



Ref. nr.

165/2

Prishtinë

24/01/2025

Formulari F3

**RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS
MASTER**

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	3152/1	Date	17 nëntor 2023
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	Prof.asst.Dr.Hajdar Sadiku		Kryetar
	2.	Prof.asst.Dr.Florim Grajcevc		Mentor
	3.	Prof.asst.Dr.Zijadin Guri		Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	SJELLJA REALE E ELEMENTEVE STRUKTURE "MURE SIZMIKE" TË NDRYSHUARA NË EKZEKUTIM NGA LLOGARIA STATIKE – TEK OBJEKTET E LARTA (RAST STUDIMORE OBJEKTI 4B+P+23)			
Vlerësimi i dorëshkrimit të punimit të kandidatit:	Dren Tahiri			
<p>Në materialin e dorëzuar nga kandidatit në kuadër të përgatitjeve të punimit të diplomës Master, me titull: "SJELLJA REALE E ELEMENTEVE STRUKTURE "MURE SIZMIKE" TË NDRYSHUARA NË EKZEKUTIM NGA LLOGARIA STATIKE – TEK OBJEKTET E LARTA (RAST STUDIMORE OBJEKTI 4B+P+23)", prezantohet një përmbajtje e ecurisë së punimit e zërthyer në disa pika:</p> <p>Abstrakti</p> <p>Abstrakti përmban përshkrim të punës së realizuar në punim lidhur me projektimin dhe ndërtimin e objekteve të larta në zona sizmike. Sjellja sizmike e objekteve të larta varet nga sistemet rezistente ndaj forcave anësore, ku muret sizmike luajnë rol kyç për shkak të aftësisë së tyre për të siguruar shtangësi, rezistencë dhe duktilitet. Megjithatë, devijimet gjatë ndërtimit, si hapjet shtesë në mure sizmike mund të ndikojnë negativisht në performancën e tyre krahasuar me supozimet fillestare të projektimit. Kjo temë analizon sjelljen reale të mureve sizmike të ekspozuara ndaj këtyre ndryshimeve, duke u fokusuar në ndikimet e tyre në sigurinë strukturore dhe përputhshmërinë me standardet e projektimit.</p> <p>Muret sizmike janë thelbësore për stabilitetin dhe rezistencën anësore të objekteve të larta, veçanërisht në rajonet me aktivitet të lartë sizmik. Ato u rezistojnë forcave horizontale të gjeneruara gjatë tërmeteve, duke kufizuar deformimet dhe lëkundjet. Përveç transferimit të ngarkesave anësore, muret sizmike mbajnë gjithashtu ngarkesa vertikale, duke kontribuar në qëndrueshmërinë e përgjithshme strukturore të ndërtesave.</p> <p>Në kuadër të këtij studimi, është analizuar një objekt i lartë (konfigurim: 4B+P+23), i projektuar sipas Eurokodit 8, për të krahasuar sjelljen e mureve sizmike me hapje të projektuara dhe hapje shtesë. Për këtë qëllim, janë kryer analiza të avancuara statike jolineare</p>				

(pushover) duke përdorur softuerin ETABS, për të vlerësuar parametrat kryesorë si kapaciteti, shtangësia, duktiliteti dhe deformabiliteti i sistemeve strukturore duale.

Metodologjia kërkimore përfshin zhvillimin e modeleve matematikore precize që integrojnë vetitë materiale, gjeometrinë e elementeve dhe kombinimet e ngarkesave të përcaktuara nga Eurokodi. Analizat lineare dhe jolineare të realizuara në ETABS vlerësojnë përgjigjen strukturore, duke identifikuar ndryshimet në qëndrueshmëri, shtangësi, duktilitet dhe deformabilitet për shkak të modifikimeve në muret sizmike. Rezultatet tregojnë se hapjet shitesë shkaktojnë një ulje të shtangësisë dhe qëndrueshmërisë, por gjithashtu rrisin duktilitetin dhe deformabilitetin.

Ky studim ka për qëllim kuptimin e ndikimit të devijimeve gjatë ndërtimit në sjelljen reale sizmike të objekteve të larta.

Hyrje

Një nga fenomenet më të mëdha natyrore që mund të çojë shkatërrime të mëdha të objekteve ndërtimore, me fatalitete të mëdha dhe humbje materiale konsiderohet shfaqja e tërmeteve. Sikur është e njohur, tërmetet lirojnë sasi të madhe energjie përmes pllakave tektonike respektivisht me shpejtësi të mëdha dhe kohës të shkurtër të shpërndarjes. Ndërtesat e projektuara të jenë rezistente kundër tërmeteve duhet të kenë kapacitete të mjaftueshme, që të e tejkalojnë goditjet e tilla e që e arrijnë përmes shtangësive të strukturave të tyre me sjellje daktililë respektivisht duke mos u shfaqur thyerja dhe shkatërrimi i tyre i menjëhershëm.

Sjellja e strukturave të larta nën veprimin e ngarkesave sizmike është një aspekt thelbësor i projektimit të tyre, sidomos në rajonet me aktivitet të lartë sizmik. Për të garantuar sigurinë dhe performancën e duhur të ndërtesave, është e domosdoshme që elementët kryesorë strukturore, si muret sizmike, të projektohen dhe të ekzekutohen me përpikëri.

Në praktikën e ndërtimit, shpesh ndodhin ndryshime të paqëllimshme që nuk përputhen me supozimet fillestare të projektimit. Këto ndryshime mund të kenë pasoja të konsiderueshme në shtangësinë, kapacitetin mbajtës dhe duktilitetin e strukturës, duke rrezikuar sigurinë e saj në rast të tërmeteve të forta. Tema e këtij studimi adreson këto problematika duke analizuar ndikimet e devijimeve të tilla në sjelljen sizmike të një objekti të lartë.

Në këtë kuadër, puna përfshin analizën e një objekti konkret të projektuar sipas Eurokodit 8 dhe realizimin e simulimeve në ETABS për të vlerësuar ndikimin e hapjeve të projektuara dhe atyre të shitesë në performancën strukturore.

Rasti studimor i strukturës së objektit

Vlerësuar kërkesat dhe trendët e kohës së fundit në vendin tonë për ndërtimin e objekteve me lartësi të mëdha dhe shpeshherë deri 100m paraqesin sfidat më të konsiderueshme për projektuesit. Sfidave ju bashkangjiten edhe kërkesat ekstreme të funksioneve të objekteve, kompleksiviteti i organizimit të shumë pajisjeve, instalimeve dhe modernizimit për shërbime cilësore. Jo rrallë gjatë kohës së ndërtimit dhe pak para funksionalizimit të objekteve dalin kërkesa funksionale të zhvillimit të hapësirave, qasjeve në hapësira, kërkesave teknike të lifteve, kërkesave të standardeve kundër zjarrit etj duke ndryshuar gjeometri të elementeve strukturore, përmasave të tyre dhe në raste të ndjeshme edhe krijime të hapjeve v reja dhe rritje të dimensioneve të hapjeve të dyerve etj. Si rast shumë i veçantë është analizuar kërkesa e krijimit të hapjeve të reja të elementeve strukturore të mureve sizmike të një objekti të posa ndërtuar në Prishtinë me 4 kate Bodrum, përdhese dhe 23 kate.

Objekti i realizuar – i ndërtuar është i projektuar sipas standardeve Evropiane për struktura, duke respektuar në saktësi fazën e ndërtimit sipas projektit. Kërkesa ultimative për krijimin e hapjeve të liftave në muret sizmike ishte e pa shmangshme duke vlerësuar përmbushjen e standardeve të funksionimit të objektit. Kjo kërkesë është trajtuar si shumë serioze dhe padyshim kërkon që të bëhen analiza të thelluara strukturore duke riprojektuar hapjet e reja, duke vlerësuar rrezikun e hapjeve, duke analizuar sjelljen e elementeve të veçanta dhe tërësisë së objektit.

Rastet e analizave të tilla ju takojnë me kompetencë inxhinierëve të strukturave dhe se nga këtu lindë edhe motivi i hartimit të detyrës projektuese të punimit të diplomës Master.

Për shembullin konkret është kërkuar me kompetencë që të analizohen të gjitha variantet e mundura të sjellejs së mureve sizmike (të projektuara, të projektuara me hapje, të ndryshuara – të krijuara hapjet e reja, etj).

Kandidati ka analizuar në saktësi detyrën e dalë nga vendimi i këshillit të Fakultetit të inxhinierisë së Ndërtimit për projektpropozimin duke sjellur konstatime dhe propozime konkrete për rastin e studimit si dhe për raste të tilla studimore.

Objektivat e punimit.

Analiza e sjelljes reale të mureve sizmike: Të studiohet dhe krahasohet sjellja aktuale e mureve sizmike të ndërtuara në objekt, duke marrë parasysh devijimet nga parametrat e llogarive statike.

Vlerësimi i ndikimit të ndryshimeve në fazën e ekzekutimit: Të identifikohen dhe analizohen ndryshimet e ndodhura gjatë ndërtimit të elementeve strukturore në krahasim me llogaritë paraprake.

Përmirësimi i parashikimeve strukturore: Të përcaktohen ndikimet që ndryshimet në ekzekutim kanë mbi performancën sizmike të strukturës së lartë dhe të sugjerohen mënyra për përmirësimin e praktikave të projektimit dhe ndërtimit.

Analiza e ndikimit të faktorëve lokalë dhe të jashtëm: Të shqyrtohet se si kushtet lokale dhe faktorët e jashtëm (p.sh. toka, kushtet klimaterike, gabimet e ndërtimit) ndikojnë në sjelljen reale të strukturës.

Krahasimi i performancës së pritshme dhe asaj reale: Të identifikohen mospërputhjet ndërmjet analizave teorike dhe rezultateve praktike për të përmirësuar modelet numerike.

Qëllimet e punimit

Rritja e besueshmërisë së modeleve statike dhe dinamike për objektet e larta.

Sigurimi i një baze të fortë shkencore për përmirësimin e praktikave të ndërtimit në strukturat me mure sizmike.

Kontribut në standardizimin e kontrolleve cilësore dhe zbatimit të projekteve në përputhje me llogaritjet statike.

Metodologjia e përdorur në punim të diplomës

Metodologjia e këtij hulumtimi bazohet në një kombinim të analizës teorike dhe praktike për të vlerësuar sjelljen e strukturave me mure sizmike ndaj ngarkesave sizmike. Fillimisht, janë mbledhur të dhënat teorike dhe teknike për muret sizmike, përfshirë karakteristikat e tyre strukturore, ndikimin e hapjeve dhe rolin e tyre në sigurimin e shtangësisë, rezistencës dhe duktilitetit të ndërtesave.

Faza e parë përfshin ndërtimin e modeleve matematikore të strukturës, duke përdorur të dhënat e materialeve, gjeometrisë dhe ngarkesave sipas kërkesave të EC 8. Modelet e

analizuara marrin të dyja rastet, atë me hapje të projektuara dhe atë me hapje të shtesë, për të vlerësuar ndikimin e ndryshimeve gjatë ndërtimit.

Analiza kryesore është realizuar duke përdorur softuerin ETABS, ku janë zbatuar analiza lineare dhe jolineare. Analiza pushover jolineare është përdorur për të identifikuar sjelljen e strukturës nën ngarkesa ekstreme, me fokus te shtangësia, rezistenca, duktiliteti dhe deformabiliteti.

Rregullat e aplikuara për veprimet e jashtme

Punimi përmban rregullat dhe detajet se si duhet bërë llogaritjen dhe kombinimet e veprimeve të jashtme për të siguruar që strukturat të jenë stabile dhe funksionale gjatë gjithë jetës së tyre. Duke filluar me ngarkesat e përhershme që janë forca statike gravitacionale që veprojnë në strukturë gjatë gjithë kohës së përdorimit të objektit. Këto ngarkesa zakonisht nuk ndryshojnë me kalimin e kohës dhe janë një komponent shumë i rëndësishëm për llogaritjen dhe analizën e strukturave.

Projektimi i veprimeve të jashtme

Ne punim janë shtjelluar veprimet e jashtme në struktura bazuar në standardet dhe kërkesat për strukturat prej betonit të armuar në zonat sizmike. Veprimet e përkohshme shfrytëzuese që i'u referohen peshave që veprojnë në strukturë për një periudhë të caktuar kohore, pesha e njerëzve, mobileve apo pajisjeve të ndryshme që mund të vendosen në një objekt të cilat mund të ndryshojnë me kohën. Janë treguar dhe komentuar në përpikëri se si bëhet analiza sizmike sipas EC 8, ku analizën sizmike është definuar si arti i balancimit në mes kapacitetit sizmik të strukturës dhe intensitetit të pritur të tërmetit që mund të veprojë në strukturë, apo analiza sizmike është zvogëlimi i rrezikut sizmik, rrezik i cili mund të definohet si mundësia e humbjeve të jetëve të njerëzve apo edhe të kolapsit total të strukturës.

Shumica e analizave sizmike bazohet në reprezentimin e ndikimeve sizmike në mënyrë ekuivalente me forca statike që veprojnë në strukturë. Këto forca përcaktohen nga shpejtimi maksimal që reagon struktura nga tërmeti që ndodhë nga dridhjet e truallit, të cilat janë të prezantuara në spektrin e reagimit. Si pikë fillestare është spektri elastik i reagimit, i cili më pastaj reduktohet nga disa faktorë të cilët llogarisin kapacitetin sizmik të strukturës në atë mënyrë që të shpërndajnë energjinë sizmike në deformime inelastike në strukturë.

Projektimi sizmik i veprimeve të jashtme

Janë treguar dy format e spektrit elastik të prezantuara nga EC 8, njëra për territoret me rrezik më të lartë sizmik të Europës Jugore (Tipi 1) dhe tjetra për rrezik më të vogël të ndodhjes së tërmeteve të Europës Veriore (Tipi 2). Ku spektri i Tipi 1 i'u referohet tërmeteve me magnitudë afërsisht $M_s \sim 7.5$ ndërsa për spektri i Tipi 2 tërmeteve me magnitudë $M_s \sim 5.5$ të cilat janë treguar dhe me figurë.

Kriteret e projektimit sizmik sipas standardeve evropiane

Projektimi i strukturave që gjatë veprimit të ndonjë tërmeti të madh të jetë ende në fazën elastike në shumicën e rasteve është joekonomike, ku projektimi bëhet i tillë që forcat sizmike të jenë shumë të mëdha. Një projektim ekonomik do të ishte duke pranuar disa dëmtime strukturore jo të natyrës së kolapsit total, ku projektimi i tillë bëhet duke përdorur duktilitetin t'i reduktojë forcat në nivele të pranueshme. Duktiliteti është aftësia e strukturës apo elementit strukturor që të përballojë deformime të mëdha plastike të karakterit jo-shkatrues, si dhe kemi definuar hapat se si një strukturë e betonit të armuar duhet të jetë

duktile. Pra gjatë veprimit të ndonjë tërmeti të madh, EC8 synon sigurimin e jetëve të njerzëve me disa dëmtime të limituara në strukturë. Ndërsa kodi lejon që këto tërmete të pranohen nga strukturat me sjellje duktile dhe me sjellje elastike, është një preference shumë e madhe që tërmetet e mëdha të pranohen nga strukturat me sjellje duktile.

Llojet e duktilitetit të strukturave prej betonit të armuar.

Në analizën sizmike mund të themi se faktori i sjelljes është ndër komponentët më crucial për të pasqyruar sjelljen reale të strukturave nën veprimet sizmike. Forcat sizmike të cilat do të fitoheshin nëse struktura do të kishte sjellje elastike i redukton në forca sizmike për të cilat struktura do të ketë sjellje plastike, të cilin dhe është dhënë me shprehjen për ta llogaritur dhe grafikisht se si ndikon për zhvendosjet elastike dhe inelastike në strukturë.

Modeli dinamik i strukturës për veprimet dinamike

Ne punim janë definuar modelet matematikore për të prezantuar efekte statike dhe dinamike. Është definuar shpejtësia bazë e erës e cila është shpejtësia mesatare që vepron për 10 minuta, pa marrë parasysh drejtimin e erës apo stinën e vitit, në lartësi prej 10 m përmbi nivelit të truallit në terren të kategorisë II. Gjithashtu është shpjeguar shpejtësia bazë e erës e cila në princip është në varësi të lartësisë, nga efektet e vrazhdësisë dhe orografisë së terrenit, duke shumëzuar shpejtësinë bazë të erës me faktorin e vrazhdësisë dhe faktorin e orografisë, faktorë të cilat janë të shpjeguar në detaje. Gjatë analizës janë të definuar faktorët si; turbulenca e erës i cili në varësi nga lartësia prej nivelit të truallit, ku për kategori të ndryshme të terreneve ka vlera të ndryshme; faktori strukturor i cili llogarit efektet të një paskohshme të veprimit maksimal të erës në sipërfaqe të strukturës dhe lekundjet e strukturës në format fundamentale të lëkundjeve nga veprimi i intensitetit të turbulencës; koeficientet e presionit nga era të cilat për ndërtesa dhe për elementet e saj varen nga madhësia e sipërfaqes së ngarkuar A , e cila është sipërfaqja e strukturës në të cilën vepron era. Për të gjithë faktorët të e përmendur janë të ilustruar nga një ose disa figura për të kuptuar më mirë rolin e tyre në analizën nga ndikimi i erës në strukturë.

Kuptimi dhe rëndësia e elementeve strukturore mure sizmike

Kandidati ka analizuar në punim, rëndësinë, kuptimin dhe formimin e mureve sizmike nga betoni i armuar duke dhënë se muret sizmike janë elemente të rëndësishme për përballimin e forcave horizontale që gjenerohen nga era, tërmeti ose ngarkesa të tjera dinamike në ndërtesa të larta. Ato ofrojnë stabilitet anësor duke transferuar këto forca te themeli, reduktuar lëkundjet dhe minimizuar dëmtimet. Në anglisht, muret sizmike quhen "shear walls" sepse janë të dominuara nga forcat anësore (forcat e prerjes), të cilat luajnë një rol kryesor në projektimin e tyre.

Është e rëndësishme që muret sizmike të vendosen në strukturë në mënyrë që ato të funksionojnë edhe si mure mbajtëse, të cilat përballojnë një pjesë të ngarkesave gravitacionale, për të reduktuar forcat tërheqëse që krijohen për shkak të përkuljes. Kjo gjithashtu minimizon mundësitë e ngritjes së themelit gjatë një tërmeti të madh. Strukturat prej betoni të armuar me mbi 6 kate në zonat sizmike është vështirë të ndërtohen pa praninë e mureve sizmike, dhe për ndërtesat mbi 12 kate, kjo është thuajse e pamundur pa mure sizmike dhe ramat rezistuese ndaj forcave horizontale, të cilat njihen si sisteme duale. Për objekte të larta, të gjitha forcat horizontale duhet të përballohen nga elementët vertikalë të strukturës, që janë muret sizmike, dhe këto sisteme quhen sisteme me mure mbajtëse. Në vazhdim, do të sqarohet më në detaje këto dy lloje sistemesh.

Rezultatet dhe krahasimi i tyre

Me rastin e rritjes se hapjeve në murin sizmik gjatë ekzekutimit në krahasim me atë të projektuar nuk kemi vërejtur efekte të mëdha në sjelljen e përgjithshme të konstruksionit.

Dallimet janë të vogla dhe sillen si vijon:

- a) Me rritjen e numrit të hapjeve shtangësia fillestare elastike zvogëlohet për 5.5%.
- b) Me rritjen e numrit të hapjeve rezistenca maksimale zvogëlohet për 2.2%.
- c) Me rritjen e numrit të hapjeve duktiliteti global i ramit rritet për 2.0%.
- d) Me rritjen e numrit të hapjeve deformabiliteti rritet për 3.7%.

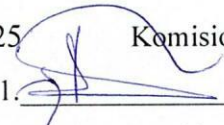
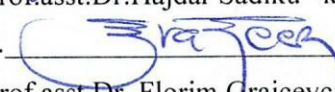
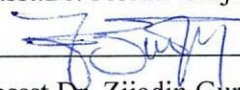
Në rast se gjatë ekzekutimit shtohen hapje në muri, dhe këto hapje janë të njëjta në formë, madhësi dhe simetrike me ato të kateve të tjera, dhe muri armohet me sasi të njëjtë armature siç ishte projektuar, atëherë sjellja e përgjithshme e konstruksionit pritet të jetë pothuajse e njëjtë me atë që është projektuar.

Për shkak të kapacitetit më të lartë të prerjes së murit pa hapje, në shtylla nuk janë formuar çërnjerat plastike, edhe kur në strukturë është formuar mekanizmi i kolapsit. Në krahasim, te muri me hapje, çërnjerat plastike janë formuar edhe në shtylla. Kjo ndodh sepse muri pa hapje ka një rezistencë më të madhe ndaj forcave horizontale, duke bërë që shtyllat të mbeten më pak të ngarkuara në këtë rast.

Duke marrë parasysh se tema me titull: **“SJELLJA REALE E ELEMENTEVE STRUKTUREORE “MURE SIZMIKE” TË NDRYSHUARA NË EKZEKUTIM NGA LLOGARIA STATIKE – TEK OBJEKTET E LARTA (RAST STUDIMORE OBJEKTI 4B+P+23)”** është e rëndësishme në fushën projektimit dhe llogarisë se kapaciteteve të strukturave prej betonit të armuar. Komisioni propozon që punimi i diplomës së kandidatit BSc.Dren Tahiri të i organizohet mbrojtja publike duke respektuar rregulloren e studimeve Master të Universitetit të Prishtinës.

Data e hartimit/nënshkrimit të raportit 20 janar 2025

Komisioni Vlerësues:

1. 
Prof.asst.Dr.Hajdar Sadiku –kryetar/
2. 
Prof.asst.Dr. Florim Grajcevc-mentor/
3. 
Prof.asst.Dr. Zijadin Guri – anëtar/

Pranuar me: 22.01.2021			
Nj org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	136/1	-	-

ABSTRAKT

Sjellja sizmike e objekteve të larta varet nga sistemet rezistente ndaj forcave anësore, ku muret sizmike luajnë rol kyç për shkak të aftësisë së tyre për të siguruar shtangësi, rezistencë dhe duktilitet. Megjithatë, devijimet gjatë ndërtimit, si hapjet shtesë në mure sizmike mund të ndikojnë negativisht në performancën e tyre krahasuar me supozimet fillestare të projektimit. Kjo temë analizon sjelljen reale të mureve sizmike të ekspozuara ndaj këtyre ndryshimeve, duke u fokusuar në ndikimet e tyre në sigurinë strukturore dhe përputhshmërinë me standardet e projektimit.

Muret sizmike janë thelbësore për stabilitetin dhe rezistencën anësore të objekteve të larta, veçanërisht në rajonet me aktivitet të lartë sizmik. Ato u rezistojnë forcave horizontale të gjeneruara gjatë tërmeteve, duke kufizuar deformimet dhe lëkundjet. Përveç transferimit të ngarkesave anësore, muret sizmike mbajnë gjithashtu ngarkesa vertikale, duke kontribuar në qëndrueshmërinë e përgjithshme strukturore të ndërtesave.

Në kuadër të këtij studimi, është analizuar një objekt i lartë (konfigurim: 4B+P+23), i projektuar sipas Eurokodit 8, për të krahasuar sjelljen e mureve sizmike me hapje të projektuara dhe hapje shtesë. Për këtë qëllim, janë kryer analiza të avancuara statike jolineare (pushover) duke përdorur softuerin ETABS, për të vlerësuar parametrat kryesorë si kapaciteti, shtangësia, duktiliteti dhe deformabiliteti i sistemeve strukturore duale.

Metodologjia kërkimore përfshin zhvillimin e modeleve matematikore precize që integrojnë vetitë materiale, gjeometrinë e elementeve dhe kombinimet e ngarkesave të përcaktuara nga Eurokodi. Analizat lineare dhe jolineare të realizuara në ETABS vlerësojnë përgjigjen strukturore, duke identifikuar ndryshimet në qëndrueshmëri, shtangësi, duktilitet dhe deformabilitet për shkak të modifikimeve në muret sizmike. Rezultatet tregojnë se hapjet shtesë shkaktojnë një ulje të shtangësisë dhe qëndrueshmërisë, por gjithashtu rrisin duktilitetin dhe deformabilitetin.

Ky studim ka për qëllim kuptimin e ndikimit të devijimeve gjatë ndërtimit në sjelljen reale sizmike të objekteve të larta.

Fjalë kyçe: Qëndrueshmëri, Shtangësi, Duktilitet, Deformabilitet, Kapacitet, Analizë Jolineare Statike, Kurbat Pushover, Softueri ETABS

Pranuar me: 27.01.2021			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	136/1	-	-

ABSTRACT

The seismic behavior of high-rise structures is significantly influenced by their lateral load-resisting systems, among which shear walls play a critical role due to their ability to provide stiffness, strength, and ductility. However, unintended construction deviations, such as additional openings in shear walls, can alter their performance compared to original design assumptions. This thesis investigates the real performance of shear walls subjected to such changes, focusing on their implications for structural safety and compliance with design standards.

Shear walls are essential for ensuring stability and lateral resistance in high-rise buildings, particularly in earthquake-prone regions. These structural elements counteract forces generated during seismic events, limiting horizontal swaying and deformation. In addition to their primary role in resisting lateral loads, shear walls also support vertical loads, thereby enhancing the overall structural integrity of buildings.

A detailed case study on a high-rise building (configuration: 4B+P+23) designed according to Eurocode 8 is conducted. The study contrasts the behavior of shear walls with intended and unintended openings, employing advanced nonlinear static pushover analyses performed using ETABS software. These analyses evaluate critical parameters such as capacity, stiffness, ductility, and deformability within dual structural systems.

The research methodology includes the development of precise mathematical models that incorporate material properties, geometrical configurations, and Eurocode-defined load combinations. Linear and nonlinear analyses using ETABS software evaluate the structural response, focusing on changes in strength, stiffness, ductility, and deformability due to unintended modifications. Findings indicate that additional openings lead to reductions in stiffness and strength but increase ductility and deformability.

This study enhances understanding of how construction deviations affect seismic resilience in high-rise buildings.

Keywords: Strength, Stiffness, Ductility, Deformability, Capacity, Nonlinear Static Analysis, Pushover Curves, ETABS Software

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DEPARTAMENTI: KONSTRUKTIV

PROGRAMI: MSc KONSTRUKTIV



PUNIMI I DIPLOMËS MASTER

Sjellja reale e elementeve strukturore “Mure sizmike” të ndryshuara në ekzekutim nga llogaria statike – tek objektet e larta (rast studimore objekti 4B+P+23)

Mentori:
Prof. Ass Dr. Florim Grajçevci

Kandidati:
Dren Tahiri

Prishtinë, 2025

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT

DEPARTAMENTI: KONSTRUKTIV

PROGRAMI: MSc KONSTRUKTIV



PUNIMI I DIPLOMËS MASTER

Sjellja reale e elementeve strukurore “Mure sizmike” të ndryshuara në ekzekutim nga llogaria statike – tek objektet e larta (rast studimore objekti 4B+P+23)

Mentori:
Prof. Ass Dr. Florim Grajçevci

Kandidati:
Dren Tahiri

Prishtinë, 2025

ABSTRAKT

Sjellja sizmike e objekteve të larta varet nga sistemet rezistente ndaj forcave anësore, ku muret sizmike luajnë rol kyç për shkak të aftësisë së tyre për të siguruar shtangësi, rezistencë dhe duktilitet. Megjithatë, devijimet gjatë ndërtimit, si hapjet shtesë në mure sizmike mund të ndikojnë negativisht në performancën e tyre krahasuar me supozimet fillestare të projektimit. Kjo temë analizon sjelljen reale të mureve sizmike të ekspozuara ndaj këtyre ndryshimeve, duke u fokusuar në ndikimet e tyre në sigurinë strukturore dhe përputhshmërinë me standardet e projektimit.

Muret sizmike janë thelbësore për stabilitetin dhe rezistencën anësore të objekteve të larta, veçanërisht në rajonet me aktivitet të lartë sizmik. Ato u rezistojnë forcave horizontale të gjeneruara gjatë tërmeteve, duke kufizuar deformimet dhe lëkundjet. Përveç transferimit të ngarkesave anësore, muret sizmike mbajnë gjithashtu ngarkesa vertikale, duke kontribuar në qëndrueshmërinë e përgjithshme strukturore të ndërtesave.

Në kuadër të këtij studimi, është analizuar një objekt i lartë (konfigurim: 4B+P+23), i projektuar sipas Eurokodit 8, për të krahasuar sjelljen e mureve sizmike me hapje të projektuara dhe hapje shtesë. Për këtë qëllim, janë kryer analiza të avancuara statike jolineare (pushover) duke përdorur softuerin ETABS, për të vlerësuar parametrat kryesorë si kapaciteti, shtangësia, duktiliteti dhe deformabiliteti i sistemeve strukturore duale.

Metodologjia kërkimore përfshin zhvillimin e modeleve matematikore precize që integrojnë vetitë materiale, gjeometrinë e elementeve dhe kombinimet e ngarkesave të përcaktuara nga Eurokodi. Analizat lineare dhe jolineare të realizuara në ETABS vlerësojnë përgjigjen strukturore, duke identifikuar ndryshimet në qëndrueshmëri, shtangësi, duktilitet dhe deformabilitet për shkak të modifikimeve në muret sizmike. Rezultatet tregojnë se hapjet shtesë shkaktojnë një ulje të shtangësisë dhe qëndrueshmërisë, por gjithashtu rrisin duktilitetin dhe deformabilitetin.

Ky studim ka për qëllim kuptimin e ndikimit të devijimeve gjatë ndërtimit në sjelljen reale sizmike të objekteve të larta.

Fjalë kyçe: Qëndrueshmëri, Shtangësi, Duktilitet, Deformabilitet, Kapacitet, Analizë Jolineare Statike, Kurbat Pushover, Softueri ETABS

ABSTRACT

The seismic behavior of high-rise structures is significantly influenced by their lateral load-resisting systems, among which shear walls play a critical role due to their ability to provide stiffness, strength, and ductility. However, unintended construction deviations, such as additional openings in shear walls, can alter their performance compared to original design assumptions. This thesis investigates the real performance of shear walls subjected to such changes, focusing on their implications for structural safety and compliance with design standards.

Shear walls are essential for ensuring stability and lateral resistance in high-rise buildings, particularly in earthquake-prone regions. These structural elements counteract forces generated during seismic events, limiting horizontal swaying and deformation. In addition to their primary role in resisting lateral loads, shear walls also support vertical loads, thereby enhancing the overall structural integrity of buildings.

A detailed case study on a high-rise building (configuration: 4B+P+23) designed according to Eurocode 8 is conducted. The study contrasts the behavior of shear walls with intended and unintended openings, employing advanced nonlinear static pushover analyses performed using ETABS software. These analyses evaluate critical parameters such as capacity, stiffness, ductility, and deformability within dual structural systems.

The research methodology includes the development of precise mathematical models that incorporate material properties, geometrical configurations, and Eurocode-defined load combinations. Linear and nonlinear analyses using ETABS software evaluate the structural response, focusing on changes in strength, stiffness, ductility, and deformability due to unintended modifications. Findings indicate that additional openings lead to reductions in stiffness and strength but increase ductility and deformability.

This study enhances understanding of how construction deviations affect seismic resilience in high-rise buildings.

Keywords: Strength, Stiffness, Ductility, Deformability, Capacity, Nonlinear Static Analysis, Pushover Curves, ETABS Software

Përmbajtja

1. HYRJE.....	14
1.1 Të dhëna të përgjithshme.....	14
1.2 Rasti studimor.....	14
1.3 Objektivat e temës	14
1.4 Definimi i problemeve	15
1.5 Metodologjia e hulumtimit	15
2. SJELLJA E KONSTRUKSIONIT NGA VEPRMI I TËRMETIT	16
2.1 Karakteristikat e një tërmeti	16
2.2 Ngarkesa sizmike dhe forca sizmike	17
2.2.1 Ngarkesa sizmike	17
2.2.2 Forca Sizmike	17
2.3 Faktorët që ndikojnë në sjelljen e konstruksionit nga veprimi i tërmetit	18
2.3.1 Shtangësia	18
2.3.2 Rezistenca (Kapaciteti)	22
2.3.3 Duktiliteti	22
2.4 Parimi i pranimit të ngarkesës sizmike	28
2.4.1 Parimi i pranimit të ngarkesës në gjendjen elastike	28
2.4.2 Parimi i pranimit të ngarkesës në stadin jo-elastik	28
2.5 Projektimi sipas Kapaciteteve	37
3. PROJEKTIMI SIZMIK I BAZUAR NË PËRFORMANCË.....	40
3.1 Hyrje.....	40
3.2 Nivelet e përformancës.....	40
3.2.1 Nivelet e përformancës së strukturës (elementeve strukturore)	41
3.2.2 Nivelet e përformancës së elementeve jo-strukturore	43
3.3 Risku sizmik.....	45
3.4 Lidhja ndërmjet riskut sizmik dhe nivelit të përformancës në qasjen e projektimit seizmik.....	46
3.5 Pika e përformancës	46
3.5.1 Faktorët që ndikojnë në përformancën e strukturës	51
3.6 Përformanca e elementeve -përformanca lokale.....	54
4. PROJEKTIMI I STRUKTURAVE SIPAS EC8	60

4.1	Kërkesat e përformancës	60
4.1.1	Parandalim i shkatërrimit	60
4.1.2	Kërkesat e kufizimit të dëmtimeve.....	61
4.2	Filozofia e projektimit sipas kapaciteteve	61
4.3	Parametrat kryesor për kërkesat e parandalim të shkatërrimit.....	62
4.3.1	Faktori i rëndësisë	62
4.3.2	Klasat e duktilitetit	63
5.	MURET SIZMIKE.....	69
5.1	Kuptimi i mureve sizmike.....	69
5.1.1	Çka janë muret sizmike.....	69
5.1.2	Gjeometria dhe rëndësia e saj ne muret sizmike	69
5.2	Muret sizmike ne sistemet konstruktive	72
5.2.1	Sistemet duale	72
5.2.2	Sisteme me mure mbajtëse.....	74
6.	RASTI STUDIMOR.....	79
6.1	Përshkrimi i strukturës.....	79
6.1.1	Gjeometria e konstruksionit	79
6.1.2	Materialet e përdorura për ndërtimin e konstruksionit	81
6.1.3	Ngarkesat ne konstruksion	81
6.1.4	Kombinimi i veprimeve në projektimin e strukturës.....	83
6.2	Subjekti i analizës dhe qëllimi i analizës.....	83
6.3	Analizat sizmike.....	88
6.3.1	Analiza Lineare (Projektimi i Strukturave).....	88
6.3.2	Analiza Jolineare – Statike “PushOver” (Për Vlerësim)	89
6.3.3	Kërkesa	91
6.3.4	Pika e përformancës	91
6.4	Procedurat e analizës Pushover në ETABS.....	95
7.	REZULTATET DHE DISKUTIMET	96
7.1	Vlerësimi i sjelljes reale të murit sizmik.....	96
	PËRFUNDIMET	109
	REFERENCAT	112

LISTA E FIGURAVE

Figura 2.1. Spektër tipik elastik i shpejtimit për rastin për shuarje viskoze $\zeta= 5\%$	17
Figura 2.2. Një rast i analizuar i konzollës vertikale.....	19
Figura 2.3. Paraqitja grafike e shtangësisë së strukturës.....	20
Figura 2.4. Paraqitja grafike e rritjes së shtangësisë së ramit me rastin e rritjes së lartësisë së traut... 21	
Figura 2.5. Paraqitja grafike e kapacitetit	22
Figura 2.6. Paraqitja grafike e Duktilitetit të strukturës.....	23
Figura 2.7 Duktiliteti i materialit	24
Figura 2.8 Definimi i kurbaturës së duktilitetit.....	25
Figura 2.9 Duktiliteti i rrotullimit. (a) Diagrami i momenteve në pikën e rrjedhjes dhe afër kolapsit, (b) diagrami i kurbaturës në pikën e rrjedhjes dhe (c) diagrami i kurbaturës afër kolapsit	26
Figura 2.10 Marrëdhënia midis duktilitetit lokal $\mu\theta$ dhe duktilitetit global μu për një mur konzollë nga betoni i armuar	27
Figura 2.11 Marrëdhënia midis duktilitetit lokal $\mu\theta$ dhe duktilitetit global μu për një ram.....	28
Figura 2.12 Diagrami Moment-Kurbaturë të një prerje tipike te elementit vijore nga Betoni i Armuar të ngarkuar në përkulje.....	29
Figura 2.13 Mënyrat për të rritur aftësinë e strukturës për të përballuar ngarkesën sizmike: a) me rritjen e shtangësisë, b) me rritjen e duktilitetit, c) me rritjen e aftësisë mbajtëse, dhe d) kombinimin e të tre parametrave.....	30
Figura 2.14 Reagimi i strukturës nga veprimi i tërmetit	31
Figura 2.15 Lakorja e histerezës	32
Figura 2.16 Pranimi i ngarkesës sizmike	32
Figura 2.17 Formimi i çërnjerës plastike tek nyja shtyllë-tra. Marrë nga (https://ocw.tudelft.nl/course-lectures/7-1-concrete-structures/?course_id=19357)	34
Figura 2.18 Formimi i çërnjerave plastike në sequenca.....	34
Figura 2.19 Formimi i çërnjerave plastike njëkohësisht	35
Figura 2.20 Mekanizmi i katit.....	36
Figura 2.21. Diagrami i momentit të përkuljes, shpërndarja e kurbaturës dhe gjatësia e çërnjerës plastike në një shtyllë konzollë.	36
Figura 2.22 Duktiliteti i një zinxhiri me unaza të brishta dhe duktile.....	38
Figura 3.1. Diagrami forcë – zhvendosje (kurba e kapacitetit) që tregon nivelet e performancës sizmike të një strukture të thjeshtë.....	41
Figura 3.2 Pika e performancës.....	47
Figura 3.3 – Rast kur nuk arrihet të formohet pika e performancës.....	51
Figura 3.4 – Rast kur nuk arrihet performancës e kërkuar.....	51
Figura 3.5 – Ndikimi i shtangësisë në performancën e strukturës	52
Figura 3.6 – Ndikimi i aftësisë mbajtëse në performancën e strukturës	53
Figura 3.7 – Ndikimi i duktilitetit në performancën e strukturës.....	53
Figura 3.8 – Ndikimi i kombinimit të shtangësisë dhe aftësisë mbajtëse në performancën e strukturës	54
Figura 3.9 Elementet horizontale dhe vertikale të strukturës.....	54
Figura 3.10. Mënyrat e dështimit të traut nga ngarkimi ciklik. Marrë nga(https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509521002229)	56
Figura 3.11. Histereza për prerjen tërthore të një trau konzollë dhe envelope përfaqësuese e ngarkimit ciklik	56
Figura 3.12. Lakoret e përgjithshme forcë-deformim.....	57

Figura 3.13. Nivelet e synuara të performancës së ndërtesës dhe kriteret e pranueshmërisë për deformimet për elementet primare dhe sekondare në secilin nivel të performancës	58
Figura 4.1 Paraqitja grafike e kapacitetit aktual dhe të idealizuar	64
Figura 4.2 Kapaciteti i projektuar i strukturës	65
Figura 4.3 Kapaciteti aktual i strukturës dhe mbikapaciteti.....	66
Figura 4.4 Përcaktimi i raportit α_u/α_1 nga analiza pushover	68
Figura 5.1 Format e ndryshme të prerjes tërthore të mureve sizmike.....	69
Figura 5.2. Forma e dëshirueshme e vendosjes së mureve në plan.....	70
Figura 5.3. Forma e padëshirueshme e vendosjes së mureve në plan.....	70
Figura 5.4. a) Forma e padëshirueshme e reduktimit të shtangësisë së mureve në lartësi, b) Forma e dëshirueshme e reduktimit të shtangësisë së mureve në lartësi	71
Figura 5.5. Trajtimi i murit në formë të prerjes tërthore U si: a) njësi integrale, b) si elemente të ndara ortogonale	72
Figura 5.6 Forma e deformimeve në rama, mure dhe në sistemin dual si pasojë e veprimit të forcave horizontale.....	73
Figura 5.7 Interaksioni ndërmjet ramit dhe murit sizmik tek sistemi dual në ngarkim horizontal	73
Figura 5.8 Renditja e mureve tek rasti i hoteleve.....	74
Figura 5.9 a) një nga format e mureve të çiftuara dhe b) forma e shuarjes së energjisë sizmike	75
Figura 5.10 Vend krijimi i absorbimit të energjisë sizmike.....	76
Figura 5.11 a) Deformimi i mureve simetrike të çiftuara, b) deformimi i traut të çiftuar.....	76
Figura 5.12 Testimi i mostrës së traut të çiftuar me qëllim të tregohet sjellja e saj a) Pamja përballë, b) Pamja nga lart, c) Diagrami i momentit përkulës d) Diagrami i forcës prerëse, e) Deformimet.....	77
Figura 5.13 Armimi i traut të çiftuar si tra i zakonshëm.....	78
Figura 5.14 Armimi i traut të çiftuar me armaturë në diagonale për pranimin e forcave prerëse.....	78
Figura 5.15 Formimi i çernjerës plastike nga forcat prerëse dhe nga përkulja (foto marrë nga: https://www.ideastatica.com/blog/coupling-beams-and-idea-statica)	78
Figura 6.1 a) Hapjet sipas projektit në murin sizmik, b) Hapjet shpeshë gjatë ekzekutimit.....	80
Figura 6.2 Dimensionet e hapjeve tipike të muri sizmik	81
Figura 6.3 Spektri i reagimit elastik dhe projektues	82
Figura 6.4 Aksi dhe plan pozicionimi i elementeve të ramit	83
Figura 6.5 Rami me murin me hapje të projektuara.....	84
Figura 6.6 Rami me murin me hapje shpeshë.....	85
Figura 6.7 Prerja A-A e ramit	86
Figura 6.8 Detajet e armimit të ramit.....	86
Figura 6.9 Detaji i armimit të murit të trajtuar	86
Figura 6.10 Detaji i armimit të traut	87
Figura 6.11 Detali i armimit të murit pa hapje.....	87
Figura 6.12 Metodatat e analizës së strukturave sipas EC8.....	88
Figura 6.13 Format e mundshme të ngarkimit dhe formimi i mekanizmit të kolapsit.....	90
Figura 6.14 Kapaciteti i strukturës – “kurba pushover”.....	91
Figura 6.15 Spektri tipik elastik i përshpejtimit S_{ae} dhe spektri i zhvendosjes S_{de} për 5% shuarje, të normalizuar në një përshpejtim maksimal të tokës prej 1.0 g.....	92
Figura 6.16 Spektrat e kërkesës për duktilitete konstante në formatin ADRS, të normalizuar në një përshpejtim maksimal të tokës prej 1.0 g.....	93
Figura 6.17 Kurba “Pushover” paraqet kapacitetin e strukturës. Shkallëzimet e ndryshme paraqesin: D_t , që është zhvendosja në çati dhe V , forca në bazë e sistemit me shumë shkalle lirie MDOF, ndërsa forca F^* dhe zhvendosja D^* i përkasin sistemit me një shkallë lirie SDOF.....	94
Figura 6.18 Spektrat e kërkesës elastike dhe inelastike krahasuar me diagramin e kapacitetit	94

Figura 7.1 Kufijtë e deformimit të elementeve	96
Figura 7.2 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramën me murin me hapjet e projektuara	97
Figura 7.3 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramën me murin me hapjet shpërndarë.....	98
Figura 7.4 Diagramet forcë – zhvendosje e ramave në mes të murit me hapje të projektuara dhe atij me hapje shpërndarë	99
Figura 7.5 Diagrami sforcim – deformim i fibrës së shprehur të tërhequr të murit; 1. Muri me hapje të projektuara; 2. Muri me hapje shpërndarë	101
Figura 7.6 Sjellja e ramit në rastin me hapje të projektuara dhe me hapje shpërndarë kur në ramë vepron forca bazë pothuajse e barabartë	102
Figura 7.7 Diagramet forcë – zhvendosje e ramave në mes të murit me hapje dhe atij pa hapje	103
Figura 7.8 Krahasimi i kapaciteteve të prerjeve tërheqëse të mureve	104
Figura 7.9 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramën me murin pa hapje.....	105
Figura 7.10 Diagramet forcë – zhvendosje të ramave të analizuar	106
Figura 7.11 Krahasimi i përqindjes së hapjeve në murin sizmik: Muri me hapje të projektuara dhe muri me hapje shpërndarë.....	107
Figura 7.12 Zvogëlimi i shtangësisë elastike në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shpërndarë, krahasuar me murin pa hapje.	107
Figura 7.13 Zvogëlimi i rezistencës maksimale në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shpërndarë, krahasuar me murin pa hapje	107
Figura 7.14 Rritja e duktilitetit global në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shpërndarë, krahasuar me murin pa hapje.....	108
Figura 7.15 Rritja e deformabilitetit në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shpërndarë, krahasuar me murin pa hapje.....	108
Figura R.1 Paraqitja në prerje e përforcimit të hapjeve me profile metalike	110
Figura R.2 Paraqitja në bazë e përforcimit të hapjeve me profile metalike	110
Figura R.3 Detalet e përforcimit të hapjeve me profile metalike.....	111

LISTA E TABELAVE

Tabela 1. Kontrolli i dëmtimeve dhe nivelet e performancës së strukturave (FEMA-273, 1997).....	48
Tabela 2. Përshkrimi i dëmtimit të elementeve të strukturës së Betonit të Armuar për nivele specifike të performancës (Pira, 2021)	49
Tabela 3. Përshkrimi i dëmtimit të elementeve të strukturës së BA për nivele specifike të performancës (vazhdim); (Pira, 2021)	50
Tabela 4. Shembuj të mundshëm të veprimeve tek elementet në rastet e kontrolluara nga deformimi dhe forca	58
Tabela 5. Kriteret për performancë lokale (FEMA-356, 2000)	59
Tabela 6. Klasa e rëndësisë dhe vlerat e rekomanduara për faktorin e rëndësie.....	62
Tabela 7. Vlerat bazë të faktorit të sjelljes q_0 për struktura të rregullta në lartësi (EC8, Table 5.1)....	67
Tabela 8 Vlerat e përafërta të raportit a_u/a_1 për struktura të rregullta në plan.....	68
Tabela 9 Parametrat që përshkruajnë spektrin elastik për tipin C të truallit	82
Tabela 10 Sipërfaqja e armaturës tek muri me hapje të projektuar sipas detalit në figurën 6.9	87
Tabela 11 Sipërfaqja e armaturës tek muri pa hapje me detalin e paraqitur në figurën 6.11	87
Tabela 12 Leximi i deformimeve në çernjera	99
Tabela 13 Shtangësia fillestare elastike e ramave.....	99
Tabela 14 Rezistenca maksimale e ramave.....	99
Tabela 15 Duktiliteti global i ramave	100
Tabela 16 Deformabiliteti i ramave	100

Tabela 17 Shtangësia fillestare elastike e ramave.....	104
Tabela 18 Rezistenca maksimale e ramave.....	104
Tabela 19 Duktiliteti i global i ramave	104
Tabela 20 Deformabiliteti i ramave	104
Tabela 29 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri me hapje të projektuara në formë tabelare	116
Tabela 30 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri me hapje shtesë në formë tabelare.....	117
Tabela 31 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri pa në formë tabelare.....	118

SIMBOLET DHE NOMENKLATURA

A_{plas}	-	Shpejtimi në momentin e rrjedhjes së sistemit
A_e	-	Shpejtimi i strukturës për reagim elastik
$M_{\text{rrje.shtylles}}$	-	Momenti përballues i shtylles ne rrjedhje
$M_{\text{kuf.shtllës}}$	-	Momenti përballues i trarëve në shkatërrim
M_{Ed}	-	Momenti projektues
M_{Rd}	-	Momenti përballues
k	-	Shtangësia e sistemit, elementit apo nyjës
P	-	Forca koncentrike në nyje, element apo sistem
D	-	Zhvendosja e sistemit, elementit apo nyjës
D_y^*	-	Zhvendosja e sistemit ekuivalente për sistemin me një shkallë lirie
D_y	-	Deformimi në fazën kur sistemi kalon në rrjedhje
F	-	Forca koncentrike në nyje, element apo sistem
u	-	Zhvendosja e sistemit, elementit apo nyjës
ω_0	-	Frekuenca natyrore e sistemit
ω	-	Frekuecna e bazamentit
m	-	Masa e sistemit
u'' objektit	-	Shpejtimi i strukturës në një pikë se bashku me bazament
u objektit	-	Zhvendosja e strukturës në një pikë gjatë veprimit të tërmetit së bashku me bazament
$u_{\text{bazamenti}}$	-	Zhvendosja e bazamentit gjatë veprimit të tërmetit
u'' relative	-	Shpejtimi i strukturës në një pikë
u_{relative}	-	Zhvendosja e strukturës në një pikë gjatë veprimit të tërmetit pa e marrë parasysh zhvendosjen e bazamentit
U_{dinamike}	-	Zhvendosjet nga veprimi dinamik
U_{statike}	-	Zhvendosjet nën ngarkesa statike
u_0	-	Zhvendosjet nën ngarkesa statike
u'	-	Shpejtësia e strukturës relative
ζ	-	Koeficient i shuarjes
c	-	Shuarja
C_{rrjedhje}	-	Kurbatura në pikën e rrjedhjes
C_{kufitare}	-	Kurbatura në pikën e thyerjes
$C_e S_k$	-	Koeficient të formës së terrenit dhe lartësis për llogaritjen e ngarkesës së borës
C_{DIR}	-	Koeficient i drejtimit të erës
C_{TEM}	-	Koeficient i temperaturës për llogaritje të ngarkesës së erës
C_{ALT}	-	Koeficienti i lartësis për llogaritje të erës
M	-	Momenti
c	-	Rrotullimi i prerjes nën përkulje
Φ_{kufitare}	-	Deformimi(kurbatura)maksimal në pikën e këputjes
Φ_{rrjedhje}	-	Deformimi(kurbatura)në pikën e rrjedhjes
μ_{Φ}	-	Koeficient i duktilitetit
μ	-	Duktiliteti
ϵ_{cu}	-	Deformimet në thyerje
ϵ_{c2}	-	Deformimet e betonit për të cilat shfrytëzohet kapaciteti i tij maksimal
E_{cm}	-	Moduli i elasticitetit për beton
E_s	-	Moduli i elasticitetit për celikun
G_b	-	Modulu tangjencial

G_s	-	Modul tangjencial për celikun
f_{cc}	-	Rezistenca maksimale e elementit nga betoni në shtypje
f_{cm}	-	Rezistenca mesatare e elementit nga betoni në shtypje
s	-	sekondat e një periode
a_g	-	Shpejtimi i gravitetit
S_e	-	Reagimi elastik i sistemit
S_d	-	Zhvendosjet e sistemit në grafikun e spektrit
S_{ae}	-	Shpejtimi në fazën elastike për strukturën në spektrin e reagimit
S_{ay}	-	Shpejtimi në fazën joelastike për strukturën në spektrin e reagimit
$S_d(T_1)$	-	Vlera e spektrit të projektimit për periodën bazë
q	-	Faktori i sjelljes
F_e	-	Forca maksimale sizmike për të cilën objekti ka sjellje elastike
F_d	-	Forca maksimale sizmike për të cilën objekti është projektuar, forca sizmike e pjestuar me faktorin e sjelljes
F_y	-	Forca në bazë në rrjedhje të strukturës
F_1	-	Forca në bazë e cila shkakton nujën me rrjedhjen e parë në sistem
f_e	-	Rezistenca elastike e sistemit
f_y	-	Rezistenca në rrjedhje e sistemit
F_b	-	Forca në bazë nga tërmeti
F_y^*	-	Forca në bazë në rrjedhje për sistemin ekuivalent për sistemin e me një shkallë lirie
R	-	Faktori reduktues, faktori i cili merr parasysh reagimin joelastik dhe përthithjen e energjis së tërmetit nga ragimi jo elastik i strukturës
R_μ	-	Faktori i duktilitetit
R_ρ	-	Faktori i rezervave/mjaftueshmëris në rrugën e përcjelljes së ngarkesave nga sistemi
R_Ω	-	Faktori i cili merr parasysh vetit më të mira të materialeve dhe të elementeve
R_ξ	-	Faktori i shuarjes
q_0	-	faktorit i sjelljes bazë
α_u	-	shumëzues i cili merr parasysh forcën e cila zhvillon mekanizmin e dështimit për sistemin
α_1	-	shumëzues i cili merr parasysh forcën e cila zhvillon shërnierën e parë plastike për sistemin
λ	-	Faktor korrektues
T^*	-	Perioda e ekuivalente e sistemit me një shkallë lirie
ULS	-	Gjendja kufitare e mbajtëse
SLS	-	Gjendja kufitare mbajtëse
f_y	-	Rezistenca në rrjedhje e celikut për armim
f_{ck}	-	Rez. Karakteristike e betonit
ν	-	koeficienti i poasonit për betonin
γ_I	-	Kategoria e rëndësis për strukturës sipas eurokodit 8

1. HYRJE

1.1 Të dhëna të përgjithshme

Një nga problemet më të mëdha natyrore që mund të çojë në humbje jete dhe, njëkohësisht, në shkatërrimin e pronave është tërmeti. Tërmeti është një fenomen që liron një sasi të madhe energjie përmes tokës në një kohë të shkurtër; ndërtesat e projektuara kundër tërmeteve duhet të kenë rezistencë të mjaftueshme, shtangësi dhe sjellje duktile gjatë kohës së veprimit të tërmetit.

Sjellja e strukturave të larta nën veprimin e ngarkesave sizmike është një aspekt thelbësor i projektimit të tyre, sidomos në rajonet me aktivitet të lartë sizmik. Për të garantuar sigurinë dhe performancën e duhur të ndërtesave, është e domosdoshme që elementët kryesorë strukture, si muret sizmike, të projektohen dhe të ekzekutohen me përpikëri.

