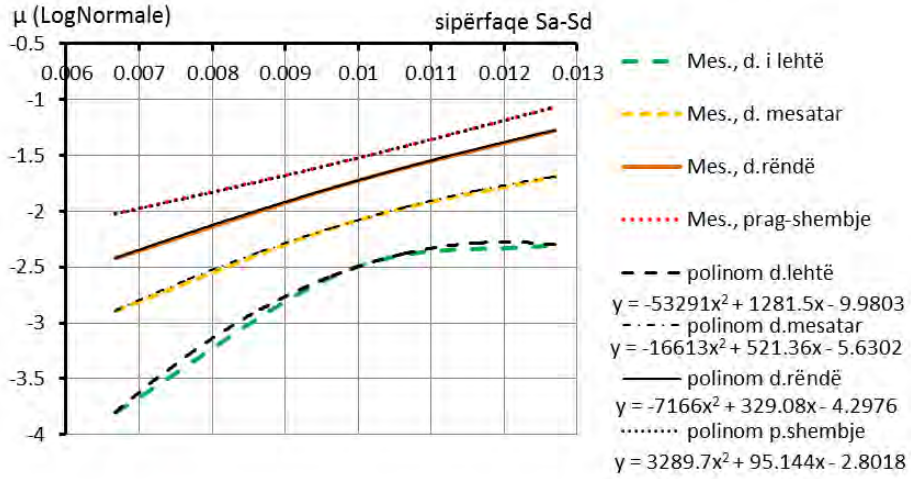


Fig. 6.70 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me vlerën mesatare të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall E

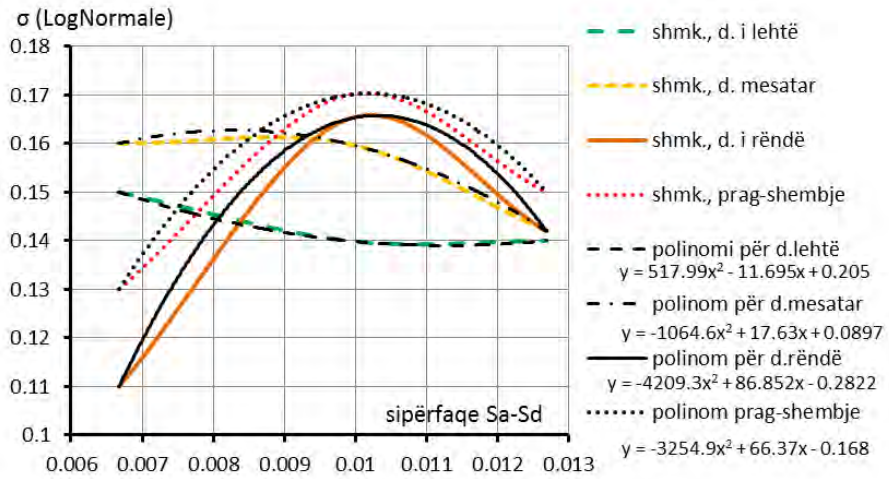


Fig. 6.71 Marrëdhënia midis sipërfaqes nën kurbë kapaciteti në formatin Sa-Sd me shmangien mesatare kuadratike të ligjit LogNormal që përshkruan shkallët e dëmtimit, për truall E

6.2.3.7 Problemi i përafrimit me polinom jashtë kufijve

Polinomet e përafrimit të paraqitura në paragrafin e mësipërm janë të rendit të dytë (me grafikë në formë parabole). Për vlera të sipërfaqes nën kurbën *Sa-Sd* jashtë segmentit në të cilin janë përcaktuar polinomet nuk pritet të ketë luhatje nga tendenca e shfaqur në vlerat e vrojtuara (për shkak të rendit të ulët të polinomit). Sigurisht, përafrimi me polinom nuk mund të shtrihet pafundësisht. Për të shmangur pasaktësitë e mundshme, janë verifikuar rastet që rezultojnë nga kombinimet e të dhënave që sjellin sipërfaqe minimale dhe maksimale nën kurbat *Sa-Sd*. Rezultatet janë gjykuar si të pranueshme dhe të njëjtët polinome janë konsideruar të vlefshëm edhe për rastin e përafrimit deri në kufijtë përcaktuar nga shtrirja e rezultateve.

7 VLERËSIMI I DËMTIMEVE

7.1 Programi për interpretimin e rezultateve

Mbështetur në kurbat e brishtësisë të ndërtuara në këtë studim për ndërtesat arsimore tip në Shqipëri dhe në shtrirjen e analizës për tipa të ndryshme ndërtesash me muraturë të sistemit arsimor, është e mundur të realizohet një vlerësim i shkallës së pritshme të dëmtimeve me vetëm fare pak të dhëna hyrëse. Figura e mëposhtme paraqet një pamje të programit që mbledh të dhënat për një ndërtesë arsimore të caktuar dhe bën vlerësimin e saj.

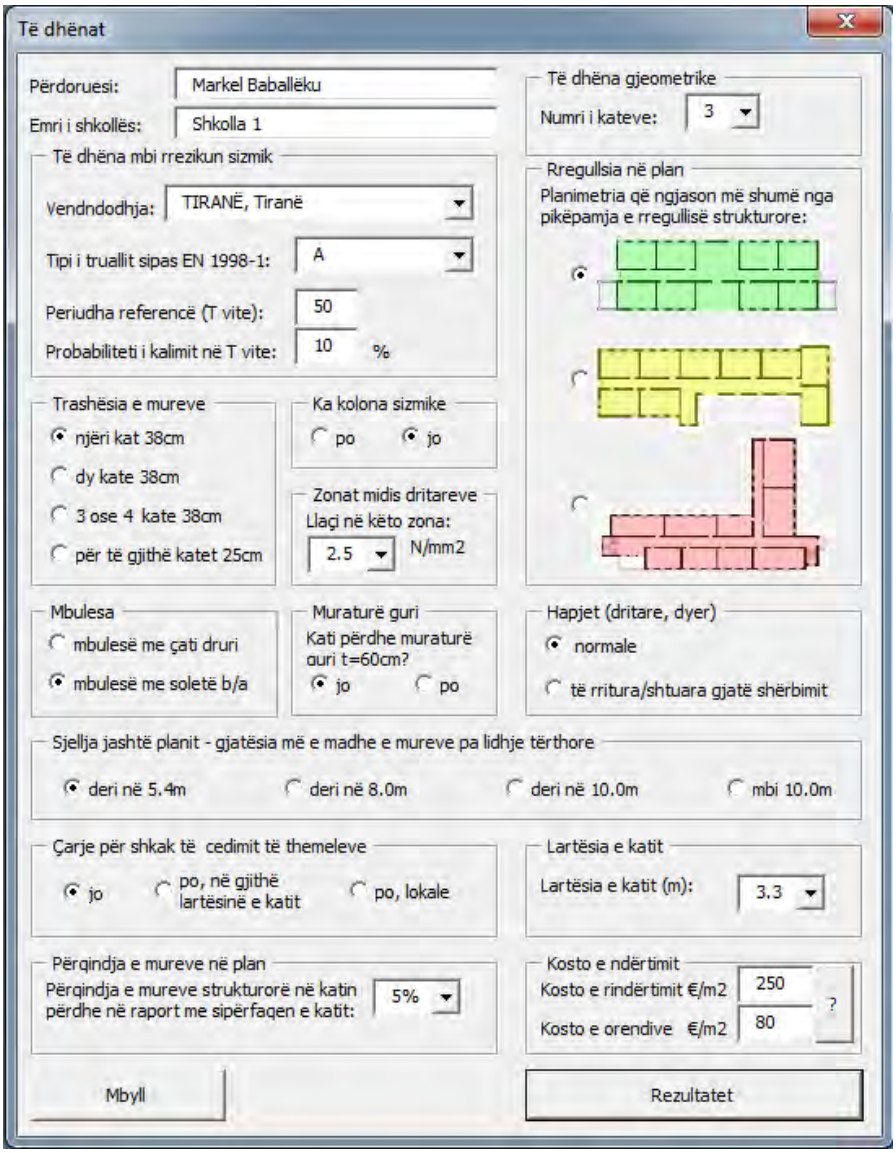


Fig. 7.1 Pamje e programit që bën interpretimin e analizës për një ndërtesë arsimore të caktuar

Të dhënat që i nevojiten programit janë:

- *të dhënat lidhur me rrezikun sizmik* si vendndodhja, tipi i truallit sipas Eurokodit 8, periudha referencë e veprimit sizmik (*T* vite) si dhe probabiliteti i kalimit në *T* vite. Në bazë të vendndodhjes zgjidhet automatikisht nxitimi referencë në truall të fortë, mbështetur në botimin e (Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E., 2010), i cili i përkon periudhës së rikthimit 475 vite. Përshtatja e nxitimit në truall për periudhën referencë dhe për probabilitetin e dhënë të kalimit bëhet nëpërmjet rekomandimeve të Eurokodit 8.

Konkretisht, në shënimin 2 të paragrafit 2.1 të EN 1998-1, thuhet se probabiliteti i kalimit P_R në T_L vite i një niveli të caktuar të veprimit sizmik lidhet me periudhën mesatare të kthimit T_R sipas shprehjes:

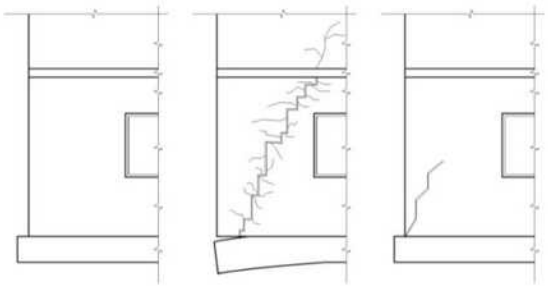
$$T_R = -\frac{T_L}{\ln(1-P_R)} \tag{7.1}$$

Nga ana tjetër, në pikën 2.1 (4) të EN 1998-1, tregohet se diferencimi i besueshmërisë strukturore mund të realizohet nëpërmjet faktorëve të rëndësisë. Kështu, nëse veprimi sizmik është dhënë si një "veprim sizmik referencë a_{gR}", vlera e faktorit të rëndësisë γ_I që shumëzon a_{gR} për të arritur në të njëjtin probabilitet kalimi në T_L vite me probabilitetin e kalimit të a_{gR} në T_{LR} vite jepet si:

$$\gamma_I \sim \left(\frac{T_{LR}}{T_L}\right)^{-1/k} \tag{7.2}$$

Eksponenti "*k*" varet nga sizmiciteti i zonës por zakonisht është rrotull vlerës 3 sipas Eurokodit 8. Pikërisht kombinimi i barazimeve (7.1) dhe (7.2) është përdorur për të llogaritur veprimin sizmik projektues për periudhë referencë dhe probabilitet kalimi të çfarëdoshëm.

- *të dhënat lidhur me gjeometrinë*. Këtu kërkohet numri i kateve, rregullsia në plan, lartësia e kateve dhe përqindja e sipërfaqes së katit përdhe të zënë nga muret strukturorë;
- *trashësia e mureve*;
- *të dhënat lidhur me hapjet jashtë projektit në katin përdhe*;
- *sjellja diafragmatike e në nivelin e mbulesës*. Në mbulimin e katit të sipërm të ndërtesës mund të ndodhë që të mos sigurohet sjellje diafragmatike (p.sh. si pasojë e pranisë së një çatie në vend të një solete monolite betonarme). Dihet që sjellja diafragmatike është mjaft e rëndësishme për shpërndarjen e rregullt të forcave sizmike nëpër elementët vertikalë mbajtës;
- *sjellja jashtë planit*. Në varësi të distancës mes lidhjeve tërthore me mure, muret mund të rrezikohen të humbasin qëndrueshmërinë e tyre në plan (pra, të dalin jashtë planit të tyre). Ky është një fenomen i padëshiruar dhe mjaft ndikues në kapacitetin e një strukture me muraturë;
- *çarjet për shkak të cedimit të themeleve*. Këtu mund të jepen të dhëna lidhur me çarjet që mund të jenë shkaktuar në strukturë si pasojë e cedimit të themeleve. Përdoruesi i programit mund të përcaktojë nëse janë vënë re çarje që kalojnë në të gjithë lartësinë e katit apo çarje të zhvilluara në zona të kufizuara (lokale). Figura e mëposhtme shpjegon dallimin midis mundësive që ofrohen për zgjedhje.



a) b) c)

Fig. 7.2 Çarjet e shkaktuara nga cedimi i themeleve, a- nuk ka, b- ka çarje në të gjithë lartësinë e katit, c- ka çarje lokale

Me plotësimin e të dhënave të mësipërme është e mundur të bëhet përpunimi i kurbave të brishtësisë për të nxjerrë në varësi të të gjithë faktorëve të lartpërmendur probabilitetet për të kaluar secilën nga gjendjet e dëmtimit të konsideruara. Praktikisht, leximi i probabiliteteve bëhet drejtpërdrejt në kurbat e brishtësisë duke lexuar ordinatat në secilën kurbë që përkojnë me abshisën a_g (shih figurën e mëposhtme).

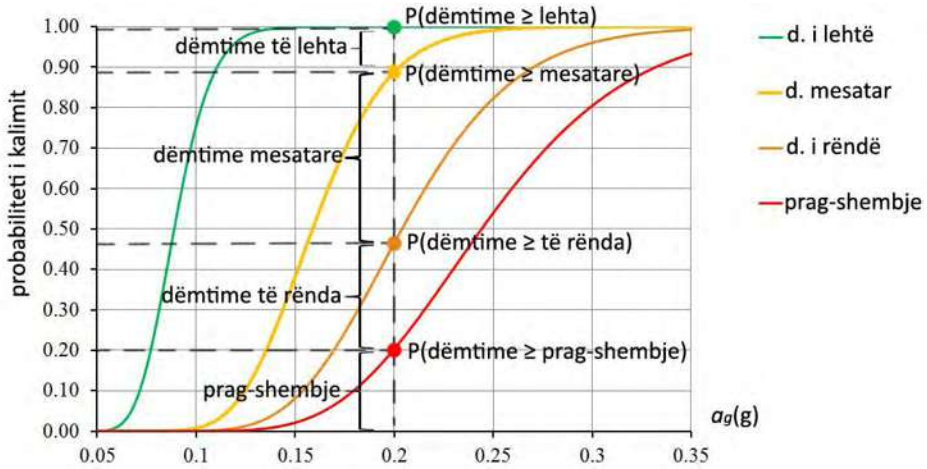
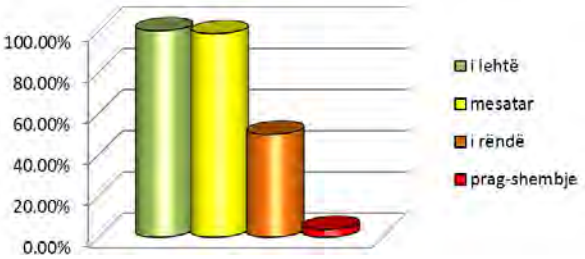


Fig. 7.3 Leximi i probabiliteteve për secilën gjendje dëmtimi

Leximi i mësipërm mund të paraqitet grafikisht si më poshtë ku tregohen rezultatet për një ndërtesë arsimore me të dhënat e Fig. 7.1.



Dëmtimi	Probabiliteti i kalimit
i lehtë	~100.00%
mesatar	98.60%
i rëndë	49.80%
prag-shembje	3.8%

Fig. 7.4 Paraqitja grafike dhe tabelare e leximit të kurbave të brishtësisë

Meqenëse formati i paraqitjes së kurbave të brishtësisë është kumulativ, probabiliteti që struktura të pësojë dëmtime në një shkallë të caktuar merret si diferencë e probabilitetit për të pasur dëmtime më të mëdha se ajo shkallë me probabilitetin për të kaluar dëmtimet e një shkalle më të lartë. Konkretisht, për të vlerësuar probabilitetin që një strukturë të pësojë dëmtime mesatare, duhet bërë diferenca midis probabilitetit për të kaluar dëmtimet mesatare me probabilitetin për të kaluar dëmtimet e rënda.

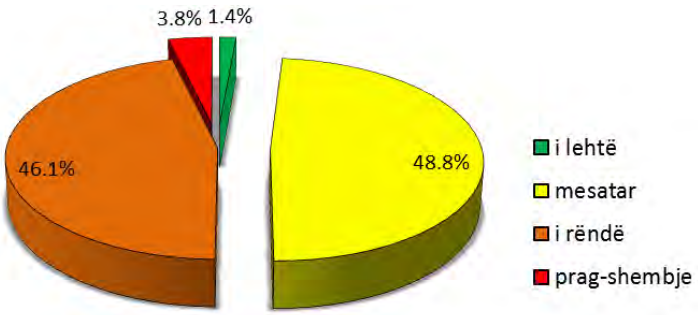


Fig. 7.5 Ilustrim i vlerësimit të probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme

Figura e mësipërme paraqet një shembull të paraqitjes grafike të probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme. Nga kjo lloj paraqitje, është më e lexueshme shkalla e dëmtimeve që pritet të pësojë struktura pas një tërmeti me një madhësi të caktuar. Për shembullin e trajtuar, probabiliteti më i madh është që struktura të pësojë dëmtime mesatare (ngjyra e verdhë në grafikun e Fig. 7.5). Numerikisht, probabiliteti për të pësuar dëmtime mesatare është:

$$P(d.mesatare) = P(d.mesatare) - P(d.të\,rënda) = 48.8\% \tag{7.3}$$

Në ngjashmëri, llogariten edhe probabilitetet e tjera. P.sh., probabiliteti për të pësuar dëmtime të rënda në shembullin e mësipërm është:

$$P(d.\ rënda) = P(d.rënda) - P(p.shembje) = 46.1\% \tag{7.4}$$

Nëse lexojmë rezultatet e analizës, themi se është pothuajse e sigurt (probabilitet afërsisht 100%) që struktura pëson dëmtime më të mëdha se "të lehta", ndërkohë që është shumë pak e mundur që struktura të pësojë vetëm dëmtime të lehta nga një ngjarje sizmike si ajo e treguar në këtë shembull. Konkretisht:

$$P(d.\ lehta) = P(d.lehta) - P(d.mes.) = 1.4\% \tag{7.5}$$

7.2 Risku sizmik për kërkesë sizmike sipas Eurokodit 8

Duke përdorur programin e paraqitur më lart në paragrafin 7.1, mbështetur në vlerësimin e dëmtimeve sipas trajtimeve të bëra në këtë studim, janë nxjerrë disa rezultate për:

- ndërtesë arsimore me tre kate në Shkodër, me parregullsi mesatare në plan;
- ndërtesë arsimore me tre kate në Tiranë, me rregullsi në plan;
- ndërtesë arsimore me tre kate në Skrapar, me rregullsi në plan;

Mundësitë janë të hapura për të nxjerrë rezultate për shumë kombinime të vendndodhjes, numrit të kateve dhe gjithë faktorëve të tjerë të konsideruar. Këtu janë paraqitur për demonstrim vetëm kombinimet e mësipërme.

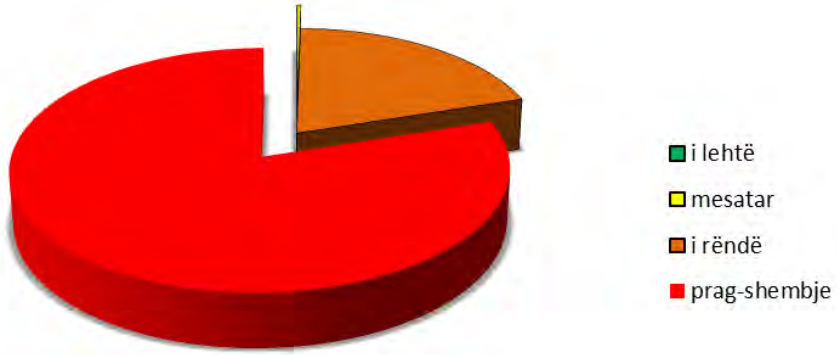


Fig. 7.6 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Shkodër

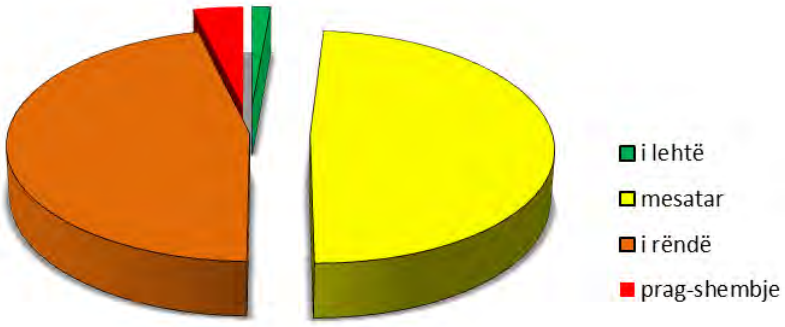


Fig. 7.7 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Tiranë, me rregullsi në plan

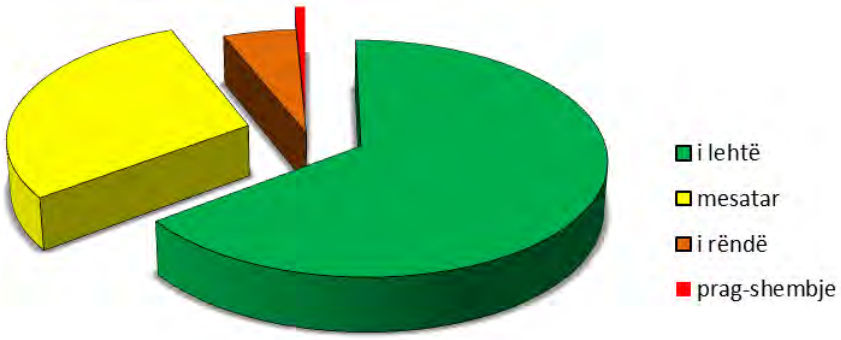


Fig. 7.8 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Skrapar, me rregullsi në plan

Siç pritej, ndërtesat e vendosura në Shkodër kanë risk shumë të lartë për kërkesat e sotme sizmike. Sidomos në prani të parregullsive në plan dhe masës së madhe si pasojë e pranisë së katër kateve, zhvillimi i dëmtimeve është mjaft i madh. Për ndërtesa të rregullta të vendosura në zona me sizmicitet të ulët dhe në troje të mirë, si në Fig. 7.8, risku sizmik rezulton i ulët.

7.3 Risku sizmik për kërkesë sizmike sipas KTP-N.2-89

Nëse i referohemi kërkesës sizmike sipas KTP-N.2-89, e cila është ende në fuqi në Shqipëri, rezultatet mbi shkallën e dëmtimeve të ndërtesave prej murature të sistemit arsimor janë shumë të ndryshme nga ato të paraqitura në paragrafin e mëparshëm. Ndryshimi midis spektrave elastikë të KTP-N.2-89 dhe atyre të Eurokodit 8 është i konsiderueshëm. Jo vetëm kjo, por edhe rreziku sizmik i paraqitur në KTP-N.2-89 është ndjeshëm i ulët në krahasim me studimet e sotme si p.sh. (United Nations Development Programme UNDP Albania, 2003) apo (Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E., 2010).

Kështu, duke përdorur të njëjtin program të hartuar për rrezikun sizmik sipas Eurokodit, por duke përshtatur rrezikun sizmik hyrës në program për të përfaqësuar KTP-N.2-89, merret figura e mëposhtme për shpërndarjen e probabiliteteve për secilën shkallë dëmtimi për të njëjtën ndërtesë si në Fig. 7.7 (Tiranë).

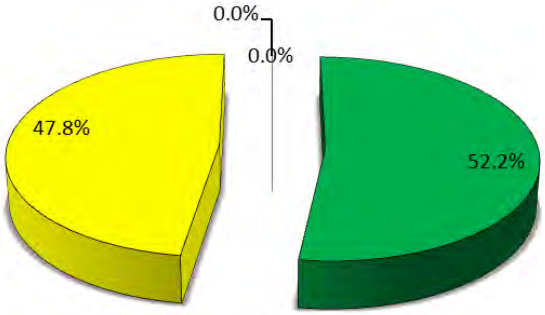


Fig. 7.9 Shpërndarja e probabiliteteve për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme në një ndërtesë arsimore me tre kate në Tiranë, me rregullsi në plan, duke konsideruar kërkesë sizmike sipas KTP-N.2-89

Në këtë rast, vihet re se shkalla e dëmtimeve të pritshme është e ulët (probabiliteti më i lartë është për të pasur dëmtime të lehta).

7.4 Mundësia për vlerësim monetar të humbjeve

Forma e paraqitjes së rezultateve si në Fig. 7.5 bën të mundur një përshkrim sasior të dëmtimeve që priten në një strukturë si pasojë e një tërmeti të caktuar. Mbështetur në veprimet e thjeshta të prezantuara në paragrafin 7.1, është e mundur të nxirret probabiliteti për të pësuar dëmtime që i korrespondojnë secilës shkallë dëmtimi. Kjo mundëson realizimin e analizës së humbjeve në terma ekonomike.

Një mundësi e trajtimit të problemit është duke e konsideruar analizën e humbjeve të mbështetur në koston për ri-vënien e ndërtesës në punë pas ngjarjes sizmike. Për secilën gjendje dëmtimi, kosto e rikthimit të ndërtesës në gjendjen e mëparshme është e ndryshme. P.sh., një strukturë që pëson dëmtime mesatare ka nevojë për ndërhyrje në elementët jostrukturorë dhe pak ndërhyrje në elementë strukturorë, ndërkohë që një strukturë e cila është në prag-shembje kushton sa një ndërtesë e re ose pak më shumë nëse përfshihen punimet për prishjen dhe largimin e mbetjeve të ndërtesës në prag-shembje.

HAZUS (FEMA) i referohet punimit (Kircher, etj., 1997) për sa i përket vlerësimit të humbjeve në terma ekonomike. Humbjet e drejtpërdrejta[29] ekonomike aty paraqiten për çdo shkallë dëmtimi si përqindje e kostos së zëvendësimit të ndërtesës (rindërtimit). Në tabelën e mëposhtme është bërë një përshtatje e shkallëve të dëmtimit dhe janë pranuar të njëjtat vlera si në (Kircher, etj., 1997) për përqindjet që zënë elementë të ndryshëm në humbjet e drejtpërdrejta ekonomike pas një tërmeti.

