



**Republika e Shqipërisë
Universiteti Politeknik i Tiranës
Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit**

Disertacioni me temë:

**“STRUKTURAT HORIZONTALE NË MODELIMIN E
HAPËSIRAVE TË MËDHA PËR OBJEKTET CIVILE DHE
REAGIMI SIZMIK I TYRE”**

Udhëheqësi

Prof. Asoc. Betina Xhepa

Kandidati

Msc. Enkeleda Kokona

TIRANË 2017

Mirënjohje dhe falenderime

Ky punim është rezultat i punës kërkimore në fushën e modelimit dhe projektimit të strukturave b/ a për gati 15 vjet eksperiencë, por edhe si pedagoge e lëndës së “Teorisë së Elasticitetit dhe Plasticitetit”, “Metoda Numerike”, në FIN.

Mirënjohje dhe falenderime për të gjithë kolegët e departamentit të “Mekanikës së Strukturave”, të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit, në veçanti udhëheqëses time shkencore Prof. Asoc. Betina Xhepa për inkurajimin dhe besimin që pati tek unë për të përfunduar disertacionin.

Një falenderim i veçantë bashkëshortit tim inxh. Helidon Kokona, me të cilin kemi vite që bashkëpunojmë dhe mbështesim njëri- tjetrin në fushën e projektimit, eksperiencën e të cilit ka qenë e pakursyer për përfundimin e këtij punimi.

Faleminderit Arvenës dhe Sidit, që më mirëkuptuan kur mua më duhej të punoja për përfundimin e tezës së doktoraturës.

Mirënjohje prindërve të mi, që më mbështetën dhe më frymëzuan në punën time shkencore. Ky punim i dedikohet atyre!

ABSTRAKT

Disertacioni i paraqitur ka si qëllim të analizojë dhe pasqyrojë në këndvështrimin teorik dhe praktik, elementin strukturor horizontal soletë b/a e zakonshme dhe të post-tensionuar në nivel krahasimor duke konkluduar në avantazhet dhe disavantazhet e përdorimit për secilën. Materiali pasqyron mënyrën e modelimit dhe të llogaritjes së elementit strukturor horizontal soletë b/a, që përdoret sot gjerësisht në objektet civile, tregtare, rezidenciale, parkime, ku nevojat për hapësira të mëdha me një numër të reduktuar të kollonave po bëhet një domosdoshmëri funksionale. Realizimi i këtyre hapësirave me b/a te zakonshme rezultojnë jo efikas si nga pikëpamja e sjelljes së strukturës në zona sizmike ashtu dhe të kostos së rritur ekonomike.

Ky studim ka këto objektiva:

- a) Krahasimi i dy teorive të gjëndjes së sforcuar dhe të deformuar të pllakës katrore në përkulje, teorisë klasike sipas Kirkofit (CPT) dhe teorisë së deformimeve prerëse të rendit të parë, Mindlin-Reissner (SDT), përdorimi i Metodës së Elementëve të Fundëm (MEF) në këtë analizë dhe krahasimi me zgjidhjet analitike nëpërmjet rastit të një pllake katrore, për skema të ndryshme mbështetje dhe ngarkimi.
- b) Përdorimi i metodave të ndryshme të llogaritjes së soletave dhe interpretimi i rezultateve të analizës së shembujve praktikë nëpërmjet llogaritjes sipas dy gjëndjeve kufitare të shkatërrimit (ULS) dhe shërbimit (SLS) në përputhje me kërkesat dhe rekomandimet e normave europiane.
- c) Aplikimi i analizës dinamike realizuar për katër raste të zgjidhjes konkrete të planimetrisë “tip” me hapësira të ndryshme duke krahasuar rezultatet e komponenteve të reagimit në fushën e frekuencave (RSA) dhe atë kohore (THA).

Ky punim shkencor është një përpjekje orientuese në ndihmë të projektuesve të strukturave në përzgjedhjen me efikasitet të tipologjisë më të përshtatshme për mbulimin e hapësirave të mëdha, siç është ajo e soletave të post- tensionuara.

PËRMBLEDHJA

Objektivi kryesor i këtij studimi është analiza e thelluar e elementit strukturor horizontal soletë, që ka jo vetëm peshën kryesore në ngarkesat e përhershme të objektit, por dhe kosto ekonomike të konsiderueshme në ndërtim krahasuar me elementët e tjerë strukturorë.

Projektimi i një godine përfshin projekt idenë, zgjidhjen e anës funksionale nga grupi i arkitektëve dhe zgjidhjen strukturore nga inxhinieri i strukturës. Në këto zgjidhje merr pjesë klienti që ka kërkesat e tij dhe është në pozicionin e investitorit, por dhe ndërtuesi në rolin e kontraktorit që do të paraqesë ofertën për ndërtimin. Faktorët që ndikojnë në zgjedhjen e tipit të soletës, projektimin dhe ndërtimin e këtij elementi strukturor janë:

- tipi i strukturës
- kërkesat e veçanta të klientit
- kushtet e kontrollit të ndërtesës
- plan rregullimi i territorit lokal
- kushtet e terrenit dhe përreth
- kërkesat specifike arkitekturore
- detyrimet e inxhinierit të strukturës
- mënyra e ndërtimit që zgjedh kontraktori

Pse duhet të zgjedhim nje soletë te rrafshët?

Projektimi i soletave të rrafshëta është përparësi për të zgjedhur tipin e dyshemesë, me një sistem jo të rregullt të kollonave, dyshemeve me konture të kurbëzuara, të thepisura, rampat e shkallëve etj. Avantazhet për të zgjedhur nje soletë të rrafshët:

- thellësia minimale e soletës krijon mundësi për më pak veshje, lehtësira në plan
- shpejtësi ndërtimi
- fleksibilitet në plan lidhur me formën dhe vendosjen e kollonave, arkitrarë të ulët duke krijuar hapësirë të pastër dhe liri në shtrirjen e shërbimeve
- përdorimin e hapësirave të mëdha
- lejimi i hapjes së vrimave në soletë, alternime dhe riparime
- mundësinë e përsëritjes
- reduktimin e kërkesës për trarë të thellë
- zgjidhje hapësinore për konfiguracione të ndryshme arkitektonike
- reduktimin e zhurmave

Studimi është një rekomandim për inxhinierët projektues lidhur me:

➤ metodën llogaritëse te soletës:

- manuale (zgjidhjen me dorë),
- metoda e elementëve të fundëm (programin llogaritës),
- tipi i elementit të fundëm: "membranë", "pllakë" apo "guackë",
- metoda e ramës ekuivalente,
- metoda e vijës së rrjedhshmërisë;

➤ zgjedhjen e tipit te soletës në bazë të ngarkesës, funksionit, raportit hapësirë/ thellësi, realizimin e soletës dhe përdorim ose jo të post-tensionimit, etj.

Një studim i situatave praktike tregon që zgjidhja me paranderje e soletës (post-tensionimi) shpesh nuk është miratuar për shkak se jo të gjithë projektuesit janë të njohur me teknologjinë e paranderjes dhe avantazhet e saj. Prandaj në këtë studim gjejmë pyetjet:

- A është post- tensionimi një teknologji e re?
- Përse duhet të interesohemi për post-tensionimin?
- Cilat janë normat europiane për post-tensionimin?
- Si realizohet post-tensionimi në soletat e ndërkateve?

Në këtë material përshkruhet teoria e post-tensionimit për soletat e nderkatit bazuar në manualin e post-tensionimit PTI, realizimi, pajisjet e nevojshme, humbjet për një kohë të shkurtër dhe me kohë të gjatë që vijnë nga ky proces, reagimi sizmik i godinave b/a të realizuara me soleta PT, avantazhet e përdorimit të post- tensionimit edhe në soletat e ndërkateve të godinave, si dhe rekomandimet në përzgjedhjen e tipit të soletës në varësi të hapësirës llogaritëse, raportit a/b dhe teknologjisë me ose pa paranderje.

Në *pjesën e parë* të disertacionit është trajtuar hollësisht elementi pllakë në përkulje dhe me anë të një rasti të marrë në analizë janë arritur konkluzione lidhur me modelimin e pllakave.

Ky punim fillon me një përmbledhje të ekuacioneve bazë të "Teorisë së Elasticitetit", më tej me përshkrimin e gjendjes së sforcuar dhe të deformuar të elementit pllakë katërkëndorë; me aplikimin e dy teorive të pllakës në përkulje: teoria klasike sipas Kirkofit (CPT) dhe teoria e deformimeve prerëse të rendit të parë, Mindlin- Reissner (SPT). Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm MEF në analizën e pllakës në përkulje përbën një pjesë të rëndësishme të këtij studimi. Rrjeta në MEF është trajtuar si një nga etapat e rëndësishme të kësaj metode numerike, pasi ndikon në saktësinë e rezultateve të marra nga programet llogaritëse.

Në *kapitullin e dytë* është llogaritur zhvendosja vertikale në qendër të një pllake katrore për skema mbështetje të lirë dhe fikse, me ngarkesë të shpërndarë dhe të përqëndruar. Pllaka katrore është modeluar: - sipas teorisë klasike (thin plate) dhe sipas Mindlin- Reissner (thick plate). Rezultatet e marra nga zgjidhja MEF për tre shkallë të dendësisë së rrjetës janë krahasuar me zgjidhjet analitike për çdo rast.

Pjesa e dytë e këtij studimi i kushtohet modelimit të elementit strukturor horizontal “soletë ndërkati” në godinat beton- arme të tipit ramë.

Në *kapitullin e tretë* janë paraqitur disa objekte të realizuara në Tiranë me soleta të tipeve të ndryshme për hapësira 8, 10 dhe 16m. Teoria e post-tensionimit për soletën e ndërkatit bazuar në manualin e post-tensionimit PT si dhe humbjet nga paranderja janë përshkruar me detaje.

Metodat llogaritëse të soletës jepen në *kapitullin e katërt* nëpërmjet një shembulli të zgjidhur me dorë, me MEF (programi llogarites SAFE) dhe me metodën e ramës ekuivalente duke dhënë rekomandime për secilën prej tyre.

Kapitulli i pestë ka një përmbledhje të kërkesave sipas normave europiane EC-2, EC-8 për kontrollin sipas gjendjes kufitare të shkatërrimit (ULS) dhe sipas gjendjes kufitare të shërbimit (SLS). Për një planimetri (30x30)m janë dhënë katër raste zgjidhjeje strukturore duke rritur hapësirën dritë dhe plotësuar kushtet e Eurokodeve. Strukturat janë modeluar me soletë të zakonshme b/a dhe të post-tensionuar duke bërë krahasime dhe për reagimin sizmik nëpërmjet analizës spektrale dhe në fushën kohore (time-history).

Në përfundim të studimit, *kapitulli i gjashtë*, evidentohen avantazhet e përdorimit të post-tensionimit në soletat e ndërkatit të godinave si dhe rekomandime për përzgjedhjen e tipit të soletës në varësi të hapësirës, teknologjisë së përdorur dhe ngarkesës së shfrytëzimit.

1. Teoria e elementit strukturor “pllakë”

1.1 Bazat e Teorisë së Elasticitetit

1.1.1 Gjendja e deformuar plane

1.1.2 Gjendja e sforcuar plane

1.1.3 Ekuacionet kryesore të Teorisë së Elasticitetit

1.1.3.1 Ekuacionet dinamike të ekuilibrit

1.1.3.2 Ligji i Hukut (Hooke's law)

1.1.3.3 Kushtet në kontur

1.1.3.4 Ekuacionet e vazhdueshmërise

1.1.3.5 Ekuacionet që shprehin marrëdhënien deformim - zhvendosje:

1.2 Teoria e pllakave

1.2.1 Historiku i zhvillimit të teorisë së pllakave

1.2.2 Klasifikimi i pllakave

1.2.3 Teoria klasike

1.2.4 Sforcimet dhe Momentet për pllakën në përkulje

1.2.5 Teoria e deformimeve prerëse e rendit të parë (Mindlin- Reissner)

1.3 Metoda e Elementëve të Fundëm për pllakën në përkulje

1.3.1 MEF për elementët në plan 2D

1.3.1.1 Elementi trekëndor linear

1.3.1.2 Elementi katërkëndor linear

1.3.1.3 Elementi trekëndor pllakë në përkulje

1.3.1.4 Elementi katërkëndor pllakë në përkulje

1.3.1.5 Guackat (shell)

1.3.1.6 Elementi katërkëndor "guackë" me 8 nyje

1.3.2 Rrjeta në MEF

1.3.2.1 Teknikat e dëndësimit të rrjetës

1.3.2.2 Vazhdueshmëria e rrjetës

1.3.2.3 Elementët me rend të ndryshëm të funksionit interpolues

1.3.2.4 Shkalla e saktësisë së rrjetëzimit

2. Llogaritja e zhvendosjes vertikale në qendër të pllakës katrore**2.1 Analiza e pllakës në përkulje me MEF, programin kompjuterik SAP2000**

- 2.1.1 Elementi katërkëndor “shell” me 4 nyje në SAP2000
- 2.1.2. Llogaritja e forcave të brendshme nga programi SAP2000
- 2.1.3 Të dhënat e analizës për pllakën në përkulje me MEF
- 2.1.4 Shkalla e dendësisë së rrjetës
- 2.1.5 Rezultatet e analizës me MEF
- 2.1.6 Konvergjenca e zhvendosjes vertikale në qendër të pllakës për rrjeta të ndryshme
- 2.1.7 Zhvendosjet e pllakës

2.2 Zhvendosja vertikale e pllakës me metodën analitike

- 2.2.1 Aplikimi në MatLAB

2.3 Përfundime**3. Bazat e projektimit të soletave b/a****3.1 Projektimi i soletave b/a e zakonshme**

- 3.1.1 Tipet e soletave b/a
- 3.1.2 Objekte të realizuara me soleta b/a të zakonshme
 - 3.1.2.1 Soletë me traveta në një drejtim
 - 3.1.2.2 Soletë brinjore në dy drejtime “kaseton”
 - 3.1.2.3 Soletë monolite në dy drejtime
 - 3.1.2.4 Soletë “cobiak”

3.2 Soletat e paranderuara (të post- tensionuara)

- 3.2.1. Paranderja në strukturat e betonit
- 3.2.2. Sistemet kryesore të paranderjes
- 3.2.3 Historiku i përdorimit të teknologjisë së post-tensionimit
- 3.2.4 Sisteme të lidhur dhe të palidhur
- 3.2.5 Bazat e llogaritjes së post-tensionimit
- 3.2.6 Efektet strukturore dhe profili i tendonit
 - 3.2.6.1 *Balancimi i ngarkesave (Forcat ekuivalente)*
 - 3.2.6.2 *Efektet e paranderjes*

3.2.6.3 *Strukturat e papërcaktuara*

3.2.6.4 *Analiza në përkulje*

3.3 Humbjet nga paranderja

3.3.1 Fërkimi dhe humbjet e ankorimit

3.4 Pajisjet ankoruese

KAPITULLI IV..... 86

4. Aplikimi i metodave llogaritëse të soletës së post-tensionuar

4.1. Llogaritja me dorë e një solete të post-tensionuar

4.1.2. Hapat e projektimit

4.1.2 Gjendja kufitare e shkatërrimit

4.1.3 Humbjet nga paranderja

4.1.4 Humbjet pas një kohe të gjatë

4.2 Aplikimi i metodës së elementëve të fundëm në projektimin e soletave b/a

4.2.1 Projektimi bazuar në analizën lineare

4.2.2 Modelimi i soletave me elementë të fundëm

4.2.3 Kërkesat e përgjithshme të modelimit

4.2.4 Hipotezat e analizës me elementë të fundëm të soletës beton-arme.

4.2.5 Modelimi i kushteve kufitare të sistemeve horizontale “soletë”.

4.3 Llogaritja e soletës së post-tensionuar me MEF

4.4. Metoda e Ramës Ekuivalente (Equivalent frame method)

4.5. Metoda e linjës së rrjedhshmërisë (Yield- line method)

4.6. Përfundime

KAPITULLI V..... 125

5. Projektimi i godinave civile b/a sipas Eurokodeve

5.1 Kërkesat dhe Rekomandimet për soletat sipas EC2

5.1.1 Minimumi dhe maksimumi i armaturës në soleta

5.1.2 Kapaciteti mbajtës i betonit

5.1.3 Kontrolli i uljeve sipas gjendjes kufitare të shërbimit (EC2)

5.1.4 Ngarkesat

5.1.5 Kombinimet e ngarkesave

5.2 Parimet e projektimit të strukturave të post-tensionuara

5.2.1 Ngarkesat në modelet e marra në studim

5.2.2 Analiza dinamike

5.2.3 Karakteristikat fiziko- mekanike

5.3 Modelimi i strukturave me soleta b/a të zakonshme dhe të post- tensionuar

5.3.1 Projektimi i strukturave b/a në programin ETABS 2016

5.3.2 Modeli I; hapësira (6x6)m

5.3.3 Modeli II; hapësira (7.5x7.5)m

5.3.4 Modeli III; hapësira (10x10)m

5.3.5 Modeli IV; hapësira (15x15)m

5.4 Konkluzione për analizën në fushën e frekuencave

5.5 Analiza dinamike në fushën kohore (Time History)

5.5.1 Modeli I; hapësira (6x6)m

5.5.2 Modeli II; hapësira (7.5x7.5)m

5.5.3 Modeli III; hapësira (10x10)m

5.5.4 Modeli IV; hapësira (15x15)m

5.6 Konkluzione për analizën në fushën kohore

KAPITULLI VI.....	175
--------------------------	------------

6. Përfundime dhe rekomandime

6.1 Përfundimet pas modelimit të godinës 5-kat me soleta b/a e zakonshme dhe soleta PT

6.2 Vlerësim i kostos ekonomike të soletave b/a e zakonshme me soletat PT

6.3 Avantazhet e soletave të post- tensionuara

6.4 Rekomandime mbi monitorimin dhe mirëmbajtjen e soletave të post-tensionuara

6.5 Rekomandime për ndërhyrjet në soletat e post- tensionuara

6.6 Rekomandime për përzgjedhjen e soletës

6.7 Përdorime të teknologjisë së post- tensionimit

REFERENCAT

Lista e tabelave

Tabela 1.1 Rezultatet e analizës nga MEF

Tabela 2.2 Krahاسimi i uljeve në qendër të pllakës

Tabela 3.1 Soletë e rrafshët mbështetur në një drejtim mbi trarë

Tabela 3.2 Soletë brinjore me trarë kryesorë dhe sekondarë

Tabela 3.3 Soletë monolite e mbështetur në dy drejtime mbi trarë të thellë

Tabela 3.4 Soletë e rrafshët (me sfera plastike të lehtësuara) mbështetur në dy drejtime mbi mure b/a

Tabela 3.5 Forcat ekuivalente me forcë konstante në paranderje

Tabela 3.6 Tipet e soletave PT që punojnë në një drejtim

Tabela 3.7 Tipet e soletave PT që punojnë në dy drejtime

Tabela 4.1 Ngarkesa ekuivalente përgjatë tendonit tërthor (gjatë fiksimit)

Tabela 4.2 Ngarkesa ekuivalente përgjatë tendonit tërthor (gjatë shërbimit)

Tabela 4.3 Sforcimet e lejuara për Class 3

Tabela 4.4 Sforcimet gjatë fiksimit për drejtimin tërthor

Tabela 4.5 Sforcimet gjatë shërbimit në drejtimin tërthor

Tabela 4.10 Krahاسimi midis momentit të aplikuar dhe kapacitetit mbajtës të seksionit

Tabela 5.1 Vlerat për K'

Tabela 5.2 Vlerat për z/d për seksionin katërkëndor të armaturës

Tabela 5.3 Minimumi i armaturës së kërkuar në %

Tabela 5.4 Rekomandimet nga EC-2

Tabela 5.5 Kufizimi i deformimeve të rekomanduara nga ISO 4356

Tabela 5.6 Kategoritë e ngarkesave të shfrytëzueshme në varësi të funksionit

Tabela 5.6a Vlerat e ngarkesës së përkohshme të shpërndarë

Tabela 5.7 Kombinimet e ngarkesave sipas EC0-2004

Tabela 5.8 Vlerat e parametrave rekomanduese për spektrin horizontal Tipi 1

Tabela 5.9 Vlerat rekomanduese të parametrave për spektrin vertikal

Tabela 5.10 Karakteristikat e materialeve

Tabela 5.11 Karakteristikat e tendoneve

Tabela 5.12 Periodat dhe frekuencat e tre formave të para, Modeli I

Tabela 5.13 Forca prerëse në bazë; Forca sizmike; Modeli I

Tabela 5.14 Zhvendosjet relative të katit, Modeli I

Tabela 5.15 Periodat dhe frekuencat e tre formave të para, Modeli II

Tabela 5.16 Forca prerëse në bazë, Modeli II

Tabela 5.17 Forca sizmike, Modeli II

Tabela 5.18 Zhvendosjet relative të katit, Modeli II

Tabela 5.19 Periodat dhe frekuencat e tre formave të para, Modeli III

Tabela 5.20 Forca prerëse në bazë, Modeli III

Tabela 5.21 Forca sizmike, Modeli III

Tabela 5.22 Zhvendosjet relative në kat, Modeli III

Tabela 5.23 Perioda dhe frekuencat e tre formave të para, Modeli IV

Tabela 5.24 Forca prerëse në bazë, Modeli IV

Tabela 5.25 Forca sizmike, Modeli IV

Tabela 5.26 Zhvendosjet relative të katit, Modeli IV

Tabela 6.1 Përmbledhja e rezultateve të analizës RSA për modelet me soleta b/a e zakonshme/ PT

Tabela 6.2 Përmbledhja e rezultateve të analizës THA për modelet me soleta b/a e zakonshme/ PT

Tabela 6.3 Raporti i çmimit të tendonëve kundrejt armaturës së zakonshme (USD) në disa shtete

Tabela 6.4 Kushtet e monitorimit të elementëve strukturor të post- tensionuar

Tabela 6.5 Përzgjedhja e soletës në varësi të hapësirës llogaritëse dhe teknologjisë

Lista e figurave

Figura 1.0 Sistemi soletë e rrafshët

Figura 1.1 Gjendja e sforcuar plane

Figura 1.2. Ekuilibri i elementit volumor

Figura 1.3 Zhvendosjet

Figura 1.4 Elementi pllakë

Figura 1.5 Deformimet në planin neutral sipas (CPT)

Figura 1.6 Sforcimet, momentet dhe forcat prerëse për pllakën e përkulur

Figura 1.7 Deformimet sipas teorisë klasike (CPT)

Figura 1.8 Deformimet në planin neutral sipas (SDT)

Figura 1.9 Deformimet sipas teorisë Mindlin-Reissner, SDT

Figura 1.10 Pllaka katërkëndore e ndarë në rrjetë me elementë trekëndor

Figura 1.11 Elementi trekëndor linear

Figura 1.12 Elementi trekëndor linear dhe funksionet e tij të formës

Figura 1.13 Pllaka katërkëndore, me rrjetë elementin katërkëndor

Figura 1.14 Elementi katërkëndor. a) në koordinatat fizike b) në koordinatat natyrale

Figura 1.15 Elementi trekëndor në përkulje me 3 nyje dhe 3 shkallë lirie në nyje

Figura 1.16 Elementi katërkëndor me 4 nyje dhe 3 shkallë lirie në nyje

Figura 1.17 Plani mesatar i elementit katërkëndor guackë

Figura 1.18 Elementi katërkëndor me 8 nyje

Figura 1.19 Mospërputhje e rrjetës shkaktuar nga dy funksione të formës të rrethave të ndryshme. (a) elementi kuadratik me elementin linear (b) elementi kuadratik i lidhur me dy elementë lineare.

Figura 1.20 Elementë të të njëjtit rend me lidhje nyje pas nyje për plotësinë e rrjetës.

Figura 1.21 Elementi me 5 nyje i përdorur për të lidhur një element linear me një element kuadratik në mënyrë që të sigurojë vazhdueshmërinë e rrjetës

Figura 1.22. h-refinement

Figura 1.23 Elementi tranzit midis një rrjete të ashpër dhe të butë duke përdorur elementin katërkëndor (në të majtë) dhe elementin trekëndor (në të djathtë)

Figura 1.24 p-refinement

Figura 2.1 a) e mbështetur lirisht, ngarkesa q - uniformisht e shpërndarë
b) e mbështetur lirisht, ngarkesa P - në qendër të pllakës
c) mbështetje fikse, ngarkesa q -uniformisht e shpërndarë
d) mbështetje fikse, ngarkesa P - në qendër të pllakës

Figura 2.2 a) Rrjeta 2x2 b) Rrjeta 4x4 c) Rrjeta 8x8

Figura 2.3 Orientimi i akseve lokale për elementin katërkëndor "shell"

Figura 2.4 Realizimi i rrjetës në programin SAP2000 me elementin katërkëndor

Figura 2.5 Sistemi koordinativ lokal i elementit "guackë" duke përdorur drejtimin koordinativ

Figura 2.6 Sforcimet, rezultatet e forcave dhe momenteve të brendshme për elementin "shell"

Figura 2.7 Rrjeta për elementin katërkëndor me 4 nyje

Figura 2.8 Rrjeta për elementin katërkëndor me 8 nyje

Figura 2.9 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës: Të mbështetur lirisht, me ngarkesën q_0 uniformisht të shpërndarë. a) Elementi katërkëndor me 4 nyje. b) Elementi katërkëndor me 8 nyje.

Figura 2.10 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës: Mbështetje fikse, me ngarkesën q_0 uniformisht të shpërndarë a) Elementi katërkëndor me 4 nyje. b) Elementi katërkëndor me 8 nyje.

Figura 2.11 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës; Mbështetje e lirë, me ngarkesën e përqëndruar P . a) Elementi katërkëndor me 4 nyje. b) Elementi katërkëndor me 8 nyje

Figura 2.12 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës; Mbështetje fikse, me ngarkesën e përqëndruar P . a) Elementi katërkëndor me 4 nyje. b) Elementi katërkëndor me 8 nyje

Figura 2.13 Zhvendosjet e pllakës (mbështetje e lirë) me ngarkesën q_0

Figura 2.14 Zhvendosjet e pllakës (mbështetje fikse) me ngarkesën q_0

Figura 2.15 Zhvendosjet e pllakës (mbështetje e lirë) me ngarkesën P

Figura 2.16 Zhvendosjet e pllakës (mbështetje fikse) me ngarkesën P

Figura 2.17 Kushtet kufitare të pllakës katrore (axb)

Figura 2.18 Pllaka katrore me ngarkesën q_0

Figura 2.19 Pllaka katrore me P në qendër të saj

Figura 3.1 Soleta e rrafshët

Figura 3.2 Soleta e rrafshët me zgjerim të mbështetjes

Figura 3.3 Soleta e rrafshët me kapitel

Figura 3.4 Soleta me trarë në një drejtim

Figura 3.5 Soleta me trarë në dy drejtime

Figura 3.6 Planimetria e katit tip (hotel PLAZA, Tiranë)

Figura 3.2 Seksioni tërthor i soletës

Figura 3.3 Pamje nga një kat i realizuar

Figura 3.4 Një pjesë e mbulesës së sallës së konferencave, AGNA group

Figura 3.5 Nje pjese e planit te strukturave te parkimit nentokesor, Sheshi Skenderbej, Tirane

Figura 3.6 Profili terthor i soletes

Figura 3.7 Planimetria e katit tip te objektit

Figura 3.8 Pamje nga nje kat i realizuar

Figura 3.9 Prerja 1-1, Detaj i soletes

Figura 3.10 Salla e konferencave “Agna group” sh.a

Figura 3.11 Mbulesa e sallës së konferencave, AGNA group

Figura 3.12 Një pjesë e planit të strukturave të parkimit nëntokësor, Sheshi Skënderbej, Tiranë

Figura 3.13 Prerja 1-1, detaj i soletës së parkimit nëntokësor

Figura 3.14 Profili tërthor i soletës

Figura 3.15 Planimetria e katit tip të objektit

Figura 3.16 Realizimi në objekt i soletave “cobiax”

Figura 3.17 a) Trau prej betoni në përkulje b) Trau prej betoni i paranderur

Figura 3.18 Efektet kryesore të paranderjes a) paraqet efektin e tërheqjes së pastër b) paraqet një element tipik të para- tensionimit me jashtëqendërsi të tendonit të drejtë duke dhënë një efekt shtesë të momentit përkulës c) paraqet një element tipik të pas- tensionuar me tendon të kurbëzuar duke dhënë efekte shtesë në tërheqje, përkulje dhe prerje.

Figura 3.19 Shembull i a) tendonit të palidhur b) tendonit të lidhur i rrafshët c) tendonit të lidhur në tuba rrethor

Figura 3.20 a) Pika e influencës b) Forcat e nevojshme për të mbajtur tendonin në pozicion

Figura 3.21 Forca e aplikuar në tra, në pikën e transferimit (fiksimit të tendonit):

Figura 3.22 Profili parabolik

Figura 3.23 Profili i drejtë me jashtëqendërsi

Figura 3.24 a) Trau i post-tensionuar me tre hapësira dritë

b) Diagrama e trupit të lirë pas heqjes së tendonit

c) Diagrama e trupi të lirë për tendonin

Figura 3.25 Strukturat e pacaktuara a) efektet kryesore b) deformimet c) reaksionet shtesë

Figura 3.26 Trau nën veprimin vetëm të forcës së paranderjes:

Figura 3.27 a) Momenti kryesor b) Momentet sekondare nga paranderja

Figura 3.28 Diagrama e momenteve rezultante si pasojë e paranderjes

Figura 3.29 Sforcimet në tendon (Lin & Burns, 1981)

Figura 3.30 Tendon i palidhur dhe tendon i lidhur

Figura 3.31 Deformimet/ Sforcimet në tendonët a) të palidhur b) të lidhur

Figura 3.32 Ekuilibri i seksionit të betonit të paranderur sipas gjendjes kufitare të shkatërrimit

Figura 3.33 Sforcimet në tendon sipas ULS

Figura 3.34 Diagrama bi-lineare, M-kënd rrotullimi

Figura 3.35 Rishpërndarja e momenteve

Figura 3.36 Diagramat elastike të M dhe e rishpërndarë

Figura 3.37 Humbjet nga paranderja

Figura 3.38 Tërheqja e tendonit. Humbjet në pykat fiksuese

Figura 3.39 Fërkimi midis mbushësit/ tendonit. Seksioni tërthor

Figura 3.40 Humbjet nga ankorimi dhe shkurtimi elastik

Figura 3.41 Zona rrethuese e ankorimit

Figura 3.42 Zonale lokale e ankorimit

Figura 3.43 Modelimi i zonës së ankorimit

Figura 3.44 Modeli kapriatë i shpërndarjes së forcës

Figura 3.45 a) Detaj i tendonit të lidhur b) Skema e nxjerrjes së ajrit në tendonët e lidhur

Figura 3.46 Pajisje ankoruese prodhuar nga TTM, Milano

Figura 3.47 Magazinimi i tendonëve

Figura 3.48 Pompa hidraulike

Figura 3.49 Realizimi i soletave PT në objekt

Figure 4.1 Plani i strukturave dhe prerja A-A

Figure 4.2 Pozicioni i tendonit dhe i armaturës së zakonshme

Figure 4.3 Profili i tendonit

Figure 4.4 Profili i tendonit për ngarkesën e balancuar

Figura 4.5 Llogaritja e ngarkesës ekuivalente gjatë forcës në tendon

Figura 4.6 Diagrama e momenteve nga pesha vetjake

Figura 4.7 Diagrama e momenteve për ngarkesën e shërbimit

Figura 4.8 Diagrama e momenteve për ngarkesën e balancuar

Figura 4.9 Diagrama e momenteve hiperstatike

Figura 4.10 Diagrama e momenteve nga ngarkesa e përhershme (Dead load)

Figura 4.11 Diagrama e momenteve nga ngarkesa e përkohshme (Live load)

Figura 4.12 Diagrama e momenteve për kombinimin e M_u kufitare

Figura 4.13 Detaji i vendosjes së armaturës jo të paranderur

Figura 4.14 Profili i forcave përgjatë gjatësisë së tendonit

Figura 4.15 Lidhja 3D-solid për kollonën- elementi “pllakë” në përkulje

Figura 4.16 Lidhja kollonë-soletë duke përdorur elementët 3-dimensionale “ramë”

Figura 4.17 Plani i tendoneve në solute, 2D

Figura 4.18 Modeli 3D në SAFE

Figura 4.19 Momentet nga ngarkesa e shërbimit

Figura 4.20 Momentet nga ngarkesa e balancuar

Figura 4.21 Vizatimi i tendonit

Figura 4.22 a) Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa e përhershme (DEAD) (kN.m)
b) Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa e përkohshme (LIVE) (kN.m)

Figura 4.23 Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa D+L (kN.m)

Figura 4.24 Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa e balancuar (kN.m)

Figura 4.25 Diagrama e momenteve për një rrip PT-Final (kN.m)

Figura 4.26 Diagrama e momenteve për një rrip PT-Transfer (kN.m)

Figura 4.27 Diagrama e momenteve për një rrip 1.4D+1.6L+PT+HP (kN.m)

Figura 4.28 Deformimet nga ngarkesa e përhershme DEAD (mm)

Figura 4.29 Deformimet nga ngarkesa e përkohshme LIVE (mm)

Figura 4.30 Forma e deformuar, (Zhvendosjet nga PT-Transfer)

Figura 4.31 Forma e deformuar, (PT-Final)

Figura 4.32 Forma e deformuar, (D+L)

Figura 4.33 Forma e deformuar, (D+L+PT-Final)

Figura 4.34 Skema e tipit të ramës soletë

Figura 4.35 Shpërndarja e ngarkesës me metoden e ramës ekuivalente

Figura 4.36 Modeli analitik i ramave plane për metodën e kollonave ekuivalente

Figura 4.37 Kollona ekuivalente bashkuar me elementin përdredhës

Figura 4.38 Përmbledhja e diagramave të marra nga metoda e ramës ekuivalente

Figura 4.39 Formulimi i linjës së rrjedhshmërisë (MacGregor dhe Wight 2005)

Figura 4.40 Disa shembuj të modeleve të vijave të rrjedhshmërisë

Figura 5.1 Sforcimet në seksionin katërkëndor beton -arme për klasën e betonit deri në C50/60 (EC2)

Figura 5.2 Përcaktimi i sforcimeve në armaturë

Figura 5.3 Përqindja e armaturës së kërkuar në raport me l/d

Figura 5.4 Spektri i projektimit a) horizontal b) vertikal

Figura 5.5 Modeli I me soleta b/a e zakonshme, 3D

Figura 5.6 Modeli I me soleta PT, 3D

Figura 5.7 Planimetria e modelit I

Figura 5.8 Modeli I në lartësi

Figura 5.9 Format e veta të modelit I

Figura 5.10 Forca prerëse në bazë; Forca sizmike për modelin I

Figura 5.11 Zhvendosjet relative në kat për modelin I

Figura 5.12 Modeli I: Deformimet Uz; Hsol=18cm a) b/a e zakonshme; b) PT

Figura 5.13 Modeli I: Diagrama e momentit M-11; hsol=18cm a) b/a e zakonshme b) PT

Figura 5.14 Modeli I: Diagrama e momenteve M-22, hsol=18cm a) b/a e zakonshme; b) PT

Figura 5.15 Modeli II, me soleta b/a e zakonshme 3D

Figura 5.16 Modeli II, me soleta PT 3D

Figura 5.17 Planimetria e modelit II

Figura 5.18 Modeli II në lartësi

Figura 5.19 Format e veta të modelit II

Figura 5.20 a)Forca prerëse në bazë; b) Forca sizmike për modelin II

Figura 5.21 Zhvendosjet relative në kat për modelin II

Figura 5.22 Modeli II: Deformimet Uz, a) b/a e zakonshme, b) PT

Figura 5.23 Modeli II: Diagrama e momenteve M-11, a) b/a e zakonshme, b) PT

Figura 5.24 Modeli II: Diagrama e momenteve M-22, a) b/a e zakonshme, b) PT

Figura 5.25 Modeli III me soleta b/a e zakonshme, 3D

Figura 5.26 Modeli III me soleta PT, 3D

Figura 5.27 Planimetria e modelit III

Figura 5.28 Modeli III në lartësi

Figura 5.29 Format e veta të modelit III

Figura 5.30 Modeli III: Grafiku i forcës prerëse në bazë; Grafiku i forcës sizmike

Figura 5.31 Zhvendosjet relative në kat për modelin III

Figura 5.32 Modeli III: Deformimet Uz, a) b/a e zakonshme b) PT

Figura 5.33 Modeli III: Diagrama e momenteve M-11, a) b/a e zakonshme, b) PT

Figura 5.34 Modeli III: Diagrama e momenteve M-22, a) b/a e zakonshme, b) PT

Figura 5.35 Modeli IV me soleta b/a e zakonshme, 3D

Figura 5.36 Modeli IV me soleta PT, 3D

Figura 5.37 Planimetria e modelit IV

Figura 5.38 Modeli IV në lartësi

Figura 5.39 Format e veta të modelit IV

Figura 5.40 Modeli IV: Grafiku i forcës prerëse në bazë; Grafiku i forcës sizmike

Figura 5.41 Grafiku i zhvendosjeve relative në kat për modelin IV

Figura 5.42 Modeli IV: Deformimet Uz, Hsol=50cm soletë a) b/a e zakonshme b) e paranderur

Figura 5.43 Modeli IV: Momentet M-11, Hsol=50cm soletë a) b/a e zakonshme b) e paranderur

Figura 5.44 Modeli IV: Momentet M-22, Hsol=50cm soletë a) b/a e zakonshme b) e paranderur

Figura 5.45 Modeli I: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- nyja 45

Figura 5.46 Modeli I: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- nyja 45

Figura 5.47 Modeli I: Reagimi në kohë i zhvendosjes Ux- nyja 45

Figura 5.48 Modeli I: Reagimi në kohë i zhvendosjes Uy- nyja 45

Figura 5.49 Modeli I: Reagimi në kohë i forcës prerëse baze. Drejtimi -X

Figura 5.50 Modeli I: Reagimi në kohë i forcës prerëse baze. Drejtimi -Y

Figura 5.51 Modeli II: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- nyja 30

Figura 5.52 Modeli II: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- nyja 30

Figura 5.53 Modeli II: Reagimi në kohë i zhvendosjes Ux- nyja 30

Figura 5.54 Modeli II: Reagimi në kohë i zhvendosjes Uy- nyja 30

Figura 5.55 Modeli II: Reagimi në kohë i forcës prerëse baze. Drejtimi -X

Figura 5.56 Modeli II: Reagimi në kohë i forcës prerëse baze. Drejtimi -Y

Figura 5.57 Modeli III: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- nyja 30

Figura 5.58 Modeli III: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- nyja 30

Figura 5.59 Modeli III: Reagimi në kohë i zhvendosjes U_x - nyja 30

Figura 5.60 Modeli III: Reagimi në kohë i zhvendosjes U_y - nyja 30

Figura 5.61 Modeli III: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi -X

Figura 5.62 Modeli III: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi -Y

Figura 5.63 Modeli IV: Reagimi në kohë i nxitimit A_x - nyja 15

Figura 5.64 Modeli IV: Reagimi në kohë i nxitimit A_y - nyja 15

Figura 5.65 Modeli IV: Reagimi në kohë i zhvendosjes U_x - nyja 15

Figura 5.66 Modeli IV: Reagimi në kohë i zhvendosjes U_y - nyja 15

Figura 5.67 Modeli IV: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi -X

Figura 5.68 Modeli IV: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi -Y

Figura 6.1. Zgjidhjet sipas a) Modeli Ic b) Modeli IIc c) Modeli IIId d) Modeli IVd

Figura 6.2 Komponentet e kostos totale strukturore

Figura 6.3 Kosto ekonomike e tendonëve kundrejt armaturës së zakonshme (USD/ton)

Figura 6.4 Nyja soletë- kollonë në soletat pa trarë të post-tensionuara

Figura 6.5 Avantazhet e soletave të post-tensionuara

Figura 6.6 Përzgjedhja e soletës në varësi të ngarkesës shfrytëzuese

Figura 6.7 Përdorime të teknologjisë së post-tensionimit

Simbole

A_c	sipërfaqja e seksionit të betonit, mm^2
A_s	sipërfaqja e armaturës në tërheqje, mm^2
A'_s	sipërfaqja e armaturës në shtypje, mm^2
A_{sl}	sipërfaqja e armaturës në përdredhje, mm^2
A_{sw}	sipërfaqja tërthore totale e stafave në aksin neutral, mm^2
$A_{sw/Sv}$	sipërfaqja e armaturës në prerje për njësi të gjatësisë, mm^2/mm
$A_{t/S}$	sipërfaqja e armaturës tërthore ndaj përdredhjes për njësi të gjatësisë, m^2/mm
a	thellësia e bllokut në shtypje, mm
b	gjerësia efektive e seksionit në zonën e shtypur, mm
b_f	gjerësia efektive e flanaxhës, mm
b_w	gjerësia mesatare e seksionit T të soletës, mm
d	thellësia efektive e armaturës së tërhequr, mm
E_c	moduli i deformimit të betonit, MPa
E_s	moduli i deformimit i çelikut, MPa
f_{cd}	rezistenca llogaritëse e betonit = $\alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c$, MPa
f_{ck}	rezistenca karakteristike cilindrike në shtypje e betonit pas 28 ditësh, MPa
f_{ctm}	rezistenca mesatare në tërheqje aksiale e betonit, MPa
f_{cwd}	rezistenca llogaritëse shtypëse për projektimin nga prerja = $\alpha_{cc} f_{cwk} / \gamma_c$,
f_{cwk}	rezistenca karakteristike cilindrike e betonit për llogaritjen në prerje
f'_s	sforcimet në armaturën e shtypur, MPa
f_{yd}	rezistenca llogaritëse në rrjedhshmëri e armaturës = f_{yk} / γ_s , MPa
f_{yk}	rezistenca karakteristike e armaturës në prerje, MPa
f_{ywd}	rezistenca llogaritëse e armaturës në prerje, = f_{ywk} / γ_s , MPa
f_{ywk}	rezistenca karakteristike e armaturës në prerje, MPa
h	thellësia e seksionit, mm
h_f	thellësia e flanaxhës, mm
M_{Ed}	momenti llogaritës në seksion, N-mm

m	moment llogaritës i normalizuar, $M/ bd^2\eta f_{cd}$
m_{lim}	kapaciteti i momentit kufitar të normalizuar si një soletë e armuar
s_v	hapi i armaturës në prerje, mm
T_{Ed}	përdredhja në kufirin e shkatërrimit, N-mm
T_{Rdc}	momenti përdredhës në plasaritje, N-mm
$T_{Rd,max}$	momenti llogaritës në përdredhje, N-mm
u	perimetri i seksionit kritik në shpim, mm
V_{Rdc}	rezistenca llogaritëse në prerje vetëm nga betoni, N
$V_{Rd,max}$	rezistenca llogaritëse maksimale e seksionit tërthor, N
V_{Ed}	forca prerëse në ngarkesën llogaritëse kufitare, N
x	thellësia e aksit neutral, mm
x_{lim}	thellësia maksimale e aksit neutral, mm
z	krahu, mm
α_{cc}	koeficienti që merr parasysh efektet për një kohë të gjatë në rezistencën shtypëse të betonit
α_{cw}	koeficienti që konsideron gjendjen e sforcimeve në kordën e shtypur
δ	faktori i rishpërndarjes
ε_c	deformimi relativ i betonit
ε_s	deformimi relativ i armaturës së tërhequr
ε'_s	deformimi relativ i armaturës së shtypur
γ_c	koeficienti i sigorisë për betonin e shtypur
γ_s	koeficienti i sigorisë për rezistencën e armaturës
λ	faktori përcaktues i thellësisë efektive në zonën e shtypur
ρ_i	raporti i armaturës së tërhequr
σ_{cp}	sforcimi aksial në beton, MPa
ω	raporti i armaturës së tërhequr të normalizuar
ω'	raporti i armaturës së shtypur të normalizuar
ω_{lim}	raporti i armaturës kufitare të tërhequr të normalizuar

f_{cs} -	rezistenca llogaritëse në shtypje në fibrat eksteme të soletës
f_{pc} -	vlera mesatare e rezistencës në shtypje të betonit (pas lejimit të humbjeve nga paranderja) në aksin neutral të seksionit tërthor
f_{pi} -	sforcimet fillestare në tendon pas heqjes së pykës
f_{pj} -	sforcimet në tendonin e post- tensionuar gjatë shtrëngimit
f_{ps} -	sforcimi në tendonin e post-tensionuar në rezistencë nominale
f_{pu} -	rezistenca kufitare e tendonit
f_{py} -	rezistenca në rrjedhshmëri e tendonit
f_r -	moduli i deformimit të betonit
f_{se} -	sforcimi final në tendon pas humbjeve të menjëhershme dhe për një kohë të gjatë
f_{ts} -	rezistenca llogaritëse në tërheqje e tendonit në fibrat e sipërme të soletës
f_y -	rezistenca karakteristike e armaturës jo të paranderur në kufirin e rrjedhshmërisë
f'_c -	rezistenca në shtypje e betonit
f'_{ci} -	rezistenca fillestare në shtypje e betonit
f'_t -	sforcimi i lejuar në tërheqje i tendonit ACI
F -	forca efektive në tendonin e post-tensionuar (pas humbjeve)
F_{end} -	forca e kërkuar e post-tensionimit e llogaritur nga ngarkesat ekuivalente, në një mbështetje
F_{int} -	forca e kërkuar e post-tensionimit e llogaritur nga ngarkesat ekuivalente, në mes të një hapësire
F_J -	Forca e llogaritur në fund të shtrëngimit të tendonit
F_{PC} -	forca e kërkuar e post-tensionimit, e llogaritur për shtypje mesatare
F_x -	forca në një pikë çfarëdo të tendonit pas humbjeve nga fërkimi
h -	trashësia e soletës
L -	hapësira e soletës
L_x -	gjatësia e kurbës së tendonit nga ankorimi deri në një pikë çfarëdo në distancë x
I_{eff}	momenti i inercisë efektive
I_{gross}	momenti i plotë i inercisë së seksionit duke përfshirë pjesët e pa plasaritura
J_c	karakteristika e seksionit kritik, analoge me momentin polar të seksionit
DD	ngarkesa e përhershme
LL	ngarkesa e përkohshme
m	distanca e dy qendrave të rëndesës për dy soleta pranë njëra- tjetrës me trashësi të ndryshme
M_b	momenti gjatë post-tensionimit nga ngarkesa e balancuar
M_{cr}	momenti i plasaritjeve në bazë të modulit të shkatërrimit

M_n	momenti nominal
M_p	momenti ekuivalent që rezulton nga profili i tendonit në momentin ku ndryshon trashësia e soletës
M_t	momenti total i shërbimit nga ngarkesa e përhershme dhe e përkohshme
M_u	momenti i faktorizuar i seksionit
M_{ub}	momenti i pabalancuar i seksionit gjatë post-tensionimit
M_{unb}	momenti i pabalancuar, i faktorizuar që transmetohet në soletë dhe që kontribuon në sforcimin në prerje të soletës në dy drejtime
M_1	momentet kryesore për shkak të forcës së post-tensionimit të shumëzuara me jashtëqendërsinë "e"
M_2	momentet sekondare që vijnë nga reksionet në mbështetje të një solete të vazhduar
N	numri i kavove prej 7 fije çeliku në një rrip
N_c	forca tërheqëse në beton nga ngarkesa e përhershme e pafaktorizuar dhe nga ngarkesa e përkohshme
r	faktori reduktues i ngarkesës së përkohshme LL (ne %)
S	moduli i seksionit të soletës I_{gross}/y
S_t	moduli i sipërm i seksionit për tra-T I_{gross}/y_t
S_b	moduli i poshtëm i seksionit për tra-T I_{gross}/y_b
s	hapësira e armaturës jo të paranderur
V	rezistenca në prerje e llogaritur
V_c	rezistenca nominale në prerje e betonit
V_p	komponentja vertikale e forcës efektive të post-tensionimit për rezistencën në prerje
V_u	forca prerëse e faktorizuar në seksionin kritik
w	ngarkesa e shpërndare
$w_b=w_p$	pjesa e balancuar e ngarkesës së përhershme të plotë
w_{tl}	ngarkesa e plotë e përhershme + të përkohshme
y	distanca nga aksi neutral deri te fibrat e sipërme të seksionit të plotë - $h/2$
b_c	raporti i brinjës më të gjatë me brinjën më të shkurtër të seksionit të kollonës
f	faktori reduktues i rezistencës ACI
g_f	pjesa e momentit të pabalancuar transferuar nga përkulja në lidhjen soletë - kollonë
g_v	pjesa e momentit të pabalancuar transferuar nga jashtëqendësia e forcës prerëse në lidhjen soletë - kollonë

KAPITULLI I

1. TEORIA E ELEMENTIT STRUKTUROR “PLLAKË”

HYRJE

Elementi strukturor horizontal b/a soletë ndërkati është pllaka me trashësi uniforme që transferon ngarkesat direkt mbi mbështetje, të cilat mund të jenë sipas tipit të soletës kollona ose trarë që mbështeten mbi kollona. Në figurën 1.0 është paraqitur një shembull i thjeshtë i tipologjisë së soletës së rrafshët. Ajo mund të ketë forma nga më të thjeshtat: katrore, drejtkëndore, rrethore, por edhe të lakuara sipas një funksioni të caktuar në varësi të zgjidhjeve arkitektonike.

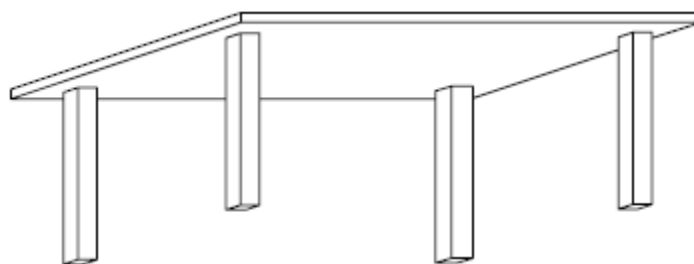


Figura 1.0 Sistemi soletë e rrafshët

Një nga objektivat e këtij studimi është krahasimi midis dy teorive të gjëndjes së sforcuar dhe të deformuar të elementit pllakë në përkulje (teoria klasike sipas Kirkofit dhe e deformimeve prerëse të rendit të parë Mindlin- Reissner) dhe përdorimi i Metodës së Elementëve të Fundëm në projektimin e soletave b/a nëpërmjet: përzgjedhjes së tipit të elementit të fundëm në modelimin e saj, modelimit të mbështetjeve dhe ndikimit të tyre në gjëndjen e deformuar dhe të sforcuar, si dhe llojit të ngarkesës.

Në këtë kapitull jepen ekuacionet bazë të Teorisë së Elasticitetit [1], [6], që janë të nevojshme për studimin e gjëndjes së sforcuar dhe të deformuar të pllakës në përkulje.

Në vijim përshkruhen nga ana teorike: ekuacioni themelor i pllakës në përkulje [2],[3],[4], sforcimet që lindin nga veprimi i ngarkesave vertikale, forcat e brendshme në pllakë në varësi të kushteve kufitare; elementët e fundëm trekëndor, katërkëndor dhe roli i rrjetës në rezultatet e zgjidhjeve me Metodën e Elementëve të Fundëm (MEF).

1.1 BAZAT E TEORISË SË ELASTICITETIT

1.1.1 Gjendja e deformuar plane

Karakterizohet nga fusha e zhvendosjeve $u_x=u_x(x,y)$, $u_y=u_y(x,y)$, $u_z=0$

Fusha e deformimeve paraqitet si më poshtë:

$$\varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = \varepsilon_{zz} = 0$$

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}; 2\varepsilon_{xy} = \frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x}; \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y} \quad (1.1)$$

Për një material orthotropik me akse kryesore (x_1, x_2, x_3) , kundrejt koordinatave (x, y, z) sforcimet jepen:

$$\sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0, \quad \sigma_{zz} = E_3 \left(\frac{\nu_{13}}{E_1} \sigma_{xx} + \frac{\nu_{23}}{E_2} \sigma_{yy} \right)$$

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & 0 \\ d_{21} & d_{22} & 0 \\ 0 & 0 & d_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1.2)$$

ku: koeficientët e ngurtësisë elastike janë:

$$d_{11} = \frac{E_1(1-\nu_{12})}{(1+\nu_{12})(1-\nu_{12}-\nu_{21})} \quad d_{22} = \frac{E_2(1-\nu_{21})}{(1+\nu_{21})(1-\nu_{12}-\nu_{21})} \quad d_{12}=\nu_{12}d_{22}, \quad d_{66}=G_{12}$$

E_1 dhe E_2 janë moduli i Jungut (Young's modulus) sipas drejtimit x dhe y, G_{12} moduli në prerje në planin xy; ν_{12} dhe ν_{21} koeficientët Puanso (Poisson coefficients).

$$\nu_{21} = \nu_{12} \frac{E_2}{E_1}$$

E_3 , ν_{23} dhe ν_{13} kërkohen për të llogaritur σ_{zz} .

Për materialin izotropik kemi:

$$E_1 = E_2 = E_3 = E, \quad \nu_{12} = \nu_{21} = \nu_{13} = \nu_{23} = \nu, \quad G_{12} = G = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

1.1.2 Gjendja e sforcuar plane

Në gjëndjen e sforcuar plane kemi: $\sigma_{xz}=\sigma_{yz}=\sigma_{zz}=0$

$$\sigma_{xx} = \sigma_{xx}(x, y); \quad \sigma_{xy} = \sigma_{xy}(x, y); \quad \sigma_{yy} = \sigma_{yy}(x, y)$$

Lidhja midis fushës së deformimeve dhe sforcimeve:

$$\begin{Bmatrix} \varepsilon_{xx} \\ \varepsilon_{yy} \\ 2\varepsilon_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} c_{11} & c_{12} & 0 \\ c_{21} & c_{22} & 0 \\ 0 & 0 & c_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} \quad (1.3)$$

ku: c_{ij} janë koeficientët e elasticitetit

$$c_{11} = \frac{1}{E_1}; c_{22} = \frac{1}{E_2}; c_{33} = \frac{1}{E_3}$$

$$c_{12} = -\nu_{21}c_{22} = -\nu_{12}c_{11}; c_{66} = \frac{1}{G_{12}}$$

$$c_{13} = -\nu_{31}c_{33} = -\nu_{13}c_{11}, c_{23} = -\nu_{32}c_{33} = -\nu_{23}c_{22}$$

Një shembull i gjëndjes së sforcuar plane është pllaka e hollë nën veprimin e forcave të jashtme që veprojnë në planin xy ose paral me të, të pavaruara nga drejtimi z .

$$f_z = 0 \text{ dhe } u_z = 0$$

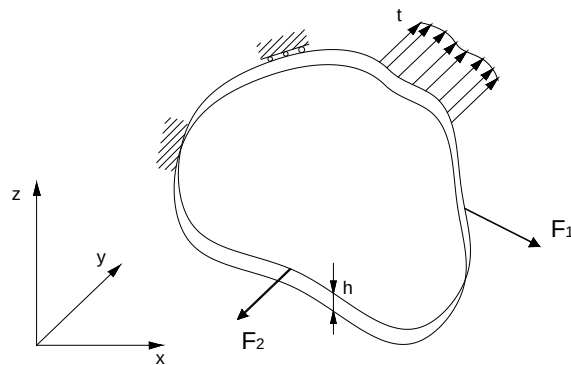


Fig.1.1 Gjendja e sforcuar plane

1.1.3 Ekuacionet kryesore të Teorisë së Elasticitetit

1.3.1.1 Ekuacionet dinamike të ekuilibrit

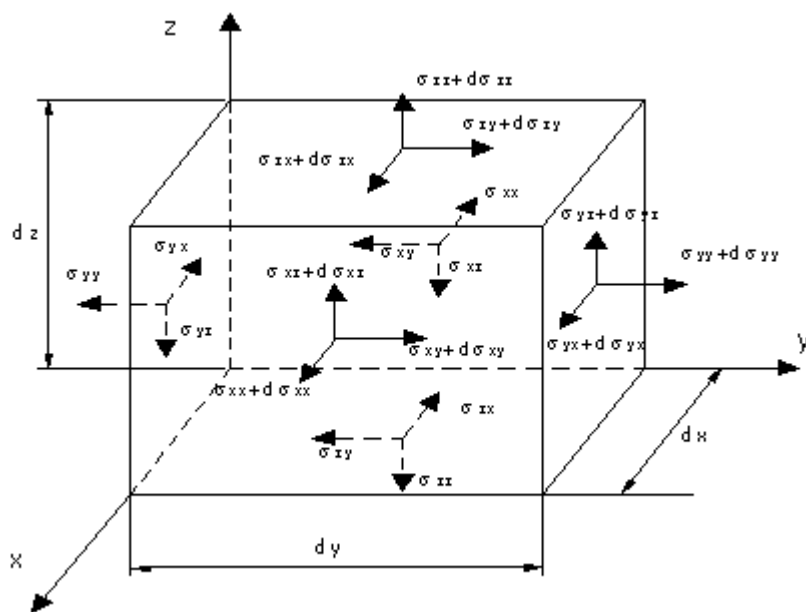


Figura 1.2. Ekuilibri i elementit volumor

- Në hapësirë kemi tre ekuacione

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zx}}{\partial z} + f_x &= \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zy}}{\partial z} + f_y &= \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \sigma_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_{zz}}{\partial z} + f_z &= \rho \frac{\partial^2 u_z}{\partial t^2}\end{aligned}\quad (1.4)$$

ku:

$\rho \ddot{u}_x dx dy dz$ - forcat e inercisë; f_x, f_y, f_z - forcat volumore për njësi volumi

- Në plan kemi dy ekuacione

$$\begin{aligned}\frac{\partial \sigma_{xx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial y} + f_x &= \rho \frac{\partial^2 u_x}{\partial t^2} \\ \frac{\partial \sigma_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_{yy}}{\partial y} + f_y &= \rho \frac{\partial^2 u_y}{\partial t^2}\end{aligned}\quad (1.5)$$

ose $\mathbf{D}^* \boldsymbol{\sigma} + \mathbf{f} = \rho \ddot{\mathbf{u}}$

ku:

$\mathbf{f}_x$ dhe $\mathbf{f}_y$ janë vektori i forcave volumore (të matura në njësi volumi) sipas drejtimeve x dhe y,
 ρ – dendësia e materialit

$$D^* = \begin{bmatrix} \partial/\partial x & 0 & \partial/\partial y \\ 0 & \partial/\partial y & \partial/\partial x \end{bmatrix}; \quad \boldsymbol{\sigma} = \begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{f} = \begin{Bmatrix} f_x \\ f_y \end{Bmatrix}; \quad \mathbf{u} = \begin{Bmatrix} u_x \\ u_y \end{Bmatrix}$$

1.1.3.2 Ligji i Hukut (Hooke's law)

Ligji i përgjithshur i Hukut për materialin anizotrop $\boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D}\boldsymbol{\epsilon}$

D- matrica e materialit, konstantet merren nga eksperimentet.

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx} \\ \sigma_{yy} \\ \sigma_{zz} \\ \sigma_{yz} \\ \sigma_{xz} \\ \sigma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{13} & d_{14} & d_{15} & d_{16} \\ & d_{22} & d_{23} & d_{24} & d_{25} & d_{26} \\ & & d_{33} & d_{34} & d_{35} & d_{36} \\ & & & d_{44} & d_{45} & d_{46} \\ & sim & & & d_{55} & d_{56} \\ & & & & & d_{66} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx} \\ \epsilon_{yy} \\ \epsilon_{zz} \\ \epsilon_{yz} \\ \epsilon_{xz} \\ \epsilon_{xy} \end{Bmatrix} \quad d_{ij}=d_{ji} \quad (1.6)$$

- Për materialin izotrop matrica e materialit D reduktohet në:

$$D = \begin{bmatrix} d_{11} & d_{12} & d_{12} & 0 & 0 & 0 \\ & d_{11} & d_{12} & 0 & 0 & 0 \\ & & d_{11} & 0 & 0 & 0 \\ & & & (d_{11} - d_{12})/2 & 0 & 0 \\ sim & & & & (d_{11} - d_{12})/2 & 0 \\ & & & & & (d_{11} - d_{12})/2 \end{bmatrix}$$

$$d_{11} = \frac{E(1-\nu)}{(1-2\nu)(1+\nu)}; \quad d_{12} = \frac{E\nu}{(1-2\nu)(1+\nu)}; \quad G = \frac{d_{11} - d_{12}}{2} = \frac{E}{2(1+\nu)}$$

a) Për gjëndjen e sforcuar plane:

$$D = \frac{E}{(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & (1-\nu)/2 \end{bmatrix}$$

b) Për gjëndjen e deformuar plane $\epsilon = C \sigma$

$$C = \frac{E(1-\nu)}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} 1 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 \\ \frac{\nu}{(1-\nu)} & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{(2(1-\nu))} \end{bmatrix}$$

1.1.3.3 Kushtet në kontur

Janë dy kushte kufitare: zhvendosjet në kontur dhe forcat në kontur

- Kushtet e zhvendosjeve ose kushtet kinematike shkruhen thjesht:

$$u = \bar{u}; \quad v = \bar{v}; \quad w = \bar{w}$$

Këto kushte tregojnë tipin e mbështetjes së pllakës (lidhjet) dhe reaksionet e tyre.

- Forcat në kontur: $\{p^*\} = [T] \bullet \{n\}$

ku: $\{n\} = \begin{bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{bmatrix}$ janë kosinuset drejtuese të konturit të pllakës

$$\begin{Bmatrix} p_x^* \\ p_y^* \\ p_z^* \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \sigma_{xx} & \sigma_{xy} & \sigma_{xz} \\ \sigma_{yx} & \sigma_{yy} & \sigma_{yz} \\ \sigma_{zx} & \sigma_{zy} & \sigma_{zz} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} n_x \\ n_y \\ n_z \end{Bmatrix} \quad (1.7)$$

1.1.3.4 Ekuacionet e vazhdueshmërisë

$$\begin{aligned}
 \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x^2} &= 0 & \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial x \partial y} &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial x} \left(-\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} \right) \\
 \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial z^2} - \frac{\partial^2 \varepsilon_{yz}}{\partial y \partial z} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial y^2} &= 0 & \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x \partial z} &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} - \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} + \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} \right) \\
 \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x^2} - \frac{\partial^2 \varepsilon_{xz}}{\partial x \partial z} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial z^2} &= 0 & \frac{\partial^2 \varepsilon_{zz}}{\partial x \partial y} &= \frac{1}{2} \frac{\partial}{\partial z} \left(\frac{\partial \varepsilon_{yz}}{\partial x} + \frac{\partial \varepsilon_{xz}}{\partial y} - \frac{\partial \varepsilon_{xy}}{\partial z} \right)
 \end{aligned} \tag{1.8}$$

- Për gjëndjen e sforcur plane kemi vetëm një ekuacion vazhdueshmërie:

$$\frac{\partial^2 \varepsilon_{xx}}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \varepsilon_{xy}}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varepsilon_{yy}}{\partial x^2} = 0 \tag{1.9}$$

1.1.3.5 Ekuacionet që shprehin marrëdhënien deformim - zhvendosje:

$$\begin{aligned}
 \varepsilon_{xx} &= \frac{\partial u_x}{\partial x}; & 2\varepsilon_{xy} &= \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right) \\
 \varepsilon_{yy} &= \frac{\partial u_y}{\partial y}; & 2\varepsilon_{yz} &= \left(\frac{\partial u_y}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial y} \right) \\
 \varepsilon_{zz} &= \frac{\partial u_z}{\partial z}; & 2\varepsilon_{xz} &= \left(\frac{\partial u_x}{\partial z} + \frac{\partial u_z}{\partial x} \right)
 \end{aligned} \tag{1.10}$$

Për planin kemi :

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u_x}{\partial x}; \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial u_y}{\partial y}; \quad 2\varepsilon_{xy} = \left(\frac{\partial u_x}{\partial y} + \frac{\partial u_y}{\partial x} \right)$$

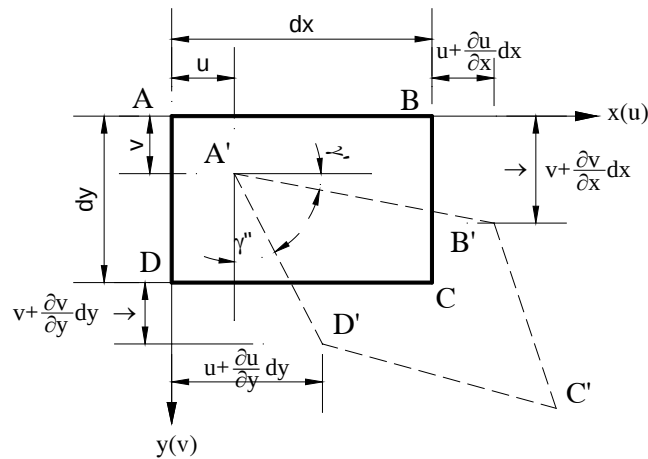


Figura 1.3 Zhvendosjet

1.2 TEORIA E PLLAKAVE

1.2.1 Historiku i zhvillimit të teorisë së pllakave

Impulsi i parë i problemit të pllakës rezultoi që në 1776 nga Euler, si një formulim matematikor për lëkundjet e lira të pllakes [2]. Chladni, një fizikant gjerman, zbuloi forma të ndryshme të lëkundjeve të lira, nëpërmjet eksperimenteve në pllaka horizontale dhe pluhurit të shpërndarë uniformisht mbi to. Bernuli u përpoq të shpjegonte teorikisht rezultatet e këtyre eksperimenteve akustike. Zgjidhja e Bernulit u mbështet në rezultatet e punëve të mëparshme dhe u konkludua në teorinë Euler- Bernuli për trarët në përkulje. Ai e trajtoi pllakën të ndarë në rripa përpindikular me njëri- tjetrin që funksionojnë si trarë. Matematikani francez Germain zhvilloi ekuacionin diferencial të pllakës që nuk përfshinte efektin përdredhës; akademia franceze i akordoi një çmim në 1816 për punën e tij. Langrazhi e plotësoi këtë mungesë në ekuacion, dhe u bë i pari që paraqiti ekuacionin e përgjithshëm të pllakës më të plotë.

Koshi dhe Puanso ishin të parët që formuluan problemin e pllakës në përkulje bazuar në ekuacionet themelore të Teorisë së Elasticitetit. Në zbërthimin e parametrave karakteristik në seri, në varësi të distancës nga plani mesatar, ata konsideruan vetëm termat e rendit të parë. Në këtë mënyrë ata arritën të gjenin ekuacionin diferencial bazë të deformimeve që u përputh plotësisht me ekuacionin German- Langrazhe.

Në 1829, Puanso zbërtheu me sukses ekuacionin e pllakës nën ngarkesa statike. Në këtë zgjidhje ngurtësia në përkulje "D" u pranua konstante. Puanso sygjeroi vendosjen e tre kushteve kufitare për çdo pikë në kufij të pllakës. Numri i këtyre kushteve dhe natyrës së tyre u bënë objekt kërkimesh shkencore të mëvonshme.

Teoria e parë e suksesshme e pllakës së përkulur lidhet me Navier, i cili e konsideroi trashësinë e pllakës në ekuacionin e përgjithshëm si funksion të ngurtësisë "D". Ai prezantoi një metodë "të saktë", që e transformoi ekuacionin diferencial në një shprehje algebrike duke përdorur serinë trigonometrike Furie.

Në 1850 Kirkofi publikoi tezën e tij për pllakat e holla, e cila gjen zbatim dhe sot me hipotezat që pranoi. Ai thjeshtoi gjëndjen e sforcuar tre dimensionale sipas teorisë së elasticitetit.

Teoria e Kirkofit ndihmoi për të sqaruar fizikën e problemit të pllakës së përkulur dhe promovoi përdorimin e gjerë të saj në praktikë.

Libri i Kirkofit u përkthye nga Klebshi. Përkthimi përmban shumë komente vlerësuese nga Sen-Venani, ku më i rëndësishmi ishte zgjerimi i ekuacionit diferencial të Kirkofit si kombinim të përkuljes dhe forcave aksiale. Ai vërtetoi që seria e propozuar si zgjidhje nga Koshi dhe Puanso divergjon.

Zgjidhja e pllakës katërkëndore me dy mbështetje të lira paralele dhe me mbështetje cfarëdo në dy drejtimet e tjera u bë nga Levi në fund të shekullit të XIX.

Galerkin aplikoi një metodë të re për analizën e pllakës në përkulje. Ai analizoi një numër të madh të pllakave në përkulje të formave të cfarëdoshme dhe i prezantoi në një monografi.

Timoshenko dha një kontribut të rëndësishëm në teorinë dhe aplikimin e teorisë së pllakave në përkulje. Ai bashkë me Woinowsky-Krieger publikuan disa monografi, ku janë përfshirë shumë analiza të thelluara të pllakave në përkulje.

Studime të mëtijshme në fushën e teorisë së pllakës në përkulje dhe aplikime të ndryshme janë mbajtur nga Henki, Huber, von Karman, Nadai, Fö ppl, etj.

Henki prezantoi teorinë e deformimeve të pllakës së përkulur si dhe teorinë e përgjithshme të qëndrueshmërisë elastike të pllakës.

Nadai zgjeroi investigimet teorike dhe eksperimentale duke saktësuar më shumë teorinë e Kirkofit për pllakat e holla. Ai trajtoi tipe të ndryshme të singularitetit në pllaka gjatë aplikimit të forces së përqendruar, efektet e mbështetjes pikësore, etj.

Ekuacionin e përgjithshëm për deformimet e mëdha të pllakave shumë të holla u thjeshtua nga Fö ppl, i cili përdori funksionin e sforcimeve në planin mesatar të pllakës. Gjithsesi, formën finale të ekuacionit diferencial për teorinë e deformimeve të mëdha e realizoi von Karman. Ai investigoi dhe dukurinë e epjes së pllakave të holla.

Huber zhvilloi teorinë e pllakave orthotropike dhe zgjidhi pllakën e vendosur nën ngarkesën e shpërndare josimetrike dhe momentet në kontur. Bazat e teorisë për pllakat anizotropike e bëri Gering dhe Businessku. Leknitski dha një kontribut kryesor në teorinë e pllakave me anizotropi lineare dhe jolineare, dha metodën e variablave kompleks për zgjidhjen e tyre.

E. Reissner zgjeroi teorinë e pllakës së përkulur duke konsideruar dhe deformimet e shkaktuara nga prerja. Në ish- Bashkimin Sovjetik puna e Volmir dhe Panov u përqëndrua në zgjidhjen e problemit të pllakave jolineare.

Problemi i epjes së pllakave të holla (the buckling problem) nga veprimi i një force aksiale N_x u aplikua nga Navier. Më tej u studiuan raste me ngarkesë aksiale konstante në dy drejtime fillimisht nga Brajan me metodën energjitike; Cox dhe Hartman dhanë zgjidhje për raste të ndryshme të pllakave të holla katrore në shtypje; Dinnik, Nadai dhe Meissner plotësuan problemin e pllakave rrethore në shtypje.

Ekuacionin diferencial të lëvizjes për pllakat e holla, mund ta përfitojmë duke përdorur principin e punëve të Dalamberit, bazuar në ruajtjen e energjisë. Zgjidhjen e parë të saktë për lëkundjet e lira në pllakat katrore, ku dy anë janë mbështetje të lira e arriti Voight. Ritz përdori problemin e lëkundjeve të lira të një pllake katrore me mbështetje të lirë për të demonstruar metodën e tij të njohur në zgjerimin e principit të Releit për të marrë frekuencat dominante të lëkundjeve.

Puanso analizoi ekuacionin e lëkundjeve të lira në pllakat rrethore. Monografite e Timoshenkos, Young, Den Hartog, Thompson përmbajnë analiza llogaritëse të lëkundjeve të lira, të forcave vibruese për forma të ndryshme pllakash.

Trendi i këtyre viteve të fundit në zhvillimin e teorisë së pllakave është karakterizuar nga arritjet e zgjidhjeve të shpejta kompjuterike, të orientuara nga metoda numerike, duke konsideruar efekte të ndryshme fizike, të natyrës së forcave, të mbështetjeve, etj.

1.2.2 Klasifikimi i pllakave

Pllaka është elementi strukturor i rrafshët në të cilin një prej dimensioneve është shumë herë më i vogël se dy të tjerat [3], [5]. Kjo është trashësia e pllakës dhe shënohet “h”. Në bazë të trashësisë ka disa klasifikime për pllakat, por dy janë kategoritë kryesore:

1. Grupi i parë janë pllakat e trasha (*thick plates*) që kanë raportin $a/h \leq 8 \div 10$. Analiza e këtyre elementëve përfshin gjithë komponentet e sforcimeve, deformimeve dhe zhvendosjeve të trupit të ngurtë solid, duke përdorur ekuacionet e përgjithshme tre-dimensionale të elasticitetit.

2. Grupi i dytë përfshin pllakat me raportin $a/h \geq 80 \div 100$. Këto emërtohen *membranë* dhe përjashtohen nga analiza në përkulje. Ato përballojnë ngarkesat e jashtme nga forcat aksiale në tërheqje (dhe forcat prerëse) që veprojnë në planin mesatar .

3. Grupi më i gjerë përfaqësohet nga pllakat e holla (*thin plate*) me raportin $8 \div 10 \leq a/h \leq 80 \div 100$. Në varësi të raportit të uljes maksimale me trashësinë e pllakës w/h ky grup klasifikohet më tej në:

a) *pllakë rigjide* $w/h \leq 0.2$. Këto pllaka janë rigjide në përkulje dhe përballojnë ngarkesat dy dimensionale nga momenti i brendshëm, momenti përdredhes dhe forcat prerëse. Deformimi i planit mesatar dhe forcat membranore neglizhohen. Një karakteristikë kryesore e pllakave rrigjide është që ekuacionet statike të ekuilibrit për një element pllakë mund të ndërtohen për një konfigurim origjinal (të padeformuar) të pllakës.

b) *pllakat fleksibël* $w/h > 0.2$ Në këtë rast uljet shoqërohen me një deformim të planit mesatar. Këto pllaka përfaqësojnë një kombinim të pllakës rigjide me pllakën e përkulur.

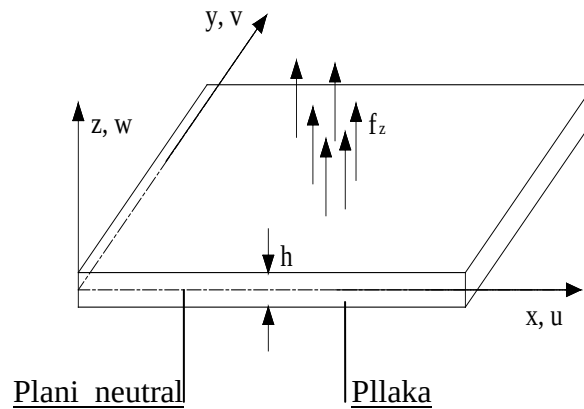


Figura 1.4 Elementi pllake

Ekzistojnë dy teori për gjëndjen e sforcuar dhe të deformuar të pllakës në përkulje [2],[3],[4]:

Teoria e parë e Kirkofit (Kirchhoff's theory) [3], që njihet dhe si teoria klasike e pllakave, e cila vlen për pllakat e holla. Teoria e dytë për pllakat e trasha e *Mindlin- Reissner* (Reissner, 1945; Mindlin, 1951) [4],[13], e njohur si teoria e deformimeve prerëse e rendit të parë (*first order shear deformation theory*).

Teoria klasike është shumë praktike për aq kohë sa mund të neglizhojmë deformimet nga prerja.

1.2.3 Teoria klasike

Teoria e Kirkofit pranon që normalet me planin neutral të pllakës (në mesin e trashësisë së pllakës) të padeformuar mbeten të drejta dhe normale pas deformimit ose përkuljes [7]. Kjo do të thotë që: $\varepsilon_{xz} = 0$, $\varepsilon_{yz} = 0$

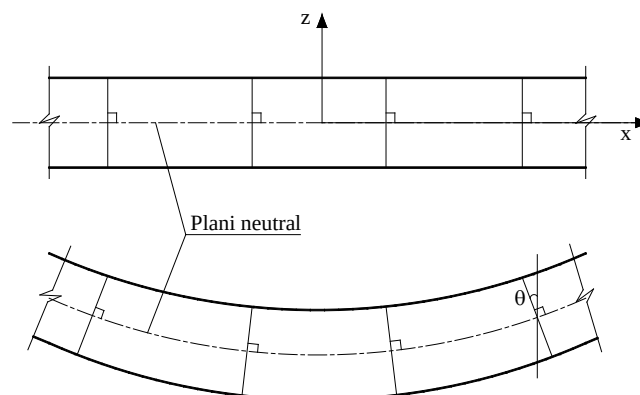


Fig. 1.5 Deformimet në planin neutral sipas (CPT) [2]

- Materiali pranohet me sjellje elastike, gjen zbatim ligji i përgjithshur i Hukut
- Plani mesatar mbetet i padeformuar gjatë përkuljes kështu do ta quajmë - plan neutral
- Moduli në prerje neglizhohet

- Zhvendosjet paralel me pllakën në planin neutral të padeformuar u, v në distancë z nga aksi neutral mund të shprehen:

$$u = -z \frac{\partial w}{\partial x} \quad \varepsilon_{zz} = \frac{\partial w}{\partial z} = 0$$

$$v = -z \frac{\partial w}{\partial y} \quad \varepsilon_{zx} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial x} + \frac{\partial u}{\partial z} \right) = 0; \quad \varepsilon_{zy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial w}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial z} \right) = 0$$

ku: w - është zhvendosja në planin mesatar të pllakës në drejtimin z .