Në praktikën e ndërtimit, shpesh ndodhin ndryshime të paqëllimshme që nuk përputhen me supozimet fillestare të projektimit. Këto ndryshime mund të kenë pasoja të konsiderueshme në shtangësinë, kapacitetin mbajtës dhe duktilitetin e strukturës, duke rrezikuar sigurinë e saj në rast të tërmeteve të forta. Tema e këtij studimi adreson këto problematika duke analizuar ndikimet e devijimeve të tilla në sjelljen sizmike të një objekti të lartë.

Në këtë kuadër, puna përfshin analizën e një objekti konkret të projektuar sipas Eurokodit 8 dhe realizimin e simulimeve në ETABS për të vlerësuar ndikimin e hapjeve të projektuara dhe atyre të shtesë në performancën strukture.

1.2 Rasti studimor

Rasti studimor fokusohet në një ndërtesë të lartë me konfigurim 4B+P+23, e projektuar sipas standardeve të Eurokodit 8 për veprime sizmike. Ndërtesa përbëhet nga një sistem dual strukturor që kombinon mure sizmike dhe elemente të ramit për të përballuar ngarkesat horizontale dhe vertikale. Për qëllimet e këtij hulumtimi, ndërtesa është modeluar për të vlerësuar sjelljen e mureve sizmike me hapje të projektuara dhe hapje shtesë të paqëllimshme, të paraqitura gjatë ekzekutimit të ndërtimit.

Studimi synon të analizojë ndikimet që këto ndryshime kanë në performancën sizmike të strukturës. Hapjet e paplanifikuara krijojnë dobësi në muret sizmike, duke ndikuar në shtangësinë, rezistencën dhe duktilitetin e tyre. Përmes analizave në ETABS, janë shqyrtuar sjellja elastike dhe jo-elastike e strukturës, si dhe mekanizmat e dështimit të mundshëm

1.3 Objektivat e temës

Qëllimi kryesor i kësaj teme është të vlerësojë ndikimin e hapjeve të paqëllimshme në muret sizmike të ndërtesave të larta dhe të ofrojë zgjidhje praktike për përmirësimin e performancës strukture. Kjo përfshin një analizë të detajuar të parametrave kryesorë si shtangësia, rezistenca, duktiliteti dhe deformabiliteti në prani të këtyre ndryshimeve.

1.4 Definimi i problemeve

Një nga problemet kryesore të trajtuara në këtë studim është mospërputhja midis projektimit teorik dhe ndërtimit praktik, e cila shpesh çon në modifikime të paqëllimshme në elementet strukturore. Këto ndryshime, të tilla si hapjet shtesë në muret sizmike, ndikojnë drejtpërdrejt në performancën sizmike të strukturës, duke ulur shtangësinë dhe rezistencën e saj.

Një tjetër problem i rëndësishëm është rreziku i dështimeve lokale dhe globale për shkak të kapacitetit të zvogëluar të mureve sizmike dhe ndikimi i këtyre ndryshimeve në mekanizmat e përgjithshëm të deformimit. Pa analiza dhe vlerësime të sakta të këtyre modifikimeve, ndërtimet mund të jenë të cenueshme ndaj dëmtimeve gjatë tërmeteve, duke rrezikuar sigurinë dhe integritetin strukturor të ndërtesave

1.5 Metodologjia e hulumtimit

Metodologjia e këtij hulumtimi bazohet në një kombinim të analizës teorike dhe praktike për të vlerësuar sjelljen e strukturave me mure sizmike ndaj ngarkesave sizmike. Fillimisht, janë mbledhur të dhënat teorike dhe teknike për muret sizmike, përfshirë karakteristikat e tyre strukturore, ndikimin e hapjeve dhe rolin e tyre në sigurimin e shtangësisë, rezistencës dhe duktilitetit të ndërtesave.

Faza e parë përfshin ndërtimin e modeleve matematikore të strukturës, duke përdorur të dhënat e materialeve, gjeometrisë dhe ngarkesave sipas kërkesave të EC 8. Modelet e analizuara marrin të dyja rastet, atë me hapje të projektuara dhe atë me hapje të shtesë, për të vlerësuar ndikimin e ndryshimeve gjatë ndërtimit.

Analiza kryesore është realizuar duke përdorur softuerin ETABS, ku janë zbatuar analiza lineare dhe jolineare. Analiza pushover jolineare është përdorur për të identifikuar sjelljen e strukturës nën ngarkesa ekstreme, me fokus te shtangësia, rezistenca, duktiliteti dhe deformabiliteti.

2. SJELLJA E KONSTRUKSIONIT NGA VEPRMI I TËRMETIT

2.1 Karakteristikat e një tërmeti

Karakteristikat e tërmetit maten me instrumente që regjistrojnë lëvizjet dhe valët sizmike mbështeten në parimin e lavjerrësit fizik. Ata ndahen në dy kategori kryesore:

- *Sizmografë*, të cilët regjistrojnë zhvendosjen e truallit si një funksion të kohës
- *Akselografët*, të cilët regjistrojnë shpejtimin e truallit si në funksion të kohës

Kemi dy metoda bazike përmes të cilave masim një tërmet (Lubkowski, 2017):

- Metoda e intensitetit
- Metoda me magnitudë

Këto dy metoda dallojnë nga njëra-tjetra sepse përfshijnë të dhëna të ndryshme.

Metoda me intensitet matë pasojat e shkaktuara nga një tërmet duke vlerësuar efektet në njerëz, strukturë dhe ambient. Intensitetin e shënojmë me një numër romak dhe përdorim një shkallë me 12 shkallë.

Magnituda matë energjinë e cila çlirohet gjatë një tërmeti. Kjo energji lirohet në formën e valëve goditëse dhe të njëjtat regjistrohen nga matësit e tërmeteve (seismometers).

Këto dy metoda paraqesin karakteristikat e përgjithshme të një tërmeti. Për çështje të inxhinierisë së konstruksioneve, për projektim vlerësim etj., përdoret karakteristika e njohur si PGA (Peak Ground Acceleration) ose shpejtimi maksimal i truallit. PGA më shumë është një parametër i nxjerrë nga matjet e karakteristikave të tërmetit. Ky parametër përdoret në kode të ndryshme të projektimit sizmike, përfshi edhe Eurokodet dhe përdoret si një parametër kryesor hyrës për projektim. Edhe në hartat e riskut sizmik PGA paraqitet si indikator kryesor i definimit të riskut sizmik të një zone.

Një veprim sizmik/tërmeti ka këto karakteristika thelbësore përmes të cilave bëhet projektimi i strukturës:

- Frekuenca e valëve të tërmetit në sipërfaqën e tokës dhe në tabanin shkëmbor
- Shpejtimi i tokës dhe
- Kohëzgjatja e tërmetit

Sa me larg qendrës së goditjes intensiteti më i vogël. Ka shkallë të ndryshme të intensitetit si p.sh. Modified Mercalli (MM), Medvedev–Sponheuer–Karnik (MSK) dhe European Macroseismic Scale (EMS). (Lubkowski, 2017)

2.2 Ngarkesa sizmike dhe forca sizmike

2.2.1 Ngarkesa sizmike

Me rastin e veprimit të tërmetit, lirohet një energji e cila shpërndahet përmes valëve, të cilat pastaj lëvizin truallin, duke shkaktuar lëkundje të objektit. Në varësi nga karakteristikat e tërmetit dhe objektit, lëkundjet mund të jenë të mëdha apo të vogla.

Këto lëkundje të trullit shkaktojnë edhe lëkundje të objektit, të cilat lëkundje mund të zgjasin disa sekonda ose në raste të rralla disa minuta. Pasi çdo objekt ka forcën e vet shuarse, pas përfundimit të tërmetit, objekti ndalet së lëkunduri. Gjatë procesit të lëkundjes së objektit në strukturë, si rezultat i masës së objektit dhe inercionit të strukturës, struktura ngarkohet në mënyra të ndryshme dhe kjo formë e ngarkesës quhet Ngarkesa Sizmike. Pasi çdo objekt ka karakteristika të ndryshme dhe çdo tërmet që vepron ka karakteristika të ndryshme, secili objekt ngarkohet në mënyra të ndryshme për çdo tërmet të ndryshëm.

Si rezultat i tërmetit struktura do të pësoj deformime, ku pastaj si rezultat i deformimeve lindin ndikimet (forcat) e brendshme.

2.2.2 Forca Sizmike

Forca Sizmike nuk paraqet ngarkesën reale që do të veprojë në objekt në rast të tërmetit, por është një parametër fizik (Forcë) që përvetësohet si një ngarkesë fiktive në objekt për një spektër (grumbull) të tërmeteve të supozuara.

Për caktimin e forcës sizmike, përveç shtangësisë së strukturës dhe karakteristikave të trullit, një nga parametrat kryesorë që ndikon është shpejtimi maksimal i trullit. Nëse të gjithë tërmetet e paraqitura në figurën 2.1 kanë të njëjtin shpejtësi të trullit (PGA), atëherë të gjitha këto tërmete do të përkufizoheshin me një ngarkesë të vetme të njëjtë. Ky përkufizim nuk është i drejtë dhe nuk është real, por kjo është metoda standarde e projektimit të objekteve. (Pira, 2021)

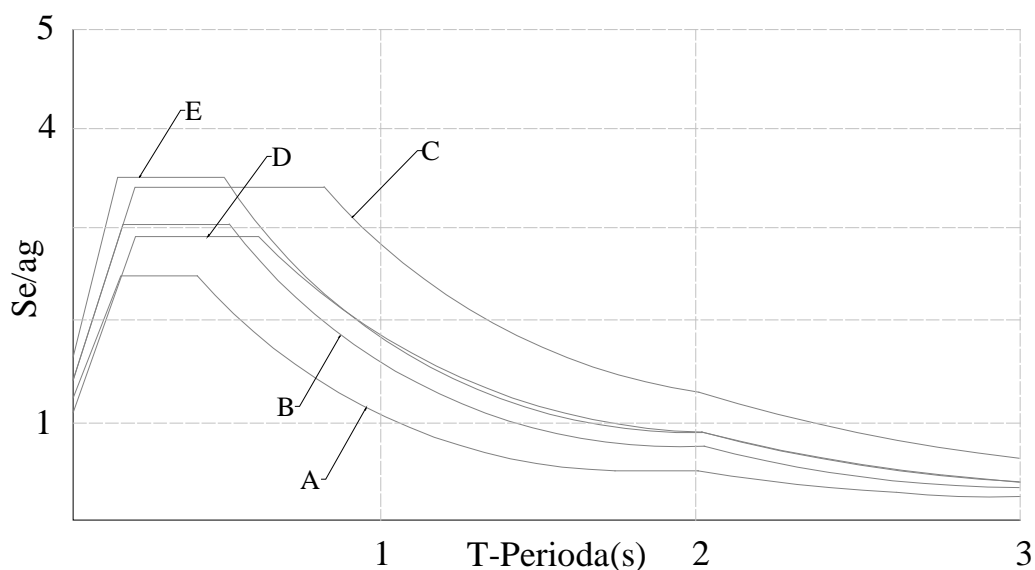


Figura 2.1. Spektër tipik elastik i shpejtimit për rastin për shuarje viskoze $\zeta=5\%$

Po qe se një konstruksion i ndërtuar mbi një truall do të ekspozohet ndaj ndikimit të tërmeteve të paraqitura në figurën 2.1, sjellja e kësaj strukture do të ishte ndryshe nën secilin tërmet. Kjo është pasi ky lloj konstruksioni për çështje projektimi do të përcaktohet me forcë të njëjtë për të gjitha tërmetet. Ky është një fakt i rëndësishëm që duhet të kuptohet për projektimin adekuat të strukturave.

Kështu, duhet të kuptohet se përvetësimi i Forcës Sizmike është i përafërt dhe si i tillë nuk duhet të merret si absolut, por si një parametër hyrës në llogaritje. Analiza bazuar në forcë sizmike duhet të shërbejë për të kuptuar disa parametra, në bazë të cilëve parametra projektuesi mund të ketë një indikacion për sjelljen e mundshme të strukturës nën veprimin e një tërmeti.

Caktimi i Forcës Sizmike

Për caktimin e Forcës Sizmike, përveç PGA, duhet të merren parasysh shtangësia e strukturës e shprehur përmes Periodës Vetjake të Lëkundjeve, si dhe karakteristikat e tokës ku është fonduar objekti. Përcaktimi i Forcës Sizmike bëhet përmes Spektrit të Reagimit.

Spektri i reagimit është një lakore në funksion të kohës dhe shpejtimit, e cila paraqet shpejtimin e strukturës nën veprimin e një spektri të gjerë të tërmeteve. Qëllimi i kësaj lakore është të tentohet të përmbledhë numër më të madh të tërmeteve të pritshme dhe të merret parasysh ndikimi i tyre për llogaritjen e forcës sizmike. Faktorët që ndikojnë në përcaktimin e kësaj lakore janë masa, shtangësia, si dhe karakteristikat e truallit.

Në Eurocode-in 8 janë specifikuar 5 lloje të ndryshme të trolit për të cilat është ndërtuar nga një Spektër i veçantë, nga trolli me fortësi më të lartë (A) deri tek trolli më i butë/dobët (E) figura 2.1.

Këto lloje të trolit grupojë shumicën e llojeve të trojeve që i gjejmë në përditshmëri.

Ky Spektër ndërtohet për sjelle elastike të sistemit për vlerën 5% të shuarjes viskoze.

Në varësi të llojit të materialit që përdoret për struktura vlera e shuarjes viskoze është e ndryshme dhe për projektim vlera përkatëse duhet të përdoret. Në vazhdim janë paraqitur vlerat e shuarjes viskoze të disa materialeve dhe sistemeve strukturore që aplikohen në ndërtimtari:

- o $\zeta=0.05-0.01$ Struktura të betonit të armuar dhe të çelikut
- o $\zeta=0.10-0.16$ Struktura të betonit të armuar më mure shtanguese
- o $\zeta=0.12-0.17$ Struktura të parafabrikuara, struktura me mure mbajtëse, struktura masive të përforcuara
- o $\zeta=0.15-0.50$ Struktura të drurit

2.3 Faktorët që ndikojnë në sjelljen e konstruksionit nga veprimi i tërmetit

Parametrat më të rëndësishëm që përshkruajnë sjelljen e strukturave dhe themeleve të tyre kur i nënshtrohen tërmeteve janë shtangësia, rezistenca (ose kapaciteti) dhe duktiliteti.

2.3.1 Shtangësia

Shtangësia është rezistenca e strukturës ndaj deformimit, kur në strukturë vepron forcave të jashtme. Mund të thuhet se shtangësia është një forcë që lind nga zhvendosja e njësi.

Për të kuptuar më mirë shtangësinë e një elementi, le të marrim një rast konkret të një elementi homogjen vertikal. Shtangësia e këtij elementi varet nga disa faktorë, përfshirë:

- Gjeometrinë e elementit, duke përfshirë prerjen e tij tërthore dhe momentin e inercisë (I),
- Llojin e materialit që përdoret për element, përfshirë modulin e elasticitetit të materialit (E)
- Gjatësinë e elementit (L)
- Kushtet konturore të elementit

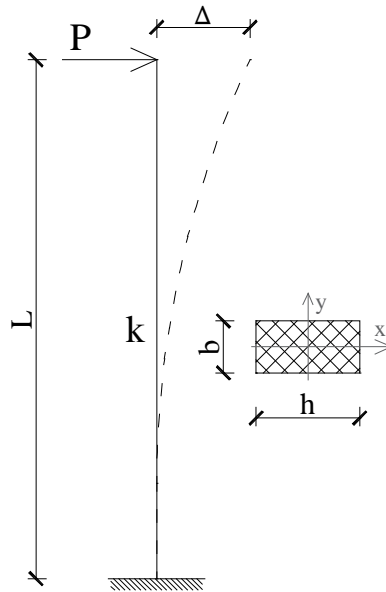


Figura 2.2. Një rast i analizuar i konzollës vertikale

Shprehja për llogaritjen e shtangësisë në drejtimin e veprimit të forcës, për një konzollë:

$$k = \frac{3EI}{L^3} \quad (1)$$

Nga analiza e ekuacionit (1) dhe figura 2.2, duke krahasuar disa raste të thjeshta, mund të arrijmë në disa konkluzione.

1. Paraqitja grafike së një elementi, me kushte konturore si në figurën 2.2, dhe nga ekuacioni (1) vërejmë se me rritjen e gjatësisë së elementit, shtangësia e tij zvogëlohet. Për shembull, kur krahasojmë një element me gjatësi $L=3.5\text{m}$ me një tjetër $L=2.5\text{m}$, vërehet se me rritjen e lartësisë kemi një zvogëlim të shtangësisë prej 64%.
2. Forma e prerjes tërthore ka ndikim të drejtpërdrejtë në shtangësi. Për shembull, momenti i inercisë (I) për një prerje tërthore me dimensione $25 \times 25\text{cm}$ është $I=32552.08\text{cm}^4$. Nëse e rrisim vetëm lartësinë e prerjes (h) për 15cm , atëherë për një prerje me dimensione $25 \times 40\text{cm}$, momenti i inercisë është $I=133333.33\text{cm}^4$. Edhe pse kemi rritur lartësinë h vetëm për 38%, kemi arritur të rrisim shtangësinë për 76%.
3. Me rritjen e cilësisë së materialit, shtangësia e prerjes tërthore gjithashtu rritet, pasi moduli i elasticitetit është një parametër fizik i materialit. Për shembull, duke përmirësuar cilësinë e betonit nga klasa C25 në klasën C30, moduli i elasticitetit dhe, rrjedhimisht, shtangësia rriten për 3.33%. Kjo rritje nuk është shumë e madhe në

krahasim me dy parametrat e tjerë, por ende është një faktor që mund të ketë ndikim të përgjithshëm në sjelljen e strukturave.

4. Kushtet konturore kanë ndikim në shtangësi. Rasti në Figura 2.2, është një konzollë, dhe ekuacioni (1) përcakton shtangësinë për këtë element. Për raste të ndryshme të kushteve konturore, inkastrimi në dy anët, apo inkastrimi në një anë dhe në anën tjetër çërnjerë, ka shprehje të përshtatshme për caktimin e shtangësisë së elementit.
5. Ka raste kur lloji i mbështetësit nuk është ideal, si në figurën 2.2 ku është marrë shembulli i inkastrimit të plotë apo i idealizuar. Ndodhin situata kur inkastrimi nuk është i plotë, ku një element nuk është plotësisht i inkastruar në elementin tjetër, si shtylla për themelin apo trau për shtyllën, duke shkaktuar një shkallë të reduktuar të inkastrimit. Ky reduktim i shkallës së inkastrimit çon në rritjen e zhvendosjes së elementit dhe zvogëlimin e shtangësisë së tij, duke shfaqur sjellje jo-elastike të elementit ose strukturës. (Pira, 2021)

Shtangësia e elementeve të betonit të armuar

Tek elementet e betonit të armuar, shtangësia mund të definohet në fazën fillestare elastike pika E (*) (para se në element të paraqiten plasaritjet në zonën e tërhequr), në fazën e sjelljes elastike të prerjes (pasi në element janë paraqitur plasaritjet e betonit në zonën e tërhequr, derisa elementi është duke rezistuar në tërheqje përmes armaturës në zonën e tërhequr), dhe shtangësia kur sjellja e elementit është jo-elastike. (Pira, 2021)

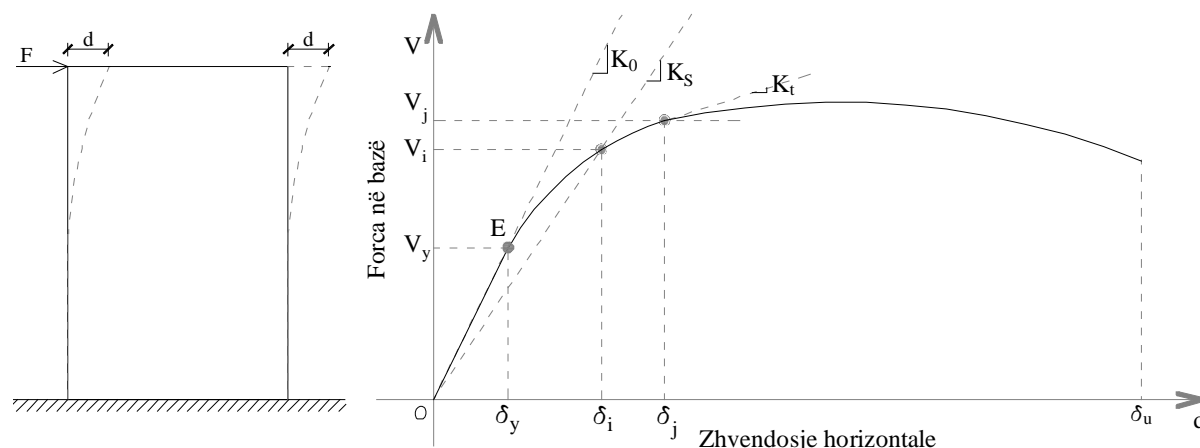


Figura 2.3. Paraqitja grafike e shtangësisë së strukturës

Figura 2.3 paraqet grafikun e përgjigjes së një strukture ndaj ngarkesave horizontale. Në grafik, këndi fillestar, K_0 , tregon shtangësinë elastike të strukturës, ndërsa këndi i sekantit, K_s , përputhet me një nivel të caktuar të ngarkesës. Shtangësia fillestare, K_0 , zakonisht është më e lartë se shtangësia e sekantit, K_s , për materiale konvencionale të ndërtimit. Megjithatë, për materiale të veçanta si goma dhe pajisje për kontrollin e lëkundjeve (vibrimeve) strukture, shtangësia mund të rritet me rritjen e ngarkesave. Variacionet e shtangësisë në zonën inelastike shprehen përmes tangjentit të shtangësisë (K_t). Zbritja në vlerat të (K_t) tregon që rezistenca e strukturës ka filluar të bie, apo zbutjen e shtangësisë (eng. Softening.). Për të evituar trajtimin e shtangësisë negative të tangjentit përtej rezistencës maksimale, zakonisht përdoret shtangësia e sekantit.

Përderisa shtangësia e elementit varet nga prerja tërthore, gjatësia dhe kushtet konturore, shtangësia e konstruksionit varet kryesisht nga mënyrat se si konstruksioni iu reziston forcave

anësore. Llojet e ndryshme të strukturave i pranojnë këto forca në mënyra të ndryshme, duke ndikuar në shtangësinë e përgjithshme të konstruksionit. Disa nga këto struktura mund të përfshijnë: ramat rezistente ndaj momenteve, ramat me shtangime, sistemet me mure, sistemet duale, etj.

Në shtangësinë e konstruksionit, përveç faktorëve që ndikojnë në shtangësinë e elementit, të cilët u përmendën më lart, ndikim kanë gjithashtu edhe:

- Numri i elementeve vertikale (sa më shumë elemente vertikale ka në strukturë, aq më e shtangët është konstruksioni),
- Shtangësia e lidhjes midis elementeve vertikale dhe atyre horizontale. Me rritjen e shtangësisë së nyjës shtyllë-tra, rritet edhe shtangësia e strukturës. Kjo ndodh sepse shtangësia është në funksion të deformimeve, dhe deformimet mundësohen përmes rrotullimit të nyjeve të elementeve të strukturës (Pira, 2021)

Për të kuptuar më mirë shtangësinë e një strukture, le të marrim një rast konkret me dy elemente vertikale dhe një etazh.

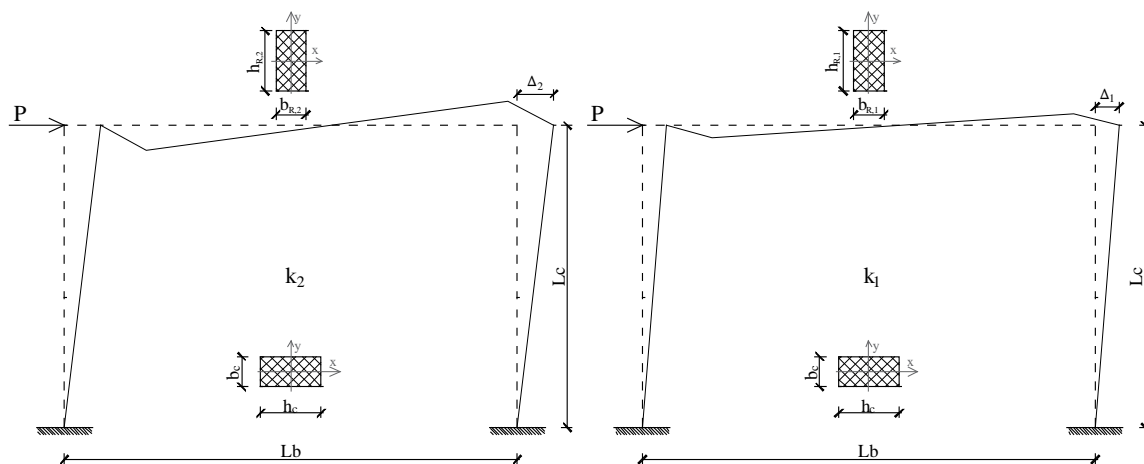


Figura 2.4. Paraqitja grafike e rritjes së shtangësisë së ramit me rastin e rritjes së lartësisë së traut Shprehja për llogaritjen e shtangësisë në drejtimin e veprimit të forcës:

$$k = \frac{\frac{24EI_c}{L_c^4} + \frac{144EI_cI_b}{L_c^3L_b}}{\frac{4I_c}{L_c} + \frac{6I_b}{L_b}} \quad (2)$$

Për strukturën me hapësirë dhe lartësi të njëjtë, por duke ndryshuar lartësinë e traut, mund të shohim një ndryshim në dimensionet e prerjes. Për shembull, në rastin e parë, duke marrë një prerje tërthore me dimensionet 25x25cm, ndërsa në rastin e dytë, duke rritur lartësinë e prerjes (h) për 5cm, prerja tërthore do të ketë dimensionet 25x30cm. Shtyllat për të dy rastet do të kenë dimensionet 30x30cm, ndërsa hapësira do të jetë 4 m dhe lartësia 3 m.

Me rritjen e lartësisë h së prerjes tërthore të traut për 20%, kemi arritur të rrisim shtangësinë për 27%. Kjo rritje nuk është lineare, por tregon se edhe trau ka ndikim në rritjen e shtangësisë së strukturës. Megjithatë, është e rëndësishme që të ketë një proporcionalitet të rritjes së gjeometrisë në mes të shtyllës dhe traut, ashtu që të mund të arrijmë të kemi një rritje sa më të madhe të shtangësisë.

2.3.2 Rezistenca (Kapaciteti)

Shtangësia është vetia e një elementi për të rezistuar ndaj zhvendosjeve, ndërsa rezistenca (kapaciteti) është veti e tij për të rezistuar ndaj ngarkesës. Shtangësia anësore e një elementi përcakton ngarkesën sismike që ai do të përballojë dhe, si pasojë, rezistenca që duhet të ofrohet për të përballuar këtë ngarkesë.

Rezistenca është kapaciteti i një elementi ose një grupi elementesh për të rezistuar ndaj veprimeve. Ajo gjithashtu nuk është një vlerë konstante siç është paraqitur në figurën 2.5.

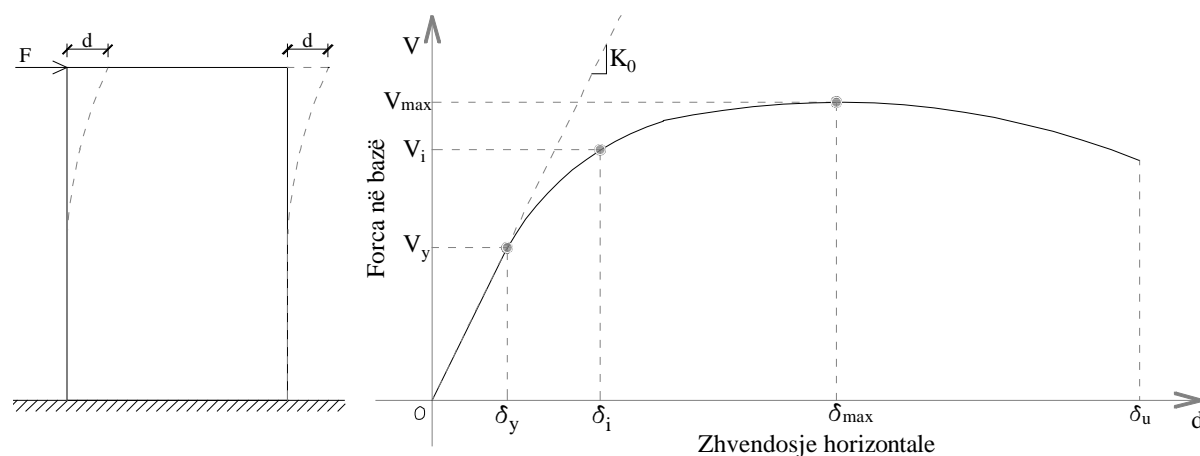


Figura 2.5. Paraqitja grafike e kapacitetit

Rezistenca zakonisht definohet si një funksion i llojit të veprimt të aplikuar. Rezistencat e forcave aksiale, të përkuljes dhe të forcave prerëse përdoren për të përcaktuar kapacitetin e strukturave dhe elementeve të tyre në inxhinierinë strukturore sismike.

Në kurbaturën treguar në figurën 2.5, kapaciteti i forcës prerëse V i sistemit mund të jetë rezistenca në pikën e rrjedhjes V_y ose të rezistenca maksimale V_{max} . Në mënyrë alternative, kapaciteti i forcave prerëse mund të merret nga çdo pikë e ndërmjetme midis V_y dhe V_{max} , për shembull V_i në figurën Figura 2.5.

Në mënyrë të ngjashme, kapacitetet e forcave aksiale (N) dhe momenteve të përkuljes (M) vlerësohen përmes marrëdhënieve të ngarkesës forcë aksiale–zhvendosjes aksiale dhe momentit–rrotullimit, të cilat mund të përfaqësohen nga kurbatura të ngjashme me atë të treguar në figurën 2.5.

2.3.3 Duktiliteti

Duktiliteti është aftësia e një strukture për të shpërndarë energjinë sismike gjatë deformimeve të mëdha inelastike, pa humbje të konsiderueshme të rezistencës dhe shtangësisë. Duktiliteti përfaqëson një masë të rezervës së kapacitetit të strukturës për të përballuar mbingarkesa të papritura afatshkurtra. Kjo lejon që ndërtesat të projektohen në atë mënyrë që, në raste të rralla, kur ka mbingarkesë gjatë një ngjarjeje të madhe sismike, struktura të mund të shpërndajë energjinë sismike në mënyrë që, megjithëse e dëmtuar, të ruajë kapacitetin për ngarkesa gravitacionale.

Nëse struktura e ndërtesës është duktile, atëherë kolapsi i saj vonohet përmes rishpërndarjes së mbingarkesës nga një prerje tërthore në tjetrin (si p.sh. rrotullimet në zonat me çernjera plastike) deri në momentin kur ndodh thyerja e betonit në zonën e shtypur dhe epja e armaturës në zonën e shtypur. Nëse struktura nuk është duktile, atëherë kolapsi i saj mund të jetë i papritur dhe katastrofik. Prandaj, ekzistenca e duktilitetit është një atribut thelbësor për t'i mundësuar një konstruksioni të përballojë goditje të mëdha sizmike dhe të mbijetojë.

Klasifikimi i duktilitetit:

Duktiliteti është aftësia e një materiali, elementi ose strukture për të përballuar deformime të mëdha inelastike, duke ruajtur në masë të madhe kapacitetin e tij fillestar për rezistencën ndaj ngarkesave. Numerikisht, duktiliteti është raporti i deformimit afër dështimit ndaj deformimit në pikën e rrjedhjes. Duktiliteti klasifikohet sipas natyrës së deformimit që merret parasysh, për shembull, nëse është deformim, përkulje, rrotullim apo zhvendosje. Këto do të përshkruhen më poshtë.

2.3.3.1 Duktiliteti i strukturës

Një sjellje duktile e strukturës është një sjellje kur paralajmërohet thyerja. Në figurën 2.6 është paraqitur lidhja ndërmjet forcave prerëse që veprojnë në çatinë e strukturës dhe zhvendosjes horizontale të saj. Figura 2.6 krahason reagimet strukturore të sistemeve të brishta dhe duktile. Në figurë, kurbatura A dhe B shprehin marrëdhëniet forcë-zhvendosje për sisteme me të njëjtin shtangësi dhe kapacitet, por me sjellje të ndryshme inelastike. Sistemet e brishta dështojnë pasi arrijnë kufirin e rezistencës maksimale të tyre, me deformime shumë të ulëta inelastike, në një mënyrë të ngjashme me kurbaturën A. Dështimi i sistemeve të brishta ndodh papritur pas rezistencës maksimale, e shënuar si V_{max} , për shkak të mungesës së duktilitetit.

Në të kundërt, kurbatura B korrespondon me deformime të mëdha inelastike që janë tipike për sistemet duktile. Ndërsa të dyja kurbat e reagimit janë identike deri në rezistencën maksimale V_{max} , ato duhet të trajtohen ndryshe nën ngarkesat sizmike. Deformimet përfundimtare δ_u që korrespondojnë me nivelin e ngarkesës V_u janë më të larta në kurbën B në krahasim me kurbën A, pra $\delta_{u,B} \gg \delta_{u,A}$.

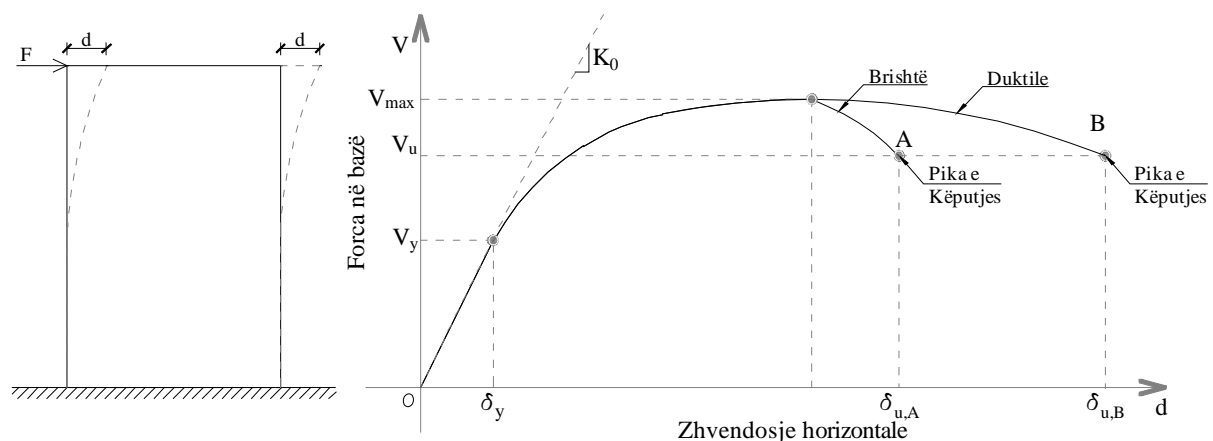


Figura 2.6. Paraqitja grafike e Duktilitetit të strukturës

Numerikisht duktiliteti është raporti në mes të deformimeve maksimale të elementit dhe deformimeve në pikën e rrjedhjes, (3).

$$\mu = \frac{\delta_{\text{këputjes}}}{\delta_{\text{rrjedhjes}}} \quad (3)$$

Kjo veti është e rëndësishme kur llogaritet struktura nën ngarkesa të tërmetit sepse i mundëson strukturës të shuaj një pjesë të energjisë përmes deformimeve plastike. (Pira, 2021)

Faktorët që ndikojnë në duktilitet janë:

- Vetitë e Materialit: Për shembull betoni dhe muratura janë të brishta ndërsa çeliku dhe druri më duktile,
- Prerja tërthore,
- Lidhja e elementeve strukturore,
- Sistemi strukturor, etj.

2.3.3.2 Duktiliteti i materialit

Duktiliteti i materialit paraqet raportin në mes deformimit afër dështimit (ϵ_u) ndaj deformimit në pikën e rrjedhjes (ϵ_y).

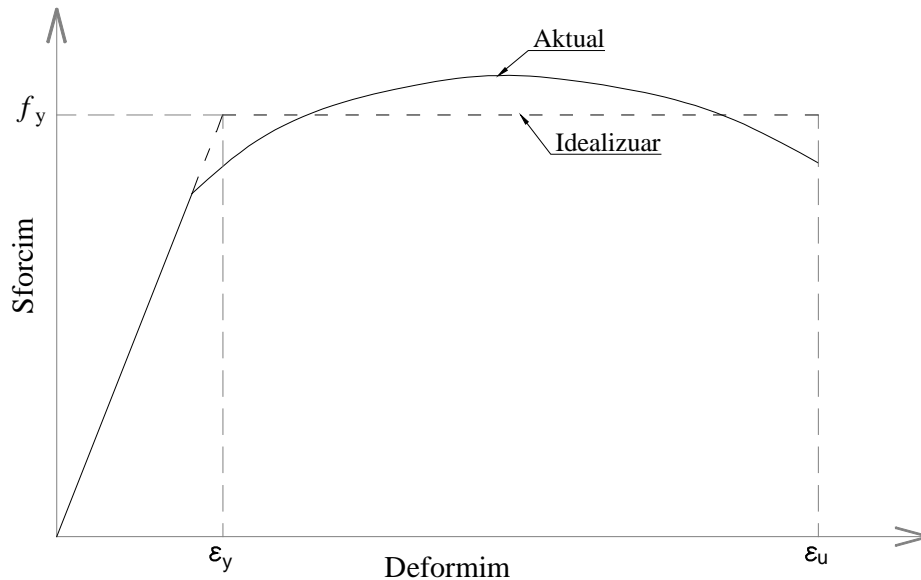


Figura 2.7 Duktiliteti i materialit

$$\mu_m = \frac{\epsilon_u}{\epsilon_y} \quad (4)$$

Me një vlerë të vogël të duktilitetit të materialit nënkuptojmë me një material të brishtë.

2.3.3.3 Duktiliteti i kurbaturës (Duktiliteti i prerjes tërthore)

Deformimet më të dëshirueshme inelastike janë rrotullimet në zonat e çernjerave plastike. Prandaj, është e dobishme të paraqitet rrotullimi i prerjes tërthore për njësi gjatësie (pra, kurbatura) si rezultat i momenteve.

Zakonisht, gjatë vlerësimit të kapacitetit të duktilitetit, marrëdhënia aktuale moment-kurbaturë duhet të aproksimohet me një marrëdhënie të idealizuar bilineare.

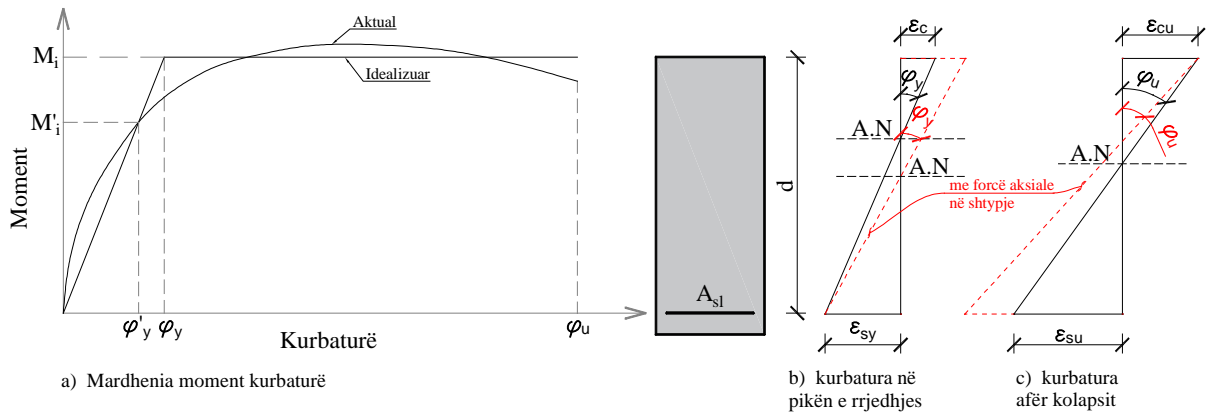


Figura 2.8 Definimi i kurbaturës së duktilitetit

Kjo do të thotë se kurbatura në pikën e rrjedhjes φ_y nuk do të përkojë domosdoshmërisht me pikën e rrjedhjes së armaturës së parë në tërheqje, e cila në përgjithësi do të ndodhë në një kurbaturë disi më të ulët φ'_y (Figura 2.8) veçanërisht nëse armatura është e shpërndarë rreth prerjes tërthore, siç do të ishte rasti për një shtyllë.

Duktiliteti i kurbaturës llogaritet sipas shprehjes së më poshtme

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} \quad (5)$$

Një nga parametrat të cilat ndikojnë në duktilitetin e kurbaturës është edhe forca aksiale në shtypje. Siç është paraqitur në figurën 2.8 b) dhe c), vërehet se forca aksiale në shtypje e rrit kurbaturën në pikën e rrjedhjes φ_y ndërsa e zvogëlon kurbaturën afër kolapsit φ_u . Si pasojë, shtypja aksiale mund të zvogëlojë ndjeshëm kapacitetin e duktilitetit dhe kurbaturën e një prerje tërthore.

Pritet që plasaritja dhe largimi i shtresës mbrojtëse të betonit të ndodhë në një fazë më të hershme tek shtyllat sesa tek trajet, dhe nevoja për stafa është më e madhe tek shtyllat. Në të kundërt, prania e forcave aksiale në tërheqje e rrit kapacitetin e duktilitetit.

2.3.3.4 Duktiliteti i rrotullimit (Duktiliteti i nyjës)

Paraqet kapacitetin e rrotullimit duktil të një nyje ndërmjet elementeve ose të çërnjerës plastike të elementit, ku rrotullimi është i koncentruar. Ku duktiliteti i rrotullimit është raporti i rrotullimit të elementit në gjendjen afër dështimit θ_u ndaj rrotullimit në momentin e pikës së rrjedhjes θ_y .

Marrim rastin e një trau të një ramit i cili i nënshtrohet ngarkimit me momente të barabarta në skaje, me vlera M_y në pikën e rrjedhjes elastike dhe M_u në gjendjen kufitare jo-elastike (afër kolapsit), siç tregohet në figurën 2.9 a). Kurbatura maksimale elastike në mbështetje në pikën e rrjedhjes është φ_y Figura 2.9 b). Supozohet gjithashtu që kurbatura në gjendjen jo-elastike ndryshon linearisht nga φ'_y në fillimin e çërnjerës plastike deri në φ_u në mbështetje Figura 2.9 c).

Rrotullimi në nyjën plastike do të përftohet duke integruar kurbaturën e trarit përgjatë gjatësisë së çërnjerës plastike (L_p), e cila supozohet të jetë e barabartë me lartësinë efektive të trarit (FEMA-451B, 2007).

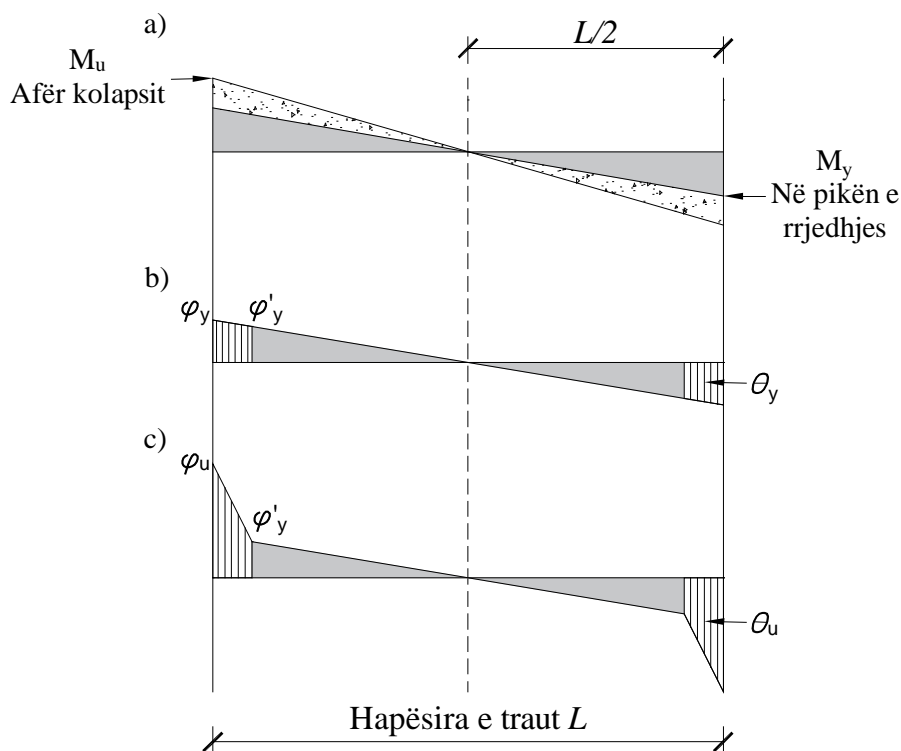


Figura 2.9 Duktiliteti i rrotullimit. (a) Diagrami i momente në pikën e rrjedhjes dhe afër kolapsit, (b) diagrami i kurbaturës në pikën e rrjedhjes dhe (c) diagrami i kurbaturës afër kolapsit

Rrotullimi i elementit në zonën e çërnjerës plastike në pikën e rrjedhjes dhe afër kolapsit llogaritet si në vijim:

$$\theta_y = d \left[\frac{\varphi_y + \varphi'_y}{2} \right] \quad \& \quad \theta_u = d \left[\frac{\varphi_u + \varphi'_y}{2} \right] \quad (6)$$

Duktiliteti i rrotullimit në zonën e çërnjerës plastike është:

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y} \quad (7)$$

2.3.3.5 Duktiliteti Lokal dhe Global

Është e rëndësishme të bëhet dallimi midis duktilitetit lokal që lidhet me një prerje tërthore ose një zonë kritike të shpërndarjes së energjisë brenda një elementi struktural, dhe duktilitetit global që lidhet me të gjithë strukturën e ndërtesës ose një nga nën-strukturat që përbëjnë sistemin struktural rezistent ndaj ngarkesave laterale.

Në figurën 2.10 është marrë një mur konzollë nga betoni i armuar (r/c), i ngarkuar me ngarkese horizontale që vepron në majën e tij, për të sqaruar dallimin midis kapacitetit të duktilitetit lokal (rrotullimit) dhe kapacitetit të duktilitetit global (zhvendosjes në majë).

Duke supozuar se rezistenca mbetet konstante përgjatë lartësisë së murit (me armaturë gjatësore të pandryshuar) dhe se nuk ndodh një dështim i parakohshëm i tipit të prerjes (forcave prerëse), rrjedha fillon (formimi i çërnjerës plastike) në bazën e murit, ku diagrama e momenteve është maksimale. Për më tepër, duke qenë se deformimet plastike përqendrohen në vendet ku fillon rrjedhja (çërnjera plastike), rrotullimet plastike \$\theta\$ (apo kurbatura \$\varphi\$) brenda gjatësisë së çërnjerës plastike \$L_{pl}\$ nga baza e murit rriten më shpejt në krahasim me ato të

vërejtura përtej L_{pl} . Prandaj, që muri të rezistoj kolapsimit përmes sjelljes duktile, kapaciteti i duktilitetit lokal të rrotullimit μ_θ (ose kapaciteti i duktilitetit të kurbaturës μ_φ) brenda gjatësisë së çërnjerës plastike L_{pl} duhet të jetë më i lartë se përtej saj.

Figura 2.10 gjithashtu sugjeron që kapaciteti i duktilitetit të zhvendosjes μ_u në majë do të përcaktohet kryesisht nga aftësia e çërnjerave plastike në skajet e trarëve dhe/ose kolonave për të qenë mjaftueshëm duktile, siç matet nga duktilitetet μ_θ (apo μ_φ). Pra kapaciteti i duktilitetit lokal μ_θ (apo μ_φ) brenda gjatësisë së çërnjerës plastike L_{pl} duhet të jetë më i lartë se kapaciteti i duktilitetit global të zhvendosjes në majë μ_u (8).

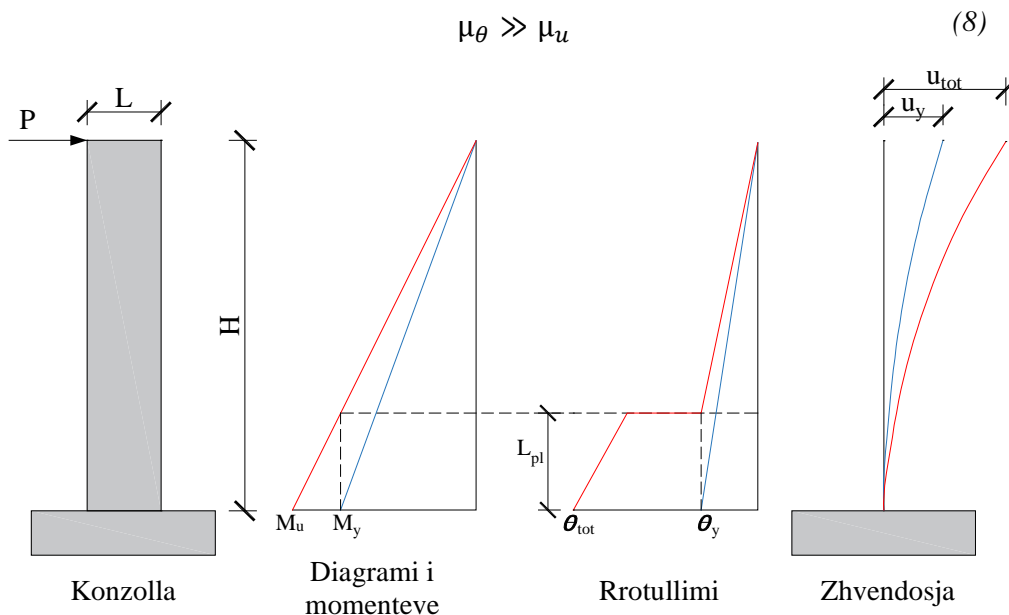


Figura 2.10 Marrëdhënia midis duktilitetit lokal μ_θ dhe duktilitetit global μ_u për një mur konzollë nga betoni i armuar

Në mënyrë të ngjashme, edhe në rastin e strukturave me rama rezistente ndaj momenteve, të ngarkuara me forcë horizontale konstante përgjatë lartësisë së tyre, deformimi përkulës (kurbatura) e trarëve në katet e poshtme është më i theksuar se në katet e sipërme (Figura 2.11). Si pasojë, për shkak të kërkesave të rritura për deformime (inelastike), elementet e trarëve në katet e poshtme fillojnë të rrjedhin për një forcë prerëse bazë ndjeshëm më të ulët (shuma e forcave horizontale të jashtme) sesa ajo që çon zhvendosjen inelastike të katit të sipërm në vlerën e tij maksimale të arritshme u_{tot} . Me fjalë të tjera, çërnjerat plastike në elementet e trarëve të disa kateve të para formohen shumë përpara se të arrihet kapaciteti global i duktilitetit të zhvendosjes u_{tot} , nën një forcë prerëse bazë që rritet gradualisht dhe monotonisht.

Prandaj, për të siguruar një sjellje të përgjithshme duktile për strukturat e ndërtesave me rama, kapaciteti i duktilitetit lokal të përkuljes μ_φ i trarëve në katet e poshtme duhet të jetë ndjeshëm më i lartë se kapaciteti global i duktilitetit të zhvendosjes në katin më të lartë μ_u (9).

$$\mu_\varphi \gg \mu_u \quad (9)$$

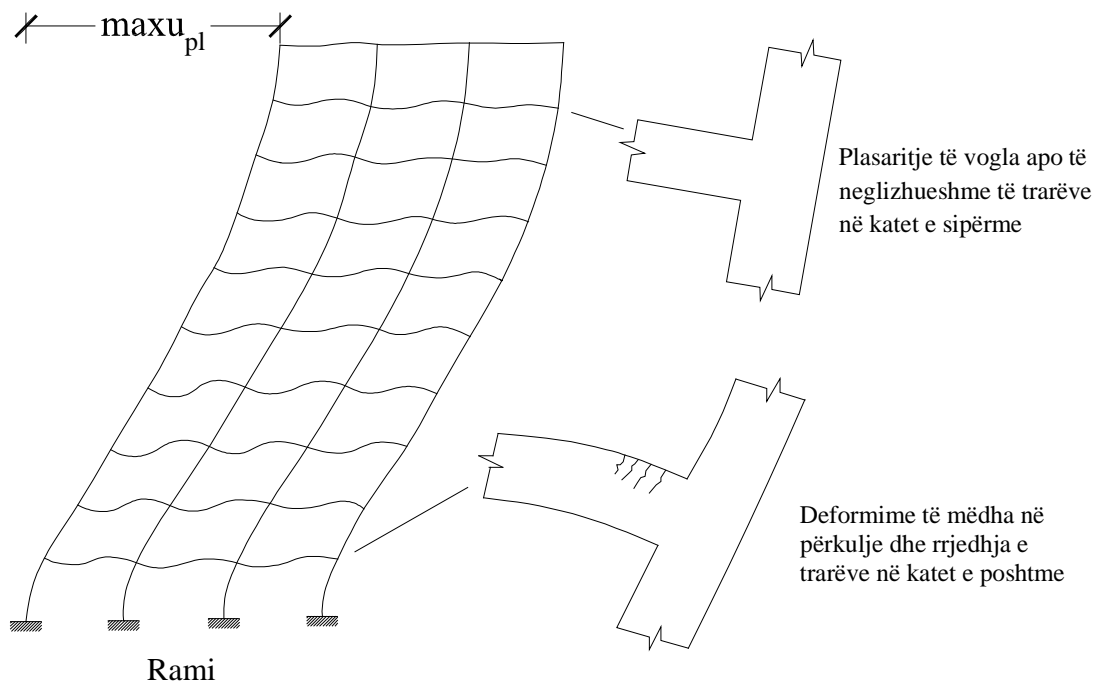


Figura 2.11 Marrëdhënia midis duktilitetit lokal μ_{θ} dhe duktilitetit global μ_u për një ram

2.4 Parimi i pranimit të ngarkesës sizmike

Tërmeti është një ndodhi natyrore që shfaqet gjatë një periudhe të caktuar. Gjatë kësaj periudhe, manifestohen valë sizmike. Valët sizmike shfaqen në periudha të ndryshme kohore, duke sugjeruar se ka intervale kohore në mes të tyre. Çdo herë që një objekt goditet nga një valë, në strukturë paraqitet një ngarkesë e caktuar. Kjo është ajo ngarkesa që duhet të pranohet nga struktura. Analitikisht kjo ngarkesë zërthehet në forcë pastaj si force pranohet nga struktura. (Pira, 2021)

Struktura mund të pranojë ngarkesat sizmike në një gjendje elastike dhe jo-elastike

2.4.1 Parimi i pranimit te ngarkesës në gjendjen elastike

Ne gjendjen elastike pranimi i ngarkesës sizmike behet kryesisht me vibrimin e konstruksionit i cili pastaj shuhet, pas tërmetit, pa pësuar deformime të mbetura.