Tab. 7.1 Humbjet e drejtpërdrejta ekonomike si përqindje e kostos së rindërtimit për secilën shkallë dëmtimi, përshtatur nga (Kircher, etj., 1997)

Dëmtimi	Sistemi strukturor	Elementët jo-strukturorë	Orenditë
D1, i lehtë	2%	2%	1%
D2, mesatar	10%	10%	5%
D3, i rëndë	50%	50%	25%
D4, prag-shembje	100%	100%	50%

Duke pranuar vlerat e tabelës së mësipërme, humbjet për njësi të sipërfaqes mund të vlerësohen në terma ekonomike nëpërmjet barazimit të mëposhtëm.

[29] Përveç humbjeve të drejtpërdrejta që lidhen me dëmtimin e vetë ndërtesës, tërmeti mund të shkaktojë edhe humbje të tjera, si p.sh., në jetë njerëzish, fitim të munguar nga aktivitetet që zhvillohen në ndërtesë etj. Në këtë paragraf trajtohen vetëm humbjet e drejtpërdrejta.

$$H = \sum_{i=1}^{4} P(D_i) \cdot R(D_i) \cdot K \quad [\frac{\text{ALL ose EUR, USD...}}{m^2}] \tag{7.6}$$

Në barazimin e mësipërm, me *H* janë shënuar humbjet e drejtpërdrejta ekonomike të shprehura në ALL, EUR, USD apo çfarëdo valute që mund të gjykohet si e përshtatshme. $P(D_i)$ është probabiliteti për të pësuar dëmtime të shkallës D_i dhe $R(D_i)$ është vlera në Tab. 7.1 e shprehur si përqindje për shkallën D_i të dëmtimeve. Madhësia *K* përfaqëson koston e rindërtimit për një metër katror të ndërtesës me të njëjtën valutë si *H*.

7.5 Mundësitë për riaftësim të strukturave

Ky paragraf përmban shkurtimisht disa mundësi për riaftësimin e strukturave prej murature të sistemit arsimor në vendin tonë. Qasjet teorike dhe teknikat e përforcimit për të siguruar një riaftësim strukturor të ndërtesave prej murature sot janë të shumta. Ato aplikohen dhe varen nga periudha në shërbim e këtyre ndërtesave. Referuar tipologjisë së ndërtesave të shqyrtuara në këtë punim dhe duke njohur mjaftueshëm sjelljen e tyre në rast tërmeti, në vijim jepen disa mundësi përforcimi të cilat konsiderohen si më të përshtatshme për riaftësimin strukturor. Ato janë:

- Shtimi/plotësimi/përforcimi i mureve me konfigurim të përshtatshëm;
- Vendosja e elementëve prej çeliku në hapjet e fasadave (dritare);
- Përdorimi i materialeve dhe teknikave bashkëkohore si rrjeta me materiale polimere, fibra karboni ose me materiale të tjera.

7.5.1 Shtimi/plotësimi/përforcimi i mureve

Shtimi i mureve është një zgjidhje e kufizuar, sepse në shumicën e rasteve cenon arkitekturën e ndërtesave dhe shton masën e tyre, duke bërë që forca sizmike që vjen në strukturë të rritet. Për këtë arsye, duhet bërë një analizë e hollësishme e ndikimit të shtimit të mureve në kapacitetin e strukturës. Në rast se shtimi i masës ka efekt të pandjeshëm në raport me shtimin e aftësisë mbajtëse dhe nëse vendosja e mureve të rinj nuk pengon shërbimin normal të këtyre ndërtesave, kjo zgjidhje mund të rezultojë teknikisht dhe ekonomikisht e pranueshme. Plotësimi apo përforcimi i mureve të brendshëm mund të rezultojë mjaft i përshtatshëm në rastet kur muret ndarës i kthejmë në mure strukturorë të cilët kontribuojnë në përballimin e forcave sizmike (figura më poshtë).

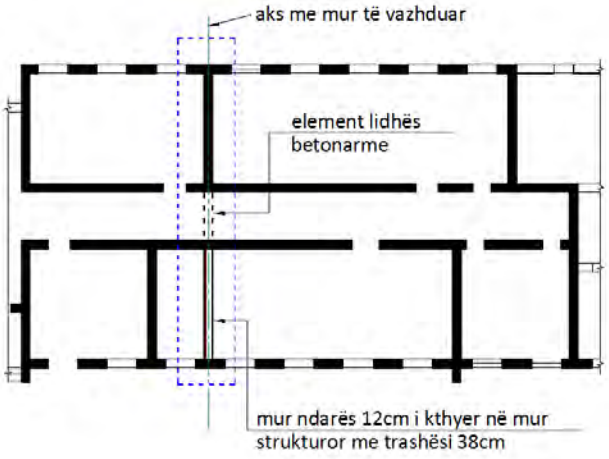


Fig. 7.10 Shembull i zëvendësimit të muri ndarës me mur strukturor

Në këtë rast muret e përforcuar nuk ndikojnë në funksionin e ndërtesës por do të kërkonin ndërhyrje në përforcimin e themeleve të tyre. Për më tepër, kjo mënyrë ndërhyrjeje mund të

aplikohet vetëm në katin përdhe apo edhe në të parin, aty ku sforcimet si pasojë e veprimit sizmik rezultojnë më të larta.

7.5.2 Përforcimi me elementë çeliku

Një mënyrë e trajtuar me kujdes dhe e sjellë në këtë punim është përforcimi nëpërmjet elementëve prej çeliku. Vendosja e elementëve prej çeliku mund të bëhet si në figurën vijuese.

Fig. 7.11 Pamje e përforcimit të propozuar me elementë prej çeliku

Kjo mënyrë përforcimi ka një sërë përparësish, konkretisht:

- aplikohet vetëm në muret e fasadës së ndërtesës. Ndërhyrjet në brendësi të ndërtesës janë minimale dhe ndërhyrjet në fasadë janë të tilla që mund të mbulohen me lehtësi, por edhe nëse nuk mbulohen, mund të shërbejnë si elementë arkitektonikë;
- vendoset lehtësisht si në faqen e jashtme ashtu edhe në atë të brendshme (në faqen e brendshme kërkohet shpimi i soletës në disa pika);
- elementët kryesorë të këtij përforcimi prodhohen lehtësisht pasi janë “në seri”;
- realizimi i përforcimit të themeleve, për fiksimin e elementëve të katit përdhe është i lehtë dhe nuk dëmton themelet ekzistuese.

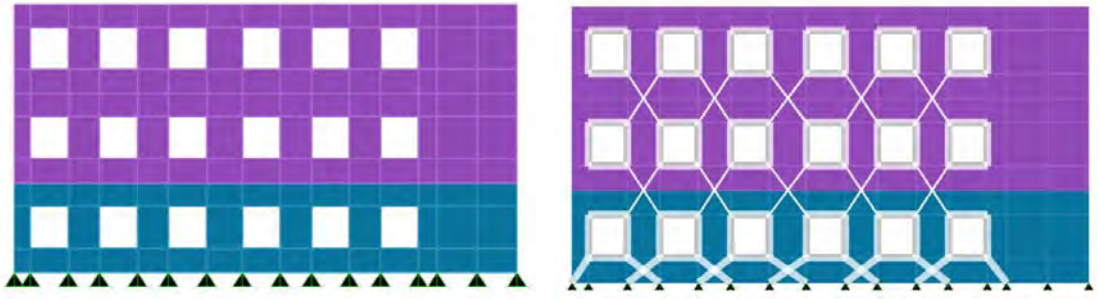


Fig. 7.12 Modeli strukturor i përforcimit me elementë prej çeliku në fasadë

Modeli strukturor i përforcimit me elementë prej çeliku në fasadë paraqitet në Fig. 7.12. Si rezultat i këtij përforcimi kapaciteti i strukturës rritet ndjeshëm, siç vihet re edhe në marrëdhënien forcë-zhvendosje në figurën e mëposhtme.

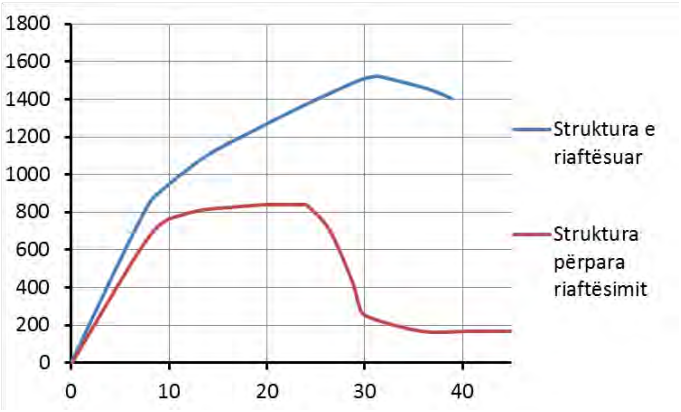


Fig. 7.13 Krahasimi i kurbave të kapacitetit të strukturës përpara dhe pas riaftësimit

Fig. 7.13 tregon se riaftësimi i strukturës me elementë të tillë rrit sidomos kapacitetin e strukturës në fazën jolineare të punës. Edhe kjo mënyrë ka të metat e veta, të cilat duhet të studiohen me detaj përpara se kjo zgjidhje të aplikohet. Ndër problemet kryesore lidhet me përqendrimin e mundshëm të sforcimeve nëpër zona të tilla si qoshet e dritareve. Gjatë trajtimit të mësipërm, ky fenomen është vënë re me efekt jo shumë të ndjeshëm, pasi struktura prej çeliku është e vazhduar. Fenomeni i mësipërm bëhet më i dallueshëm në raste të tjera, kur vazhdimësia e strukturës prej çeliku nuk mund të sigurohet. Kjo mënyrë riaftësimi bëhet më pak e dobishme në muret pa hapje, por gjithsesi këta mure kanë aftësi mbajtëse më të lartë dhe reagim më të mirë e për pasojë ndërhyrjet në 'ta për të përmirësuar sjelljen në situatë sizmike mund të jenë më të lehta për tu zbatuar.

7.5.3 Rrjetat polimere dhe fibrat e karbonit

Një mënyrë tjetër e përshtatshme për riaftësimin e ndërtesave me muraturë është përdorimi i rrjetave me fibra polimere apo fibrave të karbonit. Në kohët e sotme këto teknika riaftësimi kanë gjetur përdorim gjithnjë e më të gjerë, pasi janë mjaft të lehta për tu aplikuar dhe nuk ndikojnë në funksionin e ndërtesës. Aplikimi i rrjetave me fibra polimere kërkon mbështjelljen e gjithë strukturës dhe më pas aplikimin e një shtrese suvaje sipër saj, ndërsa fibrat e karbonit aplikohen si në tërësi ashtu edhe në zona lokale, aty ku janë të nevojshme. Këto mund të luajnë funksion të ngjashëm me skemën e propozuar më sipër me profile çeliku.

Në një këndvështrim më të plotë, gjatë rikonstruksionit të ndërtesave të sistemit arsimor, përveç përmirësimit të funksioneve të tjera (arkitektura, instalimet etj.), riaftësimi strukturor nëpërmjet dy mënyrave të fundit lejon dhe nxit rritjen e komoditetit dhe të qëndrueshmërisë në kohë nëpërmjet veshjes së ndërtesës me një shtresë që jo vetëm mbron elementët përforcues por rrit ndjeshëm edhe efektshmërinë termike.

8 PËRFUNDIME

8.1 Procedura e vlerësimit të dëmtimeve

Në këtë studim u paraqit një procedurë e vlerësimit të dëmtimeve të ndërtesave prej murature që i takojnë sistemit arsimor në Shqipëri. Lidhur me modelin numerik të propozuar të muraturës, mund të thuhet se ai i përgjigjet mjaft mirë eksperimenteve të realizuar në laboratorë të ndryshëm.

Gjithashtu u paraqit e automatizuar nëpërmjet OAPI mënyra e realizimit të simulimit Monte Carlo për të vlerësuar në terma probabilitarë kapacitetin e strukturës. Modelimi nëpërmjet elementëve dypërmasorë mundëson marrjen parasysh në mënyrë më të plotë të ndryshoreve hyrëse të rastit.

Indeksi i Dëmtimit i përdorur merr parasysh ngarkimin ciklik të strukturës dhe i përgjigjet të dhënave të disponueshme për tërmetin e 15 prillit 1979 në Shqipëri.

Në përfundim, theksohet se procedura e propozuar nuk është e kufizuar në ndërtesat e sistemit arsimor. Modeli llogaritës i muraturës dhe e gjithë procedura e vlerësimit të dëmtimeve mund të përdoren për të analizuar dhe vlerësuar struktura të tjera prej murature, por jo vetëm. Për këtë, gjatë përsëritjes së analizës duhet të bëhen vetëm ndryshimet e mëposhtme:

- ndërtohet modeli kompjuterik përfaqësues i ndërtesës apo grupit të ndërtesave që do studiohen;
- vlerësohen në terma probabilitare të dhënat hyrëse në vlerësimin e kapacitetit të strukturës dhe të kryhet simulimi Monte Carlo i kapacitetit (procedurë e automatizuar);
- vlerësohet rreziku sizmik nëpërmjet akselerogramave të shkallëzuara për nivele të ndryshme sizmike. Më tej, nevojitet të realizohet tërësia e analizave jolineare në fushën kohore dhe të vlerësohet indeksi i dëmtimit për secilin rast (procedurë e automatizuar);
- kryhet simulimi Monte Carlo i indekseve të dëmtimit dhe të ndërtohen kurbat e brishtësisë (procedurë e automatizuar).

Procedura lejon përsëritjen e studimit si në rastin e vënies në dispozicion të të dhënave më të hollësishme (p.sh. të shpërndarjeve të ndryshoreve hyrëse apo të rrezikut sizmik) ashtu edhe në rastin e analizimit të një ndërtese të veçantë, jo domosdoshmërisht pjesë e sistemit arsimor.

8.2 Ndërtesat e sistemit arsimor në Shqipëri

Në këtë studim u tregua se referuar kërkesës sizmike të KTP, dëmtimet e pritshme luhaten nga të lehta në mesatare për ndërtesat tip prej murature të sistemit arsimor në vendin tonë. Nga ana tjetër, referuar kërkesës bashkëkohore sizmike, ndërtesat arsimore në Shqipëri rezultojnë me probabilitet të lartë për të pësuar dëmtime të rënda dhe për t'u ndodhur në prag-shembje.

Për tërmete me probabilitet më të lartë për të ndodhur(me periudhë rikthimi të ulët), shkalla e dëmtimeve ulet, edhe nëse kërkesën sizmike e konsiderojmë sipas Eurokodit 8. Marrja parasysh e këtyre tërmeteve vlen në mjaft raste praktike nëse përfshihet jetëgjatësia e projektimit. Në rastet kur ndërtesat janë të vjetra, procedura lejon vlerësimin e dëmtimeve për veprime sizmike me periudhë rikthimi të tillë që i përgjigjet kërkesave konkrete për kohën gjatë së cilës ndërtesa mund të shërbejë pa kryer mbi 'të ndërhyrje riaftësuese.

Studimi tregon se numri i kateve është një ndër faktorët më përcaktues në shkallën e dëmtimeve në ndërtesë. Kështu, ndërtesat me dy kate (me kat përdhe me mure me trashësi 38cm) kanë probabilitet më të ulët se sa ato me tre apo katër kate për të pësuar dëmtime të shkallëve të ndryshme. Në këtë këndvështrim, mund të arrihet në përfundimin se shkollat me një kat, të cilat nuk janë trajtuar në këtë studim, janë akoma më të sigurta nga pikëpamja sizmike.

Studimi nxjerr në pah se energjia e gjeneruar nga tërmeti përthithet kryesisht nga kati përdhe i ndërtesave dhe rrjedhimisht aty ndodh përqendrimi i dëmtimeve. Faktorë si trashësia konstante e mureve apo zvogëlimi i hapjeve në lartësi – të cilët në pamje të parë duken sikur rrisin aftësinë mbajtëse – rezultojnë në fakt negativë pasi shkaktojnë rritje të përqendrimit të dëmtimeve në katin përdhe.

Në përfundim mund të thuhet se procedura dhe përdorimi i programit të zhvilluar brenda këtij disertacioni për vlerësimin e strukturave prej murature të sistemit arsimor është mjaft i lehtë dhe praktik. Të dhënat hyrëse që kërkohet të plotësohen nga një përdorues i mundshëm janë minimale, dhe në varësi të disa të dhënave bazë si vendndodhja, numri i kateve, trashësitë e mureve strukturorë në secilin kat, mënyra e mbulimit e të dhëna të ngjashme që nuk kërkojnë njohje të thellë të ndërtesës, realizohet në mënyrë të automatizuar vlerësimi i shkallës së dëmtimeve të pritshme. Gjithashtu, programi i hartuar i hap rrugën vlerësimit ekonomik dhe ndihmon në marrjen e masave të duhura për riaftësim të mundshëm të ndërtesave arsimore në vendin tonë.

8.3 Kërkime të mëtejshme

Në modelimin numerik me shtresa të elementëve prej murature, mund të kryhen kërkime të mëtejshme për të përmbledhur në një model të vetëm rezistencën brenda planit dhe atë jashtë planit, gjë që në këtë studim është realizuar në mënyrë të pavarur.

Mbështetur në vlerësimin e dëmtimeve të pritshme, mund të kryhen studime më të thelluara për riaftësimin e ndërtesave arsimore, duke shfrytëzuar edhe tipizimin e tyre.

Një tjetër mundësi është krijimi i hartave të riskut sizmik. Ky disertacion mund të shërbejë për të përmbledhur rezultatet e vlerësimit të dëmtimeve për ndërtesa arsimore me vendndodhje të ndryshme në trajtën e hartave që tregojnë nivelet e ndryshme të riskut. Kjo mund të realizohet nëse ndërthuren elementët e mëposhtëm:

- harta e rrezikut sizmik;
- harta e shpërndarjes së ndërtesave arsimore shoqëruar me veçoritë e secilës ndërtesë;
- harta e klasifikimit të tipave të trojeve.

Në rastin e ndërmarrjes së nismave për ndërhyrje riaftësuese nga institucionet vendimmarrëse, për shkak të lehtësive që ofrohen nga zhvillimet e këtij studimi, është e mundur që të bëhet një vlerësim i shpejtë i gjendjes së ndërtesës me qëllim hartimin e një detyre projektimi sa më të plotë. Për rrjedhojë, ndërhyrjet në ndërtesat arsimore mund të shtrihen edhe në strukturat mbajtëse të tyre nëse kjo është e nevojshme, ndryshe nga mjaft raste të deritanishme, sipas së cilave ndërhyrjet në strukturën mbajtëse kanë qenë minimale.

Studime të ngjashme mund të kryhen për ndërtesat e banimit, në të cilat vihen re veçori të ngjashme me ato të trajtuara në këtë studim, si materialet, teknika e ndërtimit dhe tipizimi i tyre.

REFERENCAT

Akademia e Shkencave e RPS të Shqipërisë, Qendra Sizmologjike. 1980. Tërmeti i 15 Prillit 1979 dhe zhdukja e pasojave të tij. *Referate dhe kumtesa të mbajtura në simpoziumin e Shkodrës më 4-5 prill 1980.* Tiranë, Shqipëri : Shtëpia botuese "8 Nëntori", 1980.

Akademia e Shkencave, Ministria e Ndërtimit. 1989. Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike KTP-N.2-89. 1989.

Aliaj, Sh.; Koçiu, S.; Muço, B.; Sulstarova, E. 2010. Sizmiciteti, sizmotektonika dhe vlerësimi i rrezikut sizmik në Shqipëri. Tiranë, Shqipëri : Akademia e Shkencave e Shqipërisë, 2010.

Baballëku, M. 2006. Fragility of Typified Educational System Facilities in Albania. *Master Thesis.* Shkup, Maqedoni : IZIIS, 2006.

Backes, H. P. 1985. Mbi sjelljen e muraturës në tërheqje në drejtimin e fugave horizontale (në gjermanisht). *Disertacion.* Aachen, Gjermani : Aachen University of Technology, 1985.

Benedetti, A. dhe Pelà, L. 2012. Experimental characterization of mortar by testing on small specimens. *15th International Brick and Block Masonry Conference.* Florianópolis, Brazil : s.n., 2012.

Binda, L. 2008. Long-term behaviour of heavy masonry structures. *Learning from failure.* s.l. : WIT Press, 2008.

Binda, L.; Papayianni, I.; Toumbakari, E.; van Hees, R. 2004. Mechanical tests on mortars and assemblages. *Characterisation of Old Mortars with Respect to their Repair.* s.l. : RILEM TC 167-COM, 2004.

Bommer, J. J. dhe Acevedo, A. B. 2004. The use of real earthquake accelerograms as input to dynamic analysis. *Journal of Earthquake Engineering.* s.l. : Imperial College Press, 2004. Vëll. i 8, Special Issue 1.

Calvi, G. M. dhe Magenes, G. 1994. Experimental research on response of URM building systems. *Proceedings of the U.S.-Italy Workshop on Guidelines for Seismic Evaluation and Rehabilitation of Unreinforced Masonry Buildings.* Pavia, Itali : s.n., 1994.

CEN. 2002. EN 1990, Eurocode. *Basis of structural design.* s.l. : CEN, 2002.

—. 2002. EN 1991-1-1, Eurocode 1 - Actions on structures. *Part 1-1: General actions - Densities, self-weight, imposed loads for buildings.* s.l. : CEN, 2002.

—. 2005. EN 1996-1-1, Eurocode 6 - Design of masonry structures. *Part 1-1: General rules and rules for reinforced and unreinforced masonry structures.* s.l. : CEN, 2005.

—. 2004. EN 1998-1 - Design of structures for earthquake resistance. *Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings.* s.l. : CEN, 2004.

Churilov, S. dhe Dumova-Jovanoska, E. 2010. In-plane shear behaviour of unreinforced masonry walls. *14 ECEE.* Ohër, Ish Republika Jugosllave e Maqedonisë : s.n., 2010.

CUR. 1994. Muratura strukturore: një bazë eksperimentale/numerike për rregulla praktike projektimi (në gjuhën holandeze). *Raporti 171, CUR.* Gouda, Holandë : s.n., 1994.

D'Ayala, D. dhe Speranza, E. 2002. An integrated procedure for the assessment of seismic vulnerability of historic buildings. *12th European Conference on Earthquake Engineering, Artikulli 561.* s.l. : Elsevier, 2002.

Dhanasekar, M., Page, A. W. dhe Kleeman, P. W. 1985. The failure of brick masonry under biaxial stresses. *Proc. Intsn. Civ. Engrs., Pjesa 2.* 1985.

DM NTC. 2008. Normat teknike italiane për ndërtimet. *Approvazione delle nuove norme tecniche per le construzioni.* Romë, Itali : Gezzetta Ufficiale Nr. 29 del 04/02/2008 - suppl. ord. nr. 30, 2008.

EN 1052-1. 1998. Methods of test for masonry. *Determination of compressive strength.* s.l. : CEN, 1998.

EN 1052-2. 1999. Methods of test for masonry. *Determination of flexural strength.* 1999.

EN 1052-3. 2002. Methods of test for masonry. *Determination of initial shear strength.* 2002.

EN 1052-4. 2000. Methods of test for masonry. *Determination of shear strength including damp proof course.* 2000.

EN 1052-5. 2005. Methods of test for masonry. *Determination of bond strength by the bond wrench method.* 2005.

Faber, M. H. 2007. Shënime leksionesh. *Risk and Safety in Civil Engineering.* Zyrih, Zvicër : ETH Zurich, 2007.

FEMA. Earthquake loss estimation methodology HAZUS-MH. *Advanced Engineering Building Module (AEBM), Technical and User's Manual.* Washington DC, SHBA : s.n.

—. 2000. Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings. *FEMA-356.* Washington D.C, SHBA : Federal Emergency Management Agency (FEMA), 2000.

Haider, W. 2007. Inplane response of wide spaced reinforced masonry shear walls. *Disertacion.* s.l. : Central Queensland University, 2007.

Hendry, A. W., Sinha, B. P. dhe Davies, S. R. 2004. *Design of masonry structures, Third Edition of Load Bearing Brickwork Design.* Londër, Mbretëri e Bashkuar : Taylor & Francis, 2004.

Hoffmann, G. dhe Schubert, P. 1994. Proc. 10th Int. Brick and Block Masonry Conference,. *Compressive strength of masonry parallel to the bed joints.* Calgary, Alberta, Kanada : University of Calgary, 1994.

http://www.csiamerica.com/application-programming-interface. Faqja në internet e CSI. *CSI America.* [Në linjë] Computers and Structures Inc. [Cituar më: 15 Gusht 2014.] http://www.csiamerica.com/application-programming-interface.

IGJEUM. 2014. Buletini Sizmologjik Mujor. *IGJEUM.* [Në linjë] IGJEUM, Maj 2014. [Cituar më: 20 Shtator 2014.] http://www.geo.edu.al/newweb/?fq=brenda&m=shfaqart&aid=81.

Jukes, P. dhe Riddington, J. R. 1997. A review of masonry joint shear strength test methods. *TMS Journal.* 1997. Vëll. i 11, 2.

Kaushik, H. B., Rai, D. C. dhe Jain, S. K. 2007. Stress-Strain Characteristics of Clay Brick Masonry under Uniaxial Compression. *Journal of materials in civil engineering ASCE.* 2007. Vëll. i 19, 9.

Kircher, C. A., etj. 1997. Estimation of earthquake losses to buildings. *Earthquake Spectra.* s.l. : Earthquake Engineering Research Institute (EERI), Allen Press, 1997.

Knuttson, H. H. dhe Nielsen, J. 1995. On the modulus of elasticity for masonry. *Masonry International.* 1995. Vëll. i 9, 2.

Kornbak, D. L. 2000. Mohr-Coulomb approach to the ductility of masonry and optimum unit/block configuration. *Masonry International.* 2000. Vëll. i 14, 1.

Kwok, Y. H. dhe Ang, A. H.S. 1987. Seismic damage analysis and design of unreinforced masonry buildings. *Civil Engineering Studies, Structural Research Series No. 536. Technical Report of Research Supported by the National Science Foundation.* s.l. : University of Illinois at Urbana-Champaign, 1987.

Lagomarsino, S., Galasco, A. dhe Penna, A. 2007. Non linear macro-element dynamic analysis of masonry buildings. *Proc. ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering.* Kretë, Greqi : s.n., 2007.

Lourenço, P. B. 1996. *Computational strategies for masonry structures.* Delft, Holandë : Delft University Press, 1996.

Lu, S., Heuer, R. dhe Flesch, R. 2005. 10th Canadian Masonry Symposium. *Material Model for Unreinforced Masonry Based on Plasticity Theory.* Banff, Alberta, Kanada : s.n., 2005.