Marrëdhënia midis deformimeve dhe zhvendosjeve:

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial x^2}$$

$$\varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y} = -z \frac{\partial^2 w}{\partial y^2}$$

$$\varepsilon_{xy} = \frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} = -2z \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$\boldsymbol{\varepsilon} = -z \mathbf{L} w \quad (1.11) \quad \text{ku} \quad \mathbf{L} = \begin{bmatrix} \frac{\partial^2}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2}{\partial x \partial y} \end{bmatrix} \quad - \text{operatori diferencial}$$

Ligji i Hukut për gjëndjen plane, 2D

Për gjëndjen e sforcuar plane $\sigma_{zz} = \sigma_{xz} = \sigma_{yz} = 0 \quad \boldsymbol{\sigma} = \mathbf{D} \boldsymbol{\varepsilon}$

Për gjëndjen e deformuar plane $\varepsilon_{zz} = \varepsilon_{xz} = \varepsilon_{yz} = 0 \quad \boldsymbol{\varepsilon} = \mathbf{C} \boldsymbol{\sigma}$

1.2.4 Sforcimet dhe Momentet për pllakën në përkulje

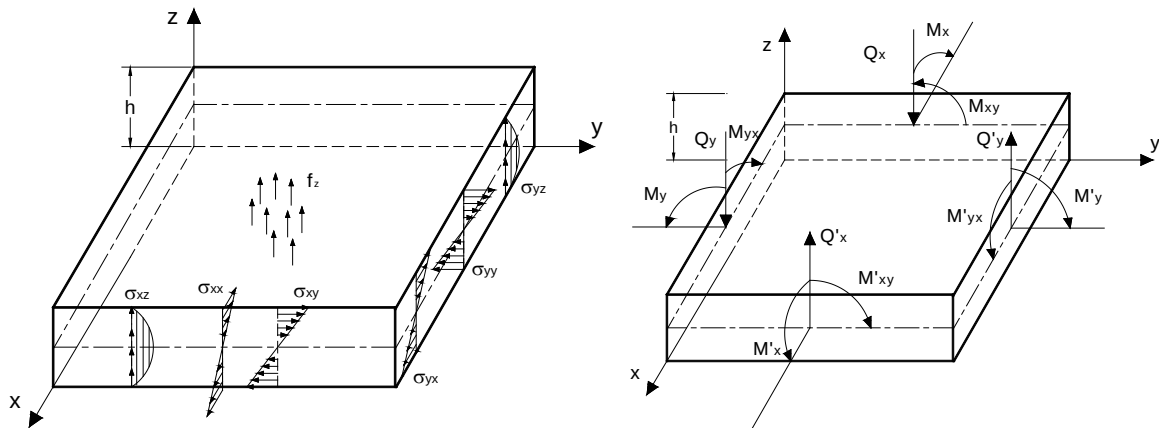


Fig. 1.6 Sforcimet, momentet dhe forcat prerëse për pllakën e përkulur

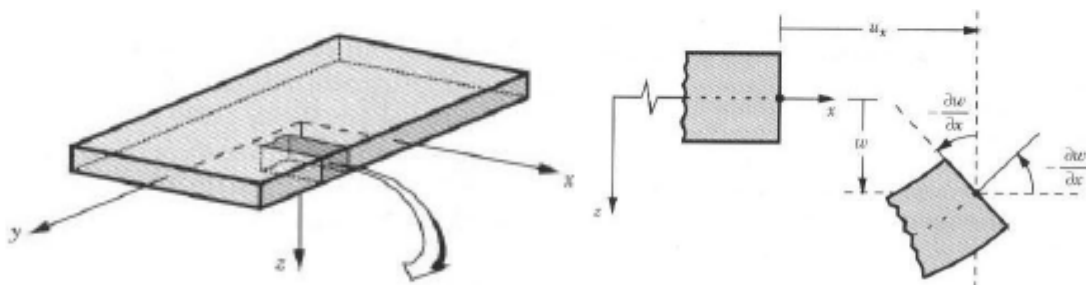


Fig.1.7 Deformimet sipas teorisë klasike CPT [3]

$$\sigma = -zDLw$$

$$M_p = \begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = \int_A \sigma z dA = -D \left(\int_A z^2 dA \right) Lw = -\frac{h^3}{12} DLw$$

$$M_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xx} z dz; \quad M_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yy} z dz; \quad M_{xy} = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xy} z dz; \quad Q_x = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{xz} dz; \quad Q_y = \int_{-h/2}^{h/2} \sigma_{yz} dz$$

$$\begin{Bmatrix} M_x \\ M_y \\ M_{xy} \end{Bmatrix} = -D \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1-\nu \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \\ \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} = -\frac{E}{12(1-\nu^2)} \begin{bmatrix} 1 & \nu & 0 \\ \nu & 1 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{1-\nu}{2} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \frac{\partial^2 w_0(x,y)}{\partial x^2} \\ \frac{\partial^2 w_0(x,y)}{\partial y^2} \\ 2 \frac{\partial^2 w_0(x,y)}{\partial x \partial y} \end{Bmatrix} \quad (1.12)$$

Nga shuma e forcave sipas drejtimit z kemi:

$$\left(\frac{\partial Q_x}{\partial x} dx \right) dy + \left(\frac{\partial Q_y}{\partial y} dy \right) dx + \left(f_z - \rho h \ddot{u} \right) dx dy = 0$$

$$\frac{\partial Q_x}{\partial x} + \frac{\partial Q_y}{\partial y} + f_z = \rho h \ddot{u}$$

$$Q_x = \frac{\partial M_x}{\partial x} + \frac{\partial M_{xy}}{\partial y}$$

nga i cili vërtetohet që $M_{yx} = M_{xy}$

$$Q_y = \frac{\partial M_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial M_y}{\partial y}$$

Ekuacioni diferencial i pllakës në përkulje :

$$\boxed{D \left(\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial^2 x \partial^2 y} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} \right) + \rho h \ddot{u} = f_z} \quad (1.13)$$

ku: $D = \frac{Eh^3}{12(1-\nu^2)}$ - ngurtësia në përkulje e pllakës

Nëse i zëvendësojmë këto marrim:

$$M_x = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right)$$

$$M_y = -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) \quad (1.14)$$

$$M_{xy} = M_{yx} = -(1-\nu)D \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y} = -\frac{Gt^3}{6} \cdot \frac{\partial^2 w}{\partial x \partial y}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xx} &= \frac{M_{xx}z}{\left(\frac{h^3}{12} \cdot 1\right)} = \frac{M_{xx}z}{I} & \sigma_{xy} &= \frac{M_{xy}z}{\frac{h^3}{12}} = \frac{M_{xy}z}{I} \\ \sigma_{yy} &= \frac{M_{yy}z}{\left(\frac{h^3}{12} \cdot 1\right)} = \frac{M_{yy}z}{I} & \sigma_{xz} &= Q_x \frac{2\left(\frac{h^2}{4} - z^2\right)}{\frac{h^3}{12}} = \frac{Q_{xx}S_y^0}{I_y} \\ & & \sigma_{yz} &= \frac{Q_{yy}S_x^0}{I_x}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}Q_x &= -D \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial x^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial y^2} \right) \\ Q_y &= -D \frac{\partial}{\partial y} \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right)\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\sigma_{xx}|_{\max}^{\min} &= \pm \frac{6M_{xx}}{h^2} = \pm \frac{M_{xx}}{W} \\ \sigma_{yy}|_{\max}^{\min} &= \pm \frac{6M_{yy}}{h^2} = \pm \frac{M_{yy}}{W} & \sigma_{xz}|_{\max} &= \frac{Q_x S_y^0}{I_y} = \frac{3}{2} \frac{Q_x}{h} \\ \sigma_{xy}|_{\max}^{\min} &= \pm \frac{6M_{xy}}{h^2} = \pm \frac{M_{xy}}{W} & \sigma_{yz}|_{\max} &= \frac{Q_y S_x^0}{I_x} = \frac{3}{2} \frac{Q_y}{h}\end{aligned} \quad (1.15)$$

Për pllakat katrore duhet të plotësohen kushtet kufitare si më poshtë [6]:

1. Mbështetje e lirë anësore (përgjatë $y=\text{kostant}$):

$$\left. \begin{aligned}w(x, y) &= 0 \\ M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0\end{aligned} \right\} \text{për } y = \text{kostant} \text{ dhe } 0 \leq x \leq a$$

2. E inkastruar (përgjatë $y=\text{kostant}$):

$$\left. \begin{aligned}w(x, y) &= 0 \\ \frac{\partial w}{\partial y}(x, y) &= 0\end{aligned} \right\} \text{për } y = \text{kostant} \text{ dhe } 0 \leq x \leq a$$

3. E lirë (përgjatë $y=\text{kostant}$):

$$\left. \begin{aligned}M_y &= -D \left(\frac{\partial^2 w}{\partial y^2} + \nu \frac{\partial^2 w}{\partial x^2} \right) = 0 \\ Q_y + \frac{\partial M_{yx}}{\partial x} &= \text{forca prerëse} \\ &= -(2 - \nu)D \left(\frac{\partial^3 w}{\partial x^2 \partial y} \right) - D \frac{\partial^3 w}{\partial y^3} = 0\end{aligned} \right\} \text{për } y = \text{kostant} \text{ dhe } 0 \leq x \leq a$$

Sipas teorisë klasike zhvendosja $w(x,y)$ gjendet nga zgjidhja e ekuacioneve të ekuilibrit, në bazë të forcës së jashtme. Nqs zëvendësoj shprehjet e forcave prerëse tek ekuacionet e dytë dhe të tretë të ekuilibrit, ata kënaqën automatikisht dhe të parin kështu që kemi:

$$\left\{ \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{p}{D} \right\}$$

Mbetet të zgjidhet ekuacioni diferencial i rendit të katërt. Me përcaktimin e zhvendosjes $w(x,y)$, gjenden deformimet relative, sforcimet dhe momentet. Zgjidhja është e mundur kur kemi konfiguracion të rregullt të pllakës (katërkëndore ose rrethore), ngarkesë të thjeshtë dhe kushte kufitare të përcaktuara.

Përdorimi i metodës së elementëve të fundëm ofron mundësi për zgjidhjen e pllakave me forma të ndryshme planare dhe ngarkesë të çfarëdoshme.

1.2.5 Teoria e deformimeve prerëse e rendit të parë (Mindlin- Reissner)

Kjo teori zbatohet në pllakat e trasha ku merren në konsideratë deformimet në prerje dhe efektet e inercisë së rrotullimit (rotary inertia effects) [13]. Teoria e tyre nuk e pranon hipotezën që seksionet pingul me akset mbeten pingul dhe pas deformimit.

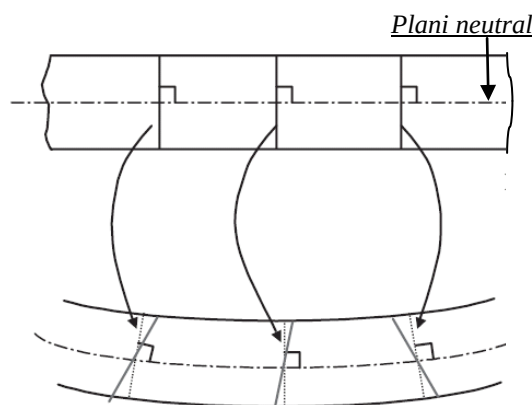


Fig. 1.8 Deformimet ne planin neutral sipas (SPT) [2]

Kjo do të thotë që $\varepsilon_{xz} \neq 0$ dhe $\varepsilon_{yz} \neq 0$. Zhvendosjet paralel me planin e mesit të padeformuar të pllakës u dhe v , në një distance z nga aksi qëndror, shprehen si më poshtë:

$$u = z \theta_y$$

$$v = -z \theta_x$$

ku: θ_x dhe θ_y janë përkatësisht rrotullimet sipas aksit x dhe y të vijës normale me planin e mesit të pllakës para deformimit.

Deformimet jepen: $\varepsilon = -z \mathbf{L} \theta$

$$\text{ku: } L = \begin{bmatrix} -\frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ -\frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix} \quad \theta = \begin{Bmatrix} \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \frac{\partial w}{\partial y} \\ -\frac{\partial w}{\partial x} \end{Bmatrix} \quad \gamma = \begin{Bmatrix} \varepsilon_{xz} \\ \varepsilon_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_y + \partial w / \partial x \\ -\theta_x + \partial w / \partial y \end{Bmatrix} \quad (1.16)$$

Nqs neglizhojmë deformimet tërthore marrim :

$$\begin{aligned} \theta_x &= \frac{\partial w}{\partial y} \\ \theta_y &= -\frac{\partial w}{\partial x} \end{aligned} \quad \text{si në teorinë klasike.}$$

$$\tau = \begin{Bmatrix} \tau_{xz} \\ \tau_{yz} \end{Bmatrix} = k \begin{bmatrix} G & 0 \\ 0 & G \end{bmatrix} \gamma \quad (1.17)$$

ku G- moduli në prerje dhe k një kostante që merret $\pi^2/12$ ose 5/6.

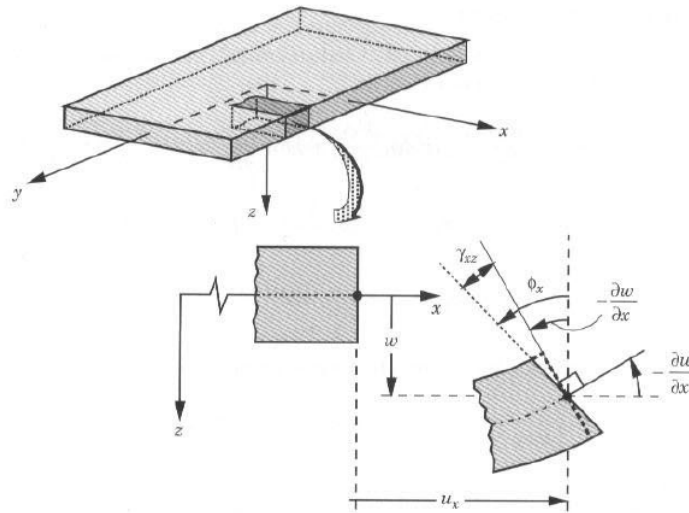


Fig. 1.9 Deformimet sipas teorisë Mindlin-Reissner, SDT [3]

1.3 METODA E ELEMENTËVE TË FUNDËM PËR PLLAKËN NË PERKULJE

1.3.1 MEF për elementët në plan 2D

Forcat që veprojnë në këto elementë dhe për rrjedhojë dhe deformimet do të shtrihen në këtë plan. Konceptet bazë, procedura, formulimi gjendet tek librat e Zienkiewicz dhe Taylor, 2000 [17],[18]. Elementët dy përmasorë nuk janë gjendja reale e strukturës, por duke pranuar dhe përafëruar rezultatet e një analize, përfundimet janë të kënaqshme dhe me një kosto më të ulët se analiza 3D e strukturave [14], [15], [16]. Për një analizë të tillë është e domosdoshme njohja dhe dallimi i gjëndjes së sforcuar plane nga gjendja e deformuar plane. Nëse kemi një element pllakë dhe forcat e jashtme veprojnë në planin e pllakës, atëherë kemi një gjëndje të sforcuar plane (kjo ndodh kur dimensionin e tretë, trashësia është shumë herë më e vogël se dy të tjerat). Efekti presionit të ujit mbi digën modelohet si gjëndje e deformuar plane. Në rastin e gjëndjes së deformuar plane trashësia e strukturës (sipas drejtimit -z) është relativisht e madhe krahasuar me dimensionet e tjera, dhe presioni (ngarkesa) është uniformisht e shpërndarë në gjatësi, për rrjedhojë deformimi pranohet i njëjtë gjatë gjithë trashësisë.

Gjithsesi, formulimi i gjëndjes së sforcuar dhe të deformuar plane është i njëjtë, përveç ndryshimit të koeficientëve në matricën e materialit.

Aplikimi i metodës së elementëve të fundëm në analizën 2D përmban:

1. Ndërtimin e funksioneve të formës $[N]$ *shape functions*
2. Formulimin e matricës së deformimeve $[B]$ *strain matrix*
3. Llogaritjen e koeficientëve të matricës së ngurtësisë duke përdorur $[N]$ dhe $[B]$.
4. Zgjidhjen e ekuacioneve $[K]\{\delta\}=\{P\}$
5. Forcat e brendshme në element

1.3.1.1 Elementi trekëndor linear

Elementi trekëndor linear është elementi më i thjeshtë i përdorur për herë të parë në MEF. Ai përbëhet nga 3 nyje me dy shkallë lirie në nyje.

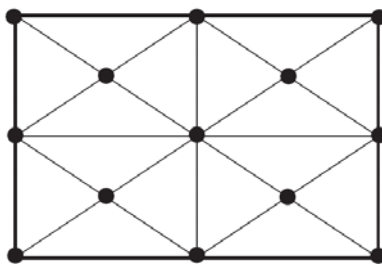


Fig. 1.10 Pllaka katërkëndore e ndarë në rrjetë me elementë trekëndor

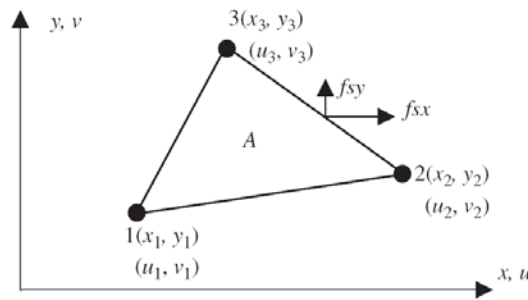


Fig.1.11 Elementi trekëndor linear

Zhvendosjet pranohen në varësi të zhvendosjeve nyjore dhe funksioneve të formës.

$$\mathbf{U}_h = \mathbf{N}(x, y) \mathbf{d}_e$$

$$\{d\} = \begin{cases} \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \end{Bmatrix} & \text{zhvendosjet në nyjen 1} \\ \begin{Bmatrix} u_2 \\ v_2 \end{Bmatrix} & \text{zhvendosjet në nyjen 2} \\ \begin{Bmatrix} u_3 \\ v_3 \end{Bmatrix} & \text{zhvendosjet në nyjen 3} \end{cases}$$

{d}- vektori i zhvendosjeve nyjore

$$[N] \text{- matrica e formës} \quad [N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 \end{bmatrix}$$

ku: N_i ($i=1,2,3$) janë funksionet e formës për çdo nyjë të elementit trekëndor

$$u^h(x, y) = N_1(x, y)u_1 + N_2(x, y)u_2 + N_3(x, y)u_3$$

$$v^h(x, y) = N_1(x, y)v_1 + N_2(x, y)v_2 + N_3(x, y)v_3 \quad (1.18)$$

▪ Funksionet e formës

Zgjedhja e funksioneve të formës për çdo tip elementi është hapi më i rëndësishëm i MEF. Në bazë të tyre ne rritim saktësinë e rezultateve të analizave të ndryshme.

Për elementin trekëndor zgjedhim fillimisht funksionin linear:

$$N_i = a_i + b_i x + c_i y \quad \text{ose} \quad N_i = \begin{pmatrix} 1 & x & y \end{pmatrix} \begin{Bmatrix} a_i \\ b_i \\ c_i \end{Bmatrix} = \mathbf{P}^T \boldsymbol{\alpha} \quad [\mathbf{P}] = \begin{bmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{bmatrix} \quad (1.19)$$

$\boldsymbol{\alpha}$ - vektori i konstanteve që duhet të përcaktohen nga kushtet fillestare.

Funksionet e formës kanë karakteristike që kanë vlerën 1 në nyjën përkatëse dhe zero në nyjet e tjera. Shprehimisht:

$$N_i(x_j, y_j) = \begin{cases} 1 & \text{per } i = j \\ 0 & \text{per } i \neq j \end{cases}$$

Nisur nga ky kusht do të përcaktojmë konstantet a_i, b_i, c_i të funksioneve të formës.

$$\begin{array}{lll} N_1 = a_1 + b_1 x_1 + c_1 y_1 = 1 & N_1 = a_1 + b_1 x_1 + c_1 y_1 = 0 & N_1 = a_1 + b_1 x_1 + c_1 y_1 = 0 \\ N_2 = a_1 + b_1 x_2 + c_1 y_2 = 0 & N_2 = a_1 + b_1 x_2 + c_1 y_2 = 1 & N_2 = a_1 + b_1 x_2 + c_1 y_2 = 0 \\ N_3 = a_1 + b_1 x_3 + c_1 y_3 = 0 & N_3 = a_1 + b_1 x_3 + c_1 y_3 = 0 & N_3 = a_1 + b_1 x_3 + c_1 y_3 = 1 \end{array}$$

nga zgjidhja e sistemit gjejmë:

$$a_1 = \frac{x_2 y_3 - x_3 y_2}{2A_e}; \quad b_1 = \frac{y_2 - y_3}{2A_e}; \quad c_1 = \frac{x_3 - x_2}{2A_e}$$

ku A_e është sipërfaqja e elementit trekëndor që përcaktohet si më poshtë:

$$A_e = \frac{1}{2} |P| = \frac{1}{2} \begin{vmatrix} 1 & x_1 & y_1 \\ 1 & x_2 & y_2 \\ 1 & x_3 & y_3 \end{vmatrix} = \frac{1}{2} [(x_2 y_3 - x_3 y_2) + (y_2 - y_3)x_1 + (x_3 - x_2)y_1]$$

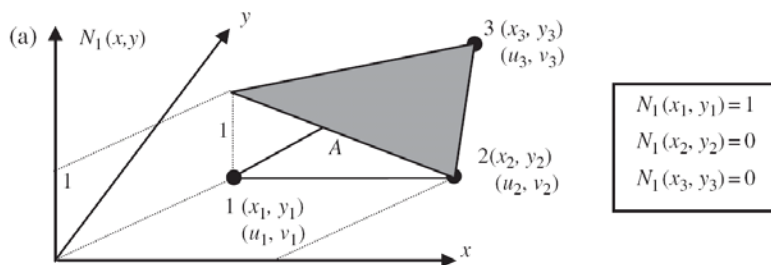
Po të zëvendësojmë konstantet e gjetura a_1, b_1, c_1 tek funksioni i formës në nyjen 1 kemi:

$$N_1 = \frac{1}{2A_e} [(y_2 - y_3)(x - x_2) + (x_3 - x_2)(y - y_2)]$$

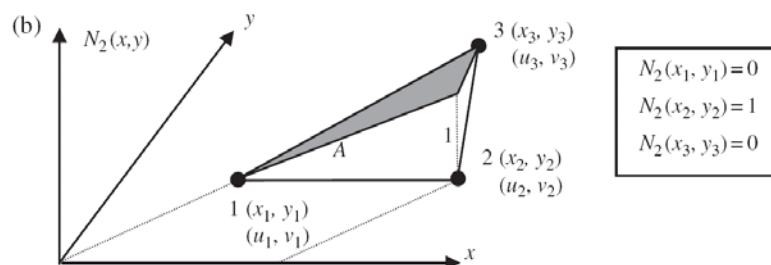
Në të njëjtën mënyrë do vepronim për të gjetur N_2, N_3

$$N_2 = \frac{1}{2A_e} [(y_3 - y_1)(x - x_3) + (x_1 - x_3)(y - y_3)]$$

$$N_3 = \frac{1}{2A_e} [(y_1 - y_2)(x - x_1) + (x_2 - x_1)(y - y_1)]$$



Funksioni i formës N_1



Funksioni i formës N_2

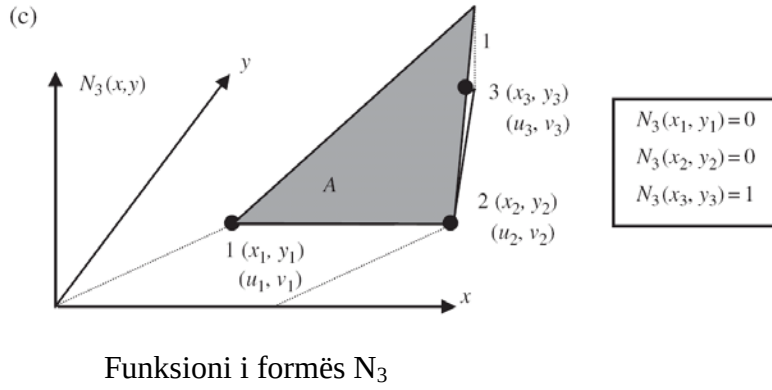


Fig.1.12 Elementi trekëndor linear dhe funksionet e tij të formës

▪ **Matrica e deformimit**

$$\varepsilon_{xx} = \frac{\partial u}{\partial x}; \quad \varepsilon_{yy} = \frac{\partial v}{\partial y}; \quad \varepsilon_{xy} = \frac{1}{2} \left(\frac{\partial u}{\partial y} + \frac{\partial v}{\partial x} \right) \quad (1.20)$$

$$\{\varepsilon\} = [L]\{U\} = [L][N]\{d_e\} = [B]\{d_e\} \quad \text{ku: } [L] = \begin{bmatrix} \frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial y} & \frac{\partial}{\partial x} \end{bmatrix}$$

Nga derivimi i funksioneve të formës marrim matricën e deformimit [B] për elementin trekëndor linear që është konstante:

$$\begin{aligned} a_i &= \frac{1}{2A_e}(x_j y_k - x_k y_j) \\ b_i &= \frac{1}{2A_e}(y_j - y_k) \\ c_i &= \frac{1}{2A_e}(x_k - x_j) \end{aligned} \quad [B] = \begin{bmatrix} b_1 & 0 & b_2 & 0 & b_3 & 0 \\ 0 & c_1 & 0 & c_2 & 0 & c_3 \\ c_1 & b_1 & c_2 & b_2 & c_3 & b_3 \end{bmatrix}$$

Koeficientet e matricës së ngurtësisë

$$k_e = \int_{V_e} B^T DB dV = \int_{A_e} \left(\int_0^h dz \right) B^T DB dA = \int_{A_e} h B^T DB dA \quad (1.21)$$

Meqënëse matrica [B] është konstante, po kështu dhe trashësia e pllakës është konstante koeficientët e matricës së ngurtësisë llogariten nga produkti

$$k_e = h A_e B^T DB$$

▪ **Matrica e masës [m_e]**

$$m_e = \int_{V_e} \rho N^T N dV = \int_{A_e} \left(\int_0^h dx \right) \rho N^T N dA = \int_{A_e} h \rho N^T N dA \quad (1.22)$$

$$[m_e] = \rho h \int_{A_e} \begin{bmatrix} N_1 N_1 & 0 & N_1 N_2 & 0 & N_1 N_3 & 0 \\ 0 & N_1 N_1 & 0 & N_1 N_2 & 0 & N_1 N_3 \\ N_2 N_1 & 0 & N_2 N_2 & 0 & N_2 N_3 & 0 \\ 0 & N_2 N_1 & 0 & N_2 N_2 & 0 & N_2 N_3 \\ N_3 N_1 & 0 & N_3 N_2 & 0 & N_3 N_3 & 0 \\ 0 & N_3 N_1 & 0 & N_3 N_2 & 0 & N_3 N_3 \end{bmatrix} dA$$

Pas integrit marrim:

$$[m_e] = \frac{\rho h A}{12} \begin{bmatrix} 2 & 0 & 1 & 0 & 1 & 0 \\ & 2 & 0 & 1 & 0 & 1 \\ & & 2 & 0 & 1 & 0 \\ sim & & & 2 & 0 & 1 \\ & & & & 2 & 0 \\ & & & & & 2 \end{bmatrix} dA$$

▪ Vektori i forcave nyjore

Do të jetë një vektor 1x6 ku janë vendosur forcat që veprojnë në nyjë sipas drejtimit x dhe y.

Nëse kemi një ngarkesë të shpërndarë "f" psh. gjatë 2-3 ajo do të shpërndahet në nyjet 2 dhe 3 si më poshtë:

$$[f_e] = \frac{l_{2-3}}{2} \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ f_x \\ f_y \\ f_x \\ f_y \end{Bmatrix} \quad [f_e]^T = [f_{1x} \quad f_{1y} \quad f_{2x} \quad f_{2y} \quad f_{3x} \quad f_{3y}]^T \quad (1.23)$$

1.3.1.2 Elementi katërkëndor linear

Elementi katërkëndor përdoret më shumë sot në analizën me MEF, jo vetëm për formën e tij të rregullt, por dhe për saktësinë e rezultateve.

Ai ka katër nyje 1,2,3,4 të emërtuara në sensin orar, me dy shkallë lirie në nyje. Pra, gjithsej kemi tetë shkallë lirie. Elementi ka dimensionet (2ax2b)xh; do të përdorim koordinatat natyrale të vendosura në qendër të elementit ($\xi; \eta$). Marrëdhëniet midis koordinatave fizike (x,y) me

koordinatat natyrale lokale jepet: $\xi = \frac{x}{a}; \quad \eta = \frac{y}{b}$

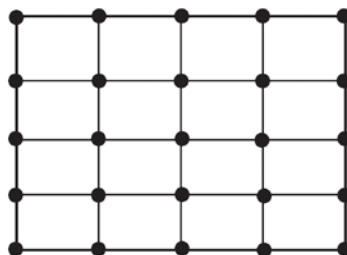


Fig. 1.13 Pllaka katërkëndore, me rrjetë elementin katërkëndor

Vektori i zhvendosjeve jepet nëpërmjet funksioneve interpoluese:

$$U_h = N(x, y) d_e$$

{d}- vektori i zhvendosjeve nyjore

$$\{d\} = \begin{Bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ u_3 \\ v_3 \\ u_4 \\ v_4 \end{Bmatrix} \begin{cases} \text{zhvendosjet në nyjen 1} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 2} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 3} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 4} \end{cases}$$

▪ Funksionet e formës

[N]- matrica e formës

$$[N] = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & N_2 & 0 & N_3 & 0 & N_4 \end{bmatrix} \quad (1.22)$$

$$N_1 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 - \eta); \quad N_3 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta);$$

$$N_2 = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 - \eta); \quad N_4 = \frac{1}{4}(1 - \xi)(1 + \eta)$$

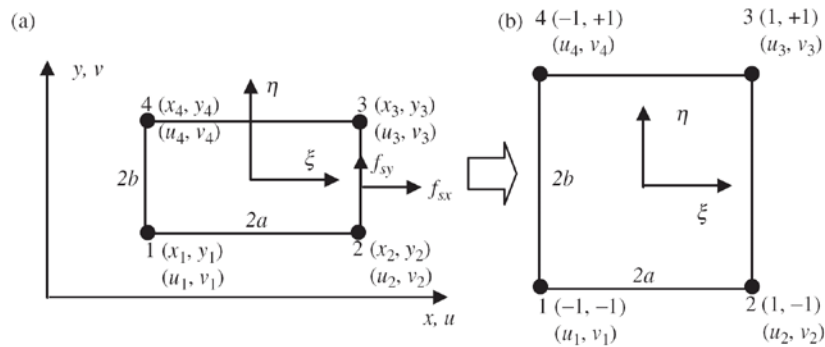


Fig.1.14 Elementi katërkëndor. a) në koordinatat fizike b) në koordinatat natyrale

Këto funksione plotësojnë kushtin që kanë vlerën 1 në nyjën përkatëse dhe vlerën 0 në nyjet e tjera. Psh: për funksionin N_3

$$N_3|_{\text{ne nyjen 1}} = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \Big|_{\substack{\xi=-1 \\ \eta=-1}} = 0 \quad N_3|_{\text{ne nyjen 3}} = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \Big|_{\substack{\xi=1 \\ \eta=1}} = 1$$

$$N_3|_{\text{ne nyjen 2}} = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \Big|_{\substack{\xi=1 \\ \eta=-1}} = 0 \quad N_3|_{\text{ne nyjen 4}} = \frac{1}{4}(1 + \xi)(1 + \eta) \Big|_{\substack{\xi=-1 \\ \eta=1}} = 0$$

Të njëjtën gjë mund të vërtetojmë dhe për N_1, N_2, N_4 .

Funksionet e formës të elementit katërkëndor plotësojnë dhe kushtin që shumën e tyre ka vlerën 1:

$$\sum_{i=1}^4 N_i = N_1 + N_2 + N_3 + N_4 = 1$$

▪ **Matrica e deformimit**

$$[B] = [L][N] = \begin{bmatrix} -\frac{1-\eta}{a} & 0 & \frac{1-\eta}{a} & 0 & \frac{1+\eta}{a} & 0 & -\frac{1+\eta}{a} & 0 \\ 0 & -\frac{1-\xi}{b} & 0 & -\frac{1+\xi}{b} & 0 & \frac{1+\xi}{b} & 0 & \frac{1-\xi}{b} \\ -\frac{1-\xi}{b} & -\frac{1-\eta}{a} & -\frac{1+\xi}{b} & \frac{1-\eta}{a} & \frac{1+\xi}{b} & \frac{1+\eta}{a} & \frac{1-\xi}{b} & -\frac{1+\eta}{a} \end{bmatrix} \quad (1.23)$$

▪ **Matrica e ngurtësisë**

Në koordinata natyrale: $dx dy = ab d\xi d\eta$

$$k_e = \int_A h B^T D B dA = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} ab h B^T D B d\xi d\eta \quad (1.24)$$

▪ **Matrica e masës**

$$m_e = \int_V \rho N^T N dV = \int_A \int_0^h dx \rho N^T N dA = \int_A h \rho N^T N dA = \int_{-1}^{+1} \int_{-1}^{+1} ab h \rho N^T N d\xi d\eta \quad (1.25)$$

Pas integrit me metodën e Gauss-it

$$[m_e] = \frac{\rho h ab}{9} \begin{bmatrix} 4 & 0 & 2 & 0 & 1 & 0 & 2 & 0 \\ & 4 & 0 & 2 & 0 & 1 & 0 & 2 \\ & & 4 & 0 & 2 & 0 & 1 & 0 \\ & & & 4 & 0 & 2 & 0 & 1 \\ & & & & 4 & 0 & 2 & 0 \\ & & & & & 4 & 0 & 2 \\ & & & & & & 4 & 0 \\ & & & & & & & 4 \end{bmatrix}$$

sim

▪ **Vektori i forcave nyjore**

Do të jetë një vektor 1x8 me ngarkesa sipas drejtimit x dhe y.

Nëse kemi ngarkesë të shpërndarë ajo do të ndahet në nyje si më poshtë:

$$f_e = \int_l [N]^T \begin{Bmatrix} f_{sx} \\ f_{sy} \end{Bmatrix} dl \quad [f_e]^T = [f_{1x} \quad f_{1y} \quad f_{2x} \quad f_{2y} \quad f_{3x} \quad f_{3y} \quad f_{4x} \quad f_{4y}]^T \quad (1.26)$$

1.3.1.3 Elementi trekëndor i pllakës në përkulje

Në çdo nyje janë 3 shkallë lirie, zhvendosja w dhe rrotullimet sipas aksit x dhe y janë respektivisht $(\partial w / \partial y)$ dhe $-(\partial w / \partial x)$. Shenja minus në shkallën e lirisë q_3 tregon që nëse ne

marrim pozitive zhvendosjen w , dw në distancë dx nga nyja 1, rrotullimi ($\partial w/\partial x$) rreth oy në nyjen 1 do të jetë i kundërt në drejtim të shkallës së lirisë q_3 (shih figurën 1.15).

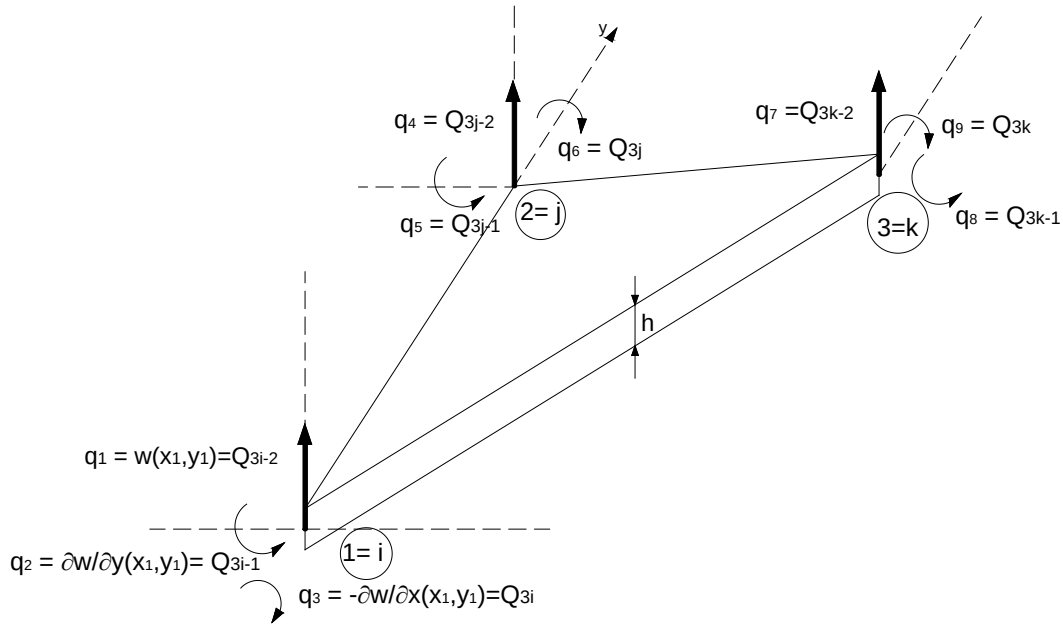


Fig. 1.15 Elementi trekëndor në përkulje me 3 nyje dhe 3 shkallë lirie në nyje

Meqënëse gjithsej kemi nëntë shkallë lirie në element, atëherë polinomi i pranuar duhet të përmbajë 9 terma si konstante:

$$w(x, y) = \alpha_1 + \alpha_2 x + \alpha_3 y + \alpha_4 x^2 + \alpha_5 xy + \alpha_6 y^2 + \alpha_7 x^3 + \alpha_8 (x^2 y + xy^2) + \alpha_9 y^3 = [\eta]\{\alpha\} \quad (1.27)$$

$$\text{ku: } [\eta] = \begin{bmatrix} 1 & x & y & x^2 & xy & y^2 & x^3 & (x^2 y + xy^2) & y^3 \end{bmatrix} \quad \{\alpha\} = \begin{Bmatrix} \alpha_1 \\ \alpha_2 \\ \alpha_3 \\ \vdots \\ \alpha_9 \end{Bmatrix}$$

konstantet $\alpha_1, \alpha_2, \dots, \alpha_9$ përcaktohen nga kushtet nyjore:

$$\left. \begin{aligned} w(x, y) &= q_1, & \frac{\partial w}{\partial y}(x, y) &= q_2, & -\frac{\partial w}{\partial x}(x, y) &= q_3, & \text{ne } (x_1, y_1) &= (0, 0) \\ w(x, y) &= q_4, & \frac{\partial w}{\partial y}(x, y) &= q_5, & -\frac{\partial w}{\partial x}(x, y) &= q_6, & \text{ne } (x_2, y_2) &= (0, y_2) \\ w(x, y) &= q_7, & \frac{\partial w}{\partial y}(x, y) &= q_8, & -\frac{\partial w}{\partial x}(x, y) &= q_9, & \text{ne } (x_3, y_3) &= (x_3, y_3) \end{aligned} \right\}$$

1.3.1.4 Elementi katërkëndor pllakë në përkulje

Sipas teorisë së Reissner–Mindlin, çdo fibër e drejtë përpindikular me planin neutral para deformimit mbetet e drejtë, por jo më pingul me planin neutral pas deformimit.

Kjo do të thotë që teoria e tyre merr në konsideratë dhe deformimet për shkak të forcës prerëse.

$$u(x,y,z) = z \theta_x(x,y); v(x,y,z) = -z \theta_y(x,y) \quad (1.28)$$

ku: θ_x, θ_y - janë rrotullimet sipas akseve përkatësisht x dhe y.

$$\varepsilon = -z\chi \quad \text{ku: } \chi - \text{është kurvatura}$$

$$\chi = L\theta = \begin{Bmatrix} -\partial\theta_y / \partial x \\ \partial\theta_x / \partial y \\ \partial\theta_x / \partial x - \partial\theta_y / \partial y \end{Bmatrix} \quad \text{dhe} \quad L = \begin{bmatrix} -\frac{\partial}{\partial x} & 0 \\ 0 & \frac{\partial}{\partial y} \\ \frac{\partial}{\partial x} & -\frac{\partial}{\partial y} \end{bmatrix}$$

$$\gamma = \begin{Bmatrix} \xi_{xz} \\ \xi_{yz} \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \theta_y + \frac{\partial w}{\partial x} \\ -\theta_x + \frac{\partial w}{\partial y} \end{Bmatrix} \quad (1.29)$$

Energjia potenciale e deformimit për pllakat e trasha:

$$U_e = \frac{1}{2} \int_{A_e} \int_0^h \varepsilon^T \sigma dAdz + \frac{1}{2} \int_{A_e} \int_0^h \tau^T \gamma dAdz \quad (1.30)$$

$$U_e = \frac{1}{2} \int_{A_e} \frac{h^3}{12} \chi^T c \chi dA + \frac{1}{2} \int_{A_e} \kappa h \gamma^T c_s \gamma dA$$

Energjia kinetike për pllakat e trasha jepet:

$$T_e = \frac{1}{2} \int_{V_e} \rho (\dot{u}^2 + \dot{v}^2 + \dot{w}^2) dV \quad (1.31)$$

$$T_e = \frac{1}{2} \int_{A_e} \rho (h \dot{w}^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_x^2 + \frac{h^3}{12} \dot{\theta}_y^2) dA = \frac{1}{2} \int_{A_e} (d^T I d) dA$$

$$ku : d = \begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} \quad I = \begin{bmatrix} \rho h & 0 & 0 \\ 0 & \rho h^3 / 12 & 0 \\ 0 & 0 & \rho h^3 / 12 \end{bmatrix}$$

▪ Funkcionet e formës

Për një pllakë të trashë katrore me katër nyje, zhvendosja dhe rrotullimet jepen:

$$w = \sum_{i=1}^4 N_i w_i; \quad \theta_x = \sum_{i=1}^4 N_i \theta_{xi}; \quad \theta_y = \sum_{i=1}^4 N_i \theta_{yi} \quad (1.32)$$

ku funksioni i formës është ai i elementit në plan katërkëndor me 4 nyje:

$$N_i = \frac{1}{4}(1 + \xi_i \xi)(1 + \eta_i \eta)$$

Vektori i zhvendosjeve të përgjithsuara për të gjitha nyjet : $\begin{Bmatrix} w \\ \theta_x \\ \theta_y \end{Bmatrix} = N d^e$

$$d_e = \begin{Bmatrix} w_1 \\ \theta_{x1} \\ \theta_{y1} \\ w_2 \\ \theta_{x2} \\ \theta_{y2} \\ w_3 \\ \theta_{x3} \\ \theta_{y3} \\ w_4 \\ \theta_{x4} \\ \theta_{y4} \end{Bmatrix} \left\{ \begin{array}{l} \text{zhvendosjet në nyjen 1} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 2} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 3} \\ \text{zhvendosjet në nyjen 4} \end{array} \right.$$

N - matrica e funksioneve të formës:

$$N = \begin{bmatrix} N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 & 0 \\ 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 & 0 \\ 0 & 0 & N_1 & 0 & 0 & N_2 & 0 & 0 & N_3 & 0 & 0 & N_4 \end{bmatrix}$$

$\underbrace{\hspace{1.5cm}}_{nyja1} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}_{nyja2} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}_{nyja3} \quad \underbrace{\hspace{1.5cm}}_{nyja4}$

▪ **Matrica e masës** - **forcat nyjore**

$$m_e = \int_{A_e} N^T I N dA \quad (1.33) \quad f_e = \int_{A_e} N^T \begin{Bmatrix} f_z \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} dA \quad (1.34)$$

$$B^I = [B_1^I \ B_2^I \ B_3^I \ B_4^I] k_u : B_j^I = \begin{bmatrix} 0 & 0 & -\partial N_j / \partial x \\ 0 & \partial N_j / \partial y & 0 \\ 0 & \partial N_j / \partial x & -\partial N_j / \partial y \end{bmatrix}$$

$$\begin{aligned} \frac{\partial N_j}{\partial x} &= \frac{\partial N_j}{\partial \xi} \frac{\partial \xi}{\partial x} = \frac{1}{4a} \xi_i (1 + \eta_i \eta) \\ \frac{\partial N_j}{\partial y} &= \frac{\partial N_j}{\partial \eta} \frac{\partial \eta}{\partial y} = \frac{1}{4b} (1 + \xi_i \xi) \eta_i \end{aligned} \quad (1.35)$$

$$B^0 = [B_1^0 \ B_2^0 \ B_3^0 \ B_4^0] k_u : B_j^0 = \begin{bmatrix} \partial N / \partial x & 0 & N_j \\ \partial N / \partial y & -N_j & 0 \end{bmatrix}$$

▪ Matrica e ngurtësisë

$$k_e = \int_{A_e} \frac{h^3}{12} [B^T] D B^T dA + \int_{A_e} \kappa h [B^O]^T D_s B^O dA \quad (1.36)$$

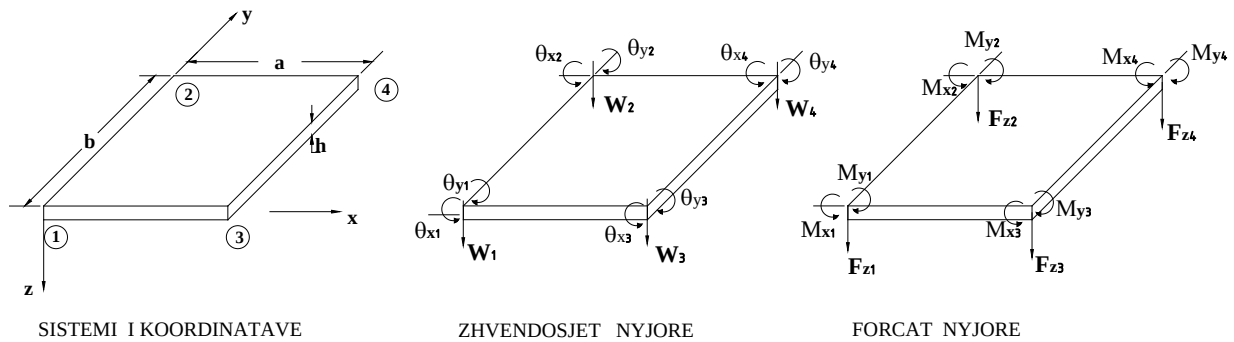


Figura 1.16 Elementi katërkëndor me 4 nyje dhe 3 shkallë lirie në nyje

1.3.1.5 Guackat (shell)

Elementi guackë është bashkimi i elementëve membranë dhe pllakë [4], [6]. Ngarkesat veprojnë në të gjitha drejtimet. Pra kemi forca sipas planit, momente përkulëse dhe përdredhje. Analiza duke përdorur këtë element në soletat e ndërkatit të godinave me volum të madh jep rezultate shumë të kënaqshme. Per forma arkitektonike të ndërlikuara si: stadione, kisha, xhami, elementi "guackë" jep mundësinë e një modeli nëpërmjet përdorimit të rrjetave të dendura.

▪ Vektori i zhvendosjeve të përgjithësuara

$$d_e = \begin{Bmatrix} d_{e1} \\ d_{e2} \\ d_{e3} \\ d_{e4} \end{Bmatrix} \begin{matrix} \text{nyja 1} \\ \text{nyja 2} \\ \text{nyja 3} \\ \text{nyja 4} \end{matrix} \quad \text{ku: } d_{ei} = \begin{Bmatrix} u_i \\ v_i \\ w_i \\ \theta_{xi} \\ \theta_{yi} \\ \theta_{zi} \end{Bmatrix}$$

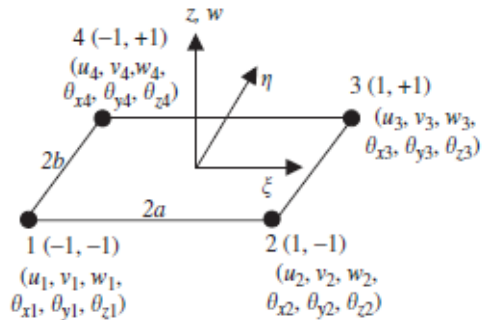


Fig.1.17 Plani mesatar i elementit katërkëndor guackë

▪ Matrica e ngurtësisë

Jepet si shumë e dy matricave të ngurtësisë të elementit membranë dhe pllakë

$$[k_e^m] = \begin{bmatrix} \text{nyja 1} & \text{nyja 2} & \text{nyja 3} & \text{nyja 4} \\ \overbrace{k_{11}^m} & \overbrace{k_{12}^m} & \overbrace{k_{13}^m} & \overbrace{k_{14}^m} \\ k_{21}^m & k_{22}^m & k_{23}^m & k_{24}^m \\ \overbrace{k_{31}^m} & \overbrace{k_{32}^m} & \overbrace{k_{33}^m} & \overbrace{k_{34}^m} \\ k_{41}^m & k_{42}^m & k_{43}^m & k_{44}^m \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{nyja 1} \\ \text{nyja 2} \\ \text{nyja 3} \\ \text{nyja 4} \end{matrix} \quad [k_e^p] = \begin{bmatrix} \text{nyja 1} & \text{nyja 2} & \text{nyja 3} & \text{nyja 4} \\ k_{11}^p & k_{12}^p & k_{13}^p & k_{14}^p \\ k_{21}^p & k_{22}^p & k_{23}^p & k_{24}^p \\ k_{31}^p & k_{32}^p & k_{33}^p & k_{34}^p \\ k_{41}^p & k_{42}^p & k_{43}^p & k_{44}^p \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{nyja 1} \\ \text{nyja 2} \\ \text{nyja 3} \\ \text{nyja 4} \end{matrix}$$

$$k_e = \begin{bmatrix} \text{node 1} & \text{node 2} & \text{node 3} & \text{node 4} \\ \left. \begin{matrix} k_{11}^m & 0 & 0 & k_{12}^m & 0 & 0 & k_{13}^m & 0 & 0 & k_{14}^m & 0 & 0 \\ 0 & k_{11}^b & 0 & 0 & k_{12}^b & 0 & 0 & k_{13}^b & 0 & 0 & k_{14}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 1} \\ \left. \begin{matrix} k_{21}^m & 0 & 0 & k_{22}^m & 0 & 0 & k_{23}^m & 0 & 0 & k_{24}^m & 0 & 0 \\ 0 & k_{21}^b & 0 & 0 & k_{22}^b & 0 & 0 & k_{23}^b & 0 & 0 & k_{24}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 2} \\ \left. \begin{matrix} k_{31}^m & 0 & 0 & k_{32}^m & 0 & 0 & k_{33}^m & 0 & 0 & k_{34}^m & 0 & 0 \\ 0 & k_{31}^b & 0 & 0 & k_{32}^b & 0 & 0 & k_{33}^b & 0 & 0 & k_{34}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 3} \\ \left. \begin{matrix} k_{41}^m & 0 & 0 & k_{42}^m & 0 & 0 & k_{43}^m & 0 & 0 & k_{44}^m & 0 & 0 \\ 0 & k_{41}^b & 0 & 0 & k_{42}^b & 0 & 0 & k_{43}^b & 0 & 0 & k_{44}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 4} \end{bmatrix}$$

▪ Matrica e masës

Jepet si shumë e dy matricave të masës të elementit membranë dhe pllakë

$$[m_e^m] = \begin{bmatrix} \text{nyja 1} & \text{nyja 2} & \text{nyja 3} & \text{nyja 4} \\ m_{11}^m & m_{12}^m & m_{13}^m & m_{14}^m \\ m_{21}^m & m_{22}^m & m_{23}^m & m_{24}^m \\ m_{31}^m & m_{32}^m & m_{33}^m & m_{34}^m \\ m_{41}^m & m_{42}^m & m_{43}^m & m_{44}^m \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{nyja 1} \\ \text{nyja 2} \\ \text{nyja 3} \\ \text{nyja 4} \end{matrix} \quad [m_e^p] = \begin{bmatrix} \text{nyja 1} & \text{nyja 2} & \text{nyja 3} & \text{nyja 4} \\ m_{11}^p & m_{12}^p & m_{13}^p & m_{14}^p \\ m_{21}^p & m_{22}^p & m_{23}^p & m_{24}^p \\ m_{31}^p & m_{32}^p & m_{33}^p & m_{34}^p \\ m_{41}^p & m_{42}^p & m_{43}^p & m_{44}^p \end{bmatrix} \begin{matrix} \text{nyja 1} \\ \text{nyja 2} \\ \text{nyja 3} \\ \text{nyja 4} \end{matrix}$$

$$m_e = \begin{bmatrix} \text{node 1} & \text{node 2} & \text{node 3} & \text{node 4} \\ \left. \begin{matrix} m_{11}^m & 0 & 0 & m_{12}^m & 0 & 0 & m_{13}^m & 0 & 0 & m_{14}^m & 0 & 0 \\ 0 & m_{11}^b & 0 & 0 & m_{12}^b & 0 & 0 & m_{13}^b & 0 & 0 & m_{14}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 1} \\ \left. \begin{matrix} m_{21}^m & 0 & 0 & m_{22}^m & 0 & 0 & m_{23}^m & 0 & 0 & m_{24}^m & 0 & 0 \\ 0 & m_{21}^b & 0 & 0 & m_{22}^b & 0 & 0 & m_{23}^b & 0 & 0 & m_{24}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 2} \\ \left. \begin{matrix} m_{31}^m & 0 & 0 & m_{32}^m & 0 & 0 & m_{33}^m & 0 & 0 & m_{34}^m & 0 & 0 \\ 0 & m_{31}^b & 0 & 0 & m_{32}^b & 0 & 0 & m_{33}^b & 0 & 0 & m_{34}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 3} \\ \left. \begin{matrix} m_{41}^m & 0 & 0 & m_{42}^m & 0 & 0 & m_{43}^m & 0 & 0 & m_{44}^m & 0 & 0 \\ 0 & m_{41}^b & 0 & 0 & m_{42}^b & 0 & 0 & m_{43}^b & 0 & 0 & m_{44}^b & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{matrix} \right\} & \text{node 4} \end{bmatrix}$$

▪ Kalimi nga akset lokale në akset globale

$$[K]_e = [R]^T [k]_e [R]; \quad [M]_e = [R]^T [m]_e [R]; \quad \{F\}_e = [R]^T \{f\}_e$$

$$\text{ku: } [R]_{24 \times 24} = \begin{bmatrix} [R]_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & [R]_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & [R]_3 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & [R]_3 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & [R]_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [R]_3 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [R]_3 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & [R]_3 \end{bmatrix} \quad [R]_3 = \begin{bmatrix} l_x & m_x & n_x \\ l_y & m_y & n_y \\ l_z & m_z & n_z \end{bmatrix}$$

1.3.1.6 Elementi katërkëndor "quackë" me 8 nyje

Për të rritur rendin e elementit katror ne zgjedhim një funksion kuadratik në kufij. Kjo do të kërkonte një nyje shtesë në çdo anë si në figurën 1.18:

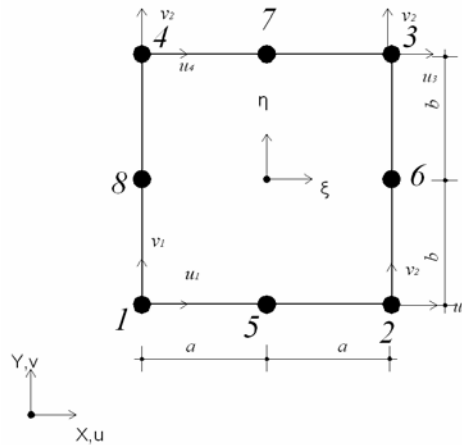


Figura 1.18 Elementi katërkëndor me 8 nyje

Funksioni i zhvendosjes përmban 8 parametra për çdo komponente zhvendosje, si më poshtë:

$$f = \alpha_1 + \alpha_2 \xi + \alpha_3 \eta + \alpha_4 \xi^2 + \alpha_5 \xi \eta + \alpha_6 \eta^2 + \alpha_7 \xi^2 \eta + \alpha_8 \xi \eta^2$$

$$u = \sum_{i=1}^8 N_i u_i$$

$$v = \sum_{i=1}^8 N_i v_i$$

$$4N_1 = (1 - \xi)(1 - \eta)(-\xi - \eta - 1)$$

$$2N_5 = (1 - \xi^2)(1 - \eta)$$

$$4N_2 = (1 + \xi)(1 - \eta)(\xi - \eta - 1)$$

$$2N_6 = (1 - \eta^2)(1 + \xi)$$

$$4N_3 = (1 + \xi)(1 + \eta)(\xi + \eta - 1)$$

$$2N_7 = (1 - \xi^2)(1 + \eta)$$

$$4N_4 = (1 - \xi)(1 + \eta)(-\xi + \eta - 1)$$

$$2N_8 = (1 - \eta^2)(1 - \xi)$$

N1~ N8 janë funksionet e formës.

Analiza e elementit katërkëndor me 8 nyje për llogaritjen e sforcimeve, zhvendosjeve në çdo strukture si plan sforcimesh dhe plan deformimesh është e njëjtë me elementin katërkëndor me 4 nyje.

1.3.2 Rrjeta në MEF

Modelimi kompjuterik i strukturave duke përdorur MEF konsiston në këto etapa:

- Karakteristikat e materialeve.
- Modelimi i gjeometrisë së strukturës.
- Specifikimi i kushteve fillestare, kushteve kufitare dhe ngarkesave.
- Rrjeta (diskretizimi).
- Analiza (zgjidhja e ekuacioneve)

Rrjeta përdoret për të diskretizuar (copëzuar) gjeometrinë e strukturës në pjesë më të vogla elementare [17], [18], [19]. Zgjidhja strukturore është shumë komplekse qoftë për anën funksionale, por dhe për atë gjeometrike. Gjeometria mund të ndahet në elementë më të vegjël me anë të rrjetës ose nyjeve. Ndarja vazhdon derisa konvergjenca e zgjidhjes arrin rezultate të kënaqshme duke plotësuar kushtet.

Elementi trekëndor me 3 dhe 6 nyje është shumë praktik në diskretizimin e strukturës dhe të vendosjes së kushteve kufitare 2D dhe 3D.

Ndërkohë elementi katërkëndor me 4 dhe 8 nyje është më i vështirë në konturet e strukturës për të krijuar një rrjetë të imët, por që ofron zgjidhje më të sakta.

1.3.2.1 Teknikat e dëndësimit të rrjetës

Rrjeta i jep formën një elementi struktural dhe kjo formë është shumë e rëndësishme për të arritur një nivel të caktuar të sforcimeve në strukturë. Analiza me MEF fillon me zgjedhjen e një rrjete të caktuar.

Eksperienca mbetet praktikisht e vetja mënyrë për të vendosur për dëndësinë e rrjetës. Dëndësimi i rrjetës është i domosdoshëm aty ku kemi përqendrim të sforcimeve, ndryshim të shpejtë të sforcimeve në një drejtim të caktuar si: këndet, vrimat, ndryshim të materialeve, etj.

1.3.2.2 Vazhdueshmëria e rrjetës

Një rrjetë do të pranohet si e rregullt nëse zhvendosjet janë të vazhdueshme në pjesën fundore dhe midis elementeve, pra plotësohen kushtet e vazhdueshmërisë. Përdorimi i tipeve të ndryshme të elementit në të njëjtën rrjetë mund të rezultojë i papërputhshëm. Përdorimi i elementëve të të njëjtit rend polinomial nuk është kusht nëse merren në konsideratë kalimet e mëposhtme.

1.3.2.3 Elementët me rend të ndryshëm të funksionit interpolues

Një rrjetë jo e përshtatshme vjen si rrjedhojë e përdorimit të dy tipeve të elementëve me rend të ndryshëm të funksioneve interpoluese ose nga ndryshimi i densitetit të rrjetës.

Kur një element kuadratik bashkohet me një ose disa elementë linear, (të treguar në figurën 1.19), mospërputhja e rrjetës është rrjedhojë e ndryshimit të rendit të funksionit interpolues të përdorur. Elementi katërkëndor me 8 nyje ka një funksion të formës kuadratik, që nënkupton se deformimet në kufinj do të ndjekin një funksion kuadratik [17]. E njëjta gjë për funksionin e formës linear të elementin katërkëndor me 4 nyje, deformimet në kufij janë funksion linear.

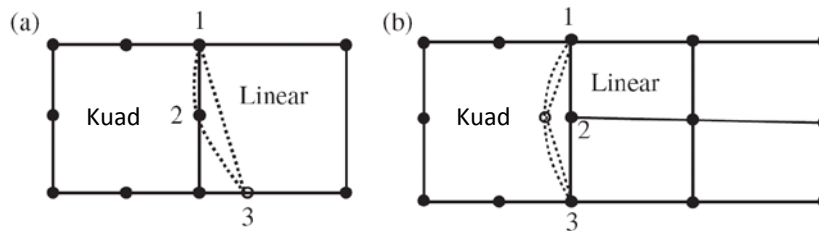


Figura 1.19 Mospërputhje e rrjetës shkaktuar nga dy funksione të formës të rrethave të ndryshme. (a) elementi kuadratik me elementin linear (b) elementi kuadratik i lidhur me dy elementë lineare.

Zgjidhja për të përshtatur rrjetën:

1. Përdorimi i të njëjtit tip elementi në gjithë modelin. Kjo është zgjidhja më e thjeshtë dhe më praktike, meqenëse përmbushen plotësisht kushtet e vazhdueshmërisë [18].

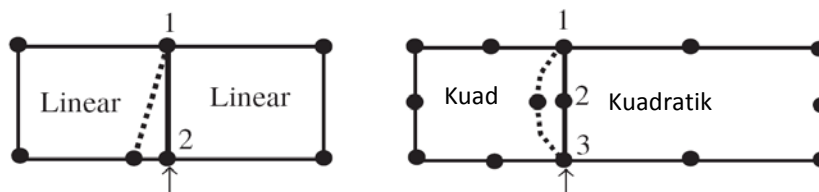


Figure 1.20 Elementë të të njëjtit rend me lidhje nyje pas nyje për plotësinë e rrjetës.

2. Kur kemi elementë me funksione të formës të rrethave të ndryshme që duhen të përdoren për një arsye çfarëdo, siç është analiza p-adaptive, përdoret një element tranzit që ka rend të ndryshëm në kufij [19]. Një shembull i tillë tregohet në figurën 1.21. Elementi me 4 nyje shfaqet me rend kuadratik në të majtë dhe linear në të djathtë. Në këtë mënyrë përshtatja e rrjetës është arritur.

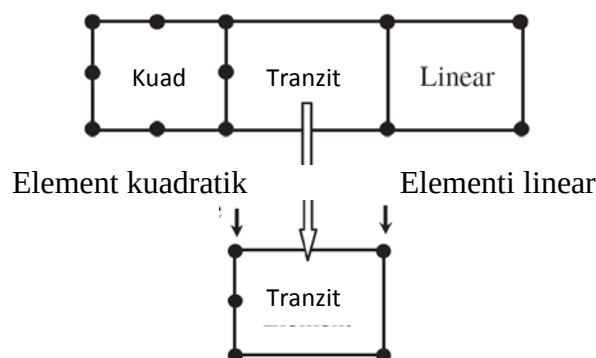


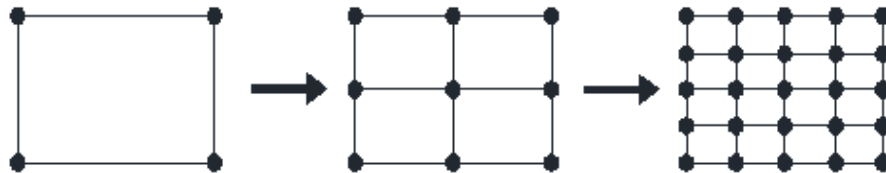
Figure 1.21 Elementi me 5 nyje i përdorur për të lidhur një element linear me një element kuadratik në mënyrë që të sigurojë vazhdueshmërinë e rrjetës

1.3.2.4 Shkalla e saktësisë së rrjetëzimit

Saktësia e zgjidhjes kërkon gjenerimin e një rrjete të rafinuar, të ashpër, të rilokalizuar ose duke përshtatur shkallën e polinomit në nivel lokal. Llogaritja fillon me zgjidhjen e një rrjete të trashë, me një polinom të rendit të ulët. Nëse saktësia nuk arrihet mund të përdoren procedurat e mëposhtme [20]:

- rafinim lokal dhe / ose ashpërsimin e rrjetës (h-refinement) [20]

Mënyra më e lehtë për të arritur në një shkallë të pranueshme të saktësisë është për të aktivizuar automatikisht kodet e elementëve të fundëm, dmth të rritim numrin e elementëve të përdorur në një analizë. Rritja e numrit të elementëve brenda një modeli pa ndryshuar rendin e polinomit përdoret për të përafëruar zhvendosjet brenda elementit, automatikisht është i njohur si h-refinement. Ky proces përshtatje ilustrohet në figurën 1.22, ku është përdorur një element membranë 2-D, 4-nyjor.



Figurë 1.22. h-refinement

Mënyra e zakonshme e shmangies së gabimeve të procedurës h-refinement është për të futur nyje të parregullt, ku skajet e një element takohen me numër të ndryshëm nyjesh, figura 1.23.

Në mënyrë që të mbetet vazhdimësia në nyjet e parregullta dhe për të kufizuar zhvendosjen, $U_i(x_i, y_i)$ ndërtohen funksionet e formës në çdo element. Vështirësitë lindin kur ka shumë nyje të parregullta në një ambient të vazhduar [17], [18]. Për të kapërcyer këtë zakonisht përdorim "një të parregullt" dhe "tre fqinj" të rregullt. "Një i parregullt" rregulli kufizon numrin e nyjeve të parregullta në një avantazh element për një. "Tre fqinj" rregulli thotë se çdo element që ka nyje të parregullta në tre nga katër skajet e saj duhet të jetë i rafinuar [20].

Nyjet e parregullta mund të shmangen duke përdorur elementët tranzit [21], siç është paraqitur në figurën 1.23. Në të djathtë është përdorur elementi trekëndësh si kalim nga rrjeta e ashpër në atë më të butë. Nëse elementi trekëndësh nuk është i dëshirueshem elementi tranzit në të majtë është katërkëndor, por vetëm me një nyje në mes (nyja 3).

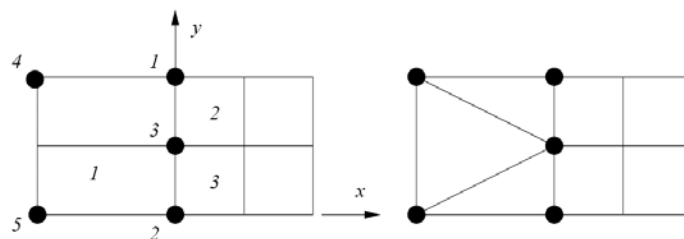


Figura 1.23. Elementi tranzit midis një rrjete të ashpër dhe të butë duke përdorur elementin katërkëndor (në të majtë) dhe elementin trekëndor (në të djathtë)

- duke rritur gradën e polinomit lokalisht (p-refinement)

Një mënyrë për të rritur shkallën e saktësisë së ndërtimit të fushës së deformimeve është teknika p-refinement [22], [23]. Duke mbajtur të njëjtë numrin e elementëve, por duke rritur gradën e polinomeve interpoluese ose shtojmë numrin e nyjeve për element. Kjo demonstron në figurën 1.24 për një model të thjeshtë 2D.

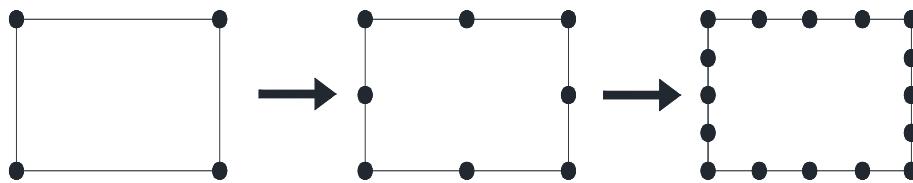


Figure 1.24. p-refinement

- rilokalizim ose zhvendosje të rrjetës (r-refinement)

Procedura *r-refinement* nuk është në gjendje të gjejë një zgjidhje të saktë. Nëse rrjeta është shumë e ashpër mund të jetë e pamundur të arrihet një shkallë e lartë saktësie.

Procedurat e mësipërme mund të përdoren secila më vete ose e kombinuar. Deri tani h-refinement është shumë praktike dhe gjen përdorim të gjerë. Ajo mund të rrisë shkallën e konvergjencës veçanërisht kur singularitetet janë të pranishme. p-refinement është më e natyrshme me baza hierarkike, pasi pjesë të ngurtësise, matrica e masës dhe vektori i ngarkesës do të mbeten të pandryshuar duke rritur shkallën e polinomit.

KAPITULLI II

2. LLOGARITJA E ZHVENDOSJES VERTIKALE NË QENDËR TË PLLAKËS KATRORE

Ka disa mënyra për të llogaritur zhvendosjet vertikale në pllakat e përkulura nga veprimi i ngarkesave pingul me planin mesatar [14], [16], por në këtë studim është përdorur Metoda e Elementëve të Fundëm (MEF), nëpërmjet programit llogaritës SAP2000 [24] dhe metoda analitike [11], [12], [13].

Rasti i marrë në studim është një pllakë katrore ($a/b=1$) prej betoni C25/30, me dimensione (800x800) cm me trashësi 20 cm, ($a/h = 40$) për katër rastet e analizës si në figurën 2.1, për tre tipe rrjetash (figura 2.2), për tre raste ngarkesash q_0 - uniformisht të shpërndarë, P -të përqëndruar dhe kombinimin kryesor $1.35G+1.5P$; për dy raste të mbështetjes: të lirë dhe fikse. Pllaka është modeluar duke përdorur elementin e fundëm “guacke” katërkëndor kuadrilateral me 4 dhe 8 nyje: rasti i parë si “guacke e hollë” (sipas CPT) dhe rasti i dytë “guacke e trashë” (sipas SDT).

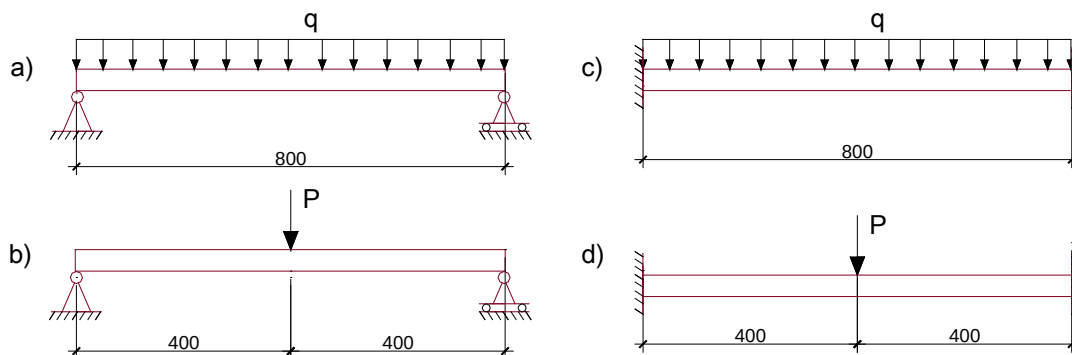


Figura 2.1 a) e mbështetur lirisht, ngarkesa q - uniformisht e shpërndarë
b) e mbështetur lirisht, ngarkesa P - në qendër të pllakës
c) mbështetje fikse, ngarkesa q -uniformisht e shpërndarë
d) mbështetje fikse, ngarkesa P - në qendër të pllakës

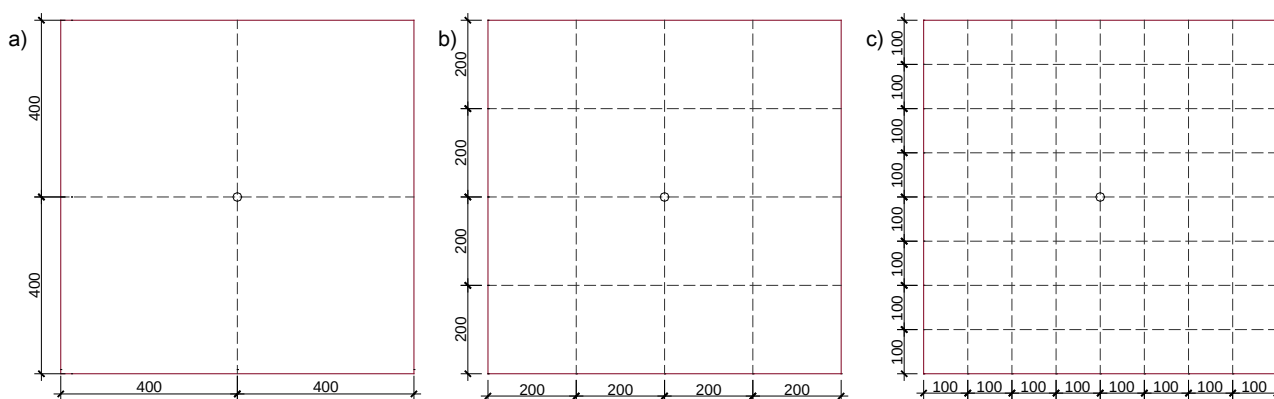


Figura 2.2 a) Rrjeta 2x2 b) Rrjeta 4x4 c) Rrjeta 8x8

2.1.1 Elementi katërkëndor “guackë” me 4 nyje (SAP2000)

Drejtimi koordinativ kryesor **pldirp** (i parazgjedhur +Z); Drejtimi koordinativ dytësor **pldirs** (i parazgjedhur +Y). Drejtimet **pldirs** and **pldirp** nuk duhet të jenë paralel me njeri- tjetrin dhe me aksin lokal 3. Sistemi koordinativ fiks **csys** (i parazgjedhur - zero, tregon sistemin koordinativ global). Plani lokal, **lokal** percaktohet nga vektori referues (i parazgjedhur 32, tregon planin 3-2)



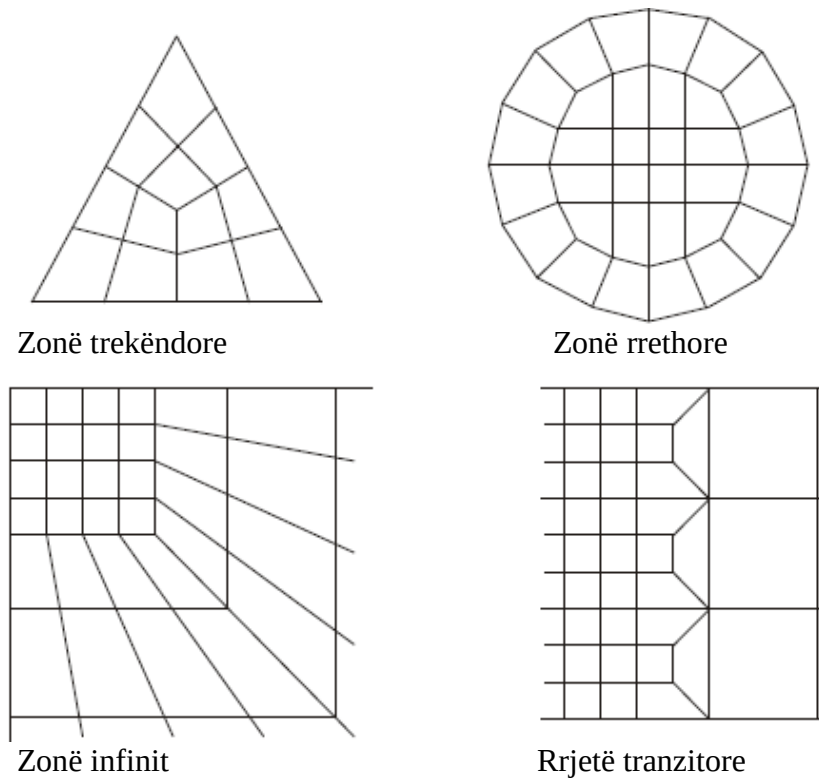


Fig. 2.4 Realizimi i rrjetës në programin SAP2000 me elementin katërkëndor

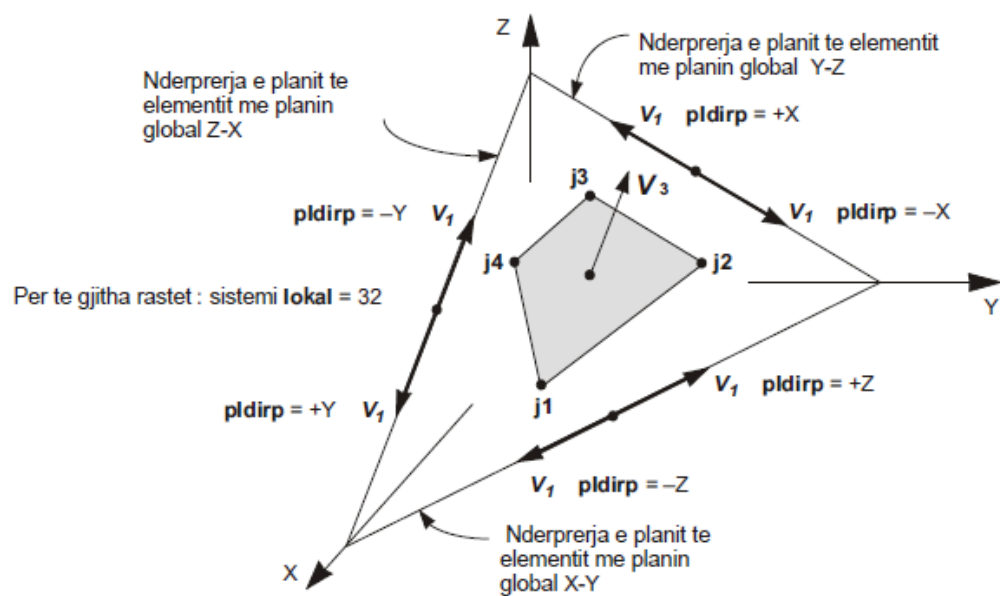


Figura 2.5 Sistemi koordinativ lokal i elementit "guackë" duke përdorur drejtimin koordinativ

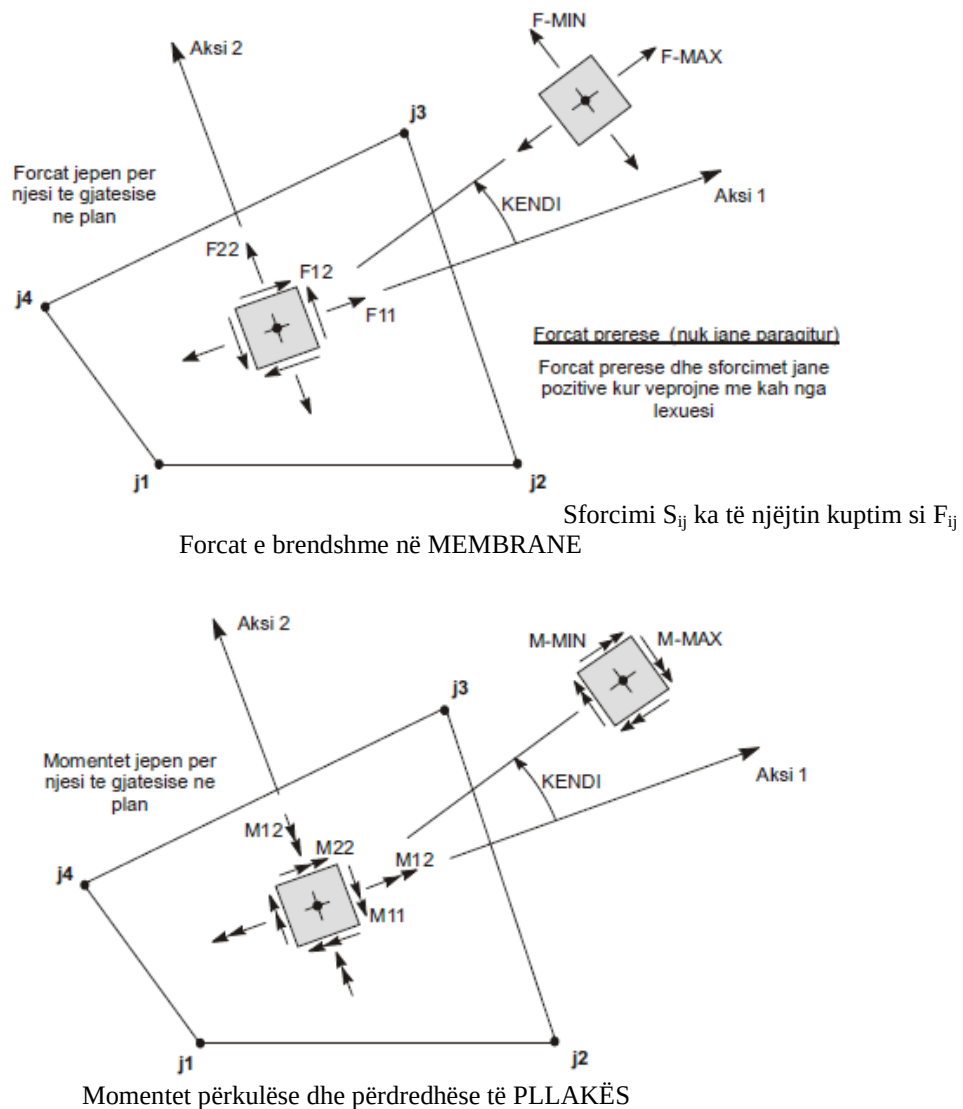


Figura 2.6 Sforcimet, rezultatet e forcave dhe momenteve të brendshme për elementin “guackë”

2.1.2. Llogaritja e forcave të brendshme nga programi SAP2000

Forcat dhe momentet e brendshme të elementit "shell" janë rezultat i integritimit të sforcimeve në lidhje me trashësinë e elementit. Për një element "shell" homogjen forcat e brendshme janë:

- Membranë : $F_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx_3$ $F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{22} dx_3$
- Forcat prerëse të membranës: $F_{12} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{12} dx_3$
- Momentet përkulëse të pllakës: $M_{11} = - \int_{-th/2}^{+th/2} x_3 \sigma_{11} dx_3$
 $M_{22} = - \int_{-th/2}^{+th/2} x_3 \sigma_{22} dx_3$

- Momentet përdredhëse të pllakës $M_{12} = -\int_{-thb/2}^{+thb/2} x_3 \sigma_{12} dx_3$
- Forcat prerëse tërthore të pllakës $V_{13} = -\int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{13} dx_3$
 $V_{23} = -\int_{-thb/2}^{+thb/2} \sigma_{23} dx_3$

ku: x_3 përfaqëson trashësinë të matur në planin mesatar të elementit, **th**- trashësia e membranës dhe **th_b**- trashësia e pllakës së përkulur.