2.4.2 Parimi i pranimit te ngarkesës ne stadin jo-elastik

Parimi i absorbimit të energjisë gjatë sjelljes jo elastike është mundësimi i deformimeve jo-elastike të segmenteve të elementeve.

Vendet ku duhet që të bëhen shuarjet e energjisë së emetuar nga tërmetet janë çërnjerat plastike. Do të thotë se vetë procesi i krijimi të çërnjerës plastike pastaj edhe rrotullimet e çërnjerës plastike (deformimet jo-elastike e zonës së elementit) është procesi i absorbimit të energjisë.

Sasia e absorbimit të energjisë nga një çërnjerë plastike e një prerjeje tipike nga betoni i armuar vlerësohet sipas diagramit moment-kurbaturë figura 2.12, pasi që në shumicën e rasteve dëmtimet e elementeve strukturore nga ngarkesa sizmike janë kryesisht nga dështimi i elementit nga përkulja.

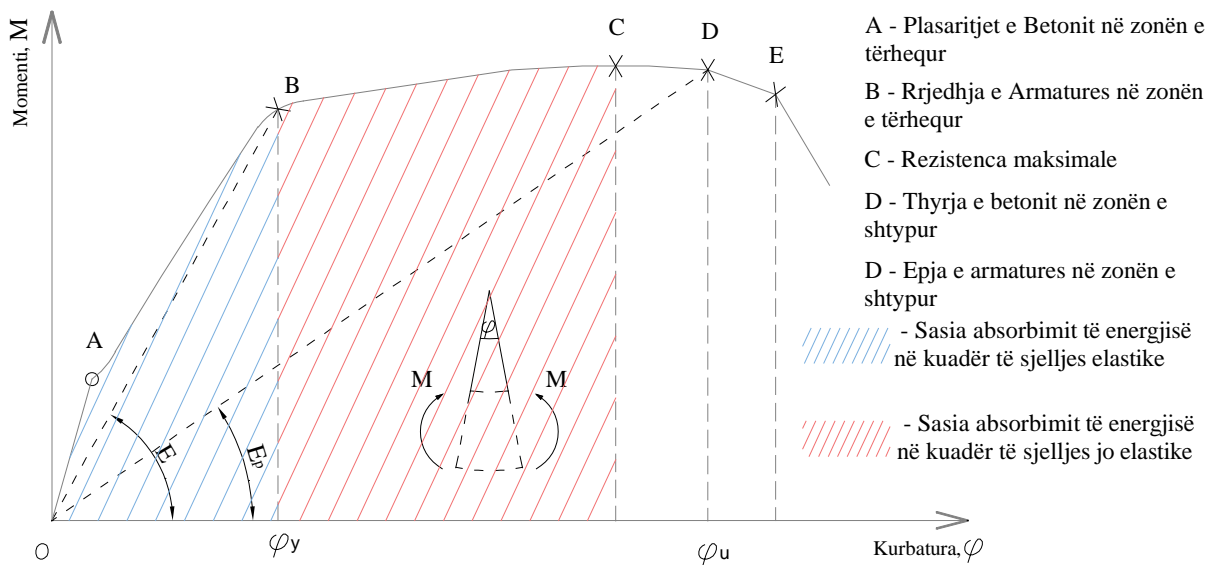


Figura 2.12 Diagrami Moment-Kurbaturë të një prerje tipike të elementit vijor nga betoni i armuar të ngarkuar në përkulje

Me fillimin e aplikimit të ngarkesës, fillimisht elementi është plotësisht elastik dhe vepron si një element homogjen nga betoni, deri në pikën A, që do të thotë se nuk ka plasaritje në zonën e tërhequr. Me vazhdimin e ngarkimit (përkuljes) të elementit, plasaritje të betonit paraqiten në zonën e tërhequr të elementit. Në këtë pjesë, elementi funksionon ashtu që armatura në zonën e tërhequr dhe betoni në zonën e shtypur pranojnë ngarkesën përkulëse. Me vazhdimin e aplikimit të ngarkesës, arrijnë pikën ku armatura e tërhequr arrijnë pikën e rrjedhjes, pika B në diagram. Ky është kapaciteti i prerjes (elementit) në sjelljen elastike, e cila njihet si "Pika e rrjedhjes së prerjes". (Pira, 2021)

Me vazhdimin e mëtejshëm të aplikimit të ngarkesës, vazhdojnë deformimet jo-elastike të armaturës së tërhequr. Megjithatë, gjithashtu vazhdojnë të rriten deformimet shtypëse në beton në zonën e shtypur të prerjes. Gjatë këtij procesi, me rritjen e deformimeve në armaturë, plasaritjet thellohen edhe më tej, duke çuar në zhvendosjen e aksit neutral më lart prerjes. Në një moment të caktuar, arrijnë "rezistenca maksimale e prerjes në përkulje të elementit/prerjes", e cila shënon pikën "C". Këndi i rrotullimit të elementit nën këtë ngarkesë quhet "Këndi i rrotullimit të elementit/prerjes në pikën maksimale". Gjatë veprimit të ngarkesës, në një moment të caktuar, sipërfaqja e betonit në zonën e shtypur shkurtohet shumë dhe arrijnë pikën e thyerjes së betonit, pika D në figurën 2.11. Kjo pikë konsiderohet si pikë fillimi ku elementi fillon të shkatërrohet. (Pira, 2021).

Sasia e energjisë së absorbuar nga prerja llogaritet nga sipërfaqja që krijohet nga diagrami i prerjes me abshisën e sistemit koordinativ figura 2.12. Sasia e absorbimit të energjisë totale është sasia absorbimit të energjisë në kuadër të sjelljes elastike (me ngjyrë të kaltër) dhe sasia e absorbimit të energjisë në kuadër të sjelljes jo elastike (me ngjyrë të kuqe).

2.4.2.1 Parametrat që ndikojnë në rritjen e shuarjes së energjisë sizmike

Parametrat që ndikojnë në rritjen e absorbimit të energjisë sizmike janë: Shtangësia, Aftësia mbajtëse dhe Duktiliteti. Kjo pasi që me rritjen e këtyre parametrave në arrijmë ta rrisim sipërfaqen punuese të përmendur më parë shih figurën 2.12.

Mënyrat se si këta tre parametra ndikojnë në rritjen e kapacitetit absorbues të energjisë së prerjes janë ilustruar në fig. 3.21.

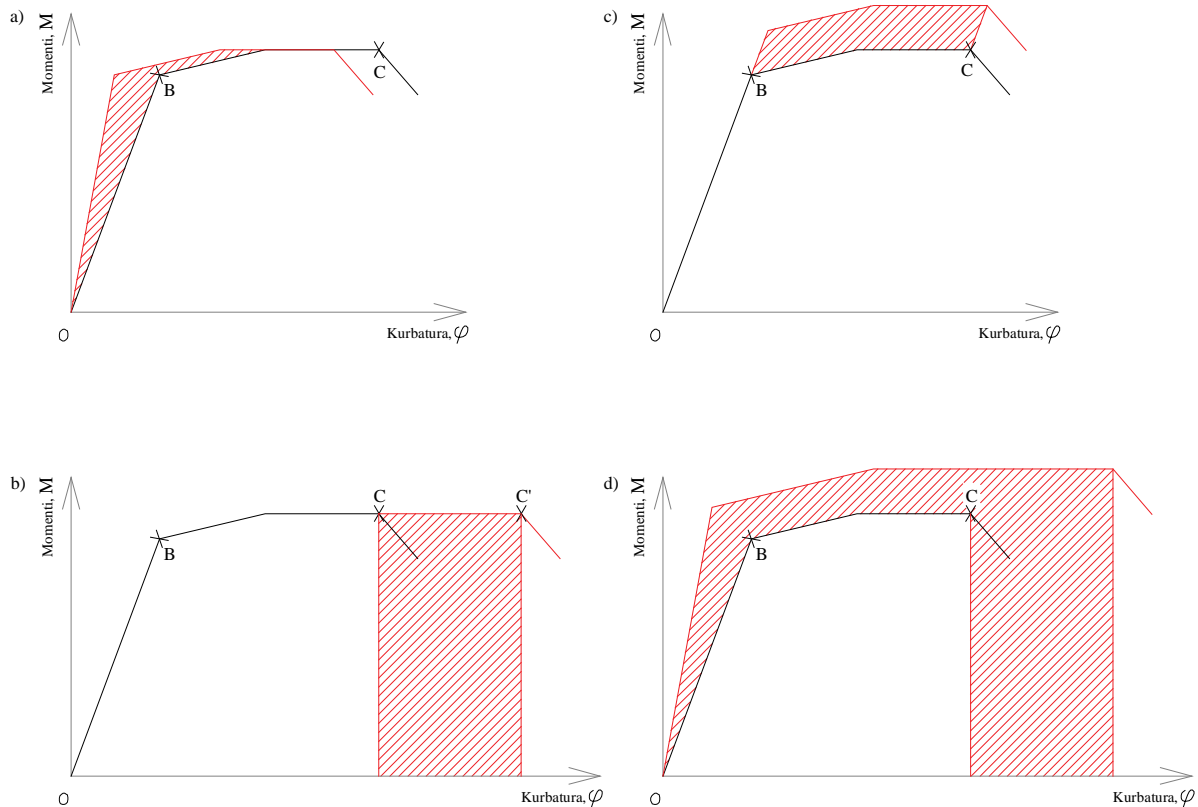


Figura 2.13 Mënyrat për të rritur aftësinë e strukturës për të përballuar ngarkesën sizmike: a) me rritjen e shtangësisë, b) me rritjen e duktilitetit, c) me rritjen e aftësisë mbajtëse, dhe d) kombinimin e të tre parametrave.

Nëse një prerjeje tërthore ia rrisim shtangësinë, atëherë këndi i lakores O-B rritet dhe kështu me këtë rritje të këndit të lakores rritet edhe sipërfaqja punuese, Figura 2.13 a).

Ndërsa në figurën 2.13 b) është paraqitur ndikimi i rritjes së duktilitetit dhe sasia e rritjes së sipërfaqes punuese, duke bërë zgjatimin e segmentit B-C në B-C'.

Nëse një prerjeje ia rrisim rezistencën, atëherë segmenti B-C ngrihet, Figura 2.13 c) dhe kështu rritet sipërfaqja punuese.

Pra, të gjithë parametrat e përmendur kanë ndikim në rritjen e kapacitetit për absorbimin e energjisë, por më së shumti ka ndikim duktiliteti. Nëse një elementi ia rrisim kapacitetin për të tre këta parametra, atëherë sasia shtesë e absorbimit të energjisë do të dukej si në figurën 2.13 d).

Për të kuptuar më mirë sjelljen e strukturës nën veprimin e tërmetit, shohim figurën 2.14, ku është paraqitur marrëdhënia forcë-zhvendosje gjatë fazave të ndryshme të reagimit të strukturës. Diagramet ilustron sjelljen elastike lineare, fazën e rrjedhjes dhe deformimet plastike, si dhe sjelljen hysterike gjatë cikleve të ngarkimit dhe shkarkimit të strukturës. Përmes këtyre grafikëve, vihet re se si shtangësia e strukturës reduktohet në fazat plastike dhe si pranohet energjia gjatë reagimit dinamik të saj.

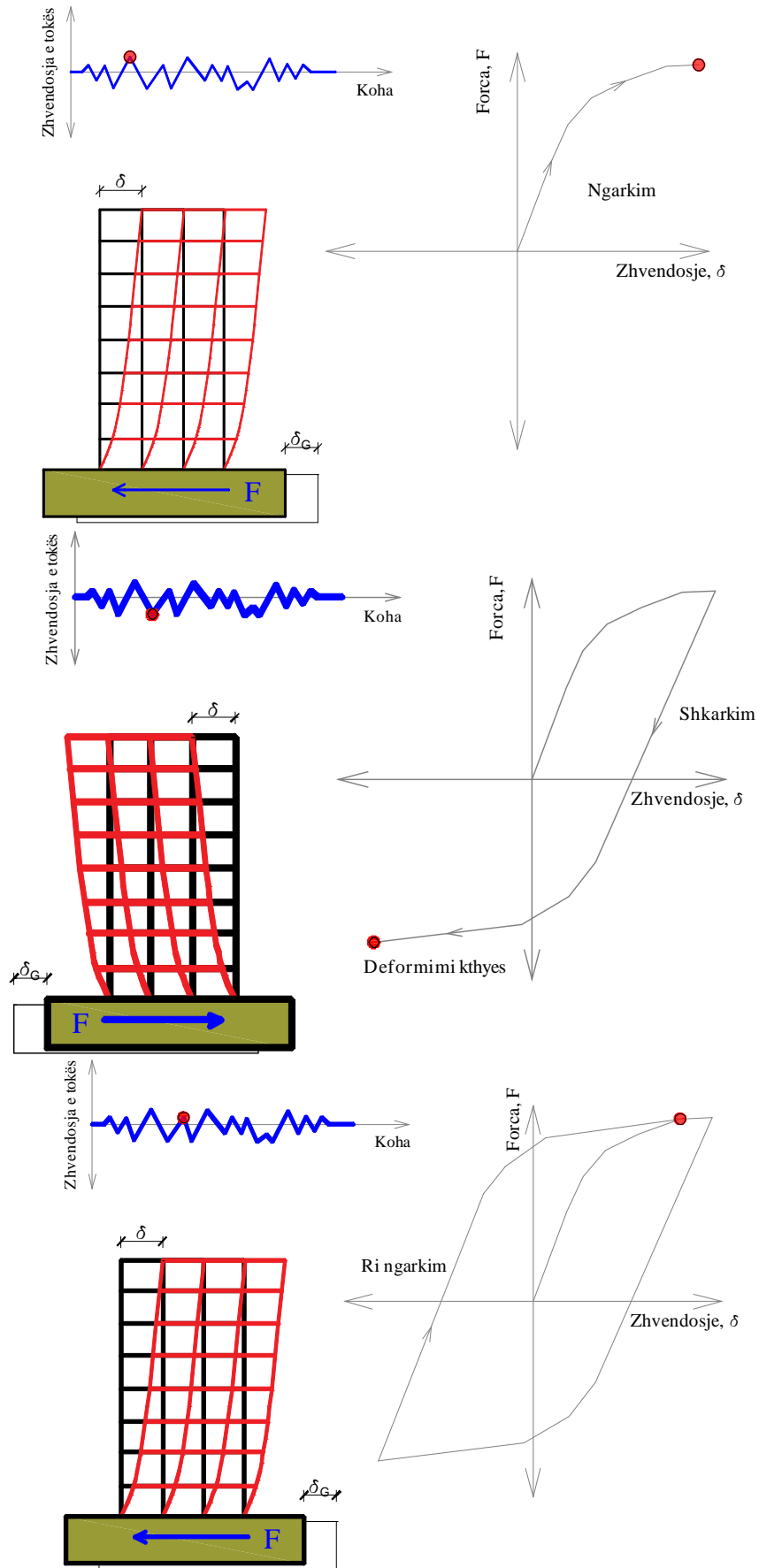


Figura 2.14 Reagimi i strukturës nga veprimi i tërmetit

Në figurën 2.14 është paraqitur reagimi i strukturës nga veprimi i tërmetit, si rezultat i ngarkimit dhe ri ngarkimit struktura ka sjellje jo-elastike. Ashtu që struktura të i rezistoj ngarkesës sizmike ajo duhet të projektohet ashtu që sistemi strukturor të ketë aftësi të pranoj (shpërndajë) energjinë e tërmetit në mënyrë hysteretike edhe pse në strukturë shfaqen deformime të mëdha Figura 2.15.

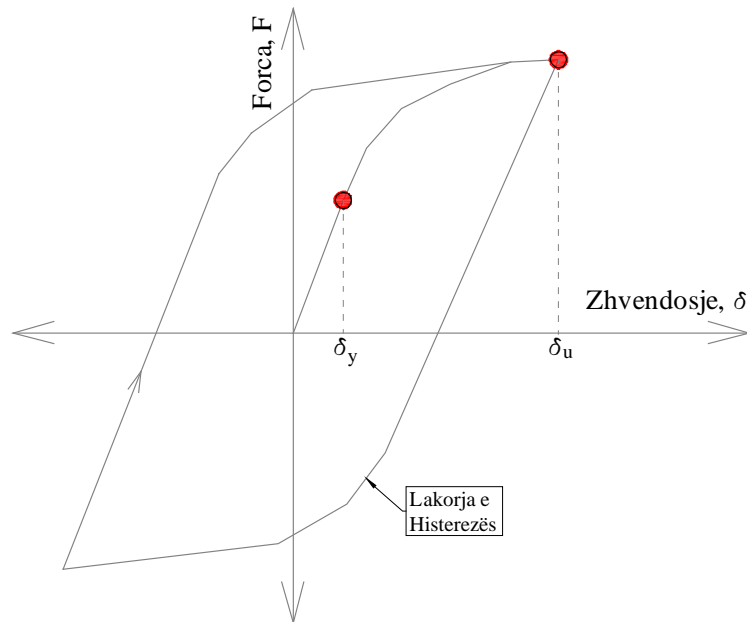


Figura 2.15 Lakorja e histerezës

Struktura duhet të jetë në gjendje të u rezistojë disa cikle të deformimeve jo-elastike pa humbje të konsiderueshme të rezistencës. Humbja e shtangësisë gjatë cikleve është e pashmangshme por humbja e tepërt mund të shkaktoj shkatërrimin e strukturës. Ndërsa sa më shumë energji që shpërndahet për cikël pa deformime mbetëse të tepërta, aq më e mirë është sjellja e strukturës.

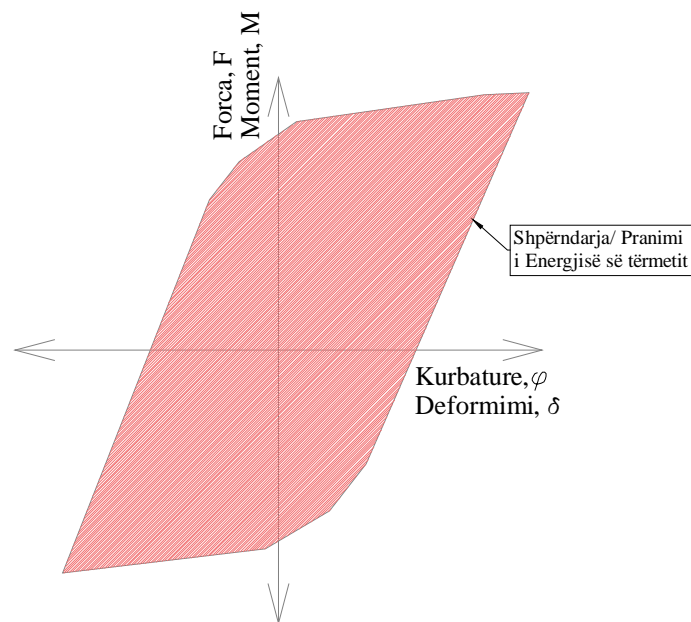


Figura 2.16 Pranimi i ngarkesës sizmike

Nga Figura 2.15 dhe Figura 2.12 vërejmë që sjellja jo-elastike e strukturës ka rolin kryesor në pranimin e ngarkesës sizmike pra Duktiliteti i elementit apo strukturës në përgjithësi.

Sa më duktil është konstruksioni, aq më shumë cikle të ngarkimit mund të pranojë, duke rritur kështu mundësinë e rezistimit të tërmeteve edhe në raste të kohëzgjatjeve më të mëdha.

Një projektim adekuat realizohet kur një strukturë projektohet dhe detajohet në mënyrë të tillë që kërkesat lokale për duktilitet (kërkesat për shpërndarje të energjisë) të jenë më të vogla se kapacitetet e tyre përkatëse.

Duktiliteti definohet si raporti mes deformimit maksimal kufitar $(\varphi_u; \delta_u; \varepsilon_u; \phi_u)$ dhe deformimit në pikën e rrjedhjes $(\varphi_y; \delta_y; \varepsilon_y; \phi_y)$ ekuacioni (10).

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (10)$$

Pranimi i energjisë sizmike është i lidhur drejtpërdrejt me konceptin e kontrollit të dëmtimeve të strukturës, ekuacioni (11) dhe (12) (FEMA-451B, 2007)

$$\text{Energjia vepruese sizmike} = E_S + E_K + E_D + E_H \quad (11)$$

E_S – Energjia elastike

E_K – Energjia kinetike

E_D – Energjia shuarjes

E_H – Energjia e histerezës

$$\text{Dëmtimi} = \frac{\delta_u}{\delta_y} + 0.15 \frac{E_H}{F_y \delta_y} \quad (12)$$

F_y – Forca elastike

Rrjedhja luan një rol të rëndësishëm në arritjen e zgjidhjeve të projektimit më ekonomik, duke lejuar materialet të deformohen dhe të dëmtohen, por gjithashtu duke e kontrolluar dëmtimin përmes krijimit të çërnjerave plastike. Ky proces i rrjedhjes kontribuon në shpërndarjen (pranimin) e energjisë së histerezës, duke rezultuar në dëmtim të kontrolluar. Kjo i mundëson strukturave të rezistojnë ngarkesave ciklike, duke ruajtur integritetin dhe funksionalitetin e tyre.

Në projektimin e strukturave për ngarkesa sizmike, nga arsyet ekonomike, është e rëndësishme të sigurohet një shpërndarje e kontrolluar e dëmtimit në elementet strukturore, duke minimizuar kështu rrezikun e dështimit global strukturor.

(Priestley, T. Paulay & M. J. N., 1992)

Cërnjera plastike

Nyjet e elementeve strukturore nga betoni i armuar konsiderohen nyje të shtangëta, të cilat nuk lejojnë rrotullimin. Këto nyje kanë kapacitet rezistues elastik në situata të përhershme dhe të përkohshme.

Megjithatë, në situata sizmike, ku ngarkesa është më e madhe se ajo e projektuar, pritët që deformimet të kalojnë në fazën plastike, duke lejuar një nivel të kufizuar rrotullimi të elementit. Zona, ose prerja, ku paraqiten deformime joelastik, quhet çërnjera plastike. Çërnjerat plastike ndihmojnë në absorbimin e energjisë sizmike dhe mundësojnë rrotullim të kufizuar të nyjës, ndërsa ruajnë rezistencën në përkulje.

Është thelbësore që formimi i çërnjerave plastike në konstruksion të kufizohet vetëm në nyje që kontribuojnë në duktilitetin e tij. Nëse çërnjerat plastike formojnë mekanizma labilë brenda konstruksionit, kjo çon në kolapsin e strukturës.

Kur analizojmë një sistem strukturor, elementi deformohet kur në të vepron një forcë, por po aq forcë nevojitet që elementi të kthehet në pozitën fillestare. Kjo rezistencë ndaj forcave ciklike të tërmetit ndihmon që energjia e tij të pranohet ose të shpërndahet në nyjet e deformatuara, të njohura si nyje plastike.

Nyjet plastike zakonisht "projektohen" në vendlidhjet e elementeve mbajtëse. Preferohet që ato të pozicionohen në trarë, ndërsa në shtylla dhe mure zakonisht pozicionohen në zonën e inkastrimit pranë konstruksionit të themeleve.

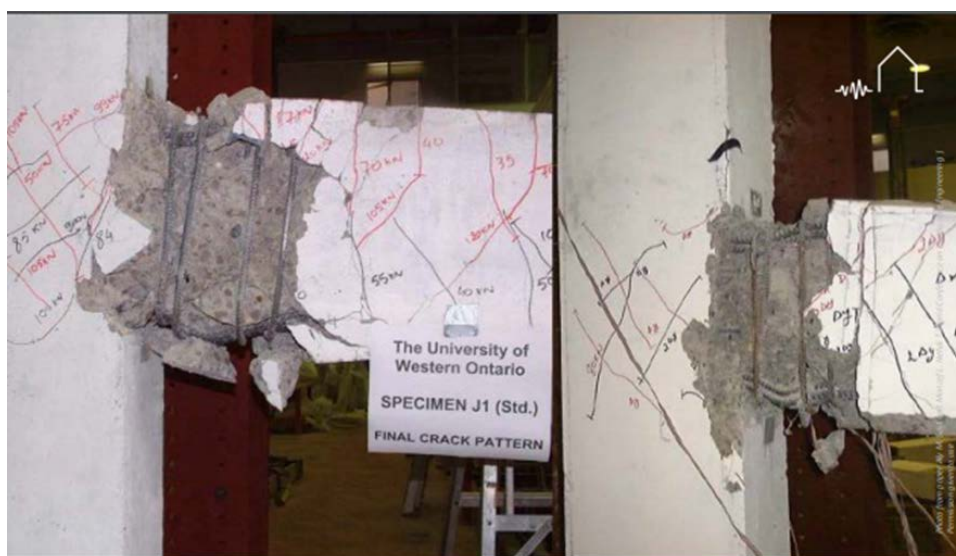


Figura 2.17 Formimi i çërnjerës plastike tek nyja shtyllë-tra. Marrë nga (https://ocw.tudelft.nl/course-lectures/7-1-concrete-structures/?course_id=19357)

Çërnjerat plastike në struktura mund të formohen në sekuenca apo njëkohësisht.

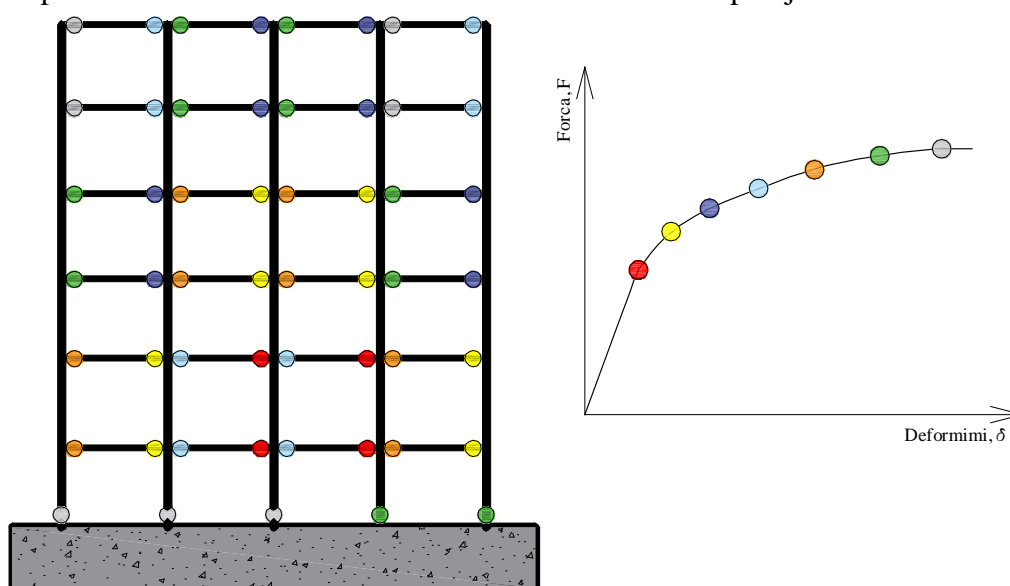


Figura 2.18 Formimi i çërnjerave plastike në sekuenca

Formimi i çërnjerave plastike në sekuenca ndodh në mënyrë që, me rritjen e ngarkesave horizontale në strukturë, fillon formimi i grupit të parë të çërnjerave plastike në vende të ndryshme të elementeve strukturore. Grupet e tjera të çërnjerave plastike varen nga rishpërndarja e momenteve dhe konfiguracioni strukturor. Këto sekuenca të formimit të çërnjerave plastike rezultojnë në zhvillimin e mekanizmit të strukturës, ku struktura do të kolapsojë. Megjithatë, strukturat duhet të projektohen në mënyrë që grupet e çërnjerave plastike të formohen në më shumë sekuenca, në mënyrë që struktura të jetë në gjendje të absorbojë energjinë sizmike. Formimi i grupeve të çërnjerave plastike do të shoqërohet me deformime të mëdha, por jo me karakter të thyerjes së papritur (kolaps).

Në strukturat me rama, çërnjerat plastike zakonisht formohen fillimisht në skajet e trarit. Nëse ngarkesat vazhdojnë të rriten, çërnjerat plastike do të formohen edhe në skajet e shtyllave. Kjo mënyrë e formimit të çërnjerave plastike në sekuenca është projektuar ashtu që pika e rrjedhjes të arrihet trarë para shtyllave, duke siguruar që struktura të jetë duktile, dhe të ketë rezerva të kapacitetit ashtu që struktura është më elastike ndaj dështimeve lokale.

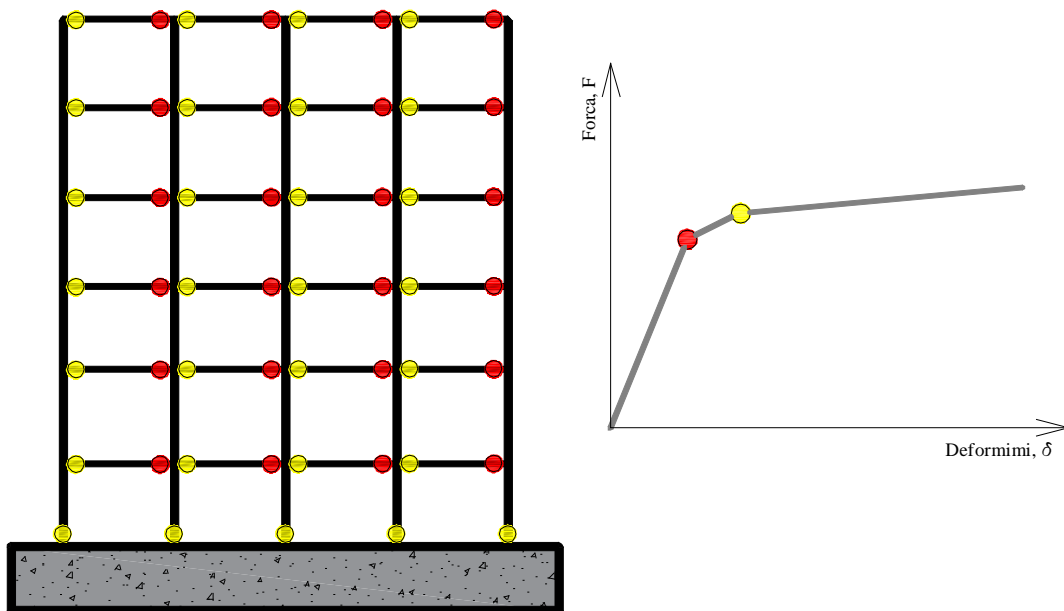


Figura 2.19 Formimi i çërnjerave plastike njëkohësisht

Formimi i çërnjerave plastike njëkohësisht i referohet kur në një strukturë me një apo dy grupe të çërnjerave plastike arrihet mekanizmi i strukturës, ku struktura do të kolapsojë. Në këto raste kemi një absorbim (shpërndarje) të shpejtë të energjisë sizmike, ku mund të shoqërohet me kolaps të papritur, kjo pasi që struktura nuk ka rezerva të kapacitetit dhe aftësia për rishpërndarje të ngarkesave sizmike është e kufizuar.

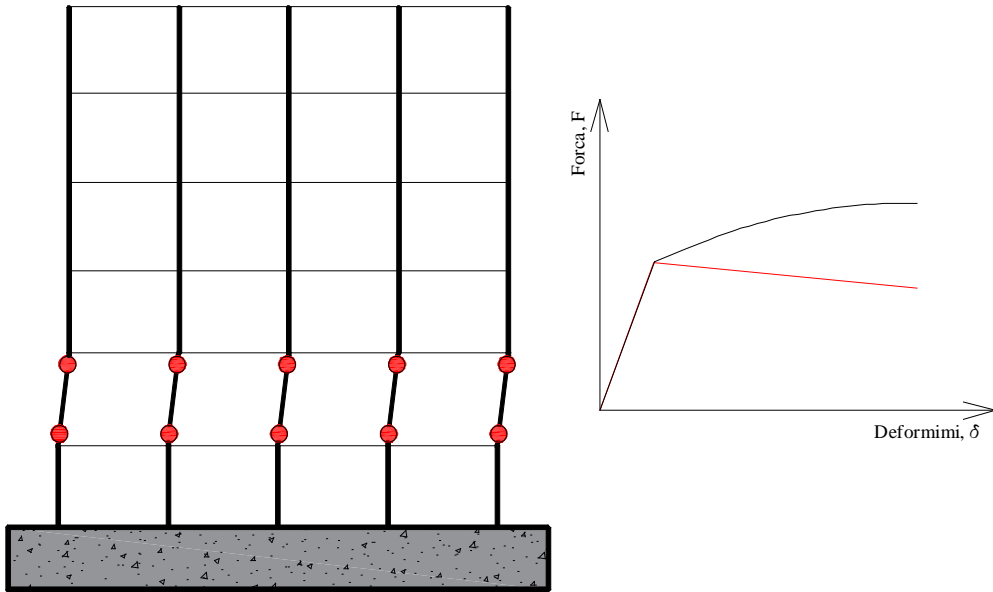


Figura 2.20 Mekanizmi i katit

Rastet të cilat nuk duhet të projektohen janë si në figurën 2.20 pasi që me rastin e mekanizmit të katit kemi shembje të strukturës.

Për të kuptuar më mirë formimin e çernjerës plastike, le të marrim një rast konkret: një shtyllë konzollë prej betoni të armuar.

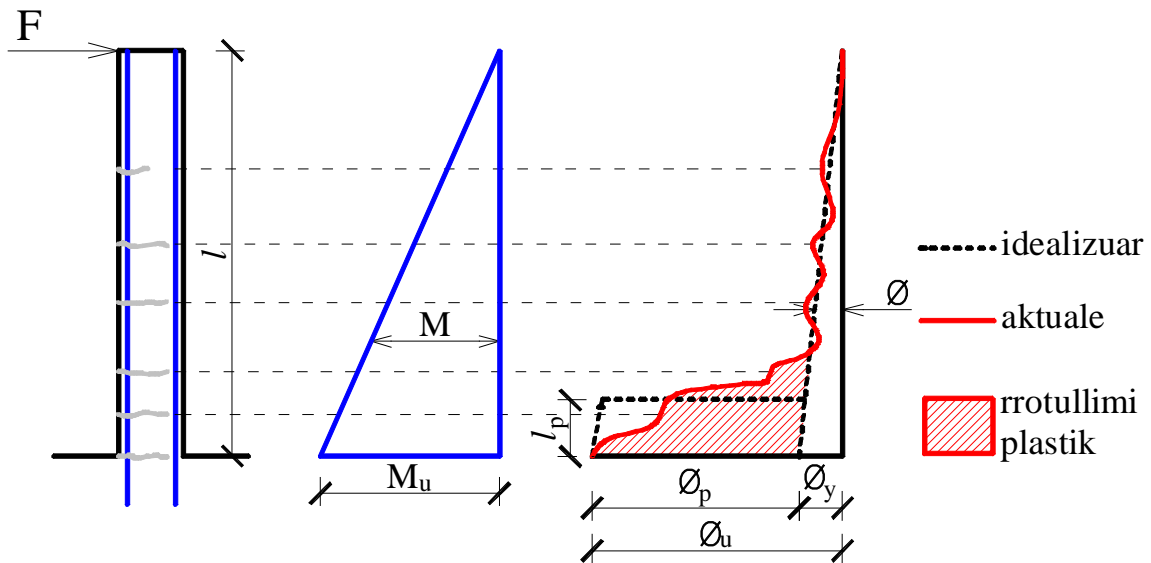


Figura 2.21. Diagrami i momentit të përkuljes, shpërndarja e kurbaturës dhe gjatësia e çernjerës plastike në një shtyllë konzollë.

Inelasticiteti është i përqendruar në çernjerat plastike përkulëse në skajet e trarëve dhe shtyllave. Shpesh supozohet se kurbaturat brenda çernjerave plastike janë konstante duke lejuar kështu që rrotullimet plastike θ_p të shprehen si më poshtë:

$$\theta_p = \phi_p \cdot l_p \quad (13)$$

ϕ_p – Kurbatura plastike

l_p – Gjatësia e çernjerës plastike

Figura 2.21 përshkruan një shpërndarje tipike të momentit të përkuljes në një shtyllë konzollë prej betoni të armuar. Supozohet se elementi strukturor është mesatarisht i armuar, duke mundësuar që marrëdhënia moment-kurbaturë të konsiderohet elasto-plastike. Shpërndarja teorike e kurbaturës tregohet nga vijat e ndërprera në figurë. Ndryshimi i menjëhershëm në bazën e komponentit nga ϕ_y në ϕ_u nuk është praktikisht i mundur, sepse sforcimet në beton nuk mund të ndryshojnë kaq shpejt. Shpërndarja e mundshme përfundimtare e kurbaturës tregohet me vijë të kuqe. Këto shpërndarje çojnë në kurbatura më të vogla se ato të parashikuara teorikisht në pikat larg skajit të mbështetjes. Ky nënvlerësim shkaktohet nga efekti i shtypje-tërheqjes së prerjes tërthore të betonit ndërmjet çarjeve të shkaktuara nga përkulja e elementit. Në mbështetje, parashikimet teorike japin vlera më të ulëta se ato të vlerësuara nga shpërndarjet e mundshme të kurbaturës. Duktiliteti i ramit varet nga shpërndarja e inelasticitetit që ndodh në zonat që korrespondojnë me çërnjerën plastike me gjatësi l_p në figurën 2.21. Shufrat gjatësore të çelikut zgjaten përtej mbështetjes së konzollës të dhënë në figurën 2.21 për shkak të lidhjes. Ky zgjatim shkaktón rrotullim dhe devijim shtesë në element. Për më tepër, interaksionet midis çarjeve të shkaktuara nga përkulja dhe forcave prerëse rrisin shpërndarjen e plasticitetit në zonën kritike.

Çërnjerat plastike duhet të formohen në trarë dhe jo në shtylla, pasi shtyllat kanë për detyrë, përveç rezistencës horizontale ndaj veprimeve sizmike, të përballojnë edhe ngarkesat e gravitetit, duke siguruar kështu stabilitetin e strukturës ndaj kolapsit. Kapaciteti ndaj forcave prerëse i trarëve dhe shtyllave duhet të jetë gjithmonë më i madh se forca në përkulje, për të shmangur dështimin e brishtë të prerjes.

2.5 Projektimi sipas Kapaciteteve

Projektimi sipas kapacitetit është një parim themelor në projektimin ndaj tërmeteve, që siguron që sistemet strukturore të reagojnë në mënyrë të parashikueshme gjatë ngjarjeve sizmike. Qëllimi është të kontrollohet se ku ndodhin deformimet plastike në një strukturë, duke projektuar disa elemente me kapacitet më të lartë, si shtyllat dhe muret sizmike, ndërsa lejohet që komponentët e tjerë, si trarët ose trajet e çiftuara, të deformohen më parë. Kjo qasje ndihmon në arritjen e një reagimi duktil të strukturës, duke siguruar që energjia të shpërndahet në mënyrë të sigurt, pa humbje të papritur të stabilitetit ose rezistencës.

Duktiliteti përfaqëson aftësinë e një sistemi mekanik (p.sh., një tra, një strukturë, etj.) për t'u deformuar në zonën plastike pa zvogëluar ndjeshëm kapacitetin e tij mbajtës.

Në projektimin sizmik të strukturave, në përgjithësi nuk është ekonomikisht e arsyeshme apo e mundur të sigurohet që të gjithë elementet e strukturës të sillen në mënyrë duktile. Një strukturë duktile përfshin pashmangshmërisht elemente duktile dhe elemente të brishta. Për të arritur një projektim të tillë, është e rëndësishme të parandalohet dështimi i elementeve të brishta. Kjo arrihet duke projektuar elementet në mënyrë që elementet duktile të rrjedhin të parat, duke shmangur kështu dështimin e brishtë të elementeve strukturore. Ky parim njihet si "projektimi sipas kapaciteteve."

Projektimi sipas kapaciteteve mund të ilustruhet duke marrë parasysh modelin e zinxhirit, të prezantuar nga (Priestley, T. Paulay & M. J. N., 1992) dhe të ilustruar në figurën 2.22, ku

zinxhiri përfaqëson një sistem struktural të përbërë nga elemente duktile (p.sh. unaza "1") dhe zona të brishta (p.sh. unaza "i").

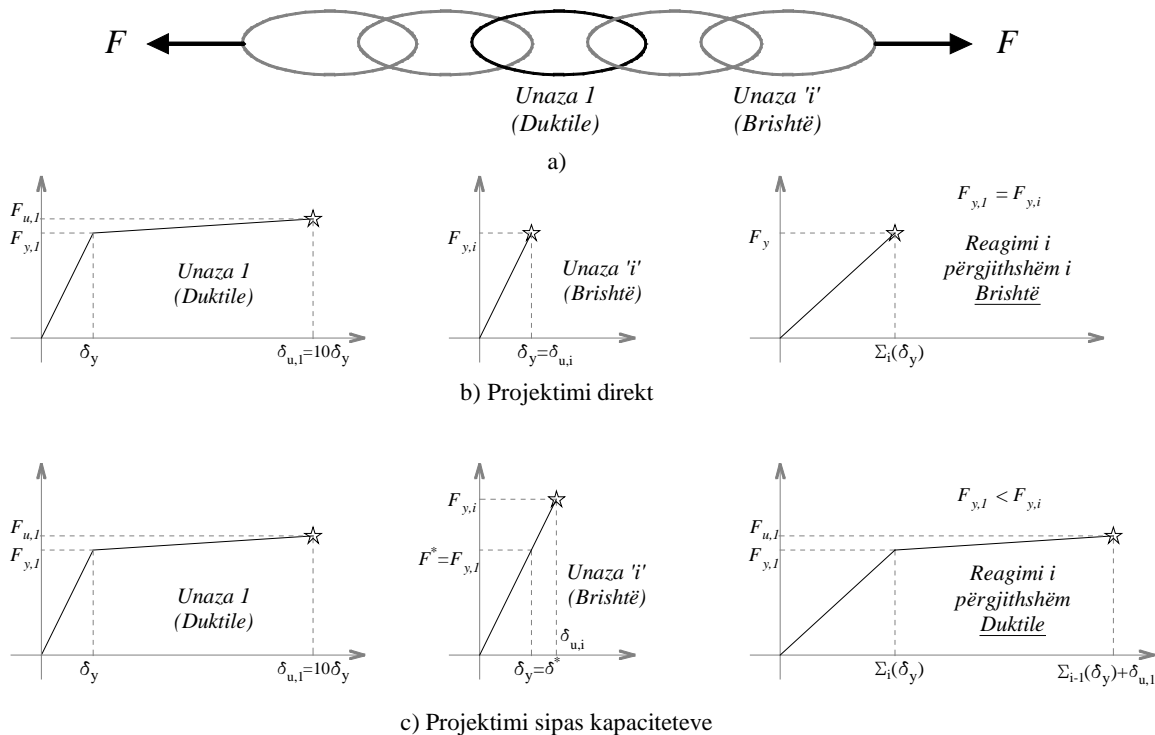


Figura 2.22 Duktiliteti i një zinxhiri me unaza të brishta dhe duktile

Sipas procedurave të projektimit jo-sizmik për ngarkesa kuazi-statike (të referuara si "projektim i drejtpërdrejtë"), forca e projektimit është e njëjtë për të gjitha elementet që i përkasin zinxhirit, pasi forca e aplikuar është e barabartë për të gjitha elementet, duke qenë një sistem në seri. Kjo nënkupton se aftësia mbajtëse e projektuar $F_{y,i}$ është e njëjtë për të gjitha elementet. Në këtë rast, rezistenca në rrjedhje e elementit më të duktile të zinxhirit $F_{y,1}$ është e barabartë ose madje pak më e madhe se rezistenca e projektuar $F_{y,i}$. Kjo ndodh sepse të gjithë elementet mbajnë të njëjtën forcë, pavarësisht nga vetitë e tyre individuale të deformimit, dhe projektimi është i bazuar në qëndrueshmërinë dhe kapacitetin mbajtës të zinxhirit si një tërësi. Siç tregohet në figurën 2.22b, me qasjen e projektimit të drejtpërdrejtë, sistemi nuk mund të zhvillojë forcë më të madhe se $F_{y,i}$, dhe zgjatja përfundimtare e zinxhirit jepet si:

$$\delta_u = \sum_i \delta_y = 5\delta_y \quad (14)$$

Sipas parimeve të projektimit me kapacitet, për të përmirësuar duktilitetin e zinxhirit, disa unaza duhet të projektohen me sjellje duktiliteti dhe forcë më të ulët, siç është rasti i unazës "1" në një skemë të tillë (p.sh., Figura 2.22c). Unazat e mbetura "i", që janë më të brishta, duhet të projektohen për të siguruar një rezistencë $F_{y,i}$ më të madhe se rezistenca maksimale $F_{u,1}$ e treguar nga unaza "1" pas tejkalimit të pikës së saj të rrjedhjes.

Unaza duktile "1" vepron si një element sakrifikues, ose si një siguresë duktile, që dhe kufizon transferimin e forcave sizmike në elementet e brishta. Si rezultat, forca maksimale që zinxhiri mund të mbajë është e barabartë me rezistencën maksimale $F_{u,1}$ të unazës duktile "1".

Përfitimi kryesor i kësaj metodologjie është rritja e kapacitetit të zhvendosjes, i cili mund të shprehet me rritjen e deformueshmërisë së strukturës, duke mundur përthithjen e energjisë

sizmike në mënyrë më efektive. Kjo ndihmon në ruajtjen e stabilitetit të strukturës gjatë ngarkesave ekstreme dhe redukton rrezikun e dështimeve të papritura gjatë tërmeteve.

$$\delta_u = \sum_{i=1} \delta_y + 10\delta_y = 4\delta_y + 10\delta_y = 14\delta_y \quad (15)$$

Duke krahasuar ekuacionet (14) dhe (15), mund të vërehet lehtësisht se zhvendosja e kolapsit të zinxhirit është dukshëm më e madhe se ajo e marrë duke adoptuar qasjen e projektimit të drejtpërdrejtë.

Në lidhje me aplikimin praktik, kjo metodologji i drejton projektuesit e strukturave të punojnë në dy skema të ndryshme për të njëjtën strukturë, siç vijon:

1. Sjellja elastike me llogaritjen e forcave të brendshme përkatëse F_{Ed} është e nevojshme për të projektuar elementët disipatues (elementet duktile ku pritët të behet shuarja e forcave sizmike). Pra, pas një analize elastike, elementët strukturalë duktilë duhet të plotësojnë kontrollin e mëposhtëm:

$$F_{duktile,Rd} \geq F_{Ed} \quad (16)$$

2. Reagimi inelastik me projektimin e elementëve jo-dissipativë (dmth. të brishtë) bazuar në rezistencën plastike të pjesëve të lidhura dissipative është thelbësor. Prandaj, për të parandaluar dështimin e tyre, elementët e brishtë duhet të projektohen në mënyrë që të paraqesin një mbirezistencë në raport me kapacitetin e elementëve duktilë, siç vijon:

$$F_{brishtë,Rd} \geq \Omega F_{duktile,Rd} \quad (17)$$

Ku Ω është një koeficient (> 1.0) që merr parasysh aspekte të ndryshme, të cilat mund të çojnë në rezistencën e elementëve duktile që janë më të mëdha se ato të projektuara (si fenomeni i ngurtësimit të deformimit, rezistenca e materialit më e madhe se vlerat nominale, etj.).

Duke aplikuar parimet e projektimit sipas kapacitetit, inxhinierët mund të përmirësojnë sigurinë dhe qëndrueshmërinë e strukturave, duke reduktuar rrezikun e dështimit katastrofik gjatë tërmeteve. Kjo metodologji është gjerësisht e adoptuar në shumicën e kodeve sizmike, siç janë Eurokodi 8 dhe ASCE 7, për të udhëzuar projektimin e strukturave në rajone të rrezikuara nga tërmetet. Këto kode ofrojnë kritere specifike për të siguruar që strukturat të plotësojnë nivelet e dëshiruara të duktilitetit dhe shpërndarjes së energjisë përmes projektimit sipas kapacitetit.

3. PROJEKTIMI SIZMIK I BAZUAR NË PËRFORMANCË

3.1 Hyrje

Projektimi i bazuar në performancë nuk është një standard projektues, por është qasje e projektimit ku përmes saj ne do të arrijmë të projektojmë strukturat me nivelin të cilin ne dëshirojmë të arrijmë performancën globale të strukturës.

Qëllimi i projektimit sipas performancës është që të specifikojmë performancën e dëshiruar sismike të ndërtesës, ku performanca sismike paraqet gjendjen maksimale të dëmtimeve (nivelin e performancës) gjatë veprimit të tërmeteve. (ATC-40, 1996)

Pra vetëm pasi që investitori zgjedh nivelin e dëshiruar të performancës ashtu që ndërtesa të jetë pas veprimit të tërmetit, atëherë inxhinieri mund të caktoj kërkesën sismike e cila do të përdoret në analiza dhe për të vlerësuar dhe projektuar strukturën dhe elementet jo strukturore të ndërtesës. (ATC-40, 1996)

Efekti i sanimit të strukturës pas veprimit të tërmetit nuk ishte mbuluar në asnjë standard, andaj kjo nuk është marrë parasysh nga inxhinierët.

Ndikimet e sanimit të strukturës janë në aspektin:

- Humbjeve ekonomike:

Varësisht zonës sismike të ndërtesës që do të ndërtohet mund të kemi raste që gjatë eksplotimit të saj mund të veprojnë disa tërmete (me intensitet më të vogël apo edhe i njëjtë me atë të projektuar) dhe pas çdo tërmeti kostoja e sanimit mund të jetë më e madhe se investimi fillestar i ndërtimit të ndërtesës. Pra qëllimi kryesor i projektimit sipas performancës është që të merren këto fakte parasysh gjatë vendimmarrjeve gjatë projektimit ashtu që strukturat të projektohen fillimisht me performancë të lartë e cila do të kishte kosto fillestare më të lartë por kostoja e sanimit do të ishte e ulët.

- Kohës së mosshfrytëzimit:

Në shumë situata koha e mosshfrytëzimit është shumë e rëndësishme si për aspektin social ashtu edhe ekonomik. Për shembull, ndërtesat me rëndësi të madhe për shoqëri si spitalet, termocentralet, zjarrfikësit etj., nuk duhet të kenë një kohë të ndërprerjes ose koha e ndërprerjes duhet të jetë sa më minimale e mundur. Pra përmes projektimit të bazuar në performancë mund të marrim vendime të duhura që të arrijmë kërkesat për objektet e caktuara varësisht rëndësisë së tyre.

Për të dyja palët, inxhinierët dhe vendimmarrësit (investitorët) është shumë më e lehtë të marrin vendime kur e dinë saktësisht çfarë duan. Në një anë, inxhinierët ofrojnë opsione për vendimmarrësit (investitorët) dhe ndikimet e përshtatshme për projektimin, koston e ndërtimit dhe kohën e ndërprerjes, ndërsa nga ana tjetër, inxhinierët marrin nga vendimmarrësit (investitorët) se në cilin nivel të performancës dëshirojnë që ndërtesa e tyre të jetë ku në këtë mënyre kemi një objektiv të qartë për projektimin e strukturës.

3.2 Nivelet e performancës

Përformanca e ndërtesës është një kombinim i performancës së elementeve strukturore dhe jo strukturore. (FEMA-273, 1997)

Niveli i përformancës paraqet kriterin e kufizimit të dëmtimeve, varësisht nga ndërtesa dhe tërmeti. Kufizimi përshkruan dëmtimet fizike të ndërtesës, sigurinë e jetëve të njeriut si shkak i dëmtimeve dhe pas goditjeve të tërmeteve. (ATC-40, 1996)

Pra duke qenë që përformancë është në funksion me dëmtimin e strukturës, atëherë parametri kryesor që tregon përformancën e strukturës është zhvendosja horizontale e ndërtesës. Pasi që dëmtimet e elementeve strukturore janë në funksion të deformimit të tyre, kështu që nga veprimi sizmik dëmtimet janë në funksion të zhvendosjes horizontale. (ATC-40, 1996)

Publikimet e para të projektimit të bazuar në përformancë janë në SHBA (FEMA-273 1997 dhe ATC-40 1996). Koncepti bazë i këtyre është paraqitur në figurën 3.1, ku një objekt është ngarkuar me forca anësore të shkaktuara nga tërmeti ku si rezultat i veprimit të tyre objekti ka sjellje jo lineare dhe dëmtime.