Luarasi, P. dhe Pasko, L. 1978. Projekti strukturor "Shkollë e mesme e përgjithshme". *Seria I, Seria II.* Tiranë, Shqipëri : Ministria e Ndërtimit, ISPN Nr.1, 1978.

Magenes, G. dhe Penna, A. 2009. Existing masonry buildings: General code issues and methods of analysis and assessment. *Eurocode 8 Perspectives from the Italian Standpoint Workshop.* Napoli, Itali : Doppiavoce, 2009.

Magenes, G., Kingsley, G. R. dhe Calvi, G. M. 1995. Static testing of a full-scale, two-story masonry building: test procedure and measured experimental response. s.l. : Università degli Studi di Pavia, 1995.

Medvedev, S. W., Sponheuer, W. dhe Karnik, V. 1965. Seismic Intensity Scale Version MSK 1964. *UNESCO/NS/SEISM/28, First Meeting, Tbilisi 8-12 qershor 1965.* Paris, Francë : United Nations Educational, Scientific and Cultural Organization (UNESCO), 1965.

Metropolis, N. 1987. The beginning of the Monte Carlo Method. *Los Alamos Science Special Issue.* 1987.

Milutinovic, Z. V. dhe Trendafiloski, G. S. 2003. WP4 Vulnerability of current buildings. *WP4 RISK-EU.* 2003.

Ministria e Arsimit dhe Sportit. 2004. *Baza e të dhënave 2004.* Tiranë, Shqipëri : Ministria e Arsimit dhe Sportit, 2004.

Ministria e Ndërtimit. 1978. Kushte Teknike të Projektimit. *Libri II (KTP-6,7,8,9-1978).* Tiranë, Shqipëri : Shtëpia Botuese "8 Nëntori", 1978.

Ministria italiane e infrastrukturave dhe transporteve. 2009. Circolare del Ministero delle infrastutture e dei trasporti 2 febbraio 2009, n. 617. *Istruzioni per l'applicazione delle "Nuove norme tecniche per le construzioni" di cui al DM 14/01/2008.* Romë, Itali : Gazzetta Ufficiale nr. 47 del 26/02/2009 - suppl. ord. nr. 27, 2009.

Mullins, P. J dhe O'Connor, C. 1994. The capacity of unreinforced unbonded brick shear walls. *10th International Brick/Block Masonry Conference.* Calgary, Kanada : s.n., 1994.

Page, A. W. 1981. The biaxial compressive strength of brick masonry. *Proc. Intsn. Civ. Engrs., Pjesa 2.* 1981.

—. 1983. The strength of brick masonry under biaxial compression-tension. *Int. J. Masonry Constr.* 1983.

Papanikolla, I. 1973. *Konstruksione arkitektonike.* Tiranë, Shqipëri : Universiteti Shtetëror i Tiranës, Fakulteti i Inxhinierisë, 1973.

Parisi, F. dhe Augenti, N. 2012. Uncertainty in Seismic Capacity of Masonry Buildings. *Buildings.* s.l. : MDPI, 2012.

Park, Y. dhe Ang, A. 1985. Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete. *Journal of Structural Engineering.* s.l. : ASCE, 1985. Vëll. i 111, 4.

Pela, L., Cervera, M. dhe Roca, P. 2012. An orthotropic damage model for the analysis of masonry structures. *Construction and Building Materials.* s.l. : Elsevier, 2012.

Pistoli, V. 1982. *Llogaritja e godinave antisizmike me muraturë mbajtëse.* Tiranë, Shqipëri : Universiteti i Tiranës - Fakulteti i Inxhinierisë, 1982.

Raijmakers, T.M. J. dhe Vermeltfoort, A. Th. 1992. Prova të kontrolluara nga deformimet në muret në prerje prej murature (në gjuhën holandeze). *Raporti B-92-1156, TNO-Bouw.* Delft, Holandë : s.n., 1992.

Rota, M., Penna, A. dhe Magenes, G. 2010. A methodology for deriving analytical fragility curves for masonry buildings based on stochastic nonlinear analyses. *Engineering Structures.* s.l. : Elsevier, 2010. Vëll. i 32.

Sørensen, J. D. 2002. Calibration of Partial Safety Factors in Danish Structural Codes. *JCSS Workshop on Reliability Based Code Calibration.* Zyrih, Zvicër : ETH Zurich, 2002.

Sulstarova, E., Koçiaj, S. dhe Aliaj, Sh. 1980. *Rajonizimi sizmik i Republikës Popullore Socialiste të Shqipërisë.* Tiranë, Shqipëri : Akademia e Shkencave të RPSSH, Qendra Sizmologjike, 1980.

Tomazevic, M. dhe Klemenc, I. 1997. Verification of seismic resistance of confined masonry buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics.* s.l. : John Wiley & Sons, Ltd, 1997.

Tomazevic, M. 1999. *Earthquake-Resistant Design of Masonry Buildings.* Londër, Mbretëri e Bashkuar : Imperial College Press, 1999.

Turnšek, V. dhe Čačovič, F. 1971. Some experimental results on the strength of brick masonry walls. *The second International Brick-Masonry Conference.* Stoke-on-Trent, Mbretëri e Bashkuar : s.n., 1971.

UNDP, UNESCO, UNDRO. 1982. Vulnerability and seismic hazard, Working Group B, Final Report. *Earthquake Risk Reduction in the Balkan Region. UNDP Project executed by UNESCO in association with UNDRO (RER/79/014).* Shkup, Ish Republika Jugosllave e Maqedonisë : s.n., 1982.

United Nations Development Programme UNDP Albania. 2003. *Disaster Management and Emergency Preparedness Project, Risk Assessment - Albania, Executive Summary.* Tiranë : Republika e Shqipërisë, Ministria e Pushtetit Vendor dhe Decentralizimit, 2003.

Van Zijl, G.P. A.G, Rots, J. G. dhe Vermeltfoort, A. Th. 2001. Modelling Shear-Compression in Masonry. *The 9th Canadian Masonry Symposium.* 2001.

Vermeltfoort, A. Th. dhe Raijmakers, T.M. J. 1993. Prova të kontrolluara nga deformimet në muret në prerje prej murature, Pjesa 2 (në gjuhën holandeze). *Raporti TUE/BKO/93.08.* Eindhoven, Holandë : Eindhoven University of Technology, 1993.

Xu, W. dhe Abrams, D. P. 1992. Evaluation of lateral strength and deflection for cracked unreinforced masonry walls. *Raport Teknik.* s.l. : Advanced Construction Technology Center, University of Illinois at Urbana-Champaign, 1992.

Zimmermann, Th. dhe Strauss, A. 2012. Masonry and Earthquakes: Material Properties, Experimental Testing and Design Approaches, Earthquake-Resistant Structures. *Design, Assessment and Rehabilitation.* 2012.

SHTOJCA A – TË DHËNA NGA ARKIVI QENDROR TEKNIK I NDËRTIMIT

- ***Shkollë e mesme profesionale, Seria I, viti 1978***

Kjo shkollë është projektuar në vitin 1978 nga grupi projektues me arkitekt P. Luarasi, projektues i strukturës L. Pasko, h/sanitar R. Agalliu, elektrik B. Bisha. Shkolla është menduar në 3 tipa, me 16, 24 dhe 28 klasa. Shtimi i kapacitetit të klasave është bërë nëpërmjet shtimit të kateve duke ruajtur të njëjtin konfigurim në plan (Fig. A1).

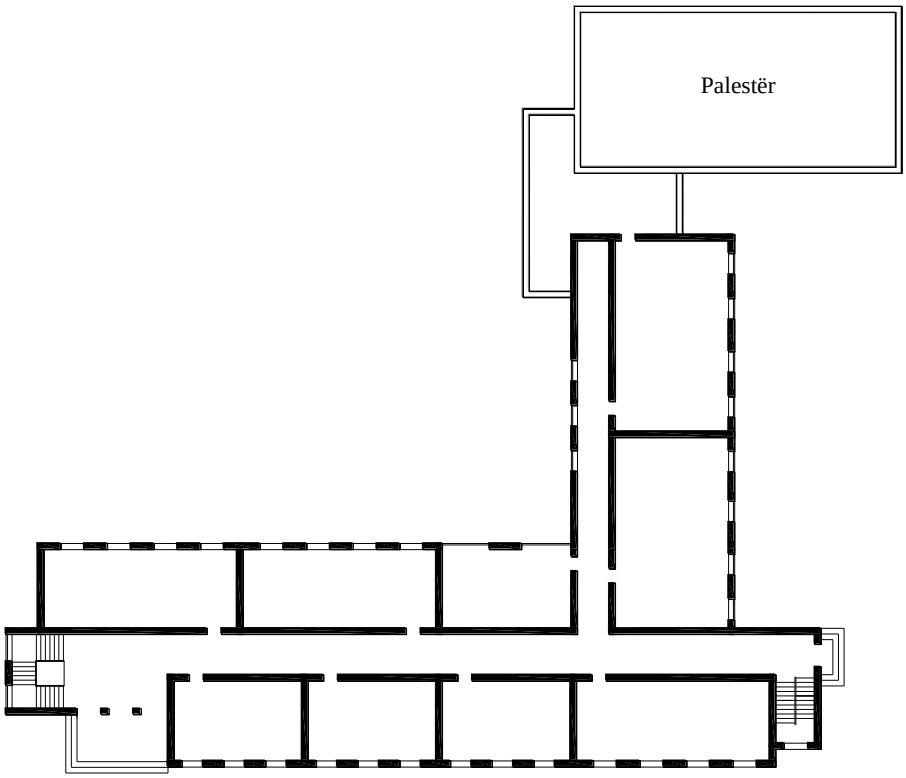


Fig. A.1 Konfigurimi në plan Shkolla e mesme e profesionale, seria I, viti 1978

Tipi 1 është realizuar me 3 kate, kurse dy tipat e tjerë me 4 kate (Fig. A.2).

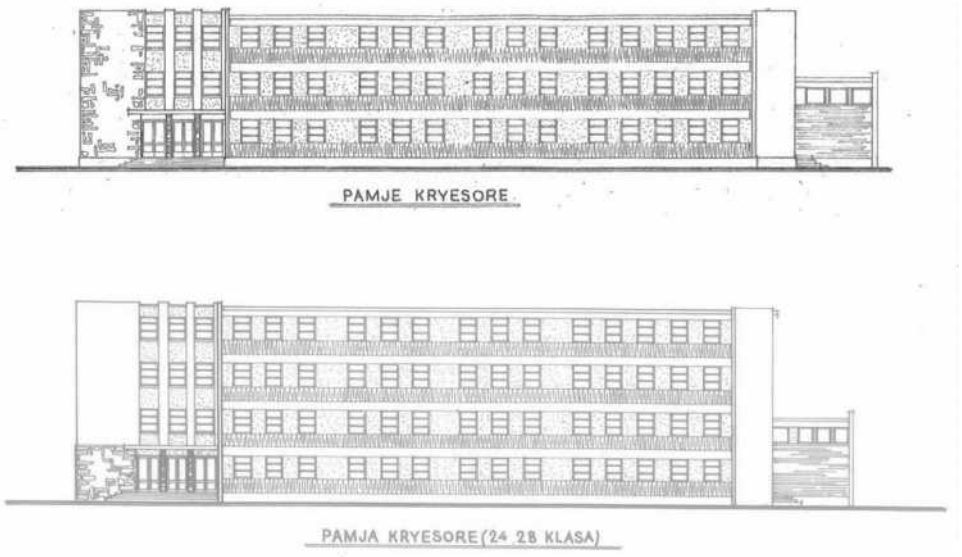


Fig. A.2 Pamje kryesore e shkollës tipi 1 (3 kate), dhe e tipave 2,3 (4 kate) (Imazhet: AQTN)

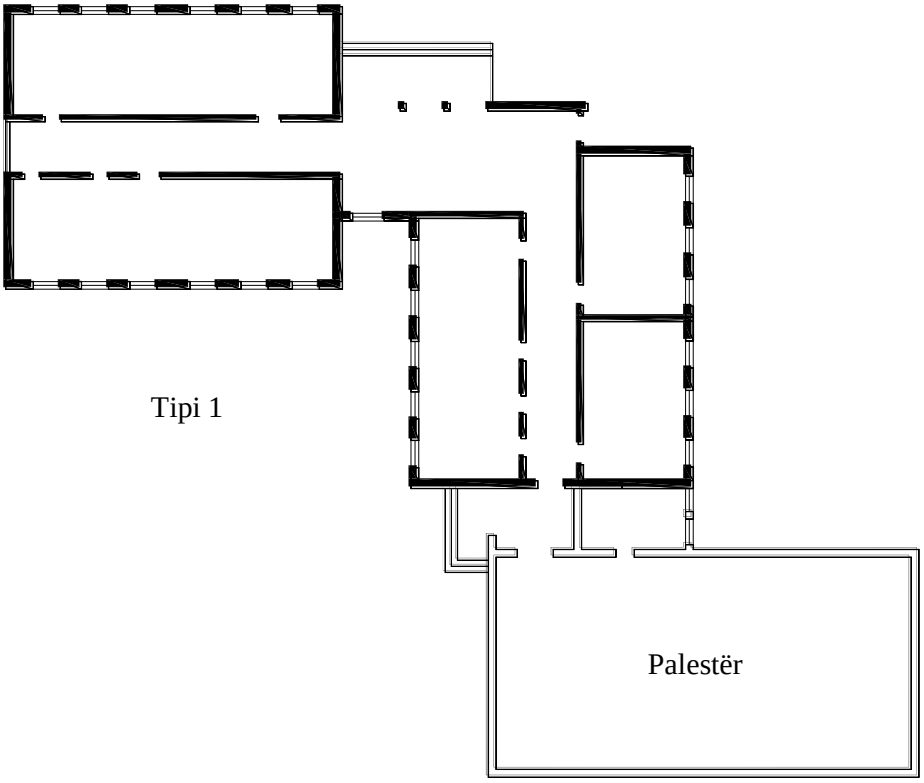
Për sa i përket sistemit strukturor, është përdorur muratura, e cila parashikohet të jetë disa lloje, vetëm tullë, vetëm gur, ose gur dhe tullë njëkohësisht (kati i parë gur, katet e tjera tullë). Lloji i muraturës së përdorur sipas tipit të shkollës jepet në tabelën përmbledhëse më poshtë.

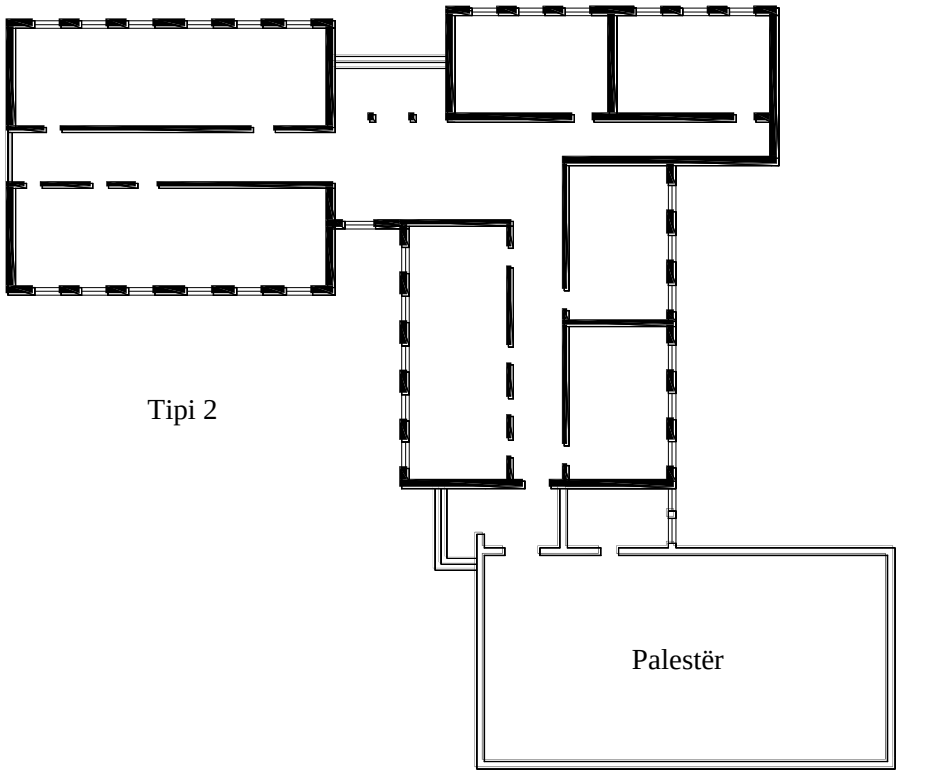
Në rastin kur kemi muraturë tulle me trashësi 25cm, projekti specifikon që n.q.s. zona e ndërtimit është sizmike me intensitet mbi 8 ballë, të përdoret mur me trashësi 38cm. Gjithashtu, dhe për vendet e ftohta muret e jashtme duhet të jenë 38cm, për të gjitha katet, pavarësisht intensiteti sizmik.

Materialet e përdorura janë tulla ose/dhe guri. Tulla është parashikuar me markë M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2, sipas rastin në projekt specifikohen zona të veçanta në të cilën duhet përdorur llaç i markës M-50 kg/cm^2, kryesisht zonat midis dritareve me gjatësi më të vogël se 1.5m. Guri është i markës M-200 kg/m^2 dhe llaç i markë M-15 kg/m^2.

- ***Shkollë e mesme e përgjithshme, Seria I, viti 1978***

Projektuar më 1978 nga grupi projektues me arkitekt P. Luarasi, projektues i strukturës L. Pasko, h/sanitar R. Agalliu, elektrik B. Bisha. Edhe kjo shkollë është menduar me tre tipa, me 16, 24 dhe 28 klasa. Konfigurimet në plan të në secilin tip ndryshon (Fig. A.3). Në tipin 2 shtohen dy ambiente në plan, referuar tipit 1 dhe në tipin 3 shtohen tre ambiente, referuar tipit 1 sërish.





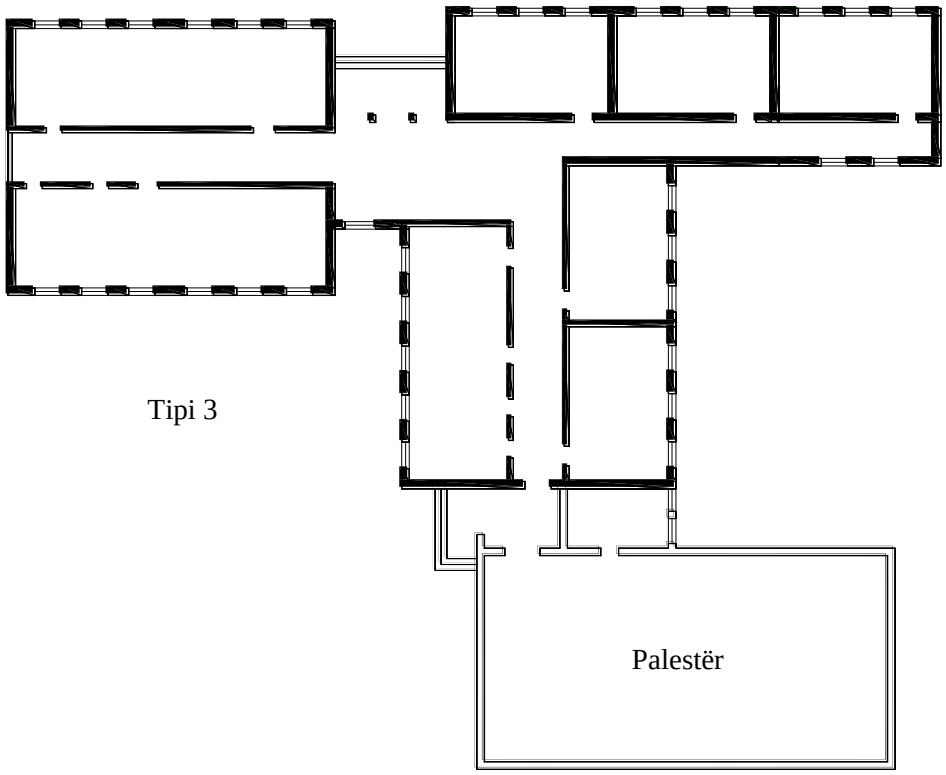


Fig. A.3 Konfigurimi në plan për tre tipat e shkollës së mesme të përgjithshme, seria I, viti 1978

Kjo shkollë është projektuar për të qenë me 4 kate në të gjitha tipat.

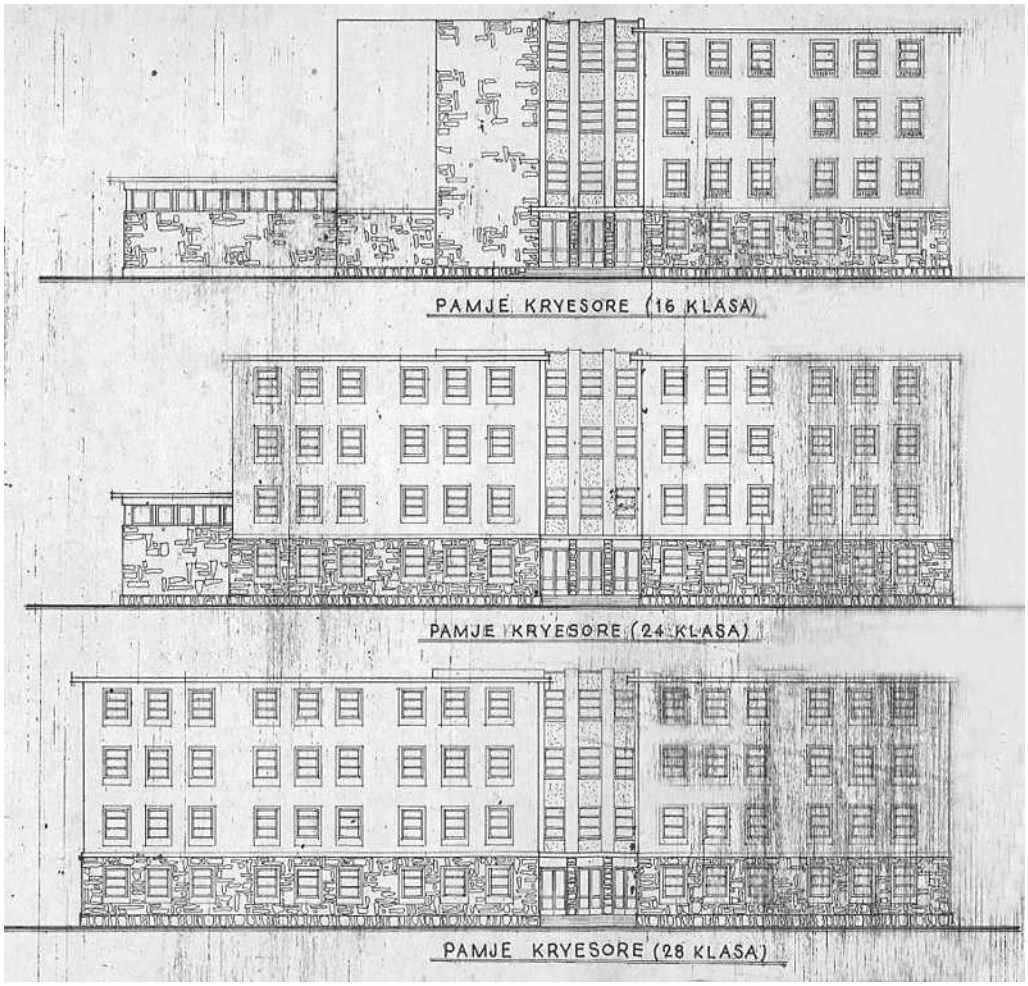


Fig. A.4 Pamje kryesore e shkollës për të tre tipat (Imazhet: AQTN)

Në secilin nga tipat e shkollës mund të aplikohen të tre llojet e sistemit konstruktiv (vetëm muraturë tulle, vetëm muraturë guri dhe muraturë tulle e guri). Materialet kanë po ato karakteristika si në rastin e parë, tullë e markës M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2, kurse për muraturën e gurit M-200 kg/m^2 dhe llaç i markë M-15 kg/m^2.

Edhe në këtë rast janë dhënë specifikimi për rritjen e trashësisë së mureve për zonat me sizmicitet të lartë (mbi 8 ballë) apo dhe për zonat e ftohta.

- ***Shkollë e mesme profesionale, Seria II, viti 1979***

Seria e II e shkollave të mesme profesionale dhe të përgjithshme ka filluar në vitin 1979, nga arkitekt P. Luarasi, dhe projektues i strukturës L. Pasko. Edhe kjo është shkollë tip, e projektuar në 3 tipa, shkollë me 16 klasa, me 3 kate, shkollë me 24 klasa, me 4 kate dhe shkollë me 28 klasa me 4 kate. Konfigurimi në plan është i njëjtë për të tre tipat.