Për një element "shell" me disa shtresa përcaktimet janë të njëjta, me veçorinë që rezultatet e forcave janë shuma e integraleve të caktuara për secilën shtresë me x_3 të matur përkatësisht secilës shtresë.

Është e rëndësishme të theksojmë që sforcimet dhe forcat janë për njësi të gjatësisë plane. Ato janë presente në çdo pikë të planit mesatar.

Për pllakat e trasha (teoria Mindlin/Reissner) homogjene dhe të shtresëzuara sforcimet tangenciale të shkaktuara nga prerja llogariten direkt nga deformimet në prerje. Për pllakat e holla homogjene për të cilat pranohen deformimet nga prerja të barabarta me zero, forcat prerëse llogariten nga momentet përkulëse duke përdorur ekuacionet e ekuilibrit.

$$V_{13} = -\frac{dM_{11}}{dx_1} - \frac{dM_{12}}{dx_2}$$
$$V_{23} = -\frac{dM_{12}}{dx_1} - \frac{dM_{22}}{dx_2}$$

ku: x_1 dhe x_2 janë koordinatat plane paralel me akset lokale 1 dhe 2.

Konvencionet për shenjën janë dhënë në figurën 40, (faqja 189, SAP manual) [25]. Sforcimet që veprojnë në faqjen pozitive janë orientuar në drejtimin pozitiv të akseve lokale të elementit. Sforcimet që veprojnë në faqen negative orientohen në drejtimin negativ të akseve lokale të elementit.

2.1.3 Të dhënat e analizës për pllakën në përkulje me MEF

Për një pllakë (800x800) cm me trashësi 20 cm, janë përdorur materiali beton C25/30 dhe ngarkesat për dy raste:

- uniformisht e shpërndare q_0
- e përqëndruar P në mes të pllakes
- me kombinimin kryesor 1.35G+1.5P

Tipi i elementit katërkëndor “quacke” është zgjedhur me 2 alternativa

- | | |
|---------------|---------------|
| • me 4 nyje | • me 8 nyje |
| - shell-thin | - shell-thin |
| - shell-thick | - shell-thick |

Material Property Data

General Data
 Material Name and Display Color: BET300
 Material Type: Concrete
 Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass
 Weight per Unit Volume: 23.5615
 Mass per Unit Volume: 2.4007
 Units: KN, m, C

Isotropic Property Data
 Modulus of Elasticity, E: 29910283
 Poisson's Ratio, U: 0.2
 Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06
 Shear Modulus, G: 12462618

Other Properties for Concrete Materials
 Specified Concrete Compressive Strength, f_c: 24516.625
☐ Lightweight Concrete
 Shear Strength Reduction Factor:
☐ Switch To Advanced Property Display

OK Cancel

Load Combination Data

Load Combination Name (User-Generated): COMB1
 Notes: Modify/Show Notes...

Load Combination Type: Linear Add

Options

Define Combination of Load Case Results

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
P	Linear Static	1.5
G	Linear Static	1.35
P	Linear Static	1.5

Add Modify Delete

OK Cancel

▪ **Uniformisht e shpërndarë q_0**

a) Ngarkesa e përhershme $G=4 \text{ KN/m}^2$

b) ngarkesa e përkohshme $P=3 \text{ KN/m}^2$

Area Uniform Loads

Load Pattern Name: + G
 Units: KN, m, C

Uniform Load
 Load: -4
 Coord System: GLOBAL
 Direction: Z

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Area Uniform Loads

Load Pattern Name: + P
 Units: KN, m, C

Uniform Load
 Load: -3
 Coord System: GLOBAL
 Direction: Z

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

▪ **E përqëndruar P në qendër të pllakës katrore**

a) Ngarkesa e përhershme $G=64 \text{ KN}$

b) ngarkesa e përkohshme $P=48 \text{ KN}$

(VO: ngarkesa e shpërndarë $G = 4 \text{ KN/m}^2$ është konvertuar në ngarkesë të përqëndruar duke marrë $1/4$ e zonës rrethuese në qendër të pllakës pra : $(2+2)\text{m} \times (2+2)\text{m} \times 4\text{KN/m}^2 = 64\text{KN}$
 Ngarkesa e përkohshme: $(2+2)\text{m} \times (2+2)\text{m} \times 3\text{KN/m}^2 = 48\text{KN}$)

Joint Forces

Load Pattern Name: + G
 Units: KN, m, C

Coordinate System: GLOBAL

Loads
 Force Global X: 0
 Force Global Y: 0
 Force Global Z: -64
 Moment about Global X: 0
 Moment about Global Y: 0
 Moment about Global Z: 0

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

Joint Forces

Load Pattern Name: + P
 Units: KN, m, C

Coordinate System: GLOBAL

Loads
 Force Global X: 0
 Force Global Y: 0
 Force Global Z: -48
 Moment about Global X: 0
 Moment about Global Y: 0
 Moment about Global Z: 0

Options
☐ Add to Existing Loads
☒ Replace Existing Loads
☐ Delete Existing Loads

OK Cancel

“Strukturat horizontale në modelimin e hapësirave të mëdha për objektet civile
dhe reagimi sizmik i tyre”

Shell Section Data

Section Name: Shell 20

Section Notes: Modify/Show... Display Color

Type:

- ☒ Shell - Thin
- ☐ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: + BET300

Material Angle: 0

Thickness:

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

Shell Section Data

Section Name: Shell 20

Section Notes: Modify/Show... Display Color

Type:

- ☐ Shell - Thin
- ☒ Shell - Thick
- ☐ Plate - Thin
- ☐ Plate Thick
- ☐ Membrane
- ☐ Shell - Layered/Nonlinear

Modify/Show Layer Definition...

Material:

Material Name: + BET300

Material Angle: 0

Thickness:

Membrane: 0.2

Bending: 0.2

Concrete Shell Section Design Parameters:

Modify/Show Shell Design Parameters...

Stiffness Modifiers: Set Modifiers...

Temp Dependent Properties: Thermal Properties...

OK Cancel

Për dy raste mbështetjesh :

a) - e lirë

b) - fikse

Joint Restraints

Restraints in Joint Local Directions:

- ☒ Translation 1
- ☒ Translation 2
- ☒ Translation 3
- ☐ Rotation about 1
- ☐ Rotation about 2
- ☐ Rotation about 3

Fast Restraints:

OK Cancel

Joint Restraints

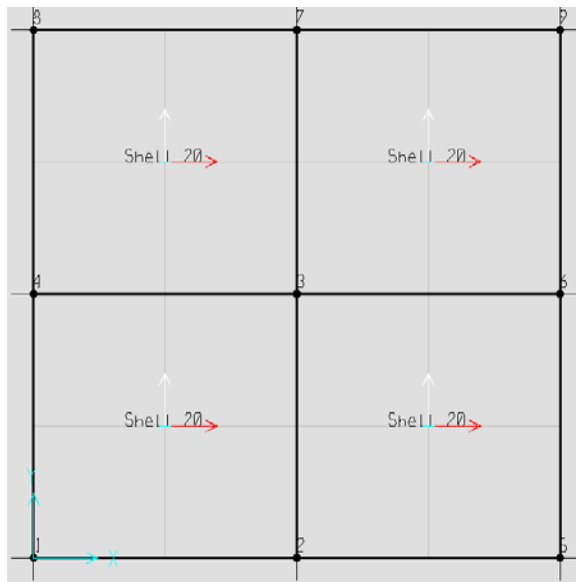
Restraints in Joint Local Directions:

- ☒ Translation 1
- ☒ Translation 2
- ☒ Translation 3
- ☒ Rotation about 1
- ☒ Rotation about 2
- ☒ Rotation about 3

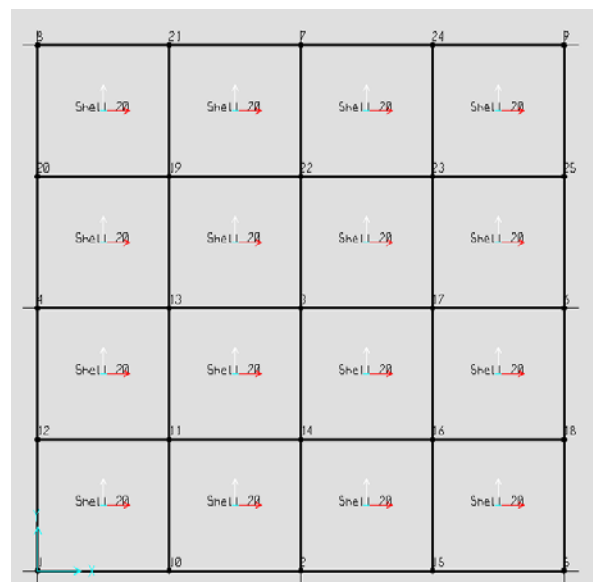
Fast Restraints:

OK Cancel

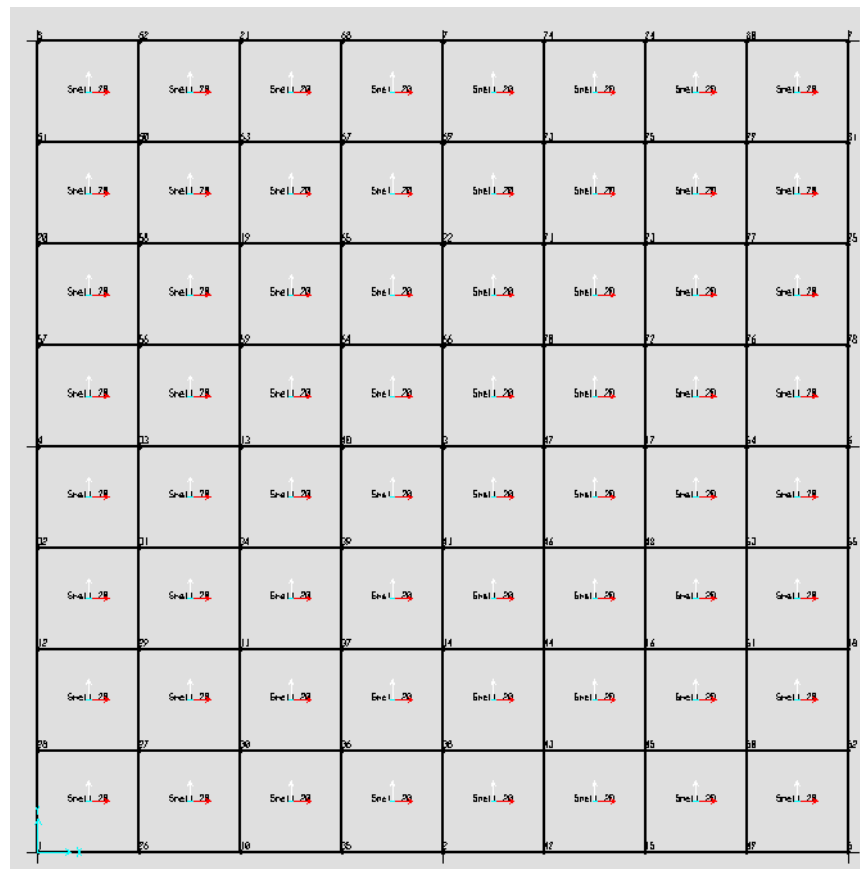
2.1.4 Shkalla e dendësimit të rrjetës



Rrjeta (2x2)

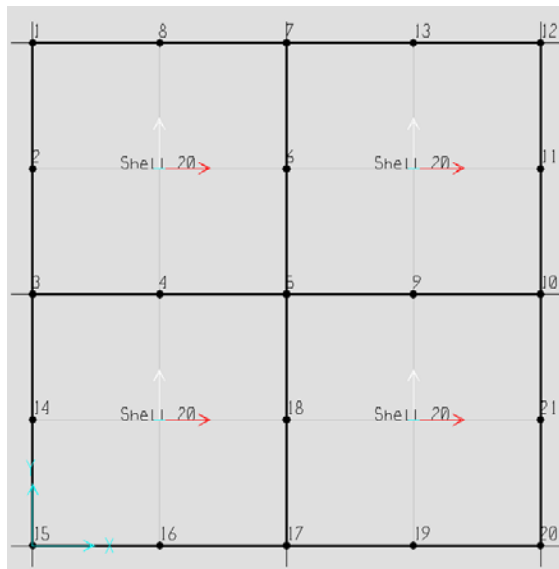


Rrjeta (4x4)

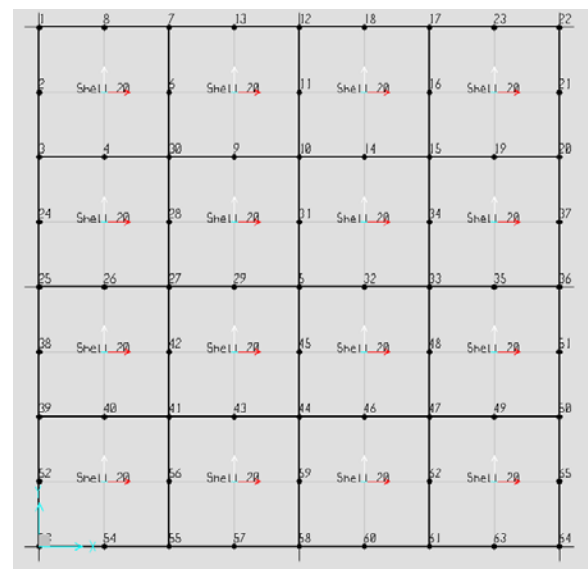


Rrjeta (8x8)

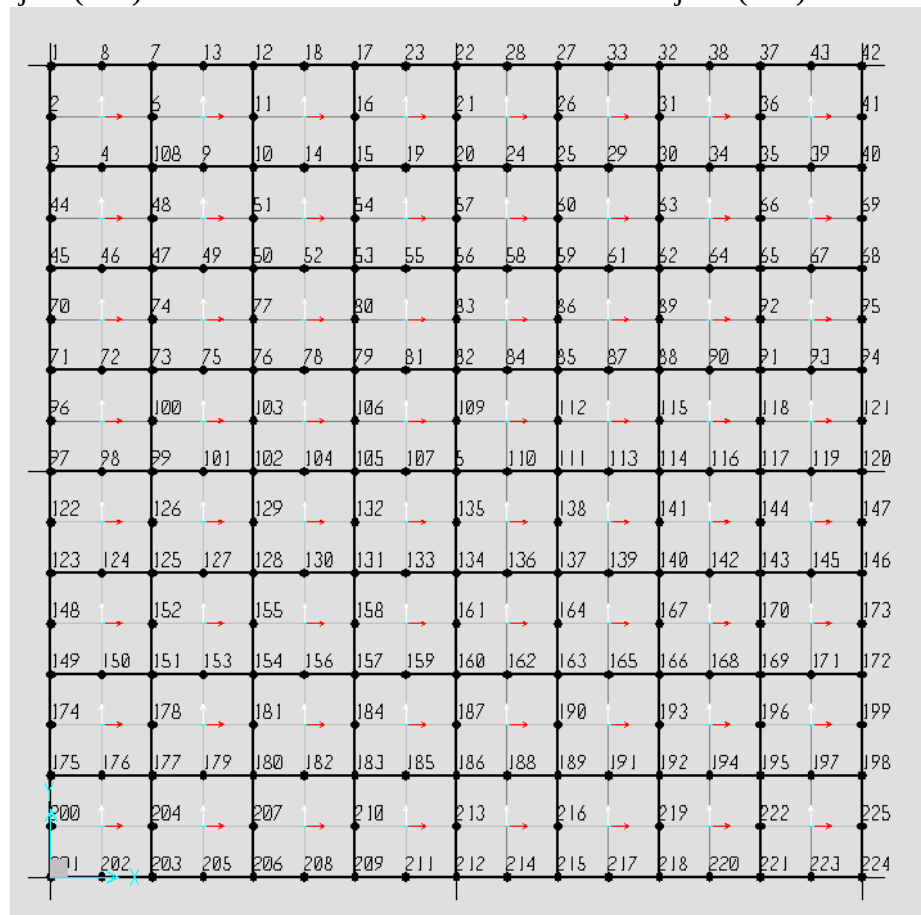
Figura 2.7 Rrjeta për elementin katërkëndor me 4 nyje



Rrjeta (2x2)



Rrjeta (4x4)



Rrjeta (8x8)

Figura 2.8 Rrjeta për elementin katërkëndor me 8 nyje

2.1.5 Rezultatet e analizës

Në tabelën 2.1 janë përmbledhur rezultatet e analizës vetëm për rastin e dendësise së rrjetës 8x8, pasi nga konvergjenca e zhvendosjes vertikale U_z në qendër të pllakës rezultati nuk ndryshonte më edhe nëse rrjeta bëhej më e dendur (figura 2.7 ~ 2.10).

**“Strukturat horizontale në modelimin e hapësirave të mëdha për objektet civile
dhe reagimi sizmik i tyre”**

Tabela 2.1 Zhvendosja vertikale në qendër të pllakës për rrjetë 8x8

Zhvendosjet në qendër të pllakes											
Mbeshetja	Elementi	Rrjeta	Nyja	Ngarkesa	Analiza	U1 (m)	U2(m)	U3(m)	R1(rad)	R2(rad)	R3(rad)
Mbeshetje e lire, ngarkesa "q0" El. katerkendor me 4nyje	4 nyje, shell-thin	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.008303	5.268E-18	-7.902E-18	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.002859	1.712E-18	-2.687E-18	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.015498	9.68E-18	-1.47E-17	0
	4 nyje, shell-thick	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.008249	-7.59E-17	8.948E-18	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.002841	-2.6E-17	3.09E-18	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.015397	-1.41E-16	1.671E-17	0
Mbeshetje e lire, ngarkesa "q0" El. katerkendor me 8nyje	8 nyje, shell-thin	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.00836	-1.2E-15	1.223E-15	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.002879	-4.13E-16	4.207E-16	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.015605	-2.24E-15	2.282E-15	0
	8 nyje, shell-thick	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.008468	1.805E-15	-6.731E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.002916	6.215E-16	-2.325E-16	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.015805	3.369E-15	-1.257E-15	0
Mbeshetje fikse, ngarkesa "q0" El. katerkendor me 4nyje	4 nyje, shell-thin	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.004461	-5.2E-18	9.449E-19	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001536	-1.74E-18	3.173E-19	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.008327	-9.63E-18	1.752E-18	0
	4 nyje, shell-thick	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.003532	-1.93E-17	1.591E-17	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001216	-6.51E-18	5.485E-18	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.006592	-3.58E-17	2.971E-17	0
Mbeshetje fikse, ngarkesa "q0" El. katerkendor me 8nyje	8 nyje, shell-thin	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.005135	3.669E-16	4.067E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001768	1.263E-16	1.399E-16	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.009585	6.848E-16	7.589E-16	0
	8 nyje, shell-thick	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.004437	1.459E-16	-2.115E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001528	5.031E-17	-7.286E-17	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.008283	2.724E-16	-3.949E-16	0
Mbeshetje e lire, ngarkesa "p" El. katerkendor me 4nyje	4 nyje, shell-thin	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.007022	4.164E-18	-6.147E-18	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001898	1.533E-18	-1.385E-18	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.012327	7.92E-18	-1.038E-17	0
	4 nyje, shell-thick	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.006979	-5.34E-17	4.733E-18	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001888	-9.25E-18	-8.834E-20	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.012253	-8.59E-17	6.257E-18	0
Mbeshetje e lire, ngarkesa "p" El. katerkendor me 8nyje	8 nyje, shell-thin	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.006995	-9.38E-16	9.836E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001855	-2.18E-16	2.398E-16	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.012226	-1.59E-15	1.688E-15	0
	8 nyje, shell-thick	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.007094	1.371E-15	-5.326E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001885	2.963E-16	-1.249E-16	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.012405	2.296E-15	-9.063E-16	0
Mbeshetje fikse, ngarkesa "p" El. katerkendor me 4nyje	4 nyje, shell-thin	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.004089	-4.55E-18	8.818E-19	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001257	-1.3E-18	2.739E-19	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.007406	-8.1E-18	1.601E-18	0
	4 nyje, shell-thick	8x8	3	G	LinStatic	0	0	-0.003352	-1.33E-17	1.264E-17	0
		8x8	3	P	LinStatic	0	0	-0.001081	-2.11E-18	3.039E-18	0
		8x8	3	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.006147	-2.12E-17	2.162E-17	0
Mbeshetje fikse, ngarkesa "p" El. katerkendor me 8nyje	8 nyje, shell-thin	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.004563	3.191E-16	3.235E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001339	9.031E-17	7.767E-17	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.00817	5.662E-16	5.532E-16	0
	8 nyje, shell-thick	8x8	5	G	LinStatic	0	0	-0.004046	1.051E-16	-1.685E-16	0
		8x8	5	P	LinStatic	0	0	-0.001235	1.926E-17	-4.059E-17	0
		8x8	5	1.35G+1.5P	Combination	0	0	-0.007315	1.708E-16	-2.884E-16	0

2.1.6 Konvergjenca e zhvendosjes vertikale Uz të qendrës së pllakës për rrjeta të ndryshme

Zhvendosja vertikale në qendër të pllakës katrore është llogaritur për 3 shkallë të dendësisë së rrjetës për të evidentuar ndikimin e ashpërsimit të rrjetës në rezultatet e analizës si dhe për ngarkesën e përhershme G, të përkohshme P, kombinimi i veçantë i tyre duke parë efektin e secilës më vete dhe bashkë.

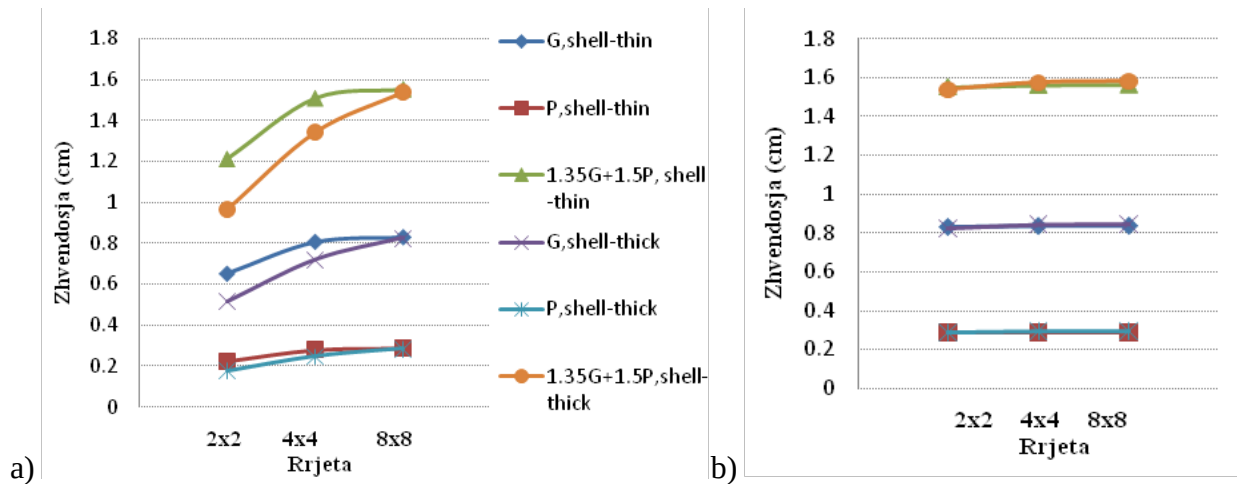


Figura 2.9 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës;
Të mbështetur lirisht, me ngarkesën q_0 uniformisht të shpërndarë.

a) elementi katërkëndor me 4 nyje b) Elementi katërkëndor me 8 nyje.

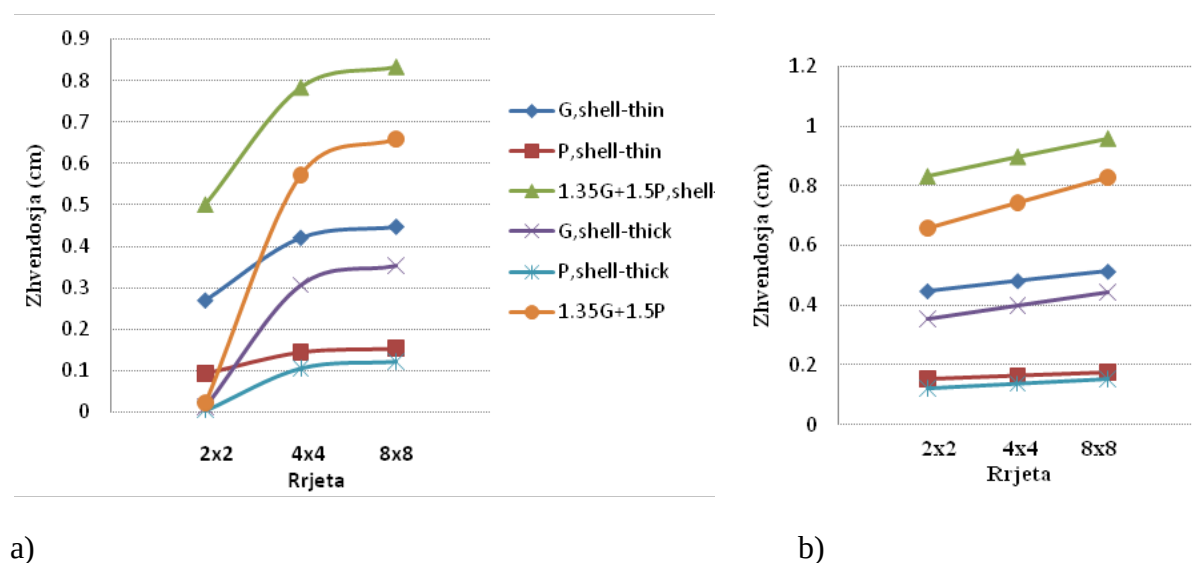


Figura 2.10 Grafiku i konvergjencës së zhvendosjes në qendër të pllakës
Mbështetje fikse, me ngarkesën q_0 uniformisht të shpërndarë.

a) Elementi katërkëndor me 4 nyje; b) Elementi katërkëndor me 8 nyje

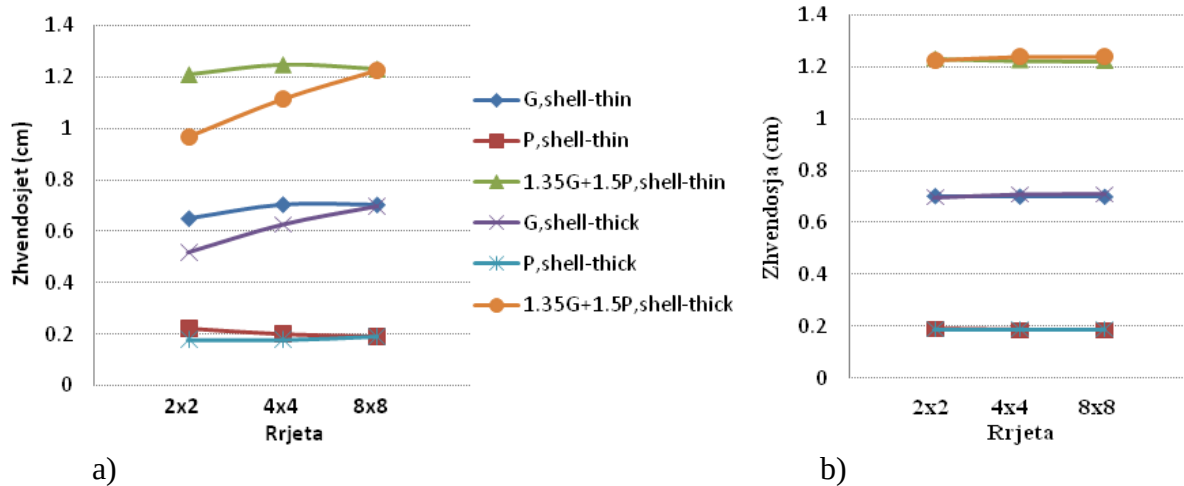


Figura 2.11 Grafiku i konvergencës së zhvendosjes në qendër të pllakës

Mbështetje e lirë, me ngarkesën e përqëndruar P .

a)Elementi katërkëndor me 4 nyje.b) Elementi katërkëndor me 8 nyje

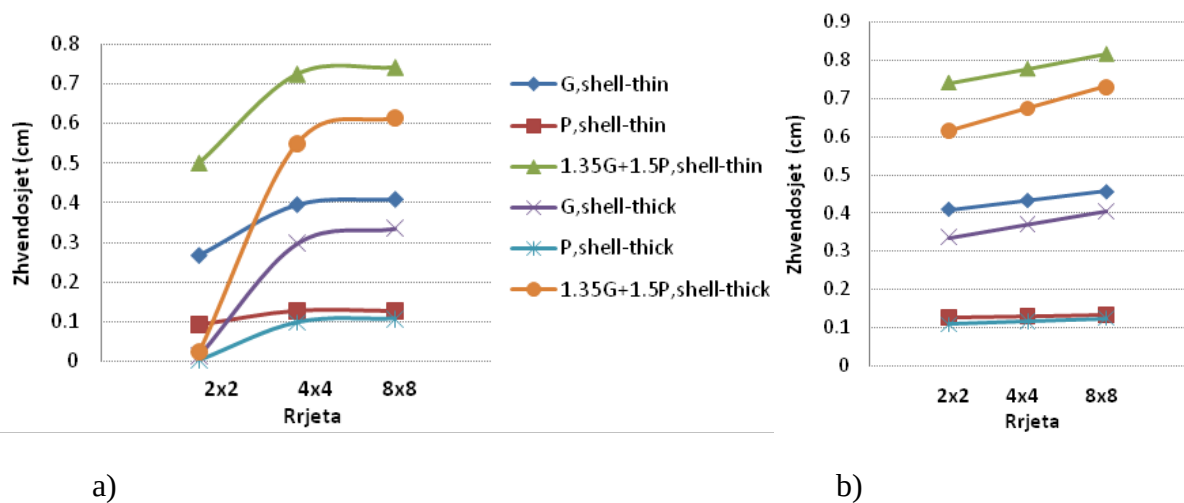


Figura 2.12 Grafiku i konvergencës së zhvendosjes Uz në qendër të pllakës

Mbështetje fikse, me ngarkesën e përqëndruar P .

a)Elementi katërkëndor me 4 nyje. b)Elementi katërkëndor me 8 nyje

2.1.7. Zhvendosjet Uz të pllakës

Ndikimi i kushteve kufitare (mbështetjeve) të pllakës dhe i llojit të ngarkesës duken në pamjet grafike që na jep programi SAP2000.

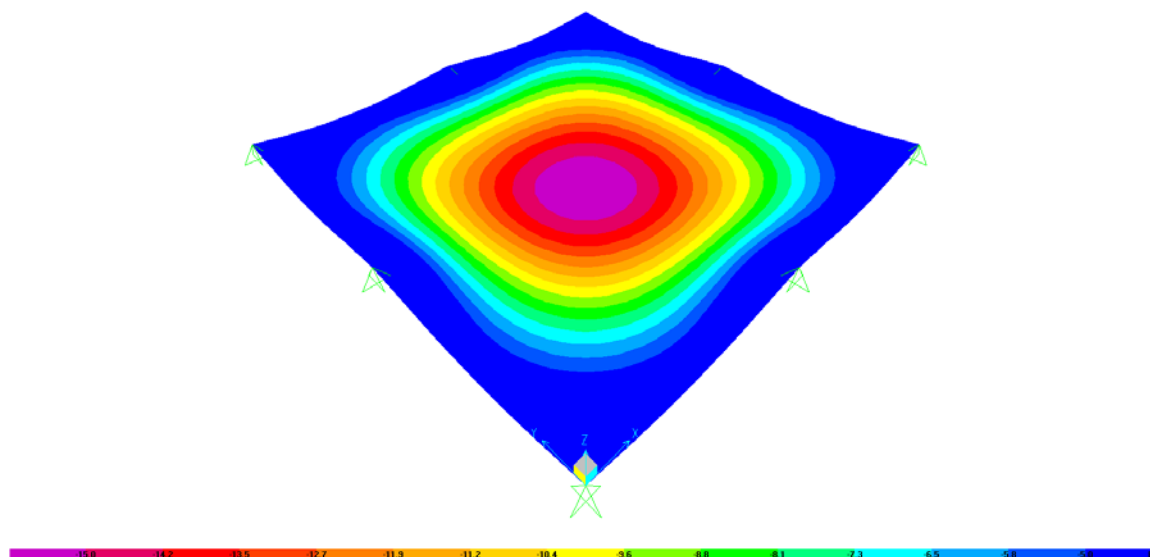


Figura 2.13 Zhvendosjet e pllakës Uz (mbështetje e lirë) me ngarkesën q_0

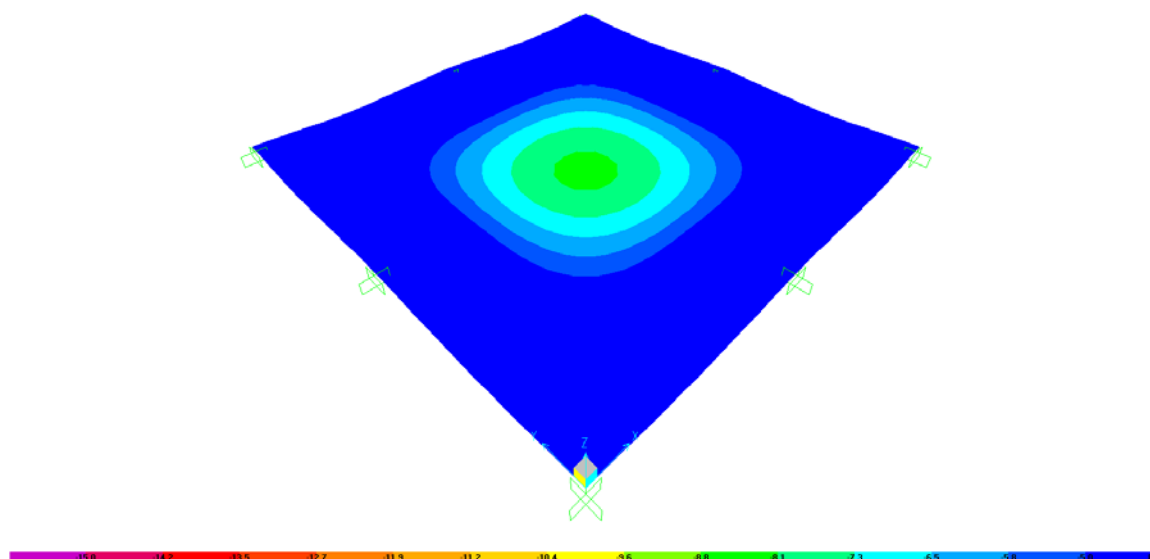


Figura 2.14 Zhvendosjet e pllakës Uz (mbështetje fikse) me ngarkesën q_0

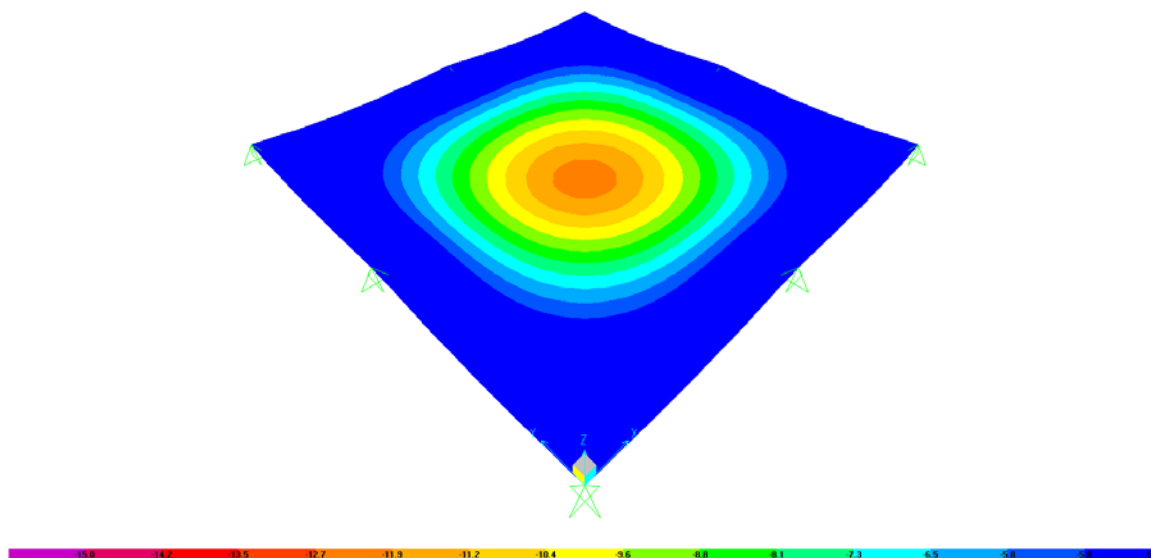


Figura 2.15 Zhvendosjet e pllakës Uz (mbështetje e lirë) me ngarkesën P

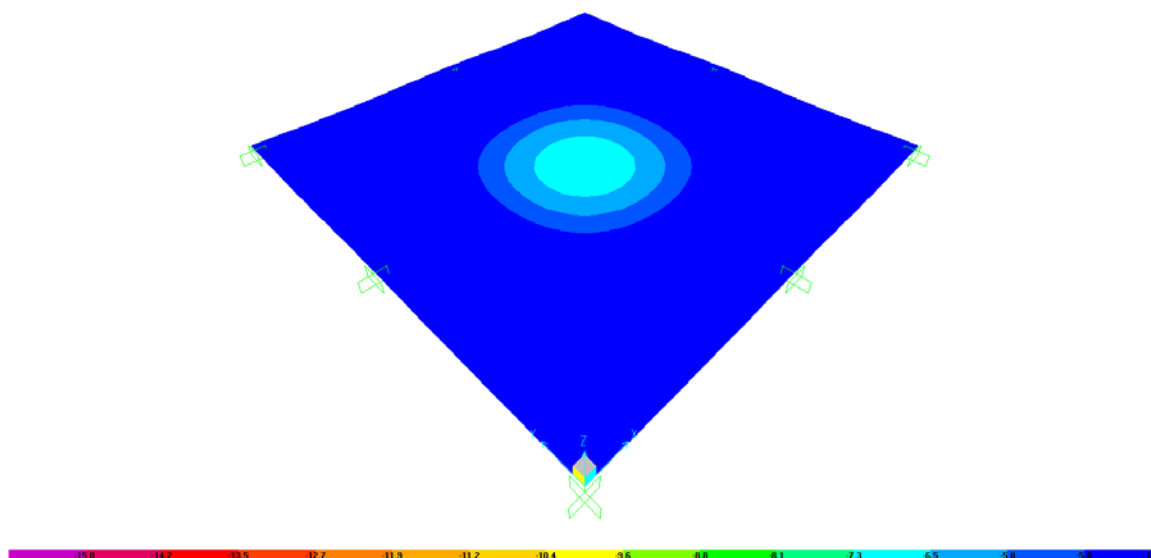


Figura 2.16 Zhvendosjet e pllakës Uz (mbështetje fikse) me ngarkesën P

2.2 Zhvendosja vertikale e pllakës me metodën analitike

Nisemi nga ekuacioni i pllakës në përkulje [3],[6],[10]:

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = \frac{q}{D}$$

$w(x,y)$ - zhvendosja vertikale; $q(x,y)$ - ngarkesa e jashtme

Pranojmë që ulja e pllakës është produkt i dy funksioneve $F(x,y)G(x,y)$

$$w=w(x,y)=F(x,y)G(x,y)$$

Zgjedhja e funksioneve: mund të jenë algjebrik, trigonometrik, hiperbolik ose kombinimi i këtyre funksioneve

Përzgjedhja do të varet dhe nga kushtet kufitare të pllakës:

- e mbështetur lirisht- funksion trigonometrik - zgjidhja Navier [6]
- ulja e pllakës mund të shkruhet si shumë e funksioneve trigonometrike në infinit.

Rasti I. Pllaka e mbështetur lirisht

kufijtë: $x=0$ në $x=a$

kushtet kufitare: $w(x=0,y)=0$ dhe $w(x=a,y)=0$

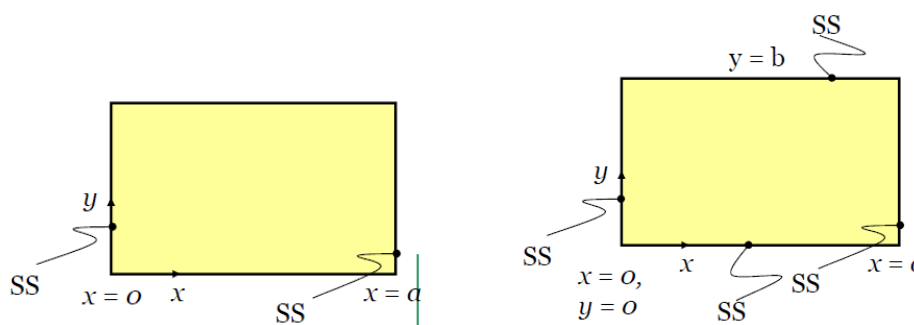


Figura 2.17 Kushtet kufitare të pllakës katrore (axb)

Pranojmë funksionin: $F(x) = \sum_m F_m \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right)$ ku $F_1, F_2, \dots, F_\infty$ - janë koeficienta

Ngarkesa simetrike, ulja simetrike në $a/2$

Kushtet kufitare në drejtimin tjetër: $w(x,y=0)=0$; $w(x,y=b)=0$

Pranojmë funksionin: $G(y) = \sum_n G_n \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right)$ ku $G_1, G_2, \dots, G_\infty$ - janë koeficienta

ZGJIDHJA FINALE:

$$w(x, y) = \sum_m \sum_n F_m G_n \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \Rightarrow w(x, y) = \sum_m \sum_n w_{mn} \sin \alpha_m x \sin \beta_n y$$

$$\alpha_m = \frac{m\pi}{a}, \quad \beta_n = \frac{n\pi}{b}$$

koeficientët F_m , G_m dhe w_{mn} llogariten nga seritë Fourier.

Çdo funksion periodik mund të zgjerohet në një funksion sin ose cos nëpërmjet zbërthimit Fourier.

$$f(x) = \sum_m f_m \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \Rightarrow f(x) \sin \frac{m'\pi x}{a} = f_m \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m'\pi x}{a}$$

Integrojmë nga 0 në a

$$\begin{aligned} \int_0^a f(x) \sin \frac{m'\pi x}{a} dx &= f_m \int_0^a \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m'\pi x}{a} dx \\ \Rightarrow \frac{f_m}{2} \int_0^a 2 \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m'\pi x}{a} &= \frac{f_m}{2} \int_0^a \left[\cos \frac{\pi x}{a} (m - m') - \cos \frac{\pi x}{a} (m + m') \right] dx \\ \Rightarrow \frac{f_m}{2} \left[\frac{\sin \frac{\pi x}{a} (m - m')}{\frac{\pi}{a} (m - m')} - \frac{\sin \frac{\pi x}{a} (m + m')}{\frac{\pi}{a} (m + m')} \right] &= \left. \right|_0^a \end{aligned}$$

Kufiri i sipërm i limitit:

$$\begin{aligned} \int_0^a f(x) \sin \frac{m'\pi x}{a} dx &= \frac{f_m}{2} \frac{\sin \frac{\pi x}{a} (m - m')}{\frac{\pi}{a} (m - m')} \bigg|_{x=a} \Rightarrow \int_0^a f(x) \sin \frac{m'\pi x}{a} dx = \frac{f_m a}{2} \quad \text{per} \quad m = m' \\ &= 0 \quad \text{per} \quad m \neq m' \\ f_m &= \frac{2}{a} \int_0^a f(x) \sin \frac{m\pi x}{a} dx \end{aligned}$$

Funksioni i y-it

$$\begin{aligned} g(y) &= \sum_n g_n \sin \frac{n\pi y}{b} \Rightarrow g(y) \sin \frac{n'\pi y}{b} = g_n \sin \frac{n\pi y}{b} \sin \frac{n'\pi y}{b} \\ g_n &= \frac{2}{b} \int_0^b g(y) \sin \frac{n\pi y}{b} dy \end{aligned}$$

Funksioni me dy variabla:

$$\begin{aligned} w(x, y) &= \sum_m \sum_n w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \\ \Rightarrow \int_{x=0}^{x=a} w(x, y) \sin\left(\frac{m'\pi x}{a}\right) dx &= \sum_m \sum_n w_{mn} \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \int_{x=0}^{x=a} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{m'\pi x}{a}\right) dx \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \int_{x=0}^{x=a} w(x, y) \sin\left(\frac{m'\pi x}{a}\right) dx &= \frac{a}{2} \sum_m \sum_n w_{mn} \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \\ \Rightarrow \int_{y=0}^{y=b} \int_{x=0}^{x=a} w(x, y) \sin\left(\frac{m'\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n'\pi y}{b}\right) dx dy &= \frac{a}{2} \sum_m \sum_n w_{mn} \int_{y=0}^{y=b} \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \sin\left(\frac{n'\pi y}{b}\right) dy \\ \Rightarrow w_{mn} &= \int_{y=0}^{y=b} \int_{x=0}^{x=a} w(x, y) \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) dx dy \end{aligned}$$

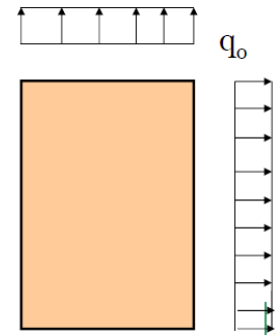
Pranojmë ngarkesën mbi pllakë: $q = q(x, y) = \sum_m \sum_n q_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right)$

Ulja:

$$w = w(x, y) = \sum_m \sum_n w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right)$$

Në ekuacionin e pllakës në përkulje derivojmë deformimin vertikal:

$$\begin{aligned} \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} &= \sum_m \sum_n \left(\frac{m\pi}{a}\right)^4 w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\frac{n\pi y}{b} \\ \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} &= \sum_m \sum_n \left(\frac{n\pi}{b}\right)^4 w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\frac{n\pi y}{b} \\ 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} &= 2 \sum_m \sum_n \left(\frac{m\pi}{a}\right)^2 \left(\frac{n\pi}{b}\right)^2 w_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \end{aligned}$$



Rasti I. Ngarkesa uniformisht e shpërndarë:

$$\begin{aligned} q(x, y) &= \sum_m \sum_n q_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right) \\ q(x, y) &= q_0 \end{aligned}$$

Figura 2.18 Pllaka katrore me ngarkesën q_0

Koeficientët q_{mn} :

$$q_{mn} = \frac{4}{ab} \int_0^a \int_0^b q_0 \sin\frac{m\pi x}{a} \sin\frac{n\pi y}{b} dx dy = \frac{4q_0}{ab} \int_0^a \sin\frac{m\pi x}{a} dx \int_0^b \sin\frac{n\pi y}{b} dy \Rightarrow q_m = \frac{4q_0}{ab} \left(\frac{4ab}{mn\pi^2}\right) = \frac{16}{mn} \frac{q_0}{\pi^2}$$

Zhvendosja vertikale:

$$w = w(x, y) = \frac{1}{\pi^4 D} \sum_m \sum_n \frac{q_{mn} \sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right)}{\left[\left(\frac{m}{a}\right)^2 + \left(\frac{n}{b}\right)^2\right]^2} \Rightarrow w(x, y) = \frac{16}{\pi^6} \frac{q_0}{D} \sum_m \sum_n \frac{\sin\left(\frac{m\pi x}{a}\right) \sin\left(\frac{n\pi y}{b}\right)}{\left[\left(\frac{m}{a}\right)^2 + \left(\frac{n}{b}\right)^2\right]^2}$$

Rasti II. Ngarkesa e përqëndruar:

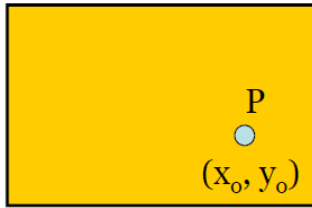


Figura 2.19 Pllaka katrore me P- ngarkesë e përqëndruar

Ekuivalente me ngarkesën e shpërndarë: $q_0 = \frac{P}{uv}$

Po të zëvendësojmë:

$$q_{mn} = \frac{16}{mn} \frac{q_0}{\pi^2} \sin \frac{m\pi x_0}{a} \sin \frac{n\pi y_0}{b} \sin \frac{m\pi u}{2a} \sin \frac{n\pi v}{2b}$$

$$\Rightarrow q_{mn} = \frac{16}{mn} \frac{P}{uv\pi^2} \sin \frac{m\pi x_0}{a} \sin \frac{n\pi y_0}{b} \sin \frac{m\pi u}{2a} \sin \frac{n\pi v}{2b}$$

Duke thjeshtuar marrim:

$$\Rightarrow q_{mn} = \frac{4P}{ab} \sin \left(\frac{m\pi x_0}{a} \right) \sin \left(\frac{n\pi y_0}{b} \right) \left(\frac{\sin \frac{m\pi u}{2a}}{\frac{m\pi u}{2a}} \right) \left(\frac{\sin \frac{n\pi v}{2b}}{\frac{n\pi v}{2b}} \right) \Rightarrow q_{mn} = \frac{4P}{ab} \sin \left(\frac{m\pi x_0}{a} \right) \sin \left(\frac{n\pi y_0}{b} \right)$$

Përfundimisht ulja e pllakës nga ngarkesa e përqëndruar:

$$w = w(x, y) = \frac{4P}{\pi^4 abD} \sum_m \sum_n \frac{S'_{mn} \sin \left(\frac{m\pi x}{a} \right) \sin \left(\frac{n\pi y}{b} \right)}{\left[\left(\frac{m}{a} \right)^2 + \left(\frac{n}{b} \right)^2 \right]^2} \quad S'_{mn} = \sin \frac{m\pi x_0}{a} \sin \frac{n\pi y_0}{b}$$

Rasti III. Pllaka me mbështetje fikse dhe ngarkesë uniformisht e shpërndarë

Kushtet kufitare për pllakën me mbështetje fikse në katër anë [8], [9], [11],[12]:

$$w=0 \text{ për } x=\pm a; \quad w=0 \text{ për } y=\pm b; \quad \frac{\partial w}{\partial x} = 0 \text{ për } x = \pm a; \quad \frac{\partial w}{\partial y} = 0 \text{ për } y = \pm b$$

Sipas Taylor dhe Govindjee (2004) [11], zhvendosja vertikale e pllakës në qendër:

$$w = w(x, y) = \frac{qb^4}{24D} \left[\left(1 - \frac{y^2}{b^2} \right)^2 + \sum_{m=1,3,\dots} \frac{\cos \frac{m\pi y}{2b}}{\cosh \frac{m\pi a}{2b}} \left(A_m \cosh \frac{m\pi x}{2b} + B_m \frac{x}{a} \sinh \frac{m\pi x}{2b} \right) \right. \\ \left. + \sum_{m=1,3,\dots} C_m \frac{\cos \frac{m\pi x}{2a}}{b \cosh \frac{m\pi b}{2a}} \left(y \sinh \frac{m\pi y}{2a} - b \tanh \frac{m\pi b}{2a} \cosh \frac{m\pi y}{2a} \right) \right] \quad (2.3)$$

ku: termat e parë japin funksionin e zhvendosjes për një rrip në kufijtë $-b \leq y \leq b$. Të tjerat tregojnë efektin përgjatë fundeve. Koeficientat përcaktohen nga kushtet kufitare që në anë janë zero. Ne mund të marrim sistemin linear të ekuacioneve për të përcaktuar konstantet A_m , B_m dhe C_m .

$$A_m + B_m \tanh \frac{m\pi a}{2b} = \frac{2^8 (-1)^{(m-1)/2}}{\pi^3} \left[\frac{1}{m^3} - \frac{12}{\pi^2 m^5} \right], \quad (2.4)$$

$$A_m \frac{m(m-1)\pi}{4b} \tanh \frac{m\pi a}{2b} + B_m \left(\frac{b}{a} \tanh \frac{m\pi a}{2b} + \frac{m\pi}{2} \right) + \sum_{r=1,3,\dots}^{\infty} C_r \frac{(-1)^{(m+r-2)/2}}{8r\pi \left(1 + \frac{a^2}{b^2} \right)^2} = 0 \quad (2.5)$$

$$\sum_{r=1,3,\dots}^{\infty} A_r \frac{2ab(-1)^{(m+r-2)/2} rm}{a^2 r^2 + b^2 m^2} + \sum_{r=1,3,\dots}^{\infty} B_r \frac{2ab(-1)^{(m+r-2)/2} rm}{a^2 r^2 + b^2 m^2} \tanh \frac{r\pi a}{2b} - C_m \frac{a}{b} \left(\tanh \frac{m\pi b}{2a} + \frac{\frac{m\pi b}{2a}}{\cosh^2 \frac{m\pi b}{2a}} \right) = 0 \quad (2.6)$$

Duke zëvendësuar vlerat e koeficientëve të dhëna në ekuacionet 2.4, 2.5 dhe 2.6, të gjithëpërfshira në ekuacionin 2.3, ne marrim uljen në qendër të pllakës katrore, që kënaq ekuacionin 2.1 dhe kushtet kufitare si në formën e mëposhtme:

$$w|_{x=0}^{y=0} = \frac{qb^4}{24D} \left\{ 1 + \sum_{m=1,3,\dots}^{\infty} \left[A_m \frac{1}{\cosh \frac{m\pi a}{2b}} - C_m \frac{\sinh \frac{m\pi b}{2a}}{\cosh^2 \frac{m\pi b}{2a}} \right] \right\} \quad (2.7)$$

Nga kushtet kufitare $B_m=0$, për uljen në qendër të pllakës nuk ka ndikim koeficienti B_m . Seria në këtë shprehje konvergjon shpejt dhe me siguri të mjaftueshme do të mjaftonin vetëm termat e parë. Kur raporti a/b shkon në infinit ulja e qendrës shkon deri në $0.00260417qb^4/D$.

Ky rezultat përputhet me Evans (1939) dhe Taylor & Govindjee (2004) [11].

2.2.1 Aplikimi në MatLAB

MatLAB që do të thotë laborator i matematikës është një program që ofron shumë mundësi për të zgjidhur dhe programuar probleme matematikore. Gjuha që përdor ai është shumë e thjeshtë dhe e kuptueshme për të ndërtuar funksione matematikore, që mund të jenë dhe aplikime në fushën e inxhinierisë së ndërtimit.

Në rastin e marrë në shqyrtim, pasi kemi zgjidhjen analitike për të marrë rezultatet e serisë Furie është bërë një funksion në MatLAB, me anë të të cilit përftohet llogaritja e uljeve të pllakës (zgjidhja Navier), për mbështetjen e lirë, me “q” të shpërndarë.

Ngarkesa e shpërndarë është ajo e kombinimit të veçantë, bashkë me peshën vetjake për njësi volumi $q_0=15\text{kN/m}^2$, Ngurtësia D e pllakës për : $E = 31000\text{ MPa}$ të betonit C25/30; $\nu=0.2$

➤ Llogaritja e uljeve të pllakës (zgjidhja Navier), për mbështetjen e lirë, me q- të shpërndarë

```
function w=wr1(x, y)
a=8; b=8;
q0=16.5;
D=20771;
for m=1:50;
    for n=1:50;
        A(m,n)=(sin(m*pi*x/a)*sin(n*pi*y/b))/((m/a)^2+(n/b)^2)^2;
    end
end
w=16*q0/D/pi^6*sum(sum(A));

a=8; b=8;
h=1;
x=h:h:a-h;
y=h:h:b-h;
for i=1:length(x);
    for j=1:length(y);
        p(i,j)=wr1(x(i),y(j));
    end
end
```

Rezultatet

>> pr1

```
p =
    0.0050    0.0068    0.0070    0.0063    0.0050    0.0035    0.0018
    0.0068    0.0104    0.0112    0.0103    0.0084    0.0059    0.0030
    0.0070    0.0112    0.0126    0.0109    0.0099    0.0070    0.0036
    0.0063    0.0103    0.0119    0.0135    0.0097    0.0069    0.0036
    0.0050    0.0084    0.0099    0.0097    0.0082    0.0059    0.0031
    0.0035    0.0059    0.0070    0.0069    0.0059    0.0043    0.0022
    0.0018    0.0030    0.0036    0.0036    0.0031    0.0022    0.0012
```

➤ Llogaritja e uljeve të pllakës (zgjidhja Navier), për mbështetjen e lirë, me P- në qendër

```
function w=wr2(x, y)
a=8; b=8;
P=262;
D=20771;
for m=1:50;
    for n=1:50;
        A(m,n)=sin(m*pi*4/a)*sin(n*pi*4/b)*(sin(m*pi*x/a)*sin(n*pi*y/b))/
        ((m/a)^2+(n/b)^2)^2;
    end
end
```

```
w=4*P/D/pi^4/a/b*sum(sum(A));  
a=8; b=8;  
h=1;  
x=h:h:a-h;  
y=h:h:b-h;  
for i=1:length(x);  
    for j=1:length(y);  
        p(i,j)=wr2(x(i),y(j));  
    end  
end
```

Rezultatet

```
pr2  
p =  
0.0014 0.0027 0.0037 0.0040 0.0037 0.0027 0.0014  
0.0027 0.0052 0.0071 0.0079 0.0071 0.0052 0.0027  
0.0037 0.0071 0.0099 0.0111 0.0099 0.0071 0.0037  
0.0040 0.0079 0.0111 0.0127 0.0111 0.0079 0.0040  
0.0037 0.0071 0.0099 0.0111 0.0099 0.0071 0.0037  
0.0027 0.0052 0.0071 0.0079 0.0071 0.0052 0.0027  
0.0014 0.0027 0.0037 0.0040 0.0037 0.0027 0.0014
```

➤ Rasti III i mbështetjes fikse

```
a=4; b=4; D=20771; q0=16.5;  
  
m=1:11; k=2^8/pi^3;  
A=k*(-1).^((m-1)/2).*(1./m.^3-12/pi^2./m.^5);  
  
for r = 1:2:11  
    for m=1:11  
        TT(r,m)=A(r)*2*a*b*r*m*(-1)^((m+r-2)/2)/(a^2*r^2+b^2*m^2);  
    end  
end  
T=sum(TT);  
  
c=pi*b/2/a;  
m=1:11;  
V=a/b*(tanh(c*m)+c*m./(cosh(c*m)).^2);  
C=T./V;  
  
kk=q*b^4/24/D; cc=pi*a/2/b;  
m=1:2:11;  
w=kk*(1+sum(A(m)./cosh(cc*m)-C(m).*sinh(c*m)./(cosh(c*m)).^2))
```

Rezultati

```
>> enkel2
```

```
w =  
0.0065
```

2.3 Përfundime

Nga analiza e pllakës katrore (800x800) cm, me raporin $a/b=1$ e marrë në studim për të llogaritur zhvendosjen vertikale në qendër të saj me dy metoda:

MEF dhe zgjidhje analitike

- dy raste ngarkesash $q_0 \rightarrow$ uniformisht të shpërndarë dhe $P \rightarrow$ të përqendruar;
- dy raste të mbështetjes: $\rightarrow$ të lirë dhe $\rightarrow$ fikse
- për modelimin me MEF të pllakës janë përdorur dy tipe elementësh katërkëndor “guackë” (shell), një sipas teorisë klasike “guackë e hollë” (shell-thin) dhe një sipas Mindlin-Reissner “guackë e trashë” (shell-thick);
- janë përdorur dy metoda të rafinimit të rrjetës së modelit h-refinement, duke rritur dendësinë e rrjetës nga 2x2, 4x4, 8x8, dhe p-refinement duke rritur gradën e elementit katërkëndor nga 4 nyje në 8 nyje.

Rezulton që:

- nga dendësimi i rrjetës në MEF, zhvendosja vertikale në qendër të pllakës konvergjon në mënyrë monotone, por dendësimi më tej nuk sjell ndryshim të madh, kështu që do mjaftohemi me këtë rrjetë. Një rrjetë më e dendur çon në konsumimin e kohës llogaritëse të kompjuterit, pa ndryshuar konsiderueshëm rezultatin. Dendësia e rrjetës duhet bërë aty ku kemi ndryshime të gjeometrisë, të karakteristikave të materialit, në zonat me përqëndrime sforimesh (mbështetje, vrima, etj)
- përdorimi i elementit katërkëndor "shell-thick" vë në dukje ndryshimin midis teorisë klasike dhe asaj të deformimeve prerëse të rendit të parë. Pra, kemi zvogëlimin e uljes së pllakës, por rritje të vlerave për këndet e rrotullimit në këtë pikë.
- ulja e pllakës është më e madhe në rastin e mbështetjes së lirë në të gjitha anët, se në mbështetjen fikse.
- rezultatet e zgjidhjes analitike për mbështetjen e lirë dhe MEF për rrjetën 8x8; me elementin katërkëndor me 4 dhe 8 nyje të paraqitura në tabelën 2.1 tregojnë që zgjidhja pothuajse përputhet për rastin e ngarkesës së përqendruar dhe ka një gabim me 10-20% me MEF për rastin e ngarkesës së shpërndarë. Kjo pasi MEF jep rezultate më të sakta për ngarkesat nyjore.

Tabela 2.2 Krahësimi i uljeve U_z në qendër të pllakës (800x 800)cm, $h=20$ cm

Metoda Ngarkesa	Ulja në qendër (cm) (metoda analitike)	Ulja në qendër (cm) MEF (el. me 4nyje)	Ulja në qendër (cm) MEF (el. me 8nyje)
q_0 (kN/m ²) (mbështetje e lirë)	1.35	1.54	1.56
P (kN) (mbështetje e lirë)	1.27	1.23	1.22
q_0 (kN/m ²) (mbështetje fikse)	0.65	0.66	0.82

KAPITULLI III

3. BAZAT E PROJEKTIMIT TË SOLETAVE B/A

3.1 Projektimi i soletave b/a e zakonshme

3.1.1 Tipet e soletave b/a

- Soleta e rrafshët: është ekonomike për hapësira 5~ 8 m për zyra, spitale, hotele, blloqe apartamentesh etj, duke përdorur betonin C30/37. Hapësira më të mëdha mund të arrihen duke përdorur beton me rezistencë më të lartë (psh. hapësira 10 m me beton C50/60)

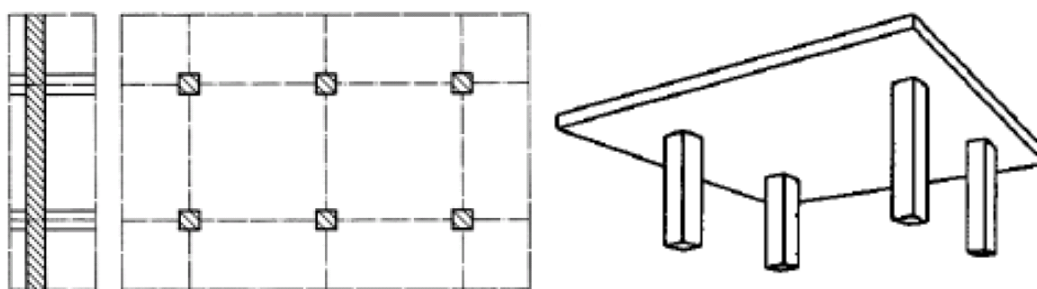


Figura 3.1 Soleta e rrafshët

- Avantazhet
 - Ndërtim i thjeshtë dhe i shpejtë
 - Mungesa e trarëve lejon lartësi kati (dysHEME-dysHEME) më të ulët
 - Lehtësi të pozicionimit të mureve ndarës dhe të shpërndarjes së shërbimeve
 - Rifiniturat mund të aplikohen direkt në sipërfaqjen e poshtme të soletës
- Disavantazhet
 - Plotësimi i kushteve në prerje përreth kollonave kërkon zgjidhje me kollona më të mëdha, kapitela, rritje të trashësisë së soletës në zonën e kollonës, armim të posaçëm në prerje.
 - Uljet, veçanërisht në perimetrin e objektit ku mbështetet fasada mund të shkaktojnë probleme, që zgjidhen duke rritur numrin e kollonave dhe trarëve perimetrale.
 - Shtangësi e vogël në planin horizontal ndaj veprimit të ngarkesave sizmike
- Soleta e rrafshët me trashësi të rritur në zonën e mbështetjes: është ekonomike për hapësira (5-10) m, me ngarkesa më të mëdha shfrytëzuese për zyra, spitale, hotele, etj

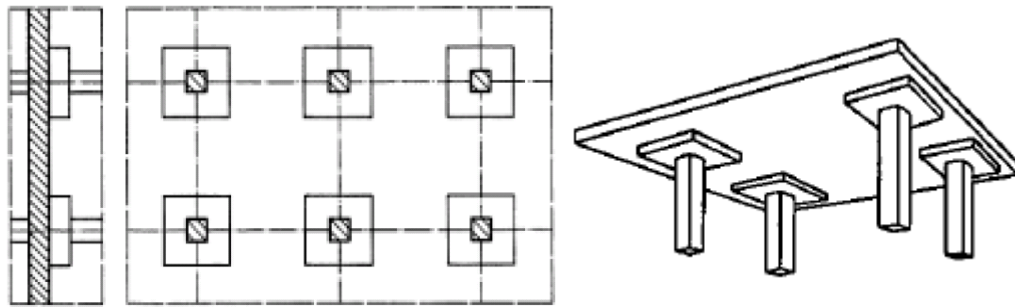


Figura 3.2 Soleta e rrafshët me zgjerim të mbështetjes

- Avantazhet
 - Zvogëlim i hapësirës së pastër, që çon në zvogëlim të armaturës së kërkuar.
 - Rritja e kapacitetit në prerje dhe e shtangësisë së soletës në zonën e mbështetjes
 - Mungesa e trarëve lejon lartësi kati më të ulët (dysHEME - dysHEME)
 - Lehtësi të pozicionimit të mureve ndarës dhe të shpërndarjes së shërbimeve
 - Disavantazhet
 - Vështirësi e kalimit të linjave të infrastrukturës pranë kollonave
 - Trashësia e rritur në zonën e kollonave ndërpret vijueshmërinë e kallëpeve, duke rritur koston.
- Soleta e rrafshët e mbështetur në kollona me kapitel: është ekonomike për hapësira 5-10 m me ngarkesa të mëdha shfrytëzuese për zyra, spitale, hotele, banim, dyqane, etj.

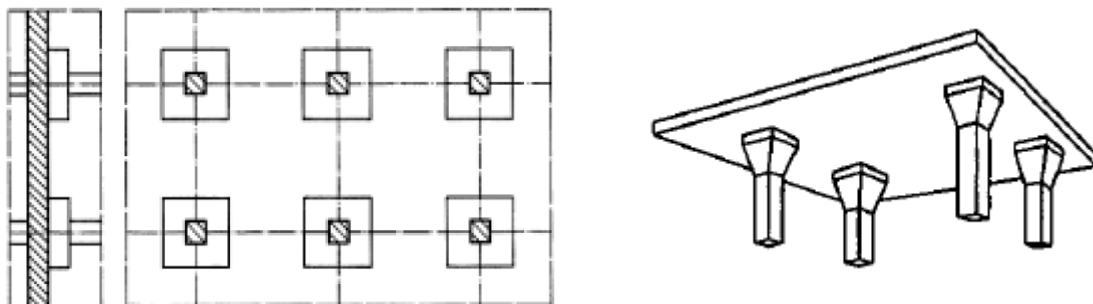


Figura 3.3 Soleta e rrafshët me kapitel

- Avantazhet
 - Rritja e kapacitetit në prerje.
 - Mungesa e trarëve lejon lartësi kati më të ulët (dysHEME-dysHEME).
 - Lehtësi të pozicionimit të mureve ndarës dhe të shpërndarjes së shërbimeve.
- Disavantazhet
 - Vështirësi e kalimit të linjave të infrastrukturës pranë kollonave.
 - Realizimi i kapiteleve të kollonave kërkon kallëpe shtesë duke rritur koston.

- Soletë e rrafshët me trarë perimetralë të thellë: janë ekonomike për hapësira deri në 6-10 m, për zyra, dyqane, spitale, hotele, etj
- Avantazhet
 - Realizimi i një perimetri të shtangët për mbështetjen e fasadës
 - Mungesa e trarëve të brendshëm lejon lartësi kati më të ulët (dysHEME-dysHEME)
 - Lehtësi të pozicionimit të mureve ndarës dhe të shpërndarjes së shërbimeve
- Disavantazhet
 - Trau perimetral i thellë kërkon kallëpe shtesë duke rritur koston
 - Shtangësi e vogël në planin horizontal ndaj veprimit të ngarkesave sizmike
- Soleta e rrafshët mbështetur në një drejtim mbi trarë: është një sistem mbulimi që siguron shtangësi të lartë të strukturës horizontale për ti rezistuar ngarkesave horizontale sipas një drejtimi. Ekonomike për hapësira 6-10 m, e përshtatshme për zyra, dyqane, spitale, hotele, banim, etj

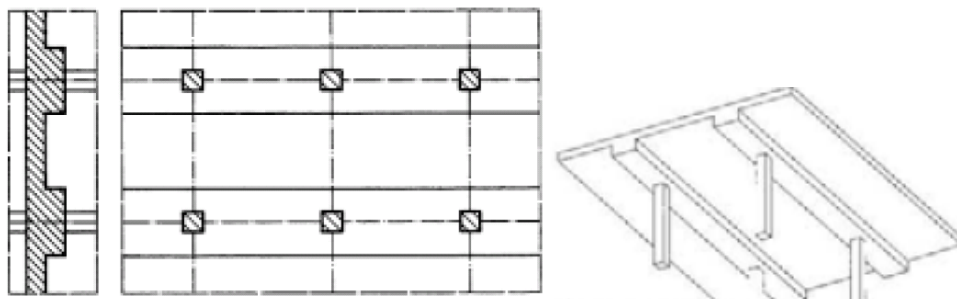


Figura 3.4 Soleta me trarë në një drejtim

- Avantazhet
 - Zgjidhje efektive
 - Rritja e shtangësisë në planin horizontal rrit kapacitetin mbajtës ndaj ngarkesave horizontale sizmike sipas drejtimit të vendosjes së trarëve.
 - Trarët e thellë sigurojnë kapacitet të lartë ndaj forcave prerëse
- Disavantazhet
 - Shtangësi e vogël në planin horizontal sipas drejtimit përpjndikular me trarët
 - Kalimi i linjave të infrastrukturës është i vështirë kur bëhet në trarët e thellë
 - Trarët e thellë ulin lartësinë e shfrytëzueshme të katit
 - Duhet lartësi e madhe kati
 - Trarët e thellë kërkojnë kallëpe shtesë duke rritur koston.

- Soletë e rrafshët mbështetur në dy drejtime mbi trarë: është një sistem mbulimi tradicional, që siguron shtangësi të lartë të strukturës horizontale për ti rezistuar ngarkesave horizontale sipas dy drejtimeve. Ekonomike për hapësira 7-12m, e përshtatshme për zyra, dyqane, spitale, hotele, banim, etj
- Avantazhet
 - Zgjidhje efektive tradicionale
 - Hapësira të mëdha
 - Rritja e shtangësisë në planin horizontal rrit kapacitetin mbajtës ndaj ngarkesave horizontale sizmike.
 - Trarët e thellë sigurojnë kapacitet të lartë ndaj forcave prerëse
- Disavantazhet
 - Kalimi i linjave të infrastrukturës është i vështirë kur bëhet në trarët e thellë
 - Trarët e thellë ulin lartësinë e shfrytëzueshme të katit
 - Duhet lartësi e madhe kati
 - Trarët e thellë kërkojnë kallëpe shtesë duke rritur koston.
- Soletë brinjore me trarë kryesorë dhe sekondarë: ekonomike për hapësira deri në 12m

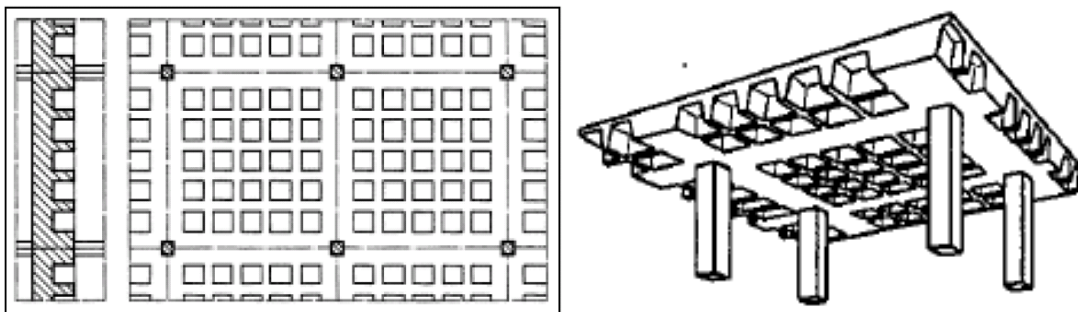


Figura 3.5 Soleta me trarë në dy drejtime

- Avantazhet
 - Reduktim i peshës vetjake
 - Profili i poshtëm i tyre është pjesë e zgjidhjes arkitektonike
- Disavantazhet
 - Kosto e lartë e kallëpeve
 - Vështirësi në përpunimin e armaturës së hekurit
 - Vështirësi në realizimin e mureve ndarës për të përpunuar pozicionin e tyre mbi brinjën e soletës.
 - Trashësia e vogël e betonit mes brinjëve lejon depërtimin e zhurmave

3.1.2 Objekte të realizuara me soleta b/a të zakonshme

3.1.2.1 Soletë me traveta në një drejtim

Objekti ndodhet në qendër të Tiranës dhe sot është Hotel “PLAZA”. Punimet filluan në 2007 dhe përfunduan në 2016. Ka një lartësi 85m me 25 kate mbi tokë dhe 4 kate nëntokë. Në qendër është një sistem muresh b/a dhe në perimetër janë kollona rrethore. Soleta është realizuar me traveta në një drejtim, e kufizuar me trarë të sheshtë.