3.2.1 Nivelet e përformancës së strukturës (elementeve strukturore)

Tri nivele të përformancës strukturore dhe dy zona të përformancës strukturore janë të definuar. Kriteret e pranueshme, që lidhen me forcën dhe deformimet e lejuara të shkaktuara nga tërmeti për elementet e ndryshme të ndërtesës, si ekzistuese ashtu edhe të reja, janë të drejtpërdrejta lidhur me këto zona dhe nivele të përformancës strukturore. (FEMA-273, 1997)

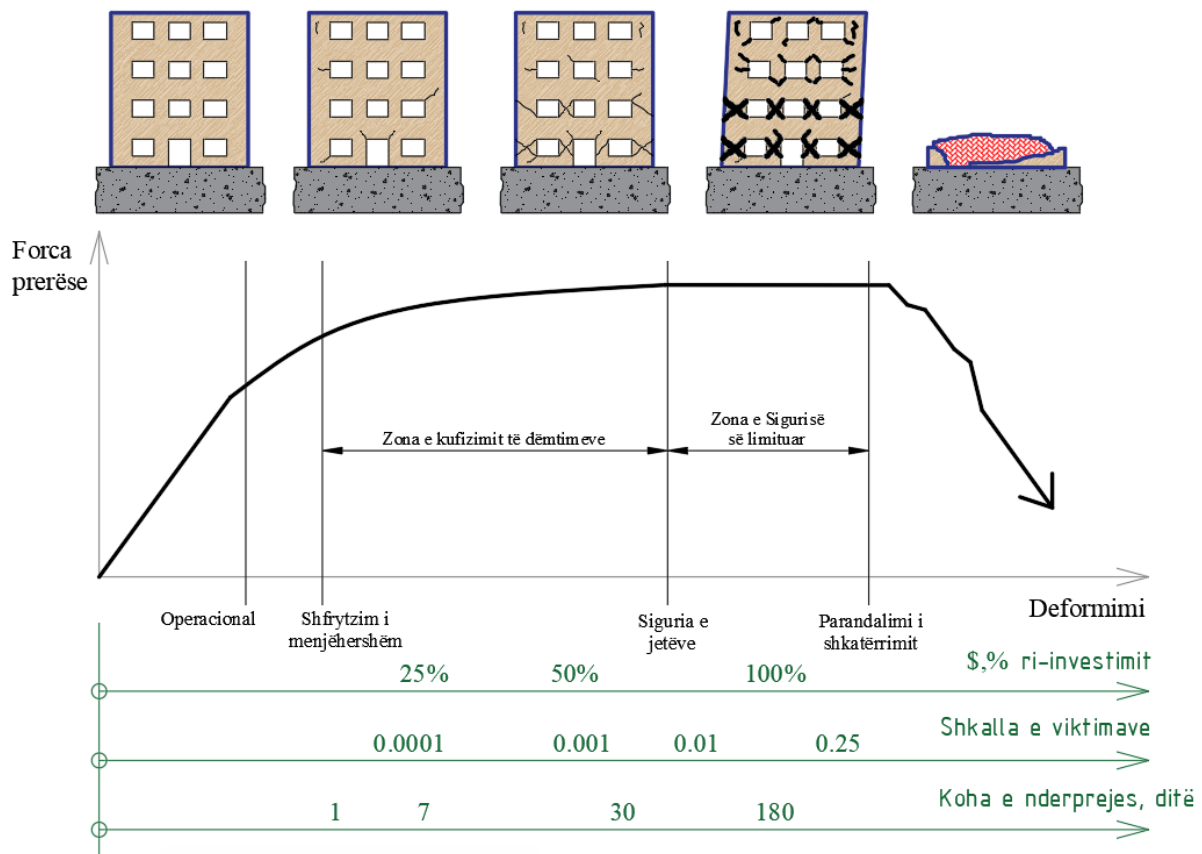


Figura 3.1. Diagrami forcë – zhvendosje (kurba e kapacitetit) që tregon nivelet e përformancës sizmike të një strukture të thjeshtë

Nivelet kryesore të përformancës së strukturave janë:

- Shfrytëzim i menjëhershëm (S-1)
- Siguria e jetës (S-3)

- Parandalim i kolapsit (S-5)

Zonat e përformancës së strukturave janë:

- Zona e kufizimit të dëmtimeve (S-2)
- Zona e sigurisë së limituar (S-4)

3.2.1.1 Shfrytëzim i menjëhershëm (S-1)

Shfrytëzim i menjëhershëm, do të thotë gjendja pas tërmetit në të cilën ka ndodhur vetëm një dëmtim shumë i kufizuar struktural. Sistemet themelore për rezistencë kundër forcave vertikale dhe horizontale të ndërtesës ruajnë pothuajse të gjithë aftësinë mbajtëse dhe shtangësinë e tyre para tërmetit. Rreziku i humbjes së jetës si rezultat i dëmtimit të strukturës është shumë i ulët, megjithatë disa riparime strukturore të vogla të cilat realizohen lehtë dhe shpejt. Dëmtimet kryesisht priten të jenë tek elementet jo-strukturore. Objekti mund të shfrytëzohet menjëherë pas tërmetit. (FEMA-273, 1997)

3.2.1.2 Siguria e jetës (S-3)

Siguria e Jetës, do të thotë gjendja pas tërmetit në të cilën ka ndodhur një dëmtim i konsiderueshëm i strukturës, por jo dëmtime që rrezikojnë shembjen e pjesshme ose totale të strukturës. Në këtë nivel të përformancës, pritet që objekti të ketë dëme të konsiderueshme. Përveç elementeve jo-strukturore, pritet që edhe elementet strukturore të kenë dëme të rëndësishme. Megjithatë, këto dëme nuk e rrezikojnë stabilitetin global ose lokal të strukturës, pasi struktura vazhdon të ketë rezistencë ndaj forcave horizontale. Lëndimet mund të ndodhin gjatë tërmetit; megjithatë, pritet që rreziku i përgjithshëm i lëndimeve që kanë rrezik për humbjen së jetës si rezultat i dëmtimit të strukturës të jetë i ulët. Riparimi i strukturës mund të jetë i realizueshëm, por për arsye ekonomike, kjo mund të mos jetë praktike. Ky nivel mund të shërbejë edhe si një referencë e arsyeshmërisë ekonomike për riparimin e strukturës. (FEMA-273, 1997)

3.2.1.3 Parandalim i kolapsit (S-5)

Parandalimi i kolapsit, do të thotë se ndërtesa është në prag të kolapsit të pjesshëm ose totale. Në këtë nivel të përformancës elementet strukturore priten të kenë dëme shumë të mëdha me duke shkaktuar shterim të kapacitetit global të strukturës dhe pjesëve lokale të elementeve të saj, çka do të thotë që ndaj forcave horizontale struktura nuk mund të ofrojë më rezistencë. Në një shkallë më të kufizuar, ka ndodhur degradim në kapacitetin e mbajtjes së ngarkesave vertikale. Megjithatë, elementet kryesore të strukturës, të cilat janë rezistuese ndaj forcave vertikale, duhet ende të vazhdojnë të ruajnë rezistencën e tyre ndaj këtyre forcave. Ekziston një rrezik i konsiderueshëm për lëndime nga rreziku i rënies së elementeve strukturore të shkatërruara. Struktura mund të mos jetë teknikisht e mundur për riparim dhe nuk është e sigurt për shfrytëzim, pasi aktiviteti i pas-tërmetit mund të shkaktojë rrëzim. (FEMA-273, 1997)

3.2.1.4 Zona e kufizimit të dëmtimeve (S-2)

Zona e kufizimit të dëmtimeve, përfshin hapësirën midis niveleve të eksploatimit të menjëhershëm dhe sigurisë së jetës. Nga emri i saj, kjo zonë është zona ku dëmet në strukturë, gjatë një tërmeti të pritur, mund të kontrollohen; ose, për të shprehur më saktë, dëmet që priten të shkaktohen janë ato që mund të riparohen dhe priten të riparohen. (Pira, 2021)

Qëllimi kryesorë i objektit që projektohet për nivel të tillë të performancës është që niveli i dëmeve në strukturë të jetë në suaza të arsyeshmërisë së investimit për sanimin e strukturës dhe kontrollit të dëmtimeve për mbrojtje e elementeve arkitektonike të rëndësishme. Kjo do të thotë se nëse performanca e objektit gjendet në këtë zonë atëherë objekti mund të sanohet dhe strukturës të i rikthehet integriteti (shtangësia dhe aftësia mbajtëse) si para tërmetit dhe kështu objekti mund të vazhdojë të jetë i shfrytëzueshëm. (FEMA-273, 1997)

3.2.1.5 Zona e sigurisë së limituar (S-4)

Zona e sigurisë së limituar, struktura performanca e të cilit gjendet në këtë zonë , lë të kuptojë së siguria e jetës së njerëzve në rrethana specifike të rrezikohet. Niveli i dëmtimeve të objektit i cili klasifikohet të jetë në këtë zonë është se elemente te caktuara te objektit mund të dëmtohen në nivel ku mund te shkaktohen lëndime tek njerëzit nga thyerjet e dritareve, rënia e plafonëve të lëshuara, rrëzimi i orendive, rënia e elementeve të shkatërruara strukturore etj. Për këtë arsye kjo zone quhet edhe Siguria e Limituar. Sa i përket gjendjes së strukturës pas tërmetit, të cilat gjenden në këtë zonë të performancës, niveli i dëmtimet kishte me qenë vështirë të planifikohet, rrjedhimisht struktura pritet të pësoje dëme te konsiderueshme, të cilat më nuk do të munden të sanohen ose sanimi i tyre kishte me qenë ekonomikisht jo i arsyeshëm. Rrjedhimisht, strukturat, apo objektet, që gjenden në këtë nivel të performancës pritet që, edhe pse mund të jenë duke qëndruar pas tërmetit, të rrënohen dhe të rindërtohen. (Pira, 2021)

3.2.2 Nivelet e performancës së elementeve jo-strukturore

Katër nivele të performancës së elementeve jo-strukturore janë të definuar. Elementet jo-strukturore të paraqitura në këto nivele hynë të gjitha komponentët tjera të objektit si: muret ndarëse, suvaja, instalimet të ndryshme, plafonët e lëshuara dhe pjesë tjera arkitektonike, orientitë, etj. (FEMA-273, 1997)

Nivelet kryesore të performancës së strukturave janë:

- Operacional (N-A)
- Shfrytëzim i menjëhershëm (N-B)
- Siguria e jetës (N-C)
- Reduktimi i rrezikut/eksponimit të rrezikut për jetën e njeriut (N-D)
- E pa konsideruar (S-E)

Për disa elemente jo-strukturore, si muret dhe suvajat, zhvendosja horizontale ka një ndikim të madh, ndërsa për disa të tjera, kjo zhvendosje nuk ka ndikim fare. Po ashtu, ndikimi i zhvendosjes horizontale ndryshon, në disa elemente nxitimi mund të ketë ndikim, ndërsa në të tjera, nxitimi nuk ka ndonjë ndikim fare. Sidoqoftë, dihet se në performancën e elementeve jo-strukturore ndikojnë: (Pira, 2021)

- Zhvendosja e mes-kateve të strukturës, dhe
- Shpejtimi i strukturës, respektivisht shpejtimi në nivel të katit.

3.2.2.1 Niveli Operacional (N-A)

Niveli i performancës operacional, do të thotë që ndërtesa pas tërmetit nuk ka dëmtime, pra elementet jo-strukturore janë në gjendje të kryejnë funksionin e tyre. Në këtë nivel, shumica e

elementeve jo-strukture të nevojshme për përdorimin normal të ndërtesës—përfshirë dritat, instalimet hidrosanitare, instalimet mekanike, dhe sistemet kompjuterike—janë funksionale, megjithëse mund të nevojiten pastrime dhe riparime të vogla për disa elemente. (FEMA-273, 1997)

Ky nivel i performancës është më rigoroz sesa niveli shfrytëzim i menjëhershëm. Përderisa në nivelin e performancës “shfrytëzim i menjëhershëm” priten disa dëmtime të lehta në elemente konstruktive në nivelin e performancës “operacional” nuk duhet të ketë fare dëmtime në objekt, as në elemente konstruktive e as në elemente jo konstruktive. Kështu në këtë nivel të performancës nuk ka fare ndërprerje të operimit të objektit. (Pira, 2021)

Pasi që shumica e dëmeve, qoftë në njerëz apo të mira materiale, gjatë veprimit të tërmeteve të mëhershme kanë ndodhur nga elementet jo konstruktive, e këtyre duhet t’u kushtohet një rëndësi e madhe. Mënyra më e mirë për të eliminuar apo minimizuar dëmtimet dhe dëmet nga elementet jo konstruktive është nëse këto elemente përforcohen për konstruksionin (ankerohen). Kjo vlen, veçanërisht për mure ndarëse dhe për orenditë e rënda. (Pira, 2021)

3.2.2.2 Shfrytëzim i menjëhershëm (N-B)

Niveli i performancës, përdorimi i menjëhershëm, do të thotë që ndërtesa pas tërmetit ka dëme jo-strukture dhe strukture të kufizuara. Sistemet bazike të hyrjes dhe sigurisë së jetës, duke përfshirë dyert, shkallët, ashensorët, dritat e emergjencës, alarmet e zjarrit dhe sistemet e shuarjes, mbeten funksionale, nëse ka energji elektrike. Mund të ketë thyerje të vogla të dritareve dhe dëme të vogla në disa elemente. Duke supozuar se ndërtesa është e sigurt pre nga aspekti i strukturës, pritet që banorët të qëndrojnë në siguri në ndërtesë, megjithëse përdorimi normal mund të jetë i kufizuar dhe mund të nevojiten disa pastrime dhe inspektim. Rreziku i lëndimeve që rrezikojnë jetën për shkak të dëmeve jo-strukture është shumë i ulët. (FEMA-273, 1997)

3.2.2.3 Siguria e jetës (N-C)

Niveli i performancës, siguria e jetës, do të thotë që ndërtesa pas tërmetit ka dëme potenciale të rëndësishme dhe të kushtueshme në elementet jo-strukture gjithashtu edhe dëme në elementet strukture. Elementet jo-strukture nuk kanë rënë dhe nuk janë shkëputur, duke mos e rrezikuar sigurinë e jetës brenda ose jashtë ndërtesës. Rrugët e daljes brenda ndërtesës nuk janë bllokuar në mënyrë të konsiderueshme, por mund të jenë të kufizuara nga mbeturinat e lehta. Riparimi i elementeve jo-strukture mund të kërkojë përpjekje të zgjeruara. (FEMA-273, 1997)

3.2.2.4 Reduktimi i rrezikut/ekspozimit të rrezikut për jetën e njeriut (N-D)

Niveli i performancës, reduktimi i rrezikut, do të thotë që ndërtesa pas tërmetit ka dëme të konsiderueshme në elementet jo-strukture, por elementet e mëdha ose të rënda që shkaktojnë rrezik për njerëzit nga rrëzimi—si parapetët, panele të mbulimit, plafonët e lëshuara, ose raftet janë nuk duhet rrëzuar. Ndërsa lëndime serioze mund të ndodhin nga rënia e pjesëve të dëmtuara të elementeve jo-strukture apo edhe atyre strukture, dështimet që mund të lëndojnë një numër të madh njerëzish brenda apo jashtë strukturës duhet të shmangen. (FEMA-273, 1997)

3.3 Risku sizmik

Rreziku sizmik është identifikimi i karakteristikave të matshme të një tërmetit me probabilitet të caktuar të veprimit gjatë periudhës së shfrytëzimit të objektit. (Pira, 2021)

Definimi i riskut sizmik bëhet duke marrë për bazë shumë faktorë, siç janë faktorët gjeologjikë, pozita e truallit në raport me shkarjet, historia e veprimit të tërmeteve me intensitete përkatëse, etj. Pas kësaj, nga të gjithë parametrat bëhet një parashikim mbi probabilitetin e veprimit të tërmeteve me intensitet përkatës. (Pira, 2021)

Tërmeti me intensitetin e të cilit projektohet struktura quhet “tërmeti i projektimit”, me parametrat referentë, të cilët paraqitet në shumicën e hartave sizmologjike. Edhe në kode të projektimit parametrat hyrës për llogaritjen e ngarkesës sizmike janë të këtij “tërmeti”. Ky konsiderohet një tërmet referues, i cili ka 10% gjasa të veprojë në një periudhë referente 50-vjeçare. (Pira, 2021)

Në shumicën e literaturave si edhe në kodet e projektimit përdoret termi “perioda kthyesë”. Termi “perioda kthyesë” rezulton si llogaritje analitike logaritmike nga probabiliteti i veprimit të tërmetit në një periudhë të caktuar kohore. Për probabilitetin e veprimit 10% në 50 vjet perioda kthyesë rezulton të jetë $T=475$ vjet. Kjo do të thotë se në kohëzgjatjen e shfrytëzimit të objektit një tërmet i tillë ka 10% gjasa që të ndodhë, pasi që shumica e projekteve projektohen për jetëgjatësi prej 50 vjetësh. Ky probabilitet nuk është probabilitet i zonës, por i secilit objekt. (Pira, 2021)

Në bazë të procedurave dhe kriterëve për analiza, në SHBA (FEMA 356, etj.) janë minimum tri “lloje të tërmeteve” të cilat mund të merren për analiza me këtë probabilitet apo periudhë kthyesë përkatëse:

- Tërmeti i Shfrytëzueshmerisë

Probabilitet 50% në 50 vite Periodë kthyesë $T=72$ vite

- Tërmeti i Projektimit,

Probabilitet 10% në 50 vite Periodë kthyesë $T=475$ vite

- Tërmeti Maksimal

Probabilitet 2% në 50 vite Periodë kthyesë $T=2,475$ vite

Në bazë të EC 8 janë dy lloje të riskut (tërmeteve) të specifikuara:

- Tërmeti i Shfrytëzueshmerisë

Probabilitet 10% në 10 vite Periodë kthyesë $T=95$ vite

- Tërmeti i Projektimit,

Probabilitet 10% në 50 vite Periodë kthyesë $T=475$ vite

Në bazë të këtyre “tërmeteve” janë paraqitur edhe kriteret e projektimit për arritjen e performancave të synuara. Për reference po i quajmë “tërmete” sepse në fakt kjo është një kategorizim i nivele të Riskut Sizmik. (Pira, 2021)

Në shumicën e analizave si e dhënë hyrëse për të modeluar ndikimin sizmik merret shpejtimi maksimal i truallit (PGA – Peak Ground Acceleration .eng) i cili merret në funksion të

shpejtimit të tokës (ag);, p.sh $PGA = 0.22ag$, etj. Në kodet e projektimit, vlerat hyrëse (PGA) është dhënë për “tërmetin e projektimit”, atij me probabilitet 10% në 50 vite. Për tërmetet tjera (risqet tjera sizmike) që janë të aplikueshme në SHBA, sipas FEMA 365, vlera "ag" merret në funksion të këtij tërmeti dhe përcaktohet si vijon: (Pira, 2021)

- Tërmeti i Shfrytëzueshmerisë – 50% të Tërmetit të Projektimit p.sh. $PGA = 0.5x(0.2ag)$
- Tërmeti Maksimal – 150% në Tërmetit të Projektimit p.sh. $PGA = 1.5x(0.2ag)$

Edhe ne EC 8 është një raport i tillë, vetëm se në EC 8 janë vetëm dy nivele të riskut sizmik:

- Tërmeti i Projektimit – PGA referente, p.sh. $0.2ag$, dhe
- Tërmeti i Shfrytëzueshmerisë – 50% të Tërmetit të Projektimit p.sh. $PGA = 0.5x(0.2ag)$

3.4 Lidhja ndërmjet riskut sizmik dhe nivelit të përformancës ne qasjen e projektimit sezmiq

Duke qenë se ka disa nivele të përformancës, si dhe disa shkallë të riskut sizmik, është krijuar një ndërlidhje e natyrshme mes tyre në qasjen standard të projektimit. Lidhja në mes të niveleve të riskut sizmik dhe përformancës së strukturave është kjo: (Pira, 2021)

- Për probabilitetin 50% në 50 vite niveli përkatës i përformancës synohet të jetë S1 (Eksplotim i Menjëhershëm)
- Për probabilitetin 10% në 50 vite niveli përkatës i përformancës synohet të jetë S3 (Siguria e Jetës)
- Për probabilitetin 2% në 50 vite niveli përkatës i përformancës synohet të jetë S5 (Parandalim i shkatërrimit)

3.5 Pika e përformancës

Niveli i përformancës së strukturës përcaktohet përmes Pikës së Përformancës. Pika e përformancës është pika që krijohet me bashkimin e “Lakores së Kapacitetit” dhe “Lakores së Kërkesës”, dhe varësisht në cilin vend priten këto lakore definohet edhe niveli i përformancës së strukturës. (Pira, 2021)

Lakorja e kapacitetit, siç tregohet në figurën 3.2, është lakorja që formohet duke e ngarkuar sistemin strukturor me forcë anësore (përmes metodës PUSH-OVER). Gjatë kësaj metode, struktura nënshtrohet forcave ose zhvendosjeve horizontale me një funksion monotono rritës deri në momentin kur arrin vlerën e paracaktuar ose pëson kolaps. Nga kjo analizë nxjerrim diagramin e Forcë-Zhvendosje (horizontale), e cila paraqet kapacitetin e strukturës.

Lakorja e Kërkesës përfaqëson ngarkesën sizmike për të cilën bëhet analiza. Kjo lakore rrjedh nga Spektri i Reagimit. Këto dy lakore vizatohen në të njëjtin sistem koordinativ dhe vendi se ku këto lakore priten quhet Pika e Përformancës.

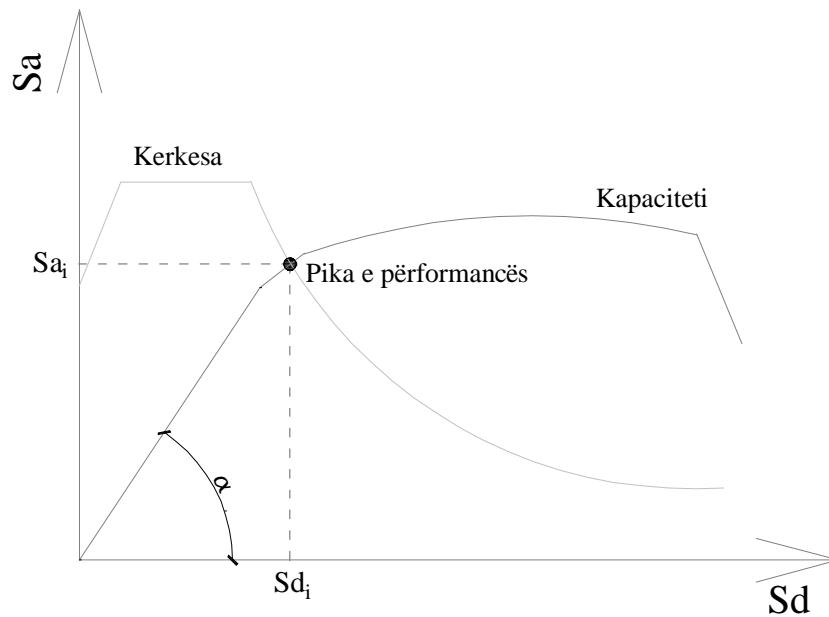


Figura 3.2 Pika e performancës

Pasi të jete përcaktuar pika e performancës, lexohet (përcaktohet) zhvendosja horizontale e objektit në atë pikë. Pastaj në varësi të zhvendosjes dhe në varësi nga shkalla e dëmeve të klasifikuar në tabelën 1 definohet niveli i performancës së strukturës. Nga përfundojmë se sa më afër qendrës së boshtit koordinativ që është pika e performancës aq më e mirë është performanca e strukturës. (Pira, 2021)

Në tabelën 1 dhe tabelën 2 janë dhënë kufijtë e zhvendosjeve horizontale si dhe dëmtimet në ndërtesa për nivele të ndryshme të performancës. Këta kufij të zhvendosjeve, duke qenë cak i projektimit mundësojnë projektimin adekuat. Këtu duhet të theksohet se këto janë zhvendosje reale të konstruksionit dhe jo zhvendosje elastike. (Pira, 2021)

Zhvendosjet permanente (të përhershme) janë zhvendosje që mbesin në konstruksion pas përfundimit të tërmetit. Këto zhvendosje, zakonisht krijohen nga rrjedhjet e mëdha të armaturës gjatësore në elemente vertikale si edhe thyerjet (plasaritjet e mëdha) në elementet vertikale dhe horizontale të konstruksionit. (Pira, 2021)

Tabela 1. Kontrolli i dëmtimeve dhe nivelet e performancës së strukturave (FEMA-273, 1997)

	Niveli i performancës së strukturave			
	<i>Parandalim i kolapsit (S-5)</i>	<i>Siguria e Jetës (S-3)</i>	Kontrolli i Dëmeve (S-2)	<i>Shfrytëzim i menjëhershëm (S-1)</i>
Dëmtimi i përgjithshëm	Konsiderueshëm	Moderuar	I vogël	Shume i vogël
Përgjithshme	Struktura ka pak shtangësi dhe rezistencë, por shtyllat dhe muret mbajtëse ende pranojnë ngarkesat gravitacionale. Zhvendosje të mëdha permanente. Disa dalje të bllokuara. Muret ndarëse dhe parapetet jo strukturore kanë dështuar ose janë afër dështimit. Ndërtesa është pranë kolapsit.	Struktura ka pak shtangësi dhe rezistencë të gjitha katet. Elementët mbajtës të ngarkesës gravitacionale funksionojnë. Nuk ka dështim të mureve ose përmbysje të parapeteve jo strukturore. Disa zhvendosje të përhershme. Riparimi i ndërtesës mund të jetë ekonomikisht jo i arsyeshëm.	Nuk ka zhvendosje permanente. Struktura ruan në mënyrë të konsiderueshme shtangësinë dhe rezistencën fillestare. Plasaritje të vogla në fasada, mure ndarëse, dhe tavane, si dhe elemente strukturore. Ashensorët mund të rikthehen në punë. Mbrojtja nga zjarri është funksionale.	Nuk ka zhvendosje permanente; struktura ruan në mënyrë të konsiderueshme shtangësinë dhe rezistencën fillestare. Plasaritje të vogla në fasada, mure ndarëse, dhe tavane, si dhe elemente strukturore. Të gjitha sistemet e rëndësishme për funksionimin normal janë funksionale.
Elementet jo Strukturore	Dëmtime të mëdha	Rreziqet nga rënia janë zbutur, por shumë sisteme arkitekturore, mekanike dhe elektrike janë dëmtuar.	Pajisjet dhe orenditë janë përgjithësisht të sigurta, por mund të mos funksionojnë për shkak të dështimit mekanik ose mungesës së shërbimeve të përgjithshme p.sh mungesa e elektricitetit, ujit etj.	Dëmtime të papërfillshme. Furnizimi me energji dhe shërbime të tjera është i disponueshëm, ndoshta nga burime rezervë.

Tabela 2. Përshkrimi i dëmtimit të elementeve të strukturës së Betonit të Armuar për nivele specifike të performancës (Pira, 2021)

Lloji i elementit	Niveli i performancës: <i>Parandalim i kolapsit (S-5)</i>	Niveli i performancës: <i>Siguria e Jetës (S-3)</i>	Zona e performancës: Kontrolli i Dëmeve (S-2)	Niveli i performancës: <i>Shfrytëzim i menjëhershëm (S-1)</i>
Shtyllat	Plasaritje të mëdha zonat kritike në elementet duktile (konstruksione të meskatit, traje dhe pllaka). Dëmtime të konsiderueshme në shtylla të shkurtra. Zhvendosjet permanente horizontale të meskateve janë deri në 4%. Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet pothuajse në tërë strukturën.	Çërnjerat plastika janë formuar në pjesën e poshtme të strukturës duke shkaktuar dëmtime të masës së betonit (kryesisht shtresës mbrojtëse) poshtë dhe lart njëjës tra-shtyllë. Dëmtime të konsiderueshme në shtylla të shkurtra. Zhvendosjet permanente horizontale të meskateve janë deri në 1%. Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë.	Plasaritje shumë të vogla të. Nuk ka zhvendosje horizontale permanente (mbetëse). Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë. Zhvendosjet kthyes horizontale të meskateve janë deri në 1%.	Plasaritje shumë të vogla të elementeve, disa elemente mund të arrijnë pikën e rrjedhjes por pa plasaritje të betonit. Nuk ka zhvendosje horizontale permanente (mbetëse). Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë.
Trajat	Shkatërrim total të shtresës mbrojtëse. Plasaritje të mëdha në zonën e çërnjerave plastike dhe në nyje. Dëmtim dhe shpëputje e armaturës prerëse si dhe epje nëpër armaturë gjatësore. Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet pothuajse në tërë strukturën.	Dëmtim të masës së betonit (kryesisht shtresës mbrojtëse) rreth zonës së çërnjerës plastike dhe njëjës tra-shtyllë. Plasaritjet rriten dhe depërtojnë në njëjës tra-shtyllë. Zhvendosjet permanente vertikale të zonës së çërnjerës janë evidente. Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë.	Dëmtim i vogël i betonit (kryesisht shtresës mbrojtëse) rreth lidhjes tra-shtyllë. Plasaritje shumë të vogla në zonën e çërnjerës plastike. Nuk ka zhvendosje horizontale permanente (mbetëse). Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë.	Dëmtim shumë i vogël i betonit (kryesisht i shtresës mbrojtëse) rreth lidhjes tra-shtyllë. Plasaritje shumë të limituara në zonën e çërnjerës plastike. Nuk ka zhvendosje horizontale permanente (mbetëse). Kapaciteti për rezistence të forcave gravitacionale mbetet i plotë.

Tabela 3. Përshkrimi i dëmtimit të elementeve të strukturës së BA për nivele specifike të performancës (vazhdim); (Pira, 2021)

Lloji i elementit	Niveli i performancës: <i>Parandalim i kolapsit (S-5)</i>	Niveli i performancës: <i>Siguria e Jetës (S-3)</i>	Zona e performancës: <i>Kontrolli i Dëmeve (S-2)</i>	Niveli i performancës: <i>Shfrytëzim i menjëhershëm (S-1)</i>
Pllakat	Shkatërrimi i betonit si rezultat i shtypjes dhe plasaritje të mëdha në afërsi të nyjës tra-shtyllë. Gjithashtu ndarje e betonit në mes të armaturave gjatësore në afërsi të nyjave janë të mundura.	Plasaritje më të avancuara (<6.35mm gjerësi) në afërsi të nyjës tra-shtyllë (për pllakat me trarë) si edhe të mbështetjet mbi mure. Shkatërrim lokal i betonit si rezultat i shtypjes si dhe rënia e shtresës mbrojtëse.	Plasaritje shumë të limituara në afërsi të nyjës tra-shtyllë (për pllakat me trarë) si edhe të mbështetjet mbi mure.	Plasaritje shumë të limituara në afërsi të nyjës tra-shtyllë (për pllakat me trarë), me përmasa të mëdha (<3.18mm gjerësi).
Muret	Plasaritje dhe zbrazëtira të konsiderueshme si rezultat i përkuljes dhe forcave prerëse. Shkatërrimi i betonit si rezultat i shtypjes dhe të epjes nëpër armaturë gjatësore. Rrëshqitjet (zhvendosjet horizontale në zonat prerëse në kuadër të murit) janë të pranishme. Kapaciteti për rezistencë ndaj forcave gravitacionale në mure është i plotë. Trarët çiftues “eng. coupling beams” të shkatërruara dhe jo të integruar në strukturë. Zhvendosjet permanente dhe kthyese horizontale janë deri në 2%.	Shkatërrimi i betonit si rezultat i shtypjes dhe plasaritje nga përkulja e elementit. Në zonat shtanguese të mureve të sforcuara, përfshi epjen e limituar të armaturës. Dëmtime rreth hapjeve. Trarët çiftues “eng. coupling beams” të shoqëruar me plasaritje të konsiderueshme si rezultat i përkuljes dhe forcave prerëse, në disa vende shkatërrimi i betonit si rezultat i shtypjes, por elementi është i integruar në strukturë. Zhvendosjet permanente horizontale janë deri në 0.5% ndërsa kthyese 1%. Kapaciteti për rezistencë të forcave gravitacionale mbetet i plotë.	Plasaritje të vogla prerëse në drejtimin gjatësor të murit. Nuk ka zhvendosje horizontale permanente. Trarët çiftues “eng. coupling beams” të shoqëruar me plasaritje. Rënia e shtresës mbrojtëse shumë e vogël. Kapaciteti për rezistencë të forcave gravitacionale mbetet i plotë.	Plasaritje shumë të vogla (<1.57mm gjerësi). Nuk ka zhvendosje horizontale permanente, ndërsa ato kthyese deri në 0.5%. Trarët çiftues “eng. coupling beams” të shoqëruar me plasaritje të vogla (<3.18mm gjerësi). Kapaciteti për rezistencë të forcave gravitacionale mbetet i plotë.

3.5.1 Faktorët që ndikojnë në performancën e strukturës

Nëse pas caktimit të pikës së performancës rezulton se performanca e strukturës nuk është ajo e synuar, atëherë duhet të bëhen intervenime në strukturë ashtu që të arrihet performanca e kërkuar. (Pira, 2021)

Rastet kur duhet të intervenohet në strukturë për të përmisuar performancën janë:

Nëse lakorja e kapacitetit nuk e takon lakoren e kërkesës (Figura 3.3), në këtë rast, do të thotë se për tërmetin e analizuar, struktura do të kollapsonte. (Pira, 2021)

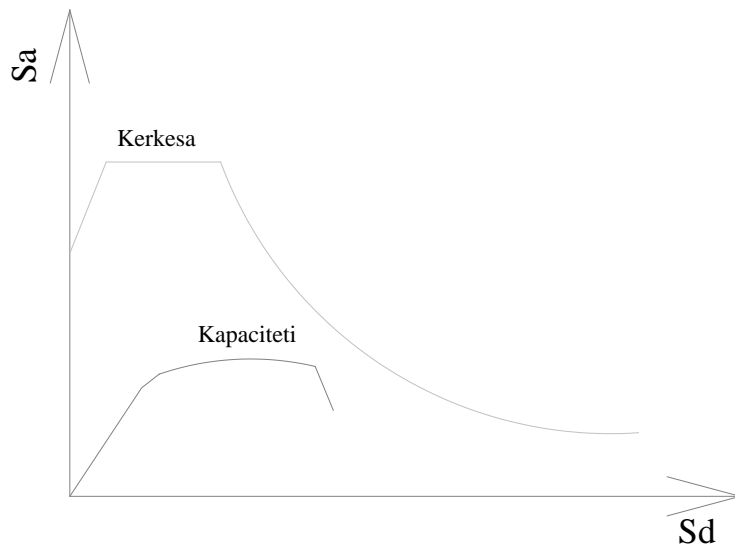


Figura 3.3 – Rast kur nuk arrihet të formohet pika e performancës

- Lakorja e kapacitetit prek lakoren e kërkesës në një distancë të largët nga qendrës së boshtit koordinativ, sipas (Figura 3.4), duke rezultuar në një performancë jo të kërkuar të strukturës (zhvendosja në pikën e performancës është më e madhe seç është e dëshirueshme). (Pira, 2021)

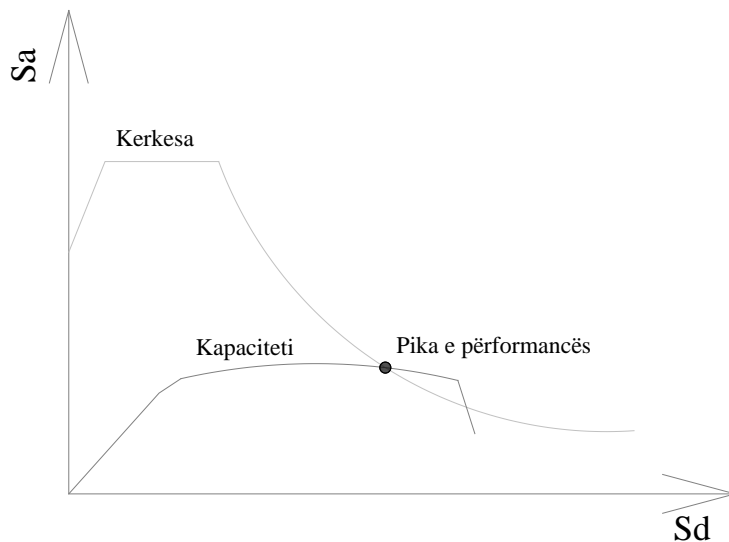


Figura 3.4 – Rast kur nuk arrihet performancës e kërkuar

Për të arritur performancën e dëshiruar, është e nevojshme të kuptojmë faktorët që ndikojnë në rritjen e performancës së strukturës. Karakteristikat që kanë ndikim në rritjen e performancës globale të strukturës janë: (Pira, 2021)

- Shtangësia
- Aftësia mbajtëse
- Duktiliteti

3.5.1.1 Ndikimi i shtangësisë në performancën globale të strukturës

Shtangësia e strukturës në lakoren e kapacitetit paraqitet me këndin “ α ”, siç është treguar në figurën 3.2. Kjo do të thotë se, sa më e shtangët është struktura, aq më i madh është këndi “ α ”. Me të vlerësuar se sa më e madhe që është këndi “ α ”, pika e performancës do të jetë më afër qendrës së boshtit koordinativ dhe, si rezultat, performanca e strukturës do të përmirësohet. (Pira, 2021)

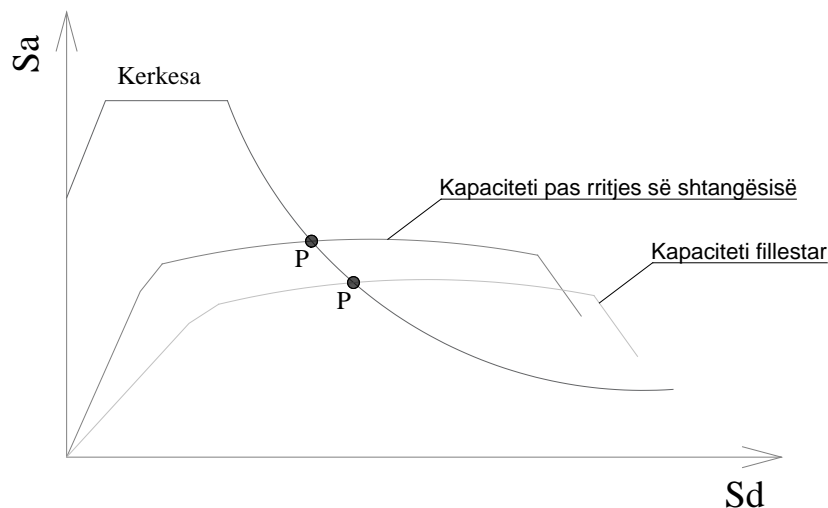


Figura 3.5 – Ndikimi i shtangësisë në performancën e strukturës

3.5.1.2 Ndikimi i aftësisë mbajtëse në performancën globale të strukturës

Aftësia mbajtëse është aftësia e një strukture për të rezistuar ndaj veprimeve të jashtme. Gjatë veprimit sizmik, struktura shoqërohet me sjellje jo-elastike, ndërkaq në zona të caktuara të elementeve të saj manifestohen deformime jo-elastike. Këto deformime jo-elastike shkaktohen nga prerja e elementit, e cila lejon rrotullimin e tij (formimi i çërnjerave plastike – çërnjerat plastike do të diskutohen në vijim). Prandaj, deformimet plastike fillojnë vetëm kur arrihen pikat e rrjedhjes në armaturën e tërhequr, e quajtur aftësi mbajtëse në sjelljen elastike. Sa më e madhe është kjo aftësi mbajtëse, deformimet plastike do të shtyhen më tej (formimi i çërnjerave plastike), si rezultat pika e performancës do të jetë më afër qendrës së boshtit koordinativ me çrast edhe performanca e strukturës do të përmirësohet. (Pira, 2021)

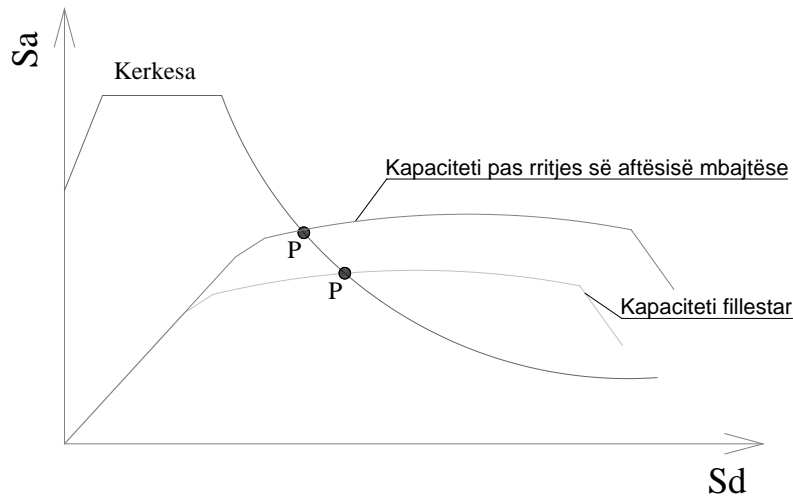


Figura 3.6 – Ndikimi i aftësisë mbajtëse në performancën e strukturës

3.5.1.3 Ndikimi i duktilitetit në performancën globale të strukturës

Për të kuptuar ndikimin e duktilitetit në performancë, fillimisht duhet të përcaktojmë konceptin e duktilitetit. Duktiliteti paraqet aftësinë e një elementi apo strukture për të ruajtur rezistencën e saj në kuadër të sjelljes jo-elastike.

Derisa shtangësia dhe rezistenca kanë ndikim në përmirësimin e performancës së strukturës, duktiliteti ka një rol të rëndësishëm në parandalimin e kolapsit të strukturës.

Nëse analizojmë figurën 3.7 vërejmë se me rritjen e duktilitetit arrijmë të zgjasim kurbaturën e kapacitetit, duke lejuar strukturën të pranojë deformime më të mëdha jo-elastike. Megjithatë, rritja e duktilitetit nuk do të thotë gjithmonë përmirësim të performancës së strukturës, sepse edhe nëse struktura nuk do të shkatërrohet, ajo prapë do të pësojë deformime të mëdha, duke bërë riparimin e saj ekonomikisht të pamundur. Niveli i performancës së strukturës do të ishte parandalimi i shkatërrimit.

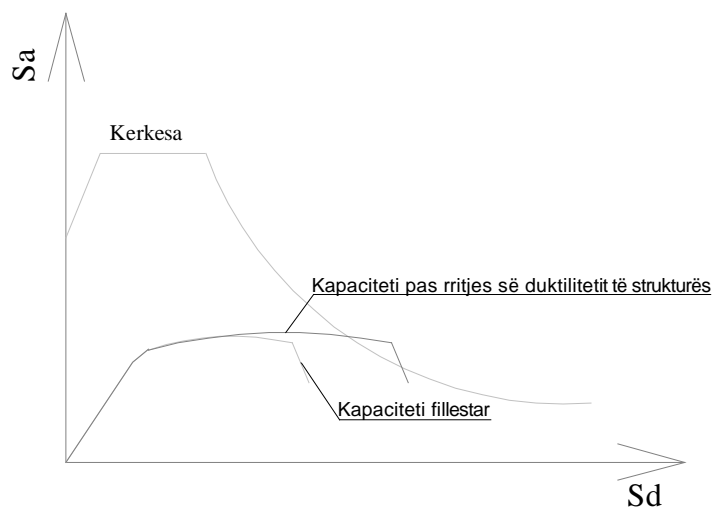


Figura 3.7 – Ndikimi i duktilitetit në performancën e strukturës

3.5.1.4 Ndikimi i kombinimit të shtangësisë dhe aftësisë mbajtëse në rritjen e performancës së strukturës

Varësisht nga rezultatet e analizës së bërë dhe në varësi të nivelit ose shkallës së nevojshme të përmisimit të performancës së strukturës, është e mundur të kombinohet rritja e shtangësisë dhe aftësisë mbajtëse për të arritur maksimumin në përmisim të performancës.

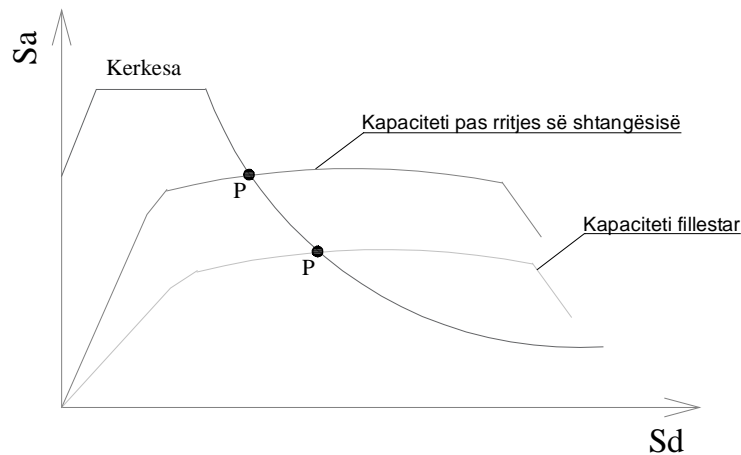


Figura 3.8 – Ndikimi i kombinimit të shtangësisë dhe aftësisë mbajtëse në performancën e strukturës

3.6 Performanca e elementeve -performanca lokale

Përformanca globale e konstruksionit është në funksion të performancës lokale të elementeve. Lidhja midis performancës globale të konstruksionit dhe performancës lokale të elementeve nuk është lineare; megjithatë, për të mundur një performancë të mirë të konstruksionit, performanca e elementeve duhet të jetë qartë e përcaktuar dhe e dëshiruar. (Pira, 2021)

Elementet horizontale dhe vertikale të strukturës janë: Ramat, Muret sizmike, Pllakat rigjide te meskatit.

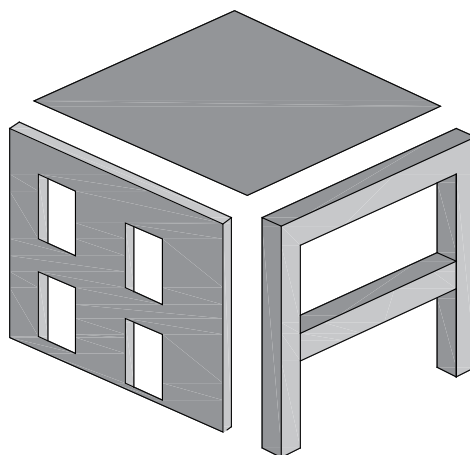


Figura 3.9 Elementet horizontale dhe vertikale të strukturës

Elementet dhe komponentët që ndikojnë në shtangësinë horizontale, në shpërndarjen e forcave në një strukturë, apo që ngarkohen si rezultat i deformimit horizontal të strukturës, duhet të klasifikohen si primare ose sekondarë. (FEMA-273, 1997)

Në një ndërtesë tipike, pothuajse të gjithë elementet, duke përfshirë shumë elemente jo-strukture, kontribuojnë në shtangësinë, masën dhe shuajë, dhe në rezistencën ndaj veprimeve

sizmike. Megjithatë, jo të gjithë elementet kanë aftësinë për të rezistuar kolapsin e strukturës kur forcat sizmike janë të mëdha. Për shembull, fasadat e jashtme dhe muret ndarëse mund të shtojnë një shtangësi fillestare në strukturë, megjithatë kjo shtangësi zakonisht nuk konsiderohet në projektimin e ndërtesave të reja për të i rezistuar forcave anësore sepse rezistenca anësore e këtyre elementeve është e vogël. Në të njëjtën mënyrë, ndërveprimi i sistemeve të ramave në strukturat me mure sizmike mund të shtojnë shtangësi, megjithëse projektuesit zakonisht neglizhojnë një shtangësi të tillë kur përcaktojnë përmasat e mureve sizmike të strukturës. Sjellja e të gjithë elementeve dhe komponentëve që marrin pjesë për të i rezistuar forcave anësore të ndërtesës do të merren parasysh, edhe nëse ato nuk konsiderohen si pjesë e sistemit për të i rezistuar forcave sizmike. Kjo është për të lejuar vlerësimin e shkallës së dëmtimit të pritshëm për çdo nga këto elemente. Koncepti i elementeve primare dhe sekondare lejon inxhinierin të dallon mes performancës të kërkuar të elementeve që janë të rëndësishme për aftësinë e ndërtesës për të rezistuar kolapsin dhe atyre që nuk janë. Për një nivel të performancës të caktuar, kriteret e pranueshmërisë për elementet dhe komponentët primarë zakonisht do të jenë më të rigoze se ato për elementet dhe komponentët sekondarë. (FEMA-273, 1997)

Përdorimi i klasifikimit sekondar do të lejojë që disa elemente të përjetojnë dëmtime më të mëdha dhe zhvendosje më të mëdha sesa do të lejohej në të kundërt për elementet primare, siç është shpjeguar më poshtë.

- Elementet dhe komponentët primarë janë ato që sigurojnë aftësinë e strukturës për të rezistuar ndaj kolapsit nën lëvizjet e tokës të shkaktuara nga tërmeti. Megjithëse lejohet dëmtimi i këtyre elementeve dhe degradimi i pjesshëm i rezistencës dhe shtangësisë së tyre, por këto elemente duhet gjatë gjithë kohën të ofrojnë rezistencë ndaj kolapsit të strukturave. (FEMA-273, 1997)
- Elementet dhe komponentët e tjerë të strukturës ekzistuese janë të përcaktuar si sekondarë. Për disa nivele të performancës strukturore, është e lejuar degradimi i konsiderueshëm i rezistencës dhe shtangësisë së elementeve dhe komponentëve sekondarë si rezultat i forcave horizontale, pasi kjo nuk do të pengojë aftësinë e përgjithshme të strukturës për të përballuar veprimet sizmike. Megjithatë, kapaciteti i elementeve dhe komponentëve sekondarë për t'i rezistuar forcave gravitacionale mbetet i plotë, edhe nën deformimet maksimale që forcat sizmike do të shkaktonin në strukturë. (FEMA-273, 1997)

Për të kuptuar më mirë performancën lokale marrim një rast traun konzollë të ngarkuar me cikle kthyese e cila në fund do të dështoj në formimi i çernjerës plastike afër lidhjes me shtyllën Figura 3.10 a) apo nga dështimi i lidhjes Figura 3.10 b)

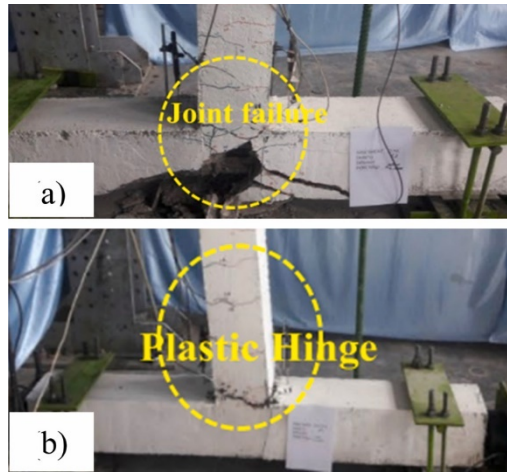


Figura 3.10. Mënyrat e dështimit të traut nga ngarkimi ciklik. Marrë nga (<https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S2214509521002229>)

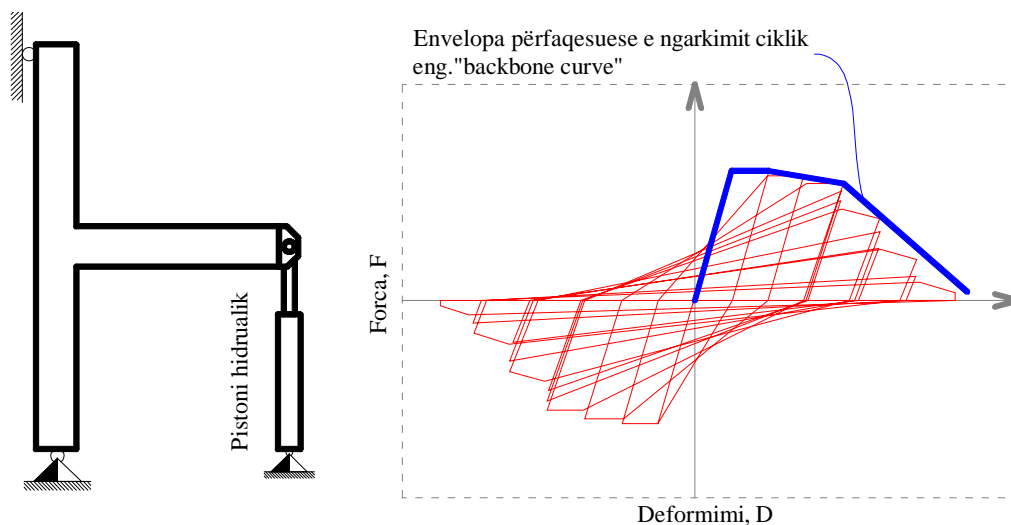


Figura 3.11. Histereza për prerjen tërthore të një trau konzollë dhe envelope përfaqësuese e ngarkimit ciklik

Sjellje hysterike i referohet sjelljes së një zone të një elementi strukturor ose edhe tërë sistemit nën veprime ciklike të ngarkimit dhe shkarkimit.