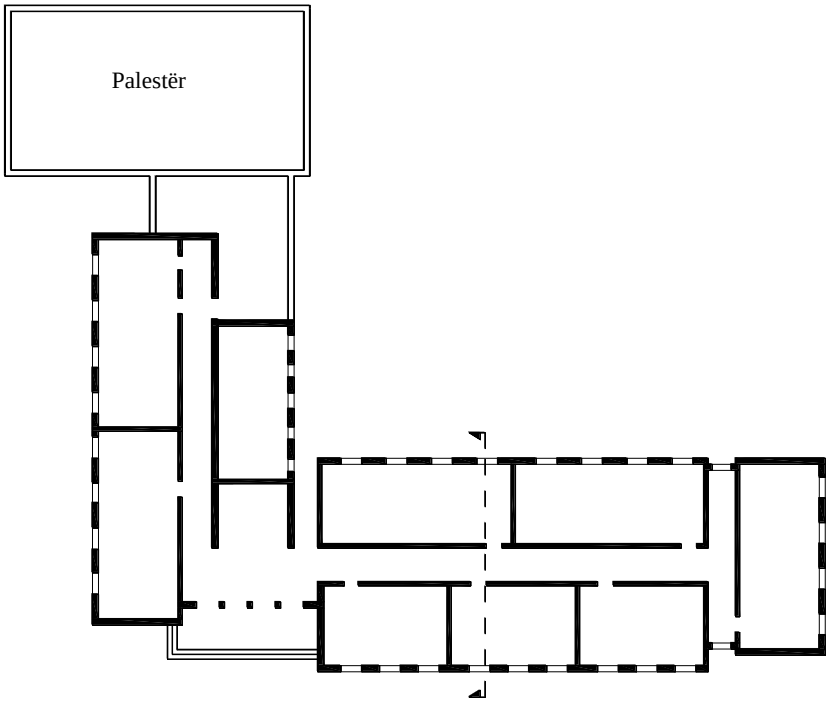


Fig. A.5 Konfigurimi në plan Shkolla e mesme profesionale, seria II, viti 1979

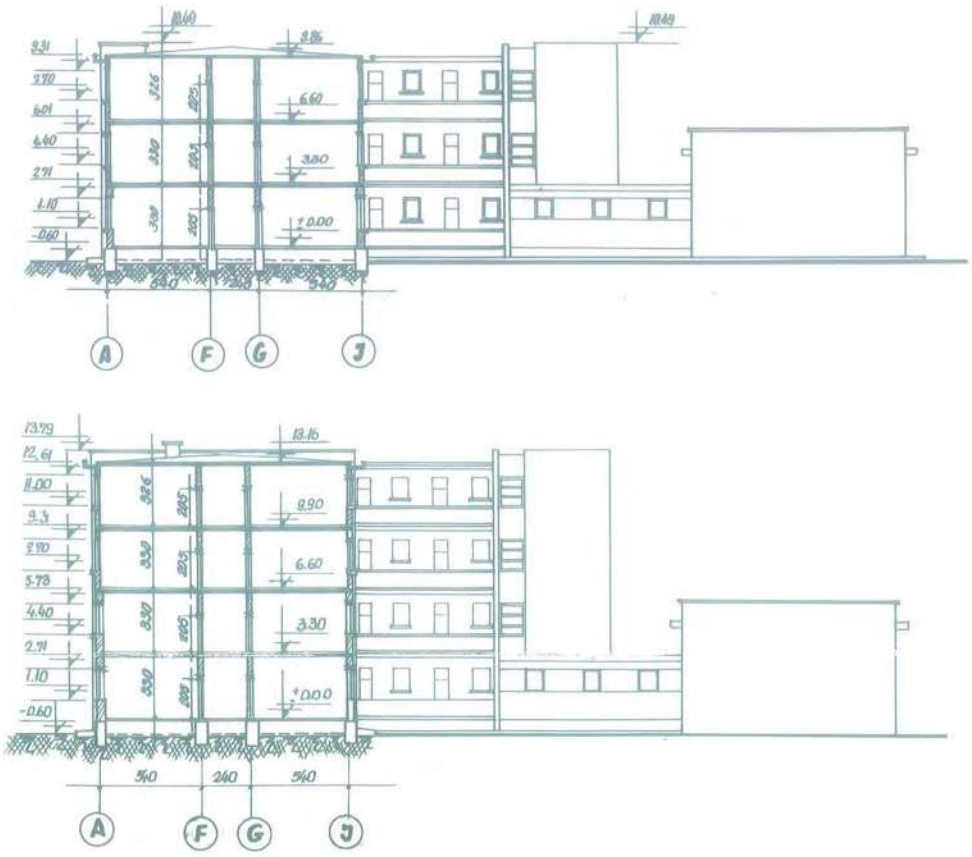


Fig. A.6 Prerje e tipit 1 (3 kate) dhe tipave 2, 3 (4 kate)Shkolla e mesme profesionale, seria II, viti 1979 (Imazhet: AQTN)

Të tre tipat e kësaj shkollë janë parashikuar të ndërtohen me muraturë tulle, me karakteristika siç e kemi përmendur dhe më sipër, tullë e markës M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2. Për tipin 1 muret

do të jenë 25cm, kurse për dy tipat e tjerë, dy katet e para 38cm dhe 2 të tjerët nga 25cm. Ndërkohë që vetëm tipi 1 (3 kat) është edhe në versionin 3 kate vetëm gur me karakteristika, gur M-200kg/m^2 dhe llaç i markë M-15kg/m^2.

- ***Shkollë e mesme e përgjithshme, Seria II, viti 1979***

Edhe kjo shkollë i përket serisë II të projektimit të shkollave, në vitin 1979, me projektues arkitekt P. Luarasi, dhe projektues i strukturës L. Pasko. Tre tipat e kësaj shkollë janë ashtu si dhe në rastet e mëparshme, me 16, 24 dhe 28 klasa, dhe mund të përftohen nga njëra-tjetra me zgjerim horizontal. Pra, konfigurimi në plan i këtyre shkollave ndryshon nga njëra tjetra (Fig. A.7). Në tipin 2 shtohen 2 ambiente referuar tipit 1 kurse në tipin 3 shtohen 3 ambiente referuar tipit 1.

Fig. A.7 Konfigurimi në plan për tre tipat e Shkollës së mesme të përgjithshme, seria II, viti 1979

Kjo shkollë është projektuar për të qenë 4 kate në lartësi.

Fig. A.8 Pamje kryesore e shkollës së mesme të përgjithshme, seria II, viti 1979, për të dy tipa (Imazhet: AQTN)

Për secilin nga tipat e kësaj shkolle janë përdorur të tre llojet e muraturës (vetëm tullë, vetëm gur, dhe alternimi i tullës me gurin). Karakteristikat e materialeve janë po të njëjtat me rastet e tjera, tullë e markës M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2 dhe për muraturën e gurti, gur M-200kg/m^2 dhe llaç i markës M-15kg/m^2. Trashësia e mureve sygjerohet të rritet për zona me intesitet të lartë sizmik (mbi 8 ballë).

- ***Shkollë 8-vjeçare tip, viti 1977***

Shkolla është projektuar në vitin 1977, nga grupi projektues me arkitekt I. Prushi, projektues i strukturës L. Pasko, h/sanitare R. Agalliu, elektrik B. Shahini. Ashtu si dhe shkollat e mesëm tip, edhe kjo shkollë mund të përshtatet për vende të ndryshme duke iu përshtatur kushteve konkrete ku do të ndërtohet.

Kjo shkollë ka një kapacitet prej 16 klasash. Ajo është projektuar për të qenë 3 kate me muraturë tulle, nga të cilat dy katet e para do të jenë me muraturë tulle 38cm dhe kati i fundit me muraturë tulle 25cm. Tulla e përdorur do të jetë e markës M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2, për zona të veçanta në planimetri (muratura mes çarjeve) specifikohet të përdoret llaç i markës M-25 kg/cm^2.

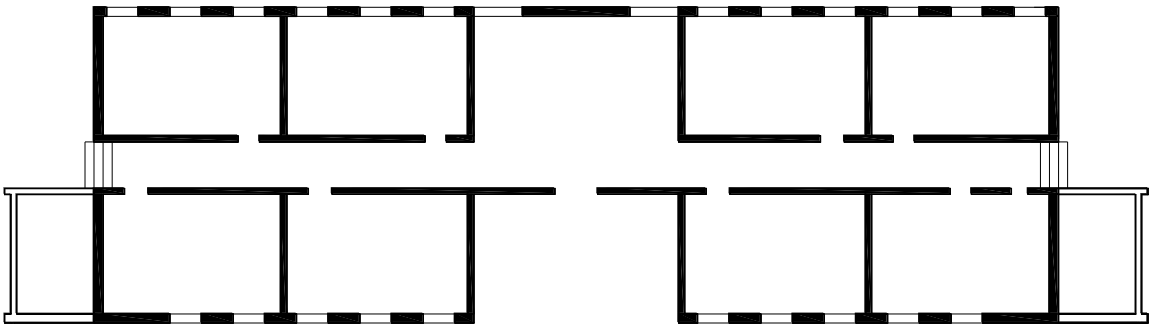


Fig. A.9 Konfigurimi në plan i shkollës 8-vjeçare tip

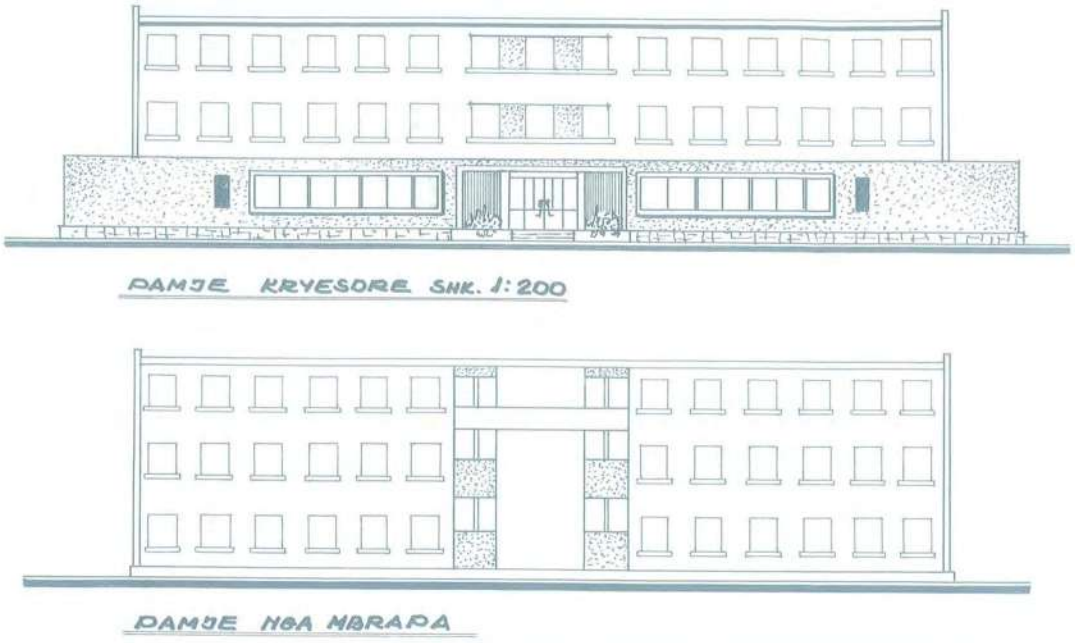


Fig. A.10 Pamje të shkollës 8-vjeçare tip (AQTN)

- ***Shkollë 8-vjeçare tip 79/1 e vitit 1979***

Kjo shkollë është projektuar në vitin 1979, me arkitekt A. Gjini dhe projektues i strukturës L. Pasko. Shkolla është me 4 kate dhe ka një kapacitet prej 24 klasash. Konfigurimi në plan është i njëjta për secilin kat (Fig. A.11).

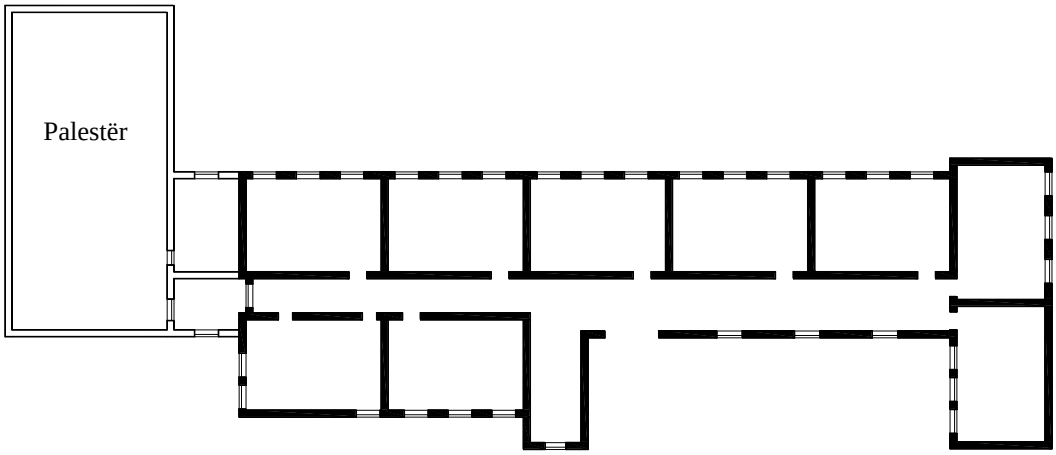


Fig. A.11 Konfigurimi në plan i katit tip të shkollës 8-vjeçare 79/1

Sistemi konstruktiv i shkollës është, sistemi me mure mbajtës. Muratura mbajtëse është e tipit tullë, me karateristika M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2. Trashësia e mureve është 38cm për dy katet e para dhe 25cm për dy katet e tjera.

Fig. A.12 Pamje të shkollës 8-vjeçare 79/1 (AQTN)

- **Shkolla "Jeronim De Rada", viti 1963**

Kjo shkollë është projektuar nga arkitekt I. Prushi. Shkolla është tre kate me muraturë tulle me trashësi 38cm. Në bazë të vëzhgimeve, edhe projekti i kësaj ndërtese është i zbatuar në zona të ndryshme.

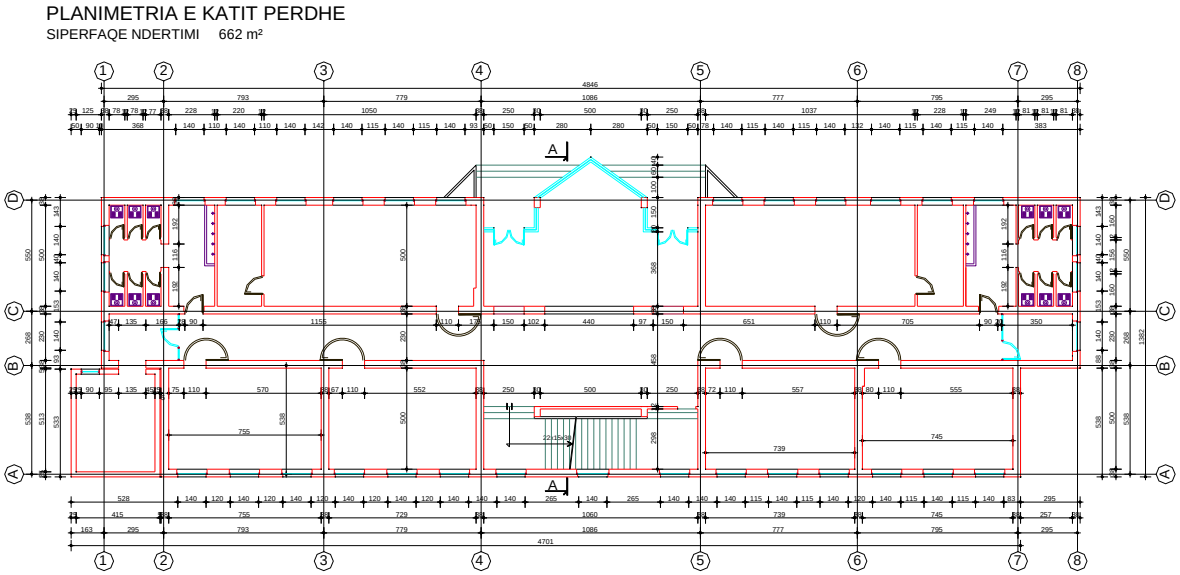


Fig. A.13 Konfigurimi në plan i shkollës "Jeronim De Rada"

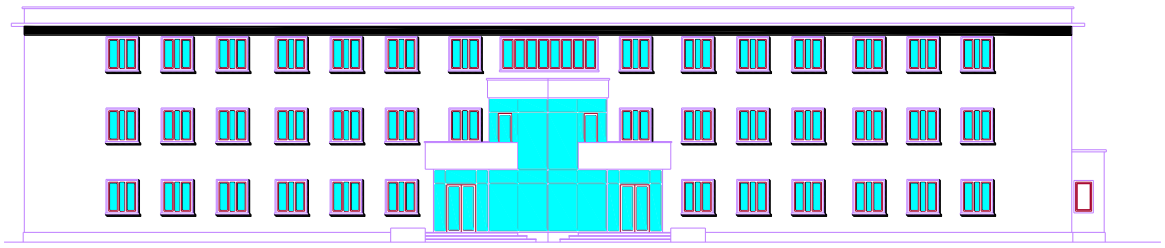


Fig. A.14 Pamje kryesore e shkollës "Jeronim De Rada"

- ***Shkolla 11 vjeçare 22 Tetori, viti 1963***

Shkolla 11 vjeçare 22 Tetori ndodhet në qytetin e Beratit. Kjo shkollë është projektuar në vitin 1963 nga arkitekt R. Myteveli dhe projektues i strukturës M. Fagu. Shkolla është 3 kate, me muraturë mbajtëse. Dy katet e para muret kanë trashësi 38cm dhe kati i fundit 25cm. Muri i tullës ka karakteristika: M-75 kg/cm^2 dhe llaçi M-15 kg/cm^2.

Konfigurimi në plan i kësaj shkolle është relativisht i rregullt. (Fig. A.15).

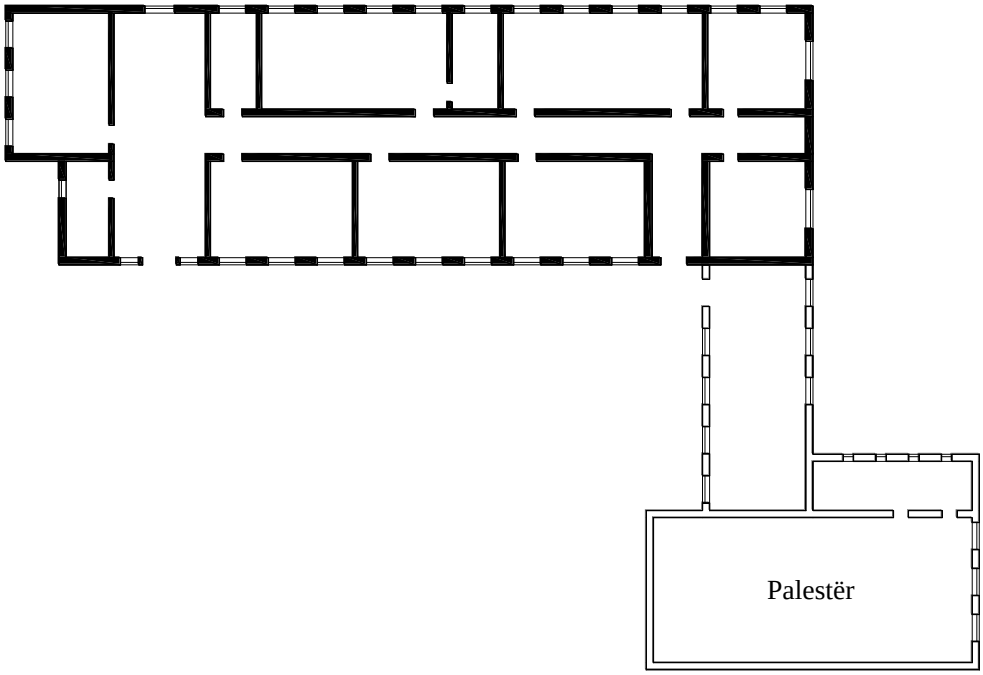


Fig. A.15 Konfigurimi në plan i shkollës 11-vjeçare 22 Tetori, Berat

Tabela e mëposhtme përmbledh karakteristika të përgjithshme të shkollave të marra në studim.

- ***Disa nga shënimet teknike***

1. Themelet – Në thellësinë e parashikuar në projekt është parashikuar [σ_t]= 2 kg/cm^2. Muratura e themeleve dhe xokolatura zbatohet me gurë kave me markë jo më të vogël se 200 kg/cm^2 lidhur me llaç bastard M-15, kurse për tokë me prezencë uji të përdoret llaç çimentoje 1:2. Përmasat e gjerësisë së themeleve të treguar në projekte janë të vlefshme për terren horizontal ose të tillë që xokolatura nuk ngrihet më shumë se 1.0 m. Për lartësi më të madhe se 1.0 m ose për toke me [σ_t] të ndryshme nga 2kg/cm^2 bëhen ndryshimet përkatëse për themelet, sipas llogaritjeve konstruktive nga Z.U.P. Në kuotën e mbarimit të themeleve bëhet rrafshim me brez betoni M-100, 15cm, sikundër është treguar në prerjet e themeleve (Luarasi, etj., 1978).
   Ndarja e pjesës një kat me pjesën shumëkate bëhet me fugë. Gjatë ndërtimit të saj të shihen kushtet e zbatimit K.T.Z. 4,5-76.

2. Muratura – Muret në lartësi ndërtohen në tre variante sipas planimetrive përkatëse:
   a) Për variante me tullë në të gjitha katet të përdoren tulla me markë minimale 75 kg/cm^2 dhe llaç M-15 dhe për pjesë të veçanta sipas shënimeve në planimetri[30].
   b) Për variantin me mur guri në të gjitha katet përdoren gurë me markë jo më pak se 200 kg/cm^2 dhe llaç M-15. Çdo 80 – 100 cm të murit të gurit në lartësi bëhet sipas kushteve teknike të zbatimi breza me dy rreshta tullë me llaç M-30. Mund të përdoren edhe breza druri të lyera me bitum.
   c) Për variantin e kombinuar gurë kati përdhe dhe tullë katet e tjera, të shihen a dhe b më sipër.
   d) muret ndarës janë parashikuar me tulla me bira, mbështetja e tyre është zgjidhur sipas rastit.

Këtu, duke përgjithësuar projektet e marrë në konsideratë mund të realizojmë një përmbledhje në funksion të dimensioneve të mureve të tullës, numrit të kateve dhe intensitetit përkatës sizmik.

Përmasat e muraturës në funksion të intensitetit sizmik dhe lartësisë të katit

Tab. A.1 Përmasat e muraturës në funksion të intensitetit sizmik dhe lartësisë të katit

	7 ballë	8 ballë
Shkolla 3 kate (Muraturë Tulle)	2x38cm 1x25cm H=3.4m	2x38cm 1x25cm H=3.2m
Shkolla 4 kate (Muraturë Tulle)	2x38cm 2x25cm H=3.3m	2x38cm 2x38cm H=3.3m

3. Arkitrarët mbi dyer-dritare janë në pjesën më të madhe mbajtës. Ata mund të bëhen të parapërgatitur tipi A1 i Broshurës “Arkitrarë mbajtës për godina banimi ose me qemerë tulle ose guri (sipas muraturës) të ndërtuar sipas kushteve teknike të zbatimit.
4. Për zona me 6, 7 ballë muret ndarëse 38, 25cm të klasave mund të bëhen çdo 16m (çdo 2 klasa) kurse për zonat me 8 ballë të ndërtohet një ramë antisizmike ose mur i plotë që nga kati përdhe deri lart, sipas zgjidhjes planimetrike.
5. Soletat e ndërkateve dhe të tarracës janë dhënë në projekt me qeramikë të armuar me detaje dhe armim sipas broshurës “Soleta të parapërgatitura me qeramike të armuar” viti 1970, me marke betoni Mb-200. Të përdoren gjithashtu dhe “Soleta të parapërgatitura me 2 dhe 3 birra” të fabrikës. Për ndërtimin dhe vendosjen e këtyre dy lloje soletash, sipas shënimet teknike në broshurat përkatëse.
6. Brezat sizmike janë parashikuar mbi të gjitha muret 25cm e më shumë. Për ndërtimin e tyre detajet gjenden në broshurën “Tipa elementesh për mbulesa me çati dhe hollësi ndërtimore” viti 1976 seria H.
7. Strukturat mbajtëse që janë vizatuar në projekt janë llogaritur me gjendjen kufitare mbajtëse me beton M_b-*200* dhe çelik R_{ak}=*2100 kg/cm*^{2}.

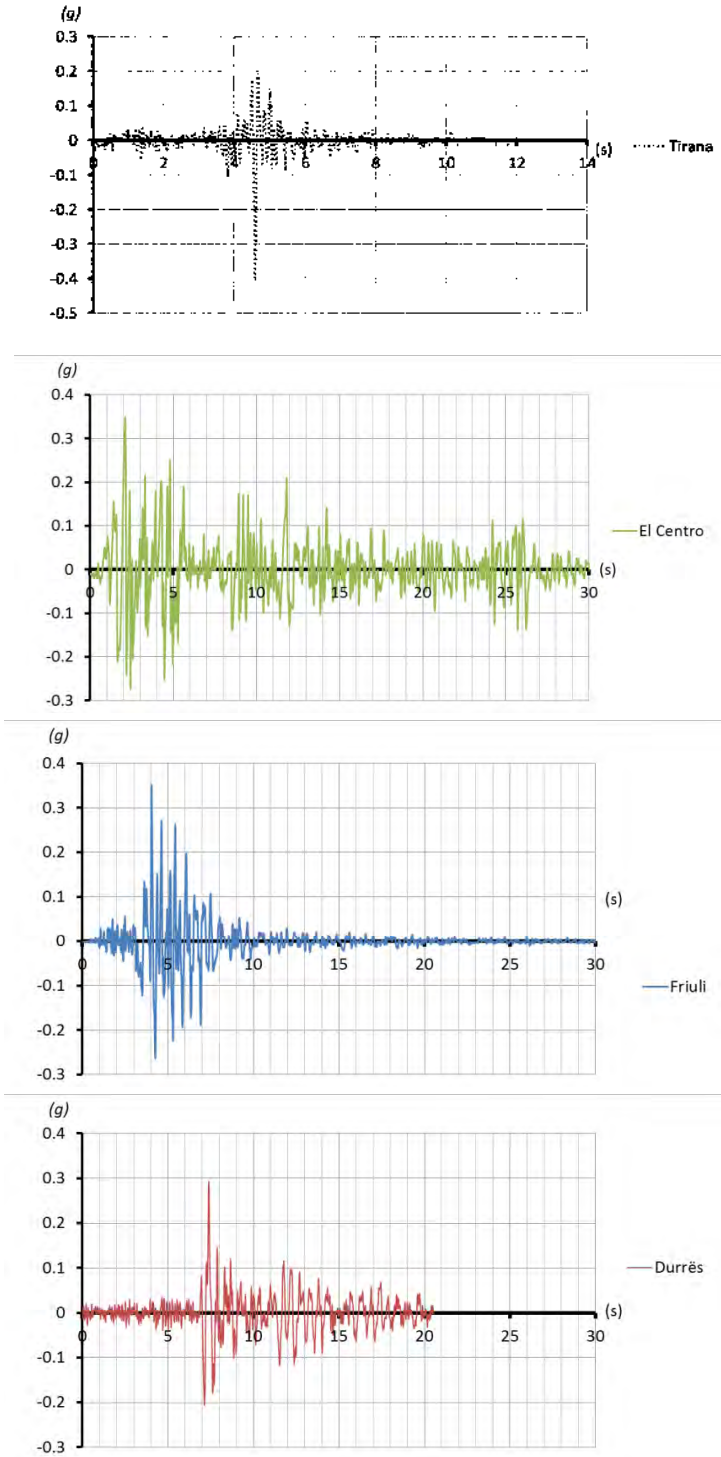
[30] Shpesh nëpërmjet shënimeve teknike në projekt për muret midis dritareve përdoret llaç M-15

Nr.	Seria	Tipi	Viti	Klasa	Funksioni i projektimit	Materialet				Struktura			
						Muraturë Tulle		Muraturë Guri		Kati			
						Tulla	Llaçi	Guri	Llaçi	1	2	3	4
1	I	**1.1**	1978	16	Shkollë e Mesme Profesionale	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-50	G-50	N/A
2	I	**1.2**	1978	16	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -25	T -25	N/A
3	I	**2.1**	1978	24	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T -25	T -25
4	I	**2.2**	1978	24	Shkollë e Mesme Profesionale	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
5	I	**2.3**	1978	24	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T -38	T -38
6	I	**2.4**	1978	24	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
7	I	**3.1**	1978	28	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T -38	T -38
8	I	**3.2**	1978	28	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T-25	T-25
9	I	**3.3**	1978	28	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
10	I	**1.1**	1978	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-38	T-25	T-25
11	I	**1.2**	1978	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
12	I	**1.3**	1978	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
13	I	**2.1**	1978	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-38	T-25	T-25
14	I	**2.2**	1978	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
15	I	**2.3**	1978	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
16	I	**3.1**	1978	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-38	T-25	T-25
17	I	**3.2**	1978	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
18	I	**3.3**	1978	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
19	II	**1.1**	1979	16	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-25	T-25	N/A
20	II	**1.2**	1979	16	Shkollë e Mesme Profesionale	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-50	G-50	N/A
21	II	**2**	1979	24	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-38	T-25	T-25
22	II	**3**	1979	28	Shkollë e Mesme Profesionale	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T-38	T-25	T-25
23	II	**1.1**	1979	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T -38	T-25	T -25
24	II	**1.2**	1979	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
25	II	**1.3**	1979	16	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
26	II	**2.1**	1979	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T -38	T-25	T -25
27	II	**2.2**	1979	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
28	II	**2.3**	1979	24	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
29	II	**3.1**	1979	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	Jo	Jo	T-38	T -38	T-25	T -25
30	II	**3.2**	1979	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	Jo	Jo	M-200	M-15	G-60	G-60	G-50	G-50
31	II	**3.3**	1979	28	Shkollë e Mesme e Përgjithshme	M-75	M-15	M-200	M-15	G-60	T -38	T-25	T-25
32	_	_	1977	16	8 Vjecare Tip	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T-25	N/A
33	_	_	1979	24	8 Vjecare Tipi 79/1	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T-25	T-25
34	_	_	1963		Jeronim De Rada	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T -38	N/A
35	_	_	1963		Shkolla 11 vjecare asimetrike Shkolla 22-tetori Berat	M-75	M-15	Jo	Jo	T -38	T -38	T-25	N/A

Shënim: N/A - Nuk ekziston

SHTOJCA B – TË DHËNA NGA INSTITUTI I GJEOSHKENCAVE, ENERGJISË, UJIT DHE MJEDISIT

Në figurën e mëposhtme tregohen në boshtet *kohë – nxitim sizmik* akselerogramat e vëna në dispozicion nga IGJEUM.