Tabela 3.1 Soletë e rrafshët (me traveta) mbështetur në një drejtim mbi trarë

Nr. i kateve	Soleta			Materialet për m ² të sipërfaqes së katit		Ngarkesa e shfrytëzueshme kN/m ²	Sistemi strukturor
	Hapësira L ₀ (m)	Thellësia h (cm)	Raporti L ₀ /h	Beton C30/37 (m ³)	Armatura (kg)		
25	~10	40	~25	0.32	38	2	Dual (ramë + mure)

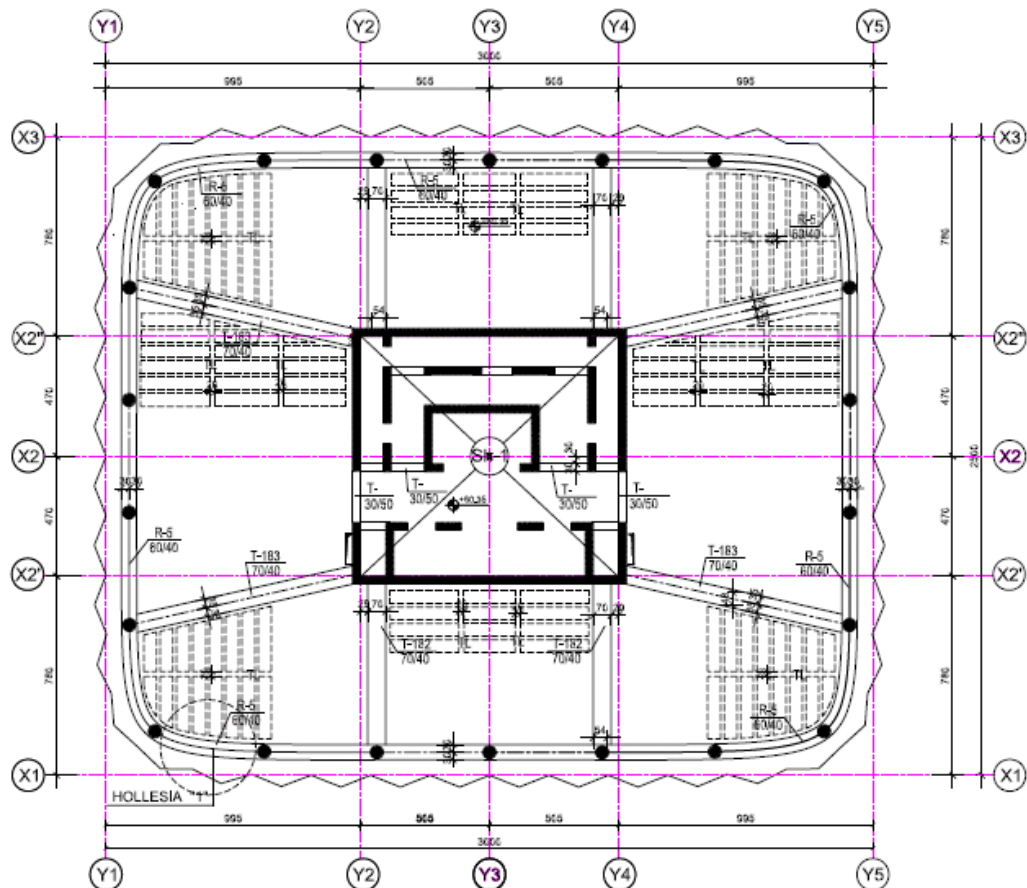


Figura 3.6 Planimetria e katit tip

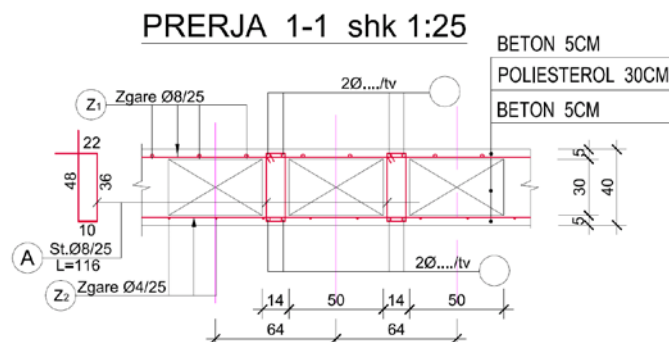


Figura 3.7 Seksioni tërthor i soletës



Figura 3.8 Pamje nga një kat i realizuar

3.1.2.3 Soletë monolite në dy drejtime

Parkimi nëntokësor në sheshin “Skënderbej”, Tiranë është realizuar me kollona dhe mure b/a perimetral, me soletë monolite në dy drejtime me trashësi 30 cm.

Objekti është ende duke u realizuar.

Tabela 3.3 Soletë monolite e mbështetur në dy drejtime mbi trarë të thellë

Nr. i kateve nëntokë	Soleta			Materialet për m ² të sipërfaqes së katit		Ngarkesa e shfrytëzimit kN/m ²	Sistemi strukturor (elementët mbajtës)
	Hapësira L ₀ (m)	Thellësia h (cm)	Raporti L ₀ /h	Beton (m ³) C30/37	Armatura (kg)		
2	8.1	30	27	0.45	52	7.5	Dual (mure + ramë)

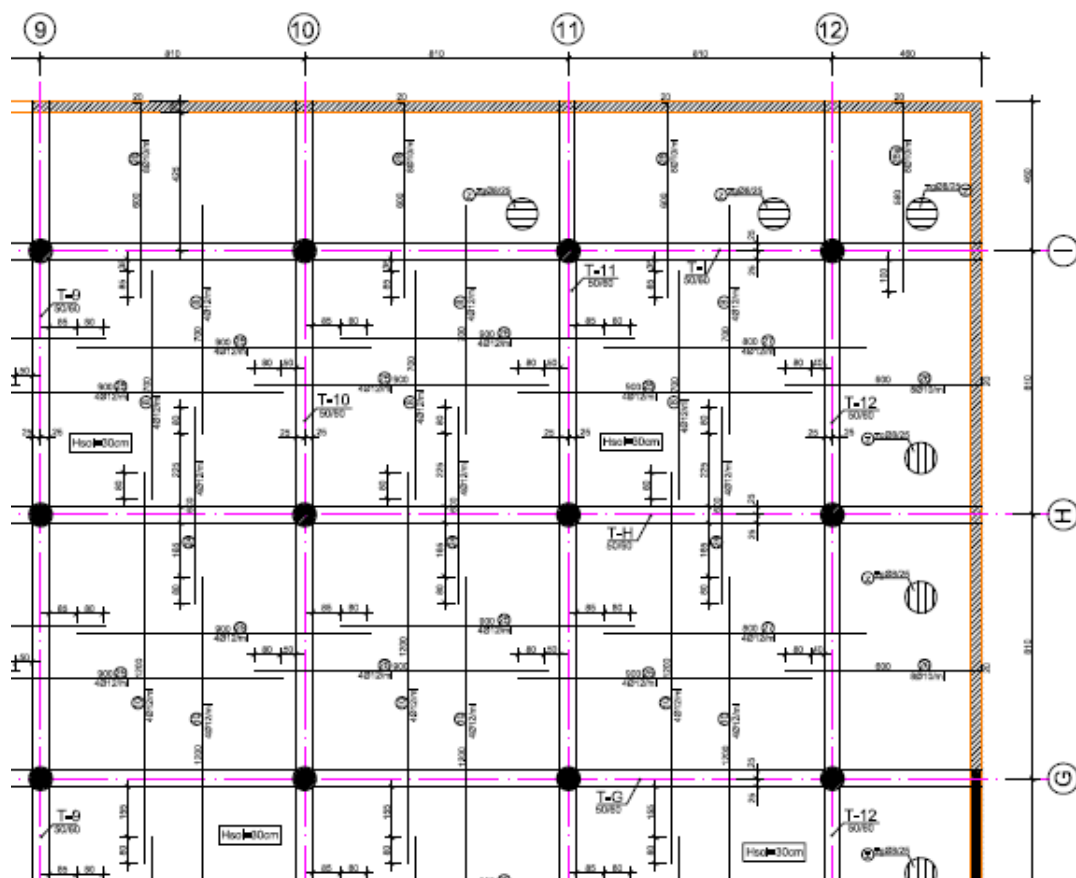


Figura 3.12 Një pjesë e planit të strukturave të parkimit nëntokësor, sheshi “Skënderbej”, Tiranë

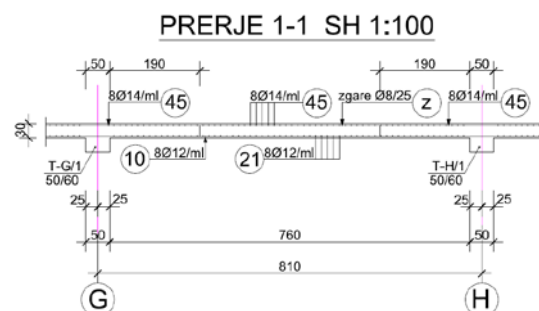


Figura 3.13 Prerja 1-1

3.1.2.4 Soletë në dy drejtime “cobiax”

4EVER GREEN, është një kullë e vendosur në qendër të Tiranës, pranë parkut “Rinia”. Objekti është 85 m i lartë dhe ka 4 kate nëntoke. Skema llogaritëse është me mure b/a (shear walls) dhe katet tip janë soletë në dy drejtime cobiax, 25cm, materiali mbushës i travetit lehtësues janë në formë filluckash të lehtësuara (material kompozite).

Tabela 3.4 Soletë e rrafshët (me sfera plastike të lehtësuara) mbështetur në dy drejtime mbi mure b/a

Nr. i kateve	Soleta			Materialet për m ² të sipërfaqjes së katit		Ngarkesa e shfrytëzimit kN/m ²	Sistemi strukturor (elementet mbajtës)
	Hapësira L ₀ (m)	Thellësia h (cm)	Raporti L ₀ /h	Beton (m ³) C35/45	Armatura (kg)		
25	13	40	32	0.3	52	2	Mure b/a

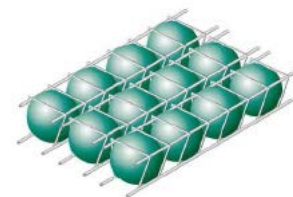
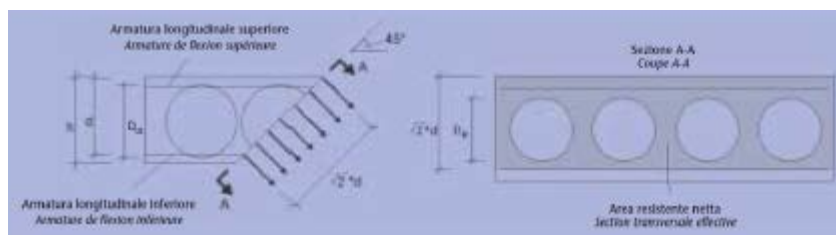


Figura 3.14 Profili tërthor i soletës

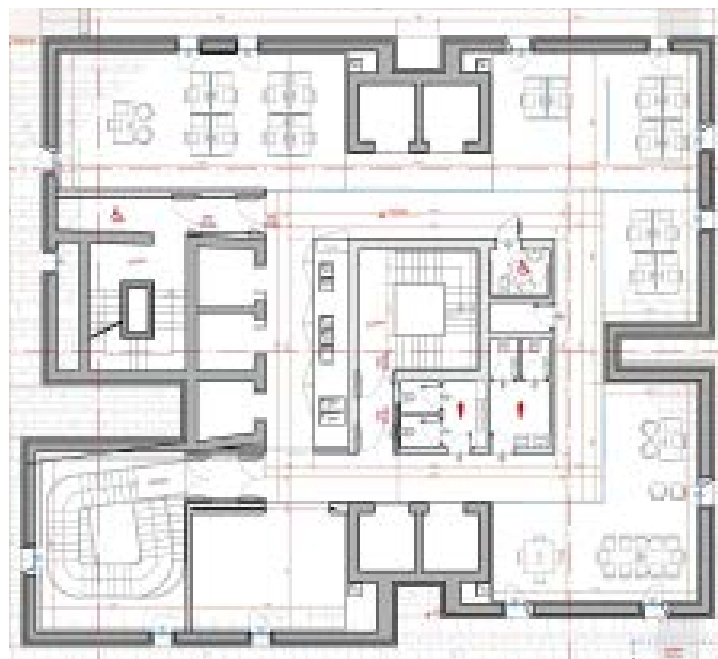


Figura 3.15 Planimetria e katit tip te objektit



Figura 3.16 Realizimi ne objekt i soletave cobiax

3.2 Soletat e paranderuara (të post- tensionuara)

Në rastet e objekteve të realizuara me hapësira të konsiderueshme që varionin nga 8~ 16m soleta është e zgjidhur me b/a të zakonshme, por secila nga këto zgjidhje ka nga një kosto shtesë në ndërtim: në zvogëlimin e lartësisë së katit; në rritjen e masës së strukturës, pra nuk mund të rritësh shumë numrin e kateve; në koston e kallëpëve, etj

Më poshtë, unë do të propozoj teknologjinë e post- tensionimit si një zgjidhje efikase për të realizuar soleta me hapësira të mëdha duke shmangur disavantazhet e përmendura në rastet e mësipërme.

3.2.1 . Paranderja në strukturat e betonit

Paranderja është një kundërpërgjigje ndaj efektit të forcave të jashtme mbi strukturën duke krijuar një gjendje të sforcuar për të kundërshtuar ngarkesat e jashtme. Mënyra më e zakonshme për të arritur këtë është kavoja e tërhequr para ngarkesës efektive [25],[26].

Paranderja me kavo ka dy efekte kryesore aksiale dhe transversale (fig.3.17). Efekti aksial i jep shpytyje betonit shkaktuar nga forcat ankoruese në skaje të kavos. Në fig.3.18 b) jashtëqendërsia e kavos së drejtë shkakton përkulje si shtesë të efektit aksial. Në rastin c) përdorimi i kavove të kurbëzuara jep dhe një efekt transversal (tërthor) që mund të llogaritet si një kundërveprim të forcave të jashtme bashkë me efektin aksial, përkulës dhe prerës.

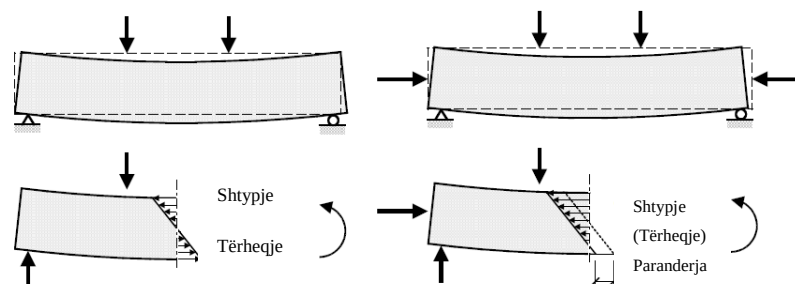


Figura 3.17 a) Trau prej betoni ne përkulje b) Trau prej betoni i paranderur [26]

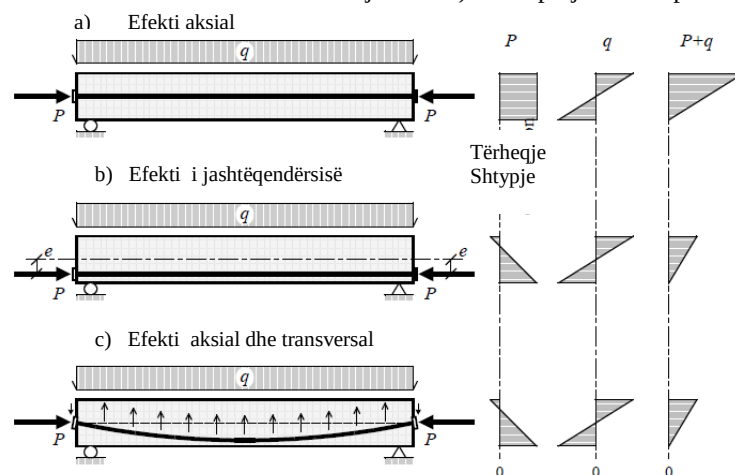


Fig. 3.18 Efektet kryesore të paranderjes a) paraqet efektin e tërheqjes së pastër b) paraqet një element tipik të paratensionimit me jashtëqendërsi të tendonit të drejtë duke dhënë një efekt shtesë të momentit përkulës c) paraqet një element tipik të pas- tensionuar me tendon të kurbëzuar duke dhënë efekte shtesë në tërheqje, përkulje dhe prerje[2.

Efekti tërthor i paranderjes do të përballojë një pjesë të mirë të ngarkesës së jashtme direkt në mbështetje. Për ngarkesën e mbetur struktura do të ketë rezistencë të mirë në prerje, shpim dhe përdredhje gjatë sforcimeve shtypëse për shkak të efektit aksial. Paranderja do të zvogëlojë uljet gjatë gjëndjes së shërbimit, zvogëlojë efektin e forcave të jashtme dhe të rrisë ngurtësinë si pasojë e zvogëlimit apo dhe eliminimit të plasaritjeve.

Avantazhi kryesor i paranderjes është: limitimi i plasaritjeve deri në eliminimin e tyre në elementët strukturorë me hapësira të mëdha drite, zvogëlim të dimensioneve të seksionit tërthor për një hapësirë dhe ngarkesë të dhënë dhe përfundimisht rrit kapacitetin mbajtës për hapësirën dhe dimensionet e dhëna. Le ti shohim të detajuara më poshtë këto avantazhe.

3.2.2. Sistemet kryesore të paranderjes

Dy sistemet kryesore të paranderjes janë: para- tensionimi dhe pas- tensionimi [26].

Në teknologjinë e para- tensionimit armatura tërhiqet në kallëp, para hedhjes së betonit. Fiksuesit e ankorimit vendosen jashtë kallëpit, kështu që kjo metodë ka nevojë për hapësirë, kapanone prodhimi për elementët e parapërgatitur ku njësi të ndryshme mund të paranderen në të njëjtën linjë. Pas ngurtësimit të betonit, elementi i paranderur hiqet nga ankorimi dhe transferohet. Për të realizuar lidhje të mira në strukturë këta elementë duhet të jenë të vegjël, të transportueshëm. Tipi i zakonshëm i fijos së çelikut është 9 ose 13mm. Kavot vendosen drejt dhe me jashtëqendërsi. Ekziston mundësia që për të rritur efikasitetin strukturor ti jepet një efekt tërthor nga devijimi i forcës, por kjo kërkon fiksues brenda në kallëp, kështu që shmanget për të lehtësuar prodhimin.

Në teknologjinë e pas-tensionimit armatura tërhiqet pas ngurtësimit të betonit. Ankoruesit fiksohen në beton pa pasur nevojë për të jashtëm, kështu që është e përshtatshme të realizohet në vendin e ndërtimit (in-situ). Kjo metodë lejon përdorimin e kavove të gjatë, me diametra të mëdhenj, me formë të ndryshme, me optimizim të efekteve tërthore. Duke qenë se tensionohen pas ngurtësimit të betonit, kavot ke mundësi ti lëvizësh. Mënyra më e mirë është duke i futur në tubacione plastike ose metali, tendon i lidhur me adherence (bonded tendon). Pas tërheqjes në këto tubacione injektohet përzierje çimento me presion. Kjo ka dy qëllime: mbrojtje nga korrozioni dhe lidhje të mire të tendonin me betonin që e rrethon. Tendonin i lidhur ka avantazhe në sjelljen e strukturës edhe nëse ata janë plotësisht të ankoruar në fundet e tyre.

Pas-tensionimi i palidhur (pa aderence) është një zgjidhje shumë e mirë (unbonded tendon). Kavot futen në një këllëf plastik me një shtresë graso në mes, për të rritur mbrojtjen nga korrozioni dhe zvogëluar fërkimin. Këto përdoren zakonisht me një kavo të vetme. Mungesa e lidhjes merret parasysh në sjelljen e strukturës gjatë projektimit.

3.2.3 Historiku i përdorimit të teknologjisë së post-tensionimit

Patenta e parë e betonit të paranderur është lëshuar në P.H Jackson të San Franciskos në 1886. Gjithsesi, zhvillimi modern i betonit të paranderur i atribuohet Eugene Freyssinet në Francë, i cili përdori fije çeliku me rezistencë të lartë për betonin e paranderur [37].

Provat e para të prodhimit të betonit të paranderur me armaturë të rezistencave normale përfunduan pa sukses. Pas paranderjes betoni vazhdon të shkurtohet, të zvogëlojë volumin gjatë kohës në një proces të quajtur deformkoha (creep), shkurtimi i ngadalshëm i betonit nga veprimi i ngarkesës. Tkurrja (shrinkage) e betonit për shkak të humbjes së lagështisë gjatë kohës shkakton shkurtimin e tij. Të dyja bashkë këto dukuri mund të shkurtojnë betonin deri në 0.1%. Armaturat me rezistencë të zakonshme nuk mund të zgjatëshin më shumë se 0.15%, gati 2/3 e tyre humbnin nga zgjatimi. E kundërta me fijet e çelikut me rezistence të lartë, që zgjatëshin 0.7% gjatë procesit të paranderjes. Megjithë humbjet për shkak të tkurrjes së betonit dhe deformkohës në këto fije mbetej 80% e forcës para- tensionuese. Freyssinet rekomandoi edhe përdorimin e betoneve me rezistencë të lartë (klasat e larta të betonit). Në 1939 ai provoi të përdorte pyka fiksuese në dy skajet e kanaleve ku vendoseshin fijet e çelikut dhe disa pajisje ankoruese për të realizuar paranderjen.

Në 1940 profesor Gustav Magnel nga Belgjika vendosi disa fije çeliku me rezistencë të lartë bashkë në një sistem të kurbëzuar, duke krijuar në këtë mënyrë një tendon me disa fije çeliku (multi –wire).

Megjithatë, pati një ndërprerje të studimeve për shkak të Luftës së Dytë Botërore. Por, pas saj lindi nevoja e domosdoshme e riparimit të dëmeve të luftës, kështu që rifilluan kërkimet në këtë fushë.

Përdorimi i parë i post-tensionimit në SHBA ishte te ura Walnut Lane në Filadelfia në 1949. Pati një përdorim të gjerë kjo teknologji në ura, sidomos me elementë të parapërgatitur.

Edhe pse disa struktura të soletave të post-tensionuara kanë qenë ndërtuar në Evropë mjaft herët, zhvillimi i vërtetë mori rrugë në SHBA dhe Australi. Soleta e parë e post-tensionuar ishte ndërtuar në SHBA në vitin 1955, duke përdorur tendone të palidhur.

Në vitet që pasuan shumë soleta të post-tensionuara ishin projektuar dhe ndërtuar me metodën e ngritjes vertikale të soletës. U bënë përpjekje për të thelluar njohuritë me studime teorike dhe eksperimente në soletat e post-tensionuara në SHBA dhe Australi. Deri tani, vetëm në SHBA, më shumë se 50 milion m² e soletave janë realizuar të post-tensionuara.

Në Europë u shtua interesi për këtë formë ndërtimi sërish në fillim të viteve '70. Disa ndërtime ishin përfunduar në atë kohë në Britaninë e Madhe, Hollandë dhe Zvicër.

Një punë e madhe kërkimore- shkencore u bë në Zvicër, Hollandë, Danimarkë dhe Gjermani për përdorimin e teknologjisë së post-tensionimit, e cila është ende e panjohur në disa vende.

Përprojekjet e përbashkëta nga hulumtuesit, inxhinierët e projektimit dhe firmat e paranderjes rezultuan në standardet përkatëse dhe rekomandimet duke ndihmuar në promovimin e përdorimit të gjerë të kësaj forme të ndërtimit, përfshirjen e tyre në normat europiane (shih prEN1992-2004) [35].

3.2.4 Sisteme të lidhur dhe të palidhur

Në soletat e holla, për arsye të kuptueshme, tendonet dhe pajisjet ankoruese duhet të kenë dimensione të vogla. Për këtë arsye post-tensionimi me tendone të palidhur ka disa avantazhe:

- një kavo të mbyllur lehtë në këllëf plastik ka nevojë për më pak hapësirë sesa një tendon me disa kavo të futura në tub bashkë me hapësirën e nevojshme të çimentimit. Kështu që ata vendosen pranë sipërfaqjes së soletës.
- shtresa mbrojtëse e betonit për korrodim nuk ka nevojë të jetë e trashë, meqenëse kavoja e ka të përfshirë brenda në këllëf. Kërkesat për mbrojtjen nga zjarri mbeten të njëjta, kështu që nevojitet shtresa mbrojtëse.
- pajisje ankoruese të lehta dhe mungesën e tubave që do injektojnë materialin ngurtësues (figura 3.19) ilustron minimumin e distancave fundore për një tendon me një kavo të lire, të palidhur dhe dy tipe me tendon të lidhur. Për tendonin e mbyllur kërkohet minimumi i mbulimit me beton 30mm dhe jo më pak se diametri i mbështjellës. Për tendonin e palidhur kjo distancë reduktohet në 20mm (me përjashtim kur mbrojtja nga zjarri e kërkon më të madhe) [36].

Për shembull për një soletë $h=280\text{mm}$ jashtëqendërsia mesatare për të dy drejtimet ilustrohet në figurën e mëposhtme 3.19:

a) $e = h/2 - t = 140 - 20 - 17 = 103 \text{ mm}$

b) $e = h/2 - t = 140 - 30 - 21 - 3 = 86 \text{ mm}$

c) $e = h/2 - t = 140 - 50 - 50 - 10 = 30 \text{ mm}$

Pra është e dukshme disavantazhi i tendonëve të lidhur në soleta, megjithëse rasti b) mund të përdoret.

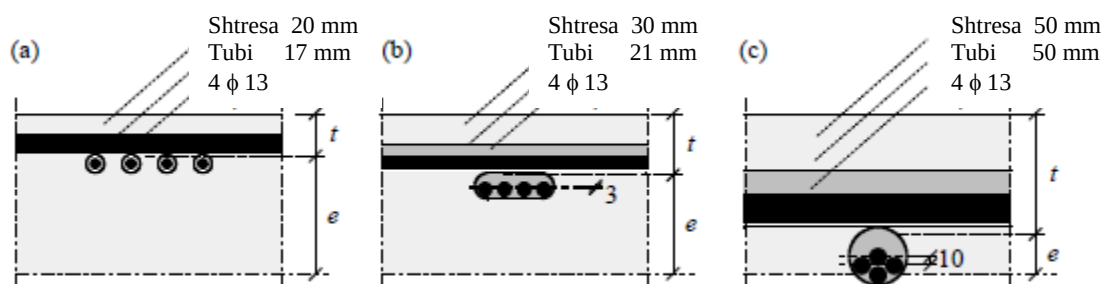


Figura 3.19 Shembull a) tendon i palidhur b) tendon i lidhur i rrafshët c) tendon i lidhur në tuba rrethor [26]

Për trarët disavantazhi i zvogëlimit të jashtëqendërsisë nuk konsiderohet për shkak të thellësisë së seksionit tërthor.

Tendonët e lidhur mund të jenë më ekonomikë se të palidhurit duke pasur parasysh, që një tendon me disa kavo ka rezistencë më të lartë se një kavo e vetme, kështu që arrijnë të mbajnë një forcë paranderje më të madhe.

Një avantazh i tendonëve të lidhur, që nuk mund të lihet pa përmendur është rëndësia e pranisë së mbështjellës, veçanërisht për gjëndjen kufitare. Kjo mungesë në tendonët e palidhur merret në konsideratë gjatë projektimit.

3.2.5 Bazat e llogaritjes së post-tensionimit

Në këtë pjesë do paraqiten konsiderata të përgjithshme për llogaritjen e post-tensionimit, si plani i tendonëve, efektet strukturore të paranderjes, humbjet nga paranderja, gjendja kufitare e shërbimit dhe e shkatërrimit, ankorimet dhe kufizimi nga komponentet e tjera strukturore, në veçanti për godinat.

3.2.6 Efektet strukturore dhe profili i tendonit

Paranderja ka dy efekte kryesore:

- Efekti i tërheqjes aksiale, shkakton shtypje në beton, duke favorizuar zvogëlimin e plasaritjeve dhe të uljeve, si dhe kontribuon në rritjen e rezistencës në prerje, përdredhje dhe shpim.
- Efekti i kundërt tërthor shkaktohet nga devijimi i forcave, përballon direkt një pjesë të mirë të ngarkesës së jashtme

3.2.6.1 Balancimi i ngarkesave (Forcat ekuivalente)

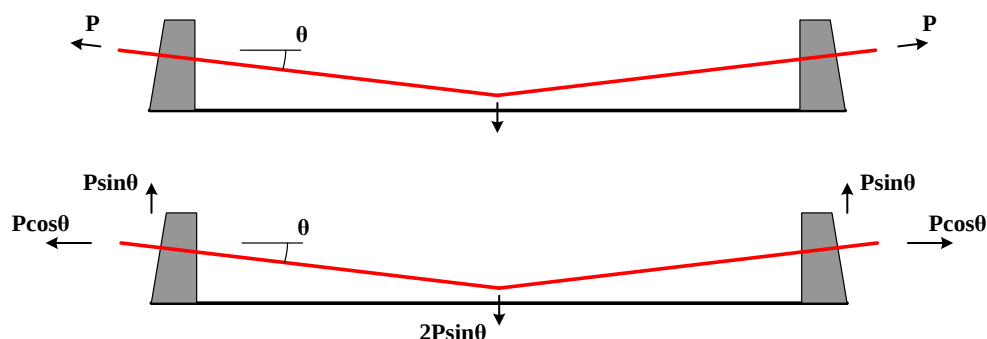


Figura 3.20

a) Pika e influencës

b) Forcat e nevojshme për të mbajtur tendonin në pozicion

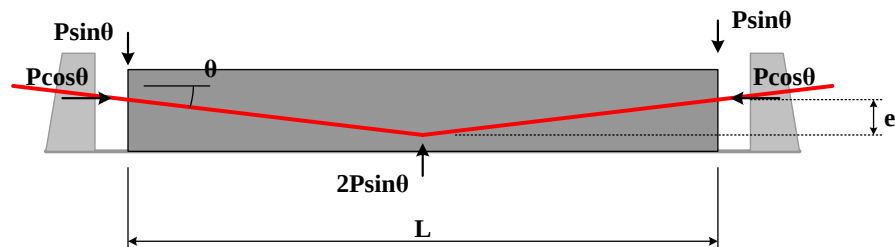


Figura 3.21 Forca e aplikuar në trarë, në pikën e transferimit (fiksimit të tendonit):

$$2P \sin \theta \approx \frac{4Pe}{L}$$

- Momeni i brendshëm gjatë forcës ekuivalente P^*e

$$M_{\max} = \frac{FL}{4} = \frac{\left(\frac{4Pe}{L}\right)L}{4} = Pe$$

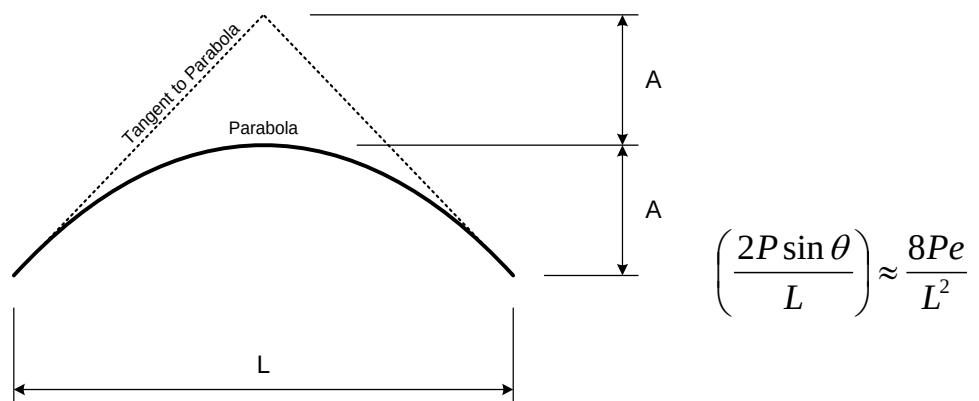
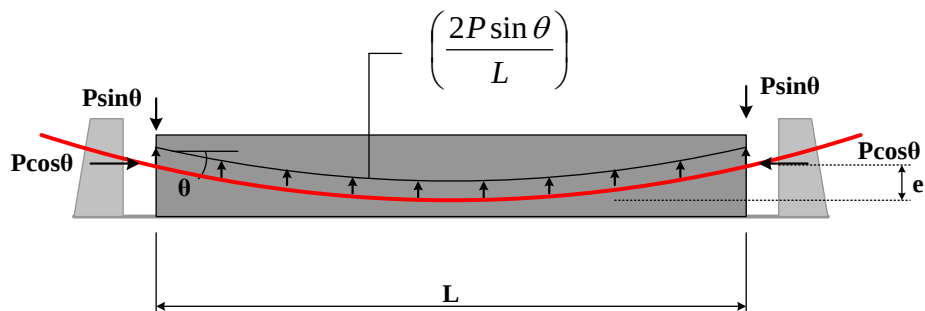


Figura 3.22 Profili parabolik

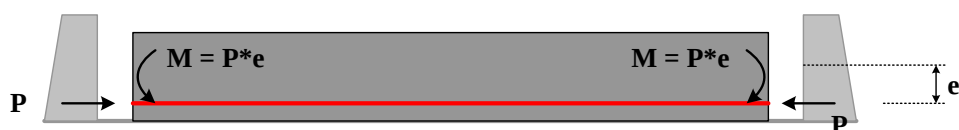
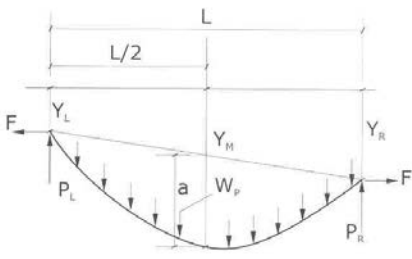
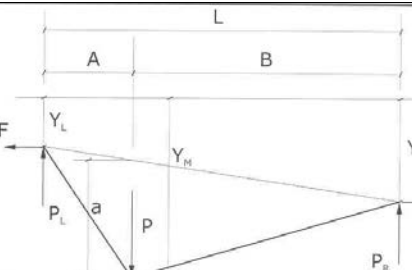
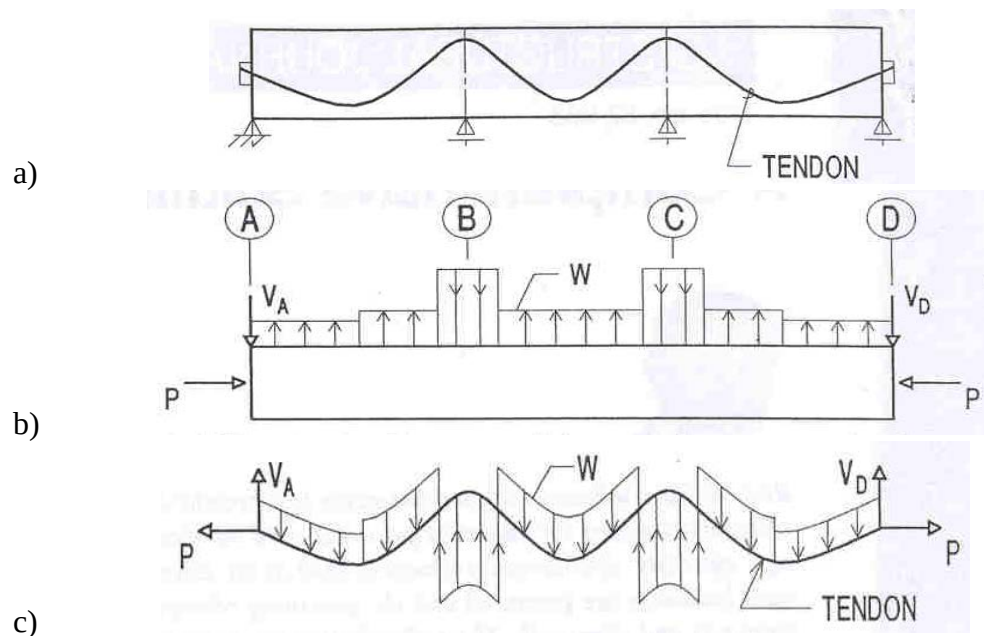


Figura 3.23 Profili i drejtë me jashtëqendërsi

Tabela 3.5 Forcat ekuivalente me forcë konstante në paranderje [25]

PROFILI I TENDONIT	NGARKESAT EKUIVALENTE
	Parabola $a = Y_M - \left(\frac{Y_L + Y_R}{2} \right)$ $w_p = \frac{8Fa}{L^2}$ $P_L = \frac{w_p L}{2} + \frac{(Y_R - Y_L)F}{L}$ $P_R = \frac{w_p L}{2} - \frac{(Y_R - Y_L)F}{L}$
	Harpe me një kulm $a = Y_M - \left(Y_L + \frac{A}{L}(Y_R - Y_L) \right)$ $P = \frac{FaL}{AB}$ $P_L = \frac{PB}{L} + \frac{(Y_R - Y_L)F}{L}$ $P_R = \frac{PA}{L} - \frac{(Y_R - Y_L)F}{L}$



Aalami (1990)[25]

Figura 3.24

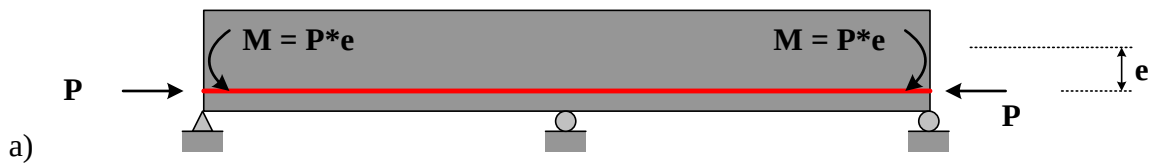
- a) Trau i post-tensionuar me tre hapësira drite
b) Diagrama e trupit të lirë pas heqjes së tendonit
c) Diagrama e trupi të lirë për tendonin

• Qëllimi kryesor

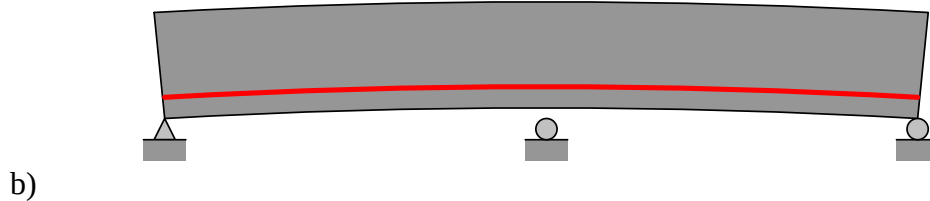
- PT balancon ~ 70%-100% të ngarkesës së përhershme në strukturë!

3.2.6.2 Efektet e paranderjes

- Efektet kryesore



- Deformimet nga efektet kryesore



- Vazhdueshmeria e deformimeve në mbështetje

- Reaksionet sekondare (shtesë)

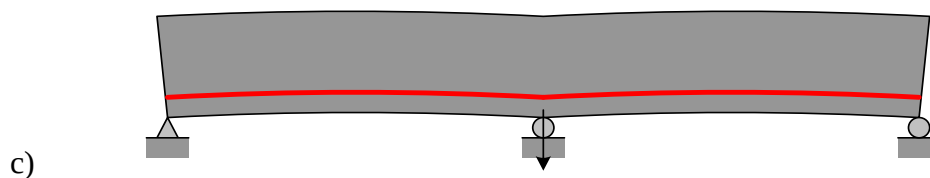


Figura 3.25 Strukturat e pacaktuara a) efektet kryesore b) deformimet c) reaksionet shtesë

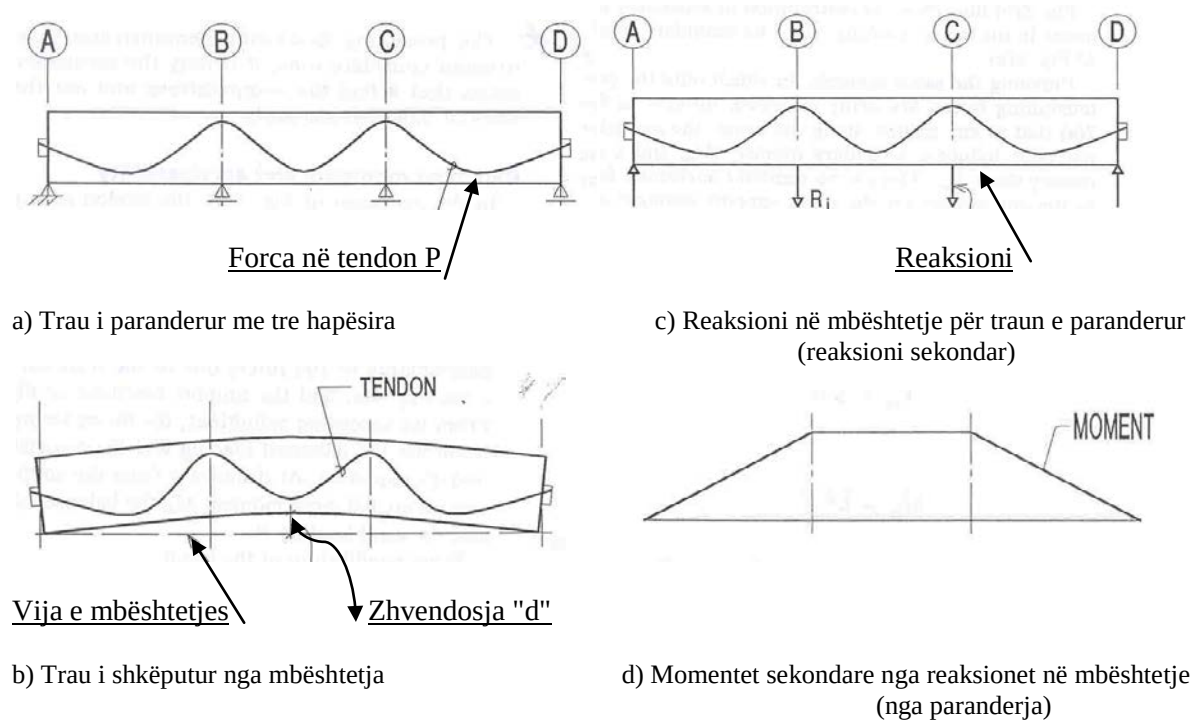


Figura 3.26 Trau nën veprimin vetëm të forcës së paranderjes : Aalami (1990) [25],[26]

Momenti kryesor ($P \cdot e$)

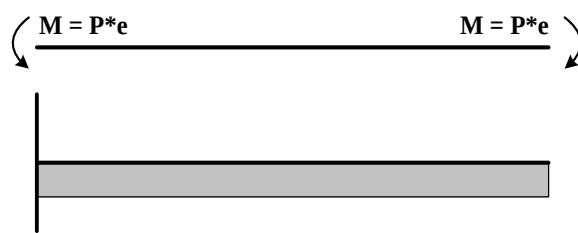
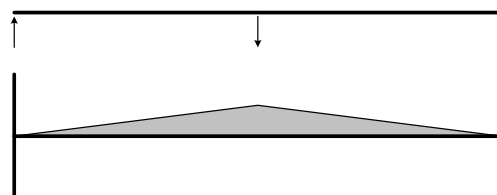


Figura 3.27 a) Momenti kryesor

Momentet sekondare



b) Momentet sekondare nga paranderja

3.2.6.3 Strukturat e papercaktuara

Momenti rezultant = momenti kryesor + momentet sekondare

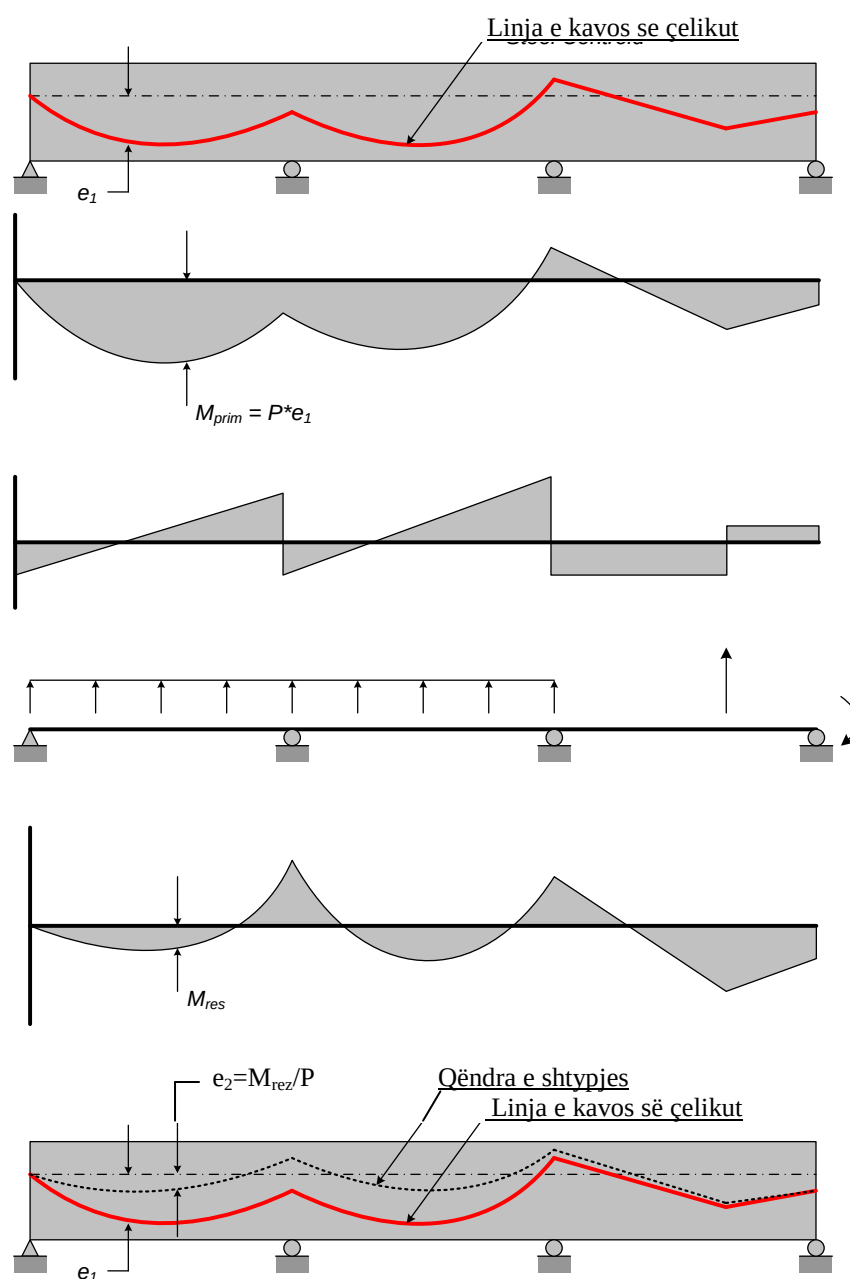


Figura 3.28 Diagrama e momenteve rezultante si pasojë e paranderjes

Momenti i përdorur për llogaritjen e rezistencës së kërkuar duhet të jetë shuma e momenteve të lindura nga reaksionet për shkak të paranderjes (me një faktor ngarkese 1.0) dhe të momenteve nga ngarkesat [25].

Për strukturat statikisht të pacaktuara momentet për shkak të reaksioneve të lindura nga paranderja të quajtura momente sekondare, janë shumë domethënëse në rastin e gjëndjeve elastike dhe joelastike [25], [26].

Rradha e përcaktimit të momenteve që do të përdoren në llogaritje [25]:

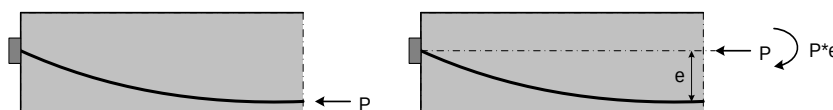
- a) llogariten momentet nga ngarkesa e përhershme dhe e përkohshme
- b) modifikohen nga një koeficient algjebrik shtesë
- c) lejohet një rishpërndarje

Një moment sekondar pozitiv në mbështetje shkaktohet nga transformimi i tendonit mund të zvogëlojë momentin negativ pranë mbështetjes dhe të rrisë momentin pozitiv në hapësirën e mesit. Tendonit i transformuar nga sipër do të ketë efekt të kundërt.

3.2.6.4 Analiza në përkulje

- sforcimet në beton nga paranderja:

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{Pey}{I}$$



- sforcimet në beton $f = \pm \frac{My}{I}$

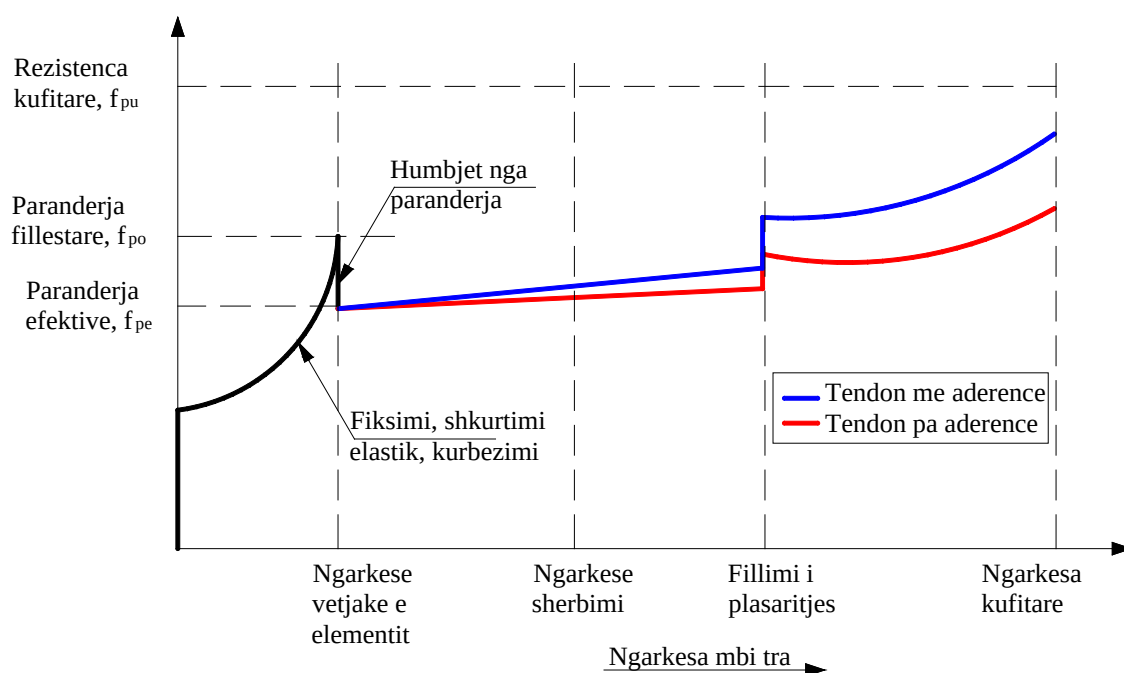


Figura 3.29 Sforcimet në tendon (Lin& Burns, 1981) [25]

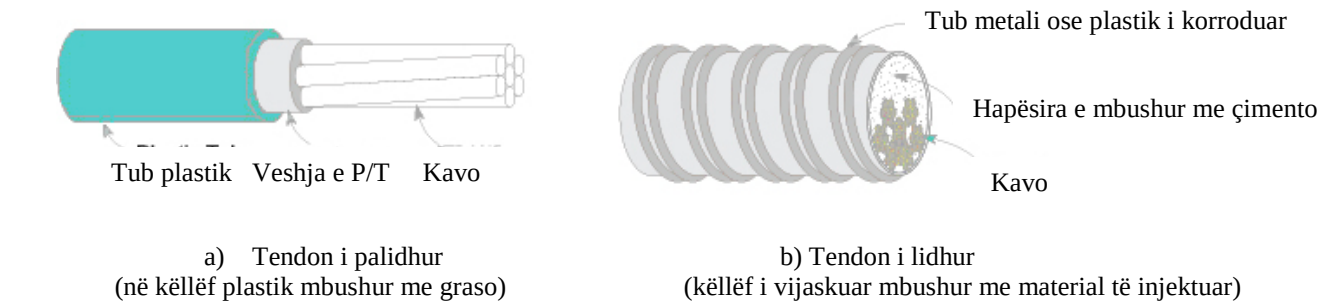
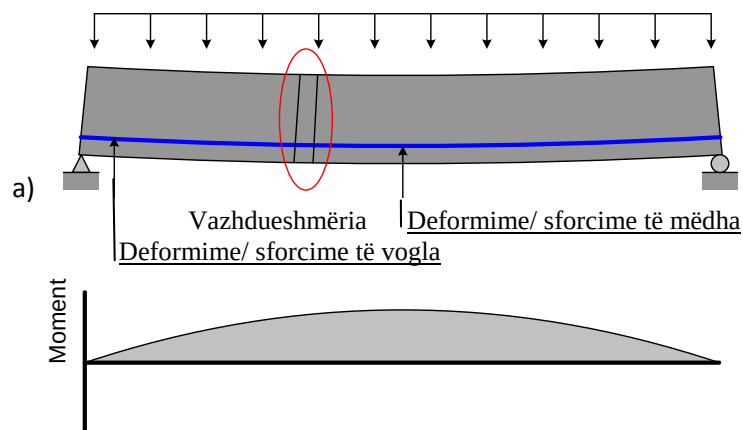


Figura 3.30 Tendon i palidhur dhe tendon i lidhur sipas manualit (PTI) [25]

- sforcimet në tendon gjatë ngarkimit në sistemet e palidhur (unbonded), pa aderence



- sforcimet në tendon gjatë ngarkimit në sistemet e kufizuara (bonded), me aderence

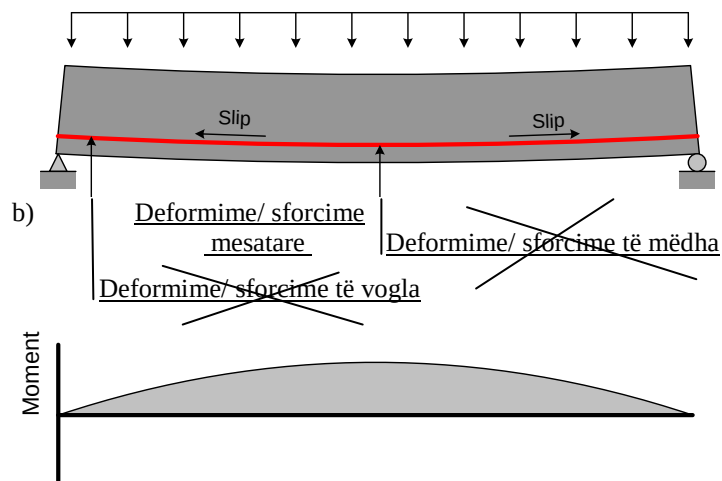


Figura 3.31 Deformimet/ Sforcimet në tendonët a) e palidhur, b) të lidhur

Sforcimet gjatë ngarkimit në sistemet e lidhura, (Bonded System)

- Sforcimet në beton $f_c = \frac{My}{I}$

- Deformimet në beton $\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = \frac{My}{E_c I}$

Enkeleda KOKONA $\varepsilon_s = \varepsilon_c = \frac{My}{E_c I}$

- Deformimet në çelik

- Sforcimet në çelik $f_s = E_s \varepsilon_s = \frac{E_s My}{E_c I} = n \frac{My}{I}$

• **Deformimet / Sforcimet në tendon nga përkulja**

- deformimet në beton (në një pozicion çfarëdo)

$$\varepsilon_c = \frac{f_c}{E_c} = \frac{My}{E_c I}$$

- deformimet e betonit (në gjithë gjatësinë e tendonit)

$$\Delta = \int_{x=0}^L \varepsilon_c dx = \int_{x=0}^L \frac{M(x)y(x)}{E_c I} dx$$

- deformimet e çelikut $\varepsilon_s = \frac{\Delta}{L} = \int_{x=0}^L \frac{M(x)y(x)}{LE_c I} dx$

- sforcimet e çelikut $f_s = E_s \varepsilon_s = \int_{x=0}^L \frac{M(x)y(x)E_s}{LE_c I} dx = \frac{n}{L} \int_{x=0}^L \frac{M(x)y(x)}{I(x)} dx$

Gjendja kufitare e shkatërrimit ULS

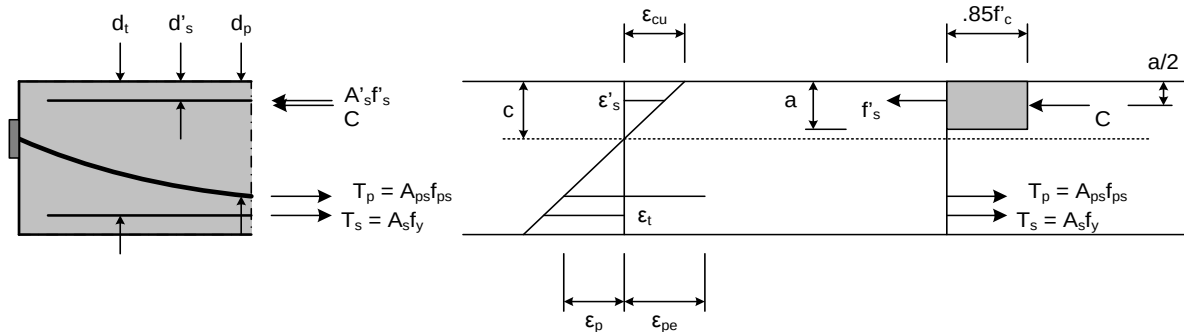


Figura 3.32 Ekuilibri në seksionin e betonit të parandëruar sipas ULS [25], [41]

$$M_n = A'_s f'_s \left(\frac{a}{2} - d'_s \right) + A_{ps} f_{ps} \left(d_p - \frac{a}{2} \right) + A_s f_y \left(d_t - \frac{a}{2} \right)$$

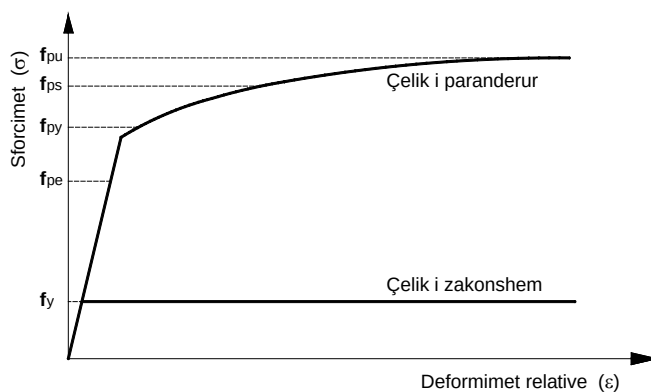


Figura 3.33 Sforcimet në tendon sipas ULS

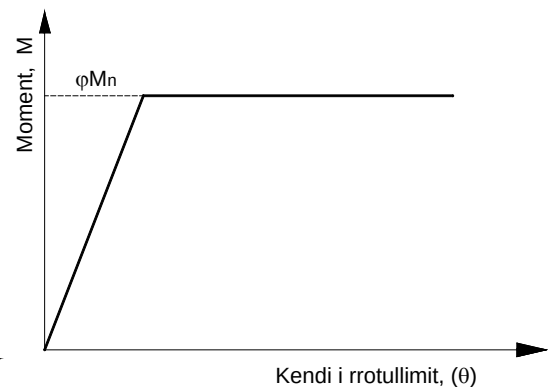


Figura 3.34 Diagrama bi-lineare, M-kënd rrotullimi

- Rishpërndarja e momenteve

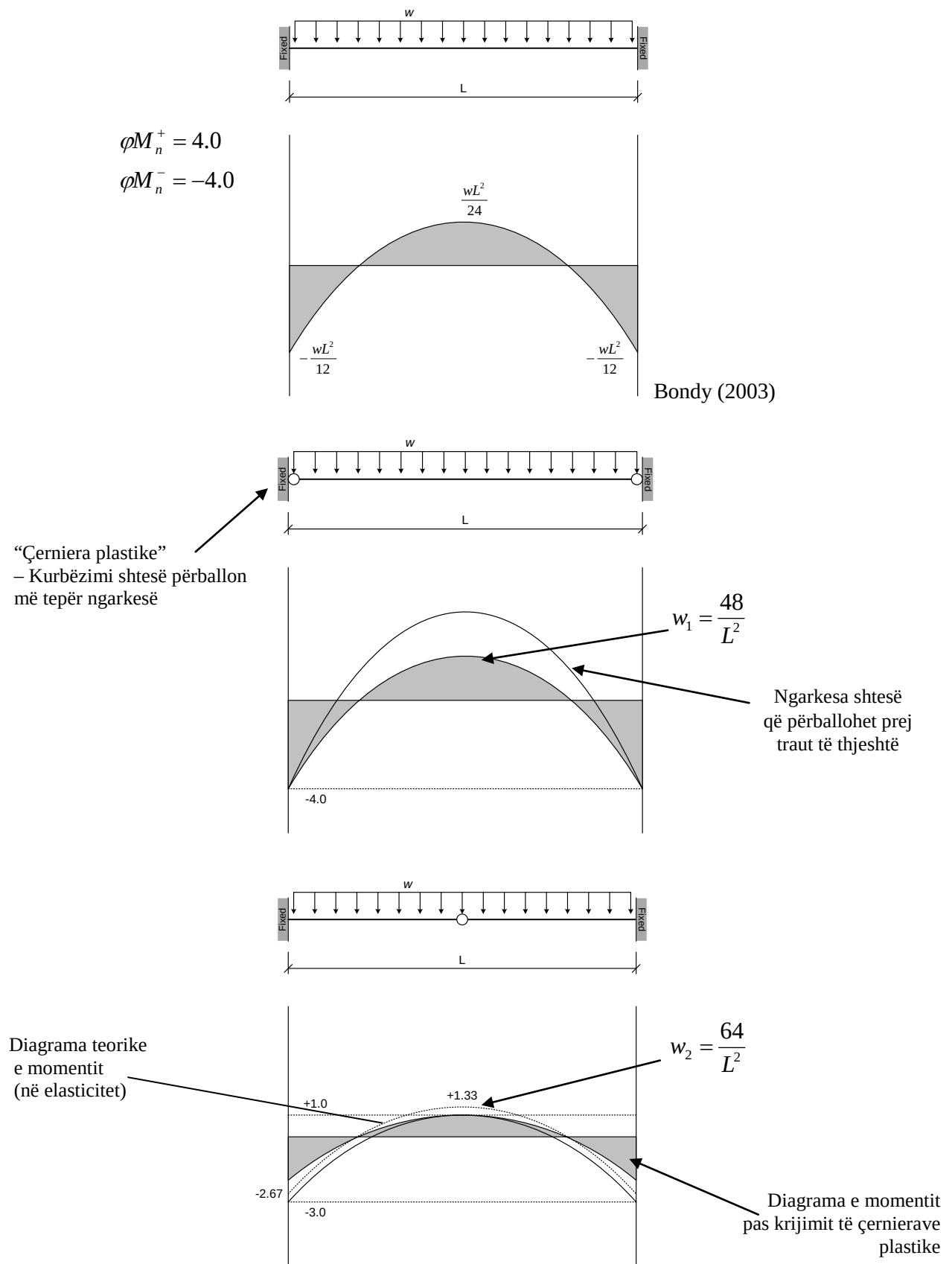


Figura 3.35 Rishpërndarja e momenteve, Bondy 2003 [40]

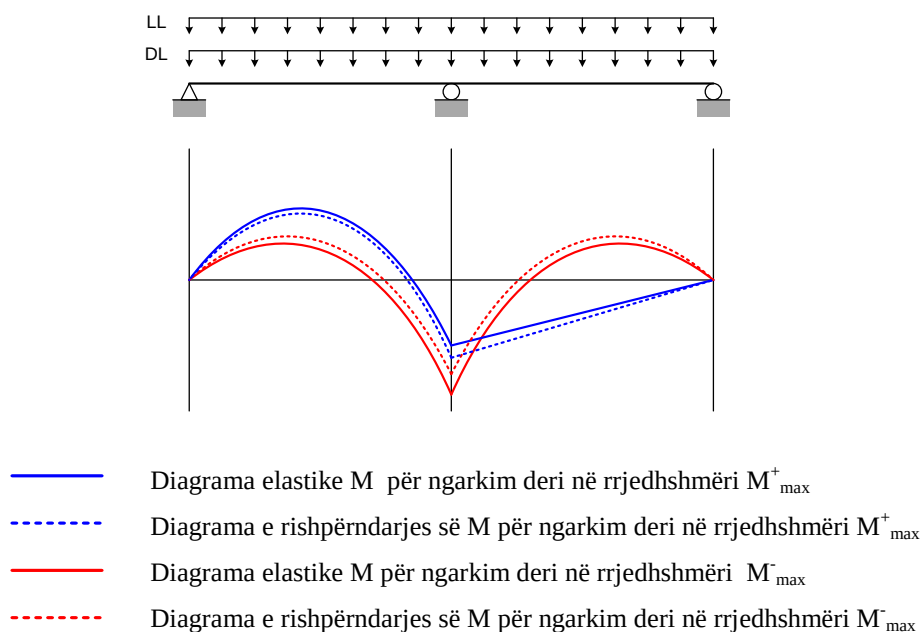


Figura 3.36 Perfundime nga Bondy 2003 [40]

- nëse ngarkesa llogaritëse është w_2 , zona me moment negativ mban $4/5.33=75\%$ të së kërkuarës
- atëherë $(1-4/5.33)=25\%$ të së kërkuarës duhet "të rishpërndahet" në seksionet e tjera
- nëse ngarkesa llogaritëse është w_2 , zona me momentin pozitiv mund të mbajë $1/1.33=75\%$ të së kërkuarës
- për këtë arsye $(1-1/1.33)=25\%$ të së kërkuarës duhet të rishpërndahet të seksionet e tjera.

a) Me përjashtim të vlerave të përafruara të momentit të përdorur, duhet të lejohet zvogëlimi i faktorëve të momentit të llogaritur nga teoria e elasticitetit në seksionin me momentin maksimal pozitiv dhe negativ në çdo hapësirë të elementit të përkulur, për çdo ngarkesë të pranuar, por jo më shumë se $1000 \epsilon_t \%$, me maksimumin 20%

b) Rishpërndarja e momenteve duhet të bëhet kur ϵ_t është i barabartë ose më i madh se 0.0075 në seksionin ku momenti është reduktuar

Rishpërndarja e momenteve

- Çernierat plastike nuk shkaktjnë momente sekondare

Kjo është e rëndësishme për strukturat e post- tensionuara sepse:

- e njëjta armaturë përgjatë gjithë gjatësisë
- vazhdueshmëri e konstruksionit
- efekti maksimal nga kombinimi i ngarkesave

3.3 Humbjet nga paranderja

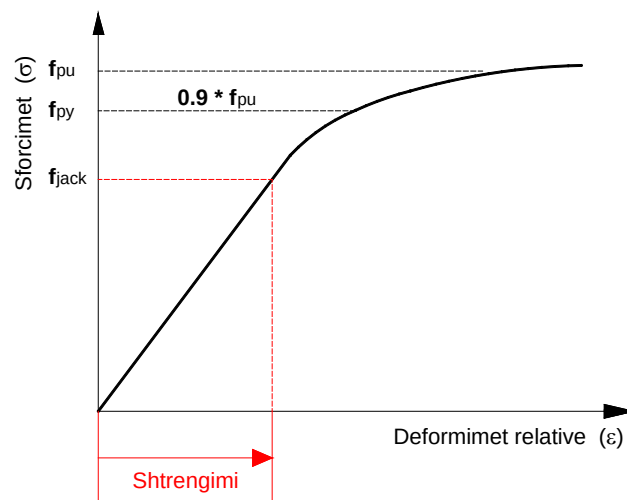


Figura 3.37 Humbjet nga paranderja[25],[40]

Humbjet që vijnë nga paranderja janë si më poshtë:

- **Fërkimi**
- **Vendosja e fiksuesit**
- **Shkurtimi elastik**
- **Deformkoha**
- **Tkurrja e betonit**
- **Lëshimi, relaksimi**



Figura 3.38 Terheqja e tendonit. Humbjet ne pykat fiksuese

Sforcimet që shkakton shtrëngimi ndaj betonit

- Betoni shtypet gradualisht ndërkohë që tendoni tërhiqet
- Shumë gjëra ndodhin njëkohësisht → *sforcim, fërkim, shkurtim elastik*

➤ Humbjet nga fërkimi

- Efekti i gjatësisë
- Efekti i kurbësisë së tendonit
- Koeficienti i fërkimit
- Vazhdimi i zgjatimit të tendonit pas fiksimit

- Fërkimi i tepërt
- Mbi –tensionim
- Fiksim i kokave të tendonit (aksesorët)

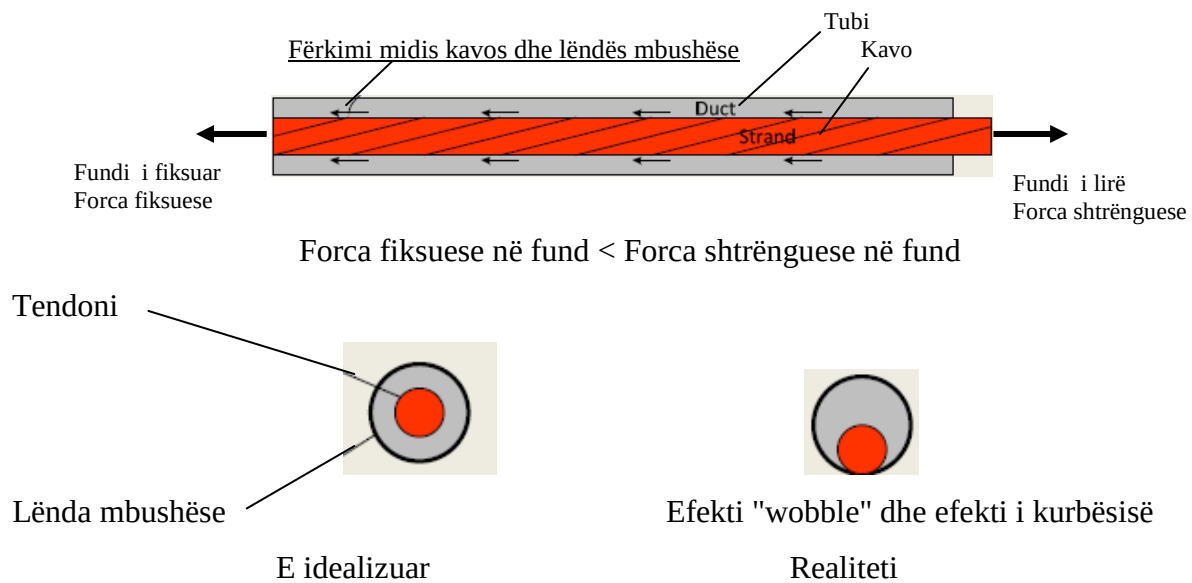


Figura 3.39 Fërkimi midis mbushësit/ tendonit. Seksioni tërthor [37]

3.3.1 Fërkimi dhe humbjet e ankorimit

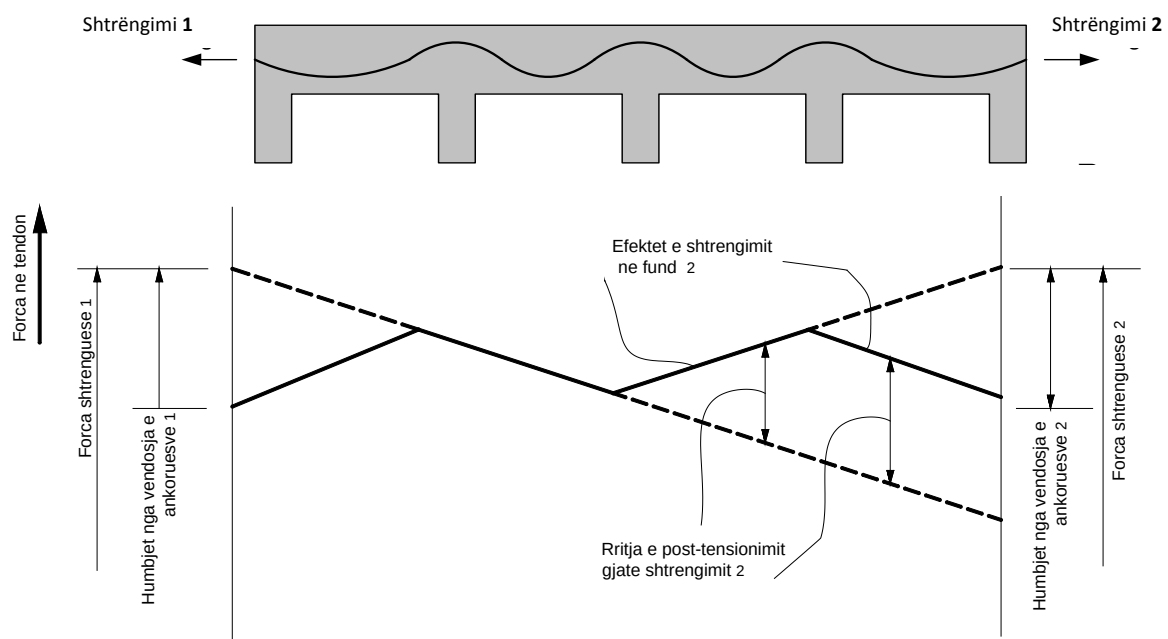


Figura 3.40 Humbjet nga ankorimi dhe shkurtimi elastik [38]

➤ Humbjet nga shkurtimi elastik

- Shkurtimi në tendon nga betoni i shtypur gjatë fiksimit ndodh njëkohësisht.
- Nëse kemi vetëm një kavo nuk ka shkurtim elastik.