Envelope përfaqësuese fitohet duke përfaqësuar vlerat maksimale të sforcimit ose forcës kundrejt deformimeve ose zhvendosjeve përkatëse gjatë cikleve të ngarkimit dhe shkarkimit, siç tregohet në figurën 3.11. Përmes kësaj envelope ne arrijmë të paraqesim sjelljen jolineare të elementeve, duke thjeshtuar sjelljen reale komplekse hysterike. Kjo envelope zakonisht idealizohet dhe klasifikohet pastaj në tri lakore të përgjithësuara, përmes të cilave mund të klasifikojmë sjelljen jolineare të elementit, siç është paraqitur në figurën. (FEMA-356, 2000)

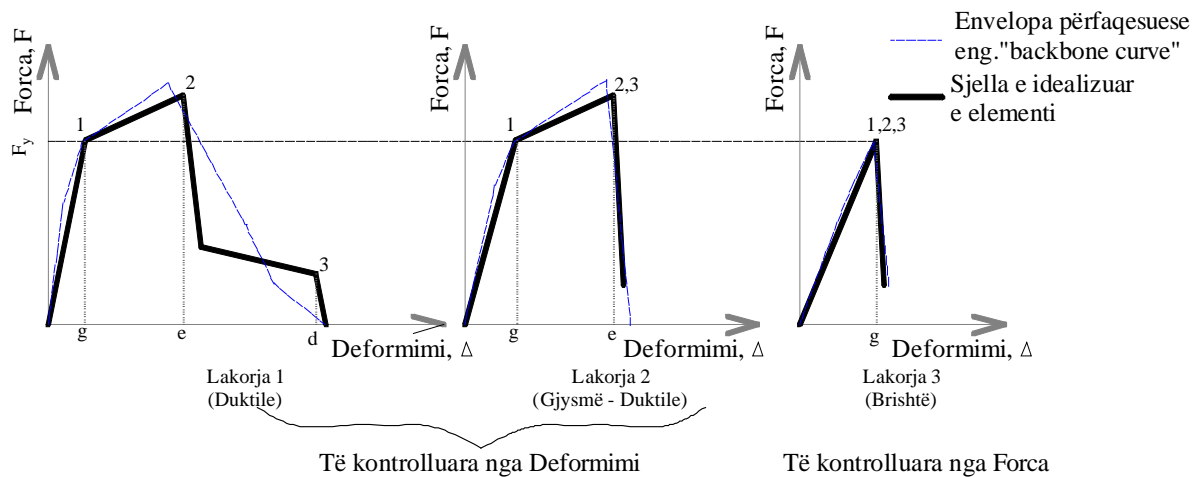


Figura 3.12. Lakoret e përgjithshme forcë-deformim

- Lakorja e tipit 1 është përfaqësuese e sjelljes tipike duktile. Ajo karakterizohet nga një interval elastik (pika 0 deri në pikën 1), e ndjekur nga një interval plastik (pikat 1 deri në 3) që mund të përfshijë rritje ose zvogëlim të nderjeve (pikat 1 deri në 2), dhe një interval të degradimit të rezistencës (pikat 2 deri në 3) në të cilin forca e mbetur që mund të rezistohet është ndjeshëm më e vogël se rezistenca maksimale, por ende e konsiderueshme. Kriteret e pranueshmërisë për elementet primare që shfaqin këtë sjellje zakonisht janë brenda intervaleve elastike ose plastike ndërmjet pikave 1 dhe 2, në varësi të Nivelit të Përformancës. Kriteret e pranueshmërisë për elementet sekondare mund të jenë brenda çfarëdo intervali. Veprimet e elementëve primare që shfaqin këtë sjellje konsiderohen të kontrolluara nga deformimi nëse intervali i rritjes ose zvogëlimit të nderjeve është mjaftueshëm i madh $e > 2g$; përndryshe, ato konsiderohen të kontrolluara nga forca. Veprimet e komponentëve sekondarë që shfaqin këtë sjellje zakonisht konsiderohen të kontrolluara nga deformimi. (FEMA-273, 1997)
- Lakorja e tipit 2 është përfaqësuese e një tipi tjetër të sjelljes duktile. Ajo karakterizohet nga një interval elastik (pika 0 deri në pikën 1), dhe një interval plastik (pikat 1 deri në 2), e ndjekur nga një humbje e shpejtë e rezistencës dhe aftësisë mbajtëse ndaj ngarkesave gravitacionale përtej pikës 2. Nëse intervali plastik është mjaftueshëm i madh ($e \geq 2g$), kjo sjellje kategorizohet si e kontrolluar nga deformimi. Përndryshe, kategorizohet si e kontrolluar nga forca. Kriteret e pranueshmërisë për komponentët primarë dhe sekondarë që shfaqin këtë sjellje do të jenë brenda intervaleve elastike ose plastike, në varësi të nivelit të përformancës. (FEMA-273, 1997)
- Lakorja e tipit 3 është përfaqësuese e sjelljes së brishtë ose joduktile. Ajo karakterizohet nga një interval elastik (pika 0 deri në pikën 1), e ndjekur nga një humbje e shpejtë dhe të plotë të rezistencës. Veprimet e komponentëve që shfaqin këtë sjellje gjithmonë kategorizohen si të kontrolluara nga forca. Kriteret e pranueshmërisë për komponentët primarë dhe sekondarë që shfaqin këtë sjellje janë gjithmonë brenda intervalit elastik. (FEMA-273, 1997)

Tabela 4 jep disa shembuj të veprimeve të mundshme në sistemet e zakonshme me rama të kontrolluara nga deformimi dhe forca.

Tabela 4. Shembuj të mundshëm të veprimeve tek elementet në rastet e kontrolluara nga deformimi dhe forca

Elementet	Të kontrolluara nga Deformimi	Të kontrolluara nga Forca
Trajtet	Momenti (M)	Forcat Prerëse (V)
Shtyllat	Momenti (M)	Forcat Normale (N), Forcat Prerëse (V)
Muret Sizmike	Momenti (M), Forcat Prerëse (V)	Forcat Normale (N)

Kriteret e pranueshmërisë për deformimin ose raportet e deformimit për anëtarët primar (P) dhe anëtarët sekondar (S) që korrespondojnë me nivelet e synuara të performancës së ndërtesës për Parandalim i kolapsit (CP), Sigurinë e Jetës (LS) dhe Shfrytëzim i menjëhershëm (IO) siç tregohet në figurën 3.13.

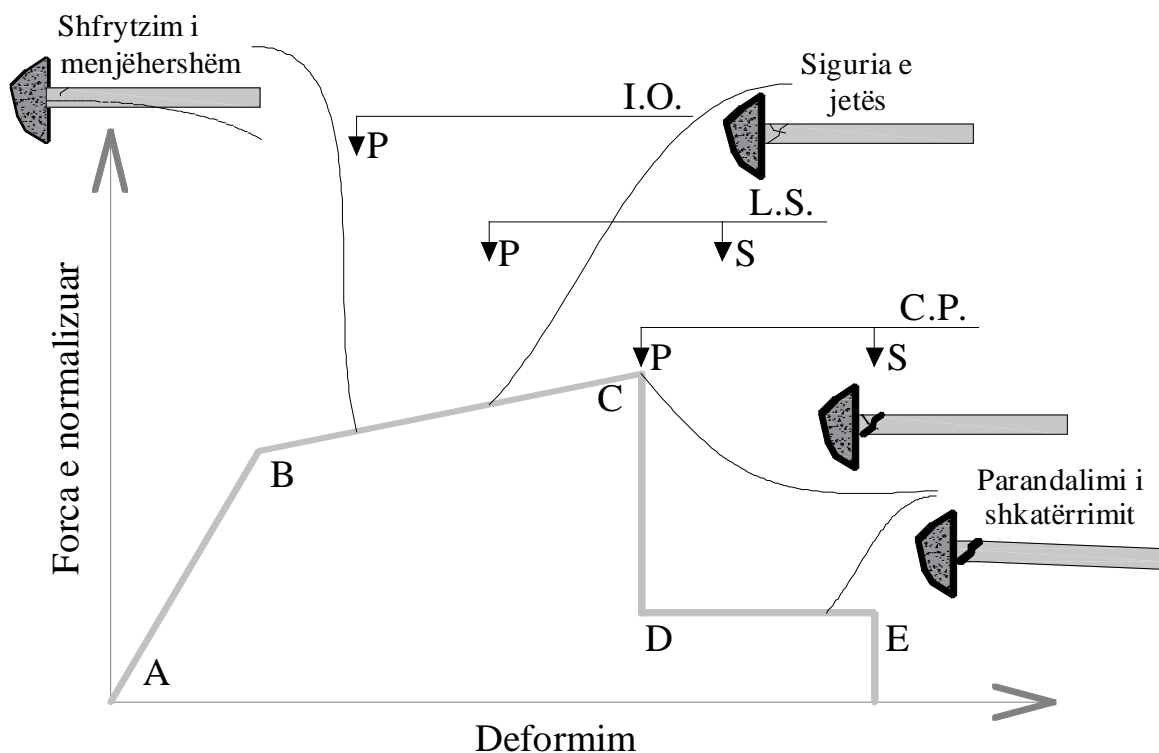


Figura 3.13. Nivelet e synuara të performancës së ndërtesës dhe kriteret e pranueshmërisë për deformimet për elementet primare dhe sekondare në secilin nivel të performancës

Me anë të kriterëve të dhëna në nënkapitujt e mëparshëm, si dhe atyre në këtë kapitull, sigurohet që ndërtesat të jenë të qëndrueshme gjatë dhe pas ngjarjeve sizmike. Nëse nderjet totale tejkalojnë kapacitetin, ndodh dështimi i elementeve strukturore; kjo korrespondon me gjendjen kufitare të dëmtimit strukturor. Megjithatë, edhe në rast se një element dështon, nuk do të thotë se e tërë struktura ka dështuar. Kjo ndodh sepse strukturat janë shumë herë statikisht të pacaktuara.

Kriteret lokale të pranimit për procedurat jolineare të cilat varen nga rezistenca e elementit përfshi rezistencën e materiali, prerjes tërthore, armimit të tij, ku këto kriteret janë të kufizuara me kënd të rrotullimit plastik si në tabelën në vijim.

Tabela 5. Kriteret për performancë lokale (FEMA-356, 2000)

Elementi	Këndi i rrotullimit plastik, në radiana				
	Nivelet e performancës				
	Elementet nga prioriteti				
	Primar		Sekondar		
	IO (Shfrytëzim i menjëhershëm)	LS (Siguria e jetës)	CP (Parandalim i shkatërrimit)	LS (Siguria e jetës)	CP (Parandalim i shkatërrimit)
Trau	0.010	0.02	0.025	0.02	0.05
Shtylla	0.005	0.015	0.02	0.02	0.03
Muri sizmik	0.005	0.010	0.015	0.015	0.020

4. PROJEKTIMI I STRUKTURAVE SIPAS EC8

4.1 Kërkesat e përformancës

EC8-Part 1 dy nivele të përformancës duhet të konsiderohen gjatë projektimit të strukturave:

- Parandalim i shkatërrimit: mbrojtja e jetës së njeriut gjatë veprimeve sizmike të rralla, duke parandaluar shembjen lokale ose globale të strukturës dhe duke ruajtur integritetin struktural me një kapacitet të mbetur për ngarkesa gravitacionale pas ngjarjes sizmike.
- Kërkesat e kufizimit të dëmtimeve: kufizimi i dëmtimeve të elementeve strukturore dhe jo-strukturore në rast të ngjarjeve sizmike të shpeshta (d.m.th. veprime sizmike me një probabilitet më të lartë të ndodhjes sesa veprimi sizmik i projektuar), gjithashtu pa kufizime të lidhura me shfrytëzimin e objektit, kostot e të cilave do të ishin në mënyrë disproporcionale të larta në krahasim me kostot e vetë strukturës.

4.1.1 Parandalim i shkatërrimit

Kjo kërkesë lidhet me mbrojtjen e jetës gjatë një ngjarjeje të rrallë, përmes parandalimit të shembjes globale ose lokale të strukturës, e cila, pas ngjarjes, duhet të ruajë integritetin dhe një kapacitet të mjaftueshëm të mbetur për ngarkesa gravitacionale. Pas ngjarjes, struktura mund të paraqesë dëmtime të konsiderueshme, duke përfshirë zhvendosje të përhershme, deri në atë pikë sa mund të jetë ekonomikisht e pa arsyeshëm sanimi i saj, por duhet të jetë e aftë të mbrojë jetën e njerëzve gjatë procesit të evakuimit ose gjatë pasgoditjeve.

Në kuadrin e Eurokodeve, që përdorin konceptin e Gjendjeve të Kufitare, kjo kërkesë përformancës lidhet me Gjendjen e Kufitare të Aftësisë Mbajtëse (ULS), pasi ka të bëjë me sigurinë e njerëzve ose të gjithë strukturës. Ky nivel i përformancës arrihet duke projektuar sipas filozofisë së projektimit sipas kapaciteteve dhe hierarkisë së rezistencës (4.2)

Tërmeti i projektuar (Sipas ULS): korrespondon me një veprim sizmik që ka një probabilitet tejkalmi prej 10% në 50 vjet (pra, një periudhë mesatare kthimi të barabartë me 475 vjet) për Gjendjen e Kufitare të Aftësisë Mbajtëse (d.m.th. parandalimin e shembjes). Në këtë gjendje kufizimi, veprimi sizmik i projektuar për struktura të zakonshme mbi kushte tokësore shkëmbore quhet veprimi sizmik "referencë".

Në rastin e objekteve me rëndësi të veçantë ose me një numër të madh të banorëve, EC 8 rekomandon të garantohet një përformancë të zgjeruar në krahasim me strukturat e zakonshme. Ky objektivi arrihet duke modifikuar nivelin e rrezikut (pra, periudha mesatare e kthimit), e cila përcakton që:

Diferencimi i besueshmërisë implementohet duke klasifikuar strukturat në klasa të ndryshme të rëndësisë. Një faktor rëndësie γ_I i caktohet secilës klasë të rëndësisë. Kudo që është e mundur, ky faktor duhet të përcaktohet në mënyrë që të korrespondojë me një vlerë më të lartë ose më të ulët të periudhës së kthimit të ngjarjes sizmike (në lidhje me periudhën e kthimit të referencës), sipas nevojës për projektimin e kategorisë specifike të strukturave. 4.3

4.1.2 Kërkesat e kufizimit të dëmtimeve

Qëllimi i projektimit sipas kësaj kërkesë është që struktura të ketë një performancë të tillë, që dëmtimet e mundshme në strukturë të mos e ndalojnë shfrytëzimin e objektit pas ngjarjeve sizmike dhe me një sanim të kufizuar.

Ky nivel i performancës arrihet duke kufizuar zhvendosjet relative ndërmjet kateve të strukturës në nivele të pranueshme për integritetin e elementeve jo-strukturore (p.sh. muret mbushëse, tavanet e lëshuara, instalimet, etj.) dhe elementet strukturore. Është e qartë që kjo kërkesë synon kryesisht që struktura të mos ketë dëmtime dhe të mos shkaktohen dëme materiale në rastet e tërmeteve të shpeshta. Nën këto ngjarje, struktura nuk duhet të ketë deformime të përhershme dhe elementet e saj duhet të ruajnë rezistencën dhe shtangësinë e tyre fillestare, duke mos pasur nevojë për riparime strukturore. Megjithatë, disa dëmtime tek elementet jo-strukturore janë të pranueshme, por ato nuk duhet të kufizojnë plotësisht shfrytëzimin e objektit dhe duhet të jenë të riparueshme në mënyrë ekonomike.

Në kuadrin e Eurokodeve, që përdorin konceptin e Gjendjeve të Kufitare, kjo kërkesë performancës lidhet me Gjendjen e Kufitare të Shfrytëzueshmerisë (SLS), pasi ka të bëjë me përdorimin e ndërtesës, komoditetin e banorëve dhe humbjet ekonomike.

Tërmeti për kufizimin e dëmtimeve (SLS): korrespondon me një veprim sizmik që ka një probabilitet tejkalimi prej 10% në 10 vjet (pra, një periudhë mesatare kthimi të barabartë me 95 vjet) për kontrollin e dëmtimeve strukturore dhe jo-strukturore.

Kërkesa për "kufizimin e dëmtimeve" konsiderohet të jetë përmbushur, nëse, nën një veprim sizmik që ka një probabilitet më të lartë ndodhjeje sesa veprimi sizmik i projektuar që i "parandalimit të shkatërrimit" zhvendosjet e meskateve janë të kufizuara duke përdor një faktor të reduktimit v .

Sipas EC 8 seksioni 4.4.3.2, vendos kufizimet e mëposhtme për raportet e zhvendosjes relative midis kateve të ndërtesave për shkak të tërmeteve të shpeshta:

- 0.5% për ndërtesat që kanë elemente jostrukturore prej materialeve të brishta, të bashkangjitura me strukturën.
- 0.75% për ndërtesat që kanë elemente jostrukturore duktilë.
- 1.0% për ndërtesat pa elemente jostrukturore ose me elemente jostrukturore të fiksuara në një mënyrë që nuk ndërhyjnë me deformimet strukturore.

4.2 Filozofia e projektimit sipas kapaciteteve

Sipas EC 8 projektimi sipas kapaciteteve ka për qëllim arritjen e hierarkisë së rezistencës për të siguruar formimin e çërnjerave plastike dhe për të shmangur mënyrat e dështimit të brishtë. Sipas EC 8 seksionit 4.4.2.3 çdo nyje për secilin drejtim të veprimit sizmik, shuma e momenteve rezistues në shtylla duhet të jetë 30% më e madhe se shuma e momenteve rezistues të të gjitha trajeve të lidhur në nyjën përkatëse.

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb} \quad (18)$$

4.3 Parametrat kryesor për kërkesat e parandalim të shkatërrimit

Vëmendja më e madhe në EC8 i kushtohet nivelit të performancës për parandalimin të shkatërrimit dhe, për këtë arsye, shumica e kritereve dhe kërkesave në EC8 janë të dedikuara për këtë nivel performace.

Parametrat kryesorë për kërkesën e parandalimit të shembjes të përcaktuara në EC8 janë:

- Faktori i rëndësisë
- Klasat e duktilitetit

4.3.1 Faktori i rëndësisë

Strukturat klasifikohen në 4 klasa të rëndësisë, në funksion të pasojave për jetën e njeriut nga kolapsi i strukturës, nga rëndësia e tyre për sigurinë publike dhe mbrojtjen civile në periudhën e menjëhershme pas tërmetit dhe nga pasojat sociale dhe ekonomike të shembjes.

Ku në EC8 jepen vlerat e rekomanduara të Faktorit të Rëndësisë bazuar në klasifikimin e Rëndësisë së Strukturave. Faktori i rëndësisë përdoret për të përcaktuar periudhën e kthimit të referencës prej 475 vjetësh, duke u bazuar në rëndësinë e strukturës.

Në tabelën 6 jepen klasa e rëndësisë së ndërtesës dhe vlerat e rekomanduara të Faktorit të Rëndësisë përkatëse:

Tabela 6. Klasa e rëndësisë dhe vlerat e rekomanduara për faktorin e rëndësie

Klasa e rëndësisë	Strukturat (ndërtesat)	γ_I
I	Objekte me rëndësi jo të madhe për jetën e njeriut si p.sh. objekte të bujqësisë, etj.	0.8
II	Objektet e zakonshme që nuk u përkasin kategorive tjera	1.0
III	Objektet për të cilat rezistenca sizmike është me rëndësi për shkak të pasojave që lidhen me rrezikun nga shkatërrimi, si p.sh. shkollat, sallat e mbledhjeve, institucionet kulturore etj.	1.2
IV	Objektet për të cilat integriteti strukturor i tyre është me rëndësi jetësore për sigurinë publike, si p.sh. spitalet, stacionet zjarrfikëse, centralët energjetike etj.	1.4

4.3.1.1 Efekti i faktorit të rëndësisë gjatë projektimit të strukturave

Faktori i Rëndësisë është faktori që shumëzon vlerën e shpejtimit referues maksimal.

$$a_g = a_{gr} \cdot \gamma_I$$

a_g – është shpejtimi projektues i truallit

a_{gr} – është shpejtimi referencë maksimal

γ_I – është faktori i rëndësisë

4.3.2 Klasat e duktilitetit

Në EC8 specifikohen tre klasa të duktilitetit për strukturat, të cilat janë:

- Klasa e Duktilitetit të Ulët DCL (Ductility Class Low)
- Klasa e Duktilitetit të Mesëm DCM (Ductility Class Medium)
- Klasa e Duktilitetit të Lartë DCH (Ductility Class High)

Secila nga këto klasa kërkon qasje të ndryshme në projektimin dhe dimensionimin e elementeve strukturore për të siguruar që ndërtesat dhe strukturat të jenë të përshtatshme për nivelet e aktivitetit sizmik të zonës ku ndodhen. Gjithashtu, për elementet prej betoni të armuar, varësisht nga klasa e duktilitetit së cilës i përket struktura e projektuar, duhet respektuar edhe kriteret e detajimit të elementeve sipas EC8.

Faktorët që ndikojnë drejtpërdrejt në sjelljen e strukturës, lidhur me klasat e duktilitetit janë:

- Forca e normalizuar
- Faktori i sjelljes

4.3.2.1 Forca e normalizuar

Vlerat e ndryshme të forcës aksiale të normalizuar për shtyllat sizmike primare për klasat duktiliteti janë si vijon:

- Për DCM forca aksiale e normalizuar $v_d \leq 0.65$
- Për DCM forca aksiale e normalizuar $v_d \leq 0.55$

Ku:

$$v_d = \frac{N_{ED}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} \quad (19)$$

N_{ED} – Forca aksiale si vlerë projektuese

Mund të themi se zgjedhja e klasës së duktilitetit ka ndikim të drejtpërdrejtë në dimensionet e prerjes tërthore të shtyllave, duke ndikuar kështu edhe në shtangësinë e strukturës. Sa më e madhe të jetë prerja tërthore e shtyllave, aq më e madhe do të jetë shtangësia e strukturës, dhe me rritjen e saj, zhvendosjet horizontale do të jenë më të vogla. Nga ky këndvështrim, mund të konstatojmë se zgjedhja e duktilitetit të lartë (DCH) kontribuon në një performancë më të mirë të strukturës, duke rritur aftësinë e saj për të përballuar ngarkesat sizmike.

4.3.2.2 Faktori i sjelljes (q)

Në projektimin sizmik, faktori i sjelljes, i shënuar si q , është një komponent thelbësor që merr parasysh reagimin jolinear të strukturave gjatë një tërmeti. Ky faktor ndihmon në reduktimin e ngarkesës sizmike që duhet të aplikohet në projektim, duke u bazuar në duktilitetin e parashikuar, mbikapacitetin (eng. overstrength) dhe kapacitetin e shpërndarjes së energjisë së strukturës. Reduktimi i ngarkesës përmes këtij faktori është i lidhur me aftësinë e strukturës për të përballuar deformime jolineare dhe për të shpërndarë energjinë sizmike. Përdorimi i faktorit të sjelljes lejon që struktura të projektohet në gjendjen elastike, duke shmangur nevojën për analizën e detajuar jolineare të strukturës.

Për të kuptuar më mirë faktorin e sjelljes marrim marrëdhënien në mes të ngarkesës horizontale sizmike (forca prerëse bazë) dhe zhvendosjes horizontale të katit të sipërm të paraqitur me një kurbaturë ("pushover" ose kurbatura e kapacitetit). Shtangësia e elementeve prej betoni të

armuar ndryshon në varësi të forcës prerëse bazë që vepron, gjë që reflektohet në formën e kurbës së kapacitetit. Për qëllime projektimi, në shumicën e rasteve këto kurba zëvendësohen me një kurbaturë elastik-plastike, për të thjeshtuar analizën dhe për të përfshirë në mënyrë të përshtatshme sjelljen e strukturës ndaj forcave sizmike.

Në këtë kontekst, forca maksimale "nominale" bazë F_y që një strukturë mund të përballojë nën supozimin e një ligji elastik-plastik të përsosur është zakonisht më e lartë se sa ngarkesa sizmike e projektimit F_d , pra, $F_y > F_d$ siç tregohet në figurën 4.1. Në këto raste, faktori i sjelljes q (ose faktori i reduktimit të forcës R) duke marrë parasysh përdorimin e plotë të kapacitetit të duktilitetit struktural të disponueshëm dhe bazuar në supozimin e "rregullit të zhvendosjes së barabartë" (për strukturat me periodë natyrale $T > T_c$, zhvendosja maksimale në sjelljen jo-elastike të strukturës është e barabartë me zhvendosjen maksimale elastike të strukturës) shkruhet si:

$$q = \frac{\max F_{el}}{F_d} = \frac{\max F_{el}}{F_y} \frac{F_y}{F_d} = \frac{\max u_{el}}{u_y} f = u_{cap} f \quad (20)$$

Ky faktor përfaqëson reduktimin e forcës që përdoret në projektim duke marrë parasysh sjelljen jolineare dhe kapacitetin e strukturës për të shpërndarë energjinë sizmike. Kjo do të thotë që struktura është projektuar për të përballuar forca më të vogla se ato që do të priteshin në një sjellje plotësisht elastike, pasi ajo është e aftë të deformohet në mënyrë jo-elastike dhe të absorbojë energji gjatë një tërmeti.

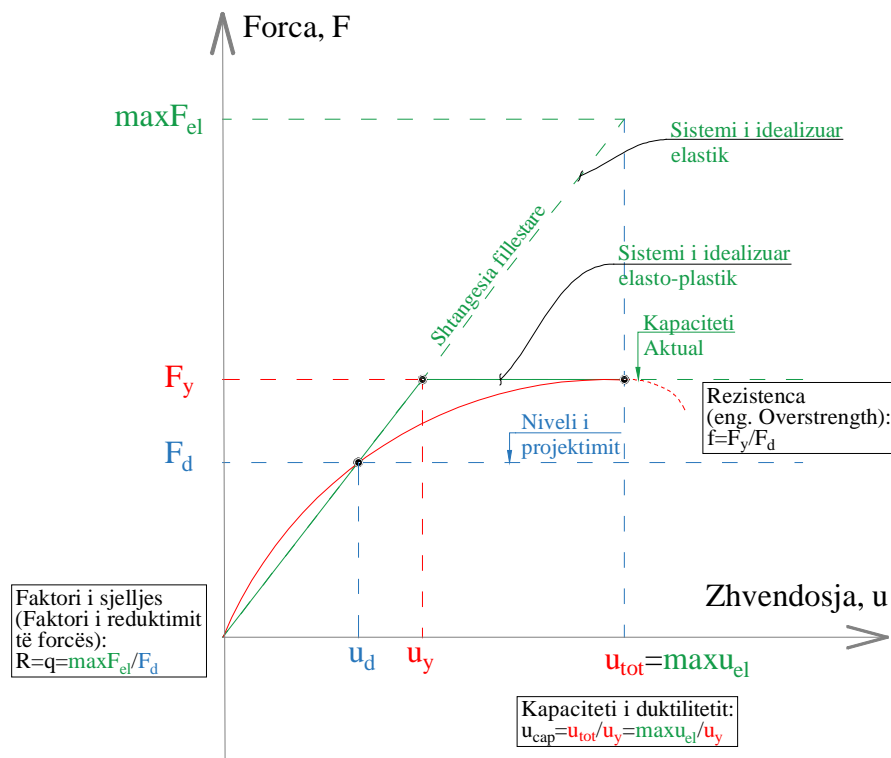


Figura 4.1 Paraqitja grafike e kapacitetit aktual dhe të idealizuar

Siç e kemi përmendur më lart dhe siç vërehet nga figura, faktori i sjelljes varet drejtpërdrejt nga duktiliteti dhe mbikapacitet. Duktilitetin e kemi sqaruar në Kapitullin e 2-të, ndërsa kuptimin e mbikapacitetit do ta shpjegojmë në figurat e mëposhtme.

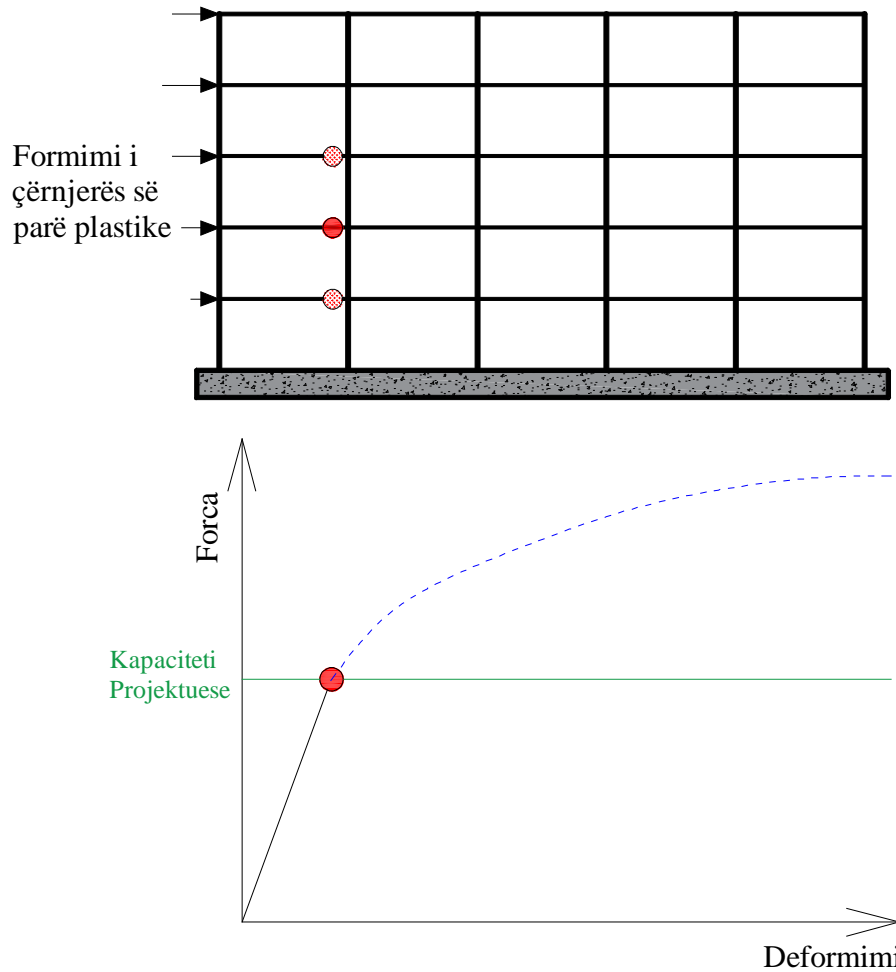


Figura 4.2 Kapaciteti i projektuar i strukturës

Kapaciteti i projektuar i strukturës është i barabartë me rezistencën në momentin kur formohet çërnjera e parë plastike, e cila është forca që shkakton plastifikimin e plotë të të paktën rajonit më kritik të strukturës. Ky moment, që përkon me formimin e çërnjerës plastike, është thelbësor për të përcaktuar kapacitetin maksimal të strukturës dhe për të siguruar që ajo të mund të përballojë ngarkesat e projektimit pa pësuar dështim të plotë. Në këtë mënyrë, strukturat janë projektuar për të arritur kapacitetin e kërkuar përpara se të ndodhin dështime të rëndësishme. Mbikapaciteti ndihmon në sigurimin e një margjine të sigurisë, duke mundësuar që struktura të përballojë ngarkesa të mëdha dhe të shmangë dështimin e plotë përmes përdorimit të duktilitetit dhe shpërndarjes së energjisë Figura 4.3.

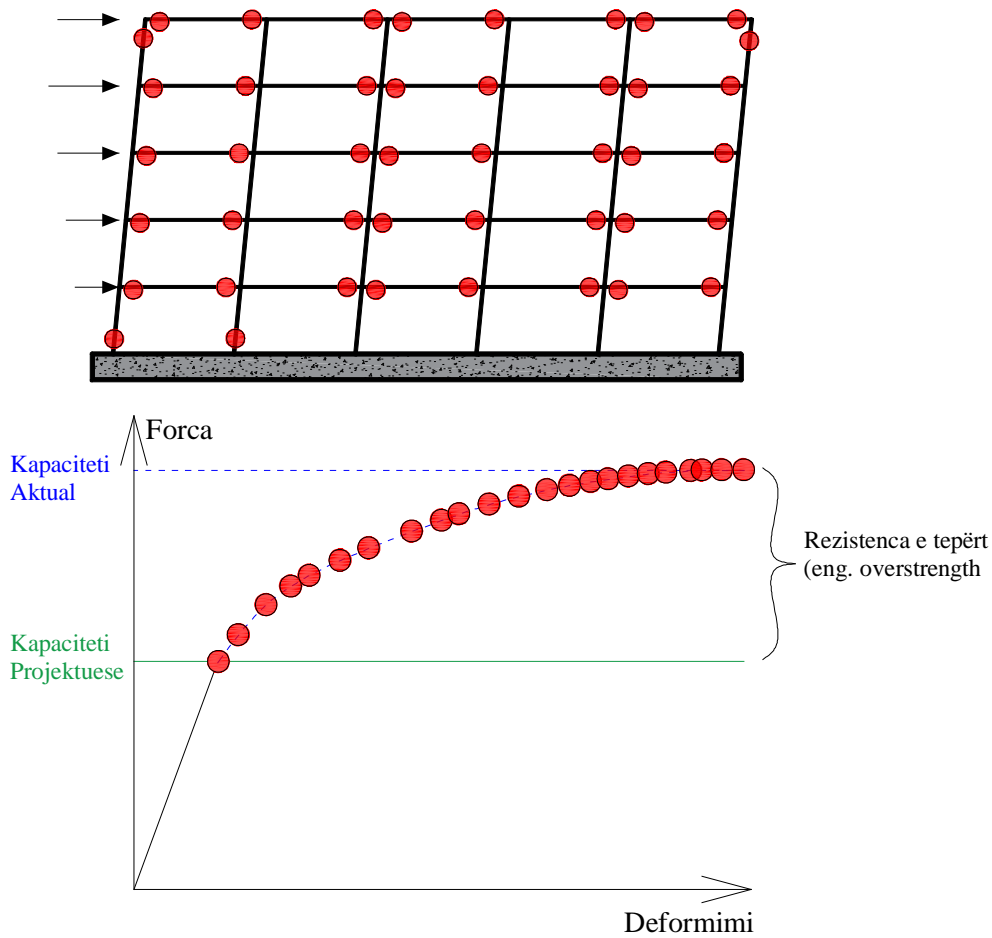


Figura 4.3 Kapaciteti aktual i strukturës dhe mbikapaciteti

Faktorët më të rëndësishëm që ndikojnë në mbikapacitetet në elementet nga betoni i armuar janë:

1. Dallimi midis kapacitetit real në tërheqje të materialeve (beton dhe çelik) të përdorura në ndërtim krahasuar me kapacitetin nominal të tyre të supozuar gjatë projektimit,
2. Dallimi midis dimensioneve reale (“siç janë ndërtuar”) të elementeve strukturore krahasuar me ato të supozuara në analizë.
3. Dallimi midis armaturës reale të vendosur në elementet strukturore krahasuar me sipërfaqen e kërkuar të armaturës të marrë nga llogaritjet e projektimit.
4. Niveli i arritur i shtangimit të betonit në rajonet kritike të elementeve strukturore duke përdorur armaturë tërthore (p.sh., stafat)
5. Kontributi i elementeve jo-strukturore (p.sh., mureve mbushëse të brishta) në rezistimin e forcave sizmike horizontale, analizë e cila zakonisht injorohet.
6. Supozimet konservative të bëra në modelimin strukturor (p.sh., adoptimi i një “gjerësie të përafërt të fletës” për trarët me seksion T që mbështesin pllakën krahasuar me kontributin aktual të pllakës në rezistencën përkulëse të trarëve).
7. Përdorimi i metodave konservative të analizës (p.sh., përdorimi i metodës së thjeshtuar të ngarkesës laterale në krahasim me metodën e spektrit të reagimit).

Vërehet se mbikapaciteti i vërejtur në një element tipik të trarit nga betoni i armuar mund të arrijë $f = 1.5$ për shkak të faktorëve (1)–(4). Kjo do të thotë që kapaciteti i vërtetë i rezistencës së një trari në përkulje është 50% më i madh se sa ai për të cilin është projektuar. Për më tepër, mbikapaciteti i sistemit të përgjithshëm strukturor rezistent ndaj ngarkesave horizontale mund të jetë më e madhe se mbikapaciteti i elementeve të tij të veçantë strukturore për shkak të faktorëve (5)–(7). Në këtë kuptim, theksohet se, në kontekstin e projektimit sizmik të strukturave duktile, nivelet më të larta të mbikapacitetit se ato të parashikuara mund të mos jenë të favorshme (p.sh. vendosja shtesë e armaturës gjatësore në traje në ramat nga betoni i armuar gjatë ekzekutimit rezulton në rritje të kapacitetit të trarëve deri në pikën ku shtyllat mund të rrjedhin të parat (formohet çërnjera plastike, me çrast nuk vlen më hierarkia shtyllë e fortë – tra i butë). Për këtë arsye, mbikapaciteti i brendshëm i strukturave merret parasysh në projektim duke specifikuar vlera të përshtatshme për faktorin e sjelljes q . Sidoqoftë, një parashikim i saktë i mbikapacitetit së strukturave reale është i vështirë për t'u arritur dhe, kështu, kontributi i mbikapacitetit në faktorin e sjelljes përcaktohet empirikisht bazuar në vëzhgimet e terrenit pas ngjarjeve të mëdha sizmike.

Sipas EC 8 zvogëlimi i ngarkesave sizmike behet duke reduktuar ordinatat e spektrit të reagimit elastik. Në këtë mënyrë, vlera e adoptuar e faktorit të sjelljes q kontrollon shkallën e deformimit plastik (shfrytëzimin e kapacitetit të duktilitetit dhe mbikapacitetit të arritur nga struktura) që një strukturë lejohet të shfaqë nën veprimin sizmik të projektimit. Shfrytëzimi i plotë i kapacitetit të duktilitetit korrespondon me një vlerë kufizuese të faktorit të sjelljes $\max q_{\text{allow}}$:

$$\max q_{\text{allow}} = q_0 k_w \geq 1.5 \quad (21)$$

q_0 – është vlera bazë e faktorit të sjelljes tabela 7, e varur nga: duktiliteti i përzgjedhur, tipi i sistemit strukturor, nga rregullsia e tij në lartësi, raporti (α_u/α_1) e cila paraqet distancën në mes të formimit të çërnjerës së parë plastike dhe kolapsit të strukturës figura 4.4.

k_w – është një faktor reduktimi ($0.5 < k_w < 1$) që pasqyron mënyrën mbizotëruese të dështimit për sistemet rezistente ndaj ngarkesave horizontale që përfshijnë mure (shih Tabelën 3.6 më poshtë).

Tabela 7. Vlerat bazë të faktorit të sjelljes q_0 për struktura të rregullta në lartësi (EC8, Table 5.1)

SISTEMI STRUKTUROR	DCM	DCH
Sisteme ram, sisteme duale, sisteme me mure të lidhura (çiftuara)	$3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$	$4.5 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sisteme me mure të palidhura (të paçiftuara)	3	$4 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1}$
Sisteme me bërthamë (me shtangësi të ulet në përdredhje)	2	3
Sistem tip lavjerrësi i përmbysur	1.5	2

Për struktura jo të rregullta në lartësi, vlera e faktorit q_0 duhet të reduktohet për 20%.

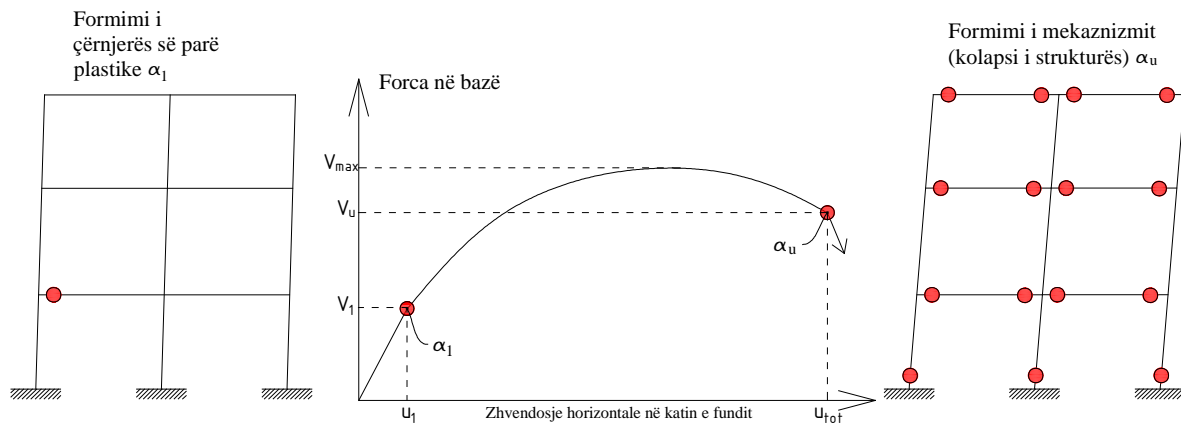


Figura 4.4 Përcaktimi i raportit α_u/α_1 nga analiza pushover

Koeficientet α_u/α_1 përkufizohen si në vijim

α_1 – është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal me qëllim që të arrihet çërnjera e parë plastike (prerja tërthore rrjedhë si rezultat i përkuljes) në njërin nga elementët e strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese (p.sh. ngarkesa gravitacionale) mbeten konstante.

α_u – është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal ashtu që të formohet një numër i mjaftueshëm i çërnjerave plastike në elementë të ndryshëm strukturorë në strukturë për formimin e një mekanizmi të shembjes, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese (p.sh. ngarkesa gravitacionale) mbeten konstante.

Raporti (α_u/α_1) mund të përcaktohet me anë të një analize jolineare statike (analiza pushover) (kurba pushover), siç është paraqitur në figurën 4.4 megjithatë, vlera e tij nuk mund të tejkalojë 1.5 (klauzola §5.2.2.2(8) e EC8). Prandaj, vlen që $1 \leq \alpha_u/\alpha_1 < 1.5$. Përndryshe, vlerat empirike të përfshira në Tabela 8 mund të përdoren në rastin e ndërtesave të rregullta në plan (klauzola §5.2.2.2 (5) e EC8), ndërsa për ndërtesat jo të rregullta në plan, mund të përdoret një vlerë mesatare (α_u/α_1) midis 1.0 dhe vlerës së dhënë në Tabelën 3.5 (klauzola §5.2.2.2(6) e EC8).

Tabela 8 Vlerat e përafërta të raportit α_u/α_1 për struktura të rregullta në plan.

Lloji i sistemit strukturor	α_u/α_1
<i>Sistem Ramash ose sisteme duale ramë-ekuivalente</i>	
Ndërtesa njëkatëshe	1.1
Rama shumëkatëshe dhe një hapësirë	1.2
Rama shumëkatëshe, me shumë hapësira ose struktura duale ramë-ekuivalente	1.3
<i>Sistem me mure ose sisteme duale mur-ekuivalente</i>	
Sisteme me mure vetëm dy mure të paçiftuara për drejtim horizontal	1.0
Sisteme të tjera me mure të paçiftuara	1.1
Sisteme duale mur-ekuivalent, ose sisteme me mure të çiftuara	1.2

5. MURET SIZMIKE

5.1 Kuptimi i mureve sizmike

5.1.1 Çka janë muret sizmike

Muret sizmike janë elemente të rëndësishme për përballimin e forcave horizontale që gjenerohen nga era, tërmeti ose ngarkesa të tjera dinamike në ndërtesa të larta. Ato ofrojnë stabilitet anësor duke transferuar këto forca te themeli, reduktuar lëkundjet dhe minimizuar dëmtimet. Në anglisht, muret sizmike quhen "shear walls" sepse janë të dominuara nga forcat anësore (forcat e prerjes), të cilat luajnë një rol kryesor në projektimin e tyre.

Është e rëndësishme që muret sizmike të vendosen në strukturë në mënyrë që ato të funksionojnë edhe si mure mbajtëse, të cilat përballojnë një pjesë të ngarkesave gravitacionale, për të reduktuar forcat tërheqëse që krijohen për shkak të përkuljes. Kjo gjithashtu minimizon mundësitë e ngritjes së themelit gjatë një tërmeti të madh.

5.1.2 Gjeometria dhe rëndësia e saj ne muret sizmike

Muret nga betoni të armuar janë elemente vertikale strukturore, të cilët, në varësi të raportit të gjeometrisë së prerjes tërthore, klasifikohen si mure:

$$l_w/b_w > 4.0$$

Gjithashtu varësisht të gjeometrisë së prerjes tërthore muri klasifikohet si:

- Muret ku momenti i përkuljes meriton për projektimin e tyre (eng. Slender walls)
- Muret ku forcat transversale janë meritore për projektimin e tyre (eng. Squat Walls)

Ashtu që muri të cilësohet si muri ku momenti i përkuljes është meriton për projektimin e tij duhet të plotësohet kushti:

$$7.0 \geq h_w/l_w \geq 2.0 \text{ dhe } l_w \geq 2.00 \text{ m}$$

Ku: h_w - Lartësia e murit, l_w – gjatësia e prerjes tërthore të murit

Nëse ky kusht nuk plotësohet atëherë muri cilësohet si mur ku forcat transversale janë meritore për projektimin e tyre.

Gjeometria dhe vendndodhja e mureve sizmike janë kryesisht të varura nga arkitektura e objektit. Muret sizmike zakonisht janë me prerje tërthore drejtkëndëshe por ato mund të jenë edhe në formë I, T, U, L, Z apo në formë kutie si bërthamë e strukturës figura 5.1.

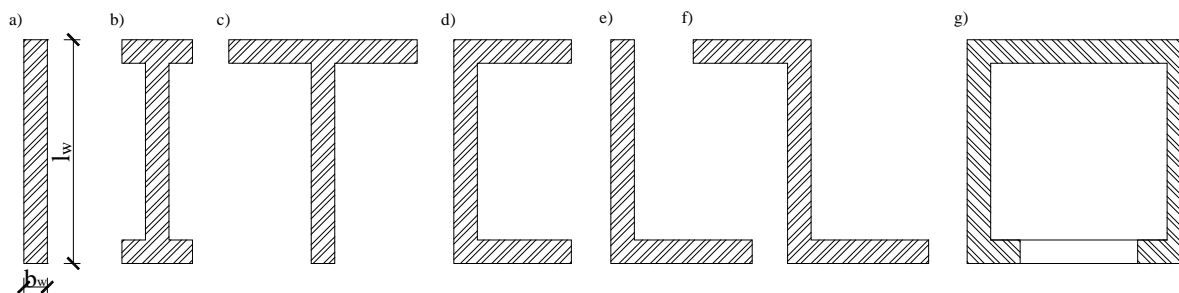


Figura 5.1 Format e ndryshme të prerjes tërthore të mureve sizmike

Po ashtu, në projektimin e strukturave me mure sizmike, rëndësi të veçantë ka konfiguracioni i tyre në plan dhe në lartësi. Preferohet që vendosja e mureve sizmike në plan të jetë simetrike, në mënyrë që qendra e masës dhe e shtangësisë të jenë afër ose në një pikë figura 5.2.

Megjithatë, kjo nuk është gjithmonë e mundur, pasi ndërtimet moderne janë të pajisura me lifte dhe shkallë. Në shumicën e rasteve, këto elemente ndodhen në skajet e ndërtesës, dhe muret sizmike shpesh vendosen në formë kutie për të shërbyer si mbështetje strukturore dhe si vend për vendosjen e ashensorëve, gjë që e bën më të vështirë arritjen e një shpërndarjeje simetrike të shtangësisë figura 5.3.

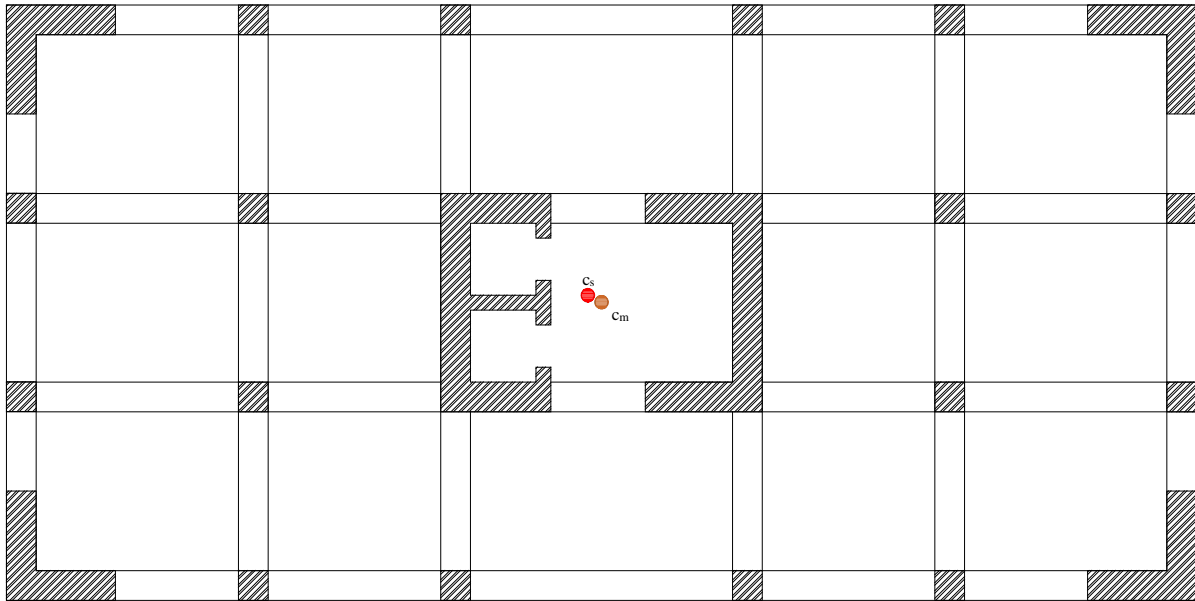


Figura 5.2. Forma e dëshirueshme e vendosjes së mureve në plan

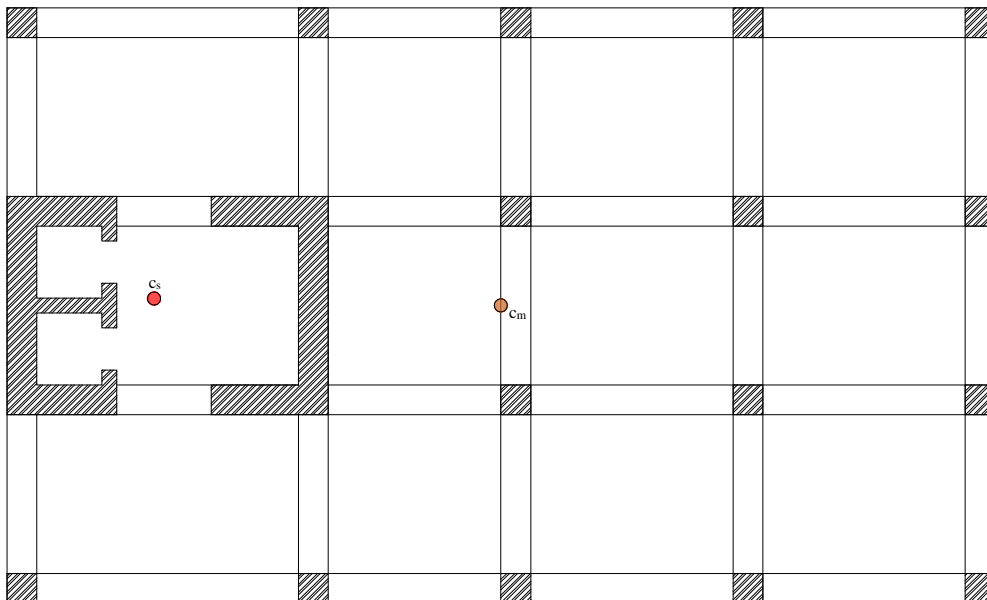


Figura 5.3. Forma e padëshirueshme e vendosjes së mureve në plan

Gjithashtu është e rëndësishme që muret sizmike të mos kenë reduktime të mëdha në lartësi por nëse është nevoja të reduktohen në mënyrë graduale nga themeli (apo niveli i tokës) deri tek fundi i strukturës figura 5.4

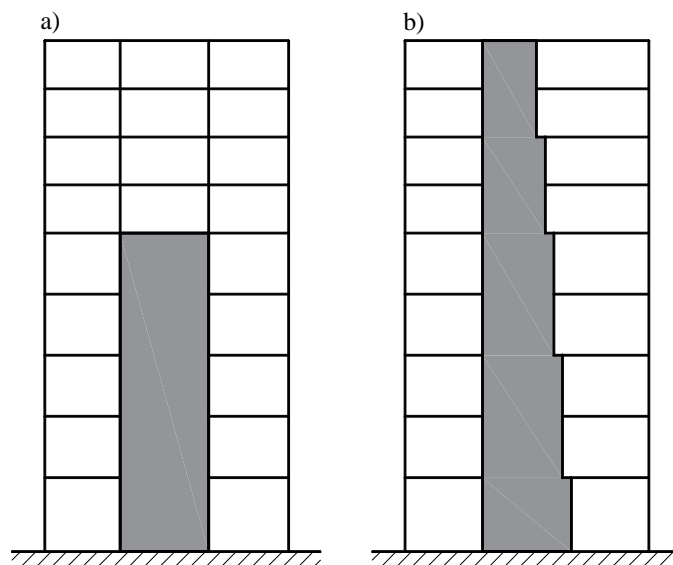


Figura 5.4. a) Forma e padëshirueshme e reduktimit të shtangësisë së mureve në lartësi, b) Forma e dëshirueshme e reduktimit të shtangësisë së mureve në lartësi

Gjeometria e murit ka rëndësi të veçantë në analizat strukturore, veçanërisht kur bëhet fjalë për prerjet tërthore të përbëra (në formë L, I, Z, U apo në formë kutie). Sipas EC8-1/2004, këto prerje duhet të trajtohen si njësi integrale në analizë dhe projektim, dhe jo të ndahen në elemente ortogonale. Muret duhet të trajtohen si një tërësi për të siguruar një analizë më të saktë të sjelljes strukturore. Sipas figurës Figura 5.5, do të sqarojmë dallimin mes trajtimit të mureve të përbëra si njësi integrale dhe si elemente të ndara ortogonale.