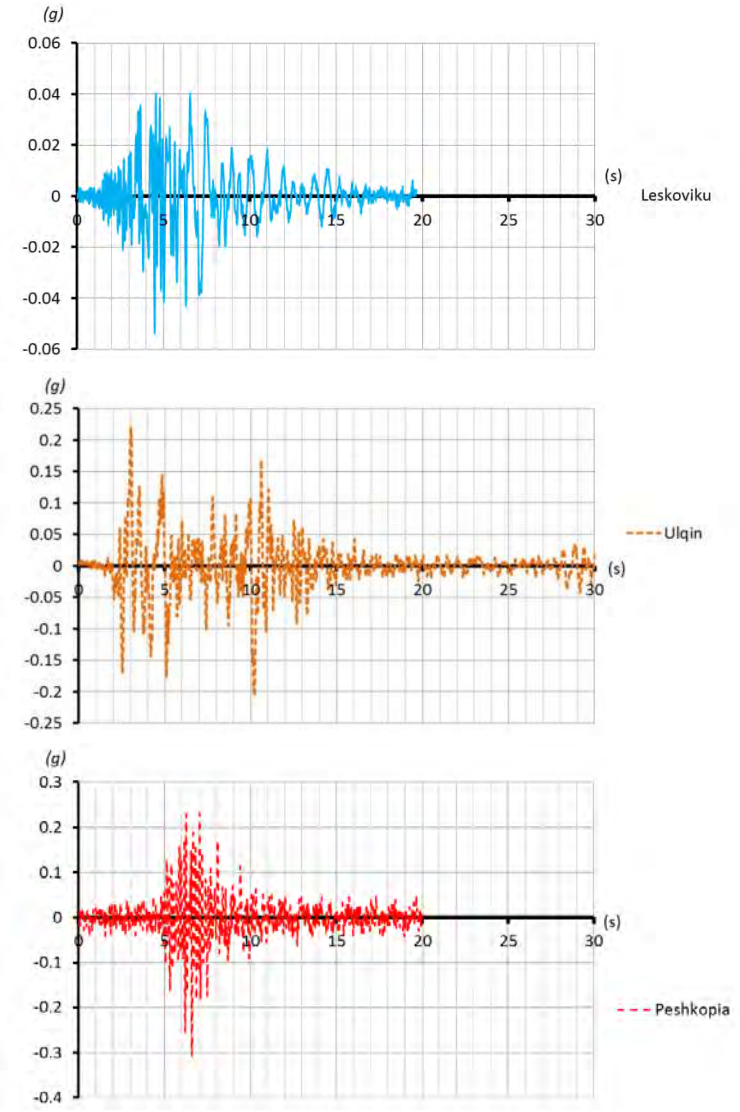
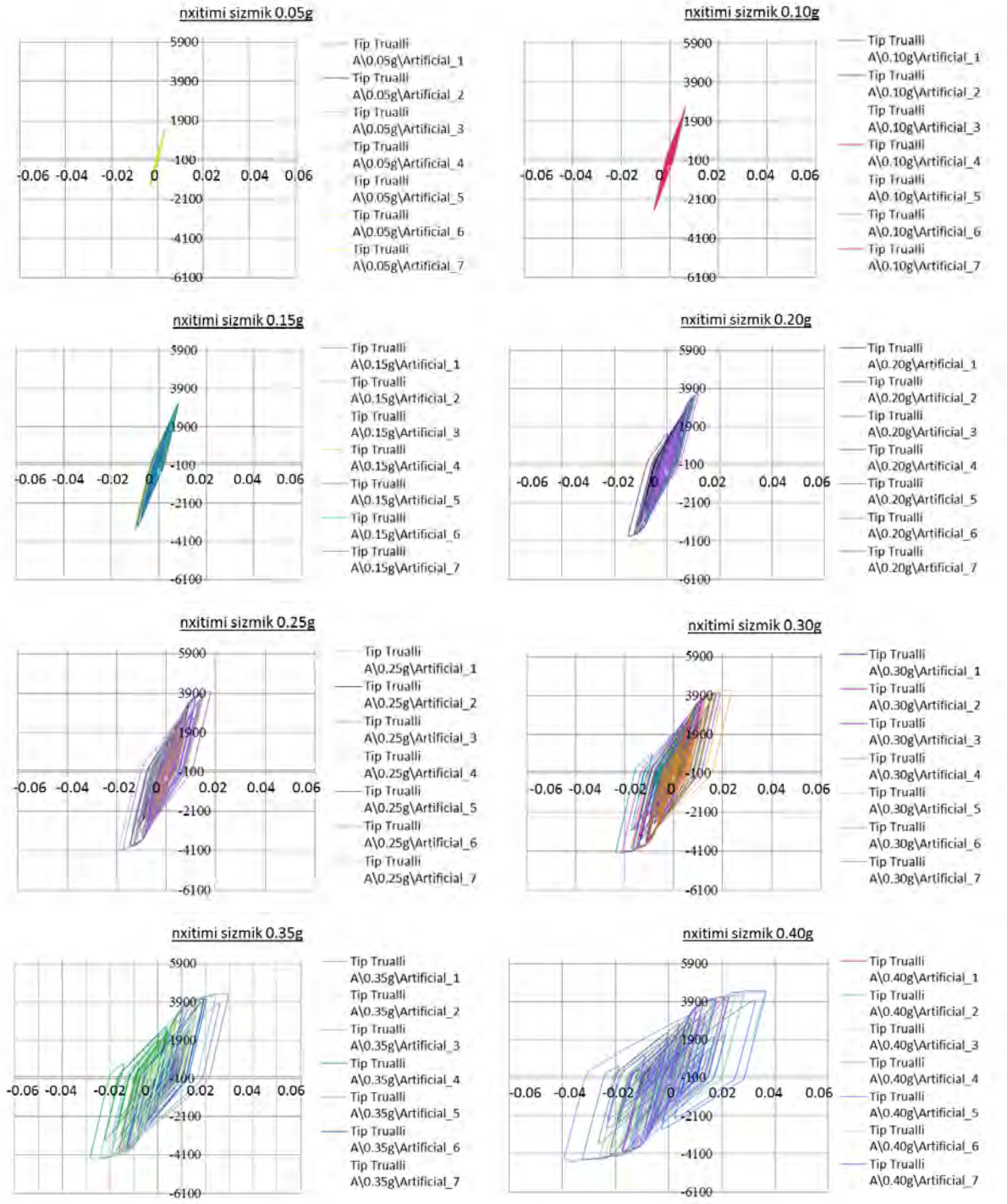


Fig. B.1 Akselerograma të vëna në dispozicion nga IGJEUM

SHTOJCA C – REZULTATET E ANALIZËS NË FUSHËN KOHORE PËR NDËRTESËN REFERENCË

Më poshtë paraqiten kurbat histerezis për bashkësinë e akselerogramave që përkojnë me truallin e tipit A (sipas Eurokodit 8) për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik të truallit të tipit A.



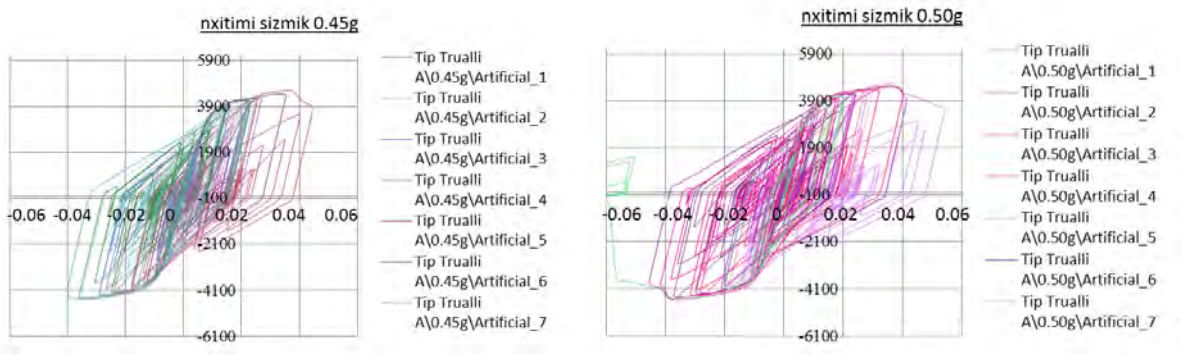
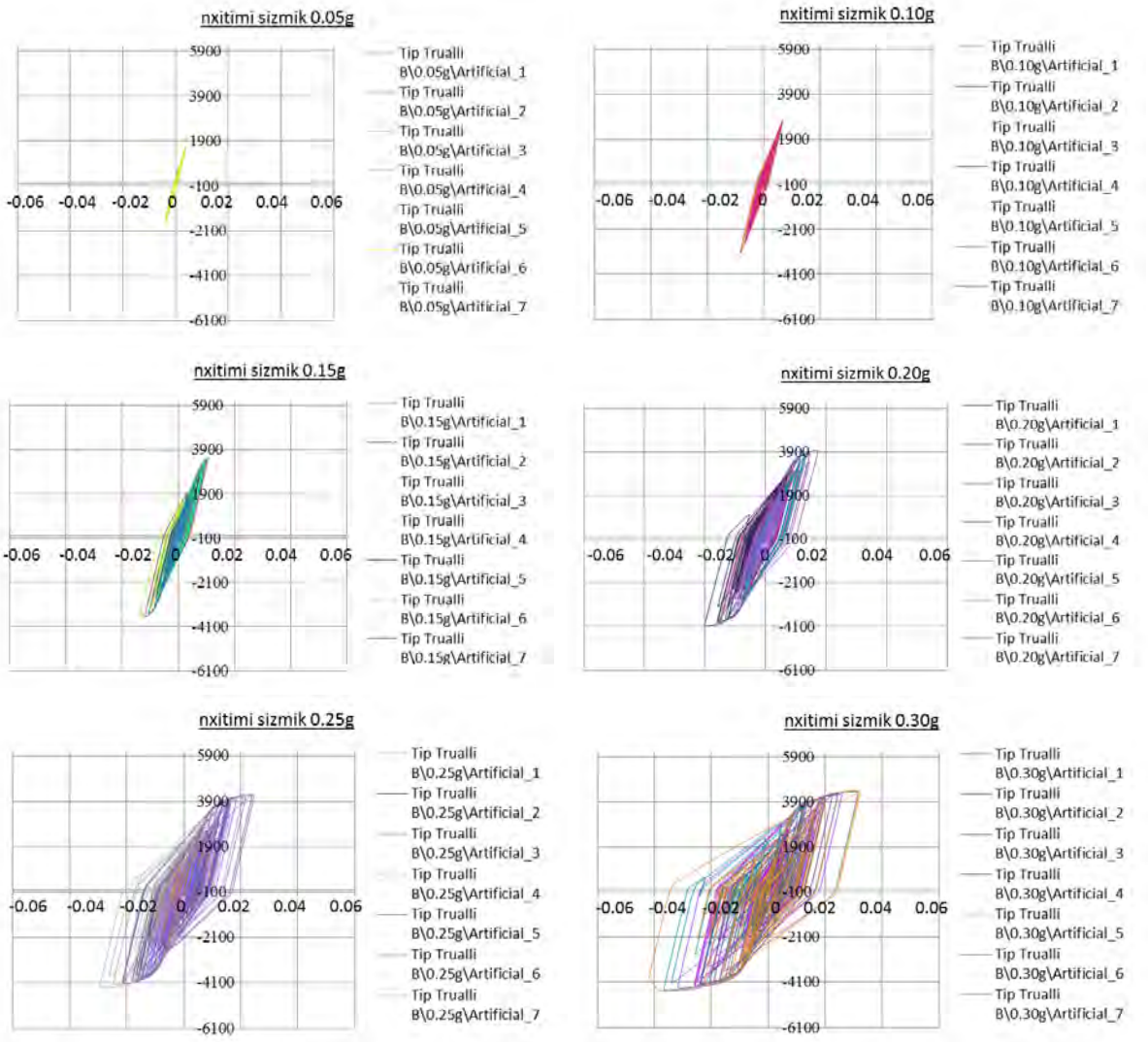


Fig.C.1 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi A

Më poshtë tregohen kurbat histerezis të përftuara nga analiza në fushën kohore me akselerograma hyrëse që i përgjigjen tipit B të truallit.



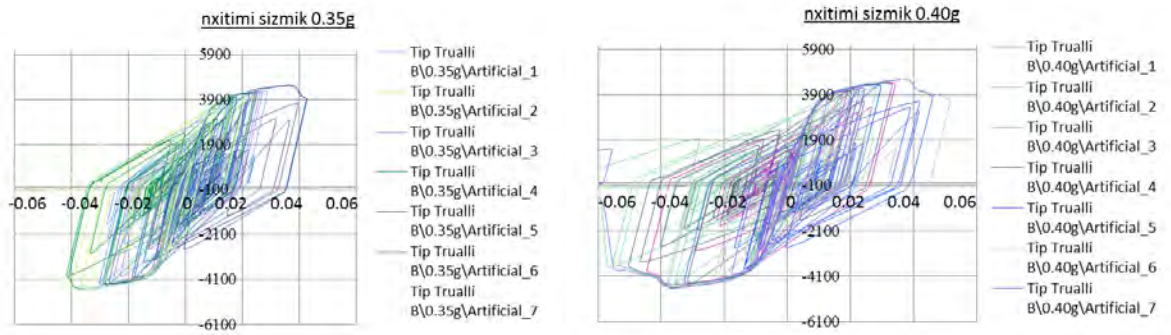
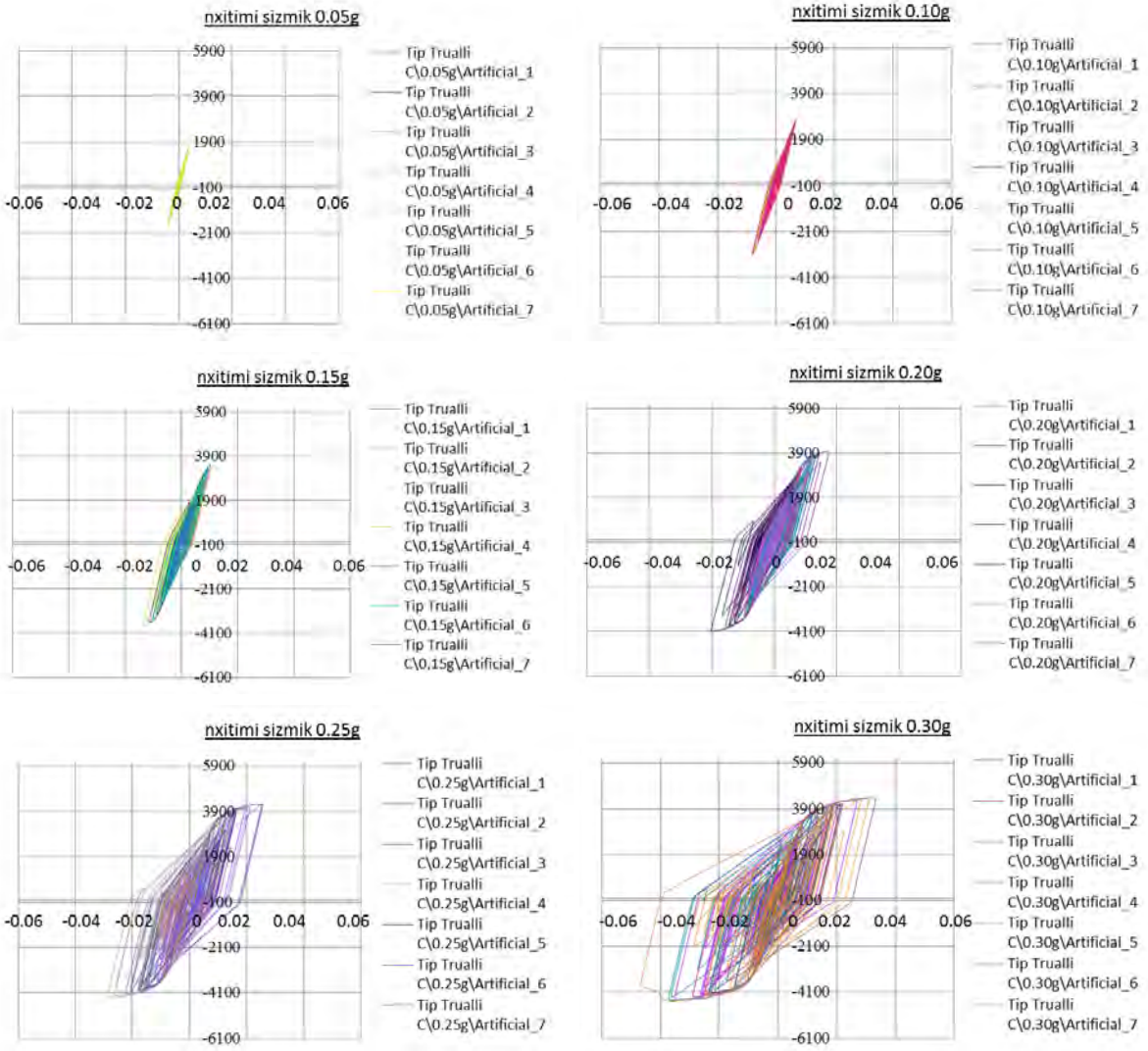


Fig. C.2 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi B

Në vijim paraqiten kurbat histerezis të përftuara për tipin e truallit C.



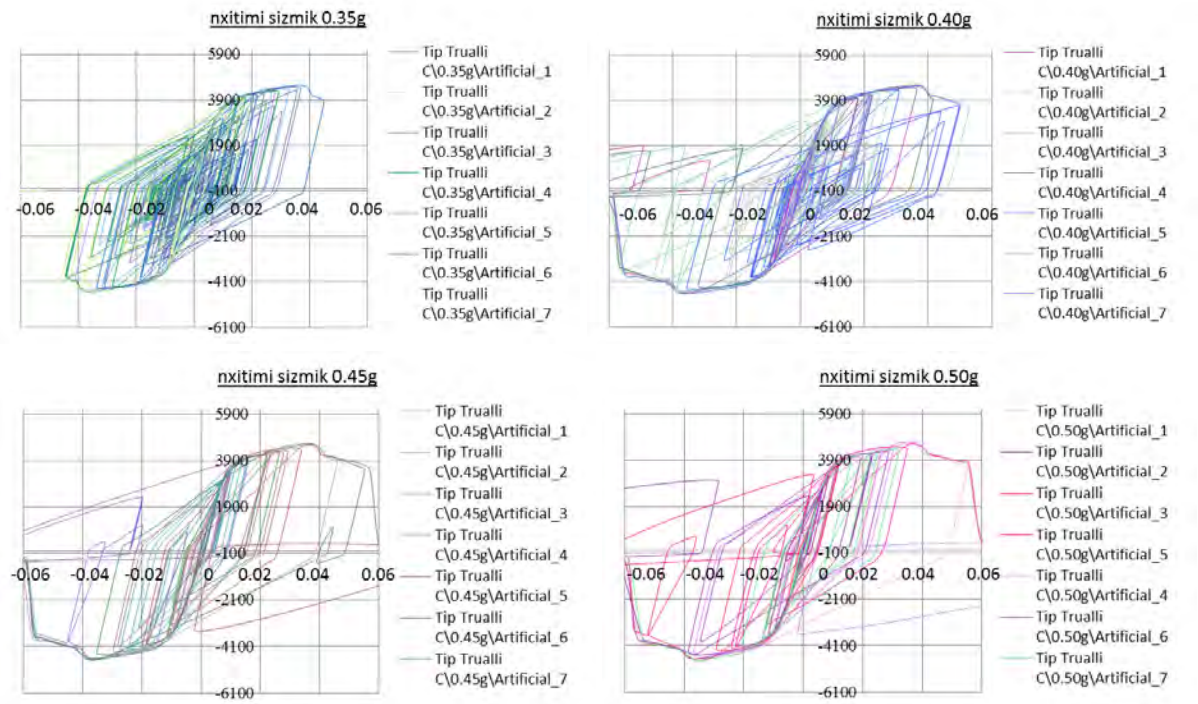
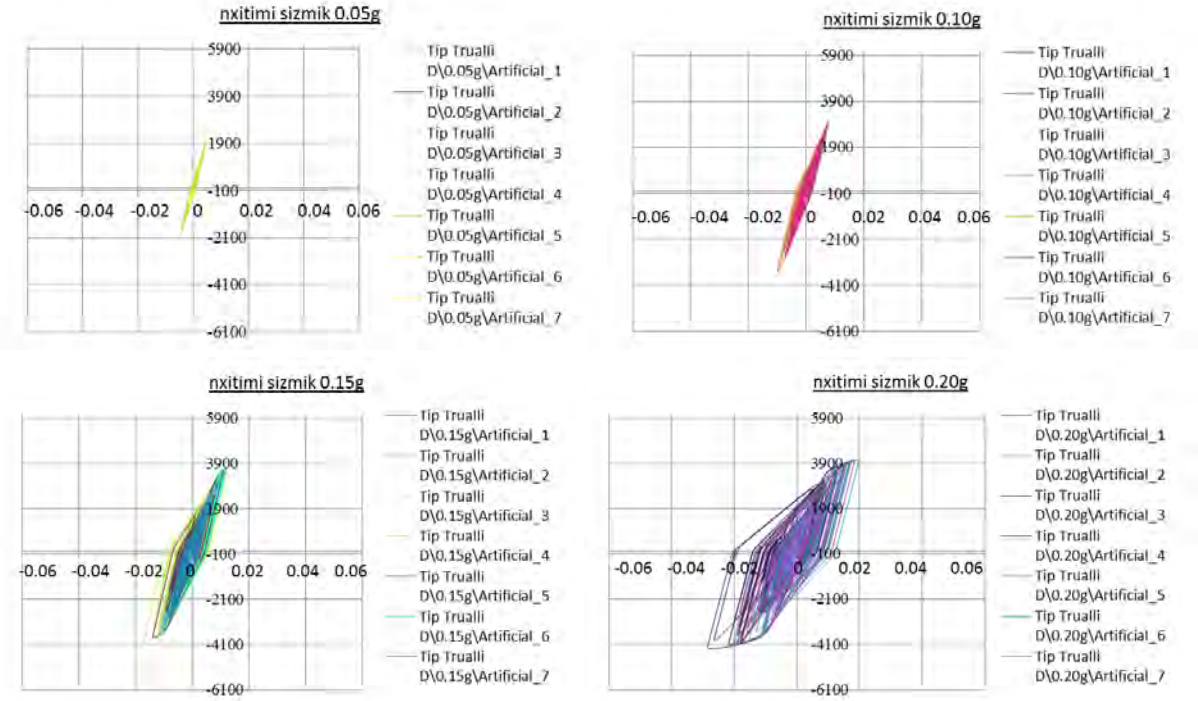


Fig. C.3 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C

Në vijim paraqiten kurbat histerezis të përftuara për tipin e truallit D.