- Nëse kemi disa tendona
 - Tendonat e fiksuar më përpara do të pësojnë humbjet, ndërsa tendonet e mëtejshëm fillojnë të fiksohen
 - Kavoja e parë e tërhequr do të pësojë më shumë humbje
 - E fundit ka humbje zero
 - E arsyeshme që të merret një mesatare midis të parës dhe të fundit

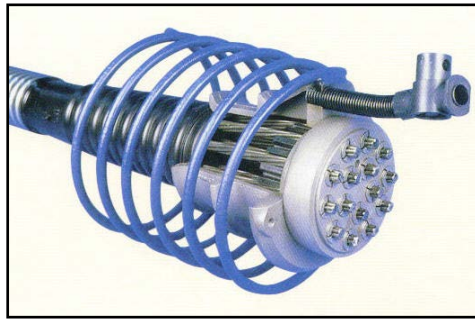


Fig. 3.41 Zona rrethuese e ankorimit

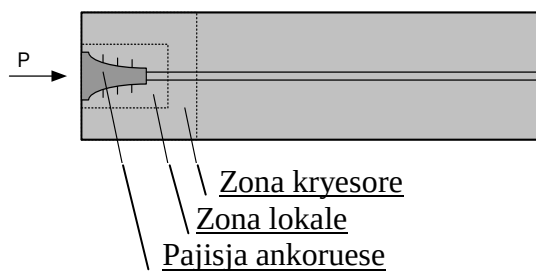
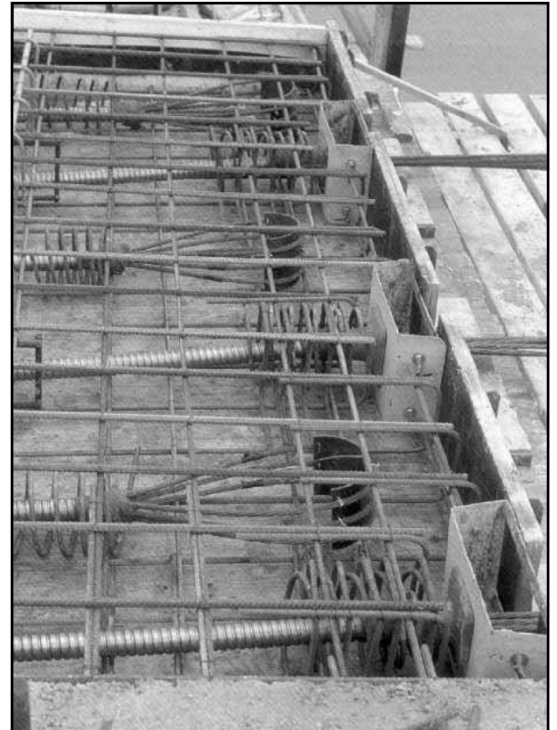


Fig. 3.42 Zonale lokale e ankorimit [38]

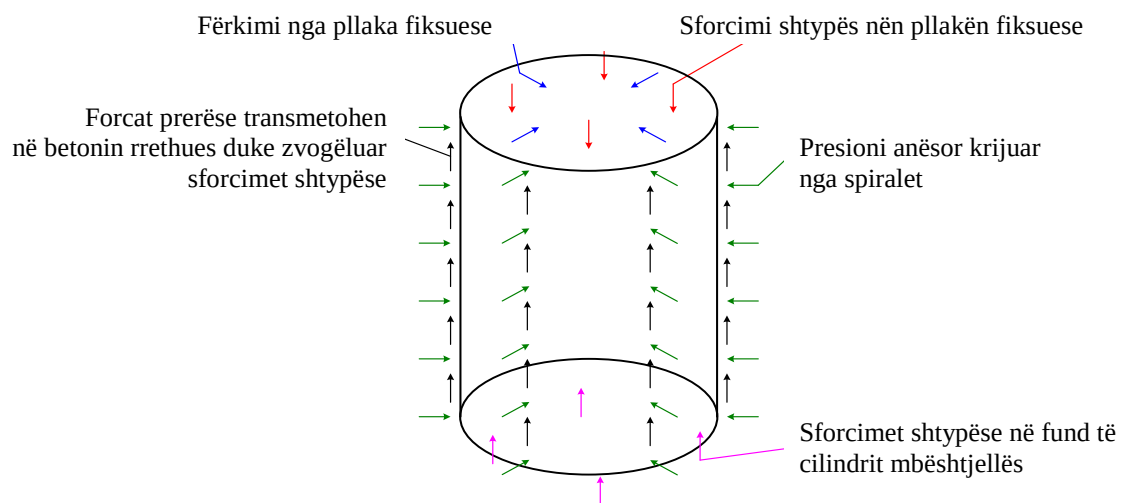


Fig. 3.43 Modelimi i zonës së ankorimit (referuar VSL [38])

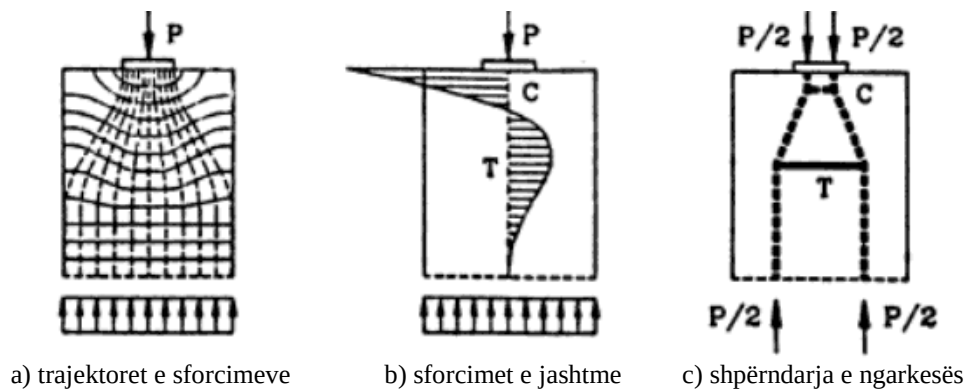


Figura 3.44 Modeli kapriatë i shpërndarjes së forcës

➤ Sistemet e post-tensionimit me injektim (të lidhura)

Objektivat e injektimit:

- Jetëgjatësi (Durabiliteti) – mbrojtje më jetëgjatë ndaj korrozionit
- Një strukturë e bashkuar – një sjellje unike

➤ Mbushja e sistemeve të post- tensionuara

- Durabiliteti- mbrojtja nga korrozioni
- Mbështjella strukturore- sjellja si "mbështjella"

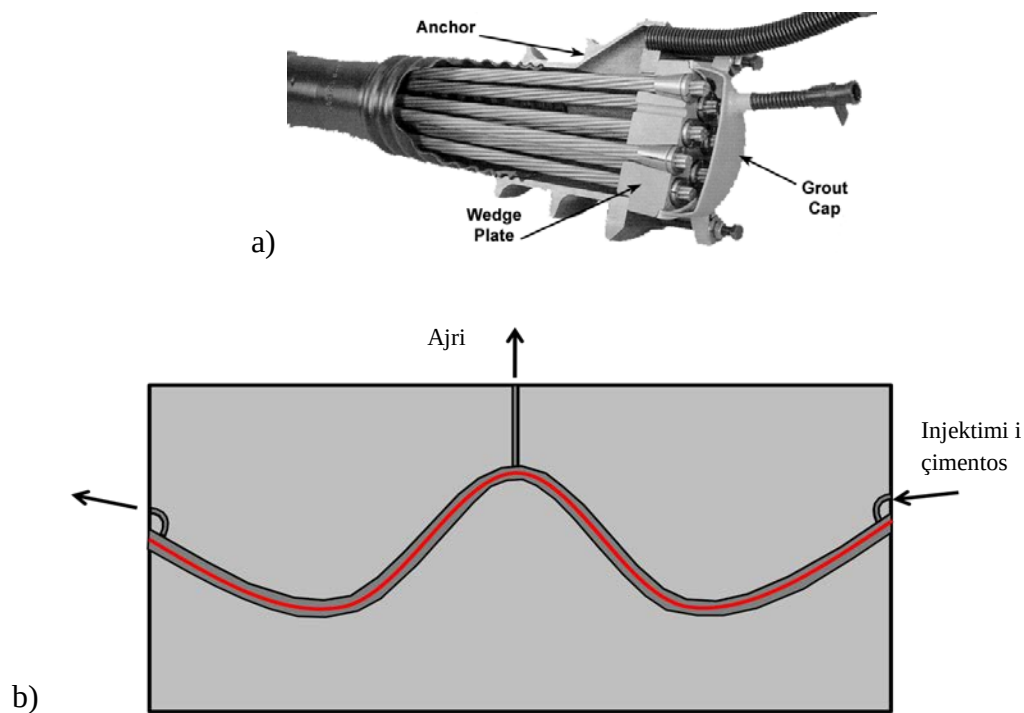
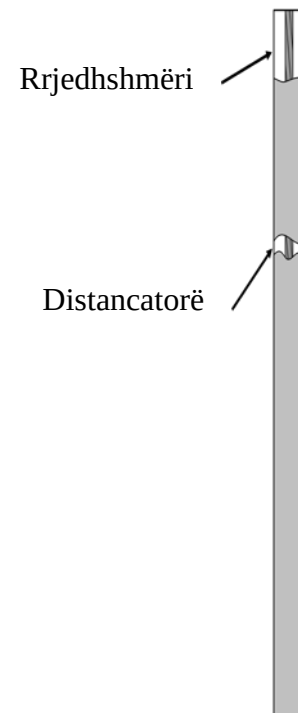


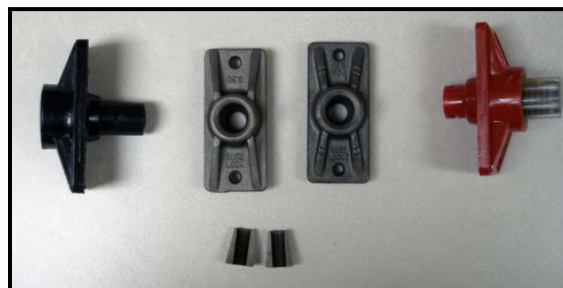
Figura 3.45 a) Detaj i tendonit të lidhur b) Skema e nxjerrjes së ajrit në tendonët e lidhur

➤ **Cilësitë e materialit injektues:**

- viskoziteti
- rrjedhshmëria
- ndarja
- koha
- me rezistencë të lartë
- i papërshkrueshëm nga uji
- të ndryshojë volumin
- të mos korrodohet
- të hidhet me pomp
- të ketë rrjedhshmëri minimale
- "Thixotropic"



3.4 Pajisjet ankoruese



«MX®» Ankorues aktiv



«D» Ankorues pasiv



«Mep®» Ankorues aktiv



Bashkues



Shtrëngues

Figura 3.46 Pajisje ankoruese prodhuar nga TTM, Milano [39]



Figura 3.47 Magazinimi i tendonëve [39]



Figura 3.48 Pompa hidraulike [39]



Figura 3.49 Realizimi i soletave PT në objekt [25]

Tabela 3.6 Tipet e soletave PT që punojnë në një drejtim (referuar manualit të post-tensionimit PTI) [25]

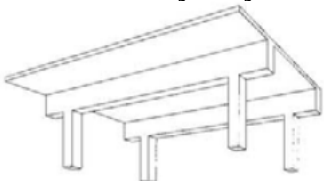
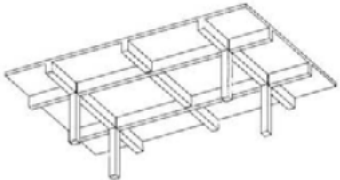
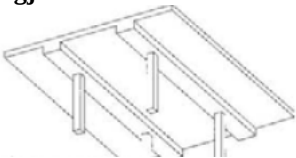
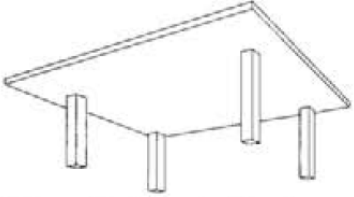
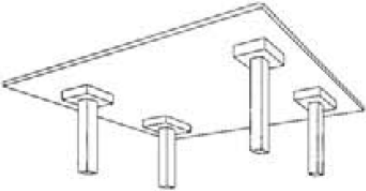
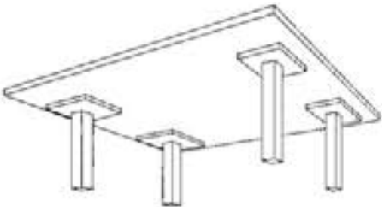
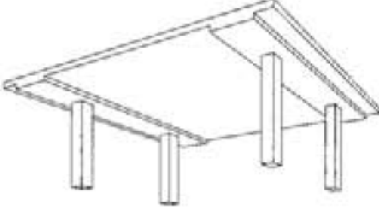
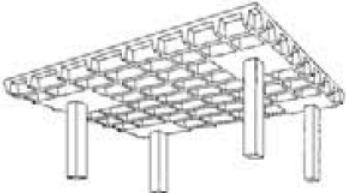
Sistemi i soletave dhe plani i tendonëve	Hapësira dritë (kollonë-kollonë)	Ngarkesa llogaritëse	Shënime
Trarë dhe soleta në një drejtim  Post-tensionimi i përdorur në: Tra, soletë	Trarët (15~ 20)m Soleta (4.5~9)m	Ngarkesa e ulët 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Përdoren në struktura parkimi dhe zyra me hapësira të mëdha - Sisteme të veçanta të kallëpëve (të projektuara enkas)
Trarë dhe soleta në dy drejtime  Post-tensionimi i përdorur në: Tra kryesorë, soletë dhe tra sekondar	Trarët kryesore (15~ 20)m Soleta (4.5~6)m Trarët sekondare (10-12)m	Ngarkesa e ulët 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Më ekonomike se një soletë që mbështetet vetëm mbi trarët kryesorë që bashkojnë kollonat. - Përdoret në struktura parkimi
Soletë në një drejtim, mbështetur mbi trarët e gjerë  Post-tensionimi i përdorur në: a) Tra, b) Soletë c) Tra dhe soletë	Trarët (8~ 12)m Soleta (5.5~7.5)m	Ngarkesa e ulët 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Efektive për rrjet kollonash me hapësirë të vogël në një drejtim dhe hapësirë të madhe në drejtimin përpjndikular - Trarë në drejtim të hapësirës më të madhe dhe soletë në drejtimin më të shkurtër - Përdoren në struktura ku trashësia e trarëve dhe soletës është e kufizuar.
Solete brinjore, trarë kryesorë të gjerë, trarë sekondare të shpeshtë  Post-tensionimi i përdorur në: a) Tra kryesor b) Tra sekondar <i>V.O. Trau kryesor dhe sekondar kanë të njëjtën thellësi</i>	Tra kryesor (6~ 11)m Soleta (~1)m Tra sekondar (11~20)m	Ngarkesa e ulët 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Efektive për një rrjetë kollonash me hapësirë të vogël në një drejtim dhe të madh në drejtimin tjetër. - Trarët kryesorë në drejtimin më të gjatë dhe trarët sekondarë në drejtimin më të shkurtër. - Minimizon thellësinë e strukturës horizontale
Soletë brinjore, trarë kryesorë të gjerë, trarë sekondarë  Post-tensionimi i përdorur në: Post-tensionimi i përdorur në: a) Tra kryesor b) Tra sekondar c) Rrallëherë në soletë <i>V.O. Trau kryesor dhe sekondar kanë të njëjtën thellësi</i>	Tra kryesor (6~ 11)m Soleta (1~4)m Tra sekondar (11~17)m	Ngarkesa e ulët 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Distanca mes trarëve sekondare rritet, pa ndryshuar trashësinë e soletës - Efektiv përdorimi i post-tensionimit në trarët sekondarë

Tabela 3.7 Tipet e soletave PT, që punojnë në dy drejtime (referuar manualit të post-tensionimit PTI) [25]

Sistemi i soletave dhe plani i tendonëve	Hapësira dritë (kollonë-kollonë)	Ngarkesa llogaritëse	Shënime
Soletë e rrafshët  Tendonë të grupuar në një drejtim dhe të shpërndarë në drejtimin tjetër	Soleta (6~9)m	Ngarkesa e lehtë 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Kosto e ulët e kallëpëve të betonimit - Lehtësi në përgatitjen e kollonave - Fleksibilitet në punët nën soletë - Më efiçente nëse zemra krijon formë katrore - Kalimi i forcave i dukshëm - Rezistenca nga shpimi mund të rritet duke përdorur përforsime mbi kollona
Soletë e rrafshët me kapitel mbi kollonë  Tendonë të grupuar në një drejtim dhe të shpërndarë në drejtimin tjetër	Soleta (8~11)m	Ngarkesa e lehtë 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Rrisin rezistencën në shpim nëse lejohen nga arkitektura - Kapitele të vogla ndikojnë pak në gjëndjen e perkulur
Soletë e rrafshët me trashësi të rritur mbi kollonë  Tendonë të grupuar në një drejtim dhe të shpërndarë në drejtimin tjetër	Soleta (9~12)m	Ngarkesa e lehtë 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Panelet e mëdha janë efektive në uljen e armaturës në përkulje - Përdoren në hapësira të mëdha
Soletë mbi trarë të rrafshët  Tendonë të grupuar në një drejtim dhe të shpërndarë në drejtimin tjetër	Soleta (8~14)m	Ngarkesa e lehtë 5kN/m^2 Ngarkesë mesatare $(5-10)\text{kN/m}^2$	- Janë më efektive për hapësira katrore - Sjellja në dy drejtime shmanget kërkesat e kodit për kufizimin e përdorimit të soletave në një drejtim
Soleta kaseton me trashësi të rritur mbi kollonë  VO Brinjët e kasetonit kanë të njëjtën thellësi	Soleta (9~18)m	Ngarkesa mestare $(5-10)\text{kN/m}^2$ Ngarkesë e rëndë (më shumë se 10kN/m^2)	- Shumë efektive për ngarkesa të mëdha dhe hapësira të mëdha - Janë më efektive për hapësira katrore

KAPITULLI IV

4. APLIKIMI I METODAVE LLOGARITËSE TË SOLETËS SË POST-TENSIONUAR

4.1. Llogaritja manuale (me dorë) e soletës së post-tensionuar

Për një planimetri si në figurën 4.1 me prerjen tërthore A-A bazuar në teorinë e post-tensionimit është kryer llogaritja me formulat përkatëse, që sqarohen më poshtë gjatë zgjidhjes [27], [40], [41].

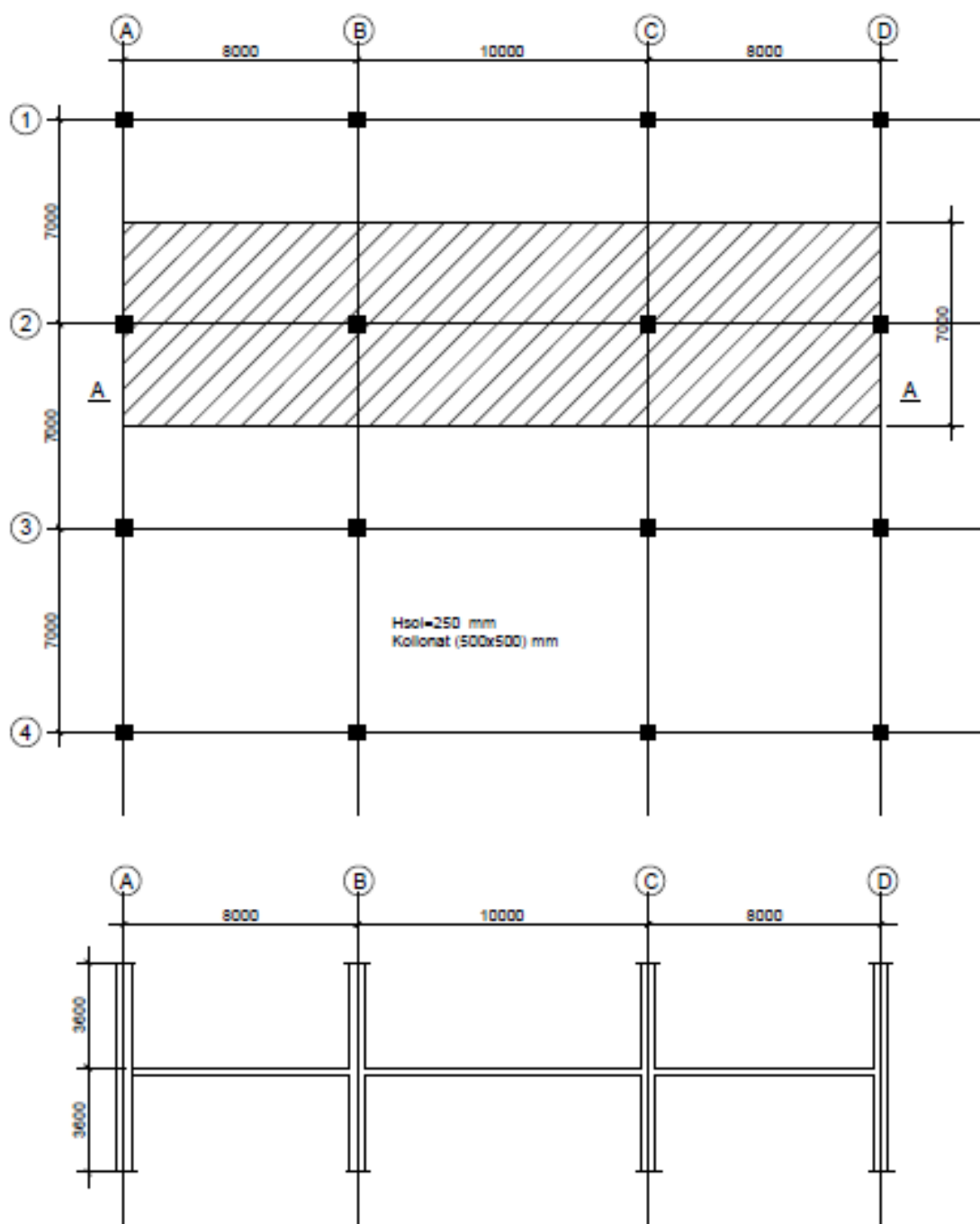


Figura 4.1 Plani i strukturave dhe prerja A-A

Të dhënat:

Materialet: - Betoni:

$$\text{Pesha volumore} = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$f_{ck} = 40 \text{ MPa (rezistenca cilindrike për 28 ditë)}$$

$$f_{cu} = 50 \text{ MPa (rezistenca kubike për 28 ditë)}$$

$$f_{ci} = 0.5f_{cu} = 25 \text{ MPa (rezistenca kubike në çastin e fiksimit të tendonit)}$$

$$E_c = 30 \text{ GPa (Moduli i elasticitetit për 28 ditë)}$$

$$E_{ci} = 25 \text{ GPa (Moduli i elasticitetit në çastin e fiksimit të tendonit)}$$

- Armatura e zakonshme:

$$f_y = 460 \text{ Mpa}$$

- Çeliku i paranderur (Prestressing steel):

diametri 12.9 mm (tipi i tendonit – super; i vendosur në kanal)

$$P_k = 186 \text{ KN (rezistenca karakteristike e kavos në tërheqje)}$$

$$A_{ps} = 100 \text{ mm}^2 \text{ (sipërfaqja e kavos)}$$

$$f_{pu} = P_k/A_{ps} = 1860 \text{ MPa (rezistenca karakteristike e çelikut të paranderur)}$$

$$E_{ps} = 195 \text{ GPa (moduli i elasticitetit)}$$

Ngarkesat:

- Ngarkesa e përhershme: (sipas vizatimeve arkitektonike)

$$\text{Muret ndarës} = 2.0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Shtresat} = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tavanet e varura dhe instalimet brenda tyre} = 0.5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Totali i ngarkesës së përhershme (S.I.D.L)} = 4.0 \text{ KN/m}^2$$

- Ngarkesa e përkohshme:

$$\text{Ngarkesa për zyra (LL)} = 3.0 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{- Ngarkesa e plotë} = 4.0 + 3.0 = 7.0 \text{ KN/m}^2$$

Klasifikimi sipas gjëndjes së shërbimit:

- BS 8110 code, TR 43 - 1st Edition [27]

- Class 3.

4.1.2. Hapat e projektimit

o Dimensionimi :

Për një ngarkesë solete normale dhe hapësirën dritë më të madhe pranojmë raportin

$$\text{hapësirë/ trashësi} = 42$$

$$\frac{1000}{42} = 240\text{mm}$$

Rezistenca në shpim do të varej nga dimensionet e kollonës dhe trashësia e soletës, megjithatë pranojmë trashësinë e soletës 250 mm.

- Pesha vetjake = 6.0 KN/m^2
- Ngarkesa e përhershme totale = $4.0 + 6.0 = 10.0 \text{ KN/m}^2$
- Ngarkesa e përkohshme totale = 3.0 KN/m^2
- Ngarkesa e balancuar:

Në këtë shembull ngarkesa e balancuar konsiston në 60% të ngarkesës së përhershme
 $0.6 \times 10 = 6 \text{ KN/m}^2$

o Profili i tendonit:

Shtresa mbrojtëse është pranuar në bazë të kodit BS 8110-1, sek.3.4:

Për 2 orë rezistenca ndaj zjarrit → 25mm

Shtresa mbrojtëse = 25 mm referuar figures 4.2.

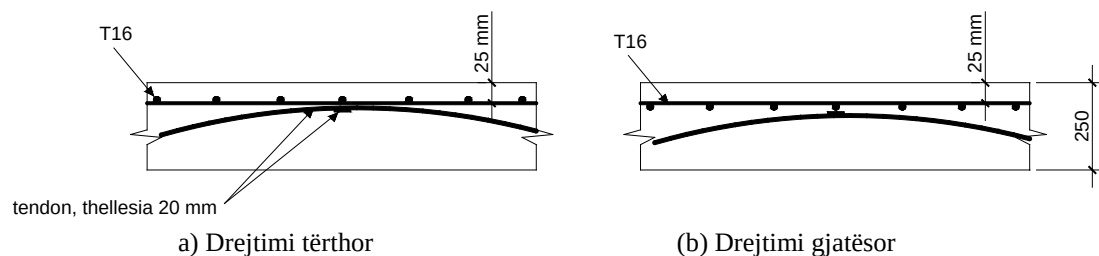


Figure 4.2 Pozicioni i tendonit dhe i armaturës së zakonshme

Bazuar në jashtëqendërsinë e tendonit të treguar në figurën 4.3 dhe pozicioni i pikës së infleksionit (0.1 herë të hapësirës nga qendra e mbështetjes) profili i tendonit llogaritet:

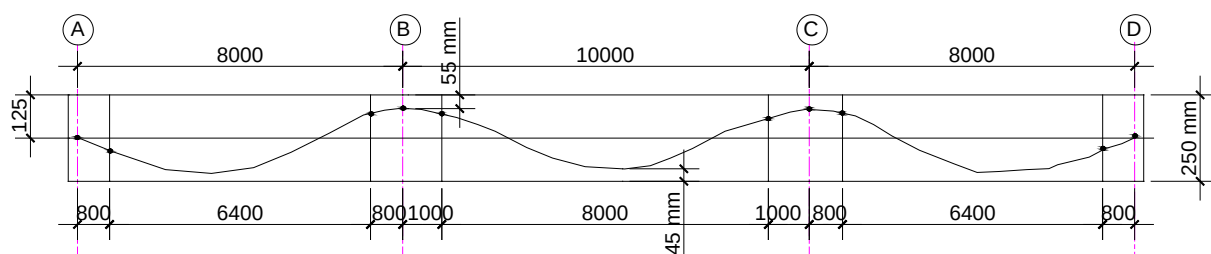


Figure 4.3 Profili i tendonit

Në këtë fazë humbjet supozohen të jenë:

- në fillim të ngarkimit 10% e forcës tërheqëse
- në shërbim 20% të forcës tërheqëse

Mbas gjithë llogaritjeve dhe rikontrolleve që do bëhen deri në fund do të arsyetohet nëse supozimet e pranura janë të arsyeshme.

o Forca fillestare e parandërjes

Forca fillestare e parandërjes do të pranohet sa 75% e rezistencës karakteristike të kavos së çelikut. (BS8110-1:1997, sek. 4.7.1) [27].

Llogaritja e P_{avg} :

- Forca fiksuese (P_f) = $0.75 \times 186 = 139.5$ kN/kavo
- Forca tërheqëse fillestare (P_0) = 125.55 kN/kavo (10% humbje)
- Forca tërheqëse finale (në shërbim) (P_e) = 111.6 kN/kavo (20% humbje)

Forca pasardhëse e parandërjes e kërkuar në çdo hapësirë është llogaritur, kjo është bërë duke përdorur ngarkesën 6 kN/m^2 (60% e ngarkesës së përhershme), distanca midis pikave të infleksionit “s”, dhe shigjetave përkatëse “a” (si në figurën 4.5).

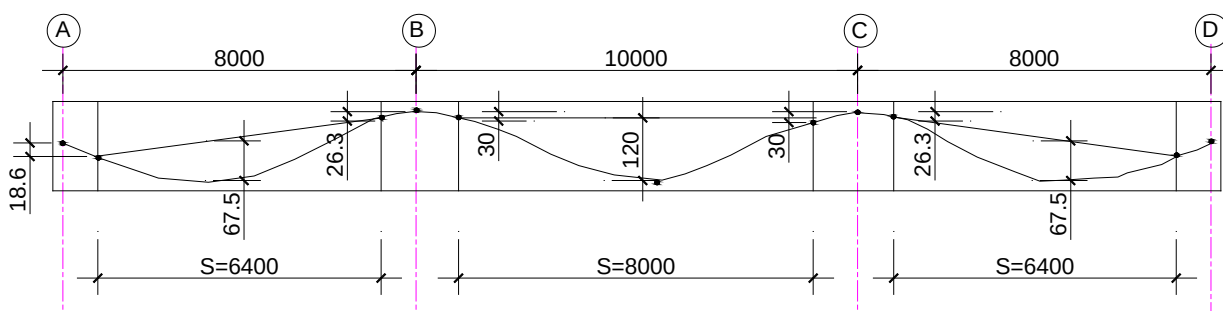


Figure 4.4 Profili i tendonit për ngarkesën e balancuar

Forca tërheqëse e kërkuar (P_{rqd}) merret nga ekuacioni i mëposhtëm që pranohet profil parabolik.

$$P_{rqd} = \frac{ws^2}{8a}$$

Për hapësirën A-B dhe C-D:

- $P_{rqd} = (6.0 \times 7.0 \times 6400^2) / (8.0 \times 67.5 \times 1000) = 3185$ kN
- Për rrjedhojë numri i tendonave = $P_{rqd} / \text{forcë efektive} = 3185 / 111.6 = 28.54$
- Provojmë 30 tendona për panel “10 x 3S” or “6 x 5S” (më ekonomike).

Per hapësirën B-C

- $P_{rqd} = (6.0 \times 7.0 \times 8000^2) / (8.0 \times 120 \times 1000) = 2800$ kN
- Për rrjedhojë numri i tendonave = $P_{rqd} / \text{forcë efektive} = 2800 / 111.6 = 25$
- Provojmë 30 tendona për panel “6 x 5S”.

Efekti i tendonit në soletë është modeluar duke bërë ekuivalencën si më poshtë në figurën 4.6. Duhet vërejtur që pjesët horizontale të tendonëve afër anëve të soletës (në akset A dhe D) nuk ndikojnë në ekuivalentimin e ngarkesave.

Ngarkesa ekuivalente w midis dy pikave të infleksionit për numrin e tendonave të zgjedhur jepet nga:

$$w = \frac{8anP_{av}}{s^2}$$

ku: n - numri i kavove

a - shigjeta në pikën e konsideruar (lart+, poshtë -)

s - distanca midis dy pikave të infleksionit

Momenti i fiksimit të tendonit (At transfer):

$P_{av}=125.55 \text{ kN}$

$n=30$

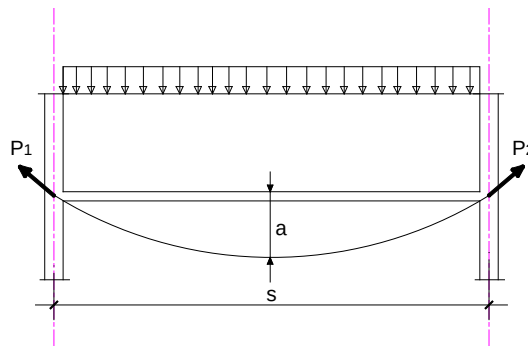


Figura 4.5 Llogaritja e ngarkesës ekuivalente gjatë forcës në tendon

Tabela 4.1 Ngarkesa ekuivalente përgjatë tendonit tërthor

	A	Hapësira	B	B	Hapësira	C	C	Hapësira	D
$nP_{av}(\text{kN})$	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5	3766.5
$a(\text{mm})$	18.6	-67.5	26.3	30	-120	30	26.3	-67.5	18.6
$s(\text{mm})$	1600	6400	1600	2000	8000	2000	1600	6400	1600
$w(\text{kN/m})$	218.9	-49.7	309.6	226	-56.5	226	309.6	-49.7	218.9

Gjatë shërbimit:

$P_{av} = 111.6 \text{ kN}$

$n=30$

Tabela 4.2. Ngarkesa ekuivalente përgjatë tendonit tërthor

	A	Hapësira	B	B	Hapësira	C	C	Hapësira	D
$nP_{av}(\text{kN})$	3348	3348	3348	3348	3348	3348	3348	3348	3348
$a(\text{mm})$	18.6	-67.5	26.3	30	-120	30	26.3	-67.5	18.6
$s(\text{mm})$	1600	6400	1600	2000	8000	2000	1600	6400	1600
$w(\text{kN/m})$	194.6	-44.1	275.2	200.9	-50.2	200.9	275.2	-44.1	194.6

o Llogaritja e sforcimeve:

$$f_t = \frac{P}{A_c} - \frac{P \cdot e}{Z_t} + \frac{M_A}{Z_t} + \frac{M_S}{Z_t}$$

$$f_b = \frac{P}{A_c} + \frac{P \cdot e}{Z_b} - \frac{M_A}{Z_b} - \frac{M_S}{Z_b}$$

ku:

M_A = momenti nga ngarkesa e përhershme dhe e përkohshme

M_S = momenti nga efektet sekondare

Z_t = moduli i seksionit lart (Momenti i rezistencës së seksionit lart)

Z_b = moduli i seksionit poshtë (Momenti i rezistencës së seksionit poshtë)

$$A_c = 7.0 \times 0.25 \times 10^6 = 1.75 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

Meqënëse seksioni është katror dhe simetrik në lidhje me aksin neutral atëherë:

$$Z_t = Z_b = Z = bh^2/6 = 7.29 \times 10^6 \text{ mm}^3$$

o Sforcimet e lejuara

Sforcimet e lejuara të betonit në shtypje dhe tërheqje për soletat me disa tendone (bandë tendonësh) jepen në BS 8110 [27], pjesa 1, paragrafët 4.3.4.2 dhe 4.3.4.3.

- Sforcimet e lejuara në momentin e fiksimit

$$\text{Në shtypje} = 0.5f_{ci} = 0.25 \times 25 = 12.5 \text{ MPa}$$

$$\text{Në tërheqje} = 0.36\sqrt{f_{ci}} = 0.36 \times \sqrt{25} = 1.8 \text{ MPa}$$

- Sforcimet e lejuara në shërbim:

$$\text{Në shtypje} = 0.4f_{cu} = 0.4 \times 50 = 20 \text{ MPa}$$

Në tërheqje: sforcimet tërheqëse llogariten në kufijtë e plasaritjeve si në tabelën 3.

Tabela 4.3 Sforcimet e lejuara për Class 3

Tendona të pas-tensionuara me çimentim	Plasaritjet kufitare të lejuara	Sforcimet llogaritëse për klasën e betonit		
		30 N/mm ²	40 N/mm ²	50 N/mm ²
	0.1	3.2	4.1	4.8
	0.2	3.8	5	5.8

o Forcat vepruese dhe momentet

Vetëm nga pesha vetjake:

$$w_{o,wt} = 6 \times 7 = 42.0 \text{ kN/m}$$

Ngarkesa e shërbimit:

$$w_{\text{service}} = (6+4) \times 7 + 3 \times 7 = 70 \text{ kN/m} + 80 \text{ kN/m}$$

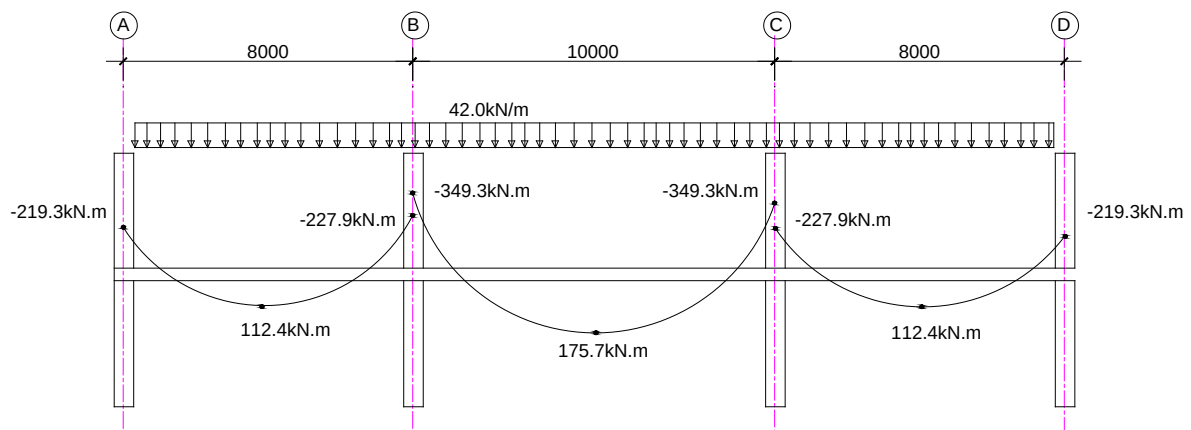


Figura 4.6 Diagrama e momenteve nga pesha vetjake

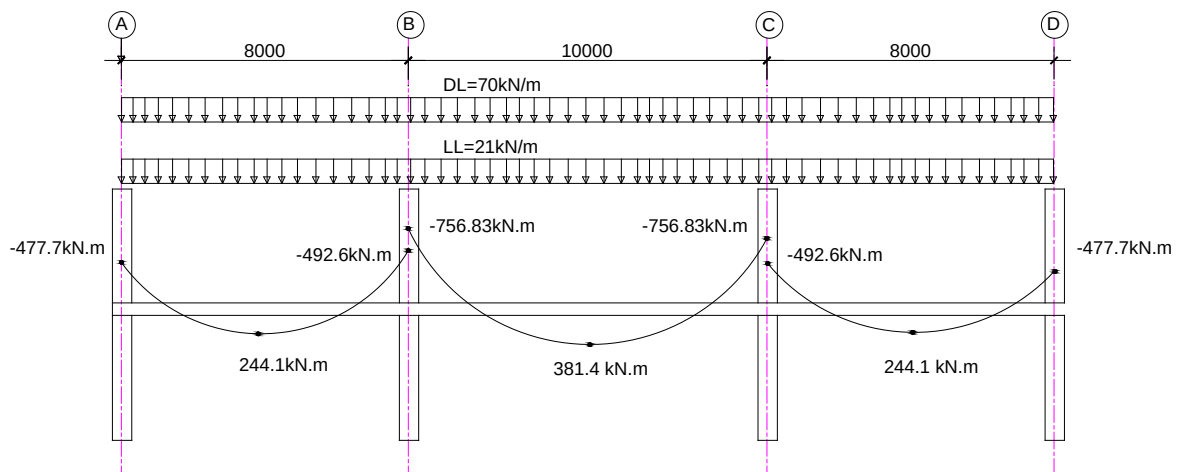


Figura 4.7. Diagrama e momenteve për ngarkesën e shërbimit

o Sforcimet fillestare

$$P_0 = 30 \times 125.55 = 3766.5 \text{ kN}$$

Tabela 4.4. Sforcimet në momentin e fiksimit të tendonit për drejtimin tërthor

ZONA	FIBRAT	e(mm)	SFORCIMET GJATE PARANDERJES (MPa)	SFORCIMET NGA PESHA VETJAKE (MPa)	SFORCIMET TOTALE (Mpa)	SFORCIMET E LEJUARA (MPa)	GJENDJA
A	lart	0	-2.152	3	0.85	1.8	OK
	poshte	0	-2.152	-3	-5.15	-12.5	OK
AB	lart	80	1.98	-1.54	0.44	-12.5	OK
	poshte	80	-6.29	1.54	-4.75	1.8	OK
B	lart	-70	-5.77	3.13	-2.64	1.8	OK
	poshte	-70	1.47	-3.13	-1.66	-12.5	OK
B	lart	-70	-5.77	4.79	-0.98	1.8	OK
	poshte	-70	1.47	-4.79	-3.32	-12.5	OK
BC	lart	80	1.98	-2.41	-0.43	-12.5	OK
	poshte	80	-6.29	2.41	-3.88	1.8	OK
C	lart	-70	-5.77	2.41	-3.36	1.8	OK
	poshte	-70	1.47	-2.41	-0.94	-12.5	OK
C	lart	-70	-5.77	3.13	-2.64	1.8	OK
	poshte	-70	1.47	-3.13	-1.66	-12.5	OK
CD	lart	80	1.98	-1.54	0.44	-12.5	OK
	poshte	80	-6.29	1.54	-4.75	1.8	OK
D	lart	0	-2.152	3.00	0.85	1.8	OK
	poshte	0	-2.152	-3.00	-5.15	-12.5	OK

o Sforcimet gjatë shërbimit

$$P_0 = 30 \times 111.6 = 3348 \text{ kN}$$

Tabela 4.5 Sforcimet gjatë shërbimit në drejtimin tërthor

ZONA	FIBRAT	e(mm)	SFORCIMET GJATË PARANDERJES (MPa)	SFORCIMET NGA PESHA VETJAKE (MPa)	SFORCIMET TOTALE (Mpa)	SFORCIMET E LEJUARA (MPa)	GJENDJA
A	lart	0	-1.913	6.55	4.64	5.8	OK
	poshtë	0	-1.913	-6.55	-8.46	-20.0	OK
AB	lart	80	1.76	-3.35	-1.59	-20.0	OK
	poshtë	80	-5.59	3.35	-2.24	4.8	OK
B	lart	-70	-5.12	6.76	1.64	5.8	OK
	poshtë	-70	1.3	-6.76	-5.46	-20.0	OK
B	lart	-70	-5.12	10.38	5.26	5.8	OK
	poshtë	-70	1.3	-10.38	-9.08	-20.0	OK
BC	lart	80	1.76	-5.23	-3.47	-20.0	OK
	poshtë	80	-5.59	5.23	-0.36	4.8	OK
C	lart	-70	-5.12	10.38	5.26	5.8	OK
	poshtë	-70	1.3	-10.38	-9.08	-20.0	OK
C	lart	-70	-5.12	6.76	1.64	5.8	OK
	poshtë	-70	1.3	-6.76	-5.46	-20.0	OK
CD	lart	80	1.76	-3.35	-1.59	-20.0	OK
	poshtë	80	-5.59	3.35	-2.24	4.8	OK
D	lart	0	-1.913	6.55	4.64	5.8	OK
	poshtë	0	-1.913	-6.55	-8.46	20.0	OK

4.1.2 Gjendja kufitare e shkatërrimit

Momentet hiperstatike mund të llogariten në mënyre direkte ose indirekte (Aalami 1998) [40] për elementët e skeletit b/a, siç janë trarët dhe soletat që modelohen si rripa të veçuar të një rame. Veprimet hiperstatike llogariten me të dy metodat.

Në këtë shembull do të përdorim metodën indirekte në llogaritjen e ngarkesave hiperstatike.

Metoda indirekte bazohet në marrëdhënien e mëposhtme:

$$M_{hyp} = M_{bal} - P \cdot e$$

ku:

e= jashtëqendërsia e pas-tensionimit ndaj aksit neutral të këtij seksioni (pozitive nëse CGS është sipër aksit neutral dhe anasjelltas)

M_{hyp} = momenti hiperstatik

M_{bal} = momenti balancues i ngarkesës

P = forca e pas-tensionimit "pozitive"

Ngarkesa e balancuar:

$$W_{bal} = \frac{8anP_{av}}{s^2}$$

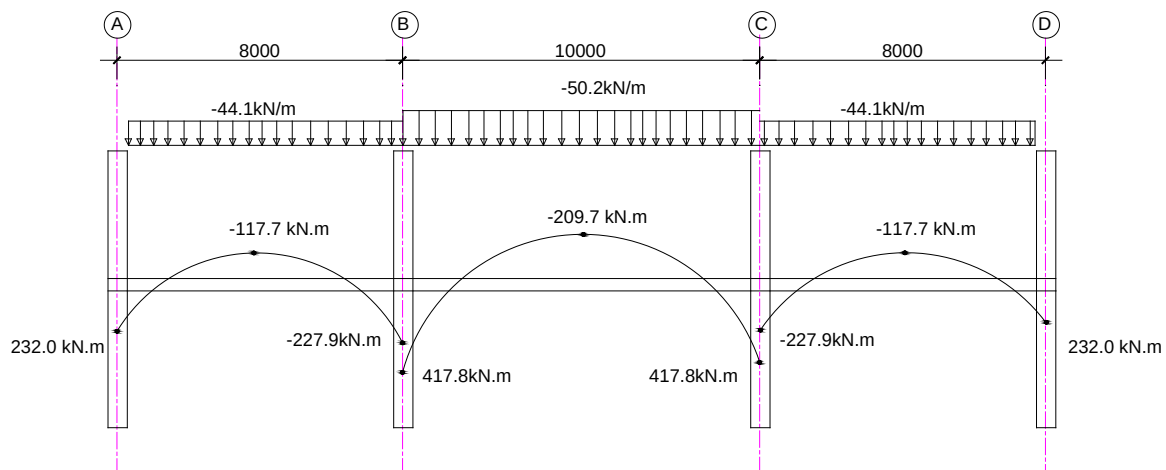


Figura 4.8 Diagrama e momenteve për ngarkesën e balancuar

- Në mbështetjen A:

$$M_{bal} = -232 \text{ kN.m}, P_e = 3348 \text{ kN}, e = 0.0 \text{ mm}$$

$$M_{hyp} = (232) + (3348 \times 0 / 1000) = 232 \text{ kN.m}$$

- Në qendër të AB:

$$M_{bal} = -117.7 \text{ kN.m}, P_e = 3348 \text{ kN}, e = 45 - 125 = -80 \text{ mm}$$

$$M_{hyp} = (-117.7) + (3348 \times 80 / 1000) = 150.14 \text{ kN.m}$$

- Në të majtë të mbështetjes B:

$$M_{bal} = 238.1 \text{ kN.m}, P_e = 3348 \text{ kN}, e = -70 \text{ mm}$$

$$M_{hyp} = (238.1) - (3348 \times 70 / 1000) = 3.74 \text{ kN.m}$$

- Në të djathtë të mbështetjes B:

$$M_{hyp} = 417.8 - (3348 \times 70 / 1000) = 183.44 \text{ kN.m}$$

- Në qendër të hapësirës B-C

$$M_{hyp} = -209.7 + (3348 \times 80 / 1000) = 58.14 \text{ kN.m}$$

- Në të majtë të mbështetjes C

$$M_{hyp} = (417.8) - (3348 \times 70 / 1000) = 183.44 \text{ kN.m}$$

- Në të djathtë të mbështetjes C

$$M_{hyp} = 3.74 \text{ kN.m}$$

- Në qendër të hapësirës C-D

$$M_{hyp} = 150.14 \text{ kN.m}$$

- Në mbështetjen D:

$$M_{hyp} = 232 \text{ kN.m}$$

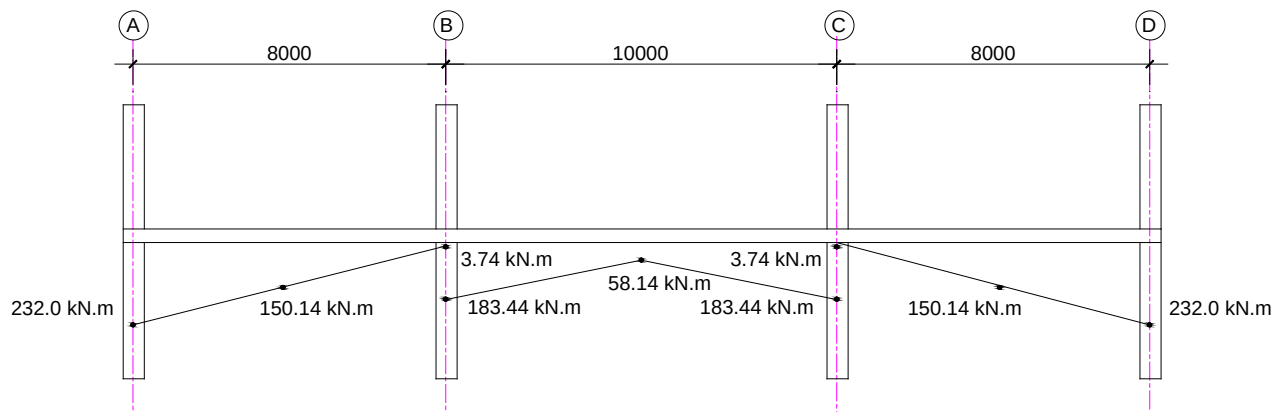


Figura 4.9 Diagrama e momenteve hiperstatike

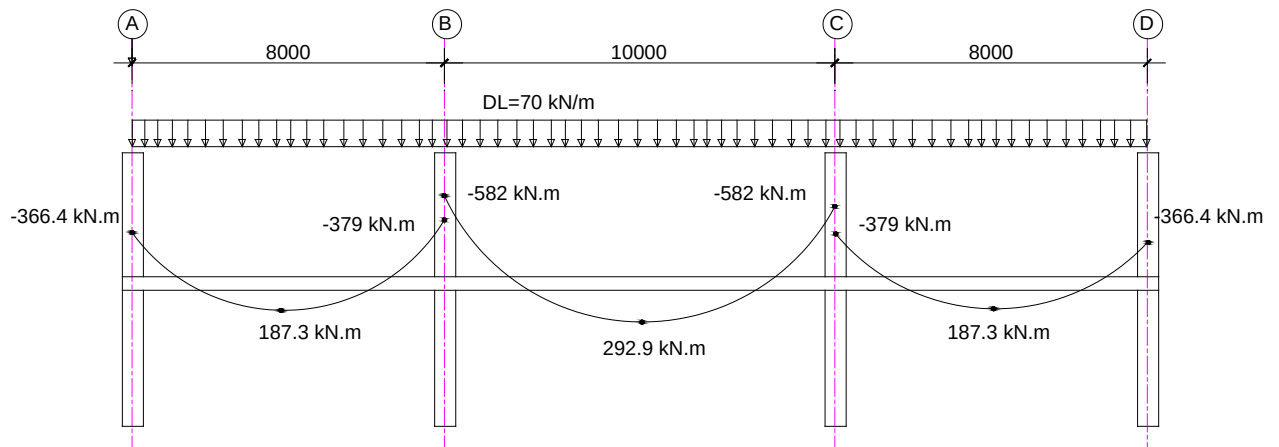


Figura 4.10 Diagrama e momenteve nga ngarkesa e përhershme (Dead load)

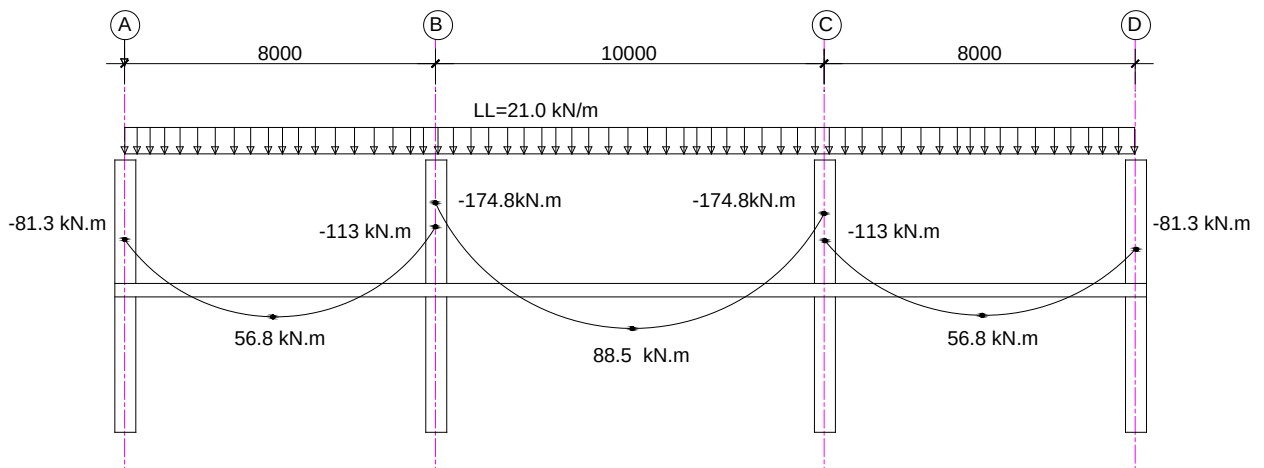


Figura 4.11 Diagrama e momenteve nga ngarkesa e përkohshme (Live load)

Momenti total kufitar

Kombinimi i ngarkesave për rezistencën kufitare llogaritëse:

$$M_U = 1.4 M_{D.L} + 1.6 M_{L.L} + 1.0 M_{hyp}$$

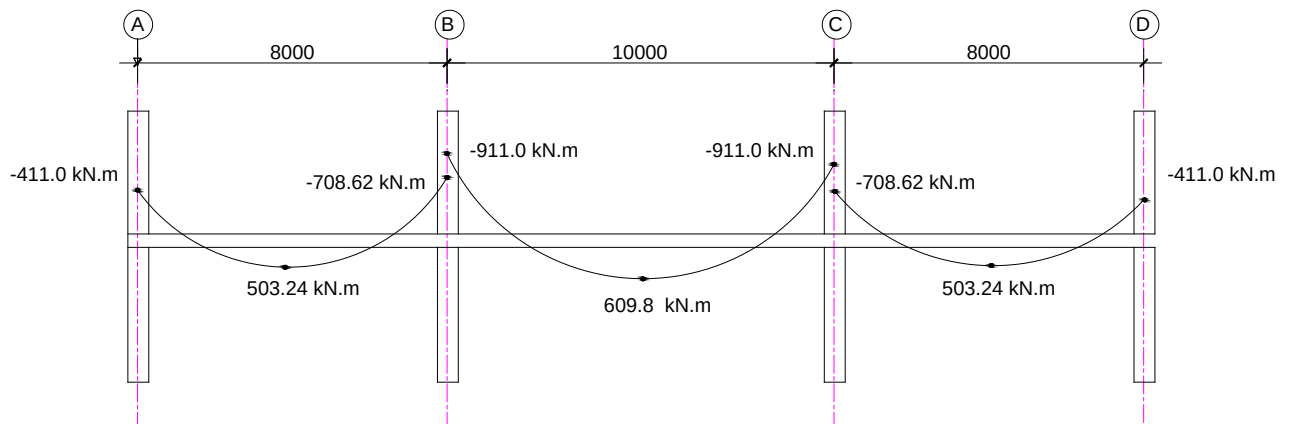


Figura 4.12 Diagrama e momenteve për kombinimin e M_u kufitare

o Llogaritja e seksionit

Analiza e seksionit mund të bëhet në përputhje me paragrafin 3.7 të BS 8110, pjesa 1 [27].

Aftësia mbajtëse në përkulje (e projektuar) e seksionit llogaritet nga shprehja e mëposhtme

$$M_u = f_{pb} A_{ps} (d - d_n)$$

ku:

M_u = aftësia mbajtëse në përkulje e seksionit

f_{pb} = aftësia mbajtëse në tërheqje e tendonit

A_{ps} = sipërfaqja e tendonit të parandëruar në zonën e tërhequr

d = thellësia efektive në qendër të sipërfaqjes së armaturës

d_n = thellësia në qendrën e zonës së shtypur = $0.45x$

x = thellësia e aksit neutral

b = gjerësia efektive e seksionit

- Kur $d=125\text{mm}$

$$\frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d} = \frac{1860 \times 30 \times 100}{50 \times 7000 \times 125} = 0.127$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pk}} = \frac{1116}{1860} = 0.6$$

Nga tabela 4.4 BS 8110. paragrafi 4.3.7.3 [27] gjejmë vlerat e f_{pb} dhe x .

$$f_{pb} = 1731.7 \text{ MPa}$$

$$x = 36.25 \text{ mm}$$

$$d_n = 0.45 \times 36.25 = 16.3 \text{ mm}$$

$$M_u = -1731.7 \times 30 \times 100 \times (125 - 16.3) = -564 \text{ kN.m}$$

Kur d=205mm

$$\frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d} = \frac{1860 \times 30 \times 100}{50 \times 7000 \times 205} = 0.078$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pk}} = \frac{1116}{1860} = 0.6$$

$$f_{pb} = 1769 \text{ MPa}$$

$$x = 35.9 \text{ mm}$$

$$d_n = 0.45 \times 35.9 = 16.14 \text{ mm}$$

$$M_u = -1767 \times 30 \times 100 \times (205 - 16.14) = 1001 \text{ kN.m}$$

-Kur d=195mm

$$\frac{f_{pu} A_{ps}}{f_{cu} b d} = \frac{1860 \times 30 \times 100}{50 \times 7000 \times 195} = 0.08$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pk}} = \frac{1116}{1860} = 0.6$$

$$f_{pb} = -1767 \text{ MPa}$$

$$x = 35.1 \text{ mm}$$

$$d_n = 0.45 \times 35.1 = 15.8 \text{ mm}$$

$$M_u = -1767 \times 30 \times 100 \times (195 - 15.8) = -950 \text{ kN.m}$$

Tabela 4.10 Krahasimi midis momentit të aplikuar dhe kapacitetit mbajtës të seksionit

ZONA	M(Kn.m)/panel (i aplikuar)	M(Kn.m)/panel (kapaciteti)
A	-411.00	-564
AB	503.42	1001
B	-708.62	-950
B	-911.00	-950
BC	609.80	1001
C	-911.00	-950
C	-708.62	-950
CD	503.42	1001
D	-411.00	-564

Për shkak se kapaciteti mbajtës i seksionit është më i madh se momenti i aplikuar nuk ka nevojë për armaturë shtesë të zakonshme.

- Minimumi i armaturës jo të paranderur të kërkuar:

Armatura e kërkuar = $0.075\% A_c$

$$A_c = hb = 250 \times 7000 = 1.75 \times 10^6 \text{ mm}^2$$

$$A_s = 0.00075 \times 1.75 \times 10^6 = 1312.5 \text{ mm}^2$$

Përdorim: 7 T 16 = 1407 mm^2

Armatura duhet të shrihet në hapësirë $0.2x$ hapësirën e matur nga qendra e kollonës dhe e gjerësisë së rripit, është gjerësia e kollonës plus 3 herë thellësinë e soletës si në figurën e mëposhtme.

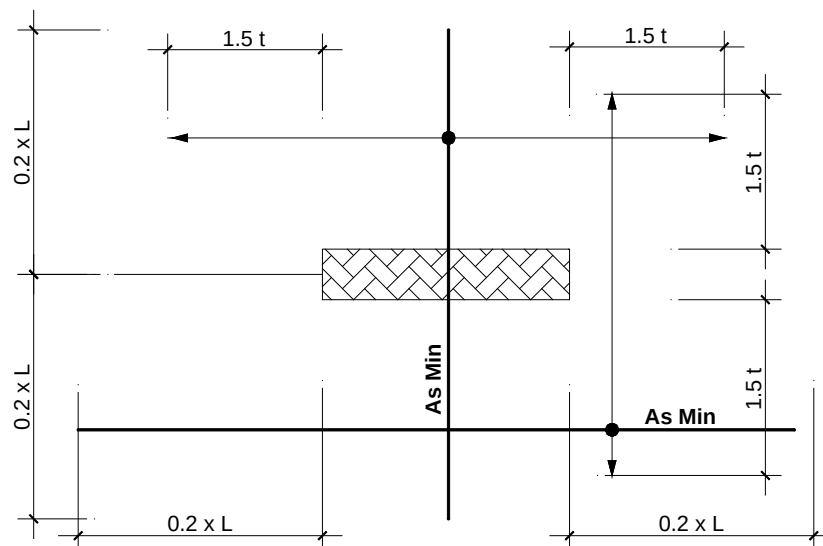


Figura 4.13 Detaji i vendosjes së armaturës jo të paranderur

4.1.3 Humbjet nga paranderja

➤ **Humbjet për një kohë të shkurtër**

○ **Humbjet nga fërkimi**

$$P_x = P_0 \times e^{-\mu x (\alpha + \omega)}$$

ku:

P_x = forca në distancën x nga fundi i sforcuar

P_0 = 139.5 kN (Forca shtrënguese (në anker)

μ = 0.2 koeficienti i fërkimit

α = këndi i ndryshimit midis tendonit dhe ankerit deri në pikën e konsiderur (radian).

ω = 0.0085 faktori i "kurbëzimit" ("wobble") (radian/m)

Shigjeta nga figura 4.3 (referuar formës së profilit)

- Shigjeta nga hapësira A-B dhe hapësira C-D:

$$(18.6+26.3)/2+67.5=89.95\text{mm}$$

- Shigjeta për hapësirën B-C:

$$(30+30)/2+120=150\text{mm}$$

$$\alpha = \frac{16 \times \text{total drape}}{L^2}$$

$$\alpha_1 = \frac{(16 \times 89.95 \times 10^{-3})}{8^2} = 0.023 \text{ rad/m}$$

$$\alpha_2 = \frac{(16 \times 150 \times 10^{-3})}{10^2} = 0.024 \text{ rad/m}$$

$$P_A = 139.5 \text{ kN}$$

$$P_B = (139.5)e^{-(0.2)(8)(0.023+0.0085)} = 132.64 \text{ kN}$$

$$P_C = (132.64)e^{-(0.2)(10)(0.024+0.0085)} = 124.3 \text{ kN}$$

$$P_D = (124.3)e^{-(0.2)(8)(0.023+0.0085)} = 118.2 \text{ kN}$$

$$P_{\text{mes}} = \frac{(139.5 + 132.64 + 124.3 + 118.2)}{4} = 128.66 \text{ kN}$$

$$P_0 - P_{\text{mes}} = 139.5 - 128.66 = 10.84 \text{ kN}$$

o Humbjet në pykat fiksuese

Meqënëse gjatësia e tendonit është $26\text{m} < 30\text{m}$ në do të përdorim fiksimin e tendonit në një skaj.

$$\delta P_w = 2L'P'$$

ku:

δP_w = humbjet nga pasaktësia në montim

$$L' = \frac{\Delta E_{PS} A_{PS}}{P'} \quad (\text{gjatësia e tendonit e prekur nga pasaktësia})$$

$$P' = \frac{P_A - P_D}{L_1 + L_2 + L_3} \quad (\text{këndi i aplikimit të ngarkesës fiksuese})$$

$\Delta = 6\text{mm}$ (pasaktësia e fiksimit të pykës)

E_{ps} = moduli i elasticitetit të tendonit

A_{ps} = sipërfaqja tërthore e tendonit

$$P' = \frac{(139.5-118.2)}{(8+10+8)} = 0.82\text{kN}$$

$$L' = \sqrt{\frac{(6 \times 10^{-3} \times 195 \times 100)}{0.82}} = 11.95 < \text{gjatësi e tendonit}$$

Kështu që :

$$\delta P_w = 2P'L' = 2 \times 0.82 \times 11.95 = 19.6\text{kN}$$

o Humbjet nga shkurtimi elastik:

$$\delta P_{es} = \epsilon_{es} E_{ps} A_{ps}$$

ku:

δP_{es} = forca që humbet gjatë shkurtimeve elastik

$$\epsilon_{es} = 0.5 f_{co} / E_{ci}$$

$f_{co} = n P_0 / b h$ (sforcimi në beton pranë tendonit gjatë tërheqjes)

E_{ci} = moduli i elasticitetit të betonit gjatë kohës së tërheqjes

$$f_{co} = (5 \times 139.5 \times 10^3) / (1500 \times 250) = 1.86\text{MPa}$$

$$\epsilon_{es} = 0.5 \times 1.86 / 2500 = 3.72 \times 10^{-5}$$

$$\delta P_{es} = 3.72 \times 10^{-5} \times 195000 \times 100 / 1000 = 0.725\text{kN}$$

4.1.4 Humbjet për një kohë të gjatë

o Humbjet nga deformkohja

$$\delta P_{cr} = \epsilon_{cr} E_{ps} A_{ps}$$

ku:

δP_{cr} = forca që humbet gjatë deformkohës

$$\epsilon_{cr} = \varphi f_{co} / E_{ci}$$

$\varphi = 2.9$ (koeficienti i deformkohës (BS 8110, pjesa2, fig.1)

$$\epsilon_{cr} = 2.9 \times 1.86 / 25000 = 2.16 \times 10^{-4}$$

$$\delta P_{cr} = (2.16 \times 10^{-4} \times 195000 \times 100) / 1000 = 4.21\text{kN}$$

o Humbjet nga tkurrja e betonit

$$\delta P_{sh} = \epsilon_{sh} E_{ps} A_{ps}$$

$$\epsilon_{sh} = 300 \times 10^{-6}$$

$$\delta P_{sh} = (300 \times 10^{-6} \times 195000 \times 100) / 1000 = 5.85\text{kN}$$

o Humbjet nga lëshimi i tendonit (relaksimi)

δP_r = vlera për 1000 ore çlodhje x faktorin e çlodhjes x forcën e parandërjes fillestare

$$P_i = 139.5 - 10.84 - 19.6 - 0.725 = 108.3 \text{ kN}$$

$$\delta P_r = 0.035 \times 1.5 \times 108.3 = 5.69 \text{ kN}$$

o Përmbledhja e humbjeve nga pas-tensionimi

- Humbjet për një kohë të shkurtër:

1- Humbjet nga fërkimi=10.84kN.....	7.7%
2- Humbjet nga fiksimi = 4.48kN.....	3.2%
3. Humbjet nga shkurtimi elastik.....	0.5%

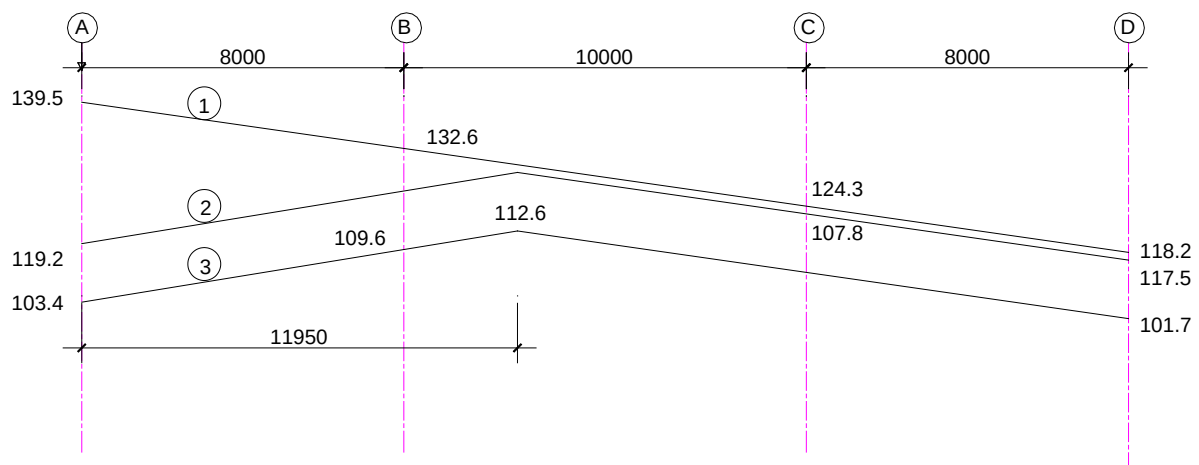
Totali i humbjeve për një kohë të shkurtër...	11.5%
---	-------

- Humbjet pas një kohe të gjatë

1- Humbjet nga deformkoha=4.21%	3.0%
2- Humbjet nga tkurrja e betonit= 5.85kN.....	4.2%
3- Humbjet nga lëshimi i tendonit....	4.0%

Totali i humbjeve për një kohë të gjatë =15.75kN.....	11.2%
---	-------

Totali i humbjeve = 31.85kN.....	22.8%
----------------------------------	-------



1- Forca tërheqëse (kN) 2- Forca në fillim (kN) 3- Forca që mbetet pas humbjeve

Figura 4.14 Profili i forcave përgjatë gjatësisë së tendonit

4.2 Aplikimi i Metodës së Elementëve të fundëm MEF në projektimin e soletave b/a

4.2.1 Projektimi bazuar në analizen lineare

Një nga punimet më të hershme të publikuara lidhur me zbatimin e metodës së elementëve të fundëm në pllaka beton-arme ishte nga Zienkiewicz në vitin 1964 [14],[15], [16]. Në këtë punë, Zienkiewicz ka zbatuar metodën e elementëve të fundëm për pllakat e rrafshta dhe ka paraqitur një nga kushtet kufitare tipike për këto sisteme. Analiza lineare elastike ishte shtrirë në sistemet pllakë orthotropike me trashësi të ndryshueshme dhe me raste të ndryshme të mbështetjeve kufitare si dhe prezantimin e një themeli elastik.

Shembujt tregojnë marrëdhënie të shkëlqyer mes zgjidhjeve me element të fundëm (për deformimet dhe momentet) dhe ato të zgjidhjeve të sakta.

Fillimet e projektimit të soletave të rrafshëta me rezultatet e metodës së elementëve të fundëm u formuluan nga Wood. Ai përshkruan procesin e armimit në përputhje me një fushë të paracaktuar prej momenteve përkulëse të ofruara nga "analiza sipas teorisë së elasticitetit" dhe mundësinë e përdorimit të programeve kompjuterike, për të marrë një fushë të plotë të momenteve M_x , M_y dhe M_{xy} . Përveç prezantimit lidhur me formulimin matematik, Wood gjithashtu argumentoi se ekonomikisht përdorimi i një metode të tillë është superiore me dy metodat e tjera llogaritëse si ajo e vijës së rrjedhshmërisë dhe metodës së rripave.

Armer e përgjithësoi punën e Wood në zbatimin e dy soletave me armaturë ortogonale dhe të pjerrët. Wood argumentoi se formulimi Armer paraqet rastin e përgjithshëm. Për shkak të këtij bashkëpunimi kjo teknikë e projektimit njihet si teknika Wood dhe Armer.

Smith dhe Faulkes aplikuan metodën e elementëve të fundëm për të analizuar një banesë shumëkatëshe, me soleta të rrafshëta, një prej aplikimeve të para tre-dimensionale të kësaj metode në betonin e armuar, për të vlerësuar në mënyrë analitike momentet përkulëse në soletë. Analiza u krye duke përdorur një element drejtkëndësh me katër nyje bazuar në zhvendosje të formuluar nga Zienkiewicz. Janë analizuar raste të ndryshme: për ndarje me hapësira (6x6) m, me kollona katrore, me raporte të ndryshme të madhësisë së kollonës dhe hapësirës llogaritëse të soletës. Rezultatet e paraqitura sygjerojnë se sjellja në përkulje e një solete të sheshtë ndryshon dukshëm nga ajo e një trau, dhe se si rezultatet e teknikës së ramës ekuivalente kanë zbatueshmëri të kufizuar, pasi në 5 raste ku ngarkesa anësore ishte e rëndësishme ndryshimet ishin të dukshme.

Gupta dhe Sen prezantuan metoda alternative të projektimit të soletave beton-arme bazuar në një fushë të paracaktuar të momenteve M_x , M_y , dhe M_{xy} .

Metoda e parë ishte Principi i Rezistencës Minimale, që në fund të fundit ishte një formulim identik si ai Wood dhe Armer, edhe pse ishte rrjedhojë e hipotezave të ndryshme. Metoda e dytë e aplikuar ishte Metoda e tre Momenteve Ekuivalente, në të cilën ishte pllaka prej betoni e

armuar në bazë të momenteve ekuivalente normale të llogaritura sipas tre drejtimeve të caktuara unike sipas fushës së momenteve të elementit në përkulje. Metoda e dytë është treguar për të siguruar ekonominë në lidhje me kapacitetin total të kërkuar të projektimit, por jo për sa i përket kostos aktuale të ndërtimit. Kështu, zbatueshmëria e përgjithshme e formulimi Wood- Armer u konfirmua.

Puna e Gentry [31] konfirmoi se, në përgjithësi analiza lineare elastike e elementëve të fundëm është e zbatueshme për projektimin e soletave të rregullta, të rrafshëta prej betoni. Prej tij janë vlerësuar metoda të ndryshme modeli të kollonave dhe lidhjet kollonë-pllakë. Analiza bazuar në MEF u krahasua me metodën e analizës direkte dhe të ramës ekuivalente duke nxjerrë në pah ndryshimet. Gentry tregoi se projektimi duke përdorur forcat në element arrin rezultate më të afërta me teknikën e ramës ekuivalente, se rezultatja e sforcimeve në element; projektimi sipas gjëndjes kufitare preferohet për sforcimet që lindin gjatë kohës së shfrytëzimit me respekt të performancës dhe ekonomisë. Në këtë studim është marrë vetëm një kuadrat hapësirë llogaritëse, me një tip kollone katërkëndore.

Puna e Saleh vlerësoi zbatueshmërinë e elementit linear elastik të fundëm në analizën dhe projektimin nga deformimet prerëse të një sistemi pllakë b/a e rregullt, e sheshtë. Saleh ka hetuar një përcaktim të elementit të fundëm në transferimin e momentit në lidhjen pllakë-kollonë, deformimet prerëse përgjatë perimetrit kritik të kollonës, dhe efekti i modelimit në rezultatet e sforcimeve nga prerja, duke treguar lidhje të forta me rezultatet sipas ACI.

Hrabok dhe Hrukey kanë paraqitur një rishikim të gjerë të sfidave që lidhen me aplikimin e analizës lineare elastike me element të fundëm për armimin e një sole të sheshtë prej betoni të armuar. Ata përmendën mungesën e njohjes së sjelljes së elementit, mungesa e përvojës, dhe mungesa e programeve të përshtatshme si pengesa kryesore për zbatimin e gjerë të elementëve të fundëm me bazë teknikat e projektimit. Një rishikim i detajuar është paraqitur për disa pllaka që kanë të përbashkët elementin linear elastik, duke përfshirë elementin ACM, një element bilinear të reduktuar në mënyrë selektive, një element sipas Mindlin, një element të sforcuar hibrid sipas Kirchhoff-it, dhe një element Kirchhoff- Lagranzhit. Elementi i sforcuar hibrid është rekomanduar për të ardhmen

Ata aplikuan për problemet e projektimit të pllakës së sheshtë disa metoda bazuar në lehtësimin e përcaktimit të matricës së ngurtësisë për elementët jokatërkëndor, si dhe aftësia për të llogaritur efektet e singularitetit të sforcimeve brenda elementit.

Davies ka aplikuar metodën e elementëve të fundëm për të vlerësuar deformimet dhe momentet në mbështetjet këndore të një pllakë drejtkëndëshe. Janë marrë në konsideratë dy rastet e mbështetjeve të lirë dhe mbështetje fikse. Janë konsideruar disa kushte ngarkimi dhe rezultatet analitike janë krahasuar me testet sipas një shkalle modeli. Davies tregoi lidhje të fortë midis

rezultateve analitike dhe studimeve eksperimentale, si dhe tregoi qe lidhja soletë-kollonë ndikohej nga tipi i mbështetjes e lirë apo fikse.

French nxorri ngurtësinë e një paneli të vetëm dhe zbatoi një teknikë modelimi bazuar në përdorimin e nje elementi të vetëm për panelet pllakë të sheshtë në analizën e nje godine shumëkatëshe duke iu nënshtruar ngarkimit anësor. Teknika tregoi se parashikimi u vërtetua me saktësi për shpërndarjen e ngarkesave anësore në kollona, si dhe të zhvendosjeve relative të katit (storey drift). Kjo metodë u trajtua dhe me hapësira jo të barabarta dhe plane jo katërkëndore, por nuk ka dhënë asnjë informacion në lidhje me shpërndarjen e momenteve të dyshemesë së katit.

Mohr demonstroi zbatimin e suksesshëm të analizës së elementit të fundëm elastik në përcaktimin e rezultateve përafërta të projektimit në fazën plastike. Në këtë hulumtim, soleta e rrafshët është modeluar si një nukël i dobët, tip “sanduiç” bazuar në supozimet se armatura ishte në rrjedhshmëri dhe konturi i sipërm i betonit ishte plasaritur. Në bazë të këtyre supozimeve, moduli plastik i seksionit u llogarit dhe u zbatua në vend të modulit elastik të seksionit. Tetë pllaka me kushte të ndryshme kufitare u morën në studim dhe analizat treguan lidhje të fortë në mes të rezultateve të elementëve të fundëm dhe teknikave të njohura të projektimit plastik.

Anderheggen paraqiti një metodë të projektimit të armaturës bazuar në elementin qendror me 7 forca. Në metodën e propozuar, armatura në beton është projektuar, jo në bazë të sforcimeve brenda elementit, por bazuar në forcat e transmetuara nga vendet fqinje të elementit dhe që veprojnë mbi elementin si ngarkesë e aplikuar. Ai thekson se sforcimet në element nuk duhet të llogariten. Parimet e paraqitura ishin një përgjithësim i modelit kapriatë për ndërtesën dhe një ekuilibër për sistemin e forcave dhe momenteve të nevojshme për dimensionimin bazë.

Raisanen dhe Case Task Grupit në analizën e elementëve të fundëm demonstroi aplikimin e suksesshëm të analizës me elementin linear të fundëm për zgjidhjen e problemeve me formë- të mbyllur apo me hapje. Kjo punë gjithashtu demonstroi kontekstin e duhur të aplikimit të një pllake në përkulje, element i bazuar në formulimin Mindlin, dhe theksoi rëndësinë e kushteve kufitare, modelimit dhe verifikimit. Për shumë vite, studiuesit kërkojnë për të optimizuar teknikën e linjës se rrjedhshmërisë duke përdorur analizën e elementëve të fundëm.

Borkowski, si dhe Figueiredo, Foseca dhe Azevedo, kanë punuar drejt këtij qëllimi dhe kanë arritur rezultate të favorshme duke aplikuar teknika të modelimit rigjido-plastike, shoqëruar me teknikat e analizës lineare dhe jolineare, për të llogaritur ngarkesën e shkatërrimit lidhur me soletën e rrafshët. Në këto teknika, një rrjetë e elementëve të fundëm ishte supozuar dhe modifikuar për zgjedhjen e vendndodhjeve të linjave të rrjedhshmërisë.

4.2.2 Modelimi i soletave me elementë të fundëm

Nëse metoda e elementëve të fundëm është një mjet i dobishëm në modelimin sistemeve të soletave beton-arme, modelimi i saktë është një parakusht [32]. Modelim i saktë përfshin të kuptuarin e marrëdhënieve të rëndësishme mes botës fizike dhe simulimit analitik. Siç thotë Clough: "Në varësi të vlefshmërisë së supozimeve të bëra në reduktimin e problemit fizik në një algoritëm numerik, prodhimi kompjuterik (output) mund të ofrojë një pasqyrë të detajuar të sjelljes së vërtetë fizike ose ato nuk mund ngjajnë aspak".

Në vijim paraqitet hendeuku midis sjelljes fizike dhe analitike.

4.2.3 Kërkesat e përgjithshme të modelimit

Metoda e elementëve të fundëm (MEF) është një zgjidhje e përafërt, dhe si e tillë rezultatet e llogaritura duhet të vlerësohen në mënyrë kritike para se të mbështetemi mbi to për ta aplikuar në një projekt [33]. Ky proces i vlerësimit kritik përfshin disa hapa për çdo strukturë, psh. numri i elementëve të përdorur në një model mund të ndikojë në masë të madhe në saktësinë e zgjidhjes. Në përgjithësi, si numri i elementëve ose përdorimi i rrjetës është rritur, duke rritur dhe saktësinë e modelit. Modele të shumta janë krijuar me një rafinim të rrjetës, me rezultate që konvergjojnë në zgjidhje të sakta numerike. Jo të gjitha rezultatet do të konvergjojnë në të njëjtin ritëm. Zhvendosjet në përgjithësi do të jenë më të sakta dhe do të konvergjojnë më shpejt se sforcimet, me përjashtim të disa elementëve që rrjedhin nga formulimet e sforcimeve hibride, për këte rast sforcimet mund të konvergjojnë në të njëjtin nivel ose më të lartë se zhvendosjet. Në përgjithësi, konvergjenca e zhvendosjeve nuk garanton konvergjencën e sforcimeve, kjo pasi sforcimet derivohen nga fusha e zhvendosjeve. Përdorimi i një rrjete të dendur, duke rritur numrin e elementëve në zonat e modelit rreth ngarkesave të përqëndruara ose kushteve kufitare, apo ku gradienti i sforcimeve është i madh, rrit saktësinë e zgjidhjeve.