Arsyeja përse nuk duhet të zëvendësohen prerjet tërthore si njësi integrale me elementë ortogonalë është:

1. Humbja e interaksionit Struktural: Prerjet tërthore, si ato në formë U, janë të projektuara për të funksionuar si njësi integrale, ku elementet vertikale dhe horizontale ndërveprojnë për të rritur ngurtësinë dhe kapacitetin e përkuljes. Kur këto prerje zëvendësohen me elementë ortogonalë, si dy mure në formë I, ndërveprimi mes këtyre komponentëve injorohet. Kjo rezulton në një moment të inercisë më të ulët dhe, si pasojë, në një rezistencë më të dobët ndaj përkuljes.
2. Reduktimi i Rezistencës ndaj Përkuljes dhe Prerjes: Prerjet tërthore si njësi integrale në formë U kanë një moment inercie më të lartë, pasi elemente vertikale janë pozicionuar larg boshtit neutral. Kur këto seksione zëvendësohen me elementë ortogonalë, momenti i inercisë zvogëlohet, duke ulur aftësinë e prerjes tërthore për të rezistuar ndaj përkuljes dhe prerjes, dhe duke komprometuar efikasitetin dhe sigurinë e strukturës.
3. Kapaciteti ndaj forcave prerëse dhe të përdredhjes: Prerjet tërthore, si njësi integrale, janë të projektuara për të pranuar ngarkesa në shumë drejtime, duke përfshirë forcat prerëse dhe të përdredhjes, në mënyrë më efektive sesa elementët ortogonalë. Kur zëvendësohen me elementë ortogonalë, kjo ndërlikon shpërndarjen e ngarkesave dhe rrit rrezikun e dështimit lokal nën ngarkesa laterale ose torsionale, veçanërisht në kushte sizmike. Kjo ndodh sepse elementët ortogonalë nuk ofrojnë të njëjtën mbështetje dhe nuk ndihmojnë në shpërndarjen e ngarkesave siç bëjnë prerjet tërthore si njësi integrale.

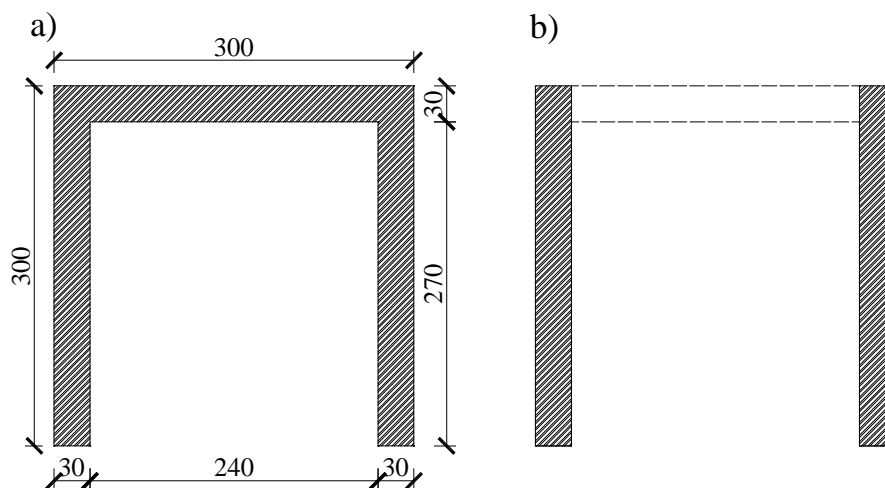


Figura 5.5. Trajtimi i murit në formë të prerjes tërthore U si: a) njësi integrale, b) si elemente të ndara ortogonale

Dallimi më së miri paraqitet duke u referuar në figurën 5.5, duke e krahasuar momentin e inercisë. Kur muri trajtohet si njësi integrale, momenti i inercisë është $I=2.2927m^4$. Ndërsa kur muri ndahet në elemente ortogonale, momenti i inercisë bie $I=1.35m^4$. Kjo do të thotë se, kur muri trajtohet si njësi integrale, shtangësia është për 70% më e madhe krahasuar me trajtimin si element i ndarë.

5.2 Muret sizmike ne sistemet konstruktive

Strukturat prej betoni të armuar me mbi 6 kate në zonat sizmike është vështirë të ndërtohen pa praninë e mureve sizmike, dhe për ndërtesat mbi 12 kate, kjo është thuajse e pamundur pa mure sizmike dhe ramat rezistuese ndaj forcave horizontale, të cilat njihen si sisteme duale. Për objekte të larta, të gjitha forcat horizontale duhet të përballohen nga elementët vertikalë të strukturës, që janë muret sizmike, dhe këto sisteme quhen sisteme me mure mbajtëse. Në vazhdim, do të sqarohet në detaje këto dy lloje sistemesh.

5.2.1 Sistemet duale

Një sistem strukturor në të cilin mbështetja për ngarkesat vertikale sigurohet kryesisht nga një sistem kornize 3D dhe rezistenca ndaj ngarkesave horizontale pranohet pjesërisht nga sistemi i ramit dhe pjesërisht nga muret strukturore. Nga pikëpamja strukturore, këta sisteme duhet të klasifikohen në dy kategori të ndryshme, që janë:

- Sisteme duale ekuivalent me Rama: në të cilat rezistenca e ramave ndaj forcave prerëse në bazë është më e madhe se 50% e rezistencës totale ndaj forcave prerëse të të gjithë sistemit struktural, dhe
- Sistemet duale ekuivalent me Mure: në të cilat rezistenca e mureve ndaj forcave prerëse në bazë është më e madhe se 50% e rezistencës totale ndaj forcave prerëse të të gjithë sistemit struktural

Në sistemet duale, ramat dhe muret sizmike kombinojnë vetitë e tyre më të mira. Ramat, duke bashkëvepruar me muret, mundësojnë shpërndarjen e konsiderueshme të energjisë sizmike,

veçanërisht në pjesët e sipërme të strukturës. Nga ana tjetër, shtangësia e madhe e mureve siguron kontrollin efektiv të zhvendosjeve relative të kateve gjatë tërmetejeve, duke parandaluar zhvillimin e mekanizmit të katit të butë, i cili lidhet me krijimin e çërnjerave plastike në shtylla. Nën veprimin e forcave horizontale, ramat deformohen kryesisht për shkak të forcave prerëse, ndërsa muret veprojnë si konzollë vertikale, me deformime kryesore nga përkulja, siç ilustron në figurën 5.6 (b) dhe (c). Për të siguruar funksionimin korrekt të sistemeve duale, deformimet horizontale të ramave dhe mureve duhet të jenë identike në çdo kat, siç tregohet në Figurën 5.6 (d), gjë që arrihet falë rigjeditetit të pllakave të meskateve. Ky veprim i pllakave çon në një rishpërndarje të konsiderueshme të forcave horizontale.

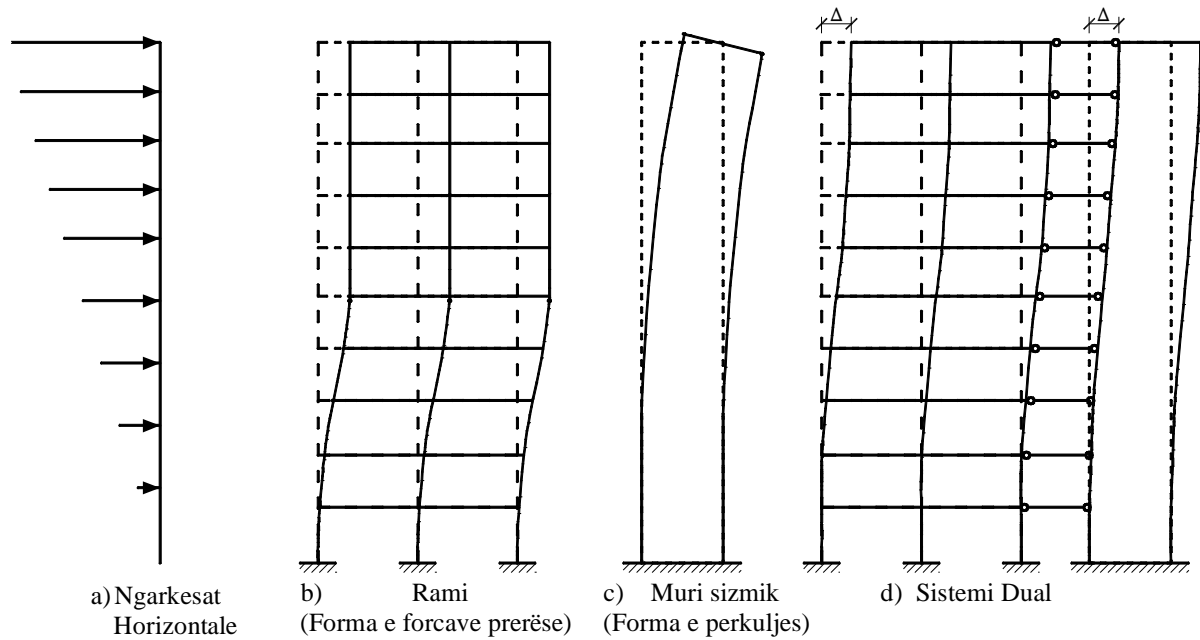


Figura 5.6 Forma e deformimeve ne rama, mure dhe ne sistemin dual si pasoj e veprimit të forcave horizontale

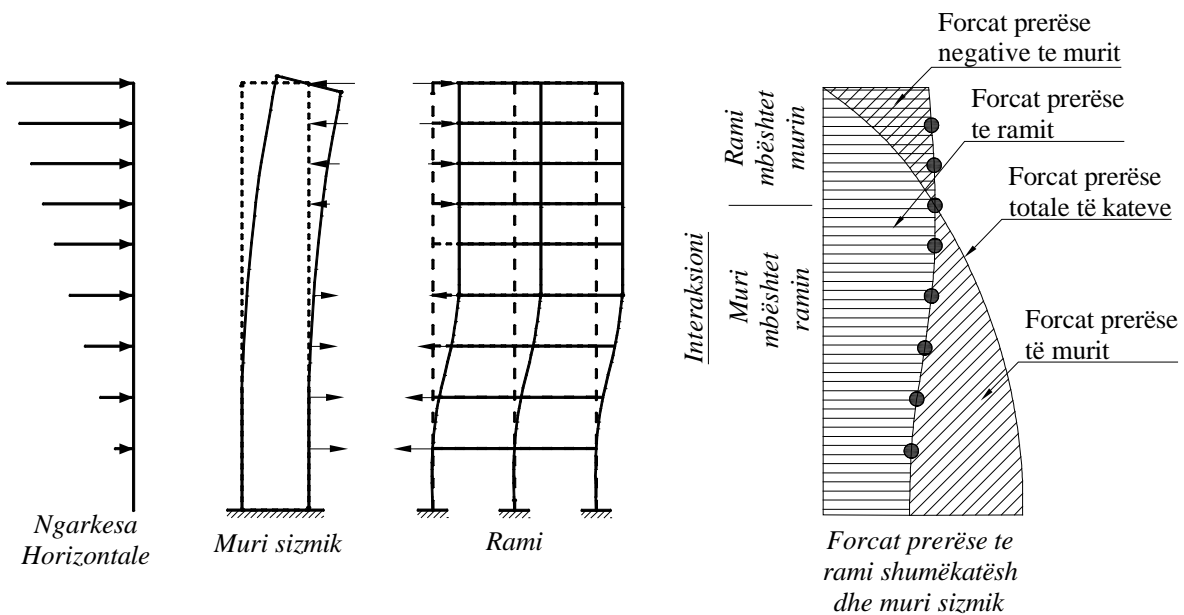


Figura 5.7 Interaksioni ndërmjet ramit dhe murit sizmik tek sistemi dual në ngarkim horizontal

Një zhvendosje kompatible mes mureve sizmike dhe ramave bën që muri sizmik të kufizojë zhvendosjen horizontale të ramit në nivelet e poshtme, ndërsa në nivelet e sipërme ndodh e kundërta. Në këto nivele, muri shtyn ramën horizontalisht, duke rritur forcat inerciale që veprojnë në të. Kjo mund të rezultojë në një shpërndarje pothuajse uniforme të forcave prerëse përgjatë lartësisë së ramit Figura 5.7.

5.2.2 Sisteme me mure mbajtëse

Janë sisteme ku përveç që muret do të pranojnë ngarkesat gravitacionale ato duhet të u rezistojnë ngarkesave horizontale. Këto sisteme klasifikohen si sisteme me mure mbajtëse kur rezistenca e mureve ndaj forcave prerëse në bazë është më e madhe se 65%.

Muret si elemente individuale mund t'i nënshtrohen zhvendosjeve aksiale, translatore dhe përdredhëse. Shkalla në të cilën një mur kontribuon në rezistencën ndaj momentit praptues, forcave prerëse në kate dhe përdredhjes së kateve varet nga konfiguracioni gjeometrik, drejtimi dhe vendndodhja e tij në bazën e strukturës.

Muret duhet të vendosen në dy drejtime horizontale dhe ortogonale në mënyrë që të sigurohet sa më shumë simetri në të dy drejtimet.

Këto sisteme konstruktive nuk aplikohet shumë në praktikë, pasi kërkesat për alokimin e hapësirave ndërmjet kateve shpesh e pamundësojnë aplikimin e tyre. Megjithatë, kur alokimi i hapësirave është i ngjashëm ose i njëjtë nëpër kate, si në rastin e hoteleve, sistemi me mure mbajtëse mund të përdoret, siç paraqitet në figurën 5.8

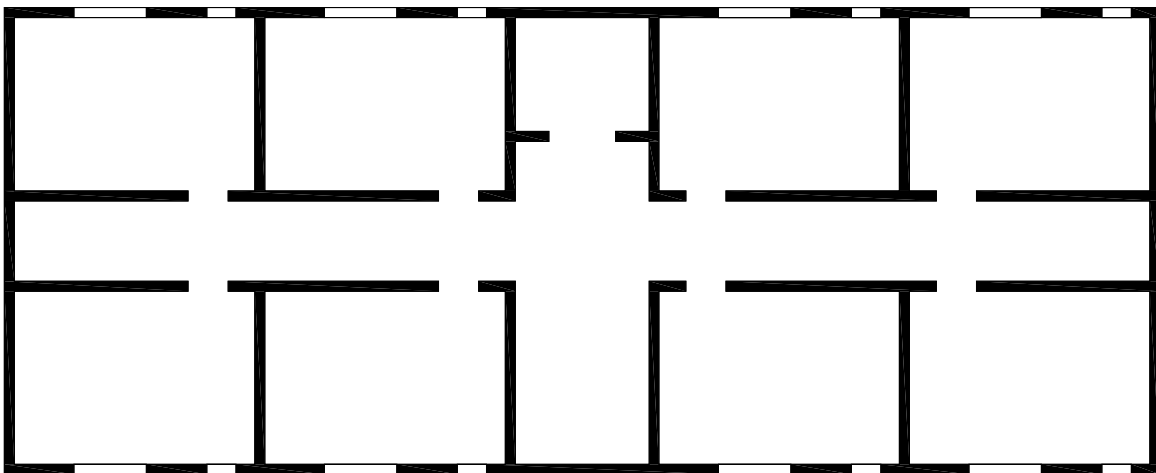


Figura 5.8 Renditja e mureve tek rasti i hoteleve

Për shkak të shtangësisë së madhe elastike dhe rezistencës së lartë, ky sistem konstruktiv është më i përshtatshmi të aplikohet në konstruksione të cilat pretendohet që të kenë sjellje plotësisht elastike gjatë veprimit të tërmetit, apo konstruksione ku synohet të kenë dëme minimale (përformance të lartë). Kjo është e mundur në zona ku ka sizmicitet të ulët përderisa në zona ku ka sizmicitet të lartë është shumë e vështirë të projektohet konstruksioni racional me sjellje elastike.

Sistemet strukturore me mure mbajtëse kane shume përparësi në rezistencë ndaj tërmeteve:

- Shtangësia e madhe horizontale e mureve zvogëlon zhvendosjet relative ndërmjet kateve dhe ndihmon në parandalimin e dëmtimeve të elementeve strukturore ose jo-strukturore.
- Formimi i mekanizmit të katit të butë (soft story) është i pamundur në këtë sistem, pasi muri nuk mund të ketë përkulje të kundërt ndërmjet kateve.

Por ka gjithashtu disavantazhe:

- Muret janë më pak duktile se shtyllat dhe trajet, dhe janë më të ndjeshëm ndaj forcave prerëse. Armimi i tyre për duktilitet është më i vështirë.
- Nuk është ekonomike që ngarkesat gravitacionale të i pranojnë vetëm muret.

Muret sizmike shpesh kanë hapje për dritare apo dyer që ndodhen në lartësi. Në raste kur dy mure vertikalë janë të lidhur mes tyre me trajta, këta mure quhen mure të çiftuar. Trajet që i lidhin këta mure quhen trajta të çiftuara.

Muret e çiftuara: Qëllimi i projektimit të këtyre mureve është që shuarja e energjisë sizmike të realizohet përmes krijimit të çërnjerave plastike në trajtet e çiftuara dhe në bazën e mureve vertikale si konzollë. Në shumicën e rasteve, çërnjerat plastike formohen së pari në trajtet e çiftuara dhe më pas në mure vertikale, siç paraqitet në figurën 5.9.

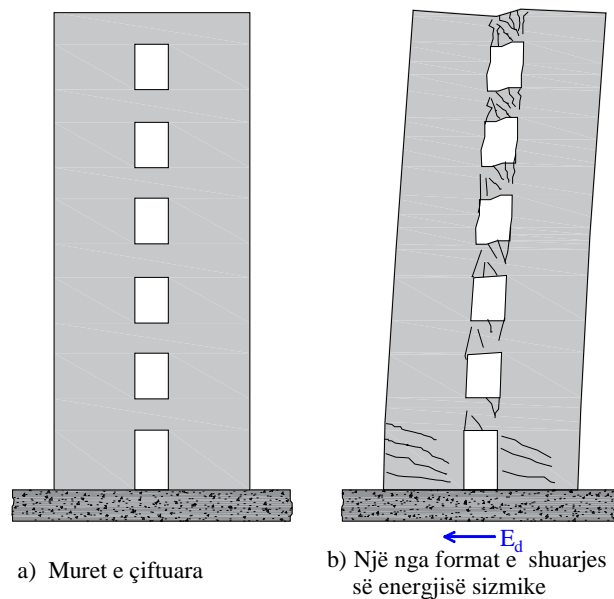


Figura 5.9 a) një nga format e mureve të çiftuara dhe b) forma e shuarjes së energjisë sizmike

Në sistemet me mure mbajtëse, rëndësi të veçantë ka mënyra dhe vendi ku do të realizohet shuarja e energjisë sizmike (formimi i çërnjerave plastike). Kjo bëhet edhe më e vështirë kur struktura përbëhet vetëm nga muret dhe pllakat, pasi vendi për krijimin e çërnjerave plastike është i kufizuar. Zakonisht, në raste të tilla, nëse bëhet një detajim i duhur i mureve, hapësirat mbi hapje janë vendet ku mund të absorbohet energjia sizmike (formimi i çërnjerave plastike), siç tregohet në figurën 5.10. Prandaj, gjatë projektimit të mureve me hapje, duhet t'i kushtohet rëndësi e veçantë armimit mbi hapje, në mënyrë që të mundësohet absorbimi i energjisë sizmike.

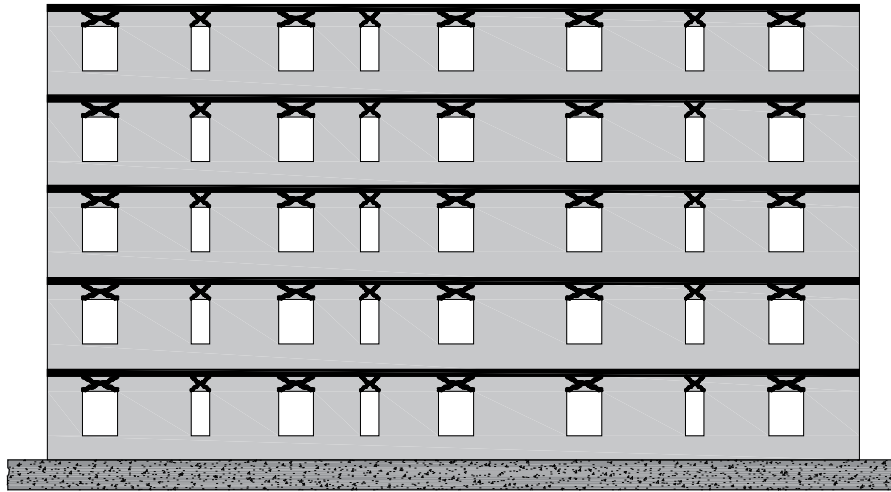


Figura 5.10 Vend krijimi i absorbimit të energjisë sizmike

5.2.2.1 Trajet e çiftuara

Trajtet e çiftuara mund të përkufizohen si elemente lidhëse ndërmjet dy ose më shumë mureve sizmike vertikale, të ndara nga hapje të rregullta, si rezultat i dritareve apo dyerve në çdo kat përgjatë lartësisë së murit sizmik. Nën veprimin e forcave horizontale, muret sizmike mund të kenë lëvizje të ndryshme në mbështetje. Trajjet lidhëse kufizojnë deformimin e pavarur të mureve, duke i detyruar ato të deformohen në mënyrë të ngjashme dhe përballen me deformime përkulëse, prerëse, ose një kombinim të të dyjave. Këto traje kanë për detyrë të lidhin muret dhe të transferojnë forcat midis tyre. Dështimi lokal i trajteve lidhëse mund të shkaktojë një dështim global të gjithë sistemit që përballon ngarkesat horizontale të ndërtesës. Është esenciale që trajtet e çiftuara të jenë në gjendje të përballojnë deformime të mëdha inelastike nën veprimin e ngarkesave kthyesë pa një reduktim të madh të ngurtësisë, kapacitetit mbajtës dhe aftësisë për të shpërndarë energji. Kur muret i nënshtrohen ngarkesës horizontale, transferimi i forcës prerëse në trajtet e çiftuara rezulton në tërheqje në njërin mur dhe në shtypje në murin tjetër.

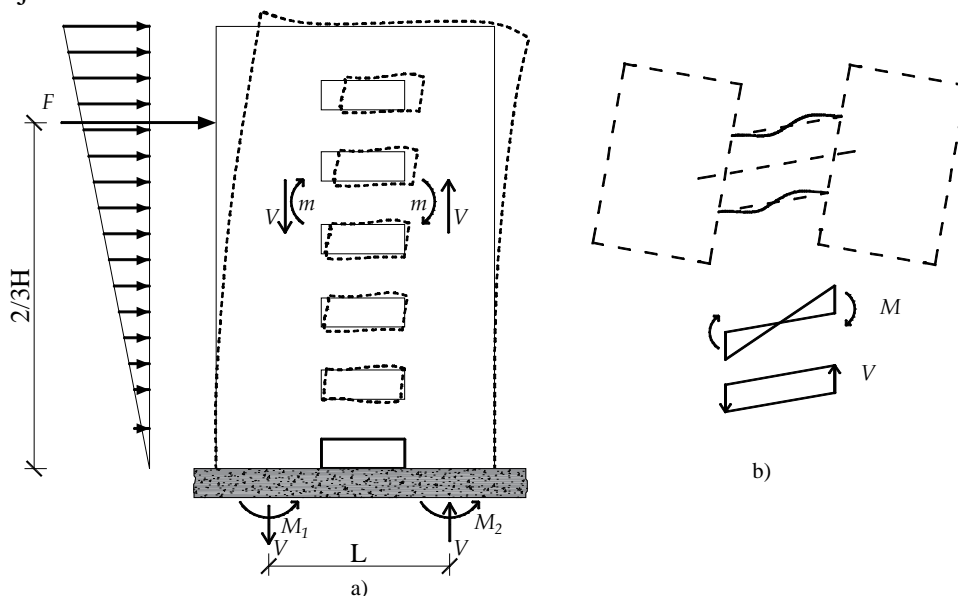


Figura 5.11 a) Deformimi i mureve simetrike të çiftuara, b) deformimi i traut të çiftuar

Kjo do të thotë se trajet e çiftuara të sistemeve me mure simetrike përgjigjen ndaj veprimit sizmik përmes një deformimi anti-simetrik Figura 5.11.

Në mënyrë që të simulohet sjellja e trarëve të çiftuara, sipas formës specifike të deformimit të tyre, Thomas Paulay konceptoi në fund të viteve 1970 njësi testimi dhe procedurën e testimit, siç tregohet në Figura 5.12.

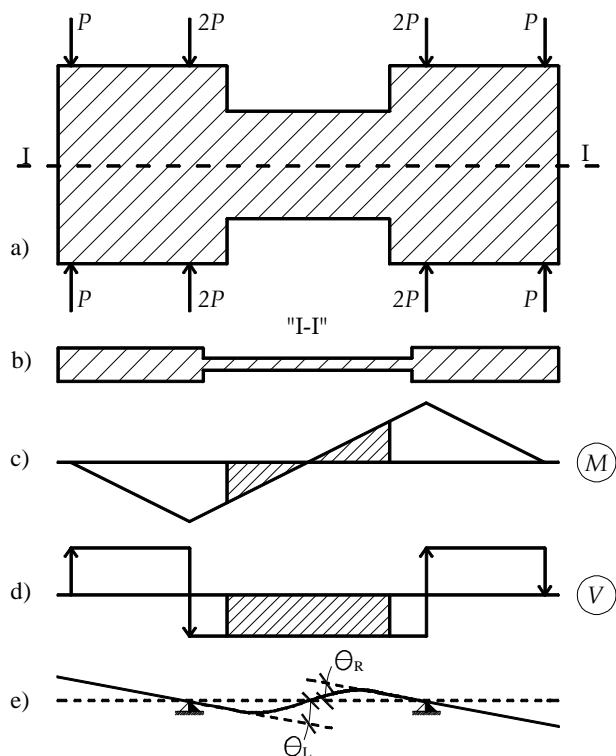


Figura 5.12 Testimi i mostrës së traut të çiftuar me qëllim të tregohet sjellja e saj a) Pamja përballë, b) Pamja nga lart, c) Diagrami i momentit përkulës d) Diagrami i forcës prerëse, e) Deformimet

Gjatë analizës së trajeve të çiftuara duhet të kushtohet rëndësi gjeometrisë së tyre, ku në funksion të saj duhet të bëhet armimi dhe projektimi i tyre (Figura 5.13 & Figura 5.14)

Ku në funksion të raportit gjatësi dhe lartësi sipas EC-8 klauzola 5.5.3.5 pika 2) kemi:

- Raport të lart $L/B \geq 3.0$: Këto traje janë të gjata dhe të holla, dhe zakonisht dominohen nga momenti përkulës. Gjatësia e tyre i bën të sillen më shumë si elemente përkulëse, duke përballuar ngarkesat horizontale përmes përkuljes, dhe jo përmes prerjes (forcave prerëse). Çërnjerat plastike në këto raste formohen në skajet e traut të çiftuar sikurse njëjtë sikurse edhe tek ramat. Armimi i tyre bëhet sikurse tek trajet me rama, por duke i plotësuar kushtet e duktilitetit të lartë për detajim DCH (Figura 5.13).
- Raport të ulët $L/B < 3.0$: Këto traje zakonisht janë të shkurtër dhe të larta, të cilat janë të preokopuara nga forcat prerëse. Në këtë rast çërnjerat plastike janë të formuara si rezultat i forcave prerëse në mes të traut ku edhe është koncentrimi i forcave prerëse. Mënyra e dështimit karakterizohet nga çarjet diagonale të forcave prerëse. Armimi bëhet duke u vendosur armatura në diagonale në dy diagonalet e traut të çiftuar (Figura 5.14).

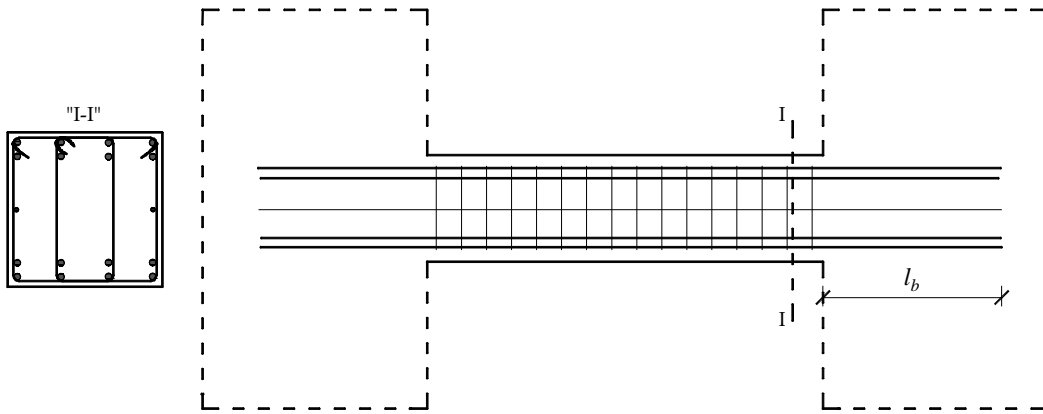


Figura 5.13 Armimi i traut të çiftuar si tra i zakonshëm

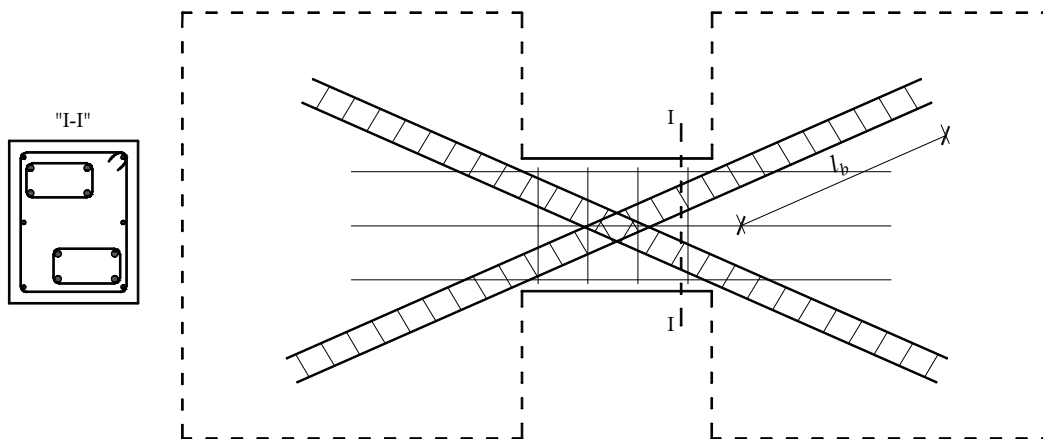


Figura 5.14 Armimi i traut të çiftuar me armaturë ne diagonale për pranimin e forcave prerëse
 Në figurën 5.15 paraqitet ky dallim me anë të paraqitjes së koncentrimit të sforcimeve.

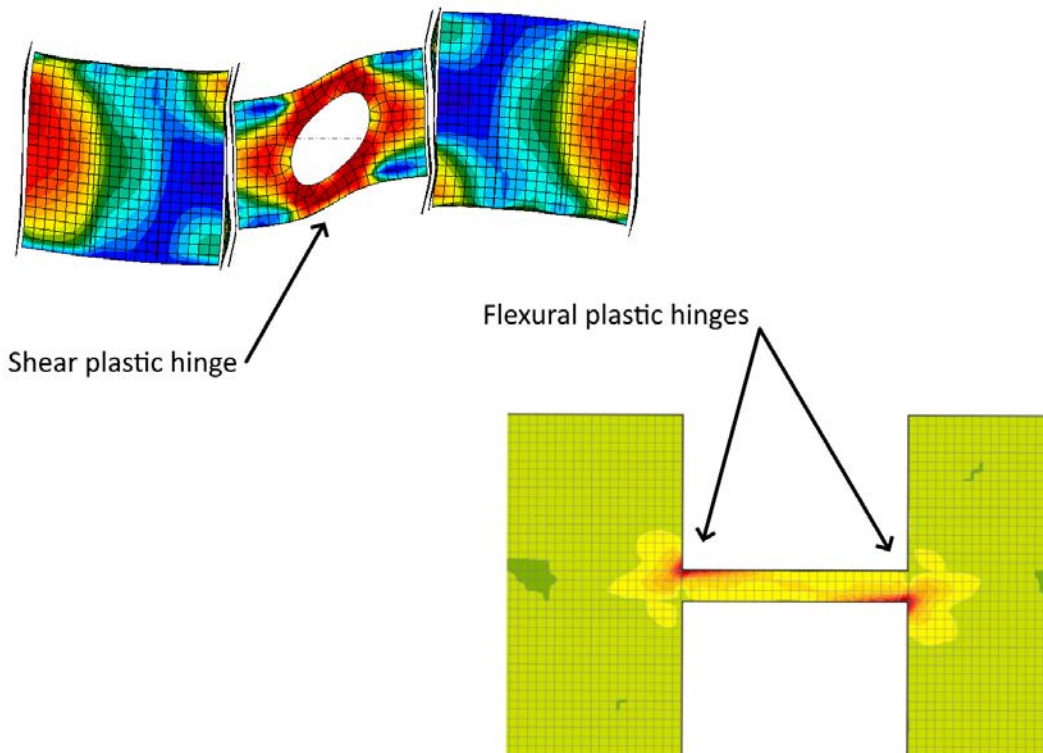


Figura 5.15 Formimi i çërnjerës plastike nga forcat prerëse dhe nga përkulja (foto marrë nga: <https://www.ideastatica.com/blog/coupling-beams-and-idea-statica>)

6. RASTI STUDIMOR

6.1 Përshkrimi i strukturës

Struktura e cila do të shqyrtohet është projektuar për të shfrytëzuar si kompleks afarist administrativ dhe hotelarik.

6.1.1 Gjeometria e konstruksionit

Struktura është ndërtuar me etazhitet 4B+P+22, me lartësi totale prej +85.20 m dhe formë drejtkëndëshe. Gjeometria e strukturës, nga bodrumi deri në katin e fundit, reduktohet në dy nivele në drejtimin tërthor dhe në tre nivele në drejtimin gjatësor. Në nivelet e bodrumit, gjeometria e strukturës është B/L 63.1 m/30.05 m; mbi nivelin 0.00, ajo reduktohet në dy drejtime, me gjeometrinë e strukturës që bëhet B/L 56.4 m/27.15 m. Më tej, mbi nivelin +16.20 m, gjeometria e strukturës reduktohet sërish në dy drejtime, duke arritur B/L 53.00 m/18.20 m. Kjo gjeometri do të mbetet me këto dimensione deri në nivelin +79.20 m, ku në drejtimin gjatësor ajo do të reduktohet në B/L 30.60 m/18.20 m, e cila do të mbetet kështu deri në fund të strukturës. Karakteristik e strukturës është që nuk është e dilatuar. Gjeometria e konstruksionit është paraqitur ne Aneksin A te punimit.

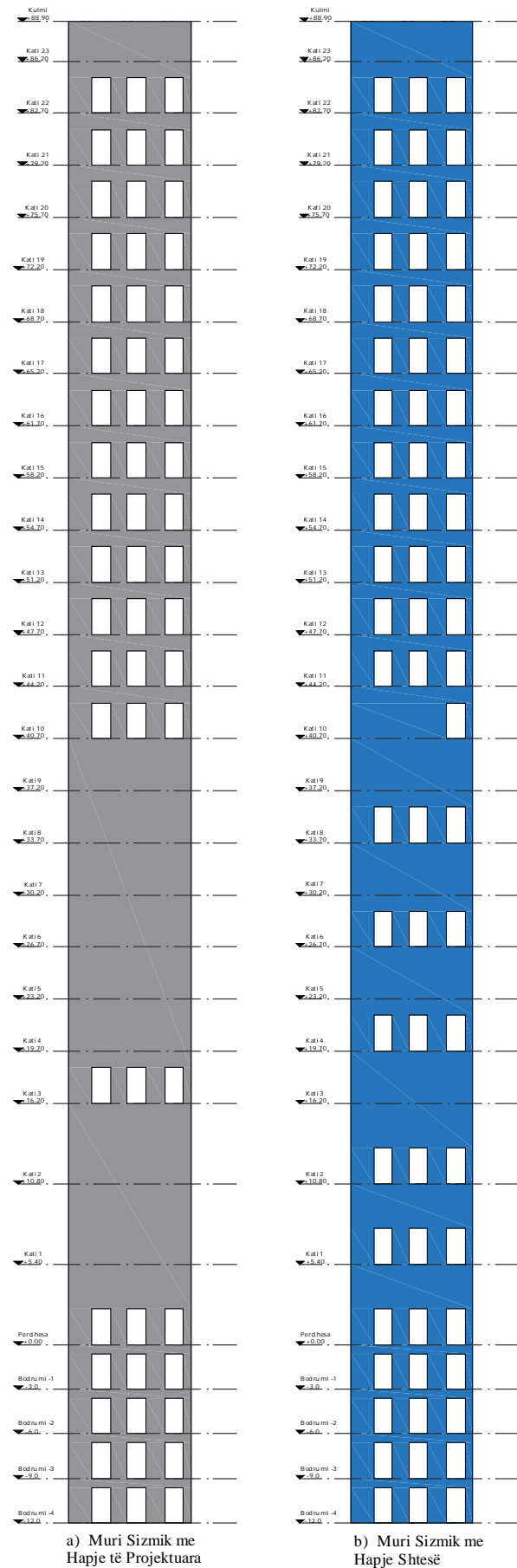
Sistemi strukturor është një sistem dual që përfshin rama dhe mure. Pllakat e ndërmjet kateve janë me trashësi 20cm. Trarët janë me dimensione b/h=60/60cm në nivelet (-9.00 dhe +16.00)m kurse në nivelet tjera janë përvetësuar trarë me përmasa b/h=60/45cm dhe b/h=60/60cm. Shtyllat janë kryesisht me prerje tërthore katrore por edhe drejtkëndëshe, dimensionet e tyre reduktohen përgjatë lartësisë së strukturës. Muret janë kryesisht si bërthama të ashensorëve dhe shkallëve ku trashësia e tyre reduktohet në lartësi.

6.1.1.1 Ndryshimet në murin sizmik gjatë ekzekutimit

Muri sizmik është projektuar me hapje për ashensor, ku dimensionet e hapjeve janë 125 x 240 cm. Këto hapje janë të pranishme nga bodrumi deri në katin përdhes, në katin e tretë dhe nga kati i dhjetë deri në katin e 22-të. Gjatë ekzekutimit, janë bërë disa ndryshime në hapjet e planifikuara:

- Nga bodrumi deri në përdhes, hapjet janë të njëjta me ato të projektuara.
- Hapje shtesë janë realizuar në katin e parë dhe të dytë.
- Hapjet e planifikuara për katin e tretë nuk janë realizuar.
- Hapje janë shtuar gjithashtu në katin e gjashtë dhe të tetë.
- Në katin e dhjetë, është realizuar vetëm një hapje.
- Nga kati i 11-të deri në katin e 22-të, hapjet janë të njëjta me ato të projektuara.

Figura 6.1 paraqet shpërndarjen e hapjeve në murin sizmik në bazë të projektimit dhe ndryshimeve të kryera gjatë zbatimit. Ndërsa figura paraqet dimensionet e hapjeve tipike ne muri



a) Muri Sizmik me Hapje të Projektuara

b) Muri Sizmik me Hapje Shtesë

Figura 6.1 a) Hapjet sipas projektit në murin sizmik, b) Hapjet shtesë gjatë ekzekutimit

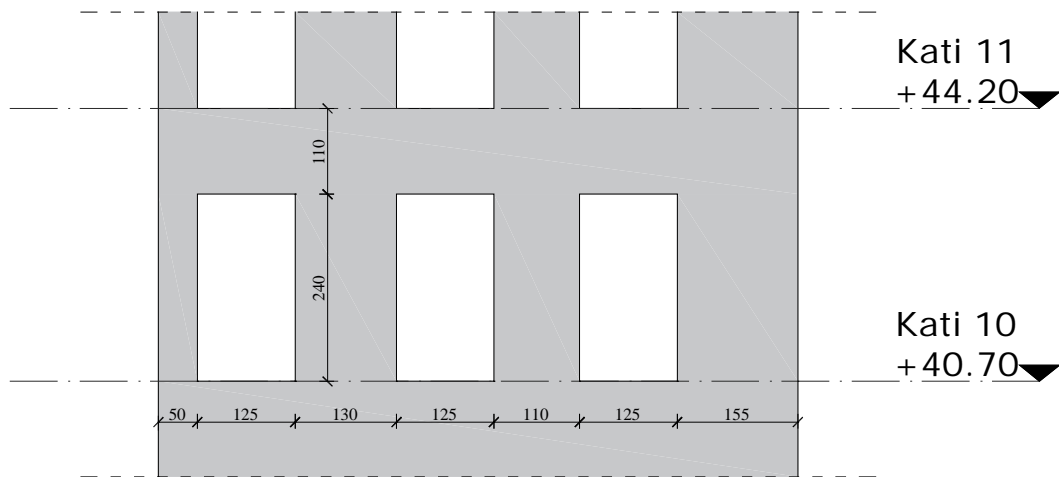


Figura 6.2 Dimensionet e hapjeve tipike te muri sizmik

6.1.2 Materialet e përdorura për ndërtimin e konstruksionit

Struktura është ndërtuar nga betoni i armuar. Betoni për pozicionin e themeleve është projektuar të jetë i cilësisë C30/37, pllakat e ndërkateve dhe trarët C30/37 ndërsa klasa për elementet vertikale muret dhe shtyllat është përvetësuar të jetë (C40/50 deri në kuotën +16.20, C35/45 deri në kuotën +51.20 ndërsa deri në kuotën +86.20m i cilësisë C30/37). Armatura për të gjitha elementet përbërëse të strukturës si ato vertikale dhe horizontale gjatë projektimit është marrë armature e brinjëzuar e llojit S-500B.

6.1.3 Ngarkesat ne konstruksion

a) Ngarkesat gravitacionale do të jenë si më poshtë:

Ngarkesa e përhershme (pa përfshirë peshën e vetë strukturës):

Përfshin shtresat si pllakat e qeramikës, shtresën rrafshuese, ngjitesin dhe suvatimin.

Ngarkesa sipërfaqësore: 2.11 kN/m².

Pesha vetjake e strukturës: Përfshihet automatikisht në llogaritjet.

b) Ngarkesat e përkohshme janë përvetësuar në funksion të destinimit të sipërfaqeve bazuar në projektin arkitekturor, sipas standardeve të EC1.

- Sipërfaqet për parkingje të automjeteve me peshe < 30 kN

Kategoria F: $q_k=(1,5-2,5)\text{kN/m}^2 =2,50\text{kN/m}^2$

- Sipërfaqet për shfrytëzim komercial dhe depo të tyre:

Kategoria D1 dhe D2: $q_k=(4,0-5,0)\text{kN/m}^2 =4,00\text{kN/m}^2$

- Sipërfaqet për zyre dhe administrate:

Kategoria B: $q_k=(2,0-3,0)\text{kN/m}^2 =3,00\text{kN/m}^2$

- Sipërfaqet për banim: Kategoria A,B dhe C:

Dyshemetë:

Deri në kuotën +40.70m "C3": $q_k=(3,0-5,0)\text{kN/m}^2 =3,00\text{kN/m}^2$

Deri në kuotën +54.70m "C1": $q_k=(2,0-3,0)\text{kN/m}^2 =2,00\text{kN/m}^2$

Deri në kuotën +86.20m “B”:

$$q_k=(2,0-3,0)\text{kN/m}^2 =2,00\text{kN/m}^2$$

Shkallët:

$$q_k=(2,0-4,0)\text{kN/m}^2 =3,00\text{kN/m}^2$$

Ballkonet:

$$q_k=(2,5-4,0)\text{kN/m}^2 =3,00\text{kN/m}^2$$

- Sipërfaqet e kulmeve të rrafshëta:

Kategoria H:

$$q_k=(0,4-1,0)\text{kN/m}^2 =1,00\text{kN/m}^2$$

c) Ngarkesa Sizmike

Kategoria e truallit, rëndësia e objektit dhe parametrat përcjellës janë përvetësuar sipas kërkesës së EC 8 si dhe spektrat e projektimit më të gjitha parametrat përcjellës. Nxitimi i truallit për llogaritjen e ndikimeve nga forca sizmike është përvetësuar $ag=0.22g$.

Parametrat e përvetësuar për llogaritjen e ngarkesës sizmike:

- Faktori i rëndësisë: $\gamma_I = 1.20$
- Nxitimi i truallit: $ag/g=0.22$
- Faktori i sjelljes: $q=3.0$
- Kategoria e truallit: C

Për truallin e kategorisë C nga EC 8 Tabela 3.2 lexojmë vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrat e rekomanduara të reagimit elastike për Tipin 1:

Tabela 9 Parametrat që përshkruajnë spektrin elastik për tipin C të truallit

Tipi i Truallit	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
C	1.15	0.20	0.6	2

Sipas analizës modale, moda e parë e strukturës karakterizohet me periodë $T=2.335s$. Duke përdorur këto njohuri nga spektrat e reagimit elastik, kalojmë në spektrat e projektimit për analizën elastike.

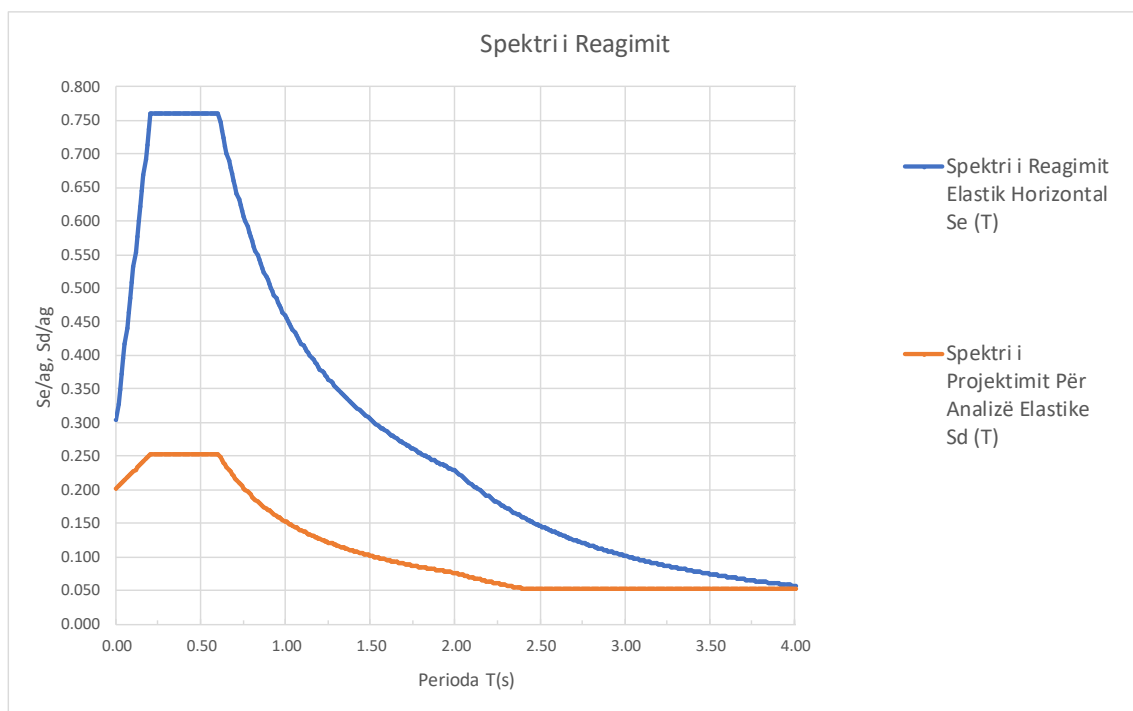


Figura 6.3 Spektri i reagimit elastik dhe projektues

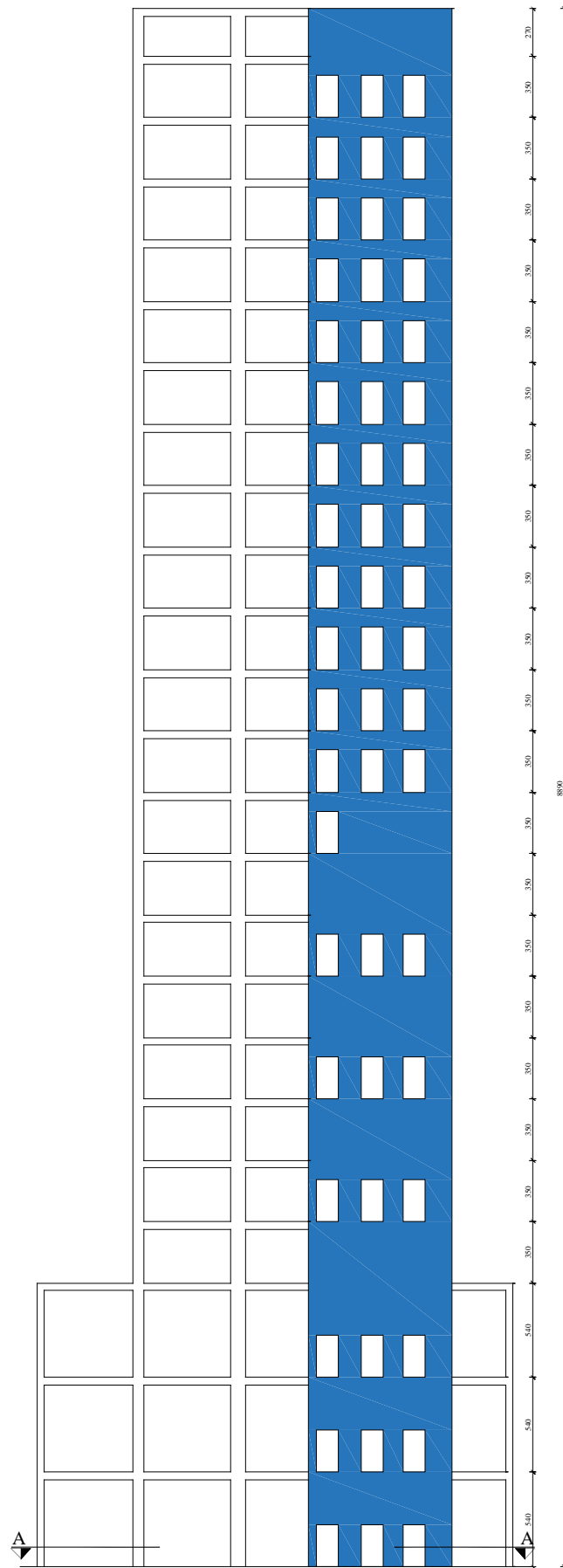


Figura 6.6 Rami me murin me hapje shtesë

Ne figurën 6.7 kemi paraqitur bazën e ramit, prerja A-A nga figura 6.5 dhe figura 6.6.

"A-A"

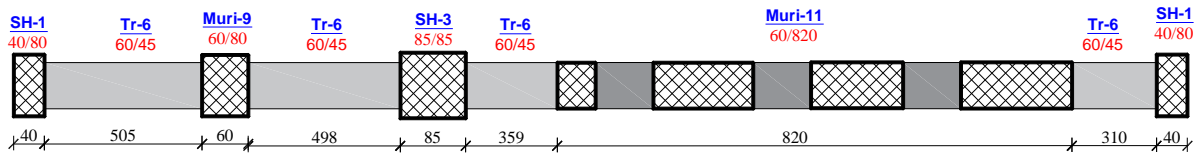


Figura 6.7 Prerja A-A e ramit

Rami është i ngarkuar me ngarkese vijore:

Ngarkesa e përhershme	15.61kN/m'
Ngarkesa e përkohshme	22.2kN/m'

Qëllimi i analizës është të krahasohen rezultatet nga analiza jolineare “pushover” dhe të vlerësohen efektet e hapjeve në sjelljen reale të strukturës. Përveç ndikimit të hapjeve, një faktor tjetër me rëndësi në rezultatet e analizës është forma e armimit të mureve. Fillimisht, krahasimi do të fokusohet në ndryshimet midis ramave ku muri është projektuar me hapje të paracaktuara dhe atyre me hapje shtesë. Megjithëse muri është ekzekutuar sipas detajeve të projektimit, janë bërë disa ndërhyrje shtesë, të cilat janë shpjeguar në seksionin 6.2.1.1. Në figurat 6.8, 6.9 dhe 6.10 janë paraqitur detajet e armimit.

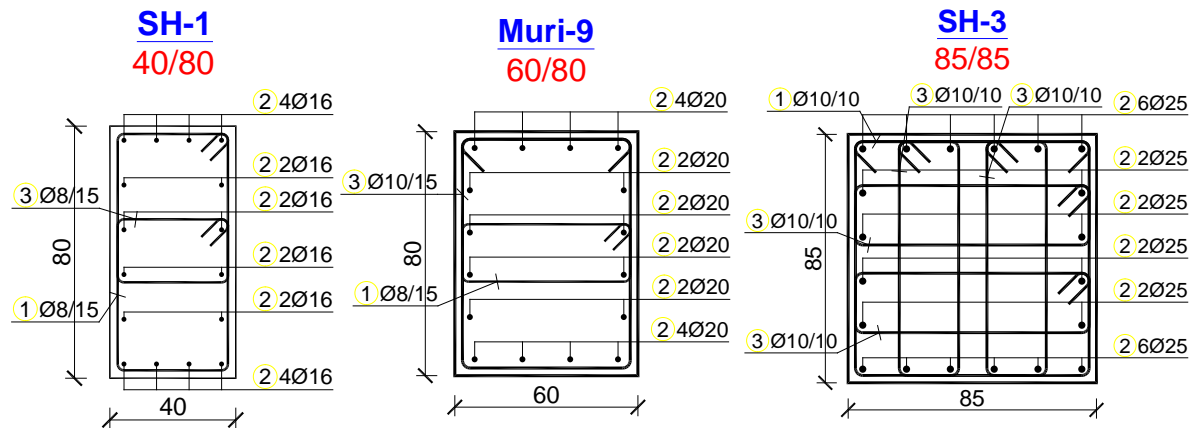


Figura 6.8 Detajet e armimit të ramit

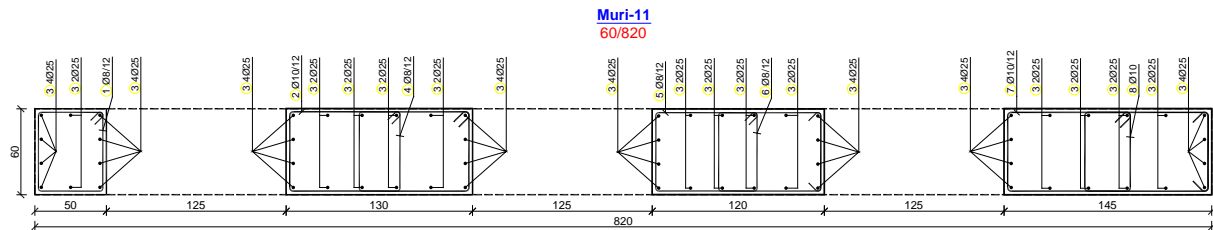


Figura 6.9 Detaji i armim të murit të trajtuar

Trau
60/45

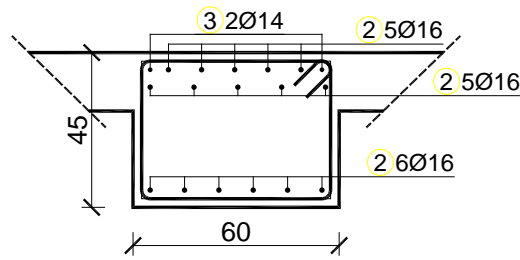


Figura 6.10 Detaji i armimit të traut

Për të vlerësuar ndikimin e hapjeve në sjelljen reale të elementeve strukturore “mureve sizmike”, është kryer një krahasim ndërmjet ramit me murin me hapje të projektuara dhe ramit me murin pa hapje. Në të dy rastet, është siguruar që sipërfaqja totale e armaturës të jetë e barabartë, duke pasqyruar një qasje reale që adoptohet në praktikë. Kjo siguron që krahasimi i sjelljes strukturore të jetë i drejtë dhe i bazuar në kushte të njëjta.