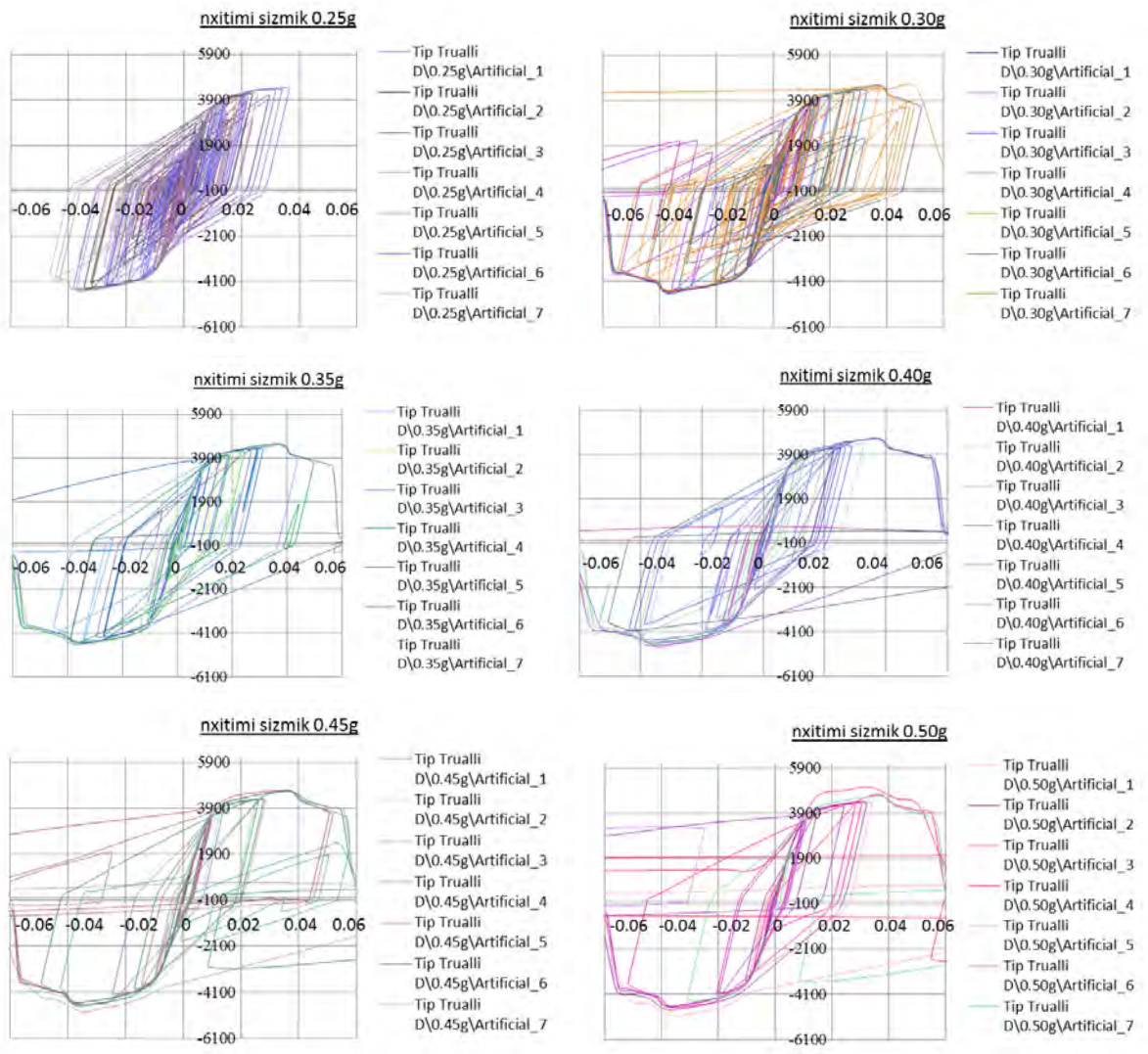
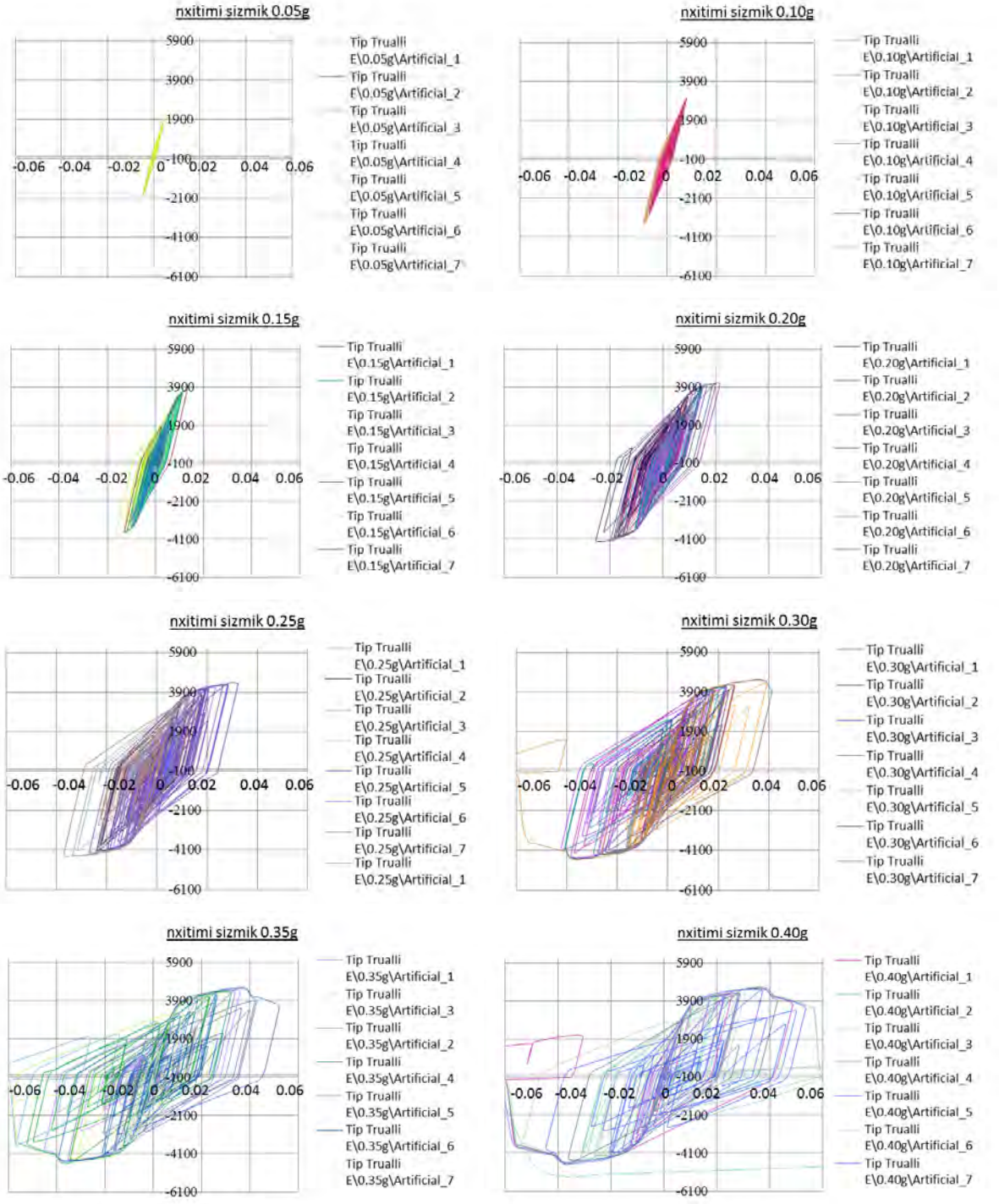


Fig. C.4 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi D

Së fundmi, në vijim paraqiten kurbat histerezis për tipin e truallit E.



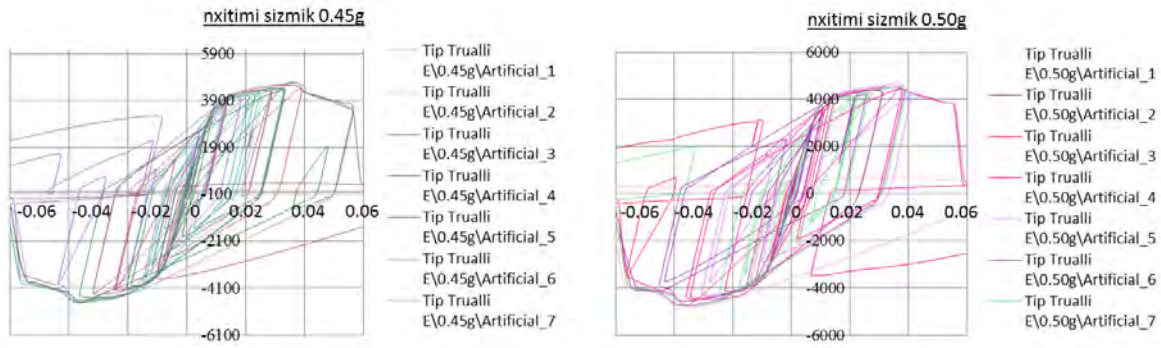
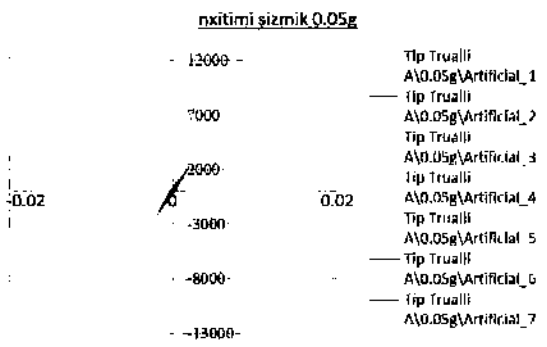
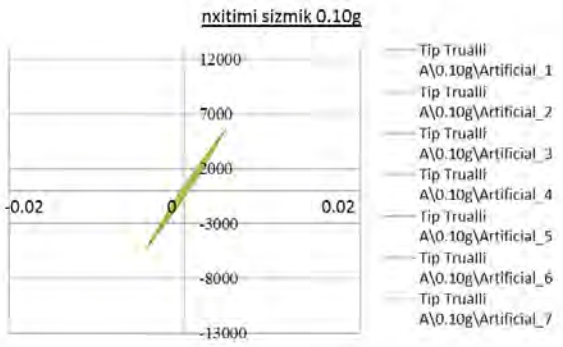


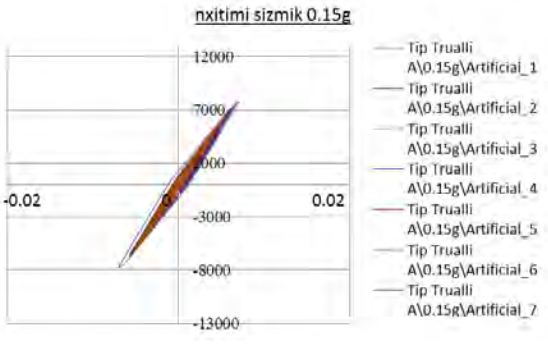
Fig. C.5 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi E

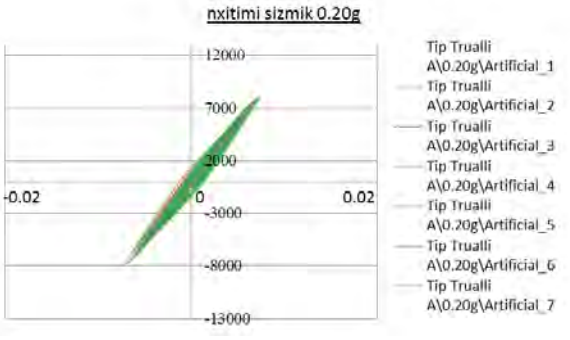
SHTOJCA D – REZULTATET E ANALIZËS NË FUSHËN KOHORE PËR NDËRTESËN ME REZISTENCË TË LARTË

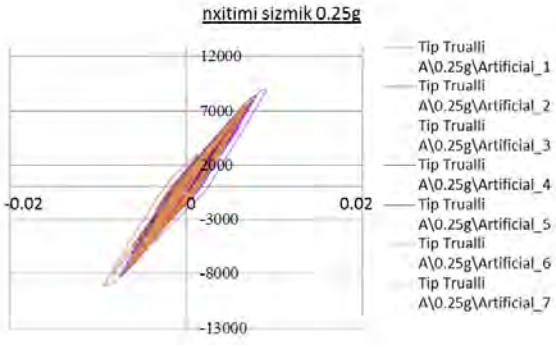
Për truall të tipit A, rezultatet e analizës në fushën kohore paraqiten më poshtë.

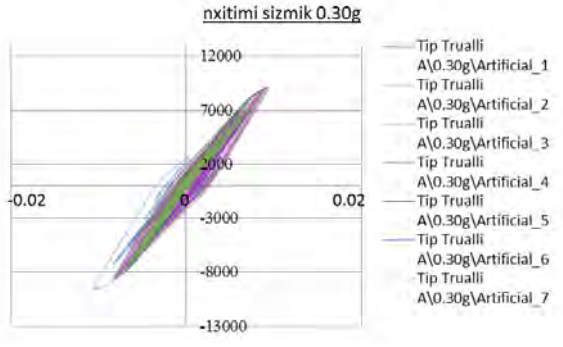


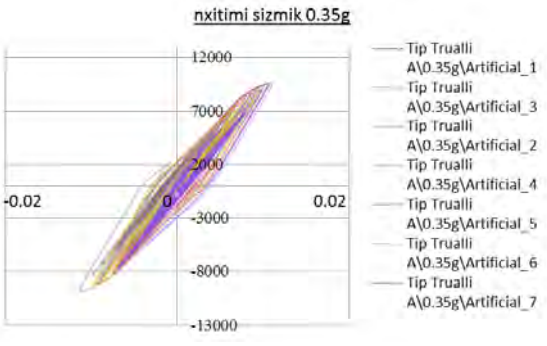


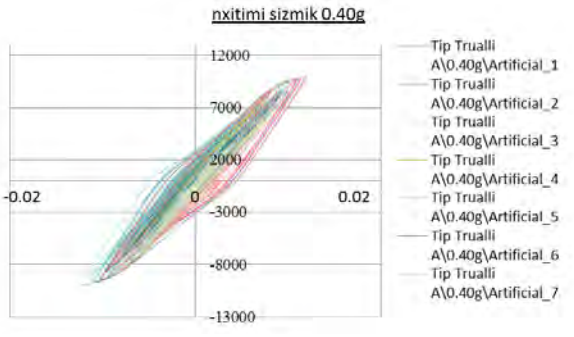












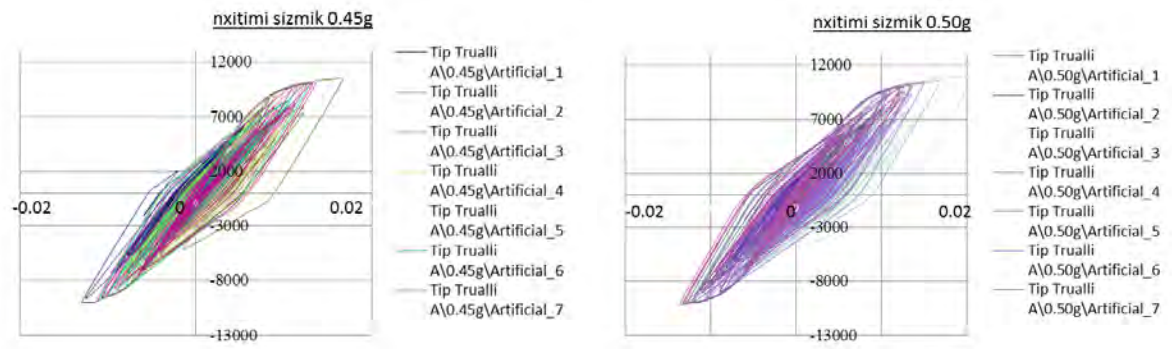
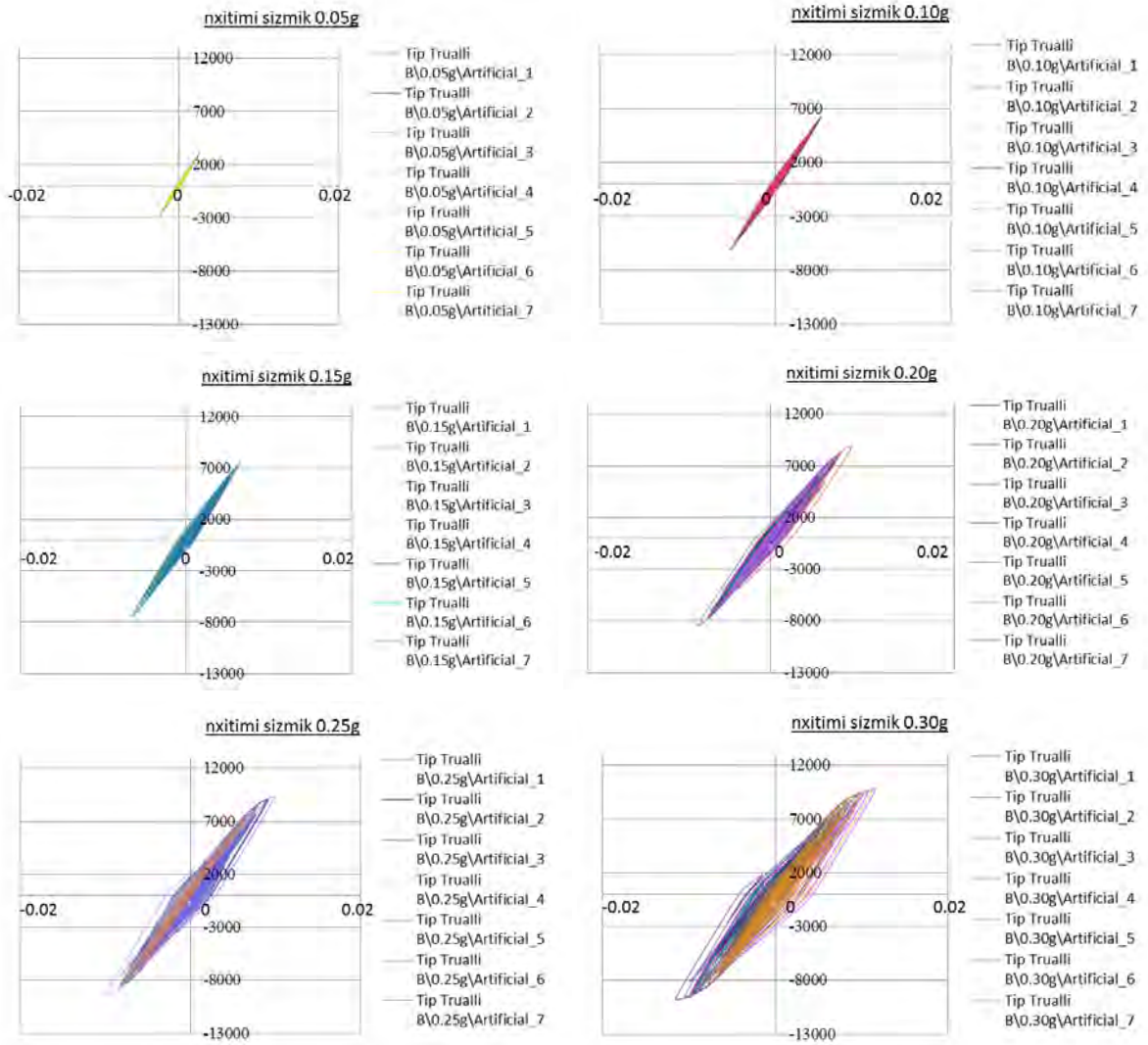


Fig.D.1 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi A

Për truall të tipit B, rezultatet e analizës në fushën kohore paraqiten më poshtë.



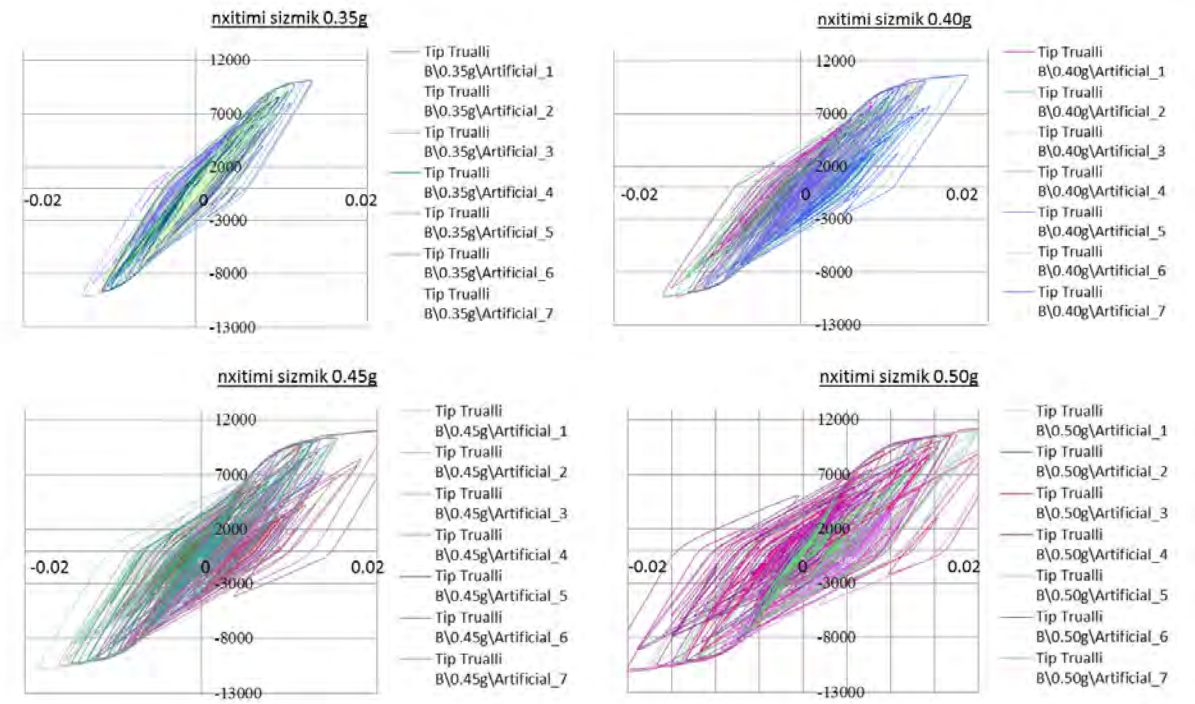
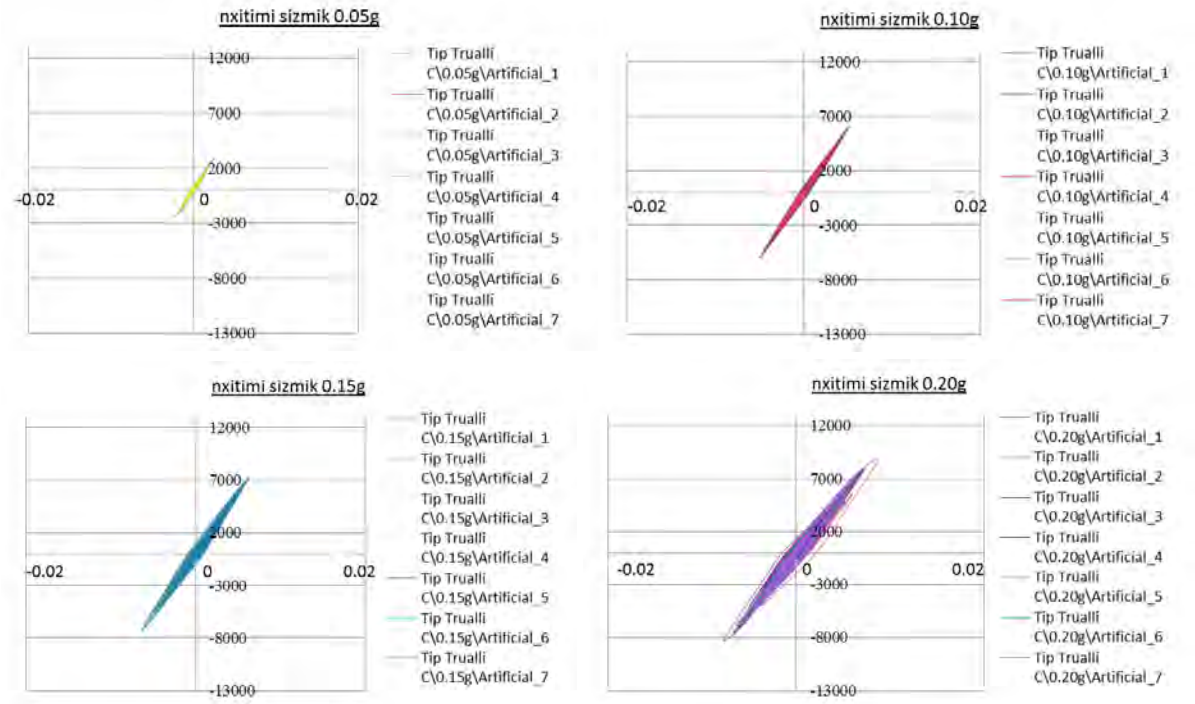


Fig.D.2 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi B

Për truall të tipit C, rezultatet e analizës në fushën kohore paraqiten më poshtë.