Tipi i elementit të aplikuar në analizë mund të ndikojë gjithashtu dukshëm në cilësinë e rezultateve, sepse elementë të ndryshëm të fundëm janë nxjerrë nga supozime të ndryshme. Në sistemet pllakë diskutimi shtrohet për elementin pllakë në përkulje sipas Kirkofit (thin plate), ku trashësia e pllakës është shumë e vogël në krahasim me dy dimensionet e tjera në plan, apo sipas teorisë Mindlin (thick plate), ku përveç përkuljes kanë rëndësi deformimet nga prerja. Në rastin e dytë trashësia e pllakës është më e madhe se $1/10$ e hapësirës së pllakës. Në qoftë se një inxhinier përdor një element Kirchoff për të analizuar një pllakë mesatarisht të trashë, rezultatet mund të devijojnë dukshëm nga sjellja fizike e pllakës të vërtetë. Si element Kirchoff vetëm mund të përfaqësojë deformim përkulës, ndërsa struktura fizike është ekspozuar ndaj deformimit të konsiderueshëm në prerje, sjellje e përfaqësuar nga elementi Mindlin. Ka shembuj të tjerë të shumtë të ngjashëm me këtë që demonstrojnë rëndësinë e zgjedhjes një elementit të përshtatshëm

për aplikim të veçantë në modelin analitik. Elementët me funksione forme të rendit më të lartë janë më të sakta se ato me rend më të ulët, dhe elementë me nyje në mes në përgjithësi janë më të saktë se ato pa.

Së fundi, edhe njëherë një inxhinier është i bindur se zgjidhja numerike ka konvergjuar dhe që elementi specifik i zgjedhur është i përshtatshëm për aplikim aktual, pasi kryen disa kontrole të tjera të nevojshme për të vërtetuar analizën. Shuma e reagimeve të modelit duhet të verifikohet nga llogaritjet me dorë. Madhësia e zhvendosjeve globale duhet të kontrollohet dhe verifikohet në lidhje me gjeometrinë e strukturës. Ekuilibri i strukturës duhet të verifikohet, pasi metoda e elementëve të fundëm nuk garanton që ky kusht i rëndësishëm është i kënaqur.

Pasi këto kritere janë përmbushur, është e rëndësishme për të përcaktuar nëse rezultatet afërsisht ndjekin rezultatin e pritur. Inxhinieri duhet të përcaktojë nëse rezultatet e bëjnë gjëndjen fizike komplete, konturet, sforcimet dhe forma të zhvendosura të strukturës përafërsisht korrespondojnë me kuptimin intuitiv të inxhinierit. Për shembull, në rastin e simetrisë: rezultatet duhet të shoqërojnë një strukturë me gjeometri simetrike dhe ngarkime simetrike. Ndonjë devijim në mes të rezultateve të pritura dhe të përlllogaritura duhet të hetohet në mënyrë kritike.

4.2.4 Hipotezat e analizës me elementë të fundëm të soletës beton-arme

Në analizën e soletave beton-arme përfshihen disa supozime të rëndësishme. Para së gjithash, lloji i analizës së aplikuar në këtë studim është një analizë elastike lineare. Kjo paraqet disa faktorë të rëndësishëm në analizë. Betoni është një material jolinear. I prodhuar nga materiale elastike, të brishtë, kurba sforcim-deformim e betonit tregon disa shkallë të duktilitetit. Kjo është për shkak të zhvillimit gradual të mikro-plasaritje të brendshme të betonit. Betoni fillon plasaritje në një sforcim tërheqës rreth 8 deri në 15% të rezistencës shtypëse të tij [29], [36]. Ndonëse këto plasaritje janë tregues të një mënyrë të brishtë shkatërrimi, vendosja e armaturës bën që seksioni tërthor të hyj në rrjedhshmëri dhe të paraqesë një duktilitet të rëndësishëm për komponenten e shkatërrimit. Në nivelin e gjëndjes kufitare të shkatërrimit, ACI 318 [36] thekson se deformimet maksimale të lejueshme në fibrat ekstreme të betonit të shtypur do të konsiderohen të barabarta me 0.003. Kjo vlerë kufizuese e deformimeve relative shtypëse korrespondon me nivelin më të ulët të të dhënave eksperimentale. Një analizë lineare elastike nuk merr parasysh në llogaritje asnjë sjellje jolineare të shkatërrimit të komponentëve. Në vend të kësaj, kjo analizë konsideron që gjithë seksioni i reziston ngarkesave të aplikuara në të gjitha nivelet e sforcimit, dhe se marrëdhënia sforcim-deformim është krejtësisht lineare, edhe në qoftë se deformimet shtypëse në beton tejkalojnë 0.003 ose nëse sforcimi tërheqës në vend i armatures kalon sforcimin në rrjedhshmëri të çelikut. Ka disa metoda që mund të aplikohen për të zvogëluar në mënyrë efektive ngurtësinë e rrjetës me elementë të fundëm në zonat ku plasaritjet dhe sjelljet jolineare

priten. Një mënyrë është duke zvogëluar trashësinë e elementëve në zonat rreth kollonave ose mbështetjeve. Një tjetër teknikë është duke zvogëluar modulën e elasticitetit në këto zona.

Ndërkohë që metodat mund të prodhojnë rezultate të favorshme nga analiza respektive, ato do të jenë të pavlefshme në një procedurë të zbatuar programimi, ku trashësia dhe moduli i elasticitetit implementohen brenda programit për llogaritjet e projektimit. Me fjalë të tjera, seksioni duhet të jetë projektuar për trashësinë e plotë, jo një trashësi të reduktuar; gjithashtu për module elasticiteti jo të zvogëluara. Si të tilla, këto teknika nuk janë konsideruar në këtë studim.

Një tjetër supozim i rëndësishëm në analizën e elementëve të fundëm është se materiali pranohet izotropik dhe homogjen. Përkundrazi, betoni është një material shumë i përbërë. Betoni përbëhet nga shumë materiale, kryesisht agregatë të ndryshëm, të lidhur në një matricë çimentoje. Agregatët shkojnë në madhësi nga zhavorre me fraksion të madh deri në ranorë shumë të imët. Testet eksperimentale tregojnë se betonet e zakonshëm mund të trajtohen si homogjen.

Megjithatë, futja e armaturës prish izotropinë e materialit, duke reduktuar sjelljen aktuale të materialit për orthotropi më të mirë, dhe anizotropinë në disa raste. Si të tilla, komponentja aktuale e ndërtuar prej betoni do të sillen në mënyrë preferenciale në disa drejtime kryesore, dhe ngurtësia relative përgjatë këtij orientimi preferencial të materialit do të prodhojë një shpërndarje të sforcimeve shumë të ndryshme nga një analizë me kushte izotropike.

Një supozim i tretë i rëndësishëm është se në përgjithësi të dy elementët e fundëm pllakë në përkulje Kirchoff dhe Mindlin janë nxjerrë bazuar në supozimet e zhvendosjeve dhe rrotullimeve të vogla. Rëndësia e këtij supozimi është se ai lejon aplikimin e analizës lineare që injoron jolinearitetin gjeometrik. Kuptimi i saktë i "vogël" është një çështje e interpretimit në pjesën e inxhinierit. Megjithatë, në përgjithësi zhvendosjet janë të vogla, nëse ato janë të vogla në krahasim me trashësinë e pllakës, por kërkesa për zhvendosje të vogla zakonisht duhet të kënaqë kushtet e EC-2 [35] apo ACI 318 [36], "Kontrolli i zhvendosjeve".

4.4.5 Modelimi i kushteve kufitare të sistemeve horizontale “soletë”

Rëndësia e modelimit të saktë të kushteve kufitare nuk duhet të nënvlerësohet ose lënë pas dore në analizën e çdo strukture, sidomos në soleta ndërkati për banesat [33]. Përpjekje të mëdha bëhen nëpërmjet disa aplikimeve për të verifikuar se një model ka konverguar dhe se elementi specifik i përdorur është i përshtatshëm për sjelljen e kërkuar. Megjithatë, nëse kushtet kufitare janë të pasakta, rezultatet e një analize të tillë mund të jenë të pavlefshme. Më poshtë janë disa konsiderata të rëndësishme në lidhje me përshtatshmërinë e teknikave të ndryshme të modelimit të kushteve kufitare.

Dy metoda të përgjithshme zbatohen për të simuluar kushtet kufitare në pllakat e rrafshëta. Metoda e parë, kollonat mbështetëse- pllakë, si kollona sipër pllakës, janë modeluar duke

përdorur ose elemente “ramë” (frame) ose elemente tre-dimensionale “solid”. Kjo metodë ka të bëjë me izolimin e një kati të veçantë të ngritur të strukturës, por edhe për efektet e përkuljes së kollonave të mbështetura në dysHEME. Në metodën e dytë, pllaka e sheshtë është modeluar si plan i elementëve të fundëm, dhe ngurtësia në përkulje dhe zhvendosje fizikisht sigurohet nga mbështetja mbi kollonat e katit të thjeshtuara si mbështetje e lirë “çernierë” ose mbështetje fikse. Ndonjëherë këto mbështetje janë modeluar si susta me ngurtësi elastike të fundme për të përmirësuar sjelljen e modelit.

Gentry ka hetuar se cila nga këto lidhje do të prodhojë rezultate më të favorshme. Ai ka gjetur se në përgjithësi, modelimi i kushteve kufitare, të cilat përbëjnë ngurtësinë aktuale në përkulje të kollonave, të tilla si modelimi i kollonave me element “ramë” ose tre-dimensionale “solid”, janë më të preferueshme se modelimi i mbështetjeve të soletës në majë të kollonave të lirë ose fikse në planin mesatar të pllakës. Konsideratat e mëposhtme janë të rëndësishme për aplikimin e teknikave të ndryshme kushtesh kufitare.

Para së gjithash, ritheksoj se modeli me elementë të fundëm supozon se materiali sillet në mënyrë lineare elastike. Ndërsa kjo është në përgjithësi e pavërtetë në kuptimin fizik, kjo është veçanërisht e vërtetë për lidhjet në pllaka, midis pllakës dhe kollonës. Këto zona janë shpesh të ndjeshme ndaj plasaritjeve dhe armatura kalon në rrjedhshmëri duke e çuar në sjellje shumë jolineare. Edhe në qoftë se pllaka është modeluar si e mbështetur në kontur plotësisht me lidhje fikse në model dikton se këndi në mes të kollonës dhe pllakës mbetet saktësisht 90^0 pas deformimit. Ky idealizim mbivlerëson ngurtësinë në këtë lidhje. Një mbivlerësim i ngurtësisë çon në një ndryshim të ngurtësive relative të gjithë pllakës, duke ulur në mënyrë të konsiderueshme përfaqësimin e saktë fizik të shpërndarjes së sforcimeve në pllakë.

Një konsideratë e rëndësishme që përfshin kushtet kufitare është madhësia fizike e lidhjeve kundrejt asaj që përfshihet në model. Kur një element “ramë” është i lidhur në një nyje në planin me elementë të fundëm, lidhja ndodh në një sipërfaqe pambarimisht të madhe, madje edhe pse lidhja fizike mban një madhësi të fundme. Kjo është e rëndësishme për disa arsye. Para së gjithash, një lidhje e rritur në menyrë fiktive analitikisht rrit hapësirën e pastër midis kollonave ngjitur, me një distancë të barabartë me gjerësinë e kollonës. Momentet e llogaritura përgjatë seksionit të pllakës janë funksion i hapësirës së pastër katrore. Kështu, zbatimi i kësaj teknike mbivlerëson momentet përkulëse në panelet e soletave ngjitur. Së dyti, momentet e projektimit në faqe të kollonës do të jenë të pasakta, sepse distanca në mes të aksit të kollonës dhe faqes së kollonës tanimë është fleksibël, në përputhje me ngurtësinë e soletës, kur ajo duhet të jetë shumë më e ngurtë pasi kjo zonë është e mbyllur me kollonën. Së treti, një kusht kufitar i përqëndruar, si kollona e lidhur nëpërmjet një nyje të vetme, shkakton të njëjtin rezultat që çdo efekt i

përqëndruar në një model me elementë të fundëm prodhon: një përqëndrim sforcimesh joreale. Në fakt, zgjidhja analitike do të tregonte gjendjen e sforcuar të pafundme në vende të tilla si kjo. Modeli i elementëve të fundëm do të prodhojë rezultate më realiste nëse lidhja kollonë-soletë mund të shpërndahet mbi një numër të caktuar të nyjeve, në vend të përqëndrimit në një nyje të vetme. Hapi i parë në modelimin e lidhjes pllakë - kollonë është për të modeluar pllakën me një rrjetë të mjaftueshme elementësh të fundëm që të mbulohet seksioni tërthor i kollonës bashkangjitur. Kjo zakonisht do të kërkojë një rrjetë të mjaftueshme që zona e kollonës të jetë e mbuluar me 2x2 ose 3x3 rrjetë të elementeve, duke supozuar se modeli i përgjithshëm konvergjon me këtë shkallë të dendësisë së rrjetës.

Pasi rrjeta e pllakës plotëson kushtin e mësipërm, ka disa teknika për të shpërndarë lidhjen në të gjithë zonën e kollonës. Mjeti më i saktë i realizimit të kësaj lidhjeje është modeli i kollonave duke përdorur elementet tre-dimensionale të ngurtë, “solid”. Këto elementë mund të lidhen lehtë me pllakën e përkulur me rrjetë mbi të tërë zonën e kollonës, siç tregohet në figurën 4.15. Pengesa kryesore për këtë metodë është llogaritja dhe kostoja e modelimit, pasi zbatimi i një numri kaq të madh të elementëve 3-dimensional “solid” janë shpesh joekonomik dhe jopraktikë. Një tjetër teknikë për të përafruar zonën e fundme të kollonës është përdorimi i kufizimit të shkallëve të lirisë nyjore (joint constraints). Duke përdorur këtë teknikë, kollonat janë modeluar duke përdorur elementin tre-dimensionalë “ramë”, dhe secili element “ramë” (frame) vendoset gjeometrikisht në qendrën gjeometrike të kollonës në strukturën fizike. Kjo teknikë njihet ndryshe si teknika *master-slave*, ku fundi i kollonës është nyja kryesore, dhe nyjet në pllakë brenda zonës së kollonës janë ndihmëse, siç tregohet në figurën 4.16. Kjo teknikë ofron një avantazh mbi përdorimin e elementit “solid” tre-dimensional në lidhje me efikasitetin kompjuterik.

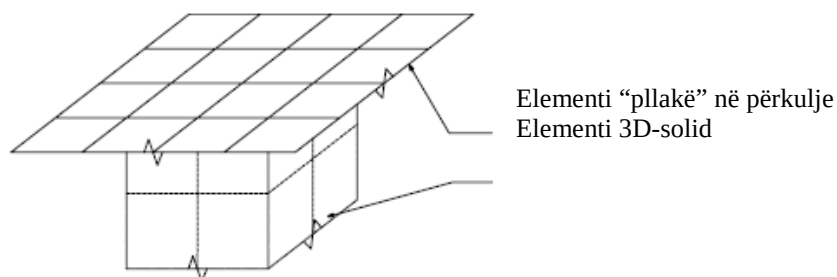


Figura 4.15 Lidhja 3D-solid për kollonën- elementi “pllakë” në përkulje

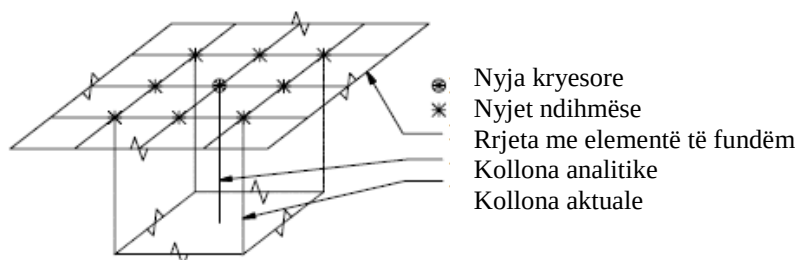


Figura 4.16 Lidhja kollonë-soletë duke përdorur elementët 3-dimensionale “ramë”

4.3 Analiza e soletës të post-tensionuar me MEF, me programin SAFE

Programi llogaritës SAFE është një paketë tjetër e CSI me qendër në Berkeley, California [28]. Me një ndërfaqje grafike të thjeshtë, me mundësinë e zgjidhjes së soletave me disa metoda, ky program jep rezultate që përputhen plotësisht me zgjidhjen manuale, siç do e tregojnë dhe analizat më poshtë. Përfshirja e shumë kodeve projektimi të shteteve të ndryshme, siç janë dhe Eurokodet ka bërë që programi të përdoret gjerësisht në Botë, duke dhënë rezultate shumë pranë realitetit. Modelimi i soletës është bërë me elementin e fundëm të përshkruar në SAP2000 (kapitulli 2), “guackë e hollë” [24]. Komanda “Automatic mesh” ekzekutohet nga vetë programi. Për të njëjtën planimetri (figura 4.1), të njëjtat të dhëna për materialet (paragrafi 4.1) është bërë llogaritja në programin SAFE. Fillimisht është përzgjedhur tipi i tendonit dhe me pas janë kryer kontrollet, si në rastin e zgjidhjes manuale.

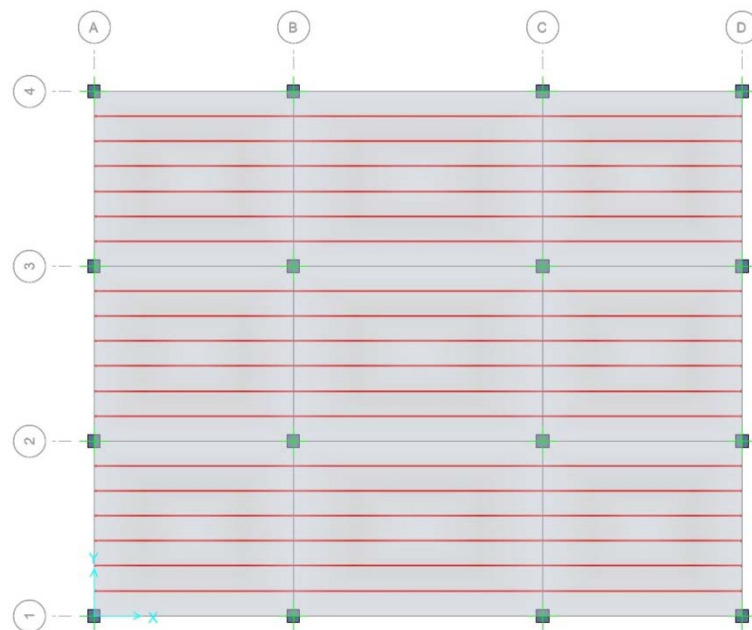


Figura 4.17 Plani i tendonëve në soletë 2D

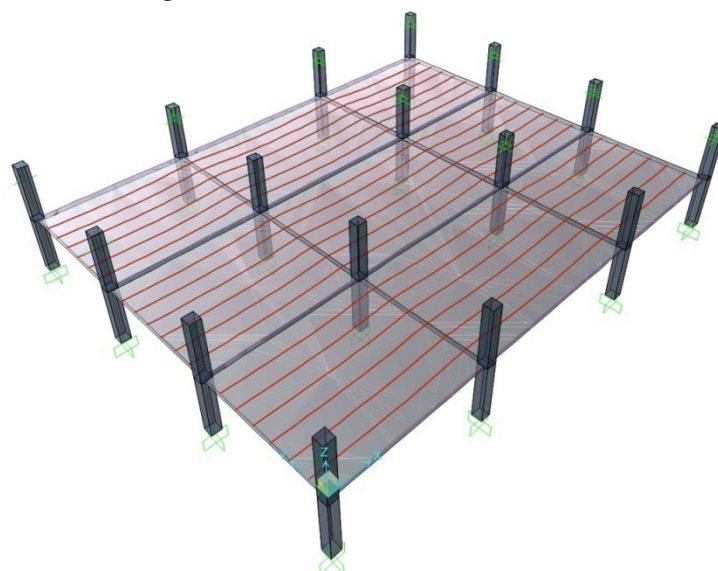


Figura 4.18 Modeli 3D në SAFE

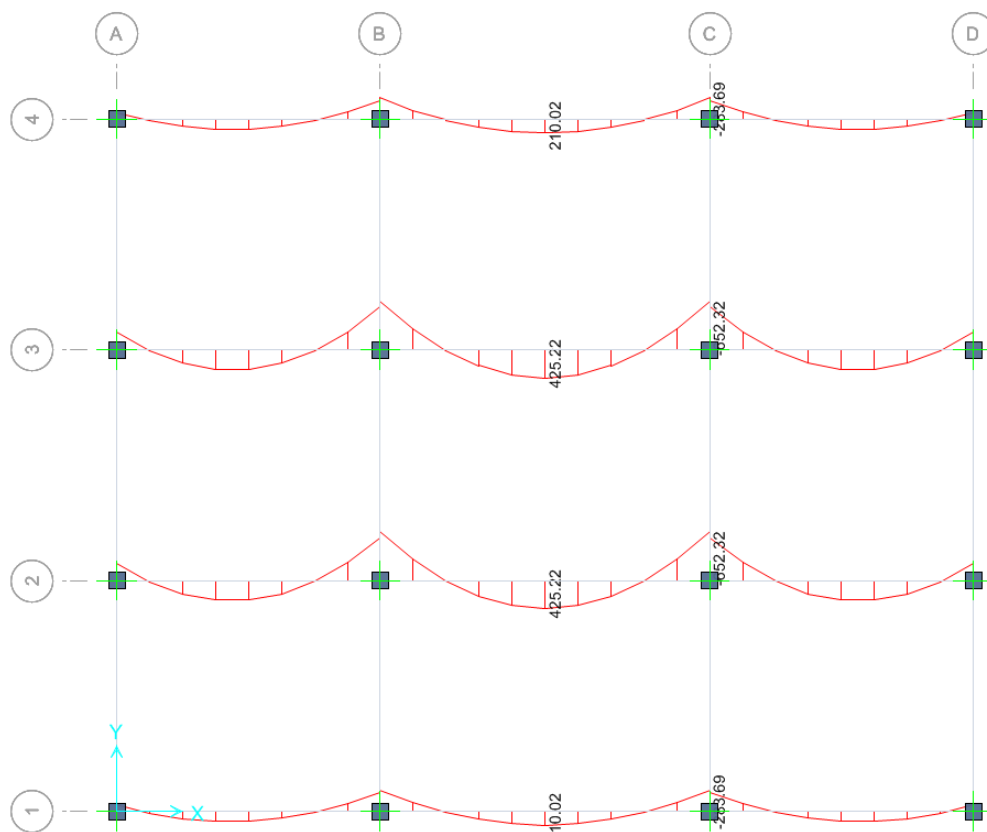


Figura 4.19 Momentet nga ngarkesa e shërbimit

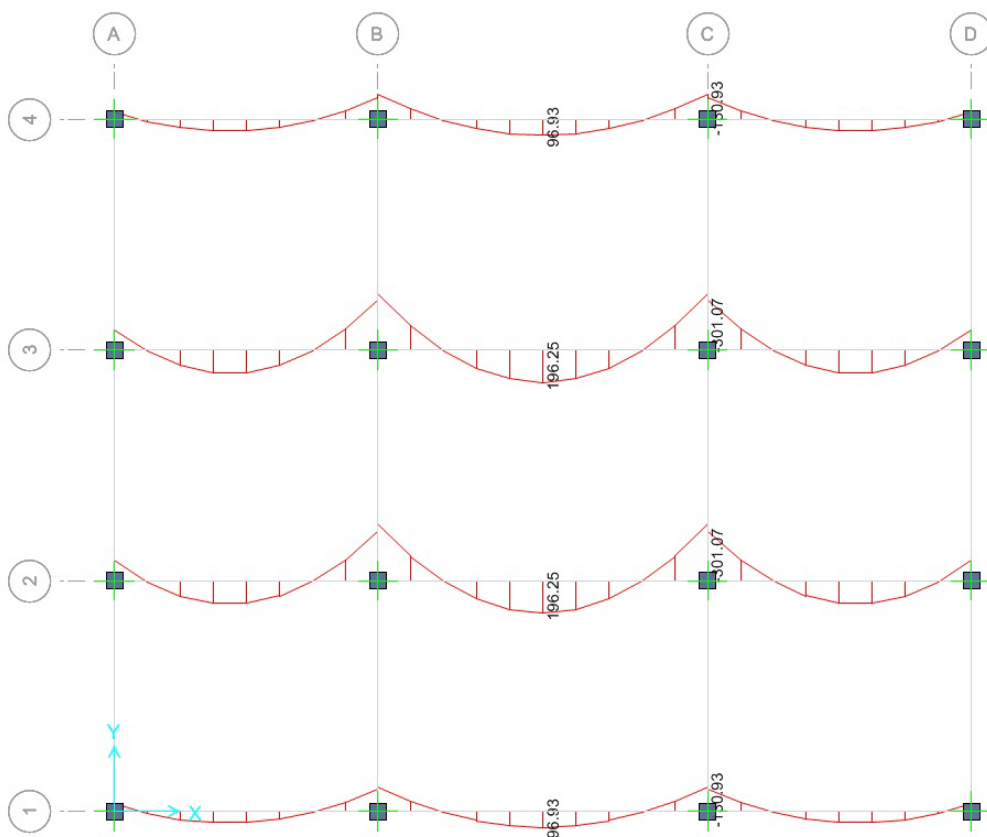


Figura 4.20 Momentet nga ngarkesa e balancuar

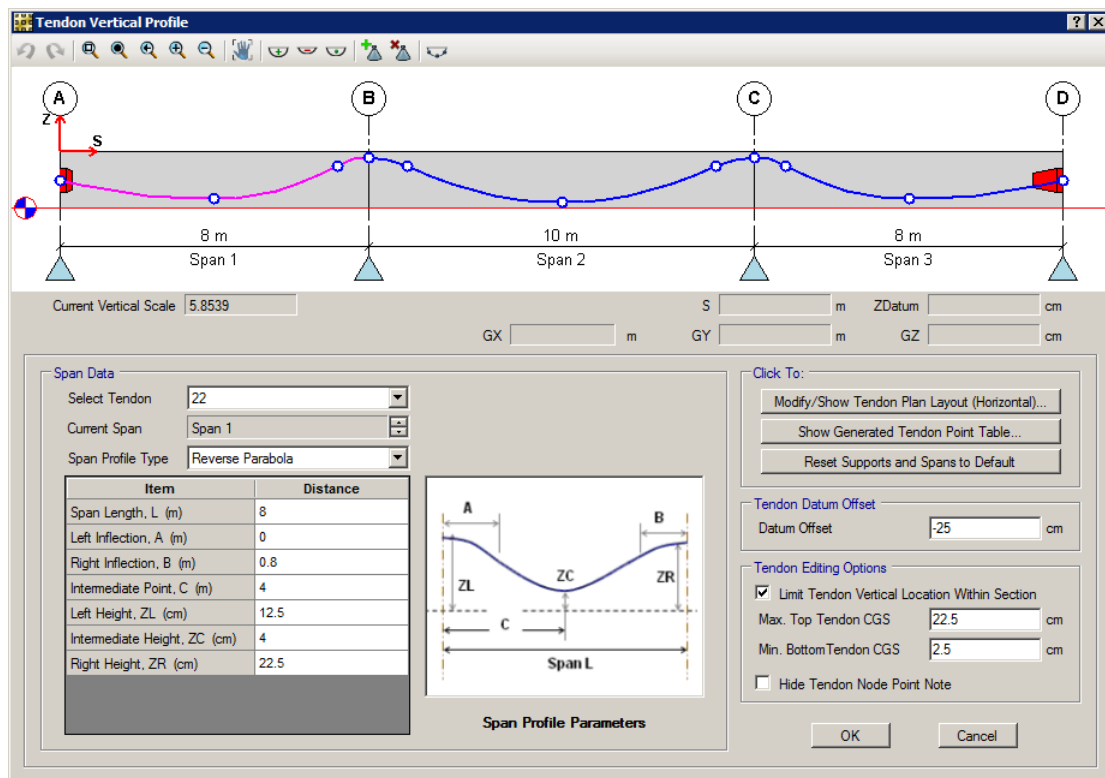


Figura 4.21 Vizatimi i tendonit

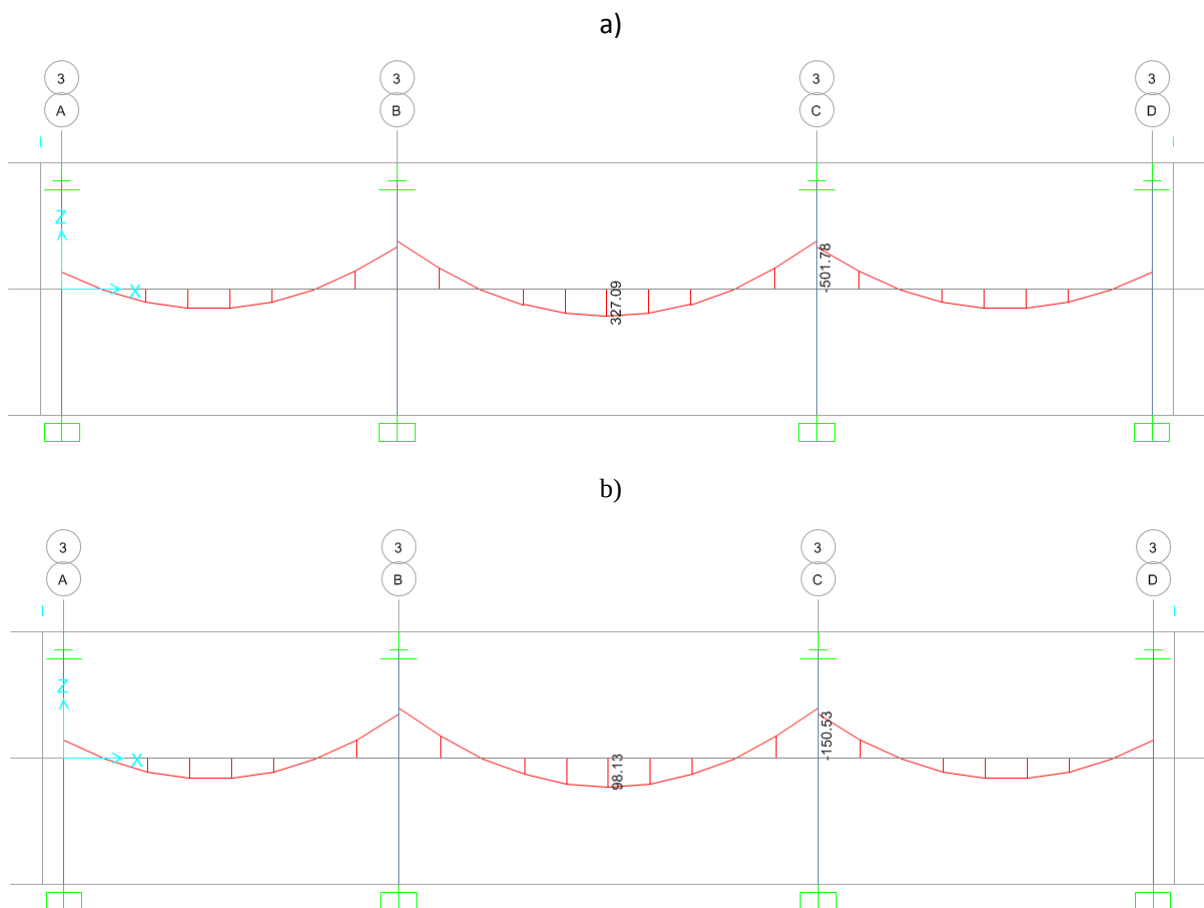
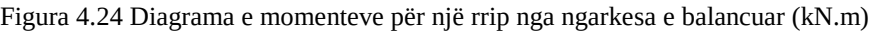
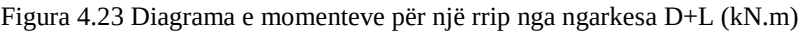


Figura 4.22 a) Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa e përhershme (DEAD) (kN.m)
b) Diagrama e momenteve për një rrip nga ngarkesa e përkohshme (LIVE) (kN.m)



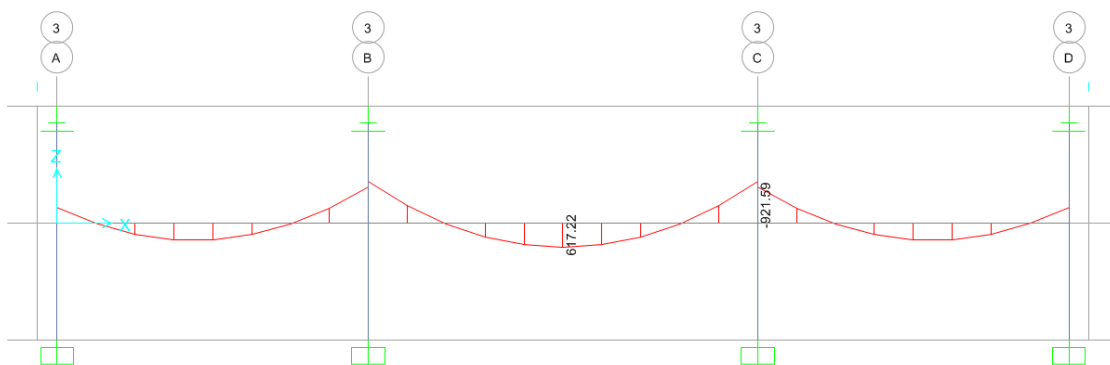


Figura 4.27 Diagrama e momenteve për një rrip 1.4D+1.6L+PT+HP (kN.m)

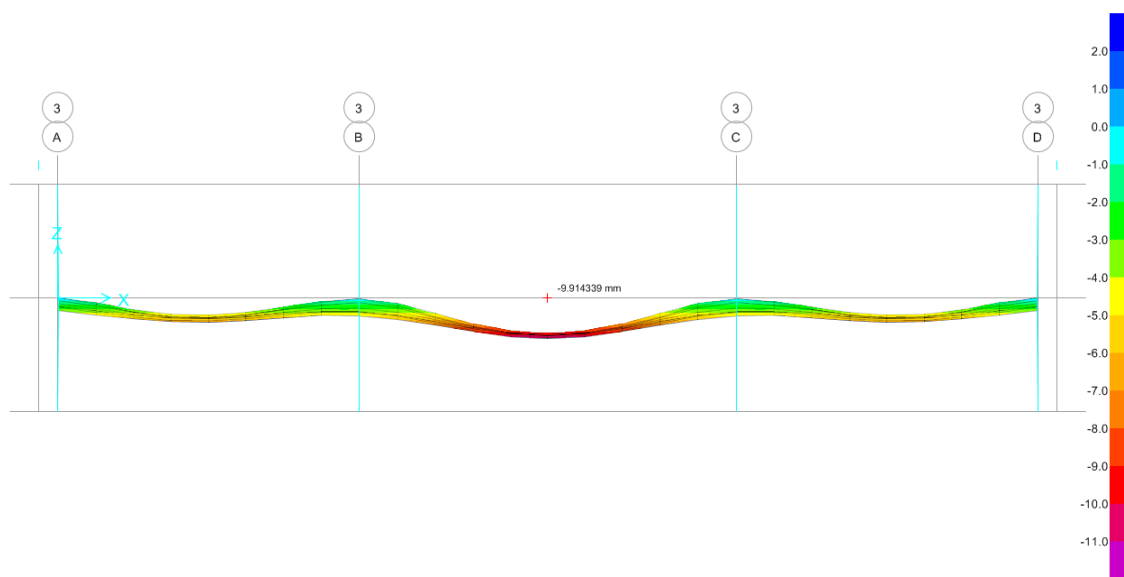


Figura 4.28 Deformimet nga ngarkesa e përhershme DEAD (mm)

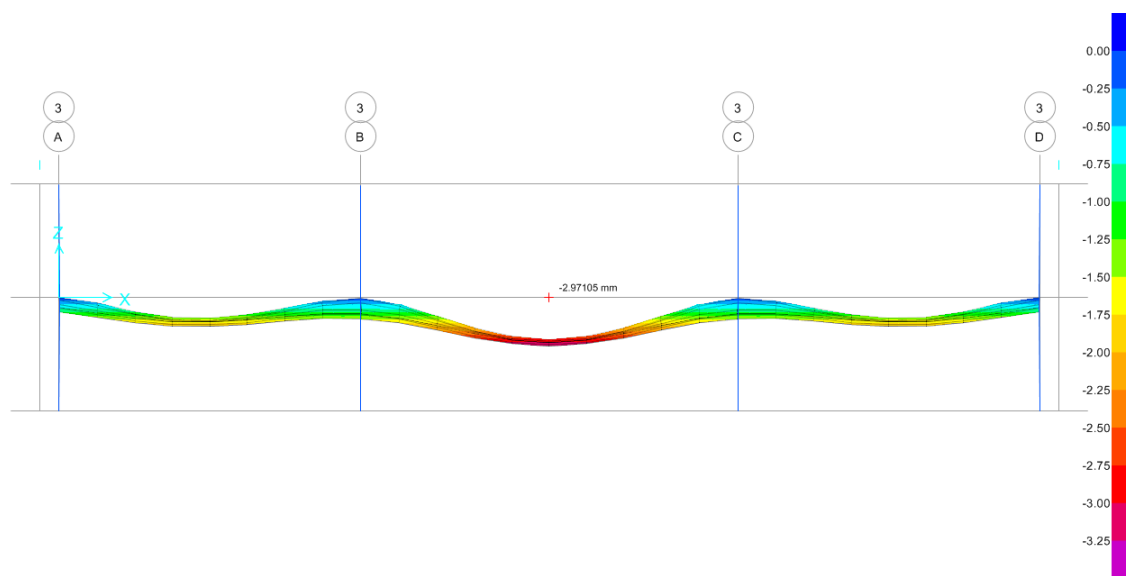


Figura 4.29 Deformimet nga ngarkesa e përkohshme LIVE (mm)

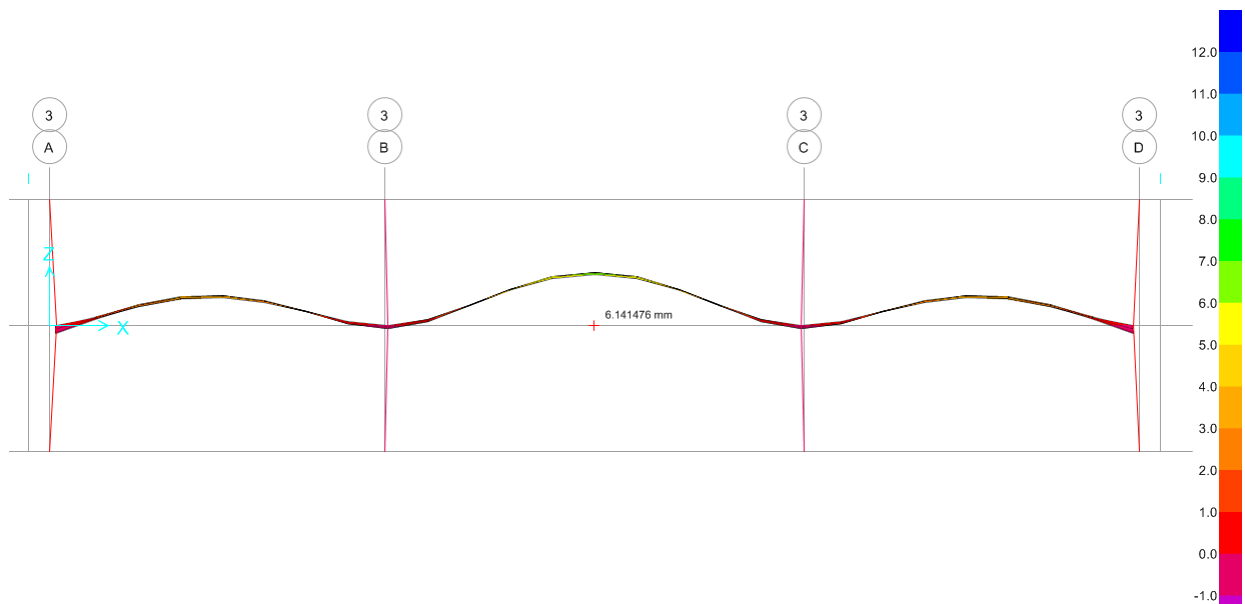


Figura 4.30 Forma e deformuar, (Zhvendosjet nga PT-Transfer)

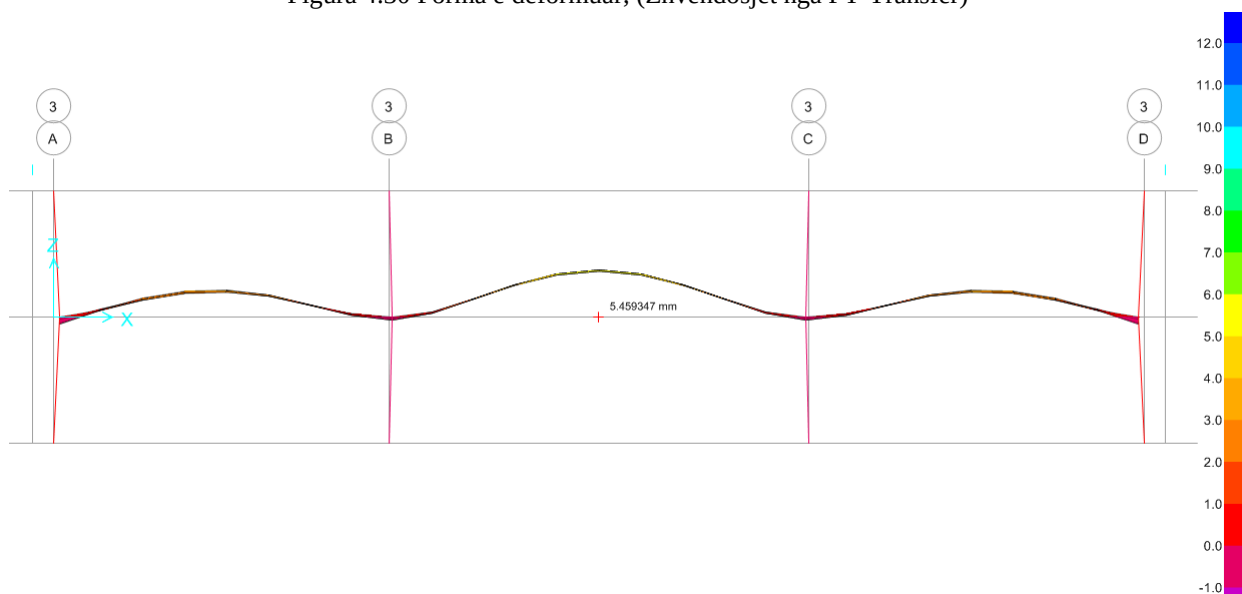


Figura 4.31 Forma e deformuar, (PT-Final)

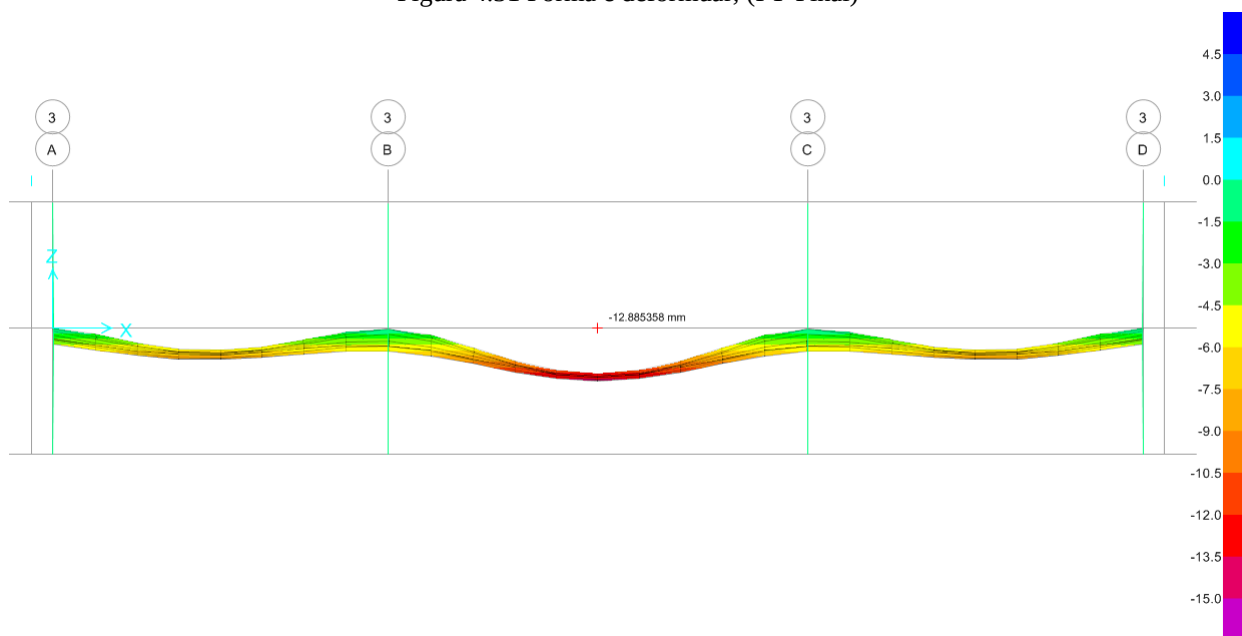


Figura 4.32 Forma e deformuar, (D+L)

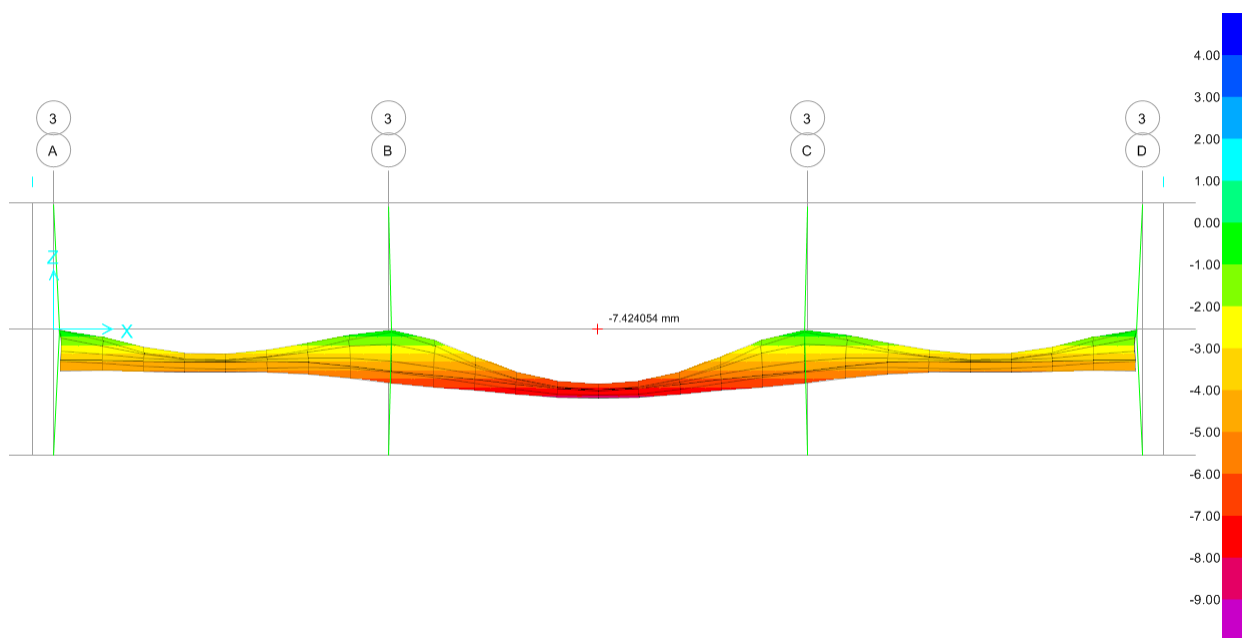


Figura 4.33 Forma e deformuar, (D+L+PT-Final)

4.4 Metoda e Ramës Ekuivalente (Equivalent frame method)

4.4.1 Teknika e Ramës ekuivalente sipas kodit amerikan ACI

Dead Peabody, Jr. ishte i pari që propozoi metodën e ramës ekuivalente në 1948, e cila u përfshi në kodet amerikane ACI në 1956. Në paragrafin 13.7 të ACI 318-05 [36] përshkruhet kjo metodë dhe në paragrafin 18.12.1 jepen kërkesat e sistemeve të soletave të parandëruara bazuar në seksionin 13.7 ku jepet me detaje procedura e projektimit për të llogaritur faktorët moment dhe forca prerëse të nevojshme për projektim [36].

Modelimi tipik i ngarkesës së gravitetit dhe të post-tensionimit [29], [30] (fig. 4.34):

- Soletat ekuivalentohen si trarë (rripa) horizontale që mbështeten në kollonat e ramave plane
- Rama ekuivalente njëkatëshe konsiston në kollonat mbështetëse për soletën me gjerësi hapësirë e kollonave në drejtimin përpindikular
- Secili kat analizohet i veçantë

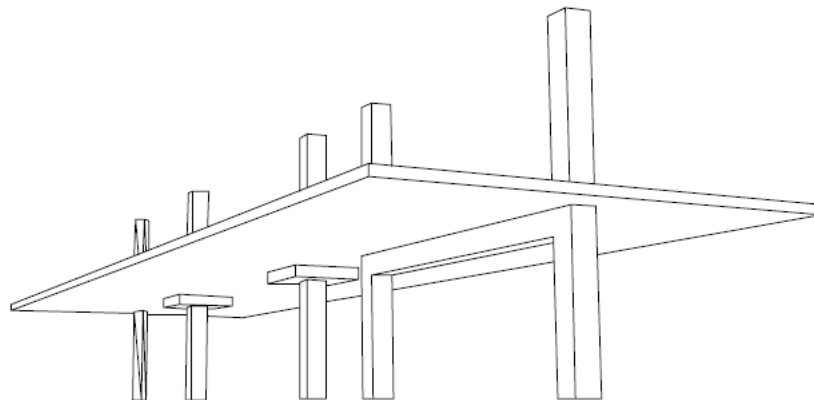


Figura 4.34 Skema e tipit të ramës soletë

Teknika e ramës ekuivalente (ACI 318-05 S.13.7) [36] i referohet dy metodave. E para njihet si metodave e kollonave ekuivalente dhe e dyta metoda e soletës ekuivalente.

Kuptimi i metodës së kollonës ekuivalente është që sistemi i soletës tre-dimensionale të paraqitet si një seri ramash plane ngjitur njëra-tjetrës. Një model i ramave plane që përdoret për metodën e kollonave ekuivalente është paraqitur në figurën 4.36. Ngarkesat veprojnë në planin e ramës. Çdo rame i korrespondon një linjë kollonash në strukturë. Ramat ekuivalente supozohen në drejtimin gjatësor dhe tërthor të godinës, ku secila prej tyre analizohet në mënyrë të pavarur.

Llogaritja e saktë e ngurtësisë së soletave- trarëve dhe kollonave është delikate në metodën e ramës ekuivalente. Një soletë-tra është elementi horizontal në një ramë ekuivalente dhe për një soletë të rrafshët i përkon të jetë vetëm soletë.

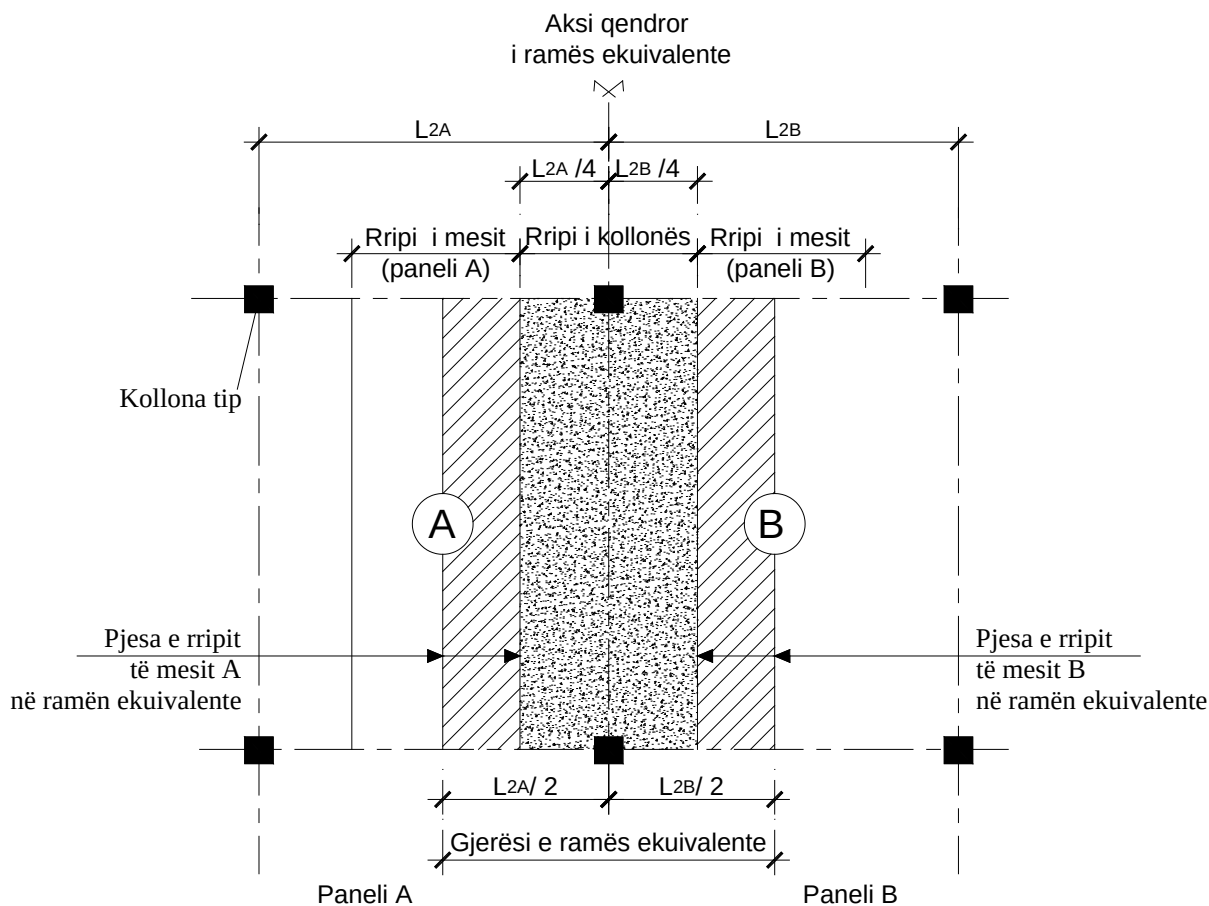


Figura 4.35 Shpërndarja e ngarkesës me metodën e ramës ekuivalente [30]

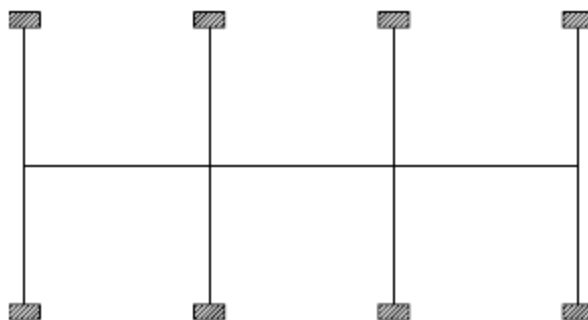


Figura 4.36 Modeli analitik i ramave plane për metodën e kolumnave ekuivalente [30]

Momenti i inercisë i çdo solete-tra në metodën e ramës ekuivalente llogaritet në bazë të seksionit të plotë të betonit dhe ndryshimi i momentit të inercisë përgjatë soletës-tra duhet të merret në konsideratë, megjithëse nuk ka ndryshime në soletë. Momenti i inercisë së kolumnës nga fillimi në fund në mbështetjen e soletës-tra pranohet infinit.

Kollonat në sistemin e soletave do të modelohen si kollona ekuivalente me gjeometri si në figuren 4.36. Një kollonë ekuivalente konsiston jo vetëm në kollona fizike lart dhe poshtë lidhjeve, por përmban një element përdredhës bashkëngjitur në nivelin e soletës. Për një soletë të rrafshët elementi përdredhës përkon me një porcion të soletës me një gjerësi të barabartë me atë të kolumnës në drejtim të hapësirës për të cilën janë llogaritur momentet. Kështu ngurtësia e dhënë

nga kollonat ekuivalente është kombinim i ngurtësisë së kollonës fizike dhe elementit përdredhës bashkëngjitur. Ngurtësia e kollonës ekuivalente K_{ec} jepet në ekuacion si një funksion i ngurtësisë së kollonave K_c dhe ngurtësisë në përdredhje të elementit K_t .

$$\frac{1}{K_{ec}} = \frac{1}{\sum K_c} + \frac{1}{K_t}$$

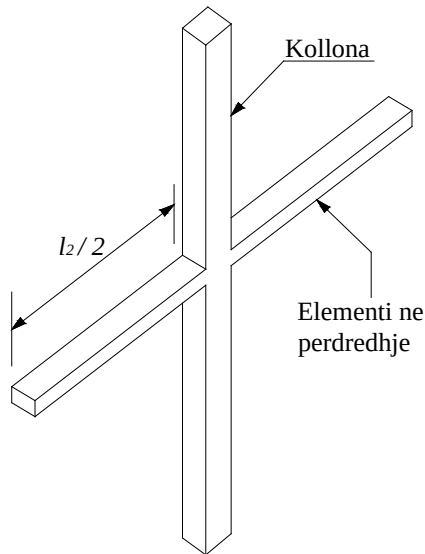


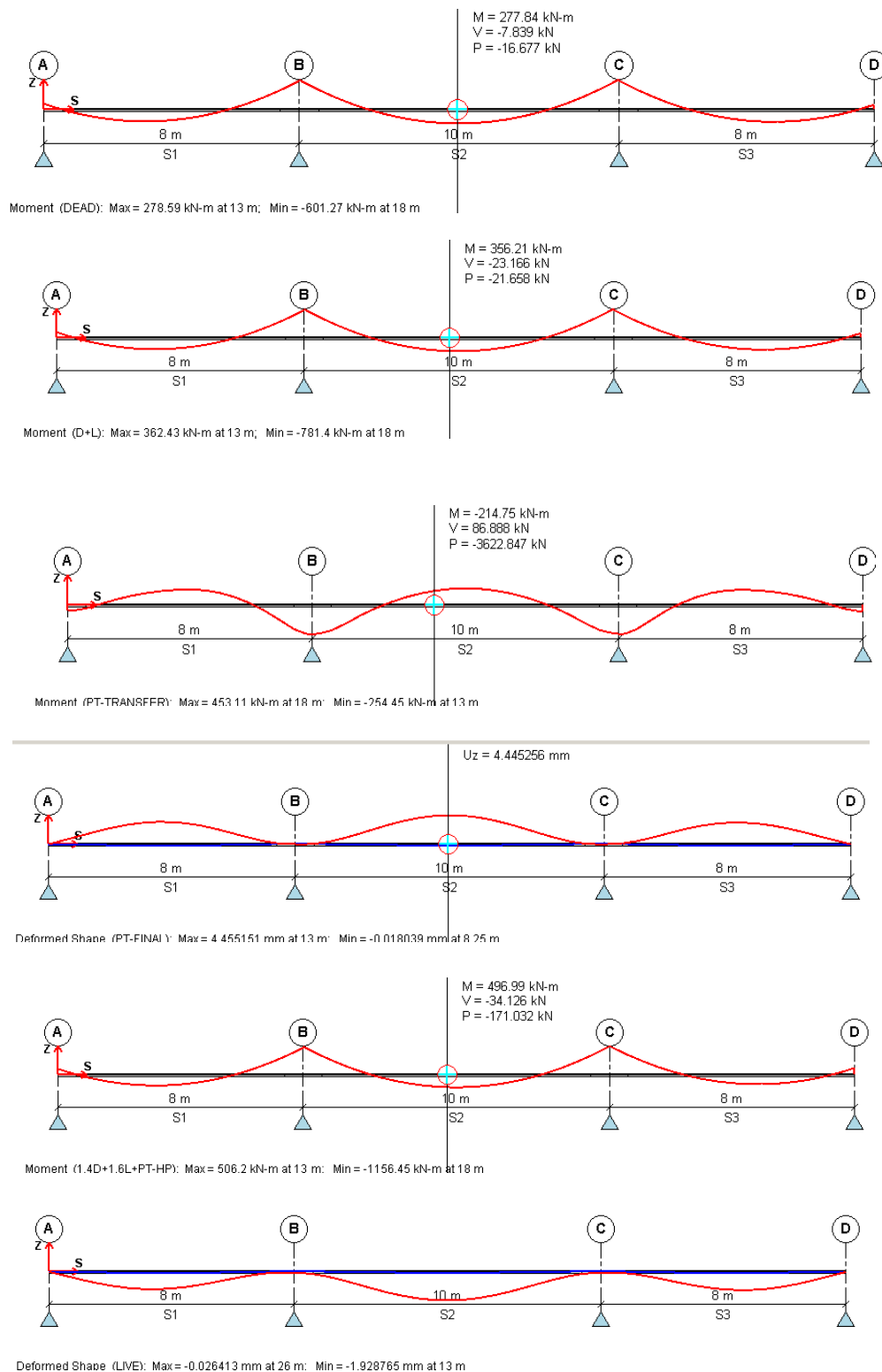
Figura 4.37 Kollona ekuivalente bashkuar me elementin përdredhës [30]

Struktura analizohet pasi është përcaktuar ngurtësia për trarë-solete dhe kollonat ekuivalente. Kur kjo teknikë e ramës ekuivalente u prezantua për herë të parë, 34 analiza janë kryer duke përdorur shpërndarjen e momentit. Sot kjo procedurë zëvendësohet kryesisht me programet e analizës së ramave që analizojnë sistemet duke përdorur metodën direkte të ngurtësive.

Rezultatet e analizës ramë do të sigurojnë shpërndarjen e momentit dhe forcës prerëse në të gjithë soletën - tra. Momentet dhe forcat prerëse të mëdha duhet të përcaktohet në faqen e kollonave, jo në qendër të tyre, si dhe në seksionet e tjera të të gjithë elementeve për të gjetur efektet kritike. Pasi forcat kritike të projektimit janë përcaktuar, momentet pozitive dhe negative janë të shpërndara në mes të kollonës dhe rripave të mesit duke përdorur të njëjtët faktorë si ato të përdorura në metodën e drejtpërdrejtë të projektimit. Armimi është projektuar më pas duke përdorur teorinë dhe procedurat për ti rezistuar përkuljes dhe prerjes, për të kënaqur kushtet e shërbimit (SLS) dhe për të siguruar një detajim të armaturës.

Metodologjia e paraqitur deri më tani për teknikën e ramës ekuivalente është e kufizuar vetëm për analizë të ngarkesës së gravitetit. Megjithatë, teknika e ramës ekuivalente ka treguar të jetë e zbatueshme për të analizuar ndërtesat shumëkatëshe duke përdorur teknikën e modifikuar e njohur si teknika e soletës ekuivalente. Sipas ACI 318 paragrafi 13.5.1.2 dhe 13.5.1.3, çdo analizë që merr në konsideratë ngarkesat anësore duhet të marrë parasysh efektet e plasaritjeve, dhe është e lejueshme të kombinojë rezultatet e ngarkesës anësore me rezultatet e analizës së ngarkesës së gravitetit.

Një e re e programit SAFE V12 [26], është përfshirja e metodës së ramës ekuivalente në llogaritjet statike. Me të njëjtat të dhëna (paragrafi 4.1) është llogaritur soleta e post-tensionuar me metodën e "Ramës Ekuivalente". Këto janë rezultatet nga programi "SAFE", të cilat përputhen plotësisht me zgjidhjen manuale dhe MEF.



**“Strukturat horizontale në modelimin e hapësirave të mëdha për objektet civile
dhe reagimi sizmik i tyre”**

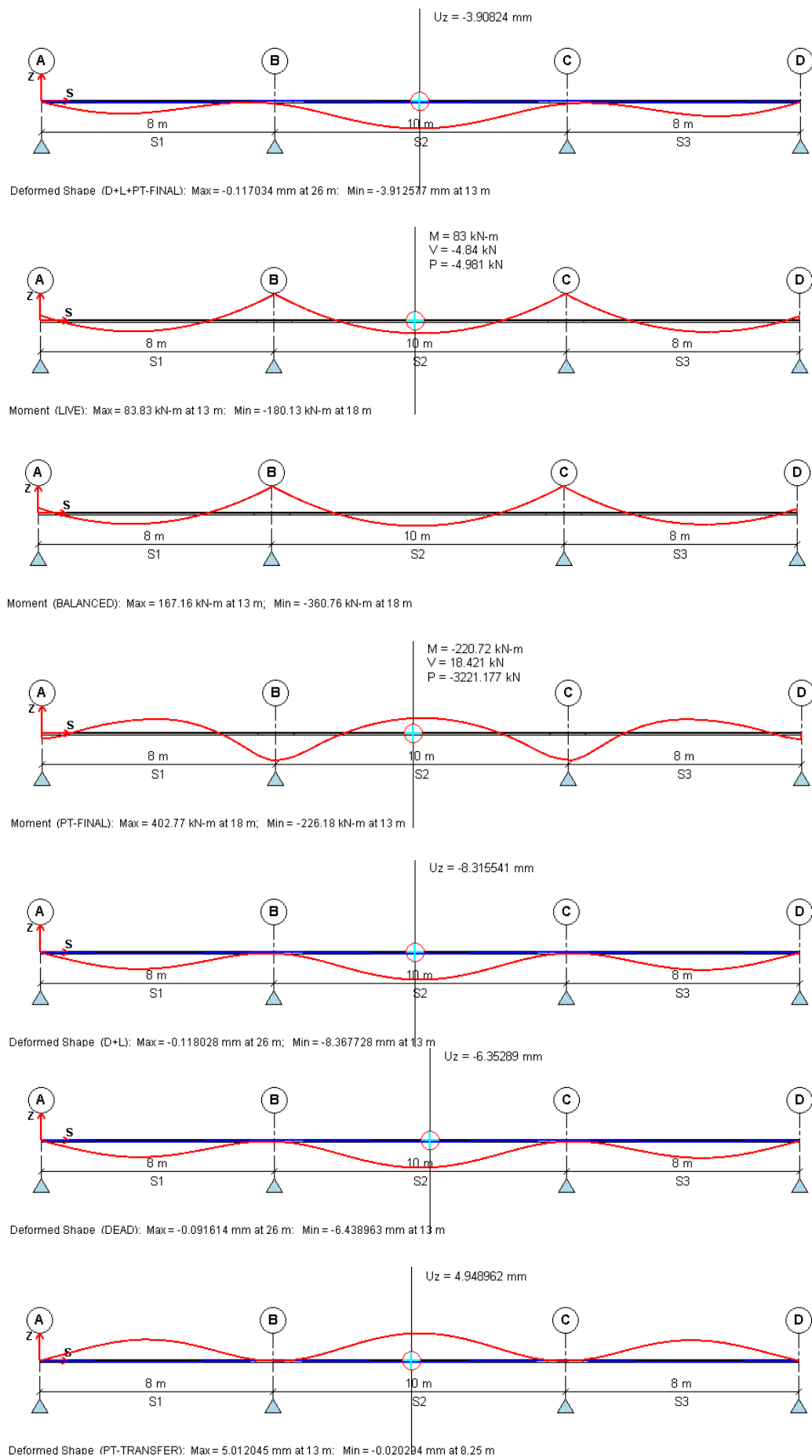


Figura 4.38 Përmbledhja e diagramave të marra nga metoda e ramës ekuivalente në SAFE

4.5 Metoda e vijës së rrjedhshmërisë (Yield- line method)

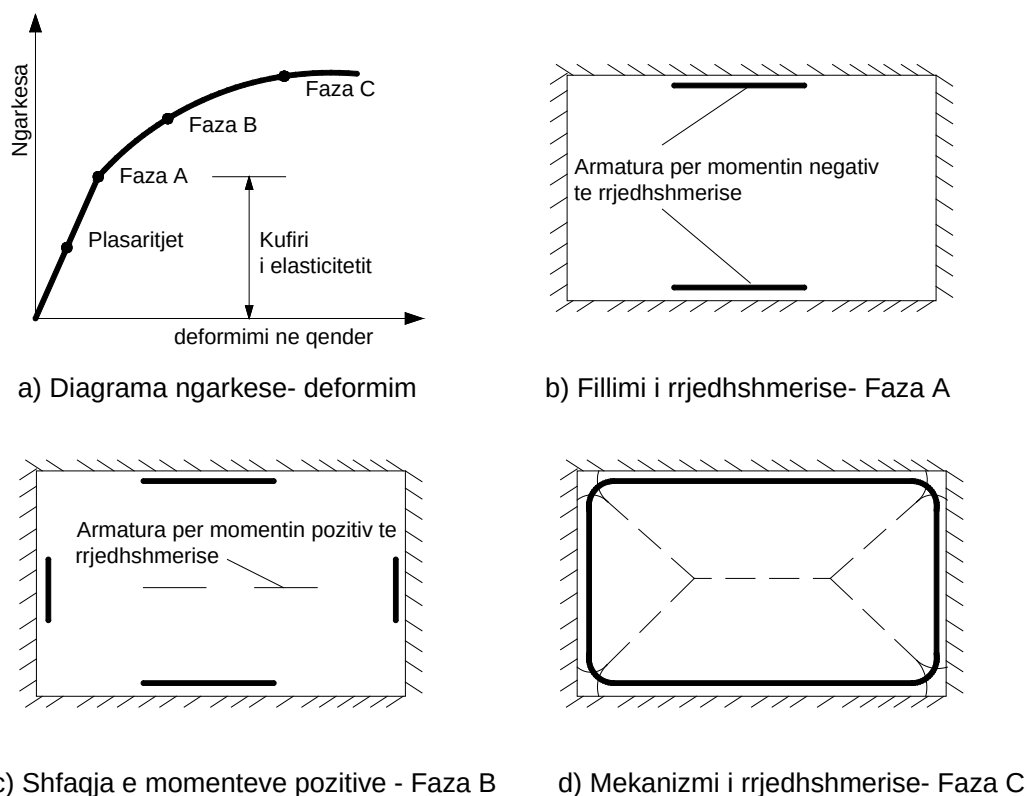


Figura 4.39 Formulimi i vijës së rrjedhshmërisë (MacGregor dhe Wight 2005) [29]

Metoda e vijës së rrjedhshmërisë është një teknikë që përdoret për sistemet soletë beton-arme [29]. Për përdorimin e kësaj metode duhen njohuri dhe përvorje të mjaftueshme për të siguruar një projektim të saktë, pasi në të kundërt forcat në soletë mund të jenë në masë të madhe të mbivlerësuara. Teoria e vijës së rrjedhshmërisë është aplikuar për pllakat me shpërndarje uniforme të armaturës. Në përgjithësi, kjo teori është një metodë kontrolli e aftësisë mbajtëse të një sistemi pllakë të armuar. Projektimi, shpërndarja e armaturës fillimisht paracaktohen dhe pastaj kontrollohen. Kjo metodë është veçanërisht e zbatueshme për sistemet pllakë që nuk mund të analizohen ose projektohen në mënyrë të drejtpërdrejtë apo me metodën e ramës ekuivalente për shkak të kufizimeve gjeometrike. Ajo mund të përdoret për të projektuar sisteme pllakë me forma gjeometrike të larmishme, me kushte kufitare, me hapje dhe kushte ngarkimi të ndryshme. Si rezultat i rritjes së ngarkesës në pllakë, disa prej shufrave të çelikut kalojnë lokalisht në rrjedhshmëri, në përgjigje të së cilës bëhet rishpërndarja e ngurtësisë së sistemit (shpërndarja e momentit). Shkalla e parë e rrjedhshmërisë e lokalizuar zakonisht ndodh në vendin e momentit maksimal të përkuljes siç përcaktohet nga teoria e elasticitetit. Duke supozuar duktilitet të mjaftueshëm, ndodh rishpërndarja dhe pas kalimit në rrjedhshmëri të zonave më të afërta, me rritjen e ngarkesës ndodhin ndryshime të mëdha derisa mekanizmi i shkatërrimit të krijohet në formën e një ose me më shumë çerniera plastike. Vijat e rrjedhshmërisë janë zonat e ngushta të lokalizuara që krijohen si rezultat i kësaj sjelljeje plastike.

Kushti kryesor i projektimit bazuar në metodën e vijës së rrjedhshmërisë është që inxhinieri duhet të pranojë një mekanizëm shkatërrimi, dmth vendndodhjen e vijave të rrjedhshmërisë, që kënaqin kushtet kufitare të soletës. Për një plan të caktuar solete, mekanizma të shumtë shkatërrimi mund të ndodhin në varësi të shpërndarjes së armaturës. Në këtë mënyrë duhet të shqyrtohen të gjithë mekanizmat e mundshëm për të përcaktuar ngarkesën kufitare përkatëse. Disa shembuj të mundshëm të mekanizmit të kolapsit për soleta të ngarkuara në mënyrë uniforme, me forma të ndryshme dhe kushte kufitare janë paraqitur në figurën 4.39.

Një kombinim i vijave të shumta të rrjedhshmërisë në një soletë është quajtur model rrjedhshmërie. Sjellja e një modeli rrjedhshmërie është orientim për inxhinierët për t’a përdorur në përcaktimin e mekanizmit të shkatërrimit. Në një soletë, segmentet mes vijave të rrjedhshmërisë supozohet të sillen si elementë të ngurtë deri në momentin e krijimit të mekanizmit plastik. Përveç kësaj, për të vepruar si çernierë plastike, një vijë rrjedhshmërie duhet të jetë e drejtë, në mënyrë që të formohet një aks rrotullimi. Çernierat plastike krijohen aty ku kemi mbështetje fikse. Për shembull, një vijë rrjedhshmërie mund të formohet përgjatë kufirit të mbështetjes fikse dhe çernierat plastike do të krijohen mbi kollona. Gjithashtu, një vijë rrjedhshmërie mund të krijohet me ndërprerjen e akseve të rrotullimit të dy segmenteve të soletave ngjitur nëse deformimet e tyre përputhen. Supozohet një model rrjedhshmërie dhe më pas, sistemi duhet të analizohet për të përcaktuar vendndodhjen aktuale të tyre.

Dy metodat kryesore të përdorura për zgjidhjen dhe dimensionimin e vijës së rrjedhshmërisë në një model konkret janë: analiza sipas parimit të punëve virtuale dhe analiza duke përdorur ekuacionet e ekuilibrit. Teorikisht, dy zgjidhjet teknike duhet të llogarisin të njëjtën gjeometri të vijës së rrjedhshmërisë. Pasi modeli i vijës së rrjedhshmërisë është paracaktuar, bëhet verifikimi i saj për të përcaktuar ngarkesën kufitare të nevojshme që prodhon këtë model të vijës së rrjedhshmërisë. Me tej bëhet shpërndarja e armaturës në të gjithë pllakën. Pra, skicohet vija e rrjedhshmërisë, detajohet soleta në mënyrë të tillë që modeli i supozuar të ndodhë.

Gjendja kufitare e shërbimit në soletat e projektuara duke përdorur metodën e vijës së rrjedhshmërisë është një problem i rëndësishëm. Në ngarkesat e shërbimit, sistemi pllakë duhet të kontrollohet për të përcaktuar nëse deformimet dhe madhësia e plasaritjeve janë brenda kufijve të pranueshëm. Duhet theksuar që shpërndarja uniforme e armaturës mund të plotësojë kushtet sipas gjëndjes kufitare të shkatërrimit, por për të siguruar nivelin e pranueshëm të deformacioneve dhe plasaritjeve prej ngarkesave të shërbimit mund të kërkohet armaturë tjetër shtesë në disa zona.

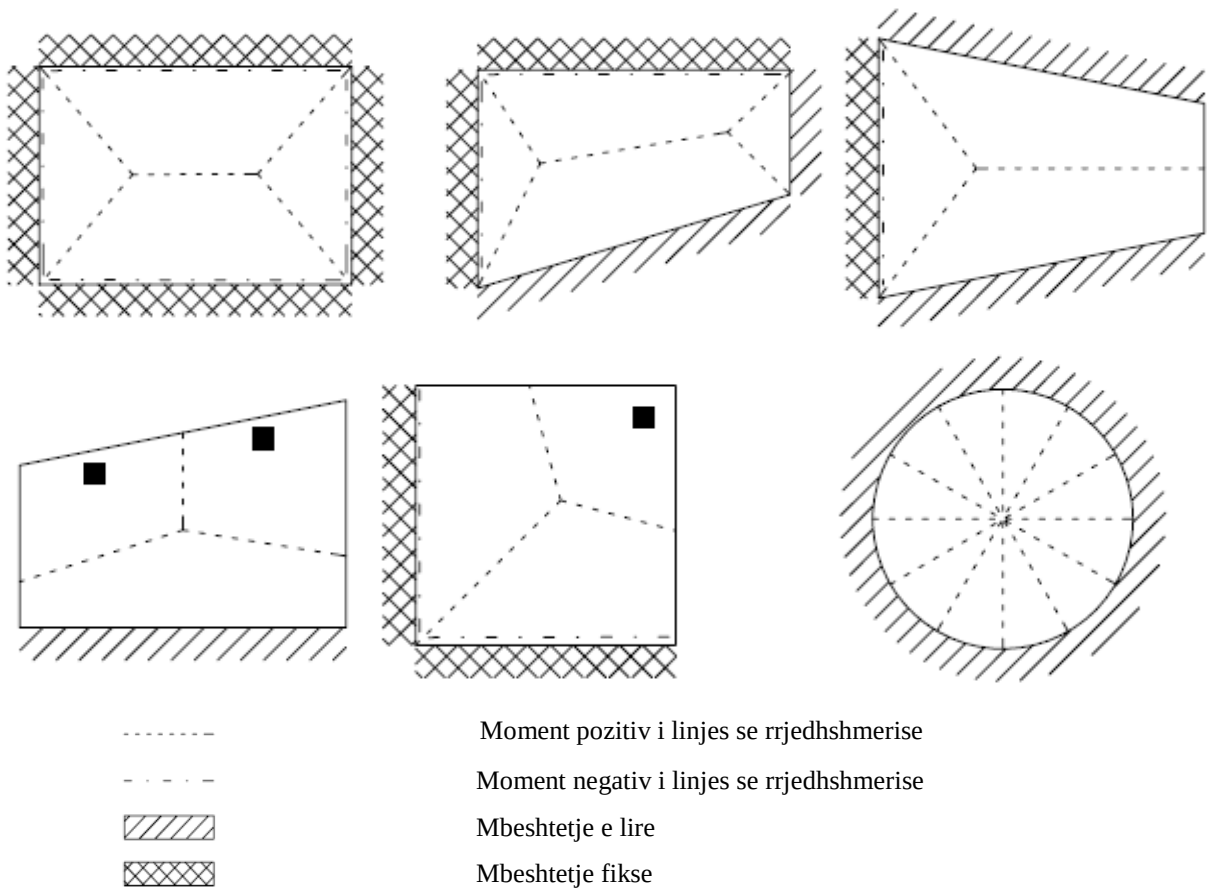


Figura 4.40 Disa shembuj të modeleve të vijave të rrjedhshmërisë [29]

4.6 Përfundime

Nga krahasimi i rezultateve që u përputhën plotësisht për soletën e post- tensionuar të analizuar me tre metoda kam arritur në përfundimin se:

- Zgjidhja me dorë e soletës është një metodë e saktë, por që kërkon shumë kohë. Verifikimi i rezultateve të marra nga zgjidhjet kompjuterike bazuar në metodën e elementëve të fundëm duhet bërë me dorë.