Tabela 10 Sipërfaqja e armaturës tek muri me hapje të projektuar sipas detalit në figurën 6.9

Armatura sipas detalit	$A_{sl,1}$ (mm ²)
Muri me hapje të projektuar 56 ϕ 25	27488.94

Tabela 11 Sipërfaqja e armaturës tek muri pa hapje me detalin e paraqitur në figurën 6.11

Armatura sipas detalit	$A_{sl,1}$ (mm ²)
Muri me hapje të projektuar 56 ϕ 25	27488.94

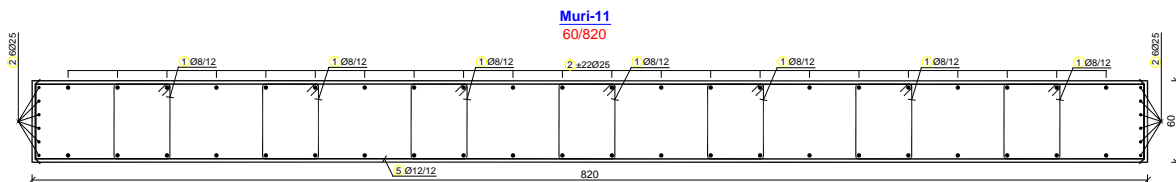


Figura 6.11 Detali i armimit të murit pa hapje

Në Ankesin B të këtij punimi janë paraqitur detajet e armimit në përpjesë më të madhe për rastet e analizuara.

6.3 Analizat sizmike

Meqenëse forcat e tërmetit janë të rastësishme dhe të paparashikueshme, analiza statike dhe dinamike e strukturave është bërë një nga shqetësimet kryesore të inxhinierëve të ndërtimit. Këto analiza janë thelbësore për të kuptuar sjelljen e strukturave nën ngarkesa sizmike dhe për të siguruar që ato kanë kapacitetin për të përballuar forcat e papritura që mund të ndodhin gjatë një tërmeti.

Sipas EC 8 kemi këto metoda të analizës së strukturave:

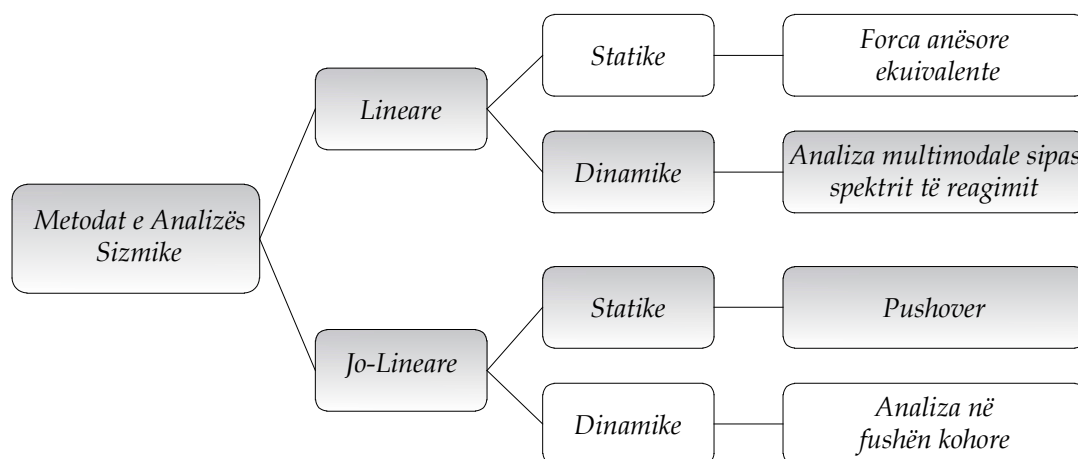


Figura 6.12 Metodat e analizës së strukturave sipas EC8

6.3.1 Analiza Lineare (Projektimi i Strukturave)

Analiza sizmike lineare është një qasje shumë e përdorur për projektimin e konstruksioneve ndaj veprimit të tërmetit. Kjo metodë supozon se struktura sillet brenda kufijve elastikë dhe nuk përjeton deformime plastike të rëndësishme gjatë një tërmeti. Qëllimi kryesor i analizës lineare është të llogaritet shpërndarja e forcave, momenteve dhe zhvendosjeve të strukturës si pasojë e veprimit sizmik.

Tek kjo analizë ngarkesat sizmike llogariten duke përdorur spektrin e projektimit e cila përfshinë faktorin e sjelljes q .

Analiza lineare e strukturave mund të bëhet sipas:

6.3.1.1 Forcave anësore ekuivalente

Kjo metodë zakonisht përdoret për konstruksione me lartësi të ulët dhe të rregullta, e cila supozon se forcat sizmike mund të përfaqësohen si forca statike ekuivalente të shpërndara përgjatë lartësisë së strukturës. Ajo përdoret kryesisht për konstruksione që përmbushin kriteret e EC 8 për rregullsinë dhe kufizimin e lartësisë.

6.3.1.2 Lineare Dinamike – Analiza multimodale

Kjo është një metodë më e sofistikuar, e përshtatshme për ndërtesa të rregullta dhe të parregullta të çdo lartësie. Ajo ofron një përfaqësim më të saktë të përgjigjes sizmike duke marrë parasysh pronat dinamike të strukturës, si frekuencat natyrore dhe format e modës.

Hapat kyç që përfshihen në analizën multimodale janë:

1. Përcaktimi i frekuencës natyrore dhe formave të modës (tonit):

Hapi i parë është përcaktimi i frekuencës natyrore dhe formave të modës së strukturës, i cili zakonisht realizohet me metodat e elementeve të fundme. Për përcaktimin e numrit të formave të modave (toneve) sipas EC 8, duhet të merret parasysh reagimi i të gjithë toneve të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të konsiderueshme në reagimin total. Ky kusht plotësohet kur në çdo drejtim horizontal kryesor përmbushen njërin nga kushtet e mëposhtme:

- Shuma e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të marra parasysh është të paktën 90% e masës totale të strukturës;
- Janë marrë parasysh të gjithë tonet e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale;

Numri i modave (toneve) k sipas EC8 mund të merret si $k \geq 3\sqrt{n}$, ku n është numri i kateve mbi themelin ose mbi katin e bodrumit të shtangët.

2. Kombinimi Modal:

Pjesët maksimale të reagimit për secilën modë kombinohen për të vlerësuar përgjigjen e përgjithshme sizmike të strukturës. Disa metoda janë të disponueshme për kombinimin e përgjigjeve modale, të tilla si metoda e Rënies Katrore të Shumës së Katroreve (SRSS) dhe metoda e Kombinimit Katror të Plotë (CQC).

3. Kombinimi i efekteve të veprimeve sizmike horizontale:

Kur merret parasysh veprimi sizmik në dy ose tre drejtime ortogonale, reagimet në secilën drejtim duhet të kombinohen. Kjo mund të realizohet duke përdorur rregullin 30% – 100% të specifikuar nga EC8.

6.3.2 Analiza Jolineare – Statike “PushOver” (Për Vlerësim)

Analiza jolineare, veçanërisht metoda pushover, është një qasje që përdoret kryesisht për vlerësimin e strukturave në lidhje me sjelljen joelastike gjatë një tërmeti. Analiza pushover mund të përdoret për vlerësimin e reagimit për struktura te reja dhe ekzistuese. (Fajfar, 2022).

Kjo metodë bazohet në përcaktimin e tre elementeve:

- Kapacitetin
- Kërkesën
- Përformancën

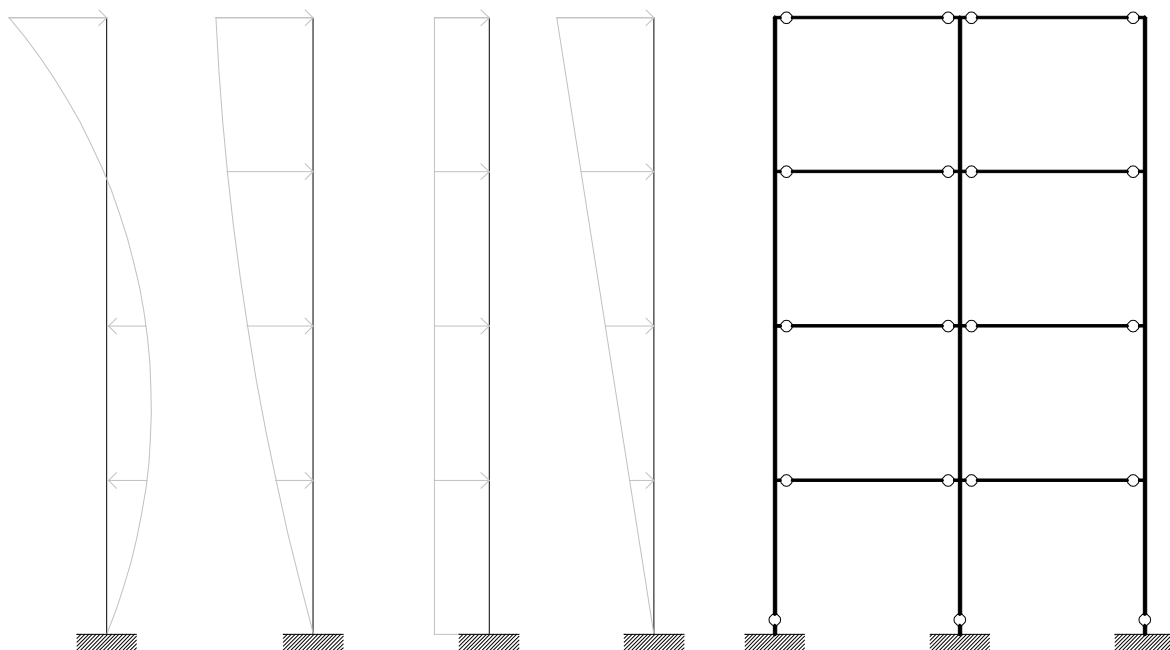
Kapaciteti i strukturës prezantohet përmes një kurbe të njohur si "kurba pushover," e cila pasqyron rezistencën dhe kapacitetin deformues të strukturës (shtangësinë dhe duktilitetin).

Procedura e analizës pushover bazohet në superpozimin e një serie analizash elastike sekondare. Gjatë kësaj procedure, modeli matematik modifikohet për të pasqyruar sjelljen e elementeve strukturorë që përjetojnë rrjedhje nën veprimin e ngarkesave horizontale.

Procedura për përcaktimin e kapacitetit të strukturës është si vijon:

1. Krijimi i modelit: Modeli krijohet zakonisht pas projektimit sipas analizës lineare ose nga një model i strukturës ekzistuese, me informacionet e mbledhura nga inspektimet në terren.

2. Aplikimi i ngarkesës horizontale: Ngarkesa horizontale aplikohet në secilin kat të modelit kërkon që analiza pushover të kryhet me shpërndarje të forcave në formën modale, ose atë uniforme.
3. Rritja e forcës horizontale: Forca horizontale rritet në mënyrë monotone derisa të arrihet mekanizmi i kolapsit të strukturës. Gjatë këtij procesi regjistrohen forcat në bazë dhe zhvendosja e strukturës në kulm, e cila paraqitet përmes diagramit forcë – zhvendosje.
4. Arritja e kapacitetit: Kur njëri nga elementet ka arritur kapacitetin, që nënkupton se preja do të rrjedhë modeli modifikohet për të reflektuar rrjedhjen duke modeluar këtë prerje tërthore me pak ose aspak shtangësi.
5. Ringarkimi: Modeli i ri ngarkohet me forca në inkremente (forca që rriten gradualisht gjatë një periudhe të caktuar), ku këto forca përshtaten me ndryshimin e formës së deformimit, derisa një element tjetër të arrijë në pikën e rrjedhjes.
6. Akumulimi i ngarkesës në bazë dhe deformimeve në kulm: Inkrementet e ngarkesave horizontale dhe zhvendosjet përkatëse në kulm shtohen në vlerat e mëparshme për të dhënë vlerat e akumuluar për forcën bazë dhe zhvendosjen e kulmit.
7. Përsëritja e hapave: Këto hapa përsëriten derisa të formohet mekanizmi i kolapsit në strukturë (kur një numër i madh komponentësh tejkalojnë kapacitetin e tyre dhe rezistenca e përgjithshme strukturore degradon në mënyrë të konsiderueshme).



a) Format e mundshme të shpërndarjes së ngarkesave

b) Mekanizmi i kolapsit

Figura 6.13 Format e mundshme të ngarkimit dhe formimi i mekanizmit të kolapsit

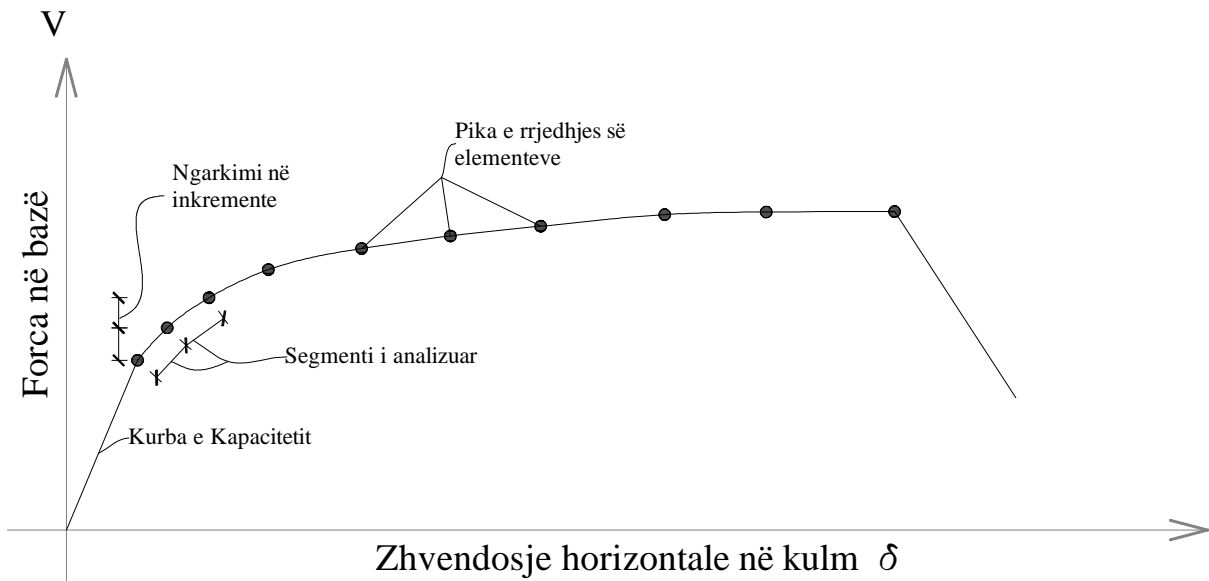


Figura 6.14 Kapaciteti i strukturës – “kurba pushover”

6.3.3 Kërkesa

Kërkesa e zhvendosjes është përgjigjja maksimale e ndërtesës gjatë lëkundjeve të tokës. Kërkesa e zhvendosjes paraqitet përmes kurbaturës spektrale të kërkesës, e cila është një kurbë e reduktuar nga spektri elastik i përgjigjes me 5% shuarjes dhe faktorit të reduktimit të forcës rrjedhëse R_y , që përfaqëson kërkesën jolineare në të njëjtën zhvendosje të strukturës.

6.3.4 Pika e performancës

Pika e performancës është pika që ndodhet kur Kurba së Kapacitetit dhe Kurba e Kërkesës takohen. Kjo pikë paraqet kushtin ku kapaciteti sizmik i strukturës është i barabartë me kërkesën sizmike të imponuar në strukturë për një lëkundje të caktuar të tokës. Metoda që do të përdoret për të përcaktuar pikën e performancës do të jetë Metoda e Spektrit të Kapacitetit. Për të përdorur Metodën e Spektrit të Kapacitetit, si Kurbën e Kapacitetit ashtu edhe Spektrin e Reagimit duhet t'i konvertojmë në formatin e Spektrove të Reagimit për Përshpejtimin - Zhvendosjen (ADRS).

1. Konvertimi në formatin ADRS:

Duke filluar nga spektri i përshpejtimimit, ne do të përcaktojmë spektrat jolineare në formatin e përshpejtimimit – zhvendosjes.

Për një sistem me një shkallë lirie (SDOF) elastik, vlen raporti i mëposhtëm:

$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} \quad (26)$$

Ku S_{de} dhe S_{ae} janë vlerat në spektrin e përshpejtimimit dhe spektrin e zhvendosjes elastike, përkatësisht, që korrespondonin me periudhën T dhe një raport të fiksuar të shuarjes viskoze. Një spektri tipik elastik i përshpejtimimit me 5% shuarje, i normalizuar në një përshpejtim maksimal të tokës prej 1.0 g, si dhe spektri përkatës i zhvendosjes elastike, paraqiten në Figura 6.5

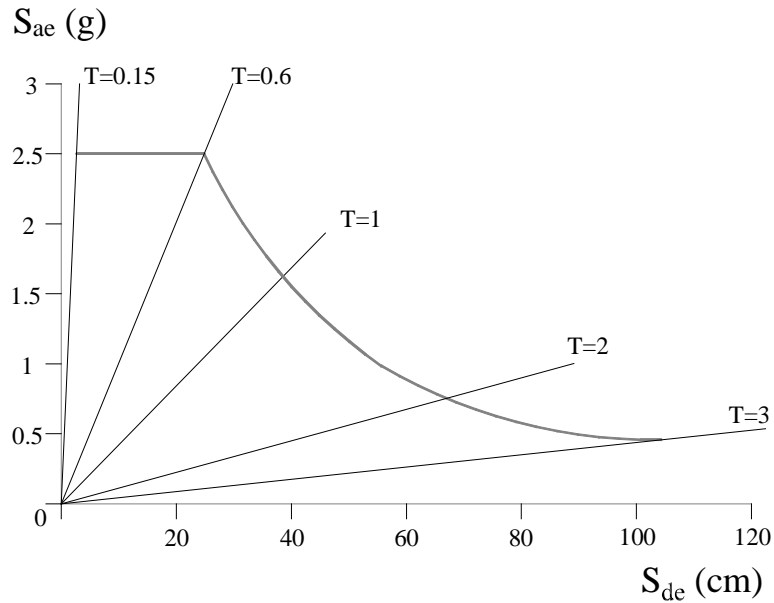


Figura 6.15 Spektri tipik elastik i përsheptimit S_{ae} dhe spektri i zhvendosjes S_{de} për 5% shuarje, të normalizuar në një përsheptim maksimal të tokës prej 1.0 g.

Për një sistem me një shkallë lirie (SDOF) jolineare me një raport bilinear forcë-deformim, spektri i përsheptimit (S_{ae}) dhe spektri i zhvendosjes (S_{de}) mund të përcaktohen siç paraqitet nga (Vidic et al. 1994).

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}; S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de} \quad (27)$$

Ku μ është faktori i duktilitetit i përcaktuar si raporti midis zhvendosjes maksimale dhe zhvendosjes në rrjedhje, dhe R_μ është faktori i reduktimit për shkak të duktilitetit, pra, për shkak të disipimit të energjisë hysteretike të një strukture duktiliteti.

Në versionin e thjeshtë të metodës N2, do të përdorim një spektër bilinear për faktorin e reduktimit R_μ

$$\begin{aligned} R_\mu &= (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & T < T_c \\ R_\mu &= \mu & T \geq T_c \end{aligned} \quad (28)$$

ku T_c është perioda karakteristike e lëkundjes së tokës.

Duke filluar nga spektri elastik i projektimit i paraqitur në Figura 6.5 dhe duke përdorur ekuacionet (27) deri në (28), spektrat e kërkesës (për faktorët e duktilitetit konstant μ) në formatin ADRS mund të përcaktohen (Figura 6.6).

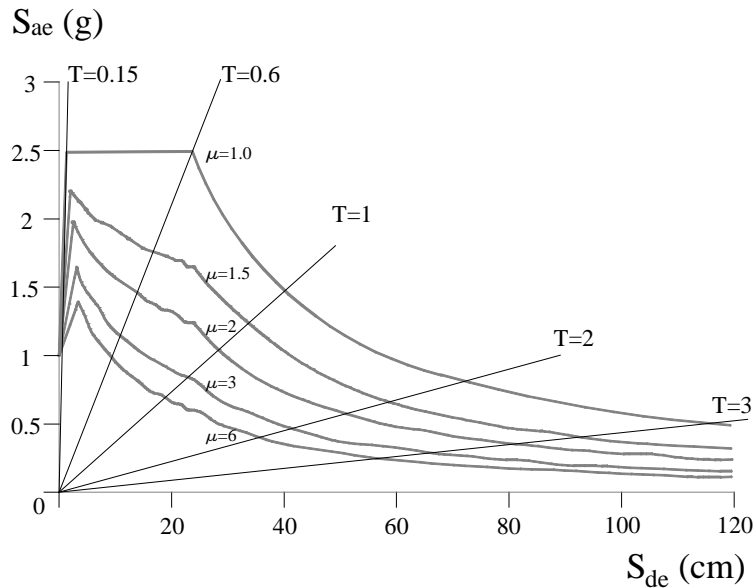


Figura 6.16 Spektrat e kërkesës për duktilitete konstante në formatin ADRS, të normalizuar në një përshejtim maksimal të tokës prej 1.0 g

2. Analiza “Pushover”:

Duke përdorur një analizë “pushover”, mund të përcaktohet një marrëdhënie karakteristike jolineare forcë-zhvendosje për një sistem MDOF. Në parim, mund të zgjidhen çdo forcë dhe zhvendosje për analizë. Në këtë studim, forca prerëse në bazament dhe zhvendosja në çati (kulm) janë përdorur si përfaqësuese të forcës dhe zhvendosjes, përkatësisht.

3. Modeli ekuivalent për sistemin me një shkallë lirie SDOF dhe kurba e kapacitetit

Në metodën N2, kërkesa sizmike përcaktohet duke përdorur spektrat e reagimit, duke marrë parasysh në mënyrë eksplicite sjelljen jolineare. Si rezultat, struktura duhet, në parim, të modelohet si një sistem me një shkallë lirie SDOF.

Duke përcaktuar masën m^* e cila është masa ekuivalente e sistemit me një shkallë lirie llogarisim konstanten Γ e cila kontrollon transformimin nga modeli MDOF në modelin SDOF dhe anasjelltas. Kjo konstante zakonisht quhet faktori i participimit modal.

Pastaj me ane të këtij faktori llogariten edhe zhvendosja D^* dhe forca F^* e sistemit ekuivalent me një shkallë lirie SDOF.

Si pasojë, marrëdhënia forcë-zhvendosje e përcaktuar për sistemin me shumë shkallë lirie MDOF (kurbatura $V - D_t$) vlen gjithashtu për sistemin ekuivalent me një shkallë lirie SDOF (kurbatura $F^* - D^*$), me kusht që si forca ashtu edhe zhvendosja të pjesëtohen me faktorin Γ . Kjo mund të vizatohet duke ndryshuar shkallën e përpjesëtimit në të dy akset e diagramit forcë-zhvendosje (shih Figura 6.7). Ngurtësia fillestare e sistemit ekuivalent SDOF mbetet e njëjtë si ajo e përcaktuar nga diagrami i forcës së bazës - zhvendosjes në çati të sistemit MDOF.

Për të përcaktuar një marrëdhënie të thjeshtuar forcë-zhvendosje (elastike - plotësisht plastike) për sistemin ekuivalent SDOF, përdorim metodën Ekuivalente të Energjisë Elastike-Plastike (EEEP), dhe sipas metodës N2 duhet që shtangësia pas pikës së rrjedhjes të jetë zero.

Nga ky diagram, marrim vlerat e F_y^* dhe D_y^* , përkatësisht rezistencën dhe zhvendosjen në pikën e rrjedhjes. Dhe pastaj, duke përdorur këto vlera, llogarisim periodën elastike të sistemit idealizuar bilinear T^* .

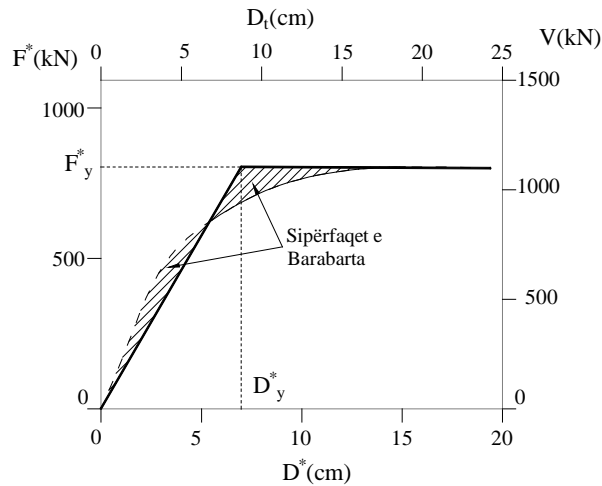


Figura 6.17 Kurba “Pushover” paraqet kapacitetin e strukturës. Shkallëzimet e ndryshme paraqesin: D_v , që është zhvendosja në çati dhe V , forca në bazë e sistemit me shume shkalle lirie MDOF, ndërsa forca F^* dhe zhvendosja D^* i përkasin sistemit me një shkallë lirie SDOF.

Së fundmi, diagrami i kapacitetit në formatin ADRS merret duke pjesëtuar forcat në diagramin e forcë-deformim $F^* - D^*$ me masën ekuivalente m^* .

$$S_a = \frac{F^*}{m^*} \quad (29)$$

4. Kërkesa sismike për sistemin me një shkalle lirie SDOF

Faktori i reduktimit R_μ mund të përcaktohet si raporti midis përsheptimit që korrespondon me sistemin elastik dhe atë joelastik.

$$R_\mu = \frac{S_{ae}(T^*)}{S_{ay}} \quad (30)$$

Duhet të cekët se R_μ nuk është i njëjtë me faktorët e reduktimit (faktorin e sjelljes, modifikimit të reagimit) R që përdoren në kodet sismike. Faktori i reduktimit në kode R merr parasysh si dissipimin e energjisë ashtu edhe të ashtuqajturën mbikapacitet (overstrength).

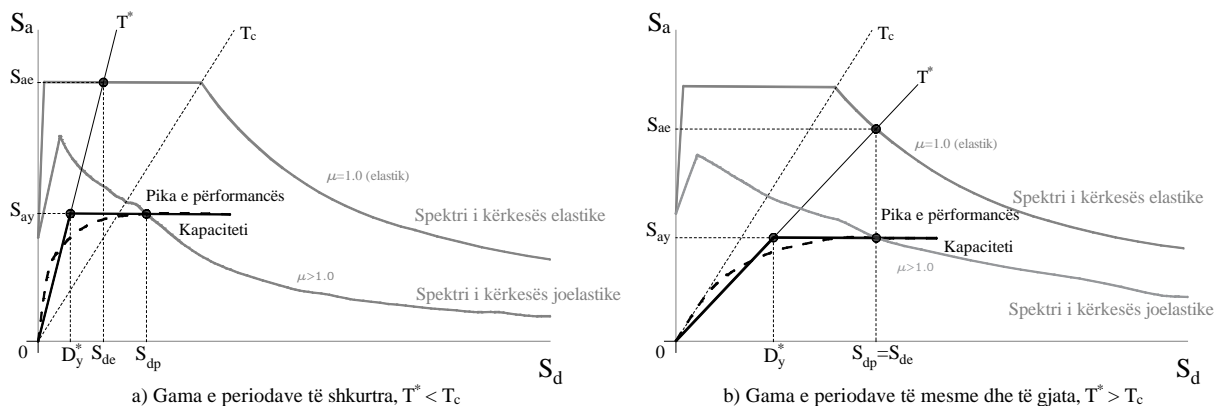


Figura 6.18 Spektrat e kërkesës elastike dhe inelastike krahasuar me diagramin e kapacitetit

Varësisht periodës elastike të sistemit idealizuar bilinear T^* , kërkesa për duktilitet mund të llogaritet si në vijim:

$$\mu = \begin{cases} R_\mu & \text{për } T^* < T_c \\ (R_\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 & \text{për } T^* \geq T_c \end{cases} \quad (31)$$

$$\mu = \frac{S_{dp}}{D_y} \quad (32)$$

5. Kërkesa sizmike globale për modelin me shumë shkallë lirie MDOF

Kërkesa e zhvendosjes për modelin me një shkallë lirie SDOF, S_d , transformohet në zhvendosjen maksimale të çatisë D_t të sistemit me shume shkallë lirie MDOF (zhvendosja target) sipas shprehjes në vijim:

$$D_t = S_{dp} \Gamma \quad (33)$$

6. Vlerësimi i performancës

Bëhet krahasimi i kërkesave sizmike lokale dhe globale me kapacitetet për nivelin përkatës të performancës sipas kushteve të shpjeguara në Kapitullin 3.

6.4 Procedurat e analizës Pushover në ETABS

Hapat e mëposhtëm përshkruajnë procedurën e analizës "pushover" të përdorur në këtë studim për të përcaktuar faktorët e shtangësisë elastike, aftësisë mbajtëse dhe duktilitetit:

1. *Përcaktimi i prerjeve tërthore të elementeve:* Definohen prerjet tërthore të shtyllave, trarëve dhe mureve sizmike, duke përfshirë gjeometrinë, klasën e betonit, armaturën dhe formën e armimit sipas projektit.
2. *Modelimi i strukturës:* Krijohet një model dy-dimensional i strukturës (rami), ku muret sizmike modelohen si pllaka dhe trarët e shtyllat si elemente lineare.
3. *Përcaktimi i ngarkesave:* Llogariten ngarkesat e përhershme dhe të përkohshme, dhe këto ngarkesa aplikohen mbi ramin.
4. *Identifikimi i rastit të ngarkesës gravitacionale:* Përcaktohet një rast ngarkese statike jolineare për ngarkesat gravitacionale.
5. *Definimi i ngarkesës "pushover":* Përcaktohet rasti i ngarkesës "pushover", një ngarkesë statike jolineare e kontrolluar nga zhvendosja (displacement-controlled), që përfshin ngarkesat sizmike për të zhvendosur ndërtesën deri në zhvendosjen e synuar (target displacement).
6. *Modelimi i çërnjerave plastike:* Përcaktohen vetitë dhe karakteristikat e çërnjerave plastike, të cilat caktohen elementeve të ramin.
7. *Kryerja e analizës:* Realizohet analiza "pushover".
8. *Vlerësimi i analizës:* Analizohen dhe vlerësohen rezultatet e analizës "pushover".

7. REZULTATET DHE DISKUTIMET

Vlerësimi i sjelljes reale të elementeve strukturore, “mure sizmike”, është kryer përmes analizës statike jolineare “pushover”. Kjo analizë ka mundësuar vlerësimin e sjelljes strukturore si në nivel global, ashtu edhe në nivel lokal. Fillimisht, studimi është fokusuar në analizimin e ramave që përmbajnë murin e trajtuar (shih Seksionin 6.3). Më pas, është trajtuar edhe ndikimi i konfigurimit të armaturës në shtangësinë, kapacitetin dhe duktilitetin e sistemit, duke u përqendruar te forma e armimit të mureve.

Kjo qasje ofron një vlerësim të detajuar të sjelljes strukturore, duke marrë parasysh ndikimin e hapjeve në mure dhe rolin kritik të armaturës në performancën globale të strukturës. Analiza “pushover”, e shpjeguar në Seksionin 6.4.2 dhe realizuar me programin ETABS, përfshin hapat e ngarkimit të ramave. Pas disa hapave të ngarkimit, fillojnë të formohen çërnjerat plastike, të cilat në model identifikohen me ngjyra të ndryshme. Gjendja dhe sjellja e çërnjerave plastike përshkruhen në detaje në figurën 7.1, ku kufijtë e deformimit të elementeve janë paraqitur sipas standardeve të (FEMA-273, 1997)

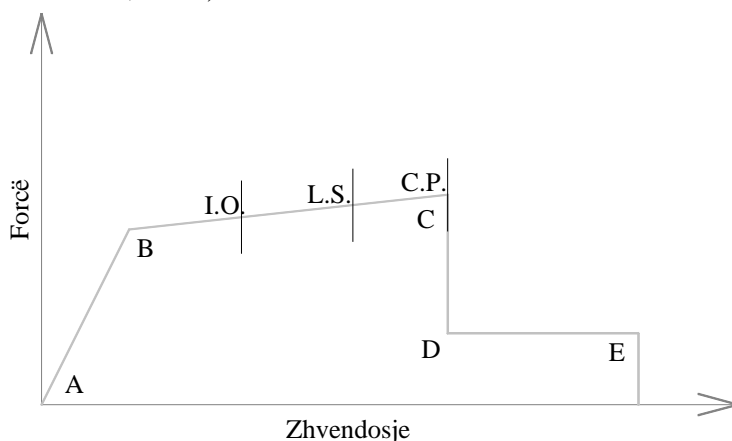


Figura 7.1 Kufijtë e deformimit të elementeve

IO – Shfrytëzim i menjëhershëm, LS – Siguria e jetës, dhe CP – Parandalim i kolapsit janë nivele të performancës që tregojnë gjendjen e strukturës pas një ngarkese sizmike. Këto nivele përcaktojnë kufijtë e pranueshëm të dëmtimeve në varësi të qëllimit të strukturës dhe shkallës së saj të dëmtimit (shih seksionin 3).

7.1 Vlerësimi i sjelljes reale të murit sizmik

Analiza kryhet përmes kurbës së kapacitetit, e cila paraqitet si një diagram forcë-zhvendosje. Kjo kurbë mundëson krahasimin e ndikimeve midis murit sizmik të projektuar dhe atij të ndryshuar gjatë ekzekutimit. Krahasimi fokusohet te faktorët kryesorë, si shtangësia elastike, rezistenca maksimale, duktiliteti dhe deformabiliteti, të cilët janë thelbësorë për vlerësimin e performancës globale të strukturës.

Fillimisht, analizohen ndryshimet ndërmjet ramit me hapjen e projektuar dhe atij me hapje shtesë. Në figurat 7.2 dhe 7.3 paraqiten mekanizmat e formimit të kolapsit për të dy rastet, duke ilustruar ndikimin e ndryshimeve në hapje mbi sjelljen strukturore. Për më tepër, figura 7.4 përfshin diagramin forcë-zhvendosje për të dy rastet, duke ofruar një krahasim të detajuar të parametrave kryesorë.

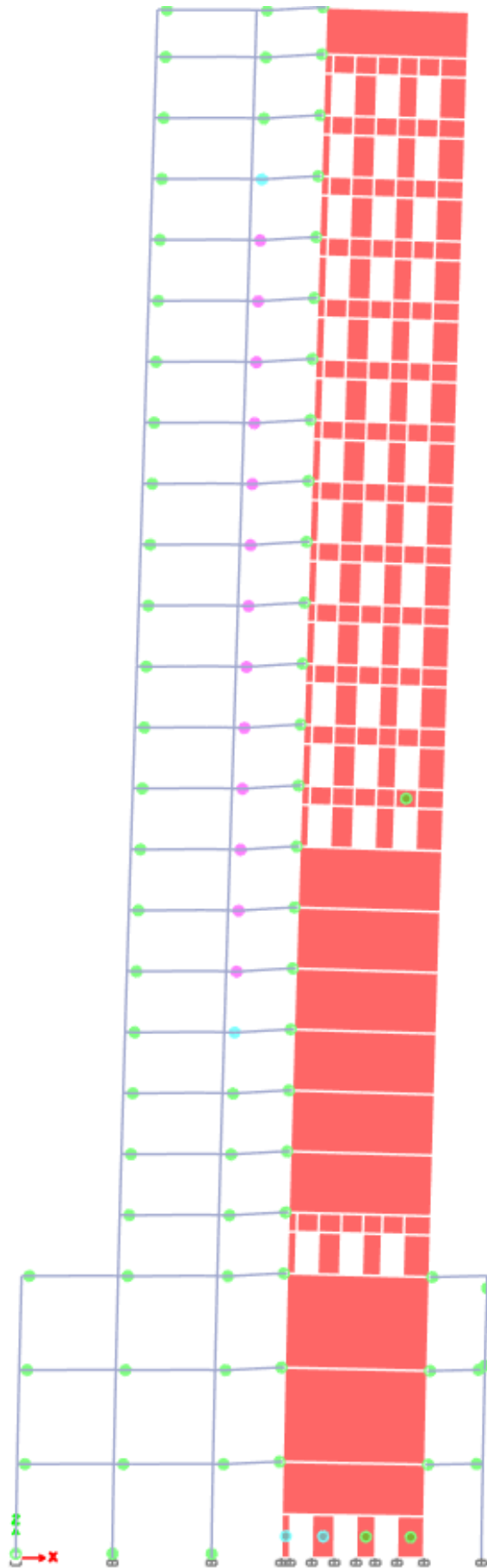


Figura 7.2 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramën me murin me hapjet e projektuara

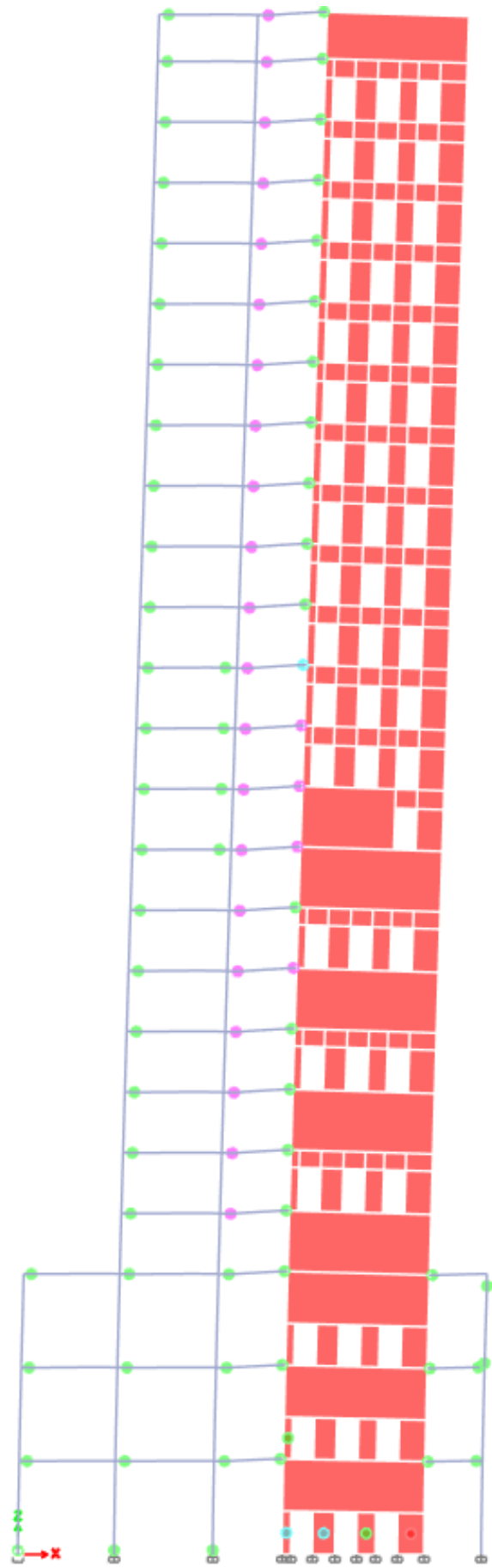


Figura 7.3 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramën me murin me hapjet shtesë

Tabela 12 Leximi i deformimeve në çërnjera

A	B	C	D	E

Pikat A, B, C, D dhe E përfaqësojnë faza kyçe në reagimin strukturore (shih figurën 7.1): A është reagimi fillestare elastike, B shënon pikën e rrjedhjes, C përfaqëson rezistencën maksimale, D tregon degradimin e konsiderueshëm të rezistencës, dhe E tregon kolapsin.

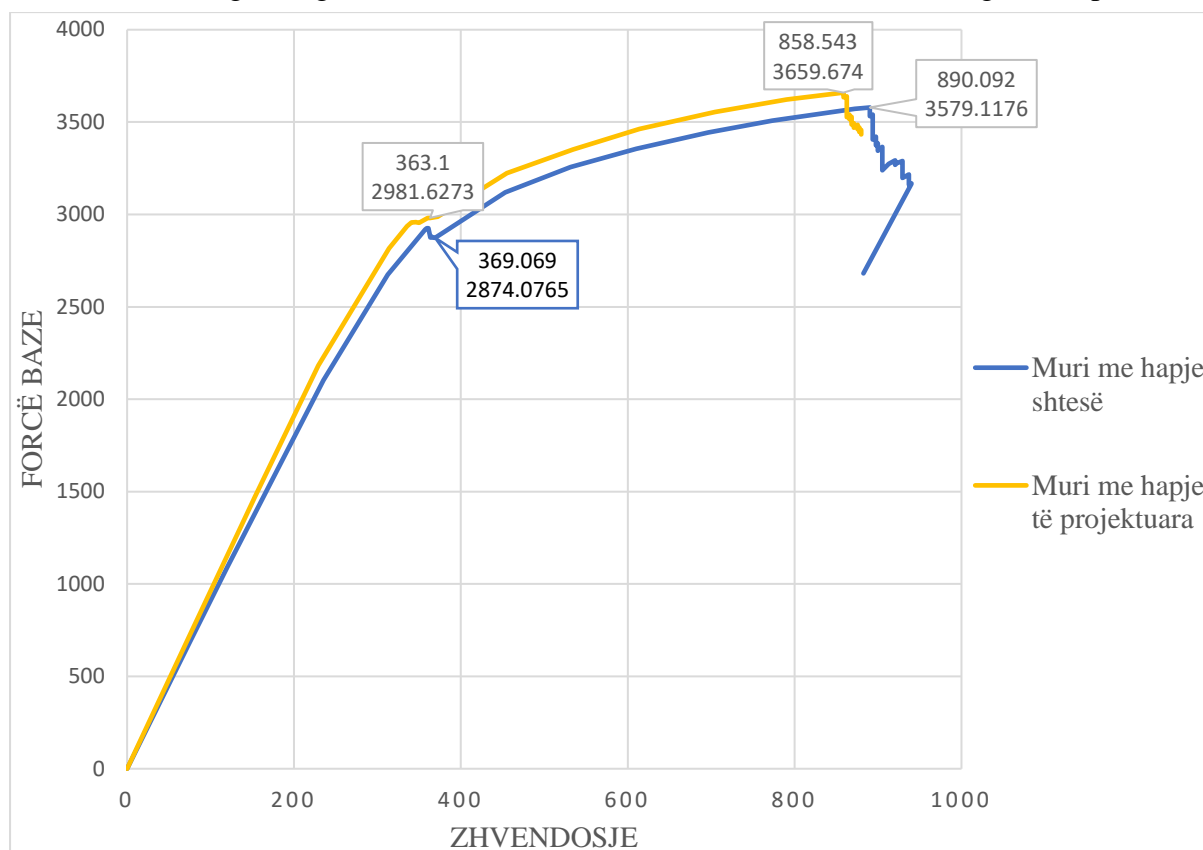


Figura 7.4 Diagramet forcë – zhvendosje e ramave në mes të murit me hapje të projektuara dhe atij me hapje shtesë

Nga ky diagram në rastin kur ne mur kemi hapje shtesë mund të konkludojmë:

- Shtangësia elastike fillestare do të zvogëlohet (Tabela 12)
- Rezistenca do të zvogëlohet (Tabela 13)
- Duktiliteti do të rritet (Tabela 14)
- Deformabiliteti do të rritet (Tabela 15)

Tabela 13 Shtangësia fillestare elastike e ramave

Shtangësia elastike fillestare	K (kN/mm)	Zvogëlimi
Muri me hapje të projektuara	9.6	5.5%
Muri me hapje shtesë	9.1	

Tabela 14 Rezistenca maksimale e ramave

Rezistenca maksimale	F (kN)	Zvogëlimi
Muri me hapje të projektuara	3659.7	2.2%
Muri me hapje shtesë	3579.1	

Tabela 15 Duktiliteti global i ramave

Duktiliteti i zhvendosjes	mm/mm	Rritja
Muri me hapje të projektuara	2.3645	2.0%
Muri me hapje shtesë	2.4117	

Tabela 16 Deformabiliteti i ramave

Deformabiliteti	mm	Rritja
Muri me hapje të projektuara	858.5430	3.7%
Muri me hapje shtesë	890.0920	

Nga figura 7.4 dhe tabela 16 vërejmë, se në rastin e murit me hapje të projektuar, zhvendosja maksimale e ramit krahasuar me zhvendosjen e kufizuar sipas EC-8 (shih seksionin 4.1.2) nuk tejkalon 1% e lartësisë së ramit. Ndërsa në rastin kur muri ka hapje shtese, shtesë, zhvendosja maksimale e ramit e tejkalon kufirin prej 1% e lartësisë së ramit për vetëm 1 mm ose 0.1%, një tejkallim që mund të konsiderohet i papërfillshëm. Për këtë rast, 1%H është 889.00 mm.

Gjithashtu, nga figurat 7.2 dhe 7.3 vërejmë se mekanizmi i kolapsit, i shkaktuar nga formimi i çërnjerave plastike në ram, është i ngjashëm për rastet me hapje të projektuara dhe ato shtesë. Për shkak se hapjet shtesë zvogëlojnë shtangësinë fillestare elastike të ramit, ato shkaktojnë zhvendosje horizontale më të mëdha. Kjo sjellje çon në deformime dhe forca të brendshme më të larta, të cilat shoqërohen me degradim të konsiderueshëm të rezistencës në zonat e çërnjerave plastike, siç vërehet në figurën 7.3.

Le të analizojmë rastin kur në ram vepron forca në bazë pothuajse e barabartë dhe të shqyrtojmë sjelljen reale të ramit figura 7.6. Është marrë në konsideratë rasti kur në ram me hapje të projektuar vepron një forcë bazale prej 3223.25 kN. Si rezultat i kësaj force, zhvendosja në çati është 455.14 mm (hapi 15 i analizës pushover, Tabela 29). Ndërkohë, për ram me hapje shtesë, forca bazale është 3256.30 kN, dhe si rezultat, zhvendosja në çati arrin 531.49 mm (hapi 12 i analizës pushover, Tabela 30). Rasti me hapje shtesë rezulton të ketë 16.8% zhvendosje horizontale më të madhe se sa rasti me hapje të projektuara për forcë në bazë të njëjtë.

Nga figura 7.6 vërehet se, për forcë në bazë të njëjtë, në rastin e ramit ku muri ka hapje shtesë formohet një grup më i madh i çërnjerave plastike në traje. Kjo ndodh për shkak se zhvendosja horizontale në çati është më e madhe në këtë rast. Si pasojë e zhvendosjes më të madhe, pritet që trajet të kenë rrotullime tek zonat kritike, duke gjeneruar forca të brendshme më të mëdha. Si rezultat i këtyre rrotullimeve, në skajet e trajeve formohen çërnjera plastike.

Për rastin në fjalë, krahasojmë sforcimet në fibrën e skajshme të tërhequr të zonës së parë të murit sizmik, duke analizuar rezultatet e paraqitura në figurën 7.5.

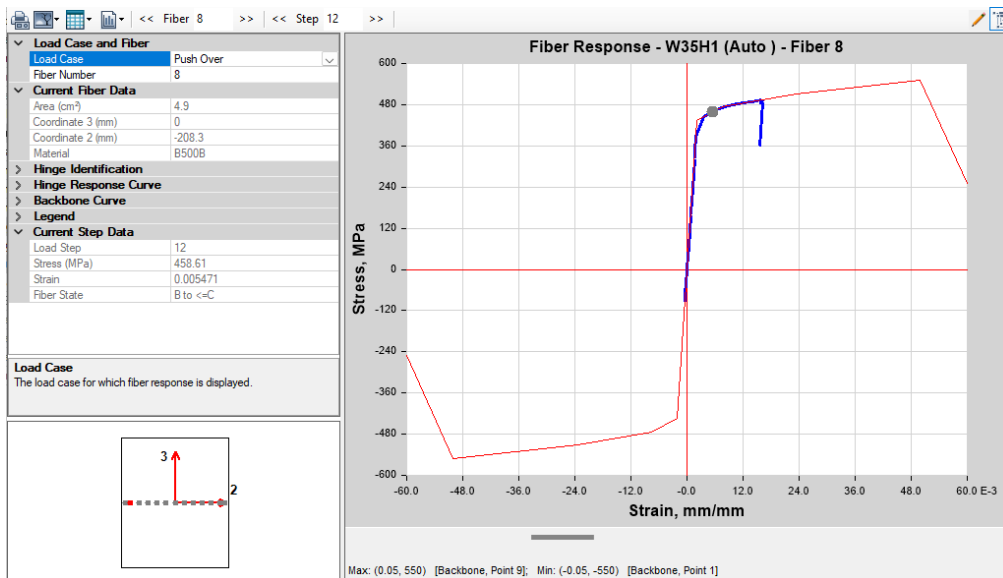
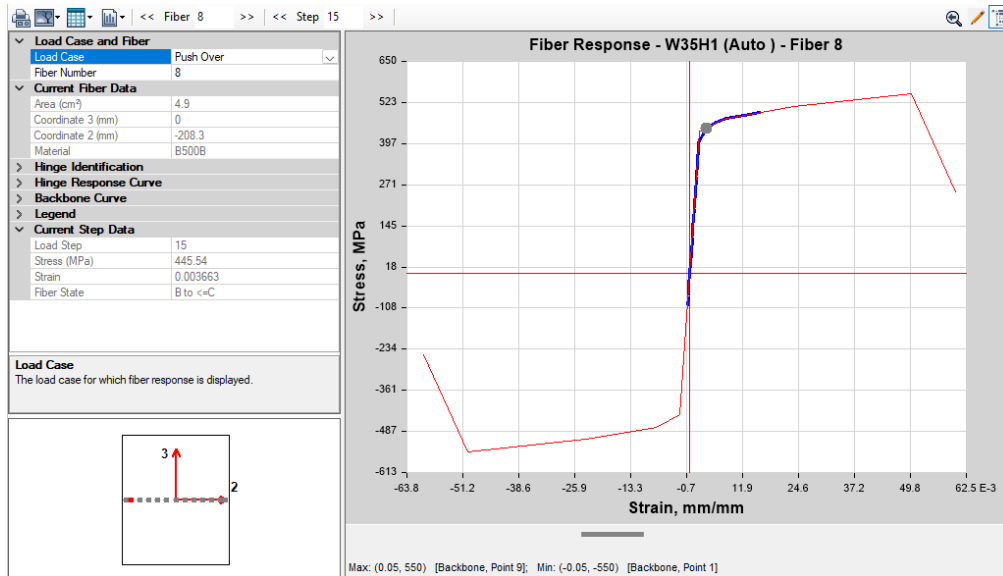


Figura 7.5 Diagrami sforcim – deformim i fibrës së skajshme të tërhequr të murit; 1. Muri me hapje të projektuar; 2. Muri me hapje shtesë

Nga rezultatet shihet se për forcë në bazë pothuajse të njëjtë, sforcimet në tërheqje të armaturës janë më të mëdha tek muri me hapje shtesë. Konkretisht:

- Rasti i murit me hapje të projektuar (figura lart): sforcimet arrijnë deri në 445.54 MPa.
- Rasti i murit me hapje shtesë (figura poshtë): sforcimet arrijnë deri në 458.61 MPa.

Për shkak se në ram tek muri me hapje shtesë për forcë të njëjtë në bazë kemi zhvendosje horizontale më të madhe, gjenerohen forca të brendshme më të mëdha dhe si pasojë kemi rritje të sforcimeve në tërheqje të armaturës për 2.9%.