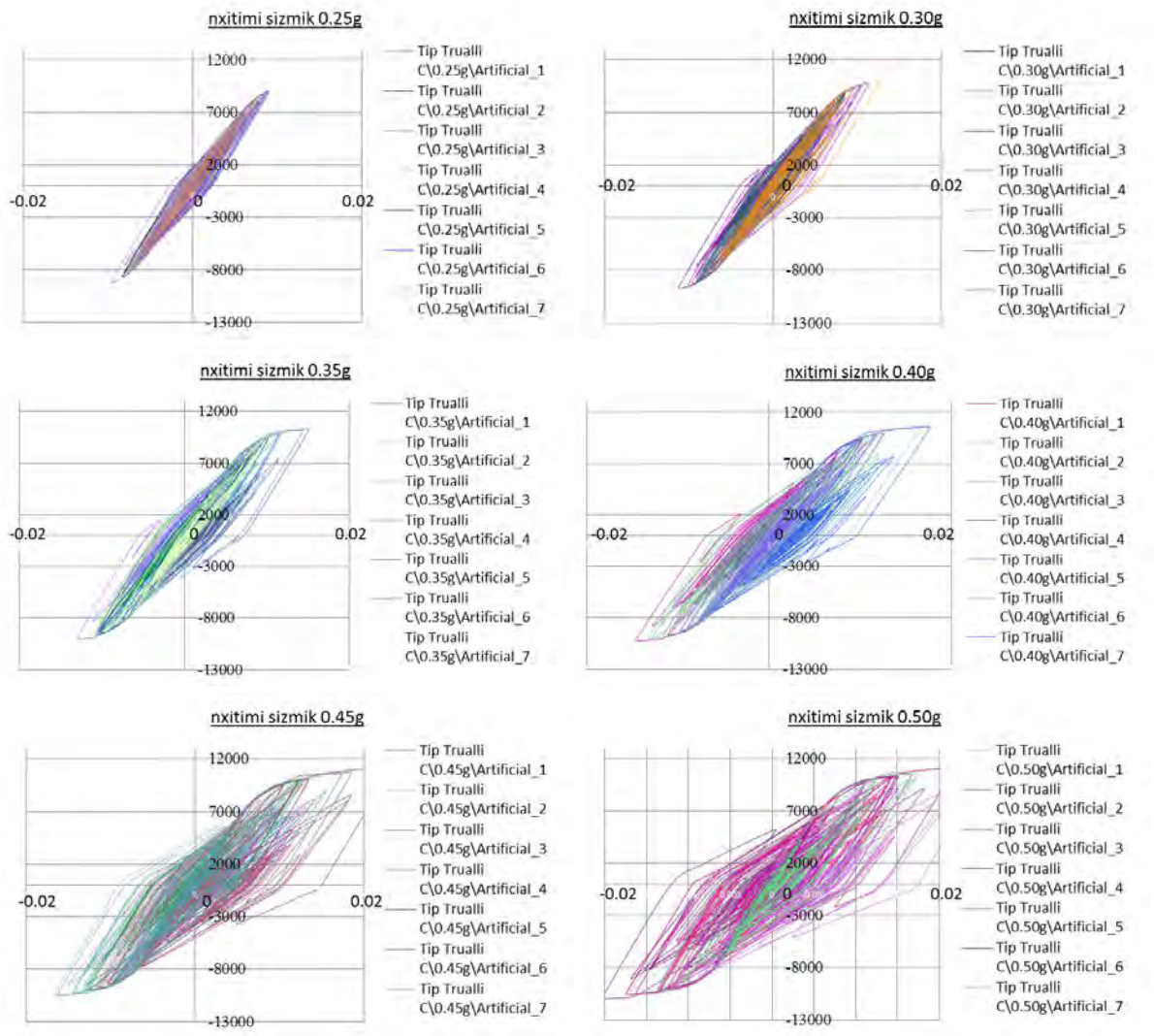
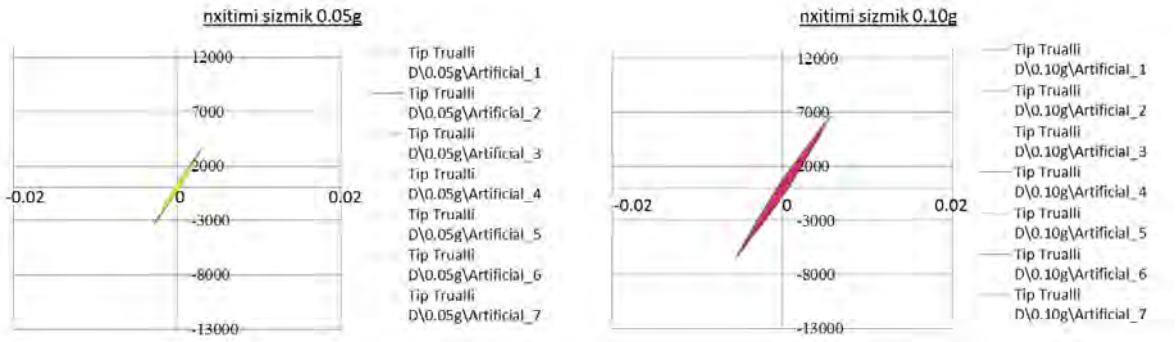


Fig.D.3 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi C

Për truall të tipit D, rezultatet e analizës në fushën kohore paraqiten më poshtë.



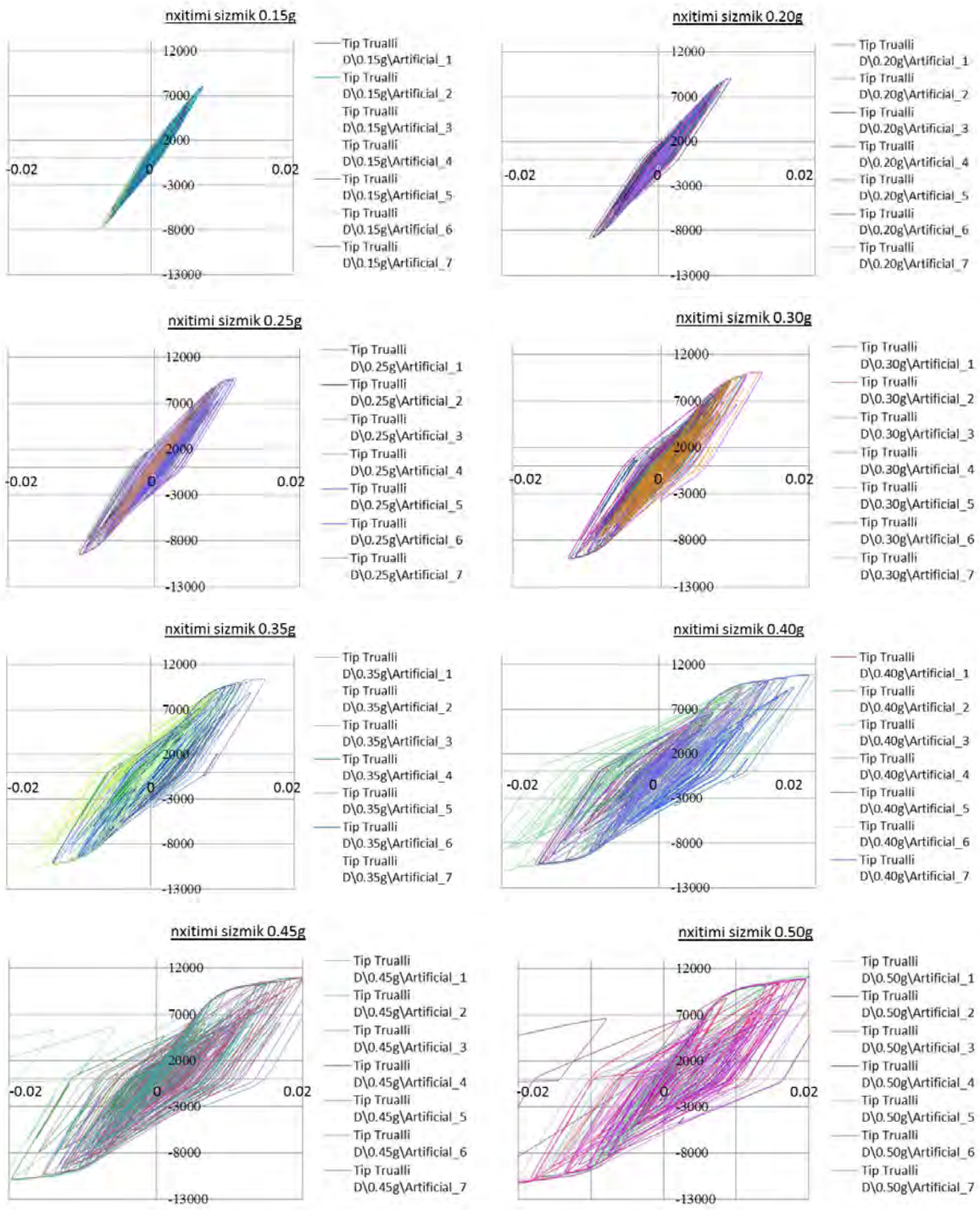


Fig.D.4 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi D

Për truall të tipit E, rezultatet e analizës në fushën kohore paraqiten më poshtë.

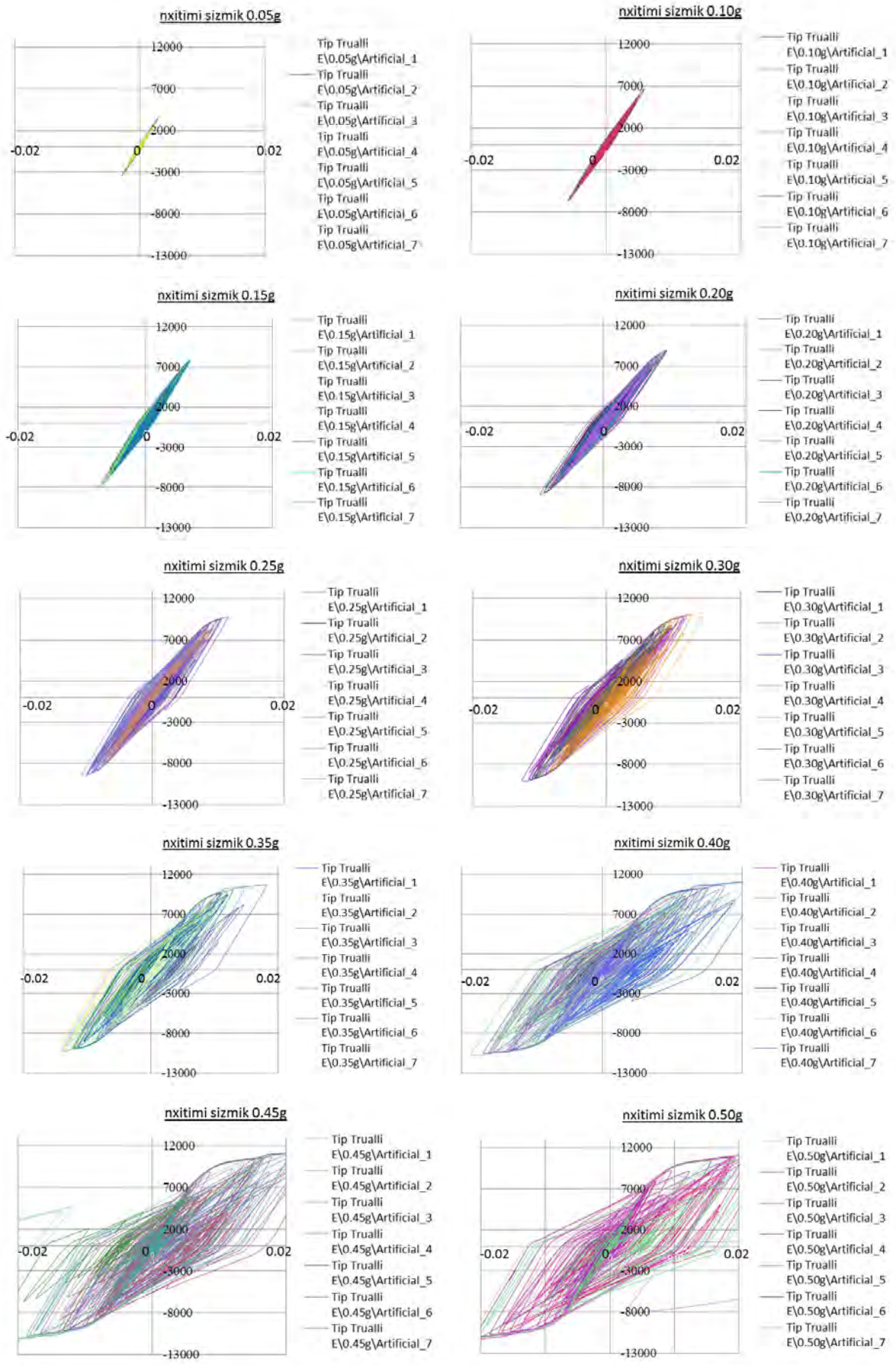


Fig.D.5 Kurbat histerezis për nivele të ndryshme të nxitimit sizmik, për truall Tipi E

SHTOJCA E – PËRMBLEDHJE E ANALIZAVE DHE VLERËSIMEVE PËR NDËRTESËN ME MASË TË MADHE DHE KAPACITET TË PËRAFËRT ME NDËRTESËN REFERENCË

Për këtë ndërtesë, tufa e kurbave të kapacitetit në formatin forcë-zhvendosje që rezulton nga simulimi Monte Carlo paraqitet në figurën e mëposhtme. Në të njëjtën figurë është paraqitur edhe kurba mesatare (me vija të ndërprera) e kapacitetit të kësaj strukture.

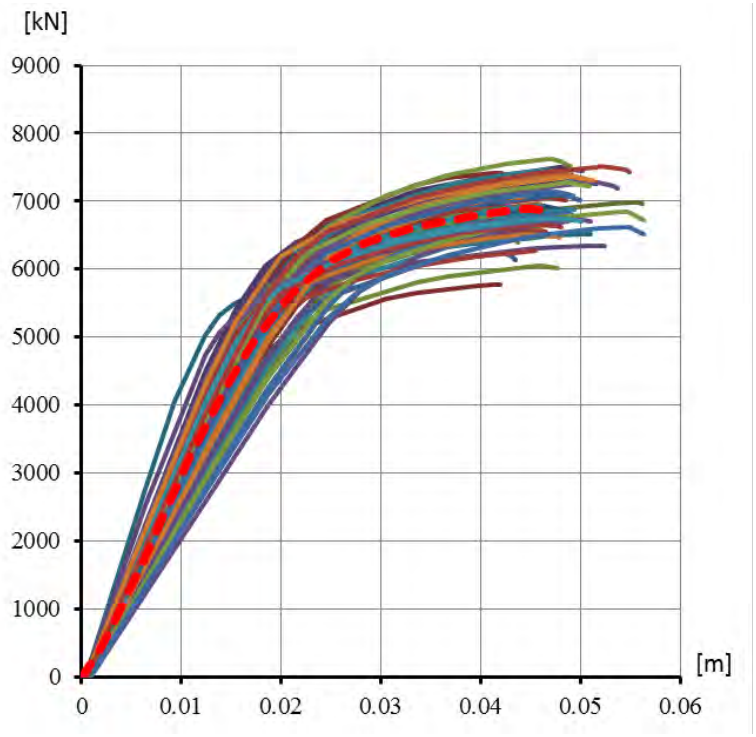
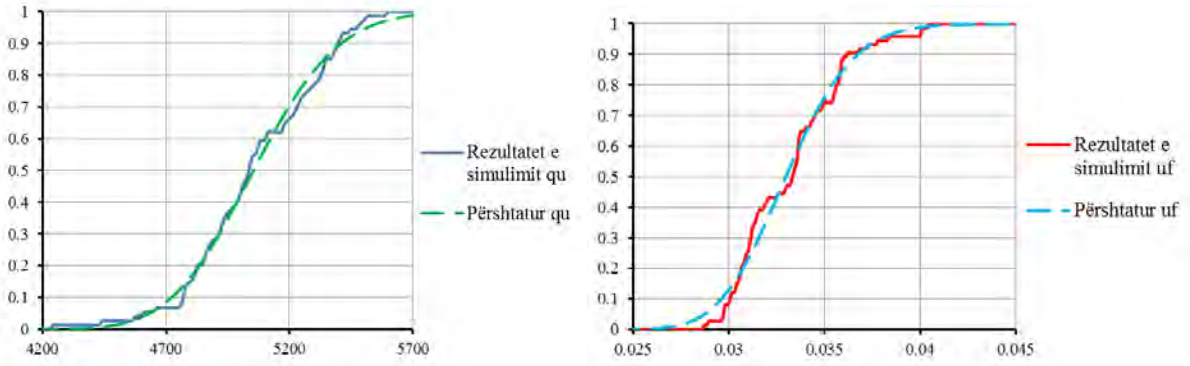


Fig.E.1 Tufa e kurbave të kapacitetit e përftuar nga simulimi Monte Carlo dhe kurba mesatare e kapacitetit

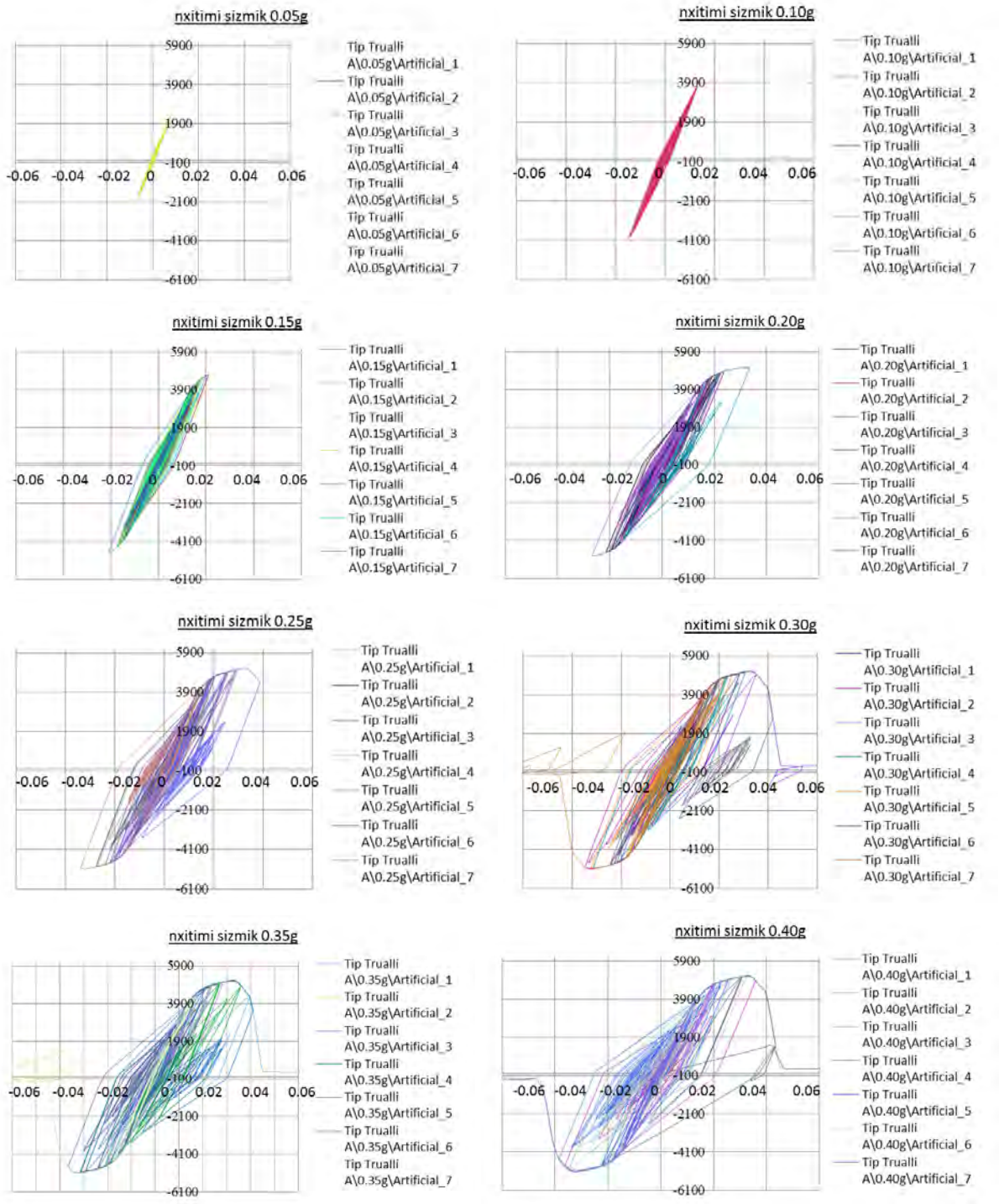
Shpërndarja e forcave q_u dhe e zhvendosjeve u_f për sistemin e idealizuar me një shkallë lirie (sipas simbolikës së përdorur në Indeksin e Dëmtimit) i përgjigjet ligjeve të paraqitur grafikisht më poshtë.



a) boshti horizontal [kN], boshti vertikal probabilitet b) boshti horizontal [m], boshti vertikal probabilitet

Fig.E.2 Shpërndarja e vrojtuar në simulim Monte Carlo dhe përshtatja me një ligj LogNormal i q_u dhe u_f (simbolet si në Indeksin e Dëmtimit) për sistemin e idealizuar me një shkallë lirie

Më poshtë paraqiten kurbat histerezis të përftuara nga analizat në fushën kohore të sistemit të idealizuar me një shkallë lirie.



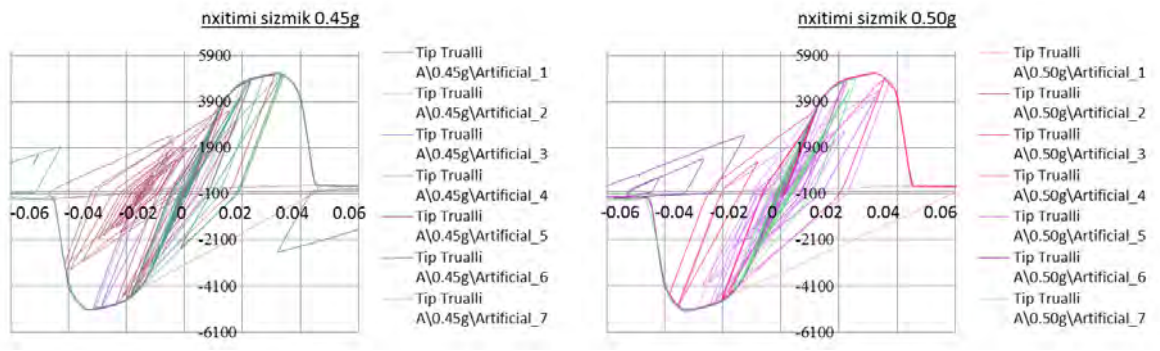
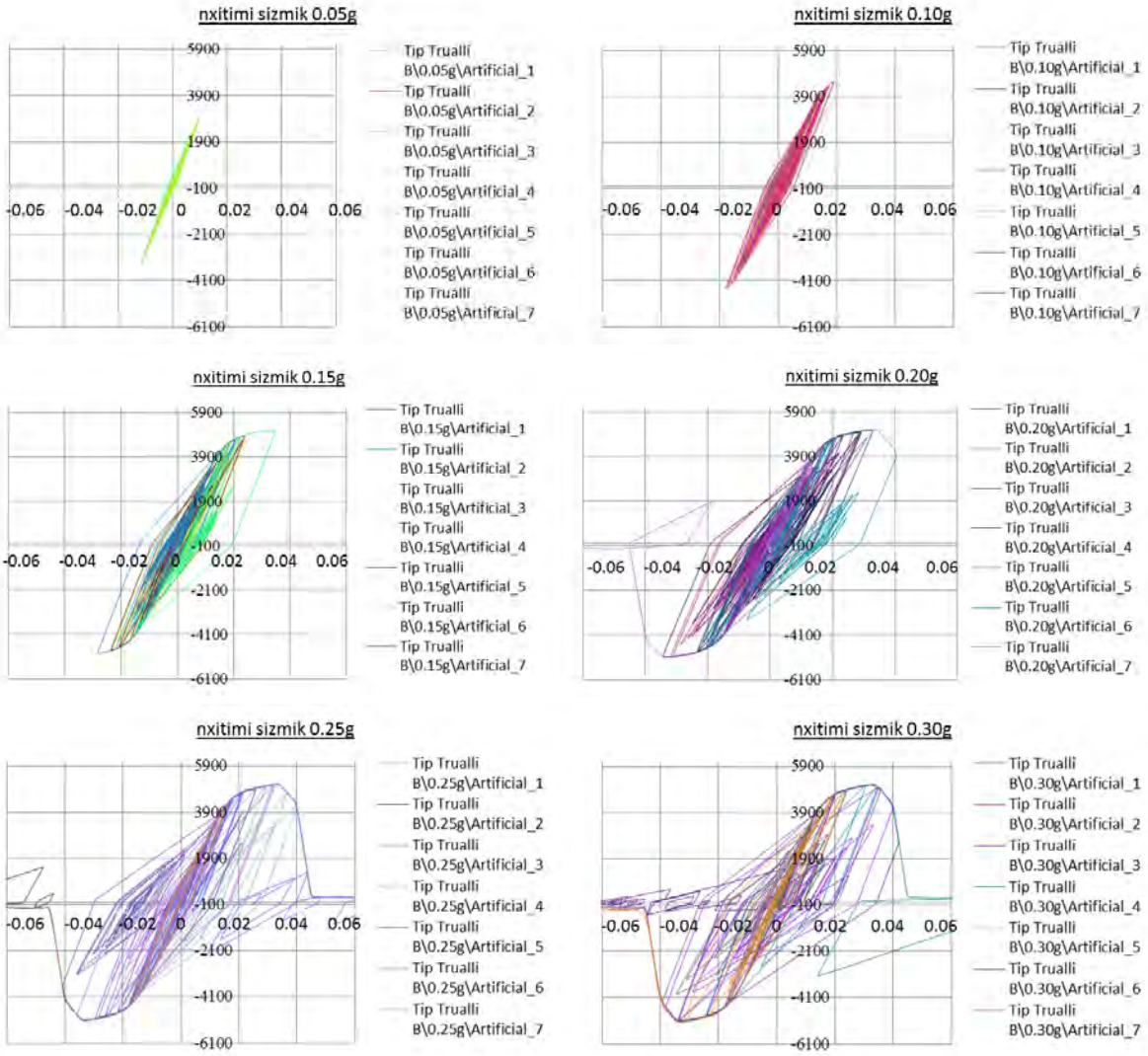