- Metoda e elementëve të fundëm ku bazohen programet llogaritëse jep rezultate shumë të kënaqshme, lehtëson llogaritjet, aplikohet për çdo lloj forme të soletës, merr parasysh efektin e forcave anësore në model, por gjithmonë ka nevojë për verifikim të rezultateve.

- Metoda e ramës ekuivalente është metodë praktike për llogaritjen statike, aq më tepër e implementuar tashmë në programet llogaritëse, por ajo nuk merr parasysh efektin e forcave anësore (sizmike).

- Metoda e vijës së rrjedhshmërisë është një metodë kontrolli e shpejtë sidomos në rastet e konfigurimeve komplekse, por që kërkon eksperiencë projektuese, verifikime dhe ende nuk është përfshirë në programe kompjuterike

KAPITULLI V

5. PROJEKTIMI I GODINAVE CIVILE B/A SIPAS EUROKODEVE

5.1 Kërkesat dhe Rekomandimet për soletat sipas Eurokodeve EC0, EC2

Procedura e llogaritjes së soletave në programin ETABS 2016 [34], pjesa e programit që përfshin Eurokodet (Etabs: PT slab design manual, pjesa II-te, kapitulli 10), bazohet në përcaktimin e rripave sipas dy drejtimeve perpendikular, në varësi të mbështetjeve të soletës. Forca aksiale, momentet dhe forcat prerëse llogariten për një rrip (sipas teknikës Wood dhe Armer) dhe llogaritja në përkulje bazohet në metodën e gjëndjes kufitare. Projektimi i soletave përfshin këto etapa [35]:

- Llogaritja e armaturës në përkulje
- Llogaritja e armaturës në prerje
- Kontrolli në shpim

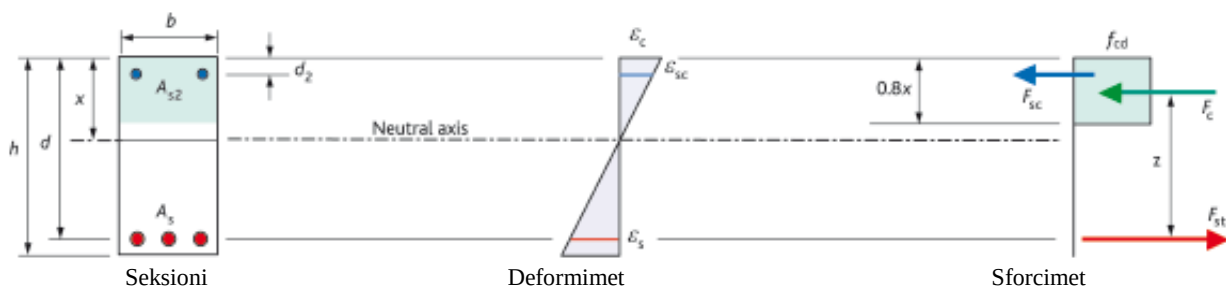


Figura 5.1 Sforcimet në seksionin katërkëndor beton -arme për klasën e betonit deri në C50/60 sipas EC2 [35]

5.1.1 Minimumi dhe maksimumi i armaturës në soleta

Minimumi i armaturës së tërhequr nga përkulja i kërkuar për secilin drejtim të soletës jepen si më poshtë (EC2 9.3.1.1, 9.2.1.1, UK,NA Tabela NA.1) [NDP] [35]:

$$A_{s,min} = 0.26 \frac{f_{ctm}}{f_{yk}} bd \quad (\text{EC2 9.2.1.1(1)})$$

$$A_{s,min} = 0.0013bd \quad (\text{EC2 9.2.1.1(1)})$$

ku: f_{ctm} është vlera e rezistencës mesatare të betonit në shtypje dhe llogaritet si:

$$f_{ctm} = 0.30 f_{ck}^{(2/3)} \quad \text{për } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

$$f_{ctm} = 2.12 \ln(1+f_{cm}/10) \quad \text{për } f_{ck} > 50\text{MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

Minimumi i armaturës së tërhequr nga përkulja për kontrollin në plasaritje duhet të bëhet nga projektuesi në mënyrë të pavarur nëpërmjet programit ETABS (nuk është objekt i këtij studimi).

Kufiri i sipërm i armatures së tërhequr nga përkulja nuk duhet të kalojë 4% të seksionit bruto (EC2 9.2.1.1(3)).

5.1.2 Kapaciteti mbajtës i betonit

Sforcimi në beton nga forcat prerëse në çpim përcaktohet:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_1 f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] \quad (EC2 6.4.4(1))$$

me minimumin e :

$$V_{Rd,c} = (v_{min} + k_1 \sigma_{cp}) \quad (EC2 6.4.4(1))$$

ku: f_{ck} në MPa dhe :

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \text{ me } d \text{ në mm} \quad (EC2 6.4.4.(1))$$

$$\rho_1 = \sqrt{\rho_{1x} \rho_{1y}} \leq 0.02 \quad (EC2 6.4.4(1))$$

ku: ρ_{1x} , ρ_{1y} janë raporti i armaturës në drejtimin x dhe y respektivisht, i cili merret si një raport mesatar i armaturës së tërhequr të rripit të llogaritur në Drejtimin A dhe Drejtimin B, që janë përpendikular me njëri- tjetrin. Nëse rripat e projektimit nuk janë ortogonale në dy drejtime, atëherë raporti i armaturës së tërhequr merret zero dhe do të implementohet:

$$\sigma_{cp} = (\sigma_{cx} + \sigma_{cy}) / 2$$

ku : σ_{cx} dhe σ_{cy} janë sforcimet normale të betonit në seksionin kritik sipas drejtimit x dhe y respektivisht, në mënyre konservative merren zero.

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c \quad (EC2 6.4.4(1))$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (EC2 6.4.4(1))$$

$$k_1 = 0.15 \quad (EC2 6.4.4(1))$$

Më poshtë janë paraqitur me bllok- skemë radha e llogaritjes së soletave b/a e zakonshme sipas gjëndjes kufitare të shkatërrimit dhe gjëndjes kufitare të shërbimit, bazuar në EC2-2004.

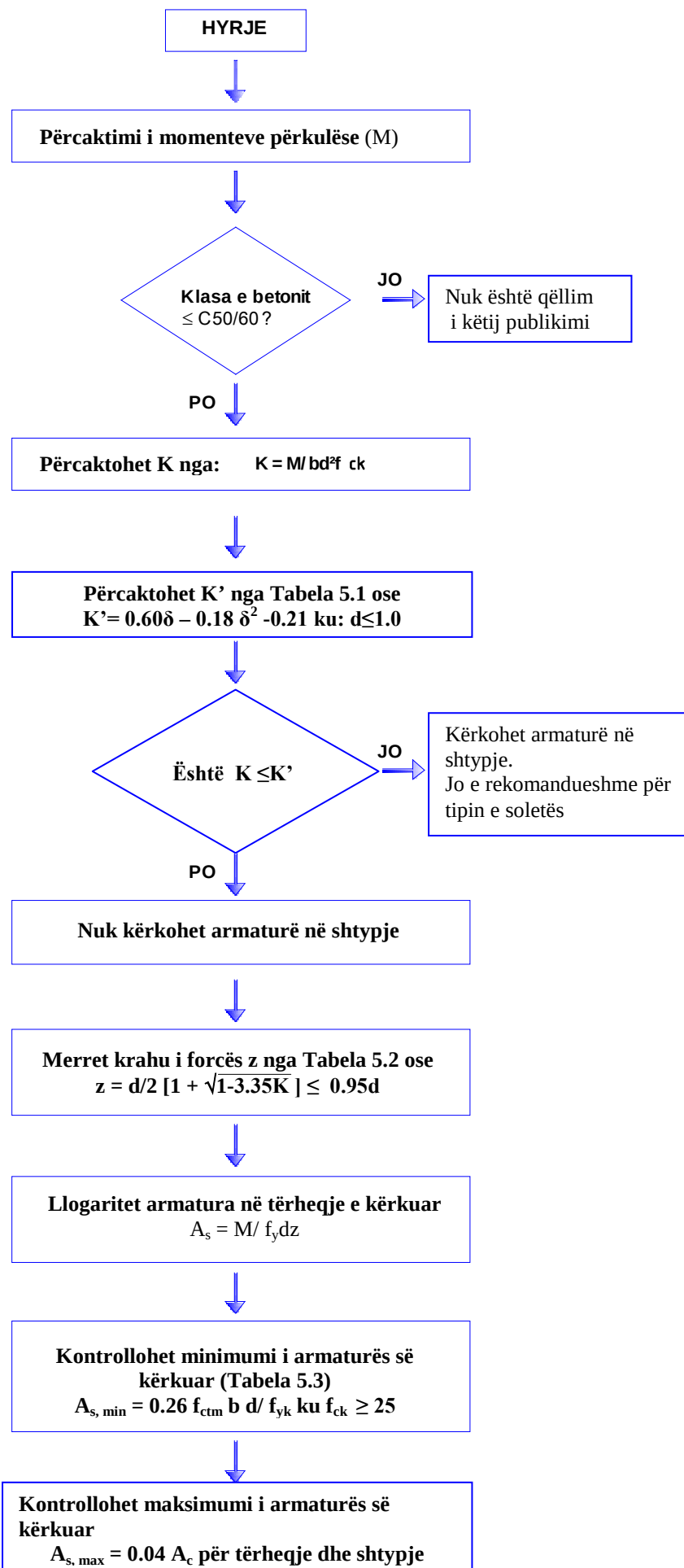


Table 5.1 Vlerat për K'

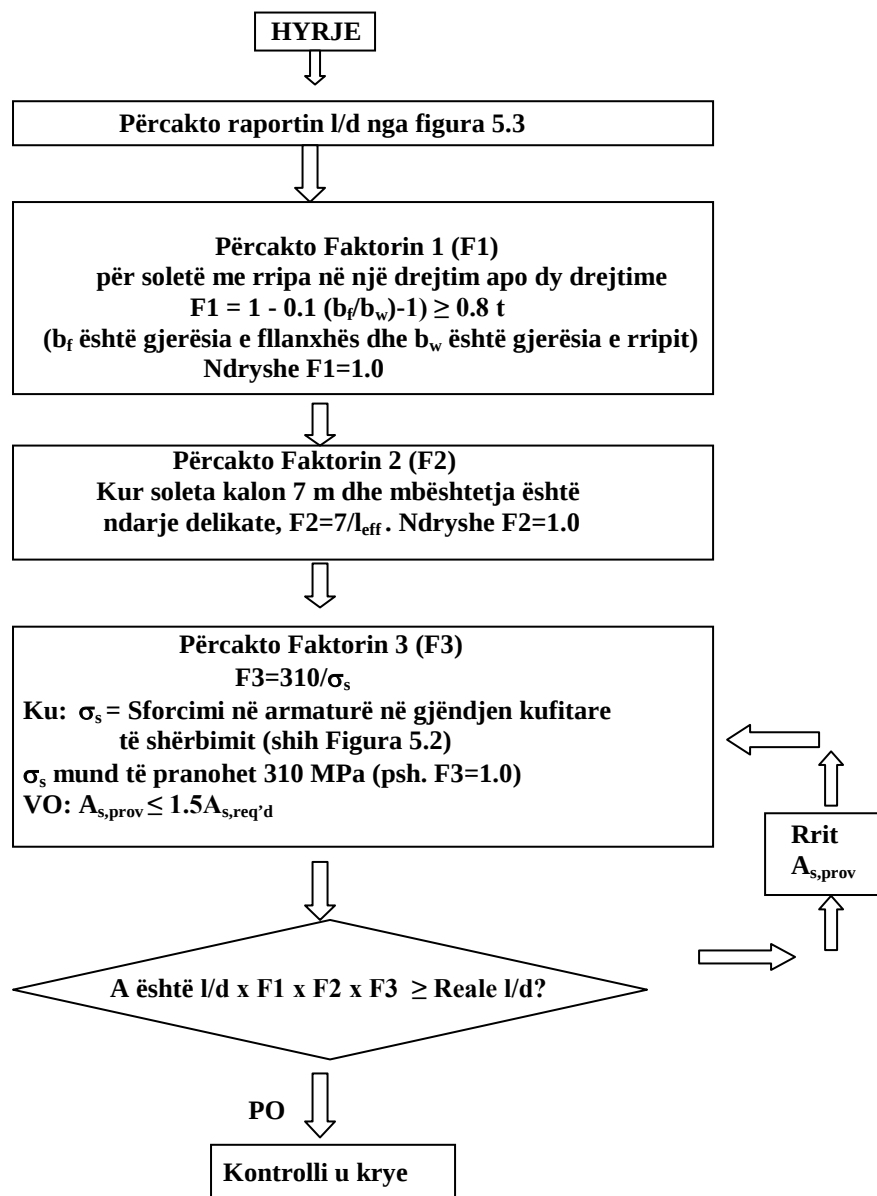
% shperndarja	δ (raporti i shperndarjes)	K'
0	1.00	0.208
10	0.90	0.182
15	0.85	0.168
20	0.80	0.153
25	0.75	0.137
30	0.70	0.120

Table 5.2 Vlerat z/d për seksionin katërkëndor të armuar

K	z/d	K	z/d
≤0.05	0.950	0.13	0.868
0.06	0.944	0.14	0.856
0.07	0.934	0.15	0.843
0.08	0.924	0.16	0.830
0.09	0.913	0.17	0.816
0.10	0.902	0.18	0.802
0.11	0.891	0.19	0.787
0.12	0.880	0.20	0.771

Tabela 5.3. Minimumi i armaturës së kërkuar në %

f _{ck}	f _{ctm}	Minimumi % (0.26 f _{ctm} /f _{yk})
25	2.6	0.13%
28	2.8	0.14%
30	2.9	0.15%
32	3.0	0.16%
35	3.2	0.17%
40	3.5	0.18%
45	3.8	0.20%
50	4.1	0.21%



Eurokodi 2 ka dy mënyra alternative për llogaritjen e uljeve, njëra duke u bazuar te raporti hapësirë/ thellësi ose llogaritjen teorike duke përdorur shprehjet sipas EC2 (Kapitulli 8, i publikuar si "*Deflection calculations 7*" [35])

Raporti l/h duhet të sigurohet në mënyre që ulja të mos kalojë hapësirë/ 250 (l/250) dhe kjo procedurë është paraqitur në bllokskemën e mësipërme.

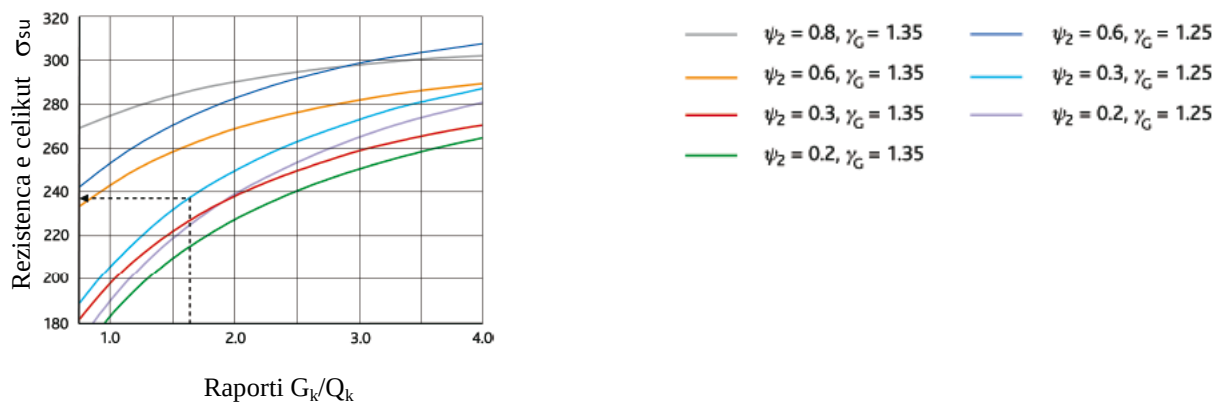


Figura 5.2 Përcaktimi i sforcimeve në armaturë

Për të përcaktuar sforcimet në armaturë (σ_s), llogaritet raporti G_k/G_k [35], ngrihesh lart në grafik tek linja përkatëse dhe paralel merr leximin e σ_{su} .

σ_{su} llogaritet dhe nga shprehja $\sigma_s = \sigma_{su} \left(\frac{A_{s,req}}{A_{s,prov}} \right) \left(\frac{1}{\delta} \right)$

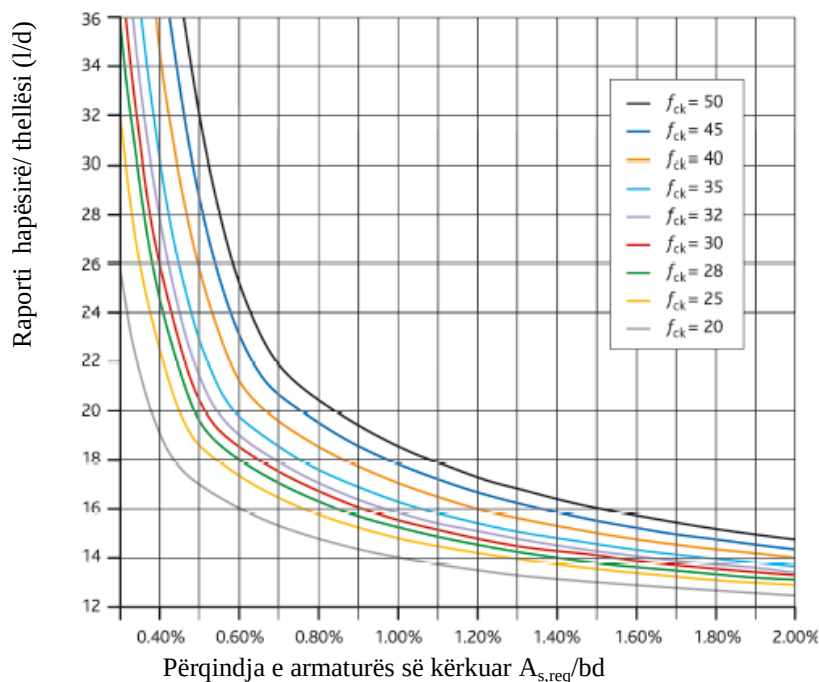


Figura 5.3 Përqindja e armaturës së kërkuar në varësi të raportit hapësirë / thellësi (l/d)

▪ Rekomandimet për dimensionimin e soletës sipas EC2

Tabela 5.4 Rekomandime nga EC2 [35]

Sistemi strukturor	Raporti hapësire/ trashesi	
	Tra	Solete
1. Tra i mbështetur lirisht Solete e mbështetur lirisht në një drejtim ose dy drejtime	15	21
2. Hapësira fundore: tra i vazhduar solete e vazhduar në një drejtim ose e vazhduar në dy drejtime	20	27
3. Hapësira e brendshme: tra i vazhduar solete e vazhduar në një drejtim ose e vazhduar në dy drejtime	21	30
4. Solete e mbështetur mbi kollona, pa trare		26
5. Konsol	6	8
Verejtje: 1. Per soletat qe mbështeten në dy drejtime (në trare) kontrolli i këtij raporti i referohet hapësirës me të shkurter. Per soletën e rrafshet duhet të merret hapësira me e madhe. 2. Per seksionet në formë T me raport të gjerësisë e pllakes/ trashesi e murit mbi 3 vlera e tabelës shumezohet me 0.8. 3. Per elementet të cilët mbajnë element që mund të demtohen nga uljet e mëdha dhe për hapësira që kalojnë 7 m vlera e tabelës shumezohet me 7/ hapësire (përfshijë soletat e rrafshita) 4. Per soletat e rrafshita me hapësire mbi 8.5 m vlera e tabelës shumezohet me 8.5/ hapësire		

5.1.3 Kontrolli i uljeve sipas gjëndjes kufitare të shërbimit (EC2)

Deformacioni i një elementi ose strukture duhet të jetë i tillë që të mos ndikojë në paraqitjen dhe funksionin e saj normal [35].

Vlerat kufitare të uljeve duhet të marrin parasysh natyrën e strukturës, të rifiniturave, mureve ndarëse dhe gjithë aksesorëve të tjerë që plotësojnë funksionimin e një strukture.

Deformimet nuk duhet të kapërcejnë kufijtë e funksionimit normal të elementëve jostruktorë të tilla si veshjet, vetratat, ndarjet, shërbimet, etj. Në disa raste këto kufij duhet të sigurojnë funksionimin normal të makinerive ose aparateve që mbështeten në strukturë.

Funksionimi i një strukture mund të çenohet nëse ulja e llogaritur e një trau, solete apo konsoli që nën veprimin e ngarkesave të përhershme kalon vlerën $l/250$. Ulja vlerësohet duke iu referuar mbështetjeve. Deformimi i paraaplikuar nëpërmjet ngritjes së kallëpëve (ngritja e ndërtimit) mund të përdoret për të kompesuar një pjesë ose të gjithë uljen llogaritëse, por në të gjitha rastet nuk duhet të kalojë madhësinë $l/250$.

Deformimet që mund të dëmtojnë pjesët e stukturave ngjitur duhet të kufizohen. Për deformacionet pas përfundimit të ndërtimit, $l/500$ është një kufi normal për ngarkesat e përhershme. Kufizime të tjera mund të ketë në varësi të ndjeshmërisë së elementëve strukture.

Gjendja kufitare e deformimeve kufizon:

- raportin hapësirë/ trashësi në përputhje me prEN1992-1-1 7.4.2
- uljet e llogaritura në lidhje me vlerën kufitare sipas prEN1992-1-1 7.4.3

Vlerat kufitare të uljeve i janë referuar kritereve të dhëna në **Standartin ISO 4356** [43], respektimi i të cilave rezulton në një performancë të kënaqshme për objekte banimi, zyra dhe industriale. Këto kritere jepen në tabelën e mëposhtme dhe mund të përdoren si rekomandime në varësi të tipit të strukturës.

Tabela 5.5 Kufizimi i deformimeve të rekomanduar nga ISO 4356 [43]

Elementi strukturor	Kriteret	Uljet kufitare të rekomanduara
Deformimet në mesin e hapësirës së soletës	Qëndrueshmëria Dëmtimi i mbështetjeve Tavanet e varura Muret ndarës	Hapësirë/ 300 Hapësirë/ 300 - Hapësirë/ 500 deri hapësirë/ 300 (nënsoleta e ndarë nga muri) 10mm nëse gjatësi/ lartësi < 3.5 (mbisoleta e ndarë nga muri)
Deformimet në mesin e hapësirës së soletës (elementëve horizontalë) të çatisë	Qëndrueshmëria Dëmtimi i mbështetjeve Tavanet e varura Muret ndarës Aksesorët e mbulesës së çatisë	Hapësirë / 300 Hapësirë / 300 - 10-15 mm nëse gjatësi/ lartësi < 3.5 (mbisoleta e ndarë nga muri) Hapësirë/ 250 deri Hapësirë/ 125
Deformimi në skaj i soletave konsol	Tavanet e varuara Muret ndarës	- Hapësirë/ 500 deri Hapësirë/300 (nënsoleta e ndarë nga muri)
Deformimet e elementëve horizontale jo konsol në mbështetje	Tavanet e varuara Muret ndarës Aksesorët e mbulesës së çatisë	- 10-15 mm (e ndarë nga muret) Hapësirë /250 deri Hapësirë /125
Deformimet e elementëve horizontale jo konsol në mbështetje	Qëndrueshmëria Dëmtimi i mbështetjeve Muret ndarës	- Hapësirë / 100 Hapësirë /500
Deformimi në skaj i elementëve vertikal	Dëmtimi i mbështetjeve Muret ndarës	Lartësia e katit/ 100 Lartësia e katit/500

5.1.3 Ngarkesat

- *Ngarkesat karakteristike të përhershme*

G - pesha vetjake e elementëve strukture

Gk- pesha vetjake e shtresave dhe gjithë elementëve të tjerë jo strukturorë

ETokaX, ETokaY - presioni anësor i dheut sipas drejtimit – X, drejtimi –Y

PT- FINAL – ngarkesa konstante nga tendoni në fazën e shfrytëzimit pas përfundimit të humbjeve të përgjithshme

PT-FINAL-HP - ngarkesa konstante e përhershme nga tendoni pas përfundimit të humbjeve të përgjithshme (përfshihet efekti hiperstatik).

- *Ngarkesat karakteristike të shfrytëzimit* (shih prEN1991-1-2001 paragrafi 6.3.1)

Qk- përcakton ndikimin e përgjithshëm të ngarkesës së shfrytëzueshme (kN/m^2) [35]

Kategoritë e ngarkesave të shfrytëzueshme në varësi të funksionit (Tab. 6.1)

Tabela 5.6 Kategoritë e ngarkesave të shfrytëzueshme në varësi të funksionit [35]

Kategoria	Funksioni	Shembull
A	Ambjente banimi	Dhomat e banesave, spitale, hotele, kuzhina dhe tualete
B	Ambjente zyrash	
C	Ambjente ku ka grumbullime njerëzish (përjashtim ambjentet në kategorinë A, B, D)	C1: Ambjente me tavolina psh shkolla, kafe, restorante, dhoma leximi, recepsione) C2: Ambjente me ndenjës fikse psh. Kisha, teatro, salla konferencash, salla leksioni, salla pritje C3: Ambjente pa kufizime të lëvizjes së njerëzve, psh muzeume, ekspozita, godina të administratës publike, hotele, spitale, C4: Ambjente për aktivitet fizik, salla vallëzimi, palestra, skena C5: Ambjente me grumbullim të madh njerëzish psh. Godinat për evente publike, salla sporti, koncerte, tarraca, platformat e stacioneve hekurudhore
D	Ambjentet e qendrave tregtare	D1: Ambjente tregtare të zakonshme D2: Ambjente magazinimi
E1	Ambjente për grumbullimin e ushqimeve duke përfshirë zonat e kalimit	Ambjente për magazinimin e librit dhe dokumenta të tjerë
E2	Ambjente industriale	
F	Ambjente parkimi për automjetet e lehta ($\leq 30\text{kN}$)	Garazhet, rrugët e kalimit për në garazh
G	Ambjente parkimi për automjete mesatare ($> 30\text{kN}$, $\leq 160\text{kN}$ pesha bruto)	Garazhe , rrugët e kalimit për në garazh, zona të kalimit të makinave zjarrfikëse

Për vlerat e ngarkesës së përkohshme:

Tabela 5.6a Vlerat e ngarkesës së përkohshme të shpërndarë [35]

Kategoritë e ambjenteve të ngarkuara	Q _k (kN/m ²)
Kategoria A	
- DysHEME	1.5- <u>2.0</u>
- Shkallë	<u>2.0</u> - 4.0
- Ballkone	<u>2.5</u> - 4.0
Kategoria B	2.0- <u>3.0</u>
Kategoria C	
- C1	2.0- <u>3.0</u>
- C2	3.0- <u>4.0</u>
- C3	3.0- <u>5.0</u>
- C4	4.5- <u>5.0</u>
- C5	<u>5.0</u> - 7.5
Kategoria D	
- D1	<u>4.0</u> - 5.0
- D2	4.0- <u>5.0</u>
Kategoria E1	<u>7.5</u>

▪ Ngarkesat e veçanta

W- ngarkesa aksidentale e erës (Wind +X- drejtimi pozitiv sipas x , Wind +Y- drejtimi pozitiv sipas y (nuk është konsideruar)

S- ngarkesa e borës (nuk është konsideruar)

EMzEx, EMzEy - momenti përdredhës në çdo nivel kati, shkaktuar nga zhvendosja e qendrës së masës nga pozicioni i saj nominal sipas dy drejtimeve prej jashtëqendërsisë aksidentale (EC8 paragrafi 4.3.2)

$$e_{ai} = \pm 0,05 L_i$$

e_{ai} - jashtëqendërsia aksidentale e masës së katit- i nga pozicioni i saj nominal

L_i - dimensiononi i planimetrisë së soletës katit –i, në drejtimin përpindikular me atë të veprimit sizmik

ETokaXD , ETokaYD - presioni anësor shtesë i dheut sipas drejtimit – X, drejtimi –Y prej veprimit sizmik (nuk është konsideruar)

$$F_H = \pm 0,5 \alpha S W$$

α - raporti i nxitimit në truallin e padeformueshëm a_g (tipi A- EC8. Tab.3.1) me nxitimin e rënies së lirë g. ($\alpha=0.27$)

a_g - nxitimi në truallin e padeformueshëm

S- parameter i dheut (EC8, paragrafi 3.2.2.2; tab.3.2)

W- pesha e prizmit të rrëshqitjes së dheut

SizmikaX, SizmikaY, SizmikaZ- forca sizmike me metodën spektrale

SizmikaXTH, SizmikaYTH- forca sizmike me analizën në fushën kohore (Time –history)

PT-TRANSFER – ngarkesa nga tendoni në fazën fillestare të tërheqjes pas përfundimit të humbjeve për një kohë të shkurtër

5.1.4 Kombinimet e ngarkesave

Kombinimi i ngarkesave të projektimit janë një kombinim i tipit të forcave që i nevojiten strukturës për tu kontrolluar [32], [35]. Eurokodi 0-2002 lejon kombinimin e përcaktuar në bazë të EC0 ekuacioni 6.10 ose si ato më të disfavorshmet EC0, ek. 6.10a dhe 6.10b [NDP] [35].

Sipas këtij kodi ngarkesat e përhershme (DL), e përkohshme (LL), bora (S), forca e erës (W) dhe e tërmetit (E) në dy drejtime, si dhe shumë specifitime të tjera të ngarkesës së përkohshme gjenden në anekset e EC0 [35].

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (EC0), Eqn.6.10$$

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} \psi_{0,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (EC0), Eqn.6.10a$$

$$\sum_{j \geq 1} \xi_j \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (EC0), Eqn.6.10b$$

Kombinimi që përfshin forcën sizmike e gjejmë tek EC0 Ek. 6.12b

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (EC0), Eqn.6.12b$$

Programi ETABS lejon kombinimet e rezultateve për një ose më shumë raste ngarkimi. Kur kombinimi është i përcaktuar ai aplikohet për çdo element të modelit.

Janë 5 tipe kombinimesh [34]:

- Kombinimi linear: Rezultatet për cdo rast ngarkimi mblidhen linearisht
- Kombinimi i ekstremumeve (Envelope): Rezultatet për çdo rast ngarkimi dhe kombinimi krahasohen duke dhënë vlerat min dhe max
- Kombinimi i vlerave absolute: Vlerat absolute të rezultateve për çdo rast ngarkimi mblidhen linearisht
- Kombinimi i rrënjës katrore të shumës së katrorëve SRSS: Vlera e rrënjës katrore të shumës së katrorëve të rezultateve për çdo rast ngarkimi dhe kombinimi.

- Kombinimi i amplitudave: Vlerat pozitive dhe negative mbledhen linearisht për të dhënë maksimumin dhe minimumin përkatësisht për çdo rast ngarkimi dhe kombinimi.

Me përjashtim të tipit të kombinimit të ekstremumeve, kombinimet e tjera aplikohen vetëm për analizat lineare, sepse për analizat jolineare nuk ka vend parimi i superpozimit.

5.2 Parimet e projektimit të strukturave të post-tensionuara

Gjendja kufitare e shkatërrimit (ULS) për elementët e parandëruar në përkulje dhe ngarkesë aksiale bazohet në supozimet e dhëna në EC2 6.1(2) [34], [35],[40],[41]

- Shpërndarja e deformimeve në betonin e shtypur është pranuar sipas hipotezës që seksionet plane mbeten plane.
- Sforcimet llogaritëse në betonin e shtypur merren ηf_{cd} ($\eta=1$, për $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$). Maksimumi i deformimeve në fibrat ekstreme të betonit të shtypur do të konsiderohen të barabarta me $\epsilon_{cu3}=0.0035$, $f_{ck} \leq 50\text{MPa}$ (prEN1992-1-1 Tabela 3.1)
- Rezistenca në tërheqje e betonit nuk merret në konsideratë.
- Deformimet në tendonët e lidhur të post – tensionuar dhe në armaturën shtesë të zakonshme (shtypje ose tërheqje) janë të njëjta me ato të betonit rrethues.

Gjendja kufitare e shërbimit për elementët e parandëruar bazohet në supozimet e mëposhtme të dhëna në paragrafin prEN1992 7.2

- Seksionet plane mbeten plane, deformimet janë varësi lineare në thellësi gjatë gjithë vargut të ngarkesave.
- Sjellja elastike kufizohet prej vlerave të sforcimeve në beton të dhëna në EC2 7.2(3).
- Në përgjithësi, është e nevojshme llogaritja e sforcimeve për shkak të ngarkesave që veprojnë menjëherë pas tërheqjes së tendonit si dhe pas zhvillimit të të gjitha humbjeve; në të dyja rastet efektet e ngarkesës së përhershme dhe të shfrytëzimit mbi deformimet dhe forcat në tendon mund të neglizhohen.

Elementët e post-tensionuar në beton kontrollohen në tre faza:

- Në montim
- Në ngarkesë shërbimi
- Në aftësi mbajtëse

Elementët në përkulje të parandëruar klasifikohen në bazë të rezistencës në tërheqje f_t , sforcimit të fibrave ekstreme në tërheqje prej parandërrjes në ngarkesë shërbimi (BS 4.1.3) si më poshtë:

Klasa 1 (pa plasaritje) – pa sforcime tërheqëse nga përkulja

Klasa 2 (me plasaritje të padukshme) – me sforcime tërheqëse nga përkulja

Klasa 3 (e plasaritur) – me sforcime tërheqëse nga përkulja dhe me gjerësi të plasaritjeve në sipërfaqje si më poshtë:

- Gjerësia e plasaritjeve ≤ 0.1 mm për elementët e klasës së ekspozimit XS2, XS3, XD2, XD3, XF3 dhe XF4 (prEN1992-1-1, Tabela 4.1)
- Gjerësia e plasaritjeve ≤ 0.2 mm për të gjithë elementët

Për projektimin e betonit të post-tensionuar, inxhinieri duhet të specifikojë dhe ngarkesën (PT) që vjen nga tendoni (ngarkesa balancuese). Më poshtë jepen kombinimet e mundshme të ngarkesës së PT në faza të ndryshme.

- Kombinimi sipas gjendjes së shërbimit fillestar pa konsideruar humbjet për një kohë të gjatë

1.0D + 1.0PT- TRANSFER

- Kombinimi sipas gjendjes kufitare të shërbimit duke konsideruar humbjet për një kohë të gjatë

1.0D + 1.0PT

1.0D + 1.0L + 1.0PT- FINAL

- Kombinimi sipas gjendjes kufitare të shkatërrimit për PT-FINAL+HP

$$\gamma_{Gj,sup} D + 1.0PT \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} L + 1.0PT \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + (0.75) \gamma_{Q,1} PL + 1.0PT \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$\gamma_{Gj,inf} D \pm \gamma_{Q,1} W + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D \pm \gamma_{Q,1} W + 1.0PT \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} L \pm \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} W + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} L + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} S + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D \pm \gamma_{Q,1} W + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} L + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D \pm \gamma_{Q,1} W + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} S + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} S \pm \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} W + 1.0PT$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} S + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} L + 1.0PT \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} L + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} S \pm \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} W + 1.0PT^*$$

$$\gamma_{Gj,sup} D \pm \gamma_{Q,1} W + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} L + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} S + 1.0PT^*$$

$$\gamma_{Gj,sup} D + \gamma_{Q,1} S \pm \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} W + \gamma_{Q,i} \phi_{0,i} L + 1.0PT^* \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.10})$$

$$D \pm 1.0E + 1.0PT^*$$

$$D \pm 1.0E + \phi_{2,i} L + 1.0PT^*$$

$$D \pm 1.0E + \phi_{2,i} L + \phi_{2,i} S + 1.0PT^* \quad (EC0 \text{ Eqn. 6.12b})$$

5.2.1 Ngarkesat në modelet e marra në studim

Ngarkesa vetjake e elementëve (Dead Load DL)

$$\text{pesha volumore e betonit} = 24 \text{ kN/m}^3$$

Ngarkesa e përhershme (Super Dead Gk)

$$\text{shtresat e dyshemesë} = 1.8 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{tavani} = 0.5 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{mobilime, ndarje të përkohshme} = 1.0 \text{ kN/m}^2$$

- muret

= 2.5

Gk = 5.8 kN/m²

Ngarkesa e përkohshme e shfrytëzimit Qk (Live Load LL) **P = 2 kN/m²** (për banim)

Kombinimi i ngarkesave për modelet e studiura më poshtë sipas EC0- 2004 jepet në tabelat 5.7.

Për projektim është marrë kombinimi i ekstremumeve (**Envelope**): Rezultatet për cdo rast ngarkimi dhe kombinimi krahasohen duke dhënë vlerat min dhe max.

Sipas SLS, kontrolli për deformimet: Envelope (Combo47.....49)

Sipas SLS, kontrolli i zhvendosjeve relative (drift) Envelope (Combo60.....75)

Sipas SLS, kontrolli për deformimet fillestare: Envelope (Combo47-1..... 49-1)

Sipas ULS, kontrolli i strukturës Envelope (Combo 1..... 30)

Sipas ULS, kontrolli i themeleve Envelope (Combo 31..... 46)

Tabela 5.7 Kombinimet e ngarkesave sipas EC0-2004

	Comb1	Comb2	Comb3	Comb4	Comb5	Comb6	Comb7	Comb8	Comb9	Comb10	Comb11	Comb12	Comb13	Comb14	Comb15
Dead	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Super Dead Gk	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
Live QkA	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.3	0.3
Live QkB	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.3	0.3
Live QkC1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkC2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkC3	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkC4	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkC5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkD1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkD2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkE1	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0.8	0.8
Live QkE2	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	0	0	0	0	0.8	0.8
Live QkF	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.6	0.6
Live QkG	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.05	1.05	1.05	1.05	0	0	0	0	0.3	0.3
Wind +X	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0	0	0
Wind -X	0	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0	0
Wind +Y	0	0	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0	0
Wind -Y	0	0	0	0	0.9	0	0	0	1.5	0	0	0	1.5	0	0
EMzEx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
EMzEy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3
ETokaX	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ETokaY	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1.35	1	1	1	1	1	1
ETokaXD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
ETokaYD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3
ETokaX(-D)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ETokaY(-D)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sizmika X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1
Sizmika Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3
Sizmika Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.3
PT-FINAL-HP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Comb16	Comb17	Comb18	Comb19	Comb20	Comb21	Comb22	Comb23	Comb24	Comb25	Comb26	Comb27	Comb28	Comb29	Comb30
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Super Dead Gk	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Live QkA	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Live QkB	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Live QkC1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC2	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC3	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC4	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkD1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkD2	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkE1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Live QkE2	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Live QkF	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkG	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Wind +X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EMzEx	-1	1	-1	1	-1	1	-1	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3
EMzEy	0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	0.3	-0.3	1	-1	1	-1	1	-1	1	-1
ETokaX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ETokaY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ETokaXD	1	1	1	0	0	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3	0	0
ETokaYD	0.3	0	0	0	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0	0
ETokaX(-D)	0	0	0	1	1	1	1	0	0	0.3	0.3	0	0	0.3	0.3
ETokaY(-D)	0	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0	0	0	0	1	1	1	1
Sizmika X	1	1	1	-1	-1	-1	-1	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3
Sizmika Y	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	1	1	1	1	-1	-1	-1	-1
Sizmika Z	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3	0.3	0.3	-0.3	-0.3
PT-FINAL-HP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

“Strukturat horizontale në modelimin e hapësirave të mëdha për objektet civile
dhe reagimi sizmik i tyre”

	Comb31	Comb32	Comb33	Comb34	Comb35	Comb36	Comb37	Comb38	Comb39	Comb40	Comb41	Comb42	Comb43	Comb44	Comb45
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Super Dead Gk	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
Live QkA	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Live QkB	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Live QkC1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC2	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC3	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC4	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkC5	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkD1	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkD2	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkE1	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Live QkE2	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Live QkF	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6	0.6
Live QkG	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
Wind +X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EMzEx	1.4	-1.4	1.4	-1.4	1.4	-1.4	1.4	-1.4	0.42	-0.42	0.42	-0.42	0.42	-0.42	0.42
EMzEy	0.42	-0.42	0.42	-0.42	0.42	-0.42	0.42	-0.42	1.4	-1.4	1.4	-1.4	1.4	-1.4	1.4
ETokaX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ETokaY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
ETokaXD	1.4	1.4	1.4	1.4	0	0	0	0	0.42	0.42	0	0	0.42	0.42	0
ETokaX(-D)	0	0	0	0	1.4	1.4	1.4	1.4	0	0	0.42	0.42	0	0	0.42
ETokaYD	0.42	0.42	0	0	0.42	0.42	0	0	1.4	1.4	1.4	1.4	0	0	0
ETokaY(-D)	0	0	0.42	0.42	0	0	0.42	0.42	0	0	0	0	1.4	1.4	1.4
Sizmika X	1.4	1.4	1.4	1.4	-1.4	-1.4	-1.4	-1.4	0.42	0.42	-0.42	-0.42	0.42	0.42	-0.42
Sizmika Y	0.42	0.42	-0.42	-0.42	0.42	0.42	-0.42	-0.42	1.4	1.4	1.4	1.4	-1.4	-1.4	-1.4
Sizmika Z	0.42	0.42	-0.42	-0.42	0.42	0.42	-0.42	-0.42	0.42	0.42	-0.42	-0.42	0.42	0.42	-0.42
PT-FINAL-HP	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Comb46	Comb47	Comb48	Comb49	Comb50	Comb51	Comb52	Comb53	Comb54	Comb55	Comb56	Comb57	Comb58	Comb59	Comb60
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
Super Dead Gk	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
Live QkA	0.3	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkB	0.3	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkC1	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkC2	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkC3	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkC4	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkC5	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkD1	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkD2	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkE1	0.8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
Live QkE2	0.8	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0
Live QkF	0.6	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Live QkG	0.3	1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0
Wind +X	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0	0
Wind -X	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0
Wind +Y	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0
Wind -Y	0	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0
EMzEx	-0.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.95
EMzEy	-1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.585
ETokaX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
ETokaY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0
ETokaXD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.95
ETokaYD	0.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.585
ETokaX(-D)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ETokaY(-D)	1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Sizmika X	-0.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	1.95
Sizmika Y	-1.4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.585
Sizmika Z	-0.42	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0.585
PT-FINAL	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1

“Strukturat horizontale në modelimin e hapësirave të mëdha për objektet civile
dhe reagimi sizmik i tyre”

	Comb61	Comb62	Comb63	Comb64	Comb65	Comb66	Comb67	Comb68	Comb69	Comb70	Comb71	Comb72	Comb73	Comb74	Comb75
Dead	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Super Dead Gk	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkA	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkB	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkC1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkC2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkC3	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkC4	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkC5	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkD1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkD2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkE1	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkE2	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkF	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Live QkG	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind +X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind +Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
Wind -Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
EMzEx	-1.95	1.95	-1.95	1.95	-1.95	1.95	-1.95	0.585	-0.59	0.585	-0.59	0.585	-0.59	0.585	-0.59
EMzEy	-0.59	0.585	-0.59	0.585	-0.59	0.585	-0.59	1.95	-1.95	1.95	-1.95	1.95	-1.95	1.95	-1.95
ETokaX	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ETokaY	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0
ETokaXD	1.95	1.95	1.95	0	0	0	0	0.585	0.585	0	0	0.585	0.585	0	0
ETokaYD	0.585	0	0	0.585	0.585	0	0	1.95	1.95	1.95	1.95	0	0	0	0
ETokaX(-D)	0	0	0	1.95	1.95	1.95	1.95	0	0	0.585	0.585	0	0	0.585	0.585
ETokaY(-D)	0	0.585	0.585	0	0	0.585	0.585	0	0	0	0	1.95	1.95	1.95	1.95
Sizmika X	1.95	1.95	1.95	-1.95	-1.95	-1.95	-1.95	0.585	0.585	-0.59	-0.59	0.585	0.585	-0.59	-0.59
Sizmika Y	0.585	-0.59	-0.59	0.585	0.585	-0.59	-0.59	1.95	1.95	1.95	1.95	-1.95	-1.95	-1.95	-1.95
Sizmika Z	0.585	-0.59	-0.59	0.585	0.585	-0.59	-0.59	0.585	0.585	-0.59	-0.59	0.585	0.585	-0.59	-0.59
PT-FINAL	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1
	Comb47-1	Comb48-1	Comb49-1	Comb50-1	Comb51-1	Comb52-1	Comb53-1	Comb54-1	Comb55-1	Comb56-1	Comb57-1	Comb58-1	Comb59-1		
Dead	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Super Dead Gk	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
Live QkA	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkB	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkC1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkC2	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkC3	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkC4	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkC5	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkD1	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkD2	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkE1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0		
Live QkE2	1	1	1	1	1	1	1	1	1	0	0	0	0		
Live QkF	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Live QkG	1	1	1	1	1	0.7	0.7	0.7	0.7	0	0	0	0		
Wind +X	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0	0		
Wind -X	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0	0		
Wind +Y	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1	0		
Wind -Y	0	0	0	0	0.6	0	0	0	1	0	0	0	1		
EMzEx	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
EMzEy	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
ETokaX	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
ETokaY	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		
ETokaXD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
ETokaYD	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
ETokaX(-D)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
ETokaY(-D)	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Sizmika X	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Sizmika Y	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
Sizmika Z	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0	0		
PT-TRANSFER	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1	1		

5.2.2 Analiza dinamike

Analiza modale përcakton tipin dhe numrin e formave që analizohen në model [34]. Megjithëse mund të përcaktohet një numër i pakufizuar i formave, në shumicën e rasteve format e para janë të mjaftueshme për të përfaqësuar reagimin dinamik të strukturës. Për një numër të përcaktuar formash lëkundjeje rezultatet e çdo analize modale japin vlerat e veta (perioda, frekuenca ciklike, frekuenca rrethore). Analiza dinamike e strukturës mund të realizohet me metodën e vlerave të veta ose me metodën e vektorëve të Ritz-it.

- Analiza e vlerave të veta (**Eigenvector Analysis**): përcakton format e lëkundjeve të lira dhe frekuencat e sistemit të cilat sigurojnë një informacion të plotë të sjelljes së objektit.
- Analiza me vektorët e Ritz-it (**Ritz-vector Analysis**): Format përcaktohen duke marrë në konsideratë shpërndarjen hapësinore të ngarkesës dinamike, e cila jep rezultate më të sakta se përdorimi i të njëjtit numër të formave natyrale. Format e vektorëve Ritz nuk paraqesin karakteristikat e brendshme të strukturës siç paraqet metoda e vlerave të veta.

Analiza modale përdoret për rastet e llogaritjes në fushën e frekuencave sipas metodës spektrale dhe në fushën kohore brenda kufijve të proporcionalitetit (analiza lineare).

5.2.2.1 Analiza në fushën e frekuencave (metoda spektrale sipas EC8)

- Spektri horizontal i projektimit (Tipi 1) bazuar në prEN1998-2003 [35]

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.12)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.13)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.14)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

Ku: a_g , S , T_C dhe T_D përcaktohen nga prEN1998 3.2.2.2

$S_d(T)$ spektri i projektimit

q faktori i sjelljes (duktiliteti)

β faktori i kufirit të poshtëm për spektrin horizontal të projektimit, i cili ka specifikat sipas vendit, por vlera e rekomandueshme $\beta = 0.2$

Për komponenten vertikale të veprimit sizmik, spektri i projektimit jepet nga shprehjet 3.12 deri 3.15, ku a_{vg} zëvendësohet me a_g , $S=1,0$ dhe parametrat e tjerë përcaktohen në prEN1998 3.2.2.3

Tabela 5.8 Vlerat e parametrave rekomanduese për spektrin horizontal Tipi 1 (prEN1998)

Lloji i Tokës	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 5.9 Vlerat rekomanduese të parametrave për spektrin vertikal (prEN1998)

Spektri	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipi 1	0,90	0.05	0.15	1.0
Tipi 2	0,45	0.05	0.15	1.0

SPEKTRI I PËRDORUR, (EC-8 Pren 1998-1:2003 (E))

Spektri i projektimit Tipi 1 $S_d(T)$

a_{gR} - akselerimi maksimal referues në bazamentin e tipit A; $a_{gR}=0.27g$

a_g -akselerimi i projektimit në bazamentin e tipit A; $a_g=\gamma_I \cdot a_{gR}=0.27g$

γ_I -Faktori i rëndësisë; EC-8, Tabela 4.3, Klasa e rëndësisë II, $\gamma_I=1$

EC-8; Tabela 3.1, Tipi i bazamentit D; Tabela 3.2: $S=1.35$, $T_B(s)=0.20$, $T_C(s)=0.8$, $T_D(s)=2$;

Faktori i sjelljes $q=q_0 \cdot k_w \geq 1.5$; DCM, sistem ramë; Duktiliteti $q=3.9$

EC-8; Tabela 5.1, $q_0=3.0 \cdot \alpha_u/\alpha_1$; $\alpha_u/\alpha_1=1.3$; $k_w=1$

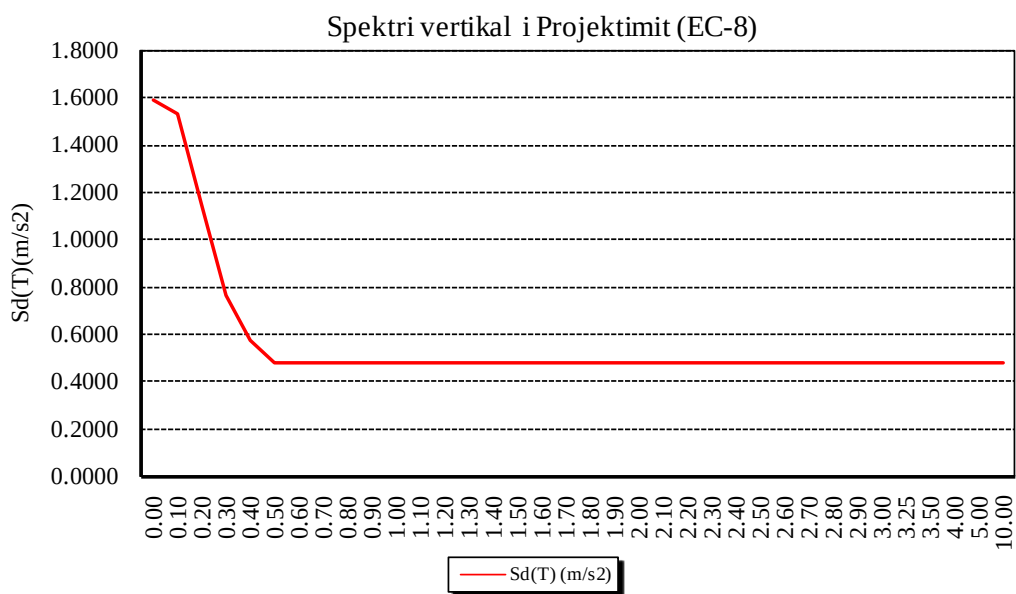
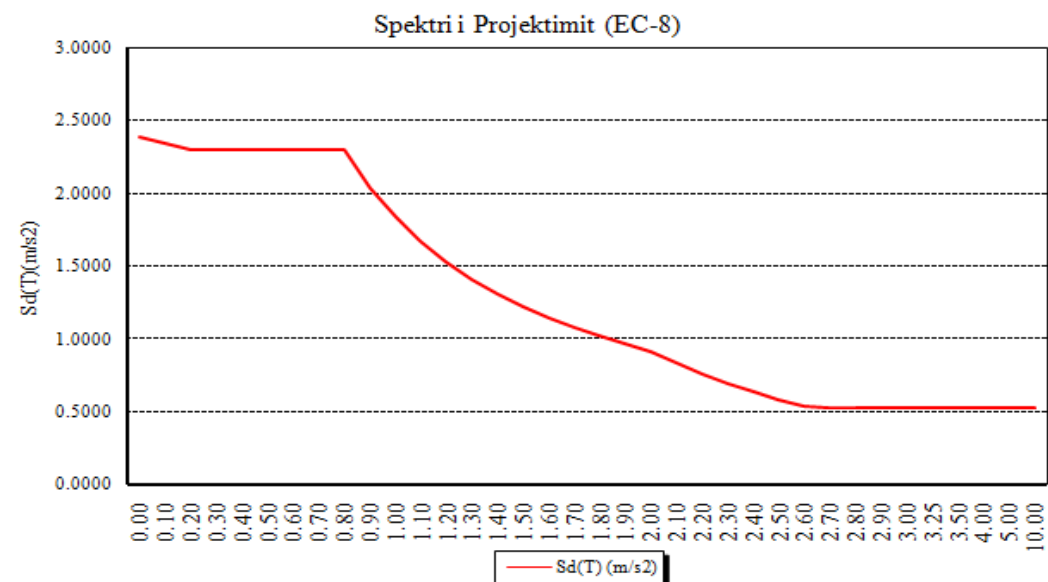


Figura 5.4 Spektri i projektimit a) horizontal tipi 1, b) vertikal

5.2.3. Karakteristikat fiziko- mekanike

Rezistenca karakteristike në shtypje e betonit, f_{ck} , nuk mund të jetë më e madhe se 90MPa (EC2 3.1.2(2)). Kufiri i poshtëm i rezistencës në rrjedhshmëri për armaturën, f_{yk} , duhet të jetë 400 MPa dhe i sipërmi 600 MPa

Table 5.10 - Karakteristikat e materialeve

Emërtimi	Lloji i materialit	E (MPa)	Koeficienti Poisson ν	Pesha Volumore (kN/m ³)	Rezistenca llogaritëse
Armatura	Rebar BS 4449:2005 (Klasa C)	200000		76.98	$F_y=500$ MPa, $F_u=625$ MPa
Armatura	Rebar DIN 488-2-2009 (Klasa C)	200000		76.98	$F_y=500$ MPa, $F_u=540$ MPa
Armatura	Rebar D.M. 14/01/2008 (Klasa C)	200000		76.98	$F_y=450$ MPa, $F_u=540$ MPa
Betoni	C25/30	31000	0.2	24	$f_{ck}=25$ MPa
Betoni	C30/37	32000	0.2	24	$f_{ck}=30$ MPa
Betoni	C35/45	34000	0.2	24	$f_{ck}=35$ MPa

Table 5.11 - Karakteristikat e tendonëve

Diametri	Standarti	Tipi i kavos	Diametri nominal	Masa për njësi të gjatësisë	Rezistenca në Tërheqje (Kufiri i Këputjes) f_{tk}	Sforcimi në Kufirin e Elasticitetit $\epsilon=0.1\%$, (f_y)	Ngarkesa Tendonit në Kufirin e Këputjes (Ptk)	Ngarkesa e Tendonit në Kufirin e Elasticitetit $\epsilon=0.1\%$, (Pt0,1k)	Moduli i Elasticitetit
			mm	gr/m	MPa	MPa	kN	kN	MPa
(T15)	Pr EN 10138	standart	15.2	1095	1860	1600	260	224	196
		super	15.7	1170	1860	1600	279	240	196
(T15)	ASTM A779/90 pr EN 10138	kompa kt	15.2	1290	1860	1600	300	258	196
0.5'' (T13)	BS 5896/80	standart	12.5	750	1860	1600	164	139	196
		super	12.9	785	1860	1600	186	158	196
	ASTM A416/98	Grade 270	12.7	775	1860	1600	183.7	156	196
0.6'' (T15)	Standarti francez prEN 10138	standart	15.2	1095	1860	1600	260	230	196
		super	15.7	1170	1860	1600	279	248	196
0.6'' (T15)	BS 5896/80	standart	15.2	1090	1860	1600	232	167	196
		super	15.7	1180	1860	1600	265	225	196
0.6'' (T15)	ASTM A416/98	Grade 270	15.24	1095	1860	1600	248	220	196
0.6'' (T15)	ONORM B 4258	standart	15.2	1095	1860	1600	248	220	196
		super	15.7	1170	1860	1600	265	236	196
0.6'' (T15)	ASTM A779/90	kompa kt	15.2	1290	1860	1600	300	264	196

5.3 MODELIMI I STRUKTURAVE ME SOLETA B/A TË ZAKONSHME DHE TË POST- TENSIONUAR

5.3.1 Projektimi i strukturave b/a ne programin ETABS 2016

Për të bërë karahasimet midis soletave b/a të zakonshme dhe soletat e post- tensionuara është marrë në studim një planimetri tip (30x30) m dhe janë dhënë 4 mundësi zgjidhjeje të strukturës duke rritur hapësirën llogaritëse. Proçedura e projektimit të soletave të post- tensionuara në programin ETABS 2016 është një risi e këtij version, që bashkë me strukturën e ramave hapësinore të modelohen soletat me post- tensionim, duke dhënë më qartë panoramën e karakteristikave të strukturave b/a dhe efektet e post- tensionimit gjatë analizës dinamike.

Programi bën analizën hiperstatike, e cila merr në konsideratë rishpërndarjen e momenteve që vjen si pasojë e post-tensionimit të soletës në strukturat e pacaktuara.

Projektimi i soletës fillon me përcaktimin e rripave llogaritës në dy drejtimet përpendikular me njëri- tjetrin. Zakonisht këto rripa përputhen me zonën e mbështetjeje të soletës. Forcat aksiale, momentet dhe forcat prerëse për një rrip përcaktohen nga analiza bazuar në teknikën Wood-Armer [29] dhe llogaritja në përkulje bazohet në metodën e gjëndjes kufitare.

Kollonat dhe trarët janë b/a e zakonshme dhe dimensionimi i tyre është bërë referuar rekomandimeve të EC-2 dhe plotësimit të kriterëve sipas gjëndjes kufitare të shërbimit SLS dhe të shkatërrimit ULS.

Modeli I dhe II i plotësuan këto kriterë si sistem RAMË, kurse Modeli III, IV me rritjen e hapësirave kishte nevojë për mure b/a, pra u kalua në sistemin DUAL për ta bërë strukturën më rigjide, pasi u rritën shumë zhvendosjet relative në kat. Nuk është paraqitur në punim modeli III me sistem strukturor “ramë”, por prova e parë është bërë me këtë sistem dhe kishte një dimensionim në rritje të kollonave për plotësimin e kushteve të ULS dhe SLS, që zvogëlonte efikasitetin e godinës.

Strukturat u konsideruan të fiksuara në bazë, pra nuk është marrë në konsideratë bashkëveprimi truall- strukturë (nuk është objekt i këtij studimi).

5.3.2 Modeli I

Hapësira (6x6) m

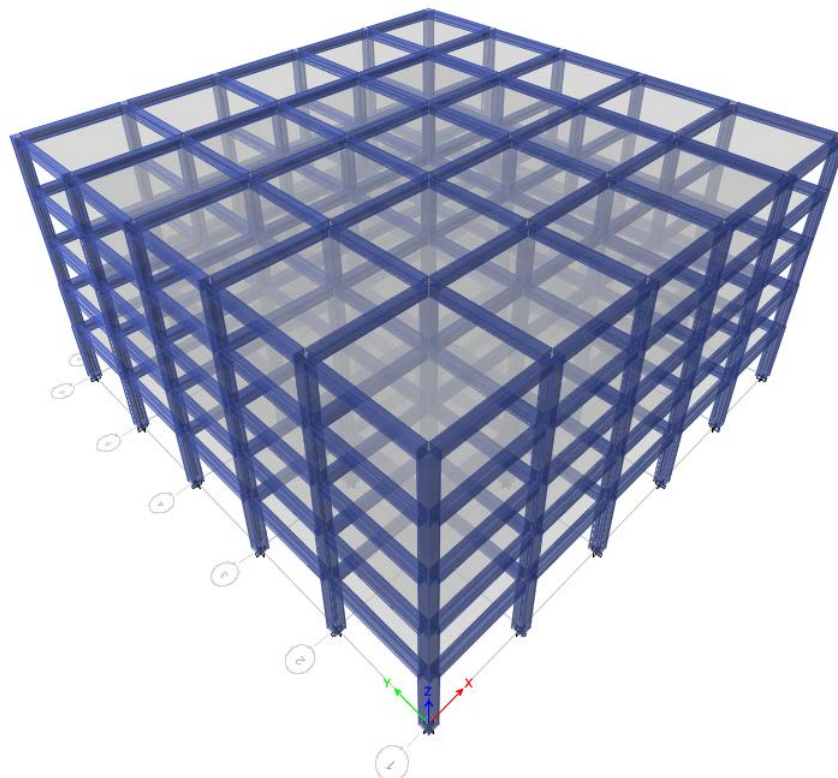


Figura 5.5 Modeli I me soleta b/a e zakonshme, 3D

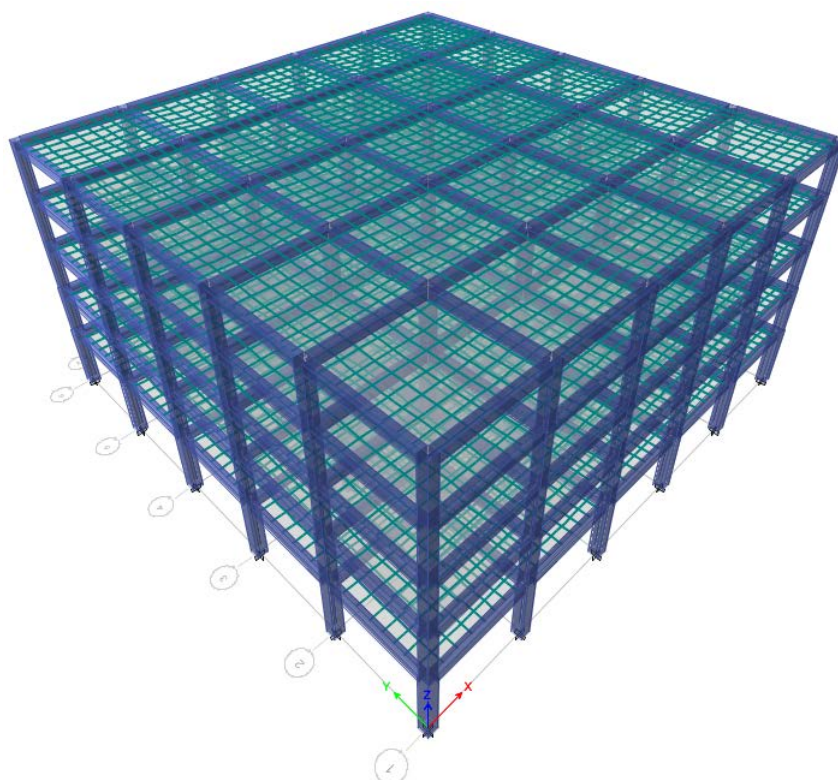


Figura 5.6 Modeli I me soleta PT, 3D

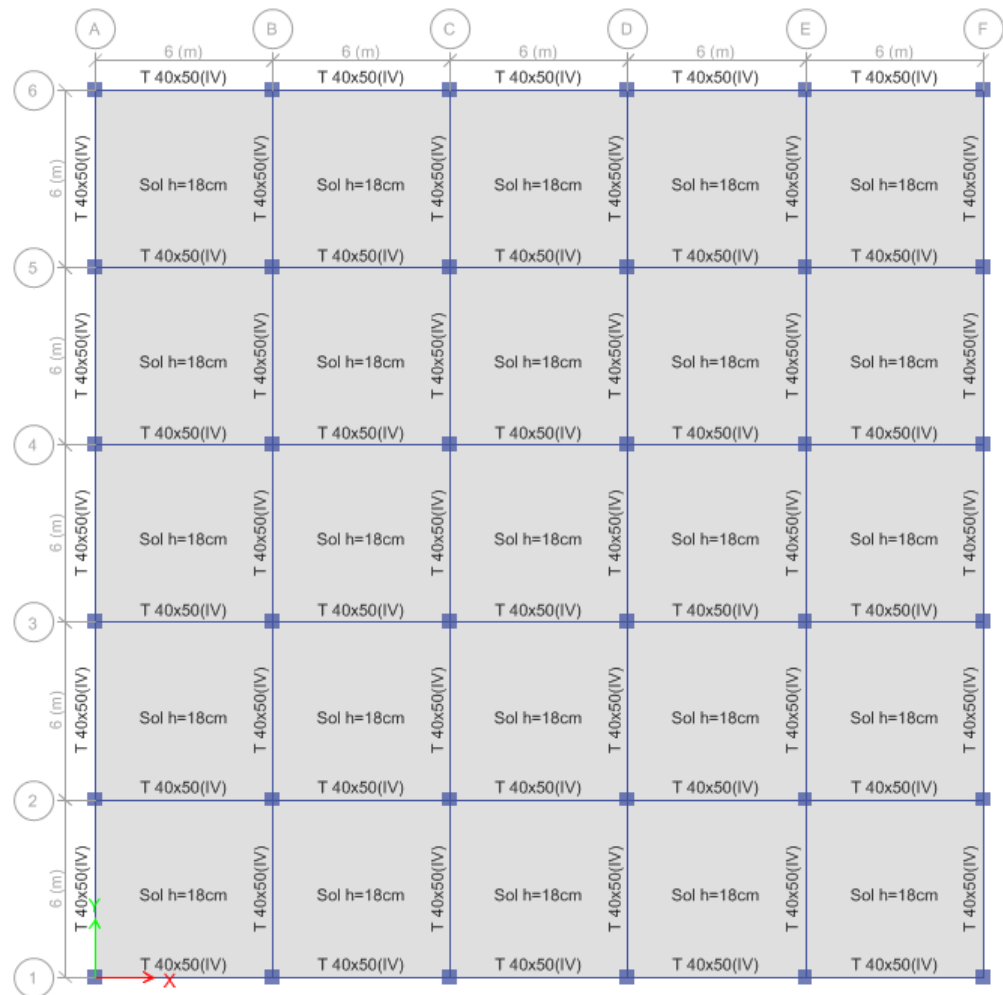


Figura 5.7 Planimetria e modelit I

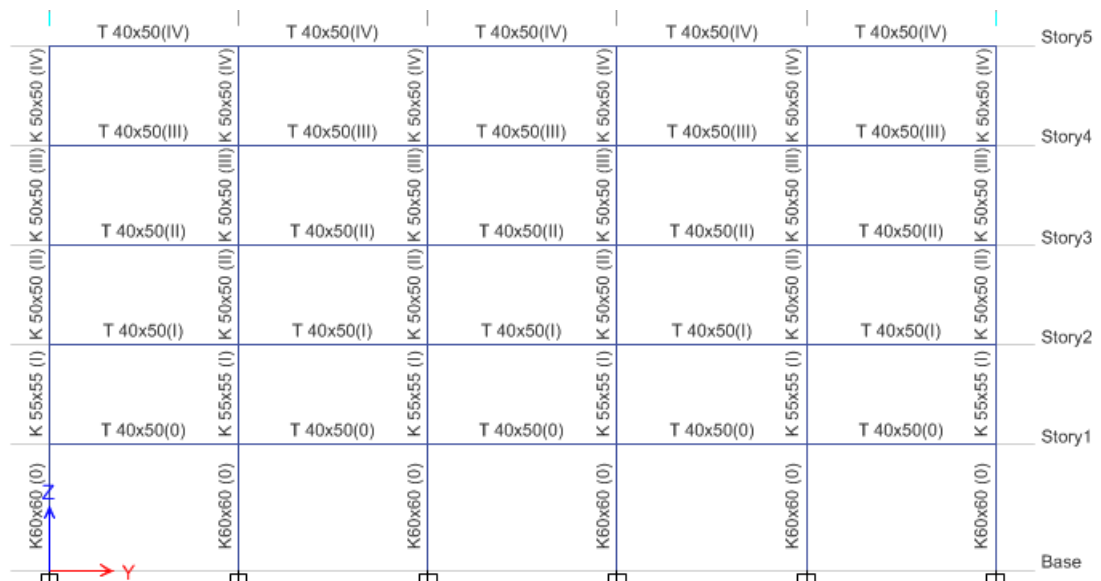


Figura 5.8 Modeli I në lartësi

Modeli Ia → Soletë monolite, b/a e zakonshme $h_{sol}=18\text{cm}$

Modeli Ib → Soletë monolite, PT $h_{sol}=18\text{cm}$

Modeli Ic → Soletë monolite, PT $h_{sol}=14\text{cm}$

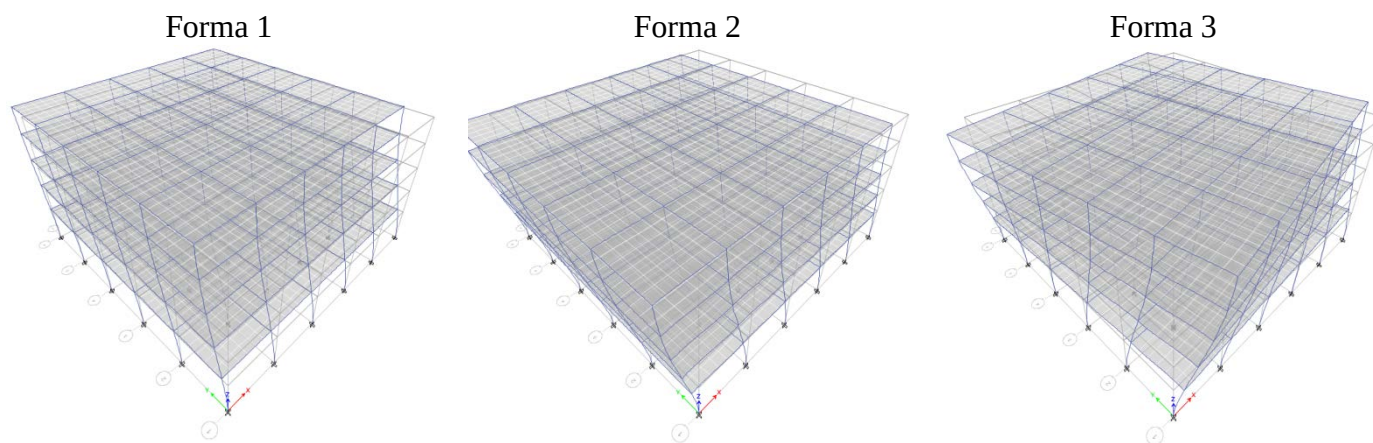


Figura 5.9 Format e veta të modelit I

Tabela 5.12 Periodat dhe frekuencat, Modeli I

	Format e veta	Perioda (sek)	Frekuenca (cik/sek)	Frekuenca rrethore rad/sek
Modeli Ia	Forma 1	0.839	1.192	7.4885
	Forma 2	0.839	1.192	7.4885
	Forma 3	0.739	1.353	8.5008
Modeli Ib	Forma 1	0.766	1.306	8.206
	Forma 2	0.766	1.306	8.2066
	Forma 3	0.678	1.475	9.2681
Modeli Ic	Forma 1	0.747	1.339	8.4133
	Forma 2	0.747	1.339	8.414
	Forma 3	0.66	1.516	9.5261

Tabela 5.13 Modeli I, Forca prerëse në bazë (kN)

Kati	Modeli Ia	Modeli Ib	Modeli Ic
V	3608.2914	3744.6725	3463.3371
IV	6657.4661	6945.9959	6426.6346
III	9042.0221	9457.9933	8751.1626
II	10684.3428	11185.7107	10348.8938
I	11559.6732	12113.0789	11204.0198

Tabela 5.14 Modeli I, Forca sizmike (kN)

Kati	Modeli Ia	Modeli Ib	Modeli Ic
V	3608.2914	3744.6725	3463.3371
IV	3049.1747	3201.3234	2963.2975
III	2384.556	2511.9974	2324.528
II	1642.3207	1727.7174	1597.7312
I	875.3304	927.3682	855.126

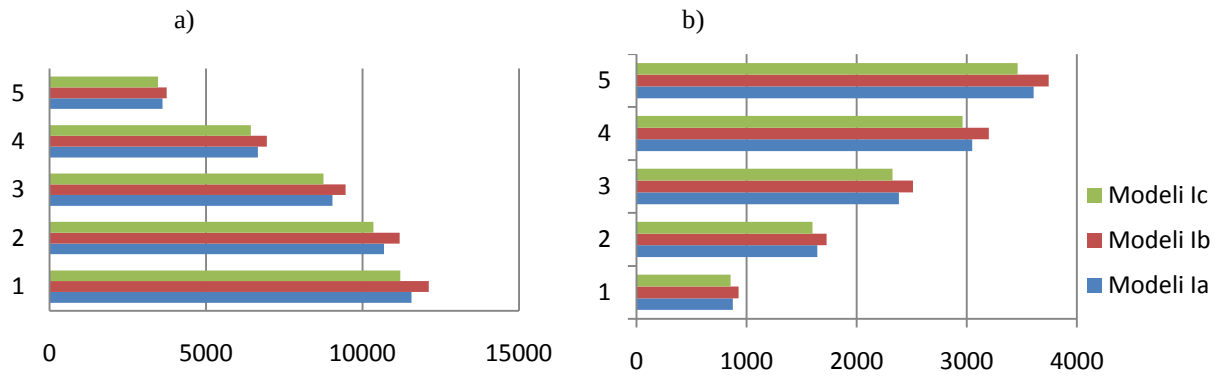


Figura 5.10 a) Forca prerëse në bazë (kN); b) Forca sismike për modelin I (kN)

Tabela 5.14 Zhvendosjet relative të katit (Interstorey Drift), Modeli I

Kati	Lartësia (cm)	Modeli Ia	Modeli Ib	Modeli Ic
V	315	0.003385	0.002869	0.002788
IV	315	0.005887	0.005024	0.004811
III	315	0.007916	0.006833	0.006535
II	315	0.008018	0.006966	0.006671
I	400	0.005524	0.005207	0.00494

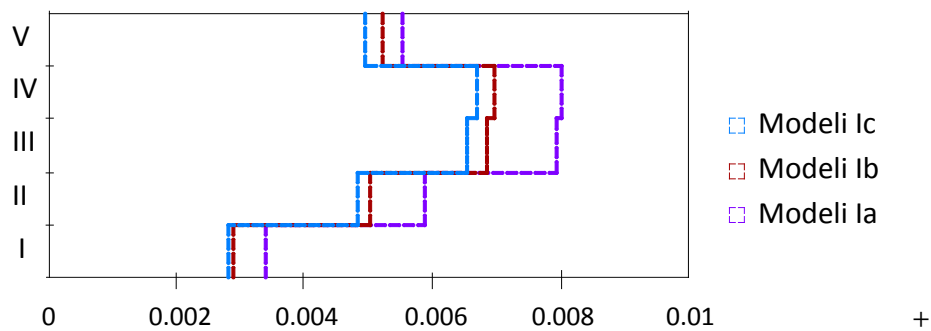


Figura 5.11 Zhvendosjet relative në kat për modelin I

- Deformimet sipas kombinimit të ekstremumeve të vlerave të faktorit për SLS (Envelope combo47.....49)

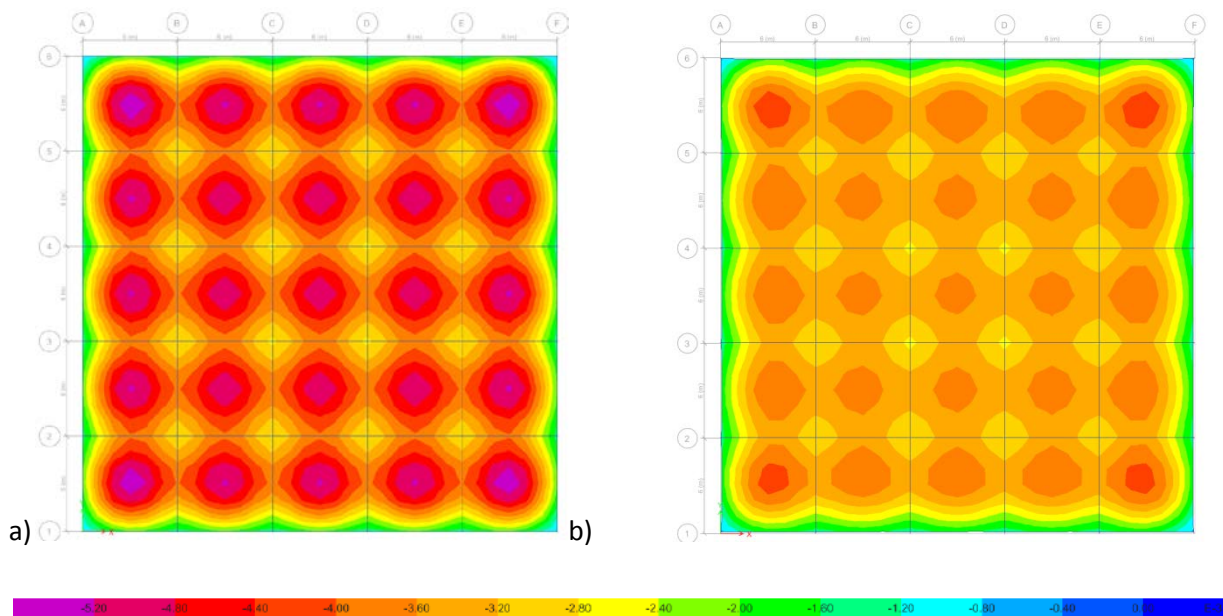


Figura 5.12 Modeli I: Deformimet Uz; Hsol=18cm a) soletë b/a e zakonshme; b) soletë PT