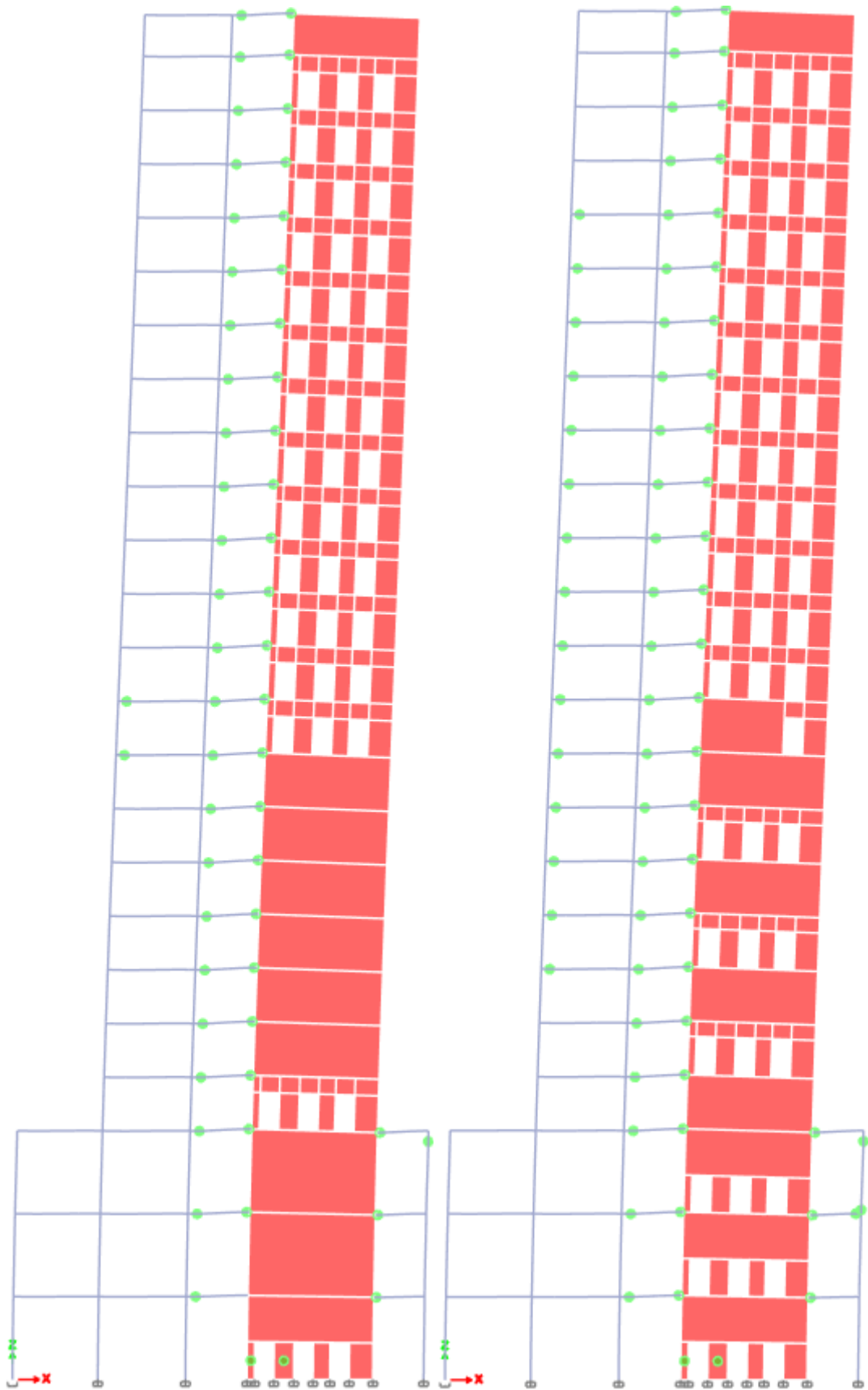


Figura 7.6 Sjellja e ramit në rastin me hapje të projektuara dhe me hapje shtesë kur në ram vepron forca bazë po thuajse e barabartë

Për të vlerësuar ndikimin e hapjeve në sjelljen reale të mureve sizmike, është kryer një analizë krahasuese ndërmjet ramit me murin me hapje të projektuara dhe ramit me murin pa hapje, i cili është përshkruar në detaje në seksionin 6.3).

Në figurën 7.9 është paraqitur formimi i mekanizmit të kolapsit të ramit pa hapje.

Krahasuar me rastin e murit me hapje, edhe në rastin e murit pa hapje, siç është paraqitur në figurën 7.2, formimi i çërnjerave plastike dhe sjellja e elementeve mbetet e ngjashme. Dallimi i vogël, i cili nuk ka ndikim të madh në sjelljen globale të strukturës, është se në rastin e murit pa hapje çërnjerat plastike nuk formohen në shtylla. Ky rezultat shpjegohet nga fakti që kapaciteti i prerjes së murit pa hapje është më i madh se ai i murit me hapje (figura 7.8), gjë që bën që ngarkesa në shtyllat përkatëse të jetë më e vogël, duke mos lejuar formimin e çërnjerave plastike në to.

Ndërsa në figurën 7.7, është paraqitur diagrami forcë-zhvendosje për të dy rastet, duke ofruar një krahasim të detajuar të parametrevave kryesore.

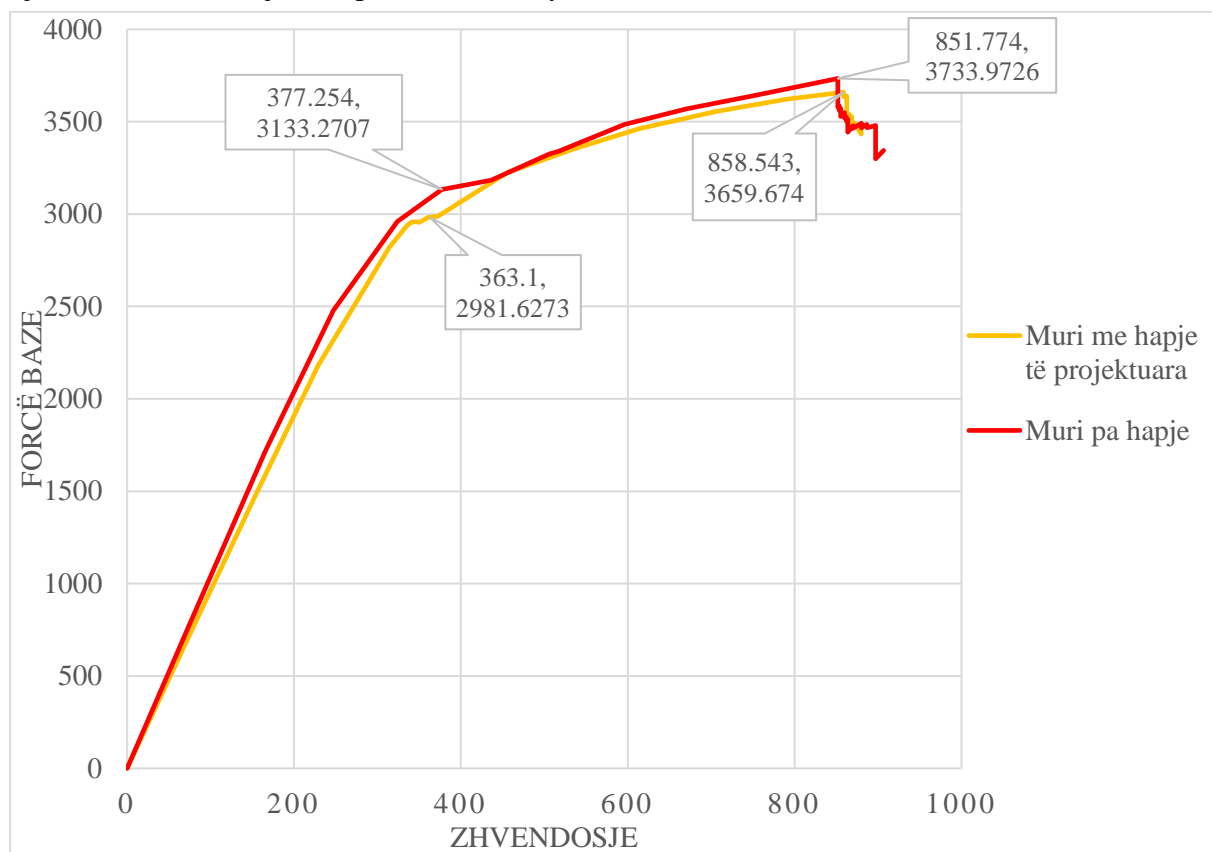


Figura 7.7 Diagramet forcë – zhvendosje e ramave në mes të murit me hapje dhe atij pa hapje

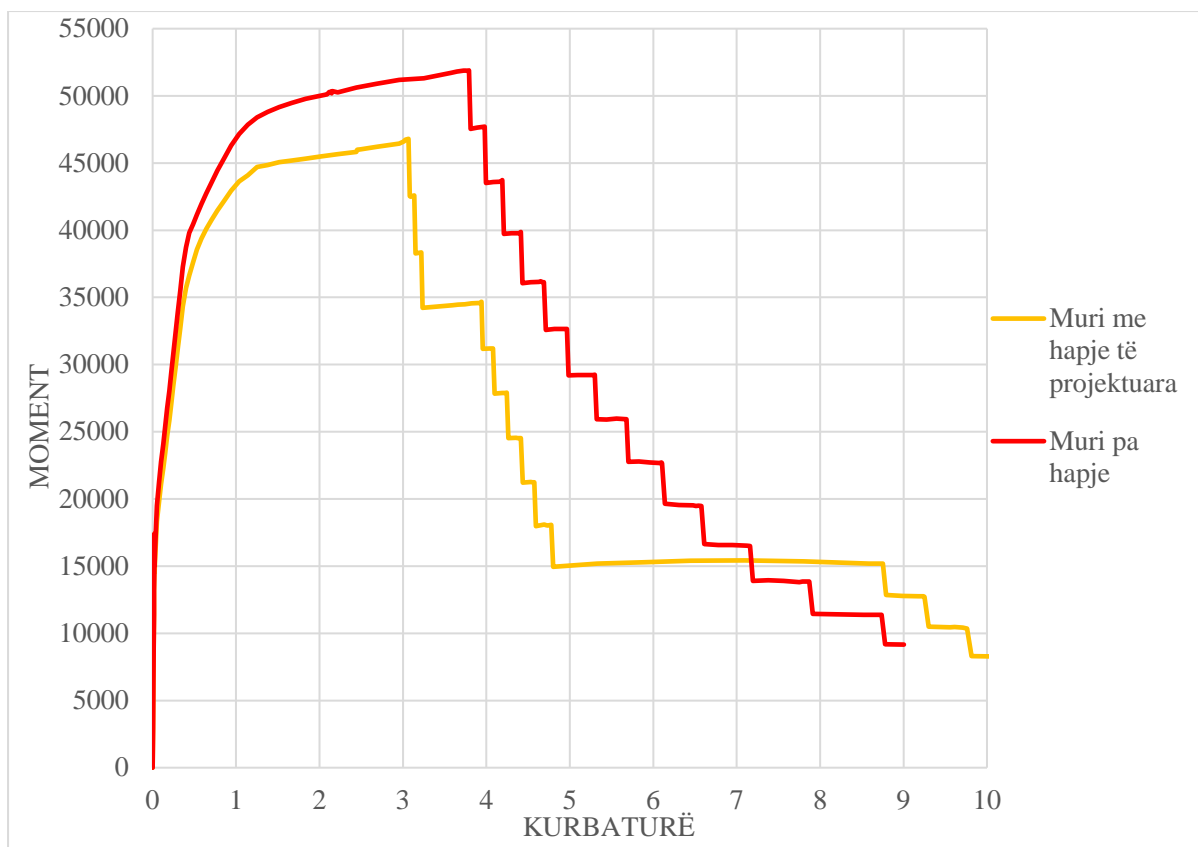


Figura 7.8 Krahasimi i kapaciteteve të prerjeve tërthore të mureve

Nga figura 7.7 vërejmë se shtangësia fillestare elastike dhe rezistenca maksimale janë më të mëdha te rami me murin me hapje të projektuara, ndërsa duktiliteti dhe deformabiliteti janë më të vogla në krahasim me rastin e murit pa hapje. Këto dallime janë përmbledhur në mënyrë tabelare në tabelat 17, 18, 19 dhe 20.

Tabela 17 Shtangësia fillestare elastike e ramave

Shtangësia elastike fillestare	K (kN/mm)	Rritja
Muri me hapje të projektuara	9.6	8.0%
Muri pa hapje	10.4	

Tabela 18 Rezistenca maksimale e ramave

Rezistenca maksimale	F (kN)	Rritja
Muri me hapje të projektuara	3659.7	2.0%
Muri pa hapje	3734.0	

Tabela 19 Duktiliteti i global i ramave

Duktiliteti i zhvendosjes	mm/mm	Zvogëlimi
Muri me hapje të projektuara	2.3645	4.5%
Muri pa hapje	2.2578	

Tabela 20 Deformabiliteti i ramave

Deformabiliteti	mm	Zvogëlimi
Muri me hapje të projektuara	858.5430	0.8%
Muri pa hapje	851.7740	

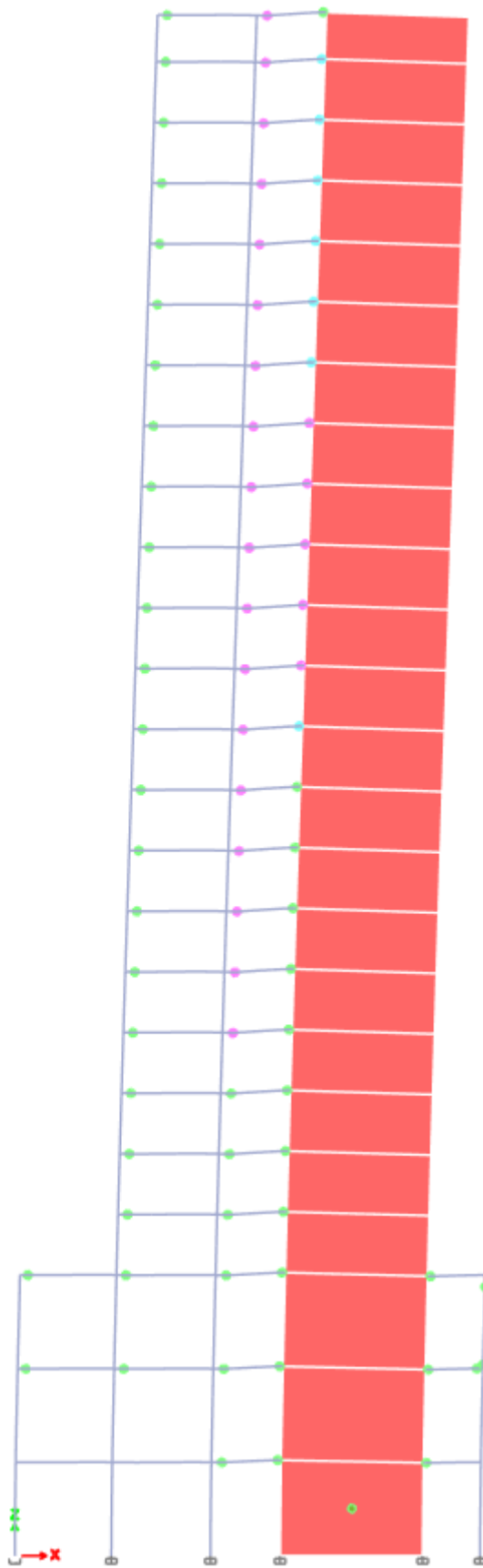


Figura 7.9 Formimi i mekanizmit të kolapsit për ramin me murin pa hapje

Grafiku në figurën 7.10 paraqet diagramin forcë-zhvendosje për tre raste të ndryshme: muri pa hapje, muri me hapje të projektuara dhe muri me hapje shtesë. Krahasimi vizual i këtyre rasteve lejon vlerësimin e ndikimit të hapjeve në performancën sizmike të murit, duke theksuar ndryshimet në kapacitetin mbajtës dhe deformimet.

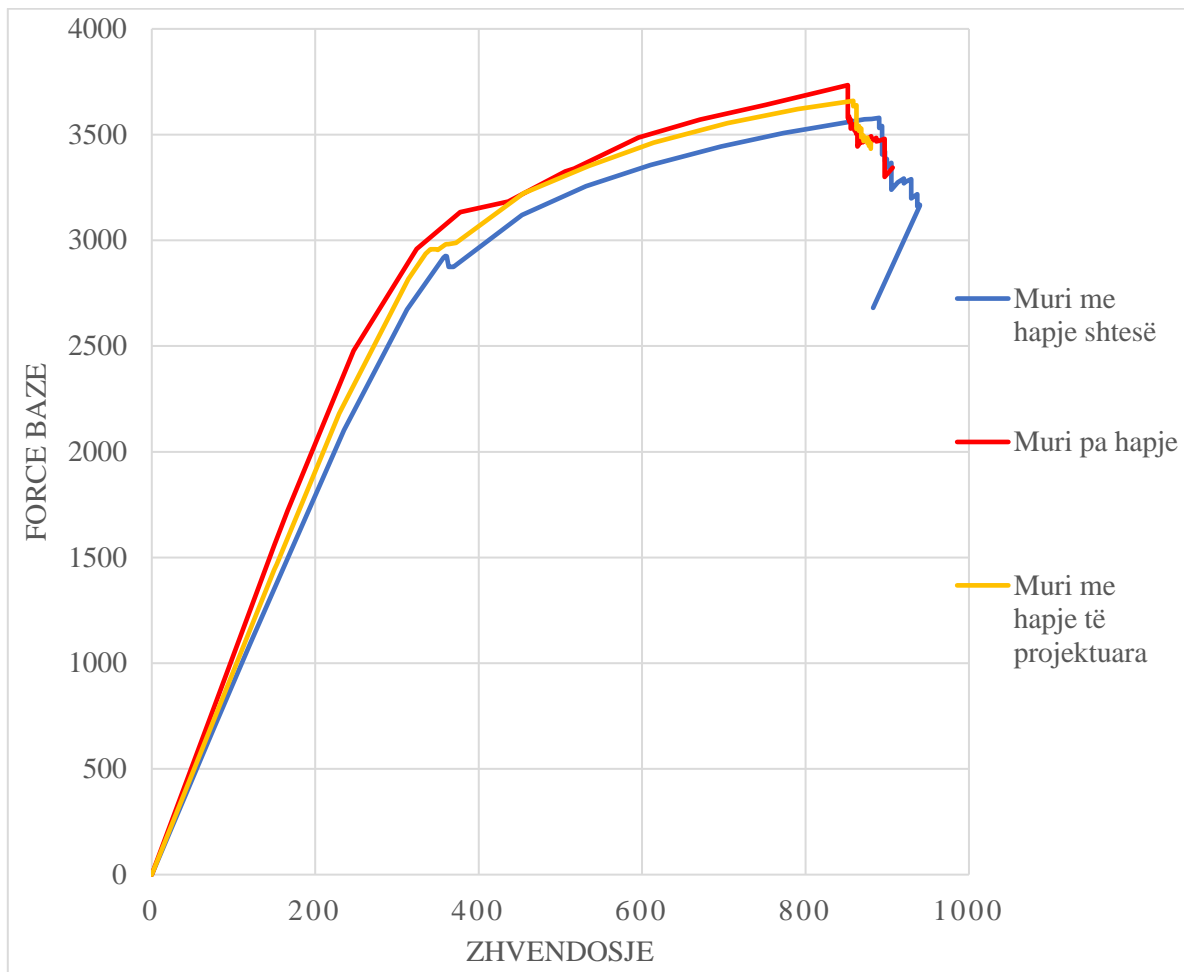


Figura 7.10 Diagramet forcë – zhvendosje të ramave të analizuar

Nga krahasimi i rezultateve të tri rasteve, të paraqitura në figurën 7.10, konkludohet se rritja e hapjeve në murin sizmik ndikon si vijon:

- zvogëlohet shtangësia fillestare elastike,
- zvogëlohet rezistenca maksimale
- rriten duktiliteti global dhe deformabiliteti (figurat 7.12, 7.13, 7.14 dhe 7.15)

Në figurën 7.11 është paraqitur përqindja e hapjeve të murit për rastet e analizuara.

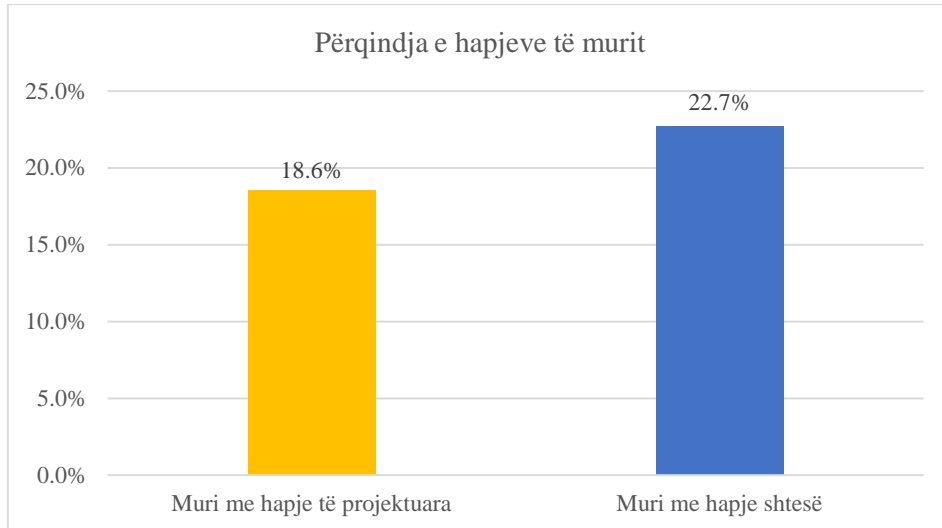


Figura 7.11 Krahasimi i përqindjes së hapjeve në murin sizmik: Muri me hapje të projektuara dhe muri me hapje shtesë.

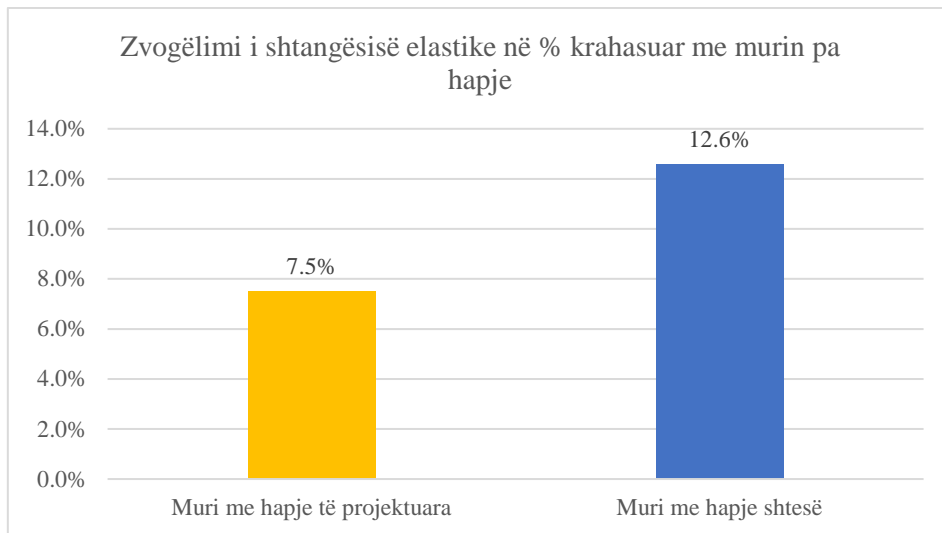


Figura 7.12 Zvogëlimi i shtangësisë elastike në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shtesë, krahasuar me murin pa hapje.

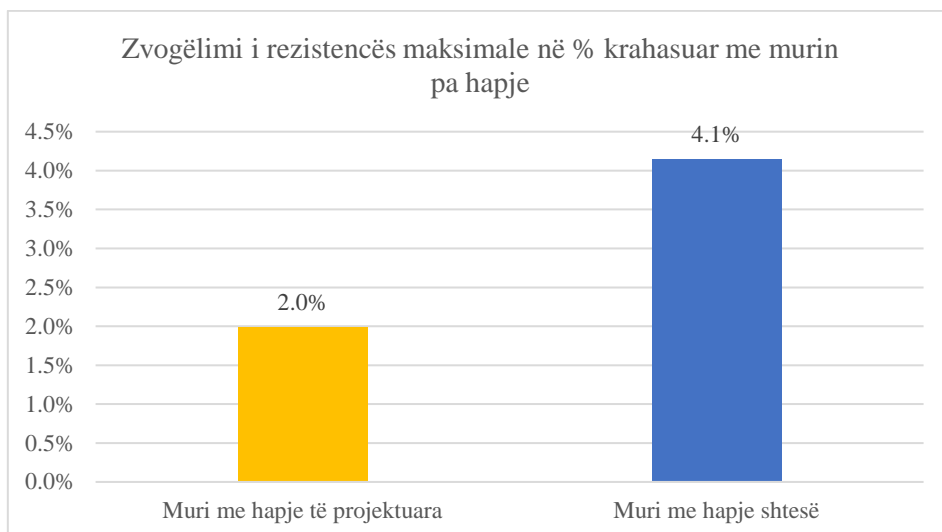


Figura 7.13 Zvogëlimi i rezistencës maksimale në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shtesë, krahasuar me murin pa hapje

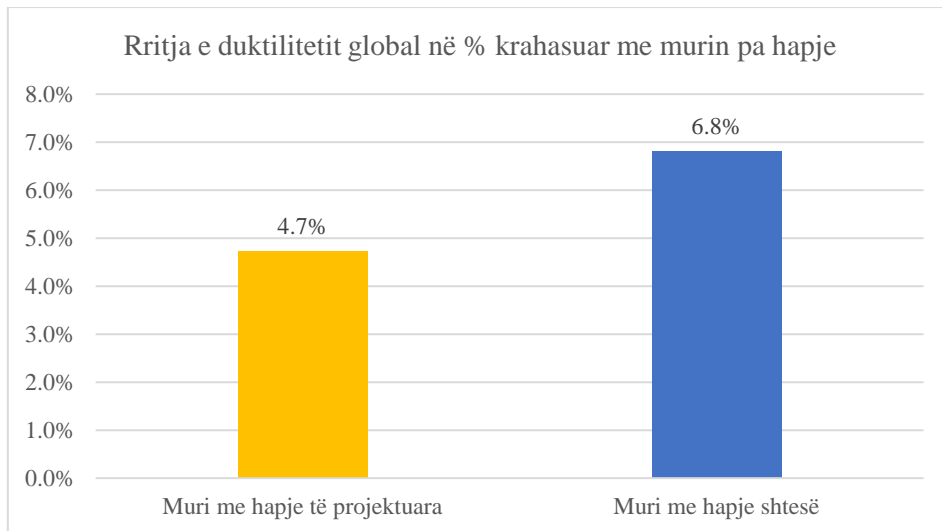


Figura 7.14 Rritja e duktilitetit global në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shtesë, krahasuar me murin pa hapje

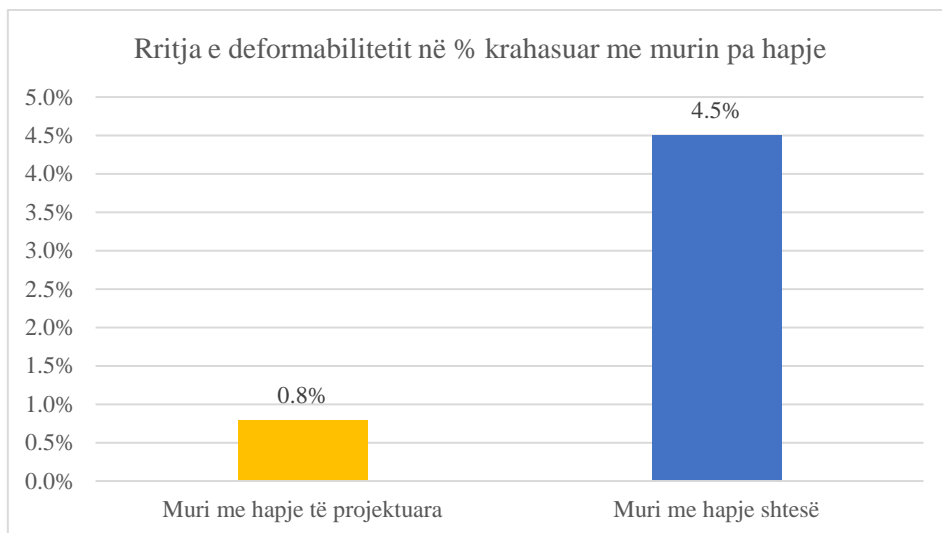


Figura 7.15 Rritja e deformabilitetit në përqindje për murin me hapje të projektuara dhe murin me hapje shtesë, krahasuar me murin pa hapje

Nga analiza përfundojmë se me rritjen e hapjeve në murin sizmik, performanca e strukturës do të zvogëlohet. Ky zvogëlim nuk është linear në raport me sasinë dhe numrin e hapjeve. Gjithashtu, nga analiza rezulton se stabiliteti i ramit dhe i strukturës në përgjithësi nuk rrezikohet nga hapjet e parashikuara në rastin studimor.

Rezultatet e analizës “pushover” për rastet e analizës janë paraqitur në Aneksin C të këtij punimi. Rastet e analizës: 1) Ramit me murin me hapjet e projektuara, 2) Ramit me murin me hapjet shtesë, dhe 3) Ramit me murin pa hapje me armaturë të shpërndarë.

PËRFUNDIMET

1. Me rastin e rritjes se hapjeve në murin sizmik gjatë ekzekutimit në krahasim me atë të projektuar nuk kemi vërejtur efekte të mëdha në sjelljen e përgjithshme të konstruksionit.
2. Dallimet janë të vogla dhe sillen si vijon:
 - a) Me rritjen e numrit të hapjeve shtangësia fillestare elastike zvogëlohet për 5.5%.
 - b) Me rritjen e numrit të hapjeve rezistenca maksimale zvogëlohet për 2.2%.
 - c) Me rritjen e numrit të hapjeve duktiliteti global i ramit rritet për 2.0%.
 - d) Me rritjen e numrit të hapjeve deformabiliteti rritet për 3.7%.
3. Në rast se gjatë ekzekutimit shtohen hapje në muri, dhe këto hapje janë të njëjta në formë, madhësi dhe simetrike me ato të kateve të tjera, dhe muri armohet me sasi të njëjtë armature siç ishte projektuar, atëherë sjellja e përgjithshme e konstruksionit pritet të jetë pothuajse e njëjtë me atë që është projektuar.
4. Për shkak të kapacitetit më të lartë të prerjes së murit pa hapje, në shtylla nuk janë formuar çërñjerat plastike, edhe kur në strukturë është formuar mekanizmi i kolapsit. Në krahasim, te muri me hapje, çërñjerat plastike janë formuar edhe në shtylla. Kjo ndodh sepse muri pa hapje ka një rezistencë më të madhe ndaj forcave horizontale, duke bërë që shtyllat të mbeten më pak të ngarkuara në këtë rast.

REKOMANDIMET

Në këtë studim jemi fokusuar në efektet e hapjeve shtesë në sjelljen reale të elementeve strukturore, kështu që në të ardhmen, të analizohet mënyra e përforcimit të hapjeve shtesë.

Qëllimi i përforcimit është të kompensohet shtangësia dhe rezistenca e elementit. Një metodë për kompensimin e këtyre parametrave është vendosja e pllakave dhe profileve metalike anash mureve ku janë realizuar hapjet (siç tregohet në figurat R.1, R.2 dhe R.3). Këto pllaka kontribuojnë në rritjen e rezistencës dhe, rrjedhimisht, edhe të shtangësisë.

Rekomandohet që në studimet e ardhshme të përcaktohet sasia optimale e pllakave dhe profileve metalike, në mënyrë që të kompensohet plotësisht rezistenca dhe shtangësia e elementit të ndikuar nga hapjet shtesë.

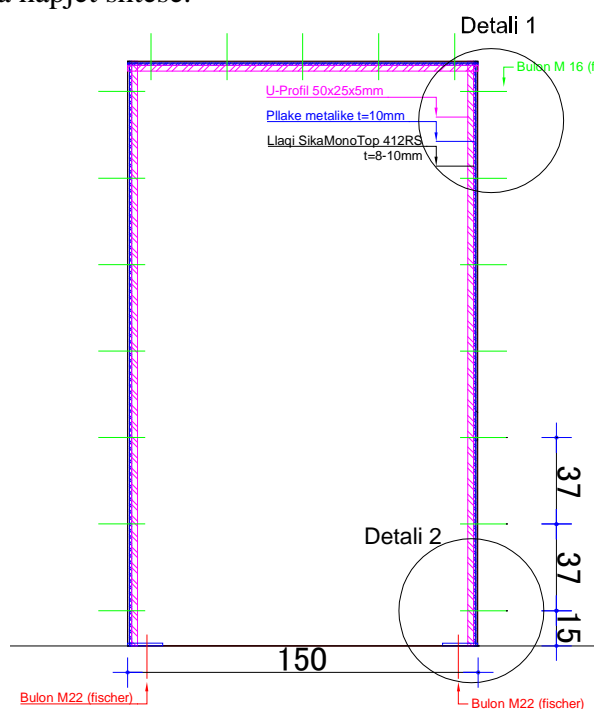


Figura R.0.1 Paraqitja në prerje e përforcimit të hapjeve me profile metalike

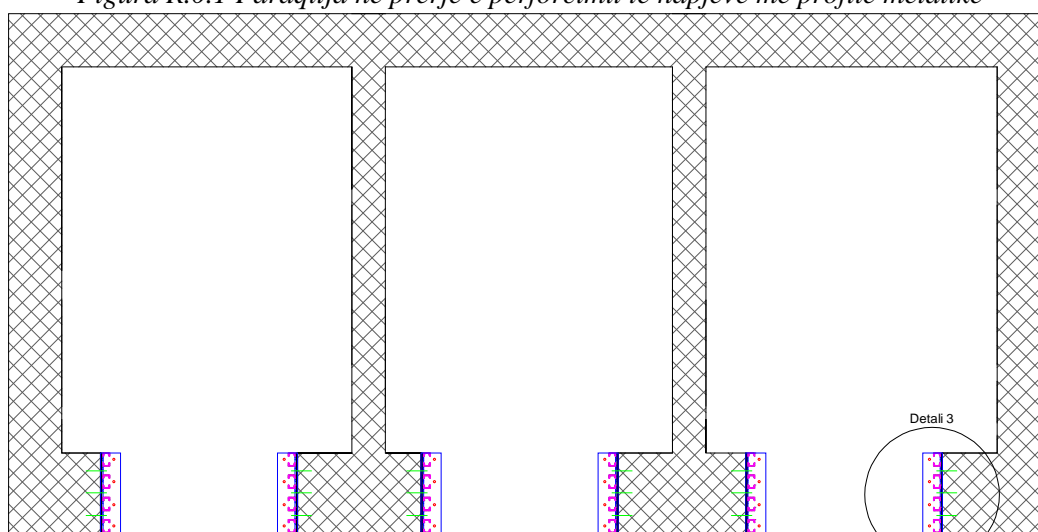
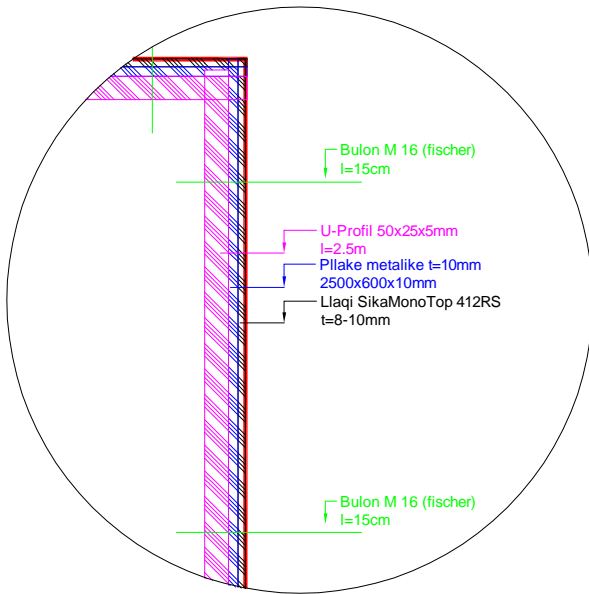
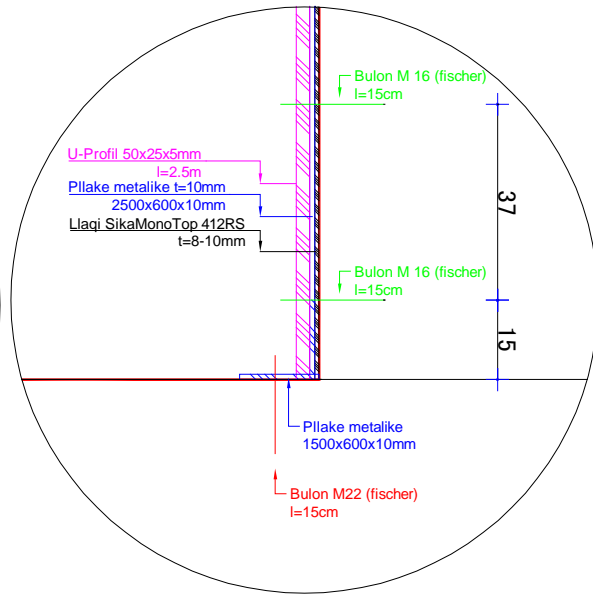


Figura R.0.2 Paraqitja në bazë e përforcimit të hapjeve me profile metalike

Detali 1



Detali 2



Detali 3

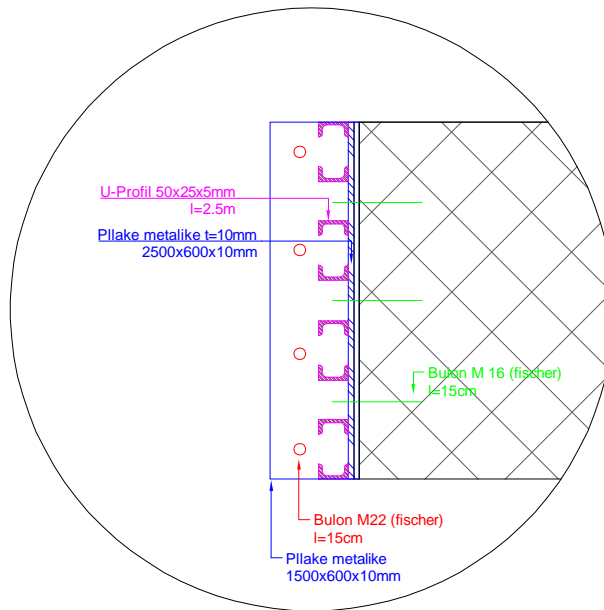


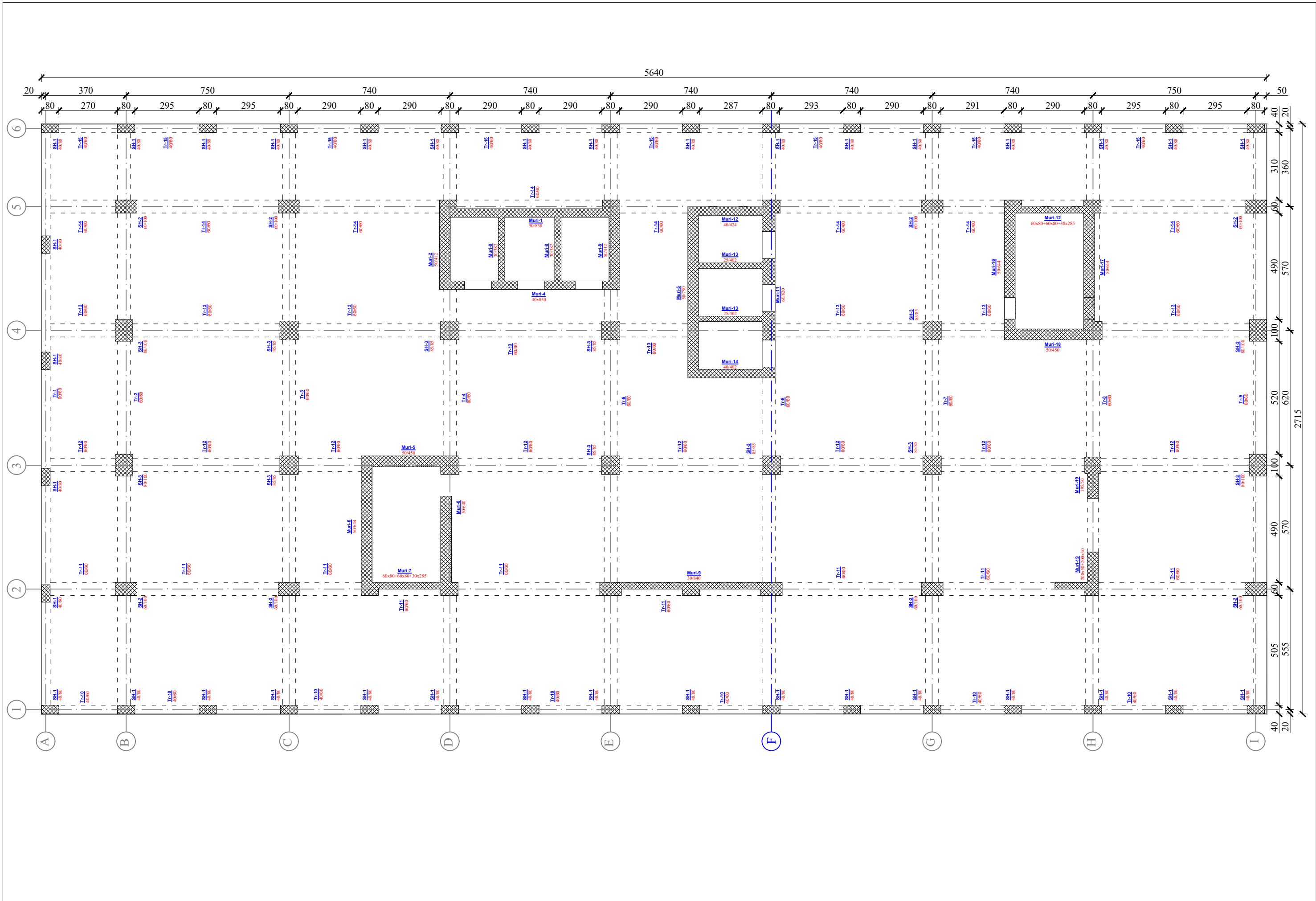
Figura R.3 Detalet e përforcimit të hapjeve me profile metalike

REFERENCAT

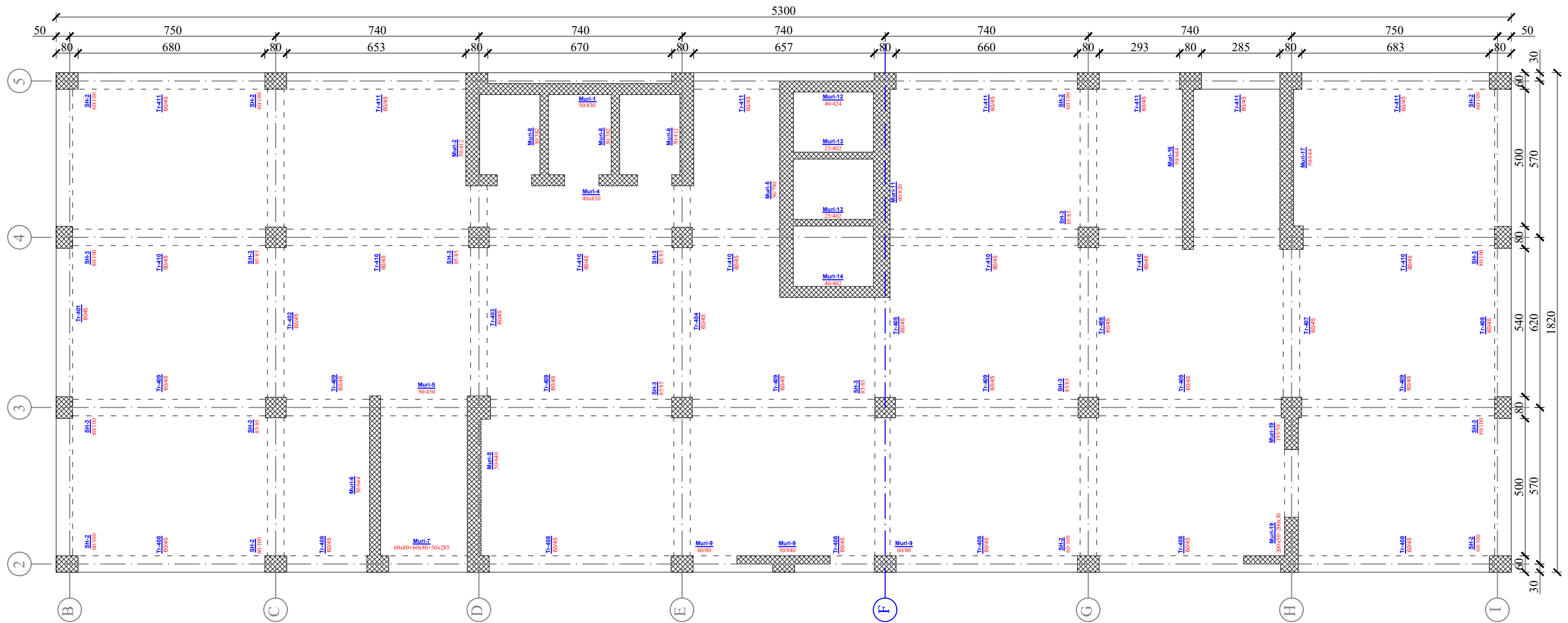
- ATC-19. (1995). *Structural Response Modification Factors*,. Red wood City, USA, CA: Applied Technology Council.
- ATC-40. (1996). *Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings Volume 1*. Red wood City: APPLIED TECHNOLOGY COUNCIL.
- EN 1998-1. (2004). *BS EN 1998-1:2004, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance - Part 1*. British Standard Institution.
- Fajfar, P. (2022). *The story of the N2 method*.
- FEMA-273. (1997). *NEHRP GUIDELINES FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Redwood City, California: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- FEMA-356. (2000). *PRESTANDARD AND COMMENTARY FOR THE SEISMIC REHABILITATION OF BUILDINGS*. Washington, D.C., USA, CA: FEDERAL EMERGENCY MANAGEMENT AGENCY.
- FEMA-451B. (2007). *NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures*. Washington, D.C.: Federal Emergency Management Agency and the National Institute of Building Sciences.
- Ioannis Avramidis, Asimina Athanatopoulou, Konstantinos Morfdis, Anastasios Sextos, Agathoklis Giaralis. (2016). *Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings*. Springer International Publishing Switzerland.
- Lubkowski, T. O.-P. (2017). *Introduction to Seismic Essentials in Groningen - Define Earthquakes For Engineering Design*. Gjetur në <https://ocw.tudelft.nl/course-lectures/1-3-define-earthquakes-engineering-design/>
- Pira, D. V. (2021). *Parimet e projektimit sizmik të konstruksioneve* (bot. i I). Prishtinë, Republika e Kosovës.
- Priestley, T. Paulay & M. J. N. (1992). *SEISMIC DESIGN OF REINFORCED CONCRETE AND MASONRY BUILDINGS*. New York: JOHN WILEY & SONS, INC.
- Sharad Manohar, Suhasini Madhekar. (2014). *Seismic Design of RC Buildings*. Powai, Mumbai, India: Springer Transactions in Civil and Environmental Engineering.

Aneksi A

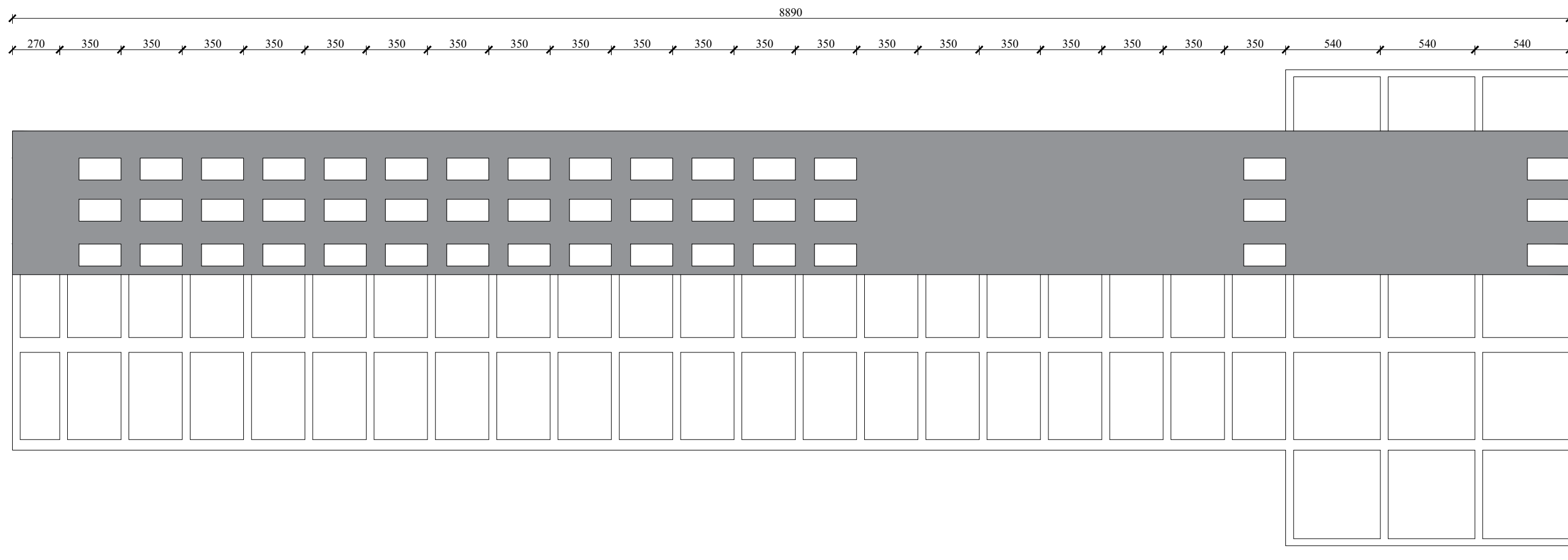
Gjeometria dhe plan pozicionimi i elementeve të konstruksionit



UNIVERSITETI I PRISHTINËS "Hasan Prishtina" Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit	Sjellja reale e elementeve strukturore "Mure sizmike" të ndryshuara në ekzekutim nga llogaria statike - tek objektet e larta (rast studimore objekti 4B+P+23)	Përshkrimi:	Përpjesa:	Fleta:	Faqe:
		Pozicionimi i elementeve në kuotën +/- 0.00	1:155	A3	1



Përshkrimi:	Përpjesa:	Fleta:	Faqe:
Pozicionimi i elementeve në kuotën + 19.70	1:150	A3	2



Aneksi B

Detajet e armimit për ramat e analizuara

Aneksi C

Rezultatet “Forcë Bazë – Zhvendosje” të të gjitha modeleve në formë tabelare

Tabela 21 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri me hapje të projektuara në formë tabelare

Step	Monitored Displ	Base Force
	mm	kN
0	0	0
1	75	722.2238
2	150	1441.7368
3	152.799	1468.5929
4	229.198	2181.6794
5	313.877	2817.2845
6	335.291	2936.7529
7	340.908	2957.1082
8	346.046	2958.1697
9	347.572	2957.4388
10	350.042	2954.7106
11	359.491	2979.7109
12	360.877	2981.7645
13	363.1	2981.6273
14	372.218	2987.2707
15	455.143	3223.2524
16	534.678	3351.752
17	613.871	3462.1703
18	704.637	3553.9209
19	790.585	3621.475
20	858.543	3659.674
21	858.558	3635.128
22	862.461	3638.9326
23	862.476	3592.5325
24	862.491	3569.5207
25	862.506	3526.2206
26	865.66	3540.9935
27	865.675	3517.1689
28	868.239	3529.0675
29	868.254	3487.1786
30	870.992	3494.5942
31	871.007	3469.9038
32	872.744	3477.8578
33	875.563	3485.367
34	875.578	3460.8619
35	877.584	3471.3036
36	877.599	3446.5948
37	879.827	3458.3988
38	879.842	3433.8348

Tabela 22 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri me hapje shtesë në formë tabelare

Step	Monitored Displ	Base Force
	mm	kN
0	0	0
1	75	683.5679
2	119.86	1088.8352
3	235.149	2102.8783
4	312.398	2673.5764
5	357.118	2918.5058
6	359.309	2926.2671
7	361.065	2925.0095
8	363.409	2874.6442
9	365.82	2874.5223
10	369.069	2874.0765
11	453.012	3119.4545
12	531.495	3256.3071
13	610.272	3355.8215
14	696.497	3444.1513
15	773.08	3507.8678
16	872.048	3572.3002
17	880.821	3574.5982
18	890.092	3579.1176
19	890.107	3531.5348
20	893.668	3540.9362
21	893.683	3430.5959
22	893.698	3406.4165
23	897.265	3420.9981
24	897.28	3374.1047
25	899.674	3385.0187
26	899.689	3344.2565
27	905.145	3365.8617
28	905.16	3304.0558
29	905.175	3238.6731
30	912.919	3273.4755
31	920.47	3292.9328
32	920.485	3269.3081
33	922.506	3276.9894
34	929.311	3289.6854
35	929.326	3197.6986
36	936.935	3217.4486
37	936.95	3161.0076
38	939.872	3167.6805
39	939.887	3164.2365
40	882.586	2681.1291

Tabela 23 Rezultatet e diagramit forcë – zhvendosje për ramin me muri pa në formë tabelare

Step	Monitored Displ	Base Force
	mm	kN
0	0	0
1	75	779.346
2	150	1556.4886
3	166.12	1722.4487
4	247.125	2478.476
5	324.089	2959.1225
6	377.254	3133.2707
7	436.118	3183.4905
8	506.039	3325.8415
9	516.868	3339.6386
10	595.727	3485.6686
11	670.727	3570.4312
12	750.921	3640.0543
13	851.774	3733.9726
14	851.789	3578.8233
15	853.457	3586.4405
16	853.472	3562.4466
17	855.256	3571.0382
18	855.271	3528.5294
19	859.888	3549.477
20	859.903	3518.9244
21	861.981	3525.5219
22	861.996	3504.0419
23	863.502	3512.8894
24	863.517	3443.8832
25	869.8	3478.7384
26	869.815	3463.8239
27	880.266	3491.528
28	880.281	3466.1088
29	881.884	3474.2085
30	886.643	3484.6006
31	886.658	3467.654
32	890.252	3470.4313
33	896.994	3480.4802
34	897.009	3299.7977
35	906.677	3344.2193