Fig.E.3 Kurbat histerezis për truall A



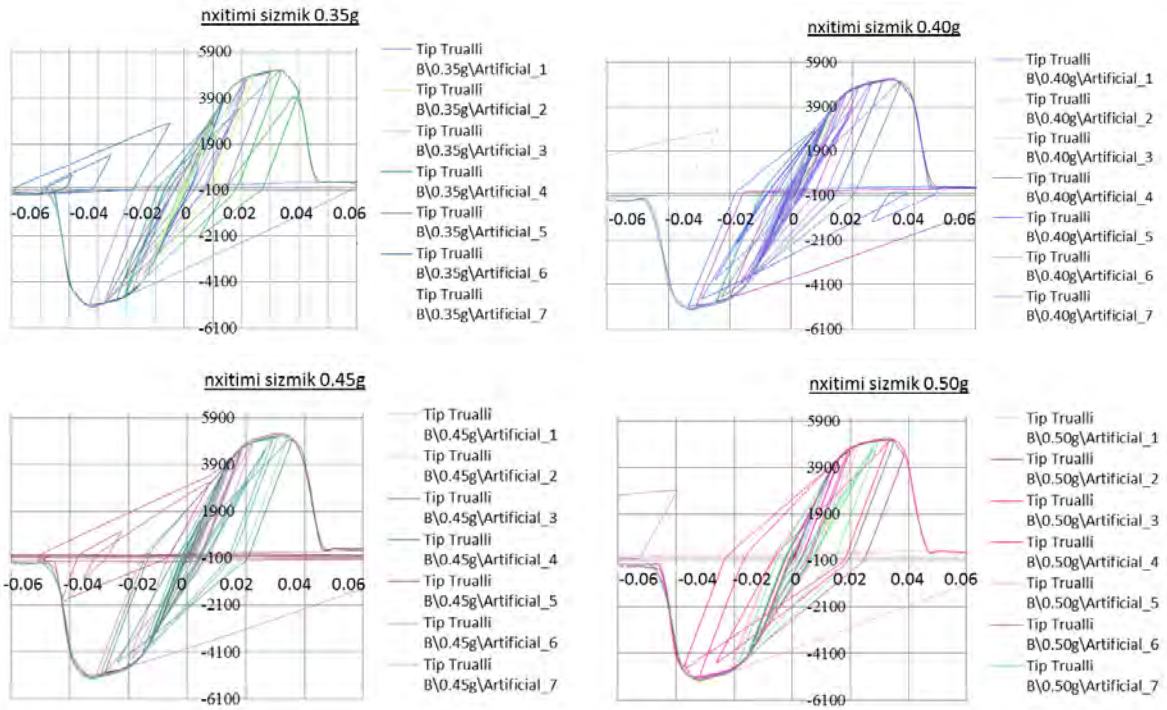
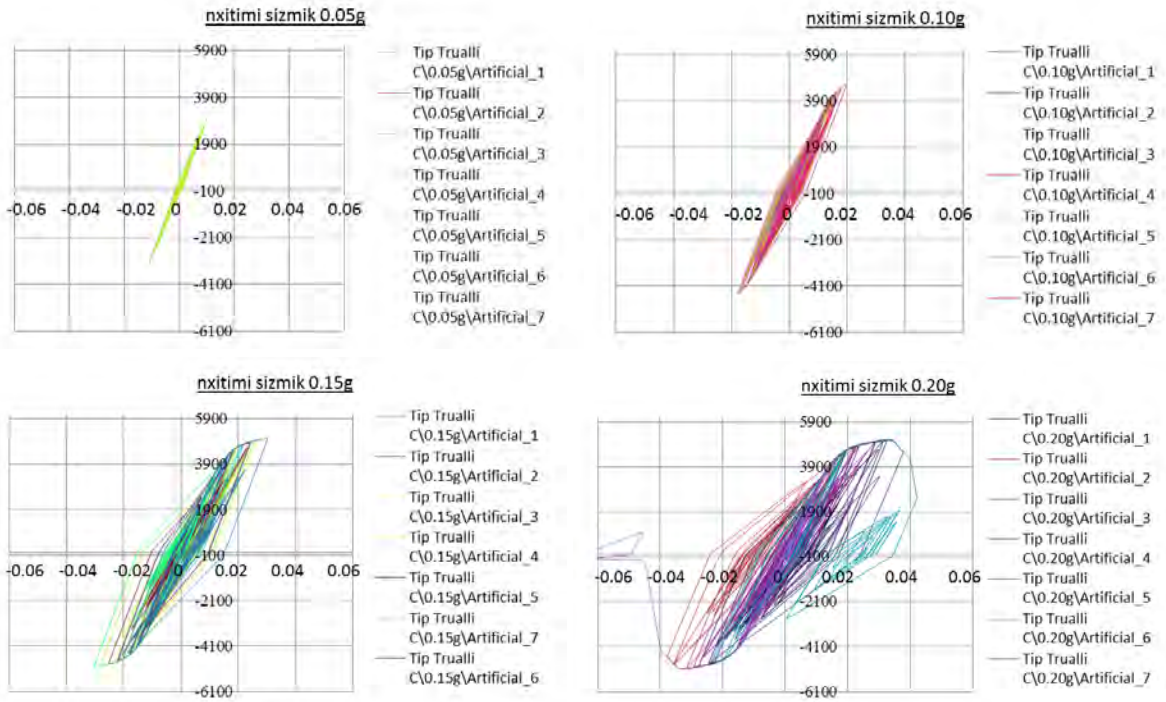


Fig.E.4 Kurbat histerezis për truall B



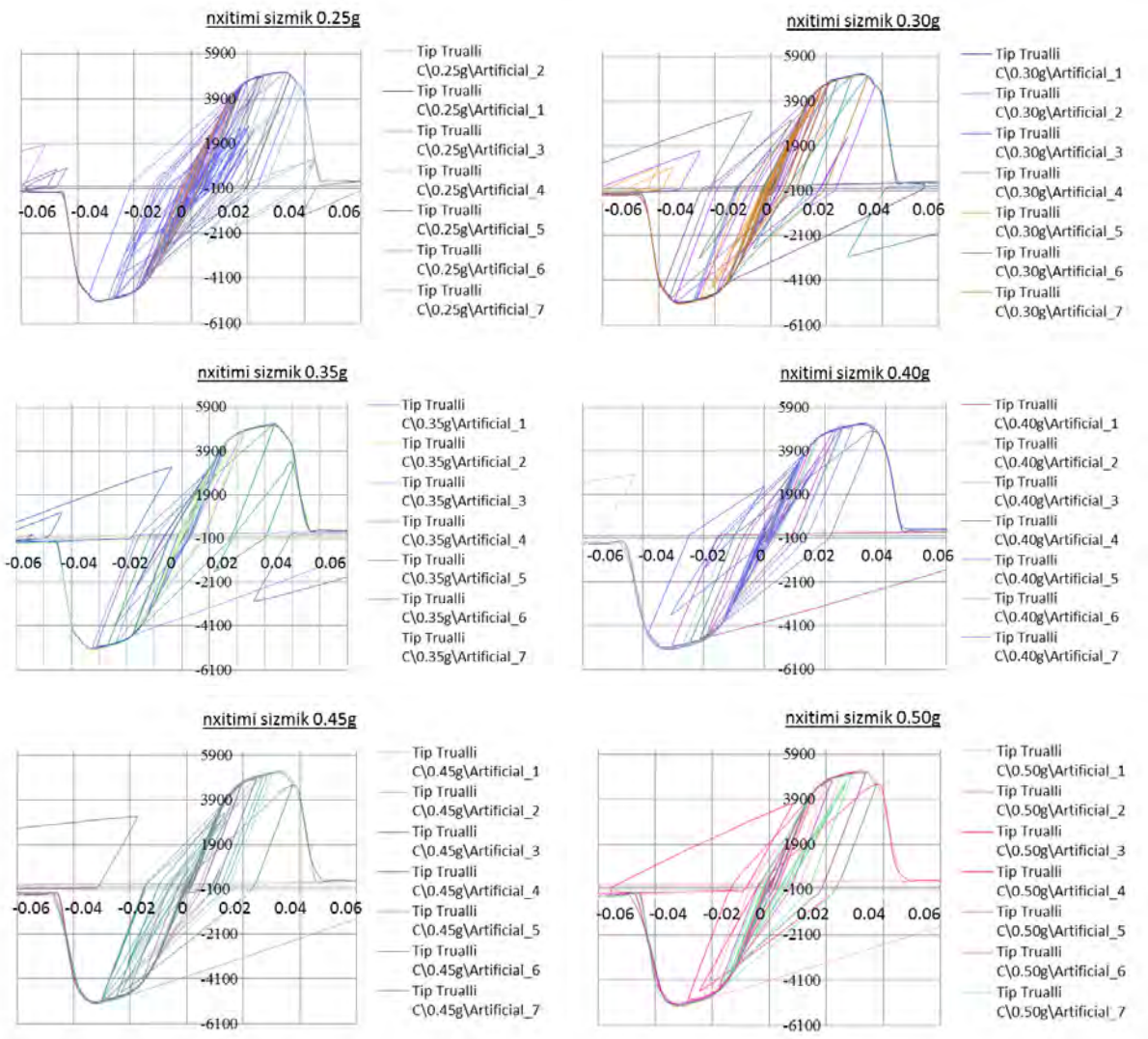
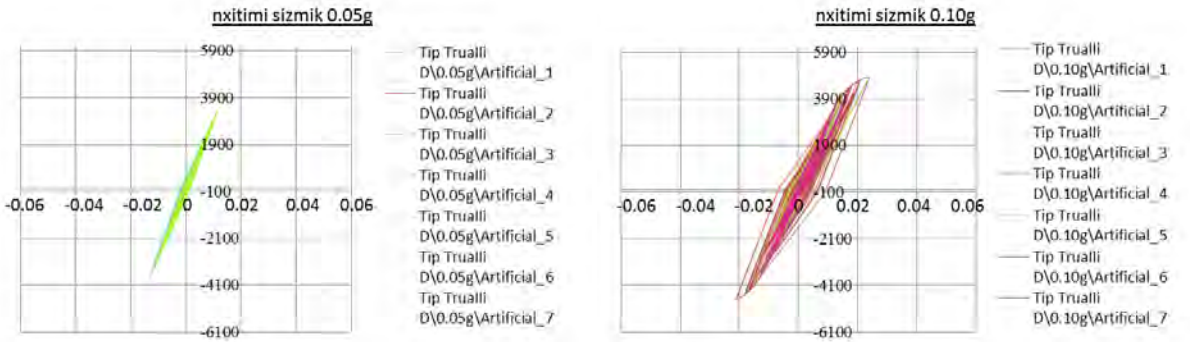


Fig.E.5 Kurbat histerezis për truall C



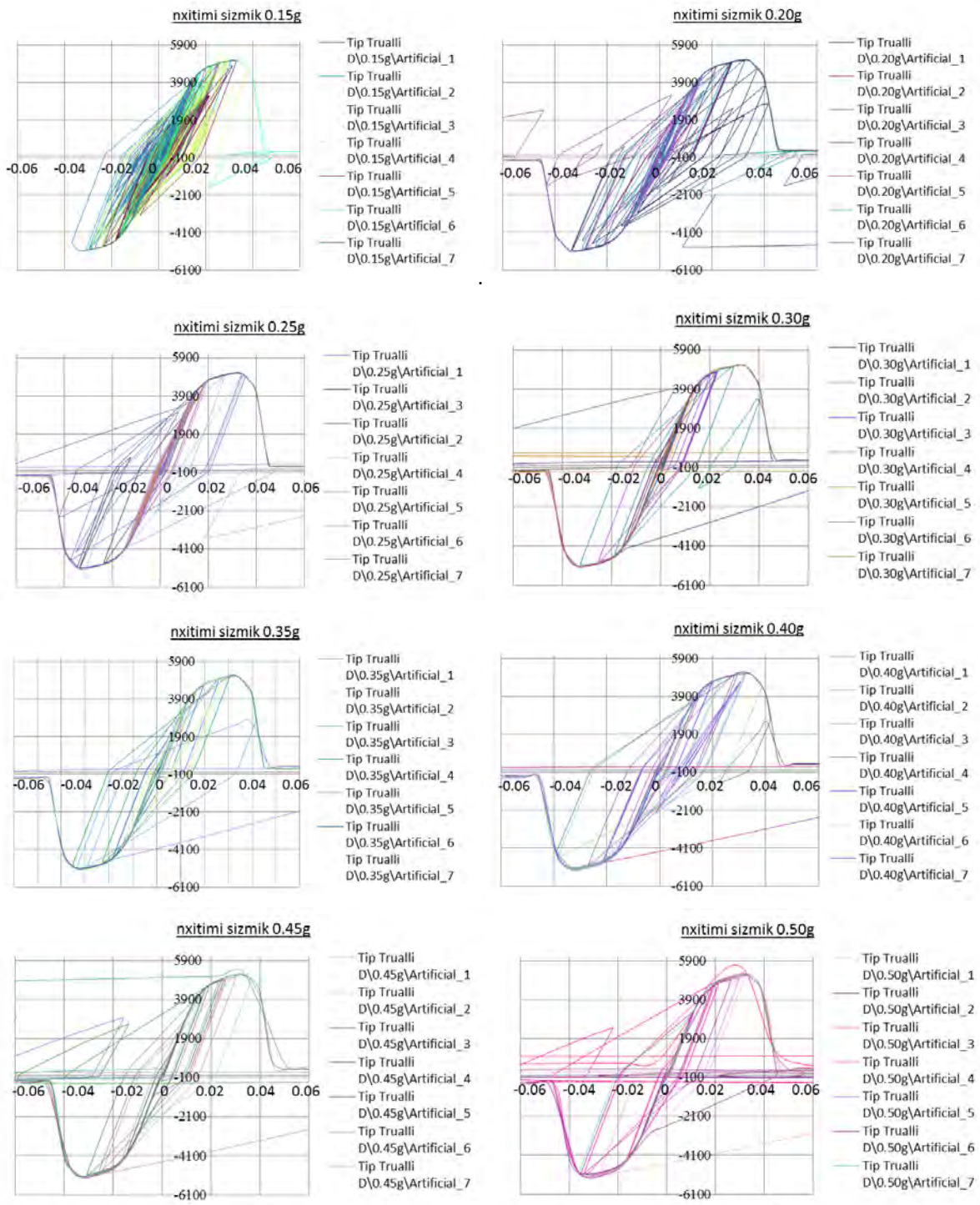


Fig.E.6 Kurbat histerezis për truall D

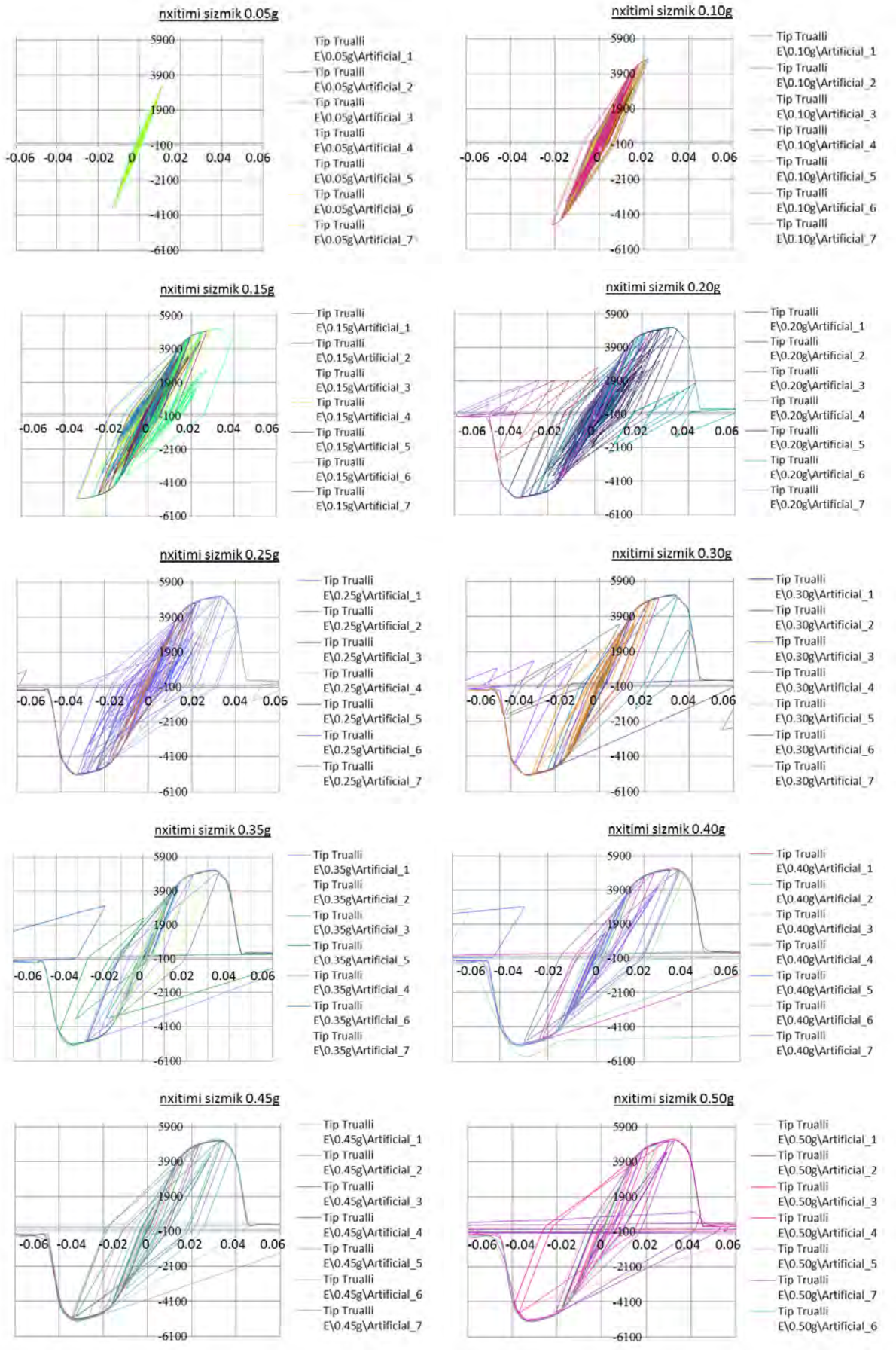


Fig.E.7 Kurbat histerezis për truall E

Kurbat e brishtësisë për këtë ndërtesë rezultojnë si në figurat e mëposhtme.

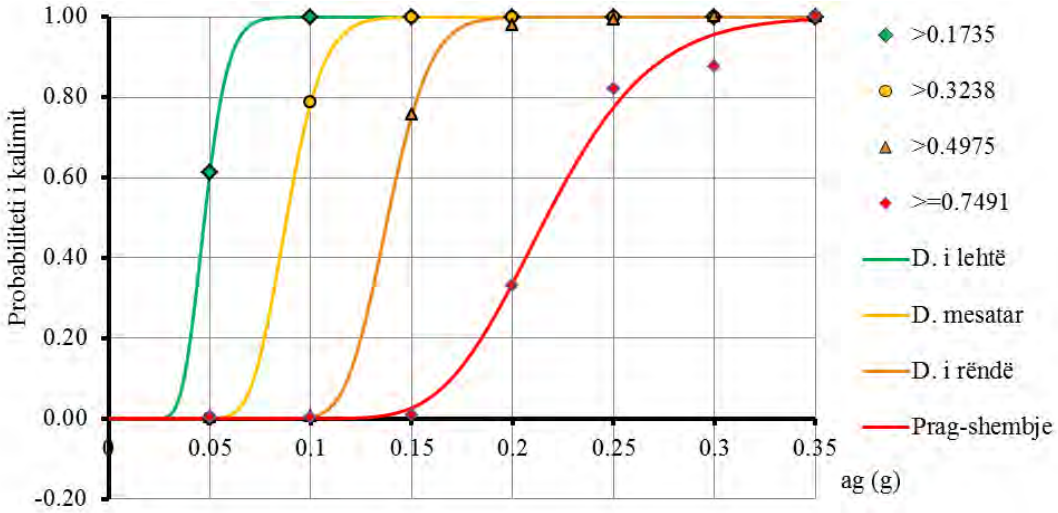


Fig.E.8 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall A

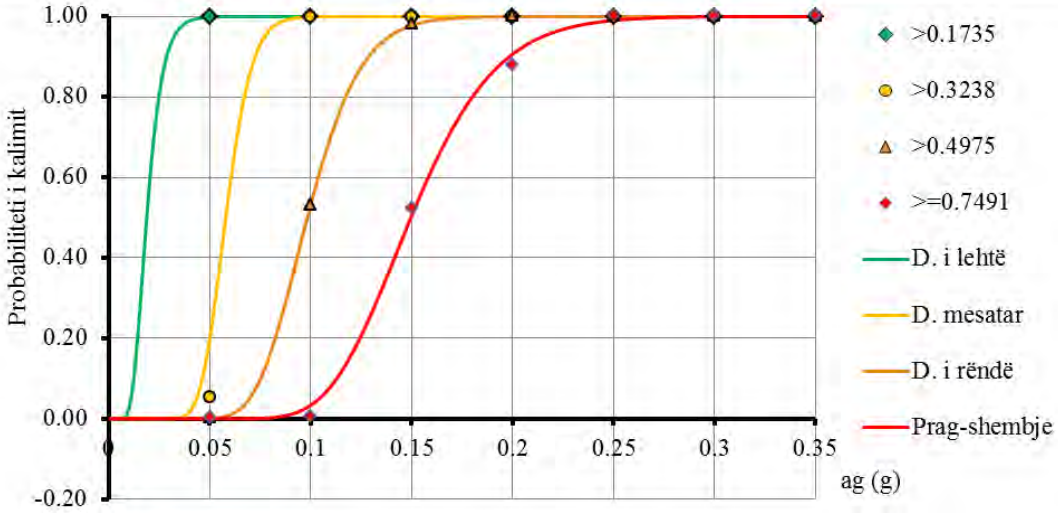


Fig.E.9 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall B

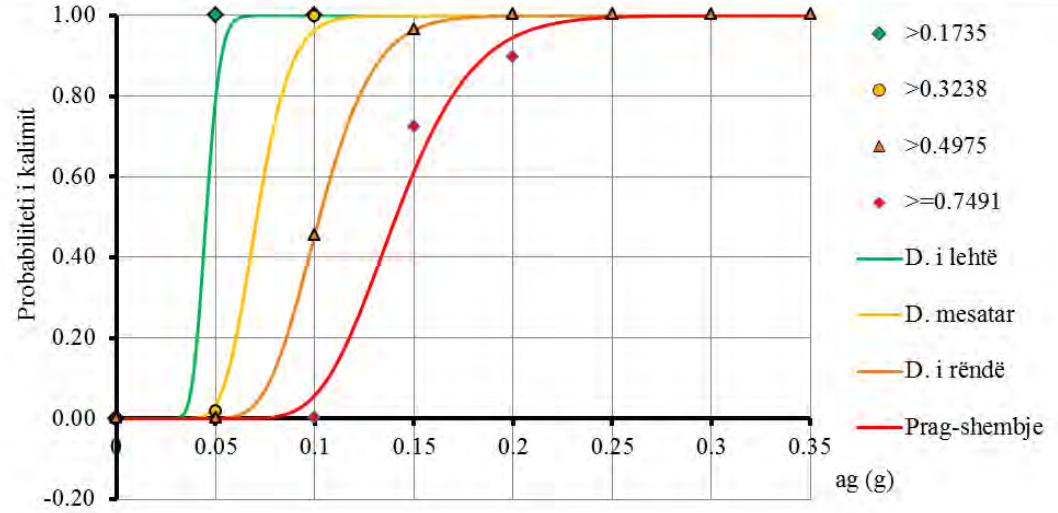


Fig.E.10 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall C

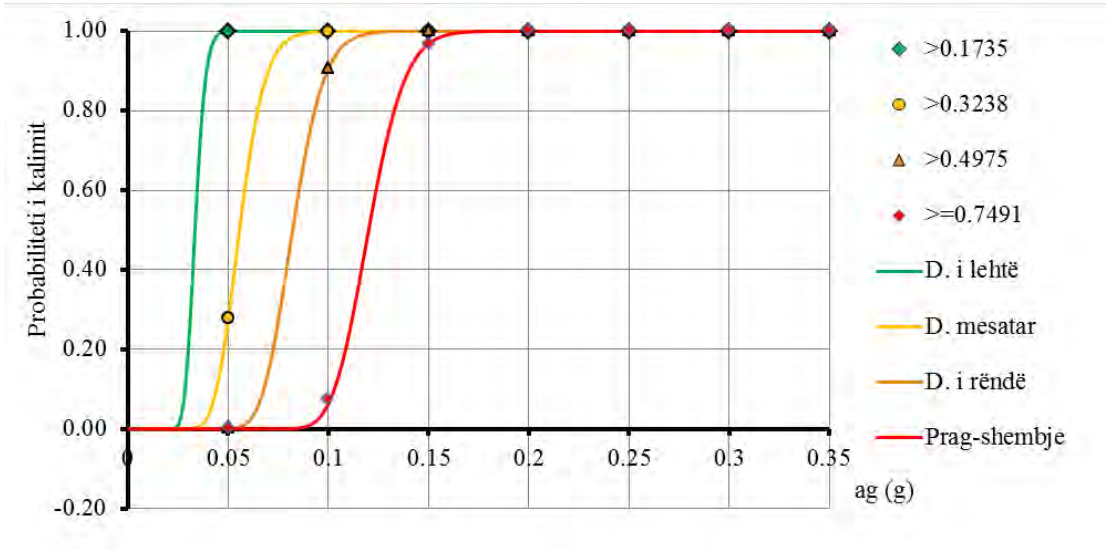


Fig.E.11 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall D

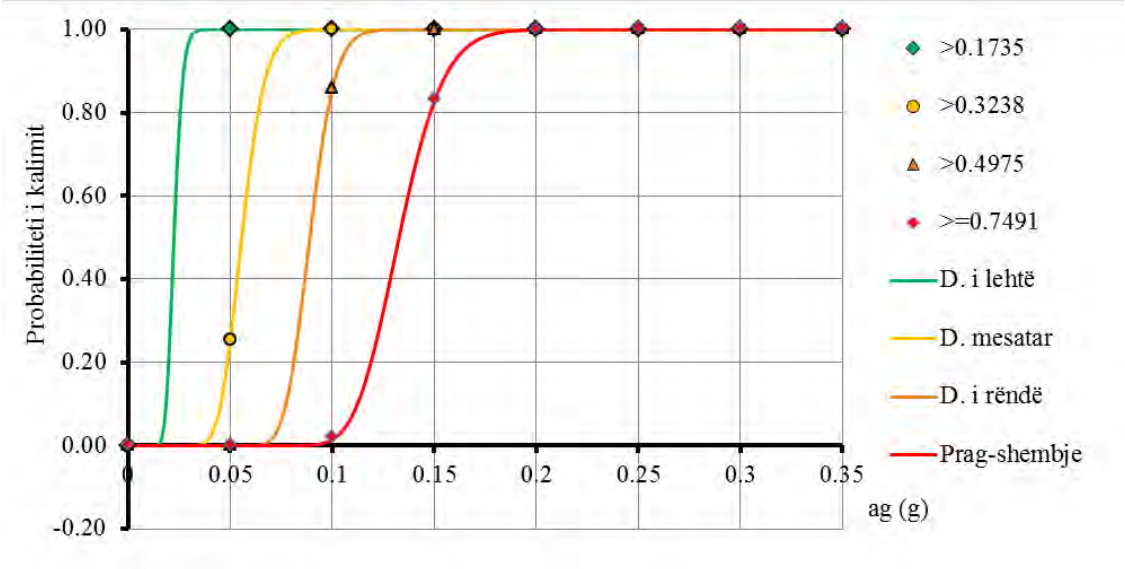


Fig.E.12 Kurbat e brishtësisë për ndërtesë të vendosur në truall E