- Momentet përkulëse sipas drejtimeve 1 dhe 2 në soletë, kombinimi ULS (combo1...30)

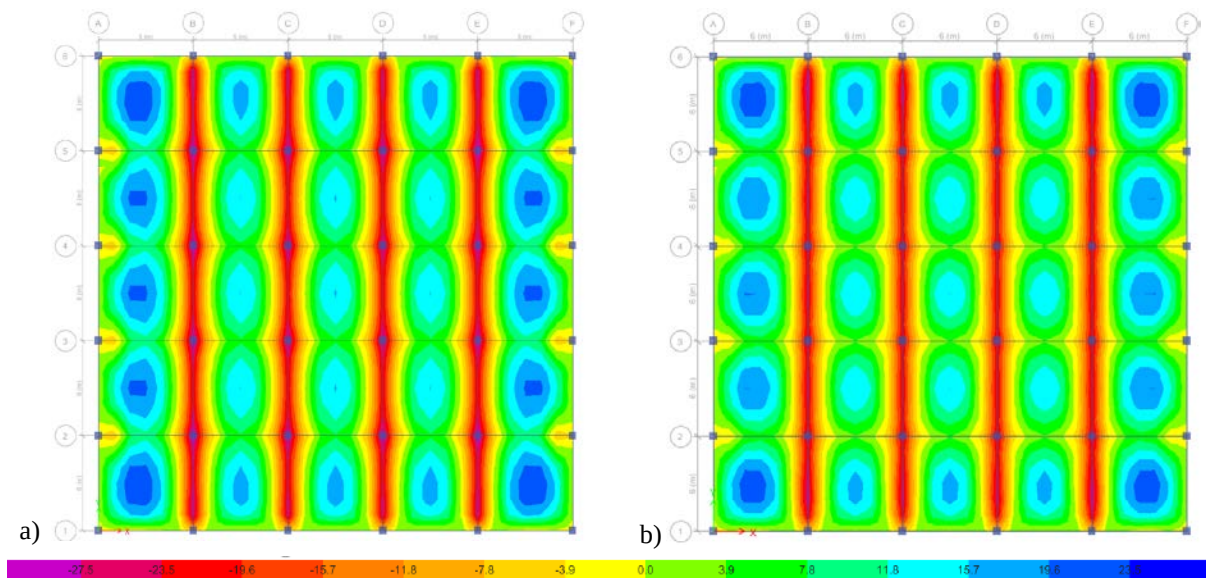


Figura 5.13. Modeli I: Diagrama e momentit M-11; h_{sol}=18cm a) soletë b/a e zakonshme b) soletë PT

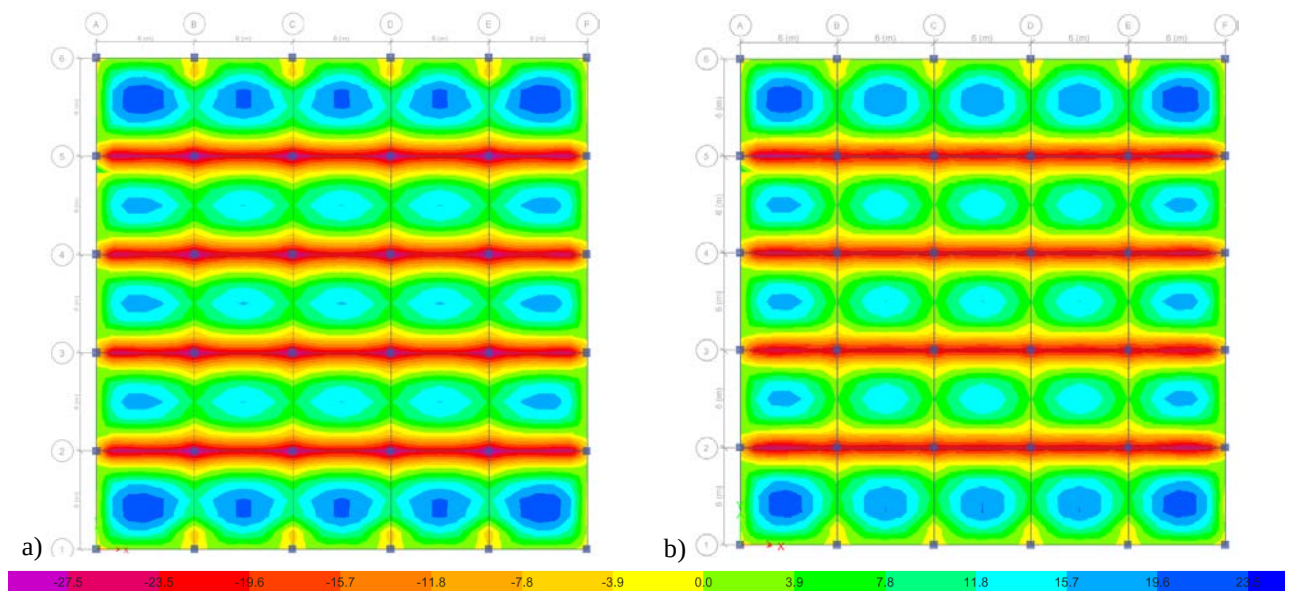


Figura 5.14 Modeli I: Diagrama e momenteve M-22, h_{sol}=18cm a) soletë b/a e zakonshme; b) soletë PT

5.3.3 Modeli II

Hapësira (7.5x7.5)m

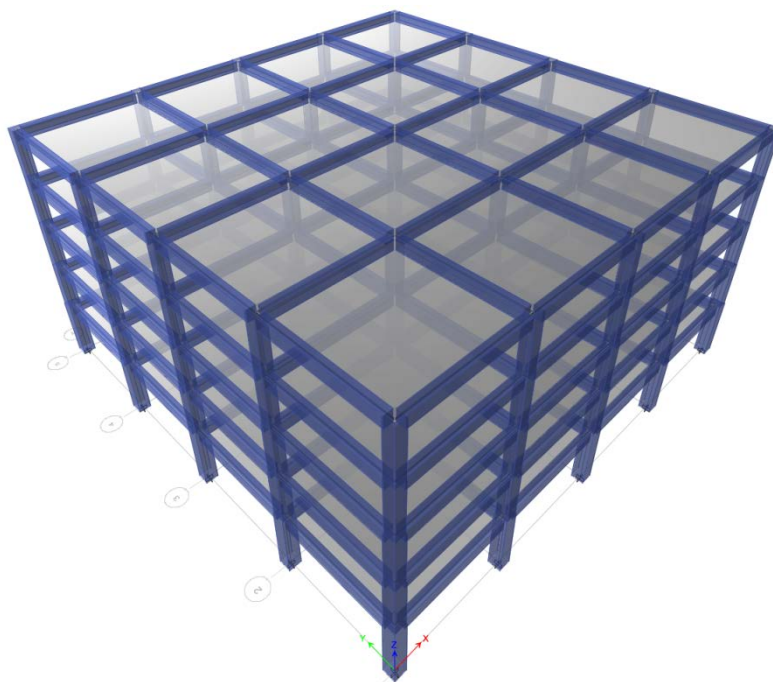


Figura 5.15 Modeli II, 3D me soleta b/a e zakonshme

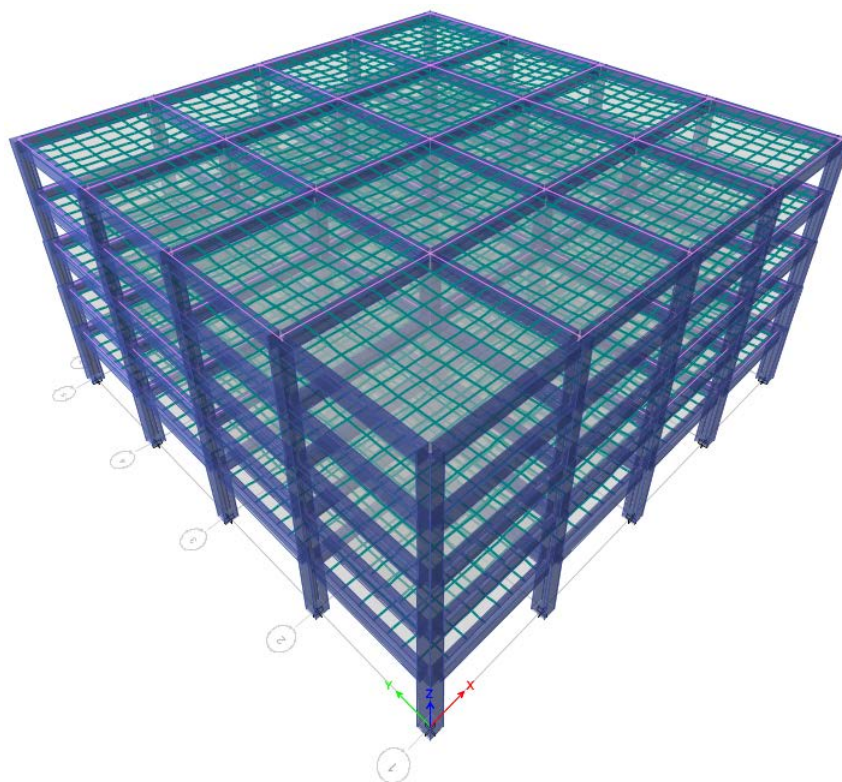


Figura 5.16 Modeli II, 3D me soleta PT

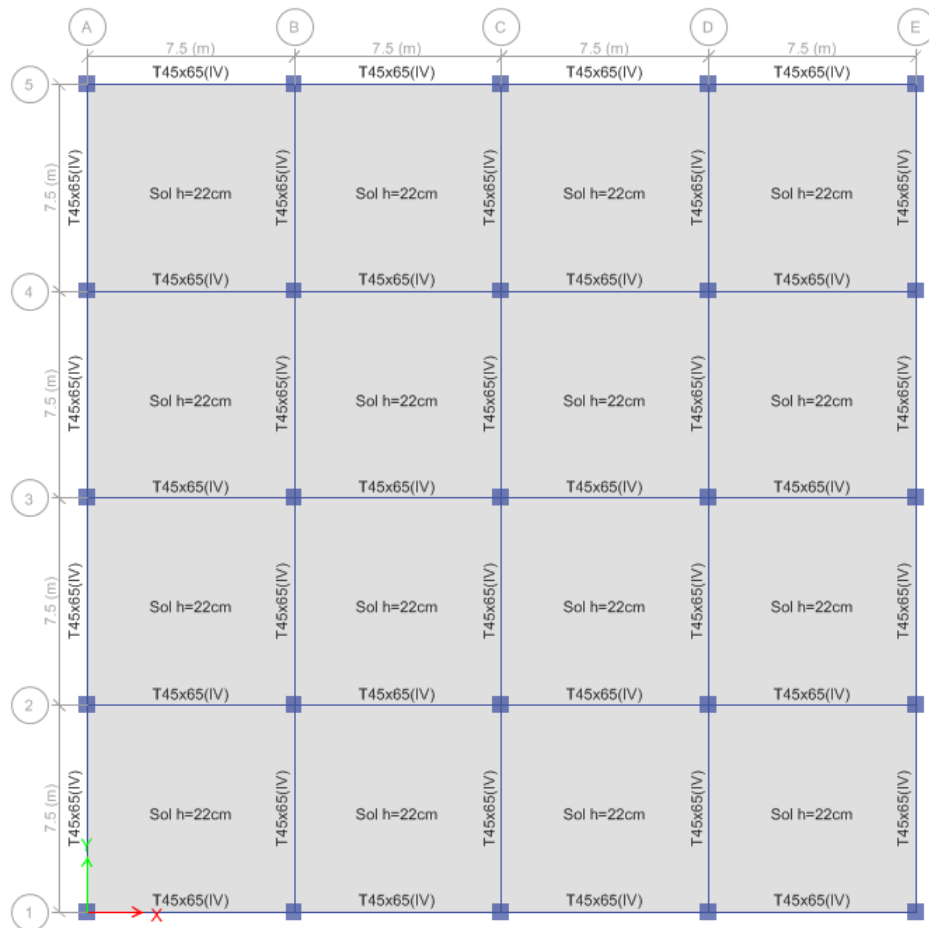


Figura 5.17 Planimetria e modelit II

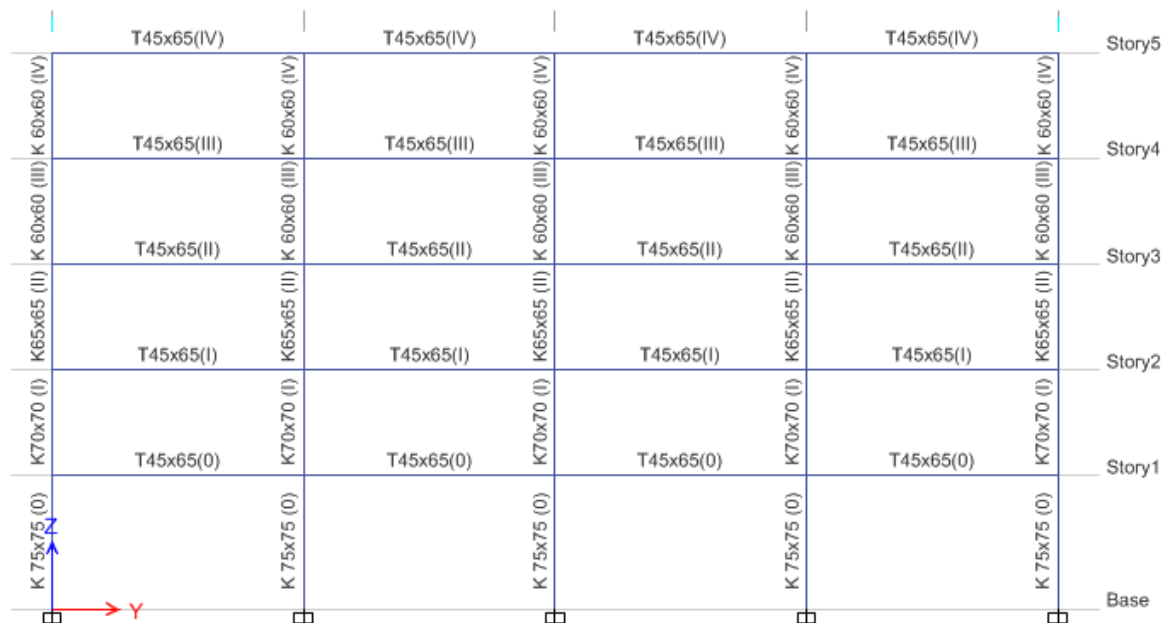


Figura 5.18 Modeli II në lartësi

Modeli IIa → Soletë monolite, b/a e zakonshme $h_{sol}=22cm$

Modeli IIb → Soletë monolite, PT $h_{sol}=22cm$

Modeli IIc → Soletë monolite, PT $h_{sol}=18cm$

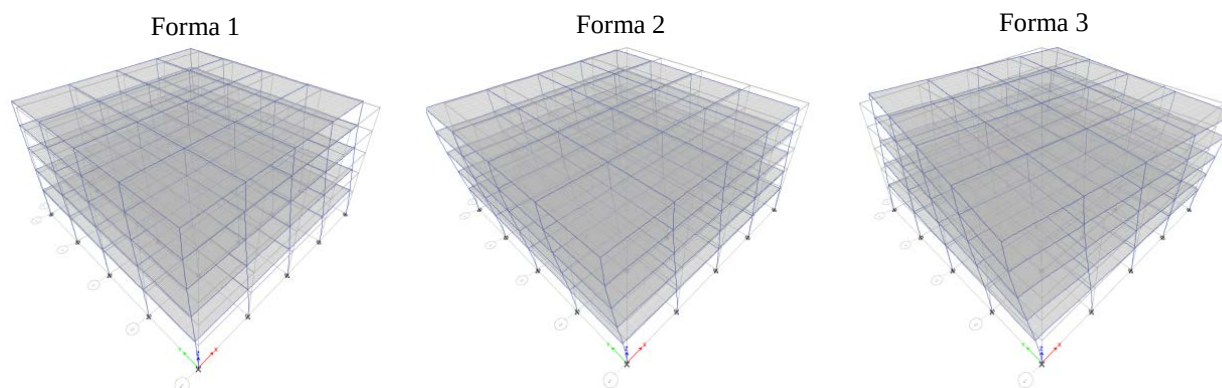


Figura 5.19 Format e veta të modelit II

Tabela 5.15 Periodat dhe frekuencat e tre formave të para

	Format e veta	Perioda (sek)	Frekuenca (cik/sek)	Frekuenca rrethore rad/sek
Modeli IIa	Forma 1	0.742	1.348	8.4716
	Forma 2	0.742	1.348	8.4716
	Forma 3	0.635	1.575	9.8989
Modeli IIb	Forma 1	0.669	1.495	9.3953
	Forma 2	0.669	1.496	9.3966
	Forma 3	0.578	1.729	10.8663
Modeli IIc	Forma 1	0.656	1.526	9.5853
	Forma 2	0.655	1.526	9.5868
	Forma 3	0.566	1.767	11.1034

Tabela 5.16 Forca prerëse në bazë (kN)

Kati	Modeli IIa	Modeli IIb	Modeli IIc
V	4205.6028	4201.4031	3916.4583
IV	7712.6057	7715.2844	7193.2053
III	10415.7561	10420.447	9716.3227
II	12283.9206	12301.1666	11468.0808
I	13251.2896	13285.9893	12382.1245

Tabela 5.17 Forca sizmike (kN)

Kati	Modeli IIa	Modeli IIb	Modeli IIc
V	4205.6028	4201.4031	3916.4583
IV	3507.0029	3513.8813	3276.747
III	2703.1504	2705.1626	2523.1174
II	1868.1645	1880.7196	1751.7581
I	967.369	984.8227	914.0437

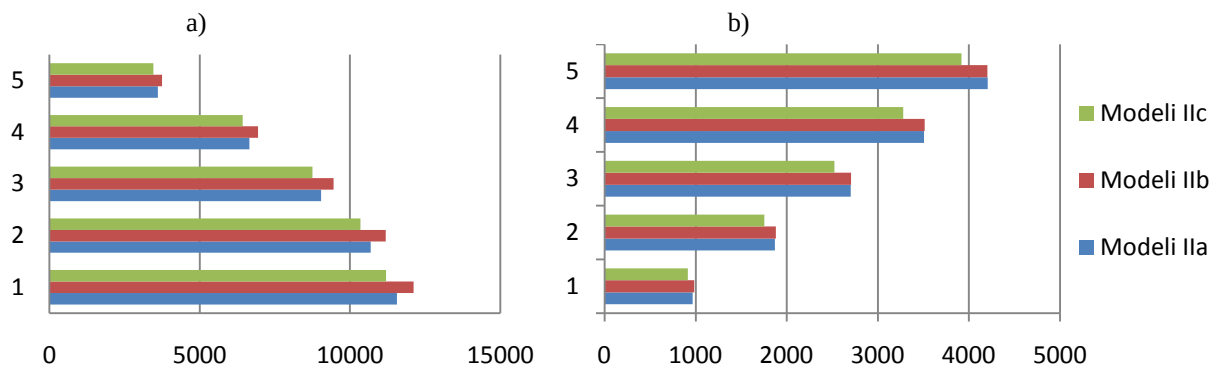


Figura 5.20 a) Forca prerëse në bazë (kN) b) Forca sizmike për modelin II (kN)

Tabela 5.18 Zhvendosjet relative të katit (kN) për modelin II

Kati	Lartësia (cm)	Modeli IIa	Modeli IIb	Modeli IIc
V	315	0.003032	0.002427	0.002397
IV	315	0.005207	0.004184	0.004036
III	315	0.006325	0.005063	0.004894
II	315	0.006483	0.005304	0.005125
I	400	0.004289	0.003849	0.003688

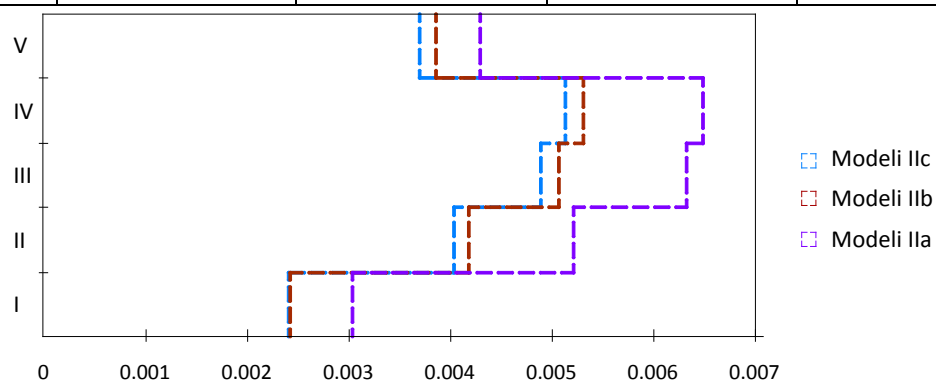


Figura 5.21. Zhvendosjet relative në kat për modelin II

- Deformimet Uz sipas kombinimit të ekstremumeve të vlerave të faktorit për SLS (Envelope combo47.....49)

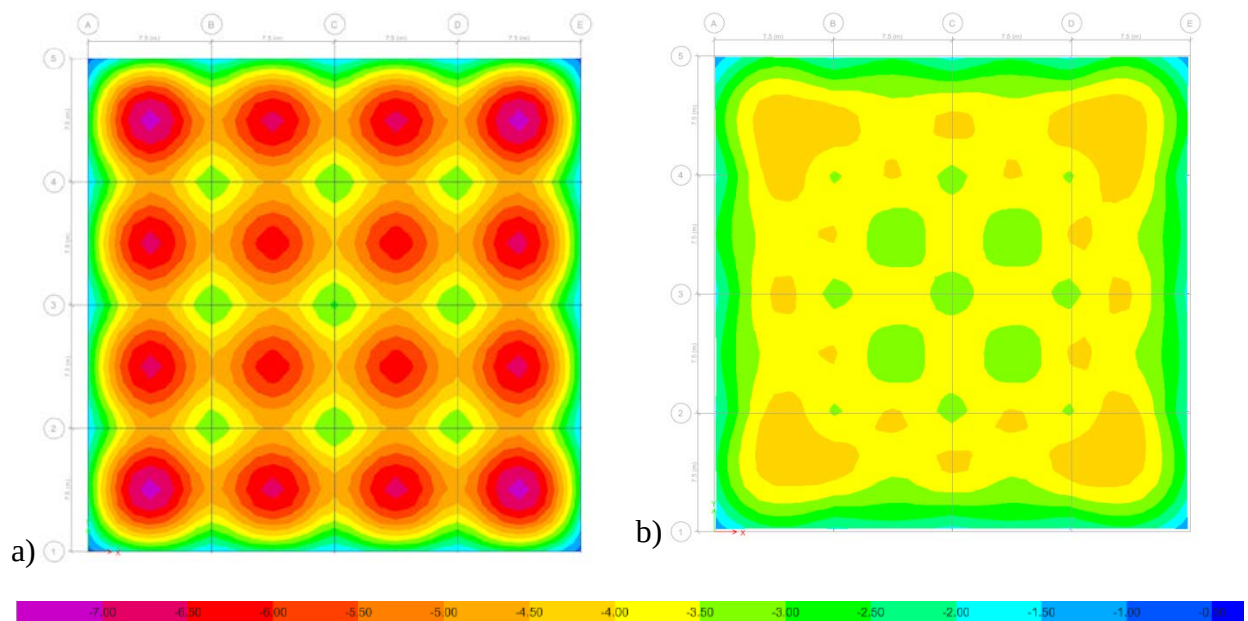


Figura 5.22 Modeli II: Deformimet Uz, a) soleta b/a e zakonshme, b) soleta PT

- Momentet përkulëse sipas drejtimit 1 dhe 2 në soletë; kombinimi i ekstremumeve të vlerave të faktorit për ULS (Envelope combo1.....30)

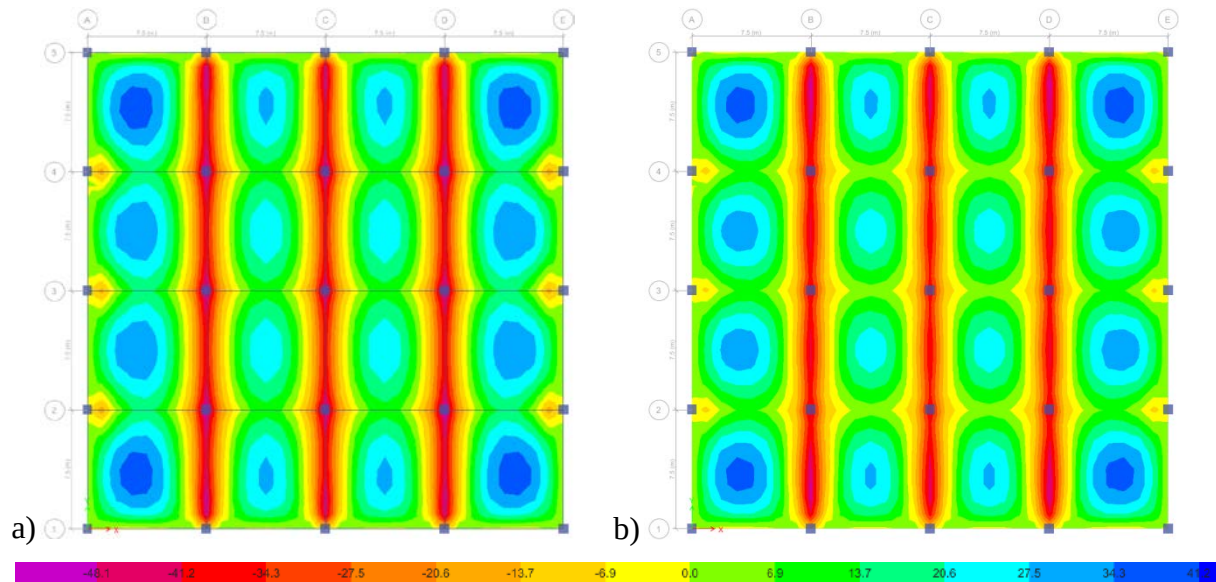


Figura 5.23 Modeli II: Diagrama e momenteve M-11, a)soletë b/a e zakonshme, b) soletë PT

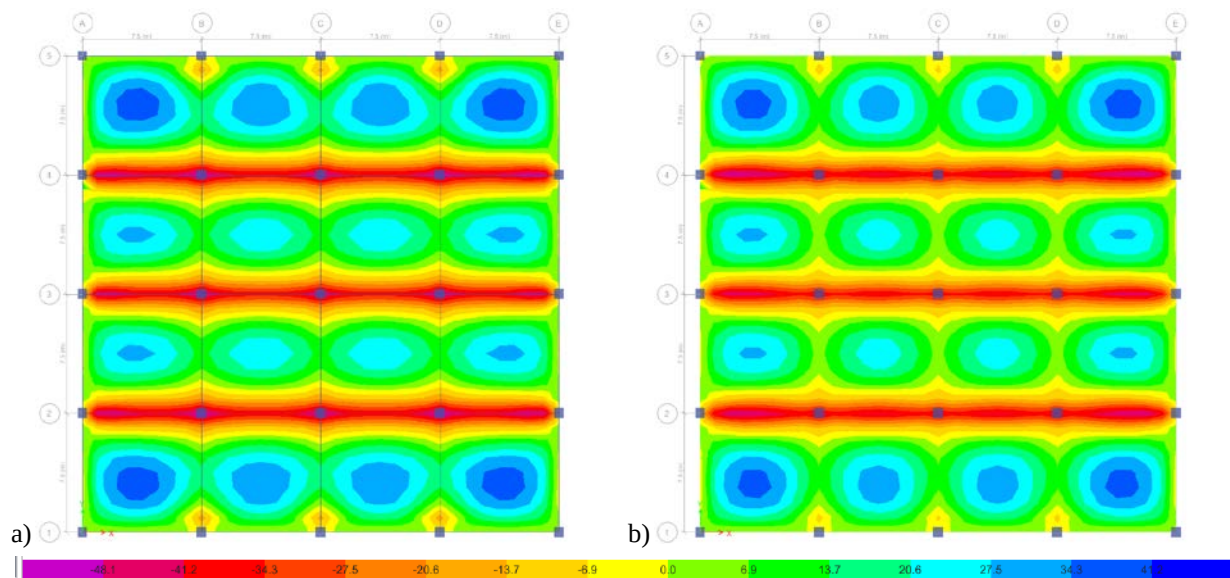


Figura 5.24 Modeli II: Diagrama e momenteve M-22, a)soletë b/a e zakonshme, b) soletë PT

5.3.4 Modeli III

Hapësira (10x10)m

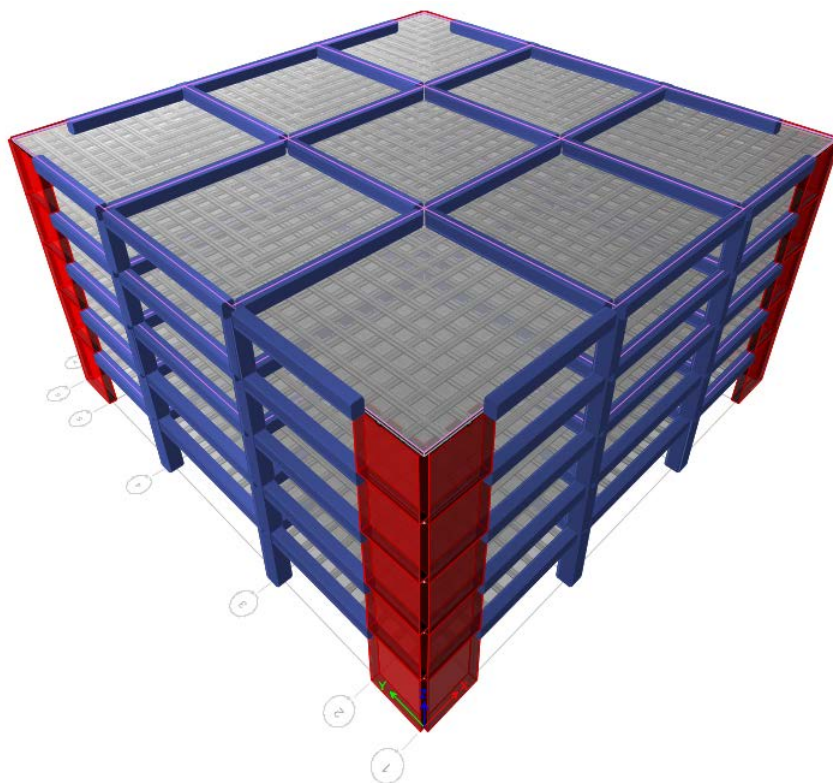


Figura 5.25 Modeli III me soleta b/a të zakonshme, 3D

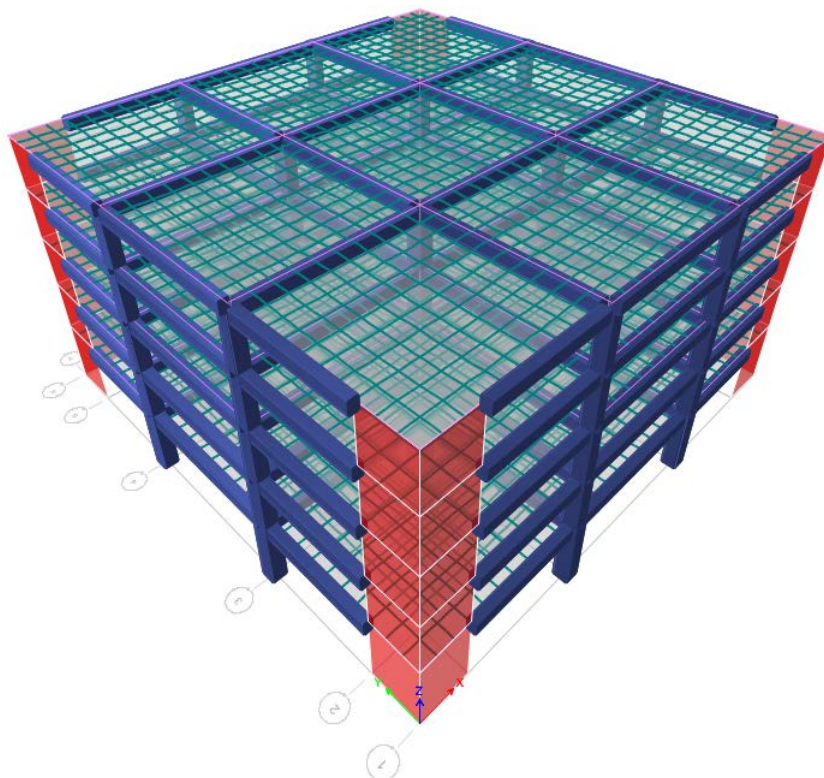


Figura 5.26 Modeli III me soleta PT, 3D

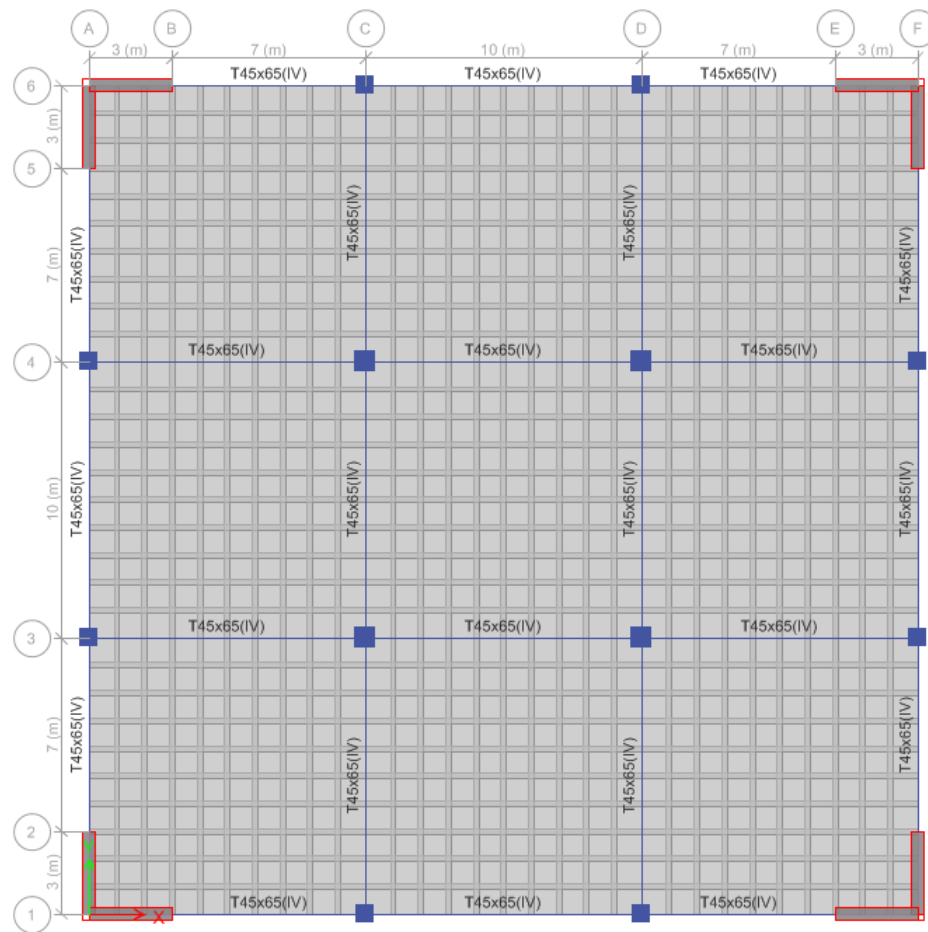


Figura 5.27 Planimetria e modelit III

	T45x65(IV)	T45x65(IV)	T45x65(IV)		Story5
Mur45	T45x65(III)	T45x65(III)	T45x65(III)	Mur45	Story4
Mur45	T45x65(II)	T45x65(II)	T45x65(II)	Mur45	Story3
Mur45	T45x70(I)	T45x70(I)	T45x70(I)	Mur45	Story2
Mur45	T45x70(0)	T45x70(0)	T45x70(0)	Mur45	Story1
Mur45	K 80x80 (0)	K 80x80 (0)	K 80x80 (0)	Mur45	Base

Figura 5.28 Modeli III në lartësi

Hapësirat 10x10 m, soletë me traveta në dy drejtime

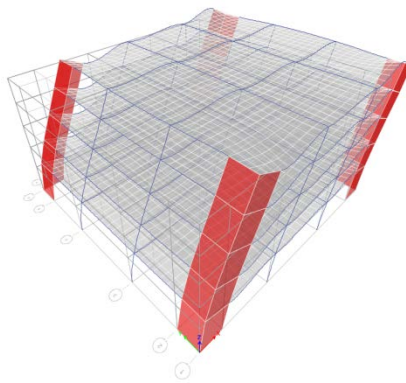
Modeli IIIa, h_{sol}=35cm, b/a e zakonshme;

Modeli IIIb, h_{sol}=35cm, PT

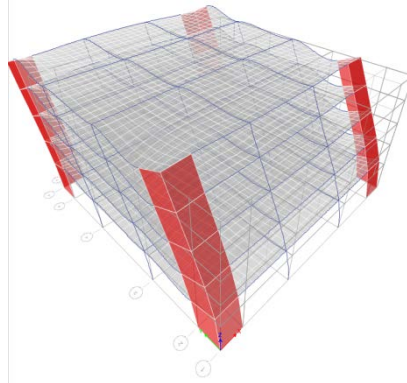
Modeli IIIc, h_{sol}=30cm,PT;

Modeli IIId, h_{sol}=27.5cm, PT

Forma 1



Forma 2



Forma 3

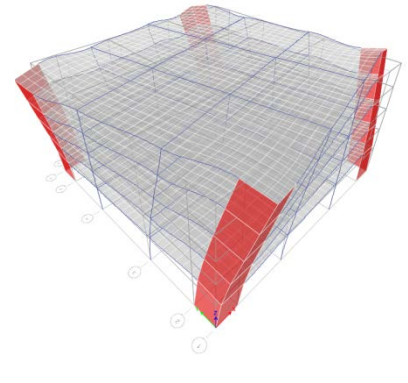


Figura 5.29 Format e veta të modelit III

Tabela 5.19 Periodat dhe frekuencat e modelit III

	Format	Perioda (sek)	Frekuenca (cik/sek)	Frek. Rreth. rad/sek
Modeli IIIa	Forma 1	0.479	2.088	13.1185
	Forma 2	0.479	2.088	13.1203
	Forma 3	0.272	3.673	23.0756
Modeli IIIb	Forma 1	0.444	2.25	14.1368
	Forma 2	0.444	2.253	14.1548
	Forma 3	0.260	3.848	24.1747
Modeli IIIc	Forma 1	0.440	2.27	14.2642
	Forma 2	0.440	2.273	14.2841
	Forma 3	0.257	3.891	24.447
Modeli IIId	Forma 1	0.438	2.281	14.3325
	Forma 2	0.438	2.284	14.3534
	Forma 3	0.256	3.913	24.589

I

Tabela 5.20 Forca prerëse në bazë (kN) e modelit III

Kati	Modeli IIIa	Modeli IIIb	Modeli IIIc	Modeli IIId
V	4136.163	4137.7891	3999.3447	3929.9465
IV	7114.9173	7090.7821	6854.7061	6736.667
III	9180.5111	9168.1858	8862.4794	8709.8069
II	10561.9907	10561.9907	10179.5705	10003.5617
I	11277.2665	11212.6678	10836.6806	10648.962

Tabela 5.21 Forca sizmike (kN) e modelit III

Kati	Modeli IIIa	Modeli IIIb	Modeli IIIc	Modeli IIId
V	4582.5471	4498.2924	4358.8871	4219.0361
IV	2978.7543	2952.993	2855.3614	2806.7205
III	2065.5938	2077.4037	2007.7733	1973.1399
II	1381.4796	1393.8049	1317.0911	1293.7548
I	715.2758	650.6771	657.1101	645.4003

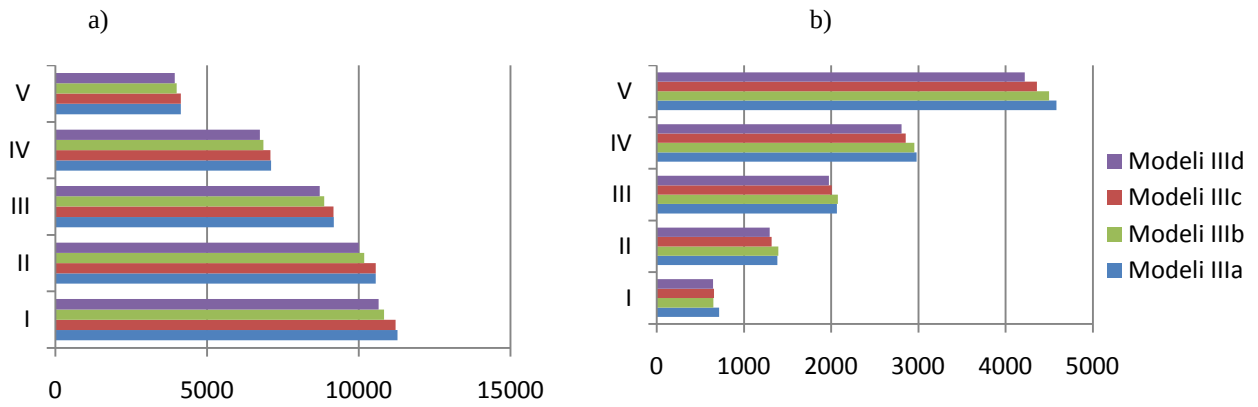


Figura. 5.30 Modeli III a) Grafiku i forcës prerëse në bazë (kN) b) Grafiku i forcës sizmike (kN)

Tabela 5.22 Zhvendosjet relative në kat (kN)

Kati	Lartësia (cm)	Modeli IIIa	Modeli IIIb	Modeli IIIc	Modeli IIId
V	315	0.002683	0.002365	0.002572	0.002704
IV	315	0.002814	0.002433	0.002398	0.00238
III	315	0.002649	0.002291	0.002253	0.002235
II	315	0.002159	0.001955	0.001924	0.001908
I	400	0.001094	0.001098	0.001086	0.001081

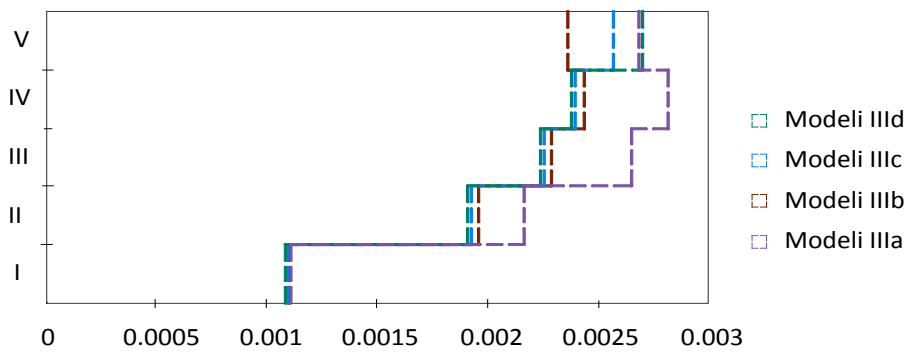


Figura 5.31 Zhvendosjet relative në kat për modelin III

- Deformimet Uz sipas kombinimit të gjëndjes kufitare të shërbimit SLS (combo 47.....59)

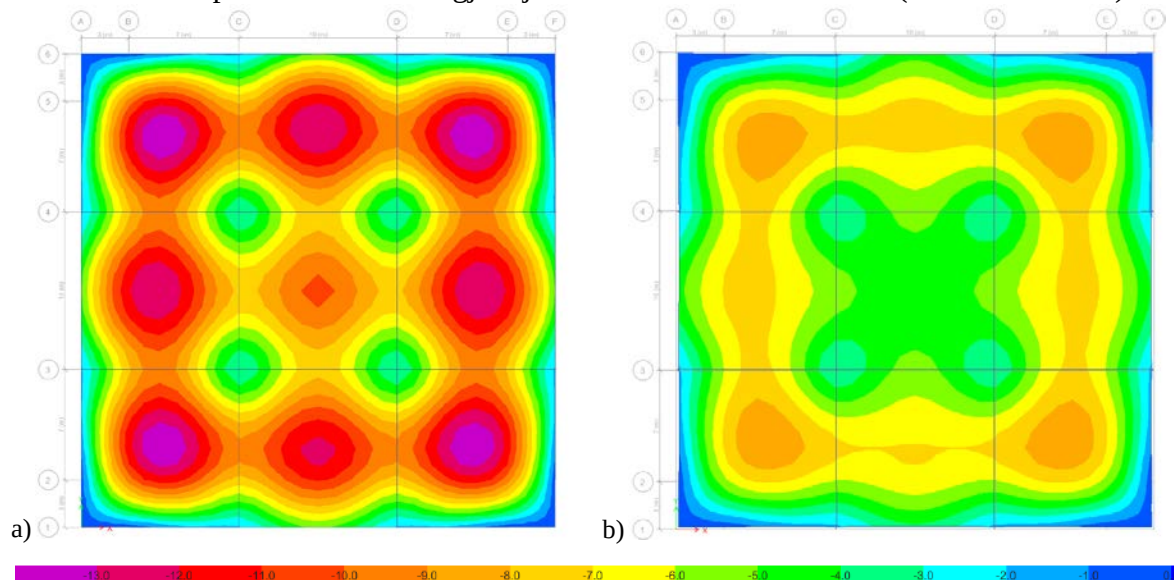


Figura 5.32 Modeli III: Deformimet Uz, a) b/a e zakonshme b) PT

- Momentet përkulëse sipas drejtimit 1 dhe 2; kombinimi për gjendjen kufitare të shërbimit
ULS (combo1.....30)

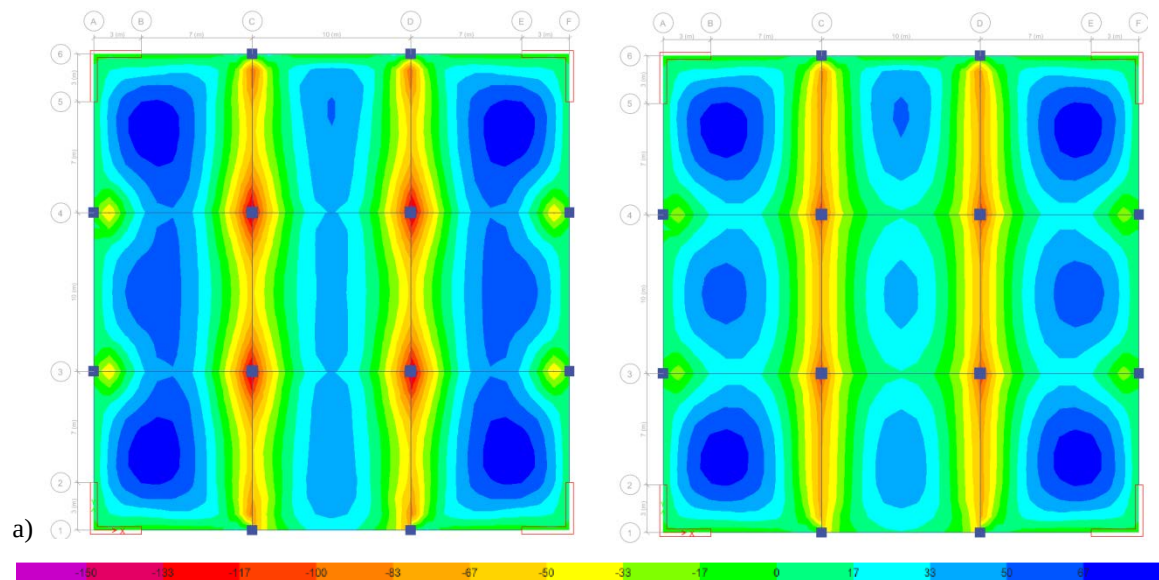


Figura 5.33 Modeli III: Diagrama e momenteve M-11, a) b/a e zakonshme, b) PT

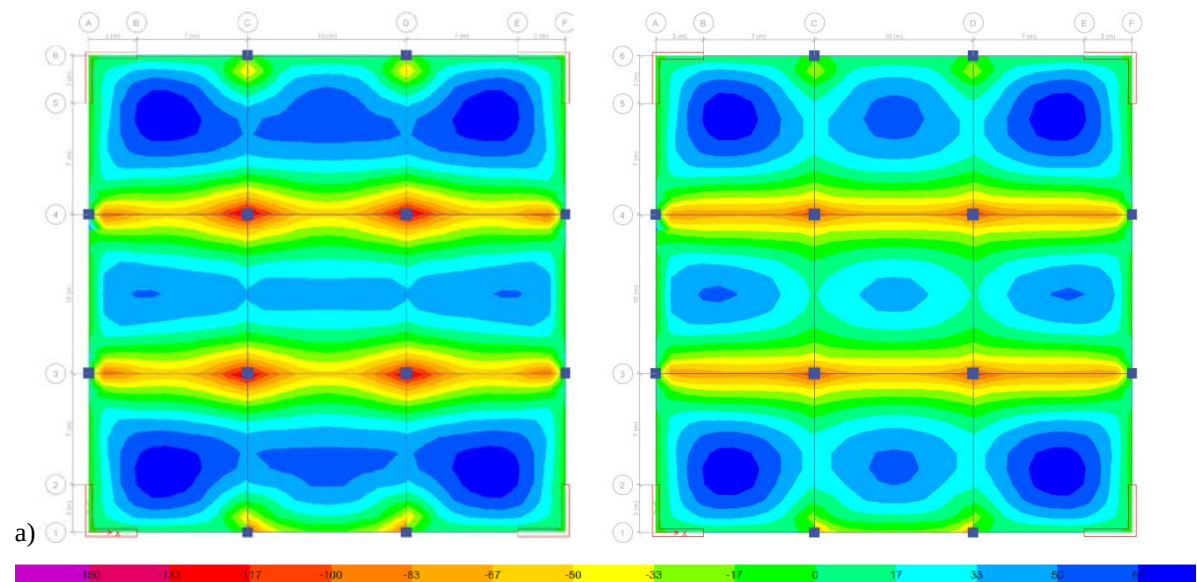


Figura 5.34 Modeli III: Diagrama e momenteve M-22, a) b/a e zakonshme, b) PT

5.3.5 Modeli IV

Hapësira (15x15) m

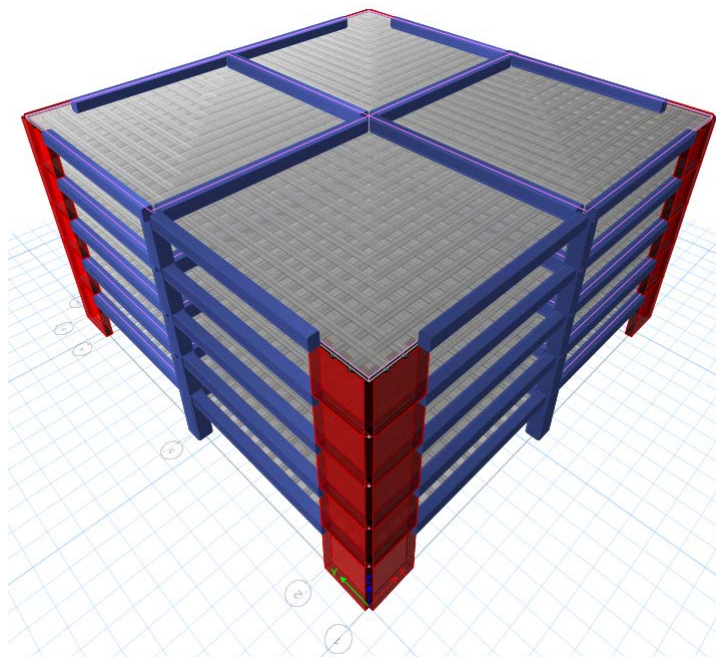


Figura 5.35 Modeli IV me soleta b/a e zakonshme, 3D

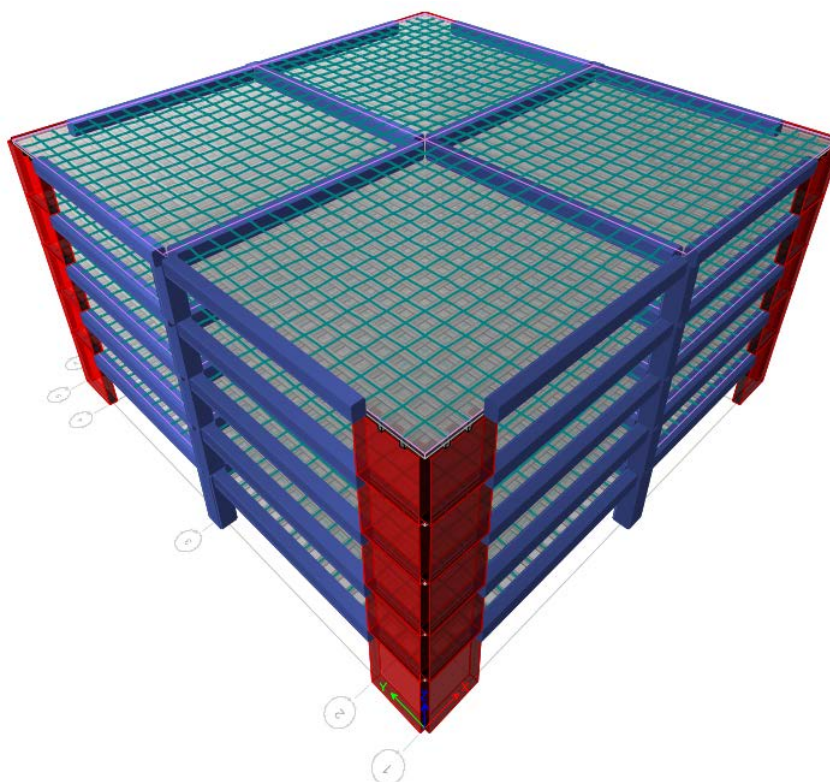


Figura 5.36 Modeli IV me soleta PT, 3D

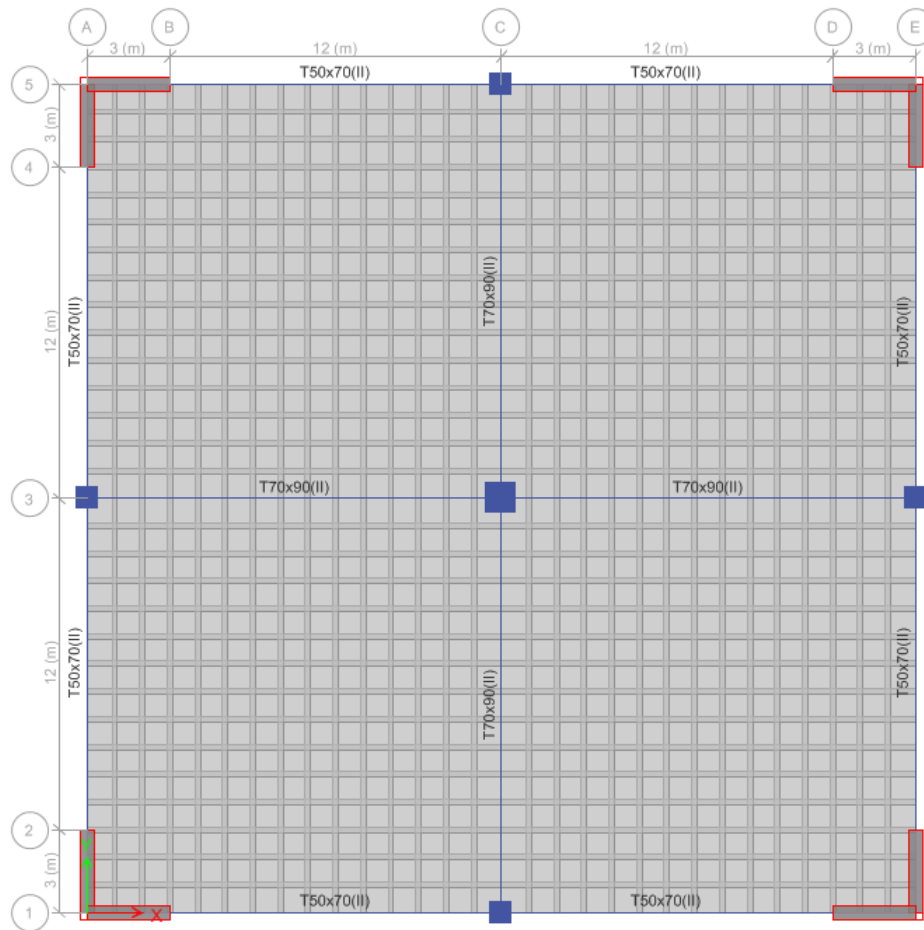


Figura 5.37 Planimetria e modelit IV

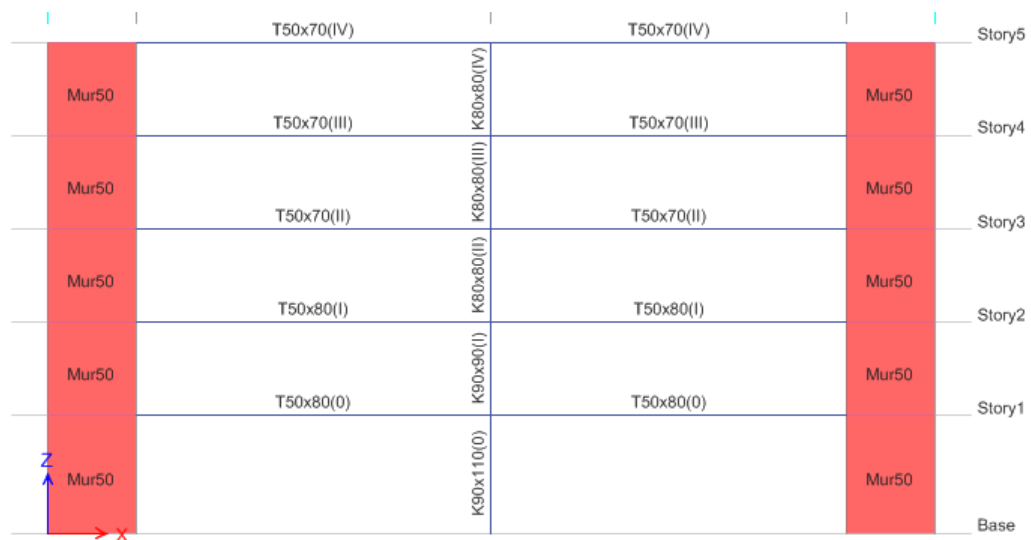


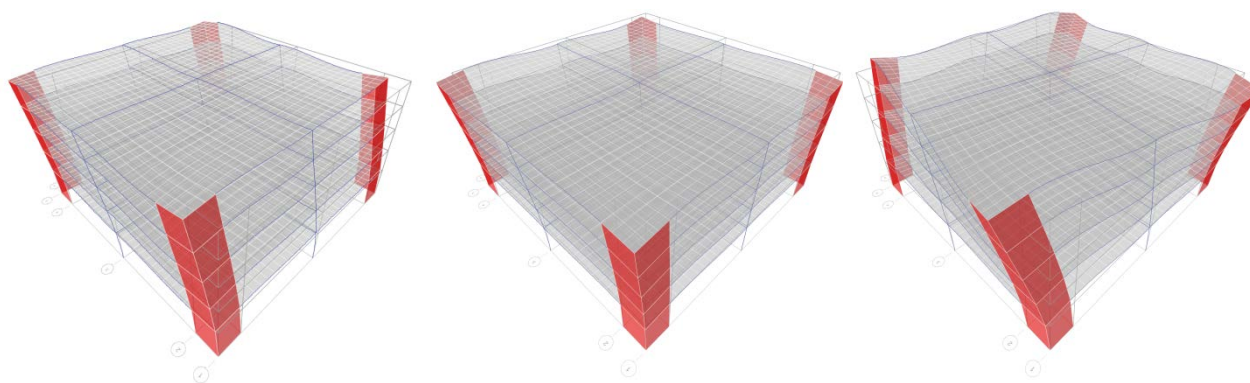
Figura 5.38 Modeli IV në lartësi

Modeli IVa → soletë b/a e zakonshme me traveta, në dy drejtime $h_{sol}=50\text{cm}$

Modeli IVb → soletë me traveta PT, në dy drejtime $h_{sol}=50\text{cm}$

Modeli IVc → soletë me traveta PT, në dy drejtime $h_{sol}=45\text{cm}$

Modeli IVd → soletë me traveta PT, në dy drejtime $h_{sol}=40\text{cm}$



Forma 1

Forma 2

Forma 3

Figura 5.39 Format e veta të modelit IV

Tabela 5.23 Perioda dhe frekuencat e tre formave të para për modelin IV

	Format	Perioda (sek)	Frekuenca (cik/sek)	Frekuenca rrethore rad/sek
Modeli IVa	Forma 1	0.5	1.999	12.5589
	Forma 2	0.5	1.999	12.5589
	Forma 3	0.281	3.56	22.3691
Modeli IVb	Forma 1	0.473	2.113	13.2781
	Forma 2	0.473	2.115	13.2872
	Forma 3	0.274	3.647	22.9138
Modeli IVc	Forma 1	0.469	2.13	13.3859
	Forma 2	0.469	2.132	13.3935
	Forma 3	0.272	3.679	23.1138
Modeli IVd	Forma 1	0.465	2.149	13.5047
	Forma 2	0.465	2.15	13.5104
	Forma 3	0.269	3.713	23.3318

Tabela 5.24 Forca prerëse në bazë (kN), Modeli IV

Kati	Modeli IVa	Modeli IVb	Modeli IVc	Modeli IVd
V	4582.5471	4498.2924	4358.8871	4219.0361
IV	7828.2436	7739.3175	7504.7747	7270.2316
III	10070.0117	10068.5021	9764.5514	9461.1644
II	11555.6222	11438.347	11087.5501	10740.062
I	12306.6085	12101.5331	11729.3331	11360.774

Tabela 5.25 Forca sizmike (kN), Modeli IV

Kati	Modeli IVa	Modeli IVb	Modeli IVc	Modeli IVd
V	4582.5471	4498.2924	4358.8871	4219.0361
IV	3245.697	3241.025	3145.888	3051.196
III	2241.768	2329.185	2259.777	2190.933
II	1485.611	1369.845	1322.999	1278.898
I	750.9863	663.1861	641.783	620.712

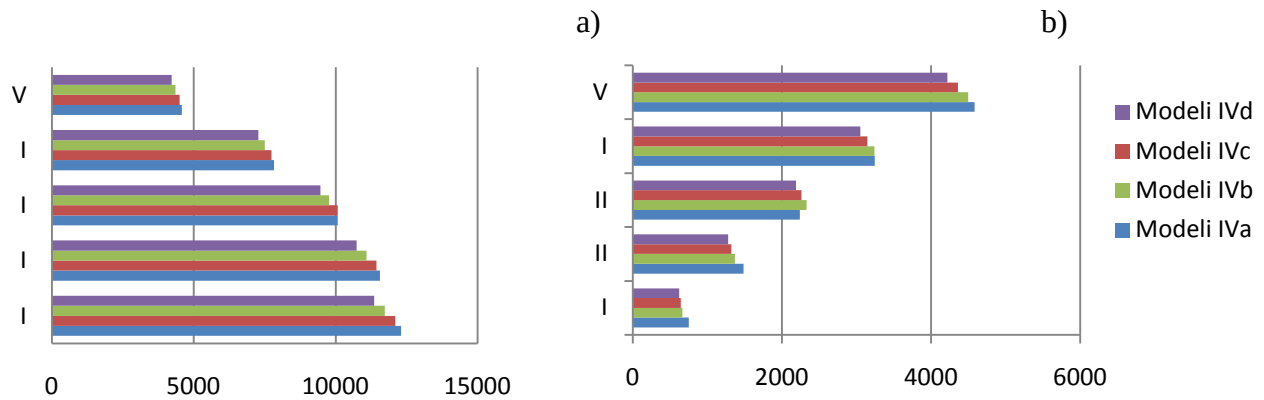


Figura 5.40 Modeli IV a) Grafiku i forcës prerëse në bazë (kN) b) Grafiku i forcës sizmike (kN)

Tabela 5.26 Zhvendosjet relative në kat, Modeli IV

Kati	Lartësia (cm)	Modeli IVa	Modeli IVb	Modeli IVc	Modeli IVd
V	315	0.003053	0.002802	0.002946	0.002855
IV	315	0.003103	0.003103	0.002824	0.002885
III	315	0.002896	0.002763	0.002728	0.0027
II	315	0.00231	0.00211	0.002076	0.00204
I	400	0.001103	0.001097	0.00108	0.001064

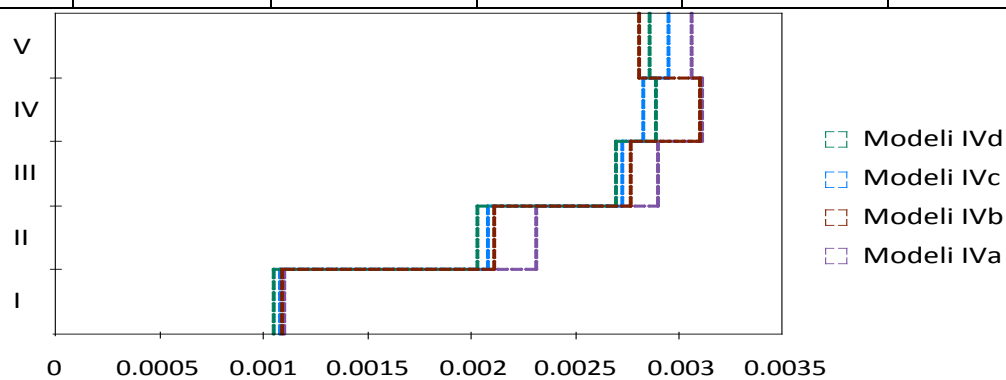


Figura 5.41 Grafiku i zhvendosjeve relative në kat për modelin IV

- Deformimet Uz sipas kombinimit të gjëndjes kufitare të shërbimit SLS (combo 47.....59)

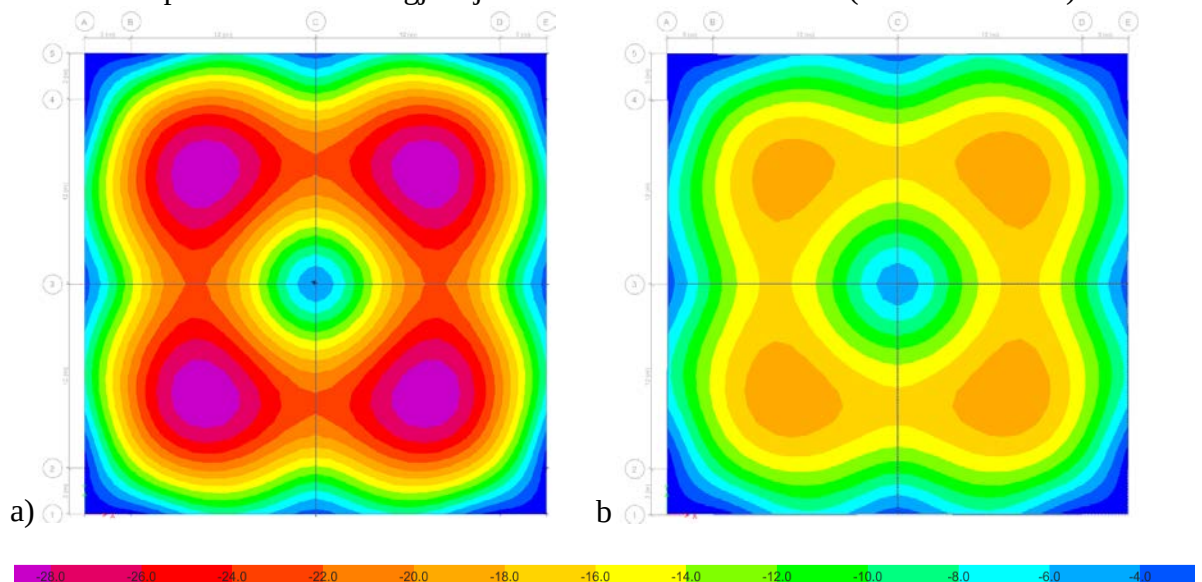


Figura 5.42 Modeli IV: Deformimet Uz, Hsol=50cm a) soletë b/a e zakonshme b) soletë PT

- Momentet përkulëse në solute sipas drejtimeve 1 dhe 2; kombinimi i gjëndjes kufitare të shkatërrimit ULS (combo 1.....30)

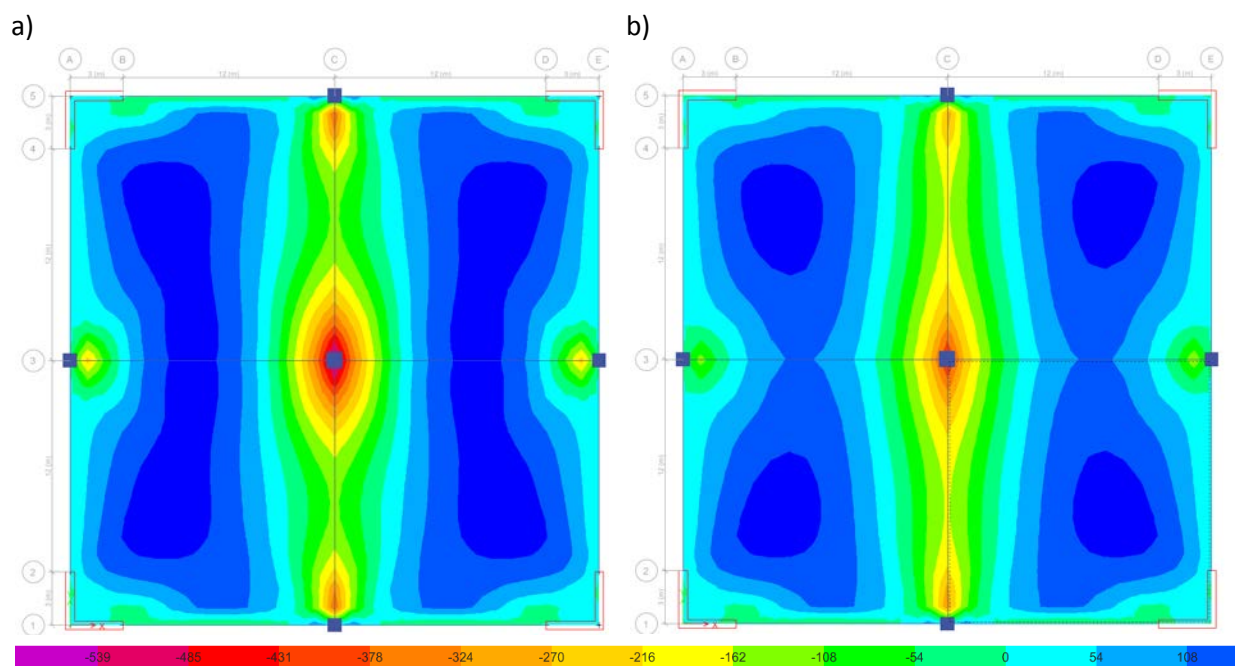


Figura 5.43 Modeli IV: Momentet M-11, Hsol=50cm a) solëtë b/a e zakonshme b) solëtë e paranderur

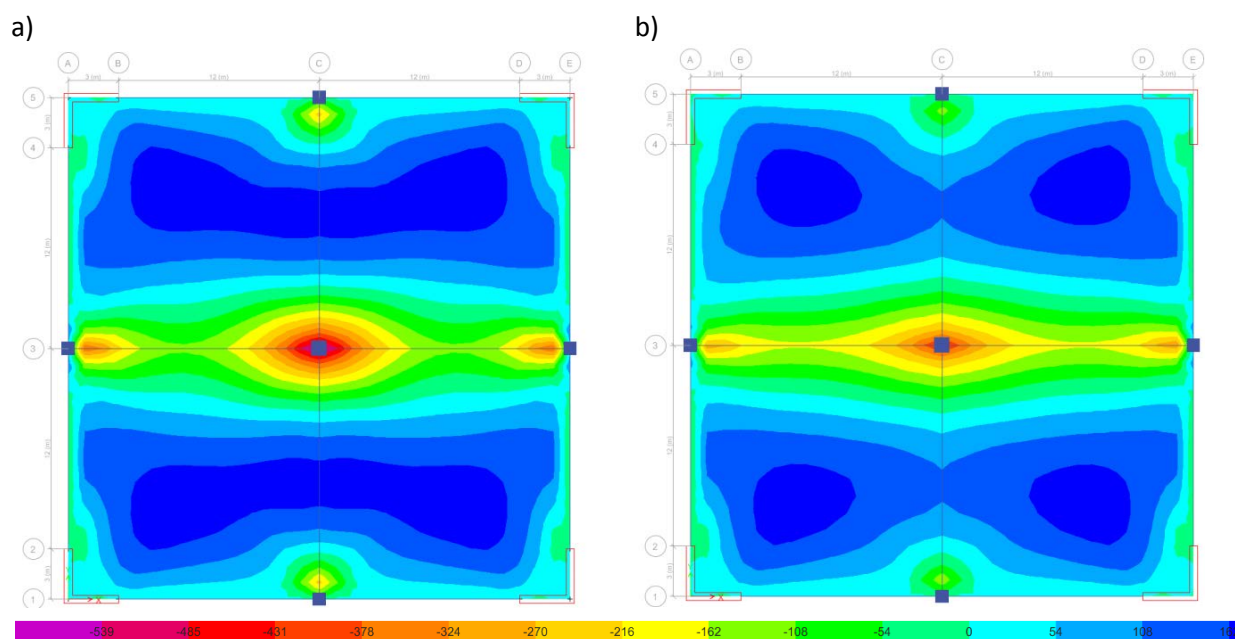


Figura 5.44 Modeli IV: Momentet M-22, Hsol=50cm a) b/a e zakonshme b) e paranderur

5.4 Konkluzione për analizën në fushën e frekuencave

Nga përmbledhja e rezultateve të analizës statike dhe dinamike, nga të gjitha kombinimet e bëra sipas EC0, EC8 duke përdorur metodën e spektrit të reagimit vihet re që:

- Për të njëjtën trashësi solete zgjidhja me armaturë të zakonshme, rezulton me deformacione më të mëdha se zgjidhja me post- tensionim.
- Rritje të ndjeshme të aftësisë rezistuese të soletës në rastin e vendosjes së tendonëve post-tensionues, duke plotësuar më mirë kërkesat e kodit për gjëndjen kufitare të shkatërrimit (ULS). Për të njëjtën ngarkesë të jashtme forcat e brendshme në elementët e strukturës zvogëlohen.
- Rritet shtangësia e strukturës në rastin e modeleve me soleta të post- tensionuara për arsye të kontributit të tendonëve si pjesë integrale e modelimit të stukturës. Kjo është rezultat i drejtpërdrejt i përdorimit të materialit (tendon) me karakteristika mekanike shumë superiore në raport me betonin dhe armaturën e zakonshme.
- Zvogëlohen dukshëm zhvendosjet relative të katit (interstorey drift), duke plotësuar më mirë kërkesat e kodit për gjëndjen kufitare të shfrytëzimit (SLS).
- Për metodikën e llogaritjes dinamike në fushën e frekuencave sipas spektrit të reagimit (RSA) ku dimensionimi mbështetet në vlerat maksimale të reagimit, është e qartë që niveli i zhvendosjeve dhe i faktorëve forcë në strukturë është më i madh.

5.5 Analiza dinamike në fushën kohore (Time History)

Analiza në fushën kohore (Time-history, THA) merret me studimin e reagimit të strukturave për ngarkesa që ndryshojnë me kohën, duke pasqyruar reagimin e tyre analitikisht për çdo vlerë të variablit kohë. Analiza në fushë kohore mund të jetë lineare ose jolineare. Ekuacioni i përgjithshëm i ekuilibrit dinamik që zgjidhet:

$$M \ddot{u}(t) + C u'(t) + K u(t) = r(t)$$

ku: K- matrica e ngurtësisë; C- matrica e shuarjes, M- matrica diagonale e masës;

u, u', ü janë zhvendosja, shpejtësia dhe nxitimi i strukturës dhe r- është forca vepruese.

Për struktura nën veprimin e ngarkesave sizmike vlerat e zhvendosjeve - u, shpejtësive - u', nxitimeve – u'' janë relative në lidhje me lëvizjen e truallit. Ndërkohë që në krahun e djathtë të ekuacionit ngarkesa efektive r(t) përfaqëson veprimin sizmik të shkaktuar nga lëvizja e truallit me nxitimin – u_g''.

Tipet e tjera të analizave (RSA) merren me studimin e reagimit të strukturave për të përcaktuar amplitudën e reagimit maksimal.

Analiza jolineare në fushën kohore (TH) që realizon programi Etabs e njohur ndryshe si FNA (fast nonlinear analysis) ka një përdorim shumë efikas në rastin kur shumë elementë strukturore kanë sjellje lineare dhe disa prej tyre paracaktohen me sjellje jolineare.

Në modelet e marra në studim është paracaktuar jolineariteti nëpërmjet lokalizimit të çernierave plastike në mbështetjet e trarëve në kollona, për rastet me soleta me armaturë të zakonshme dhe të post-tensionuara.

Reagimi i strukturës është paraqitur sërish në fushën kohore duke zgjedhur si faktorë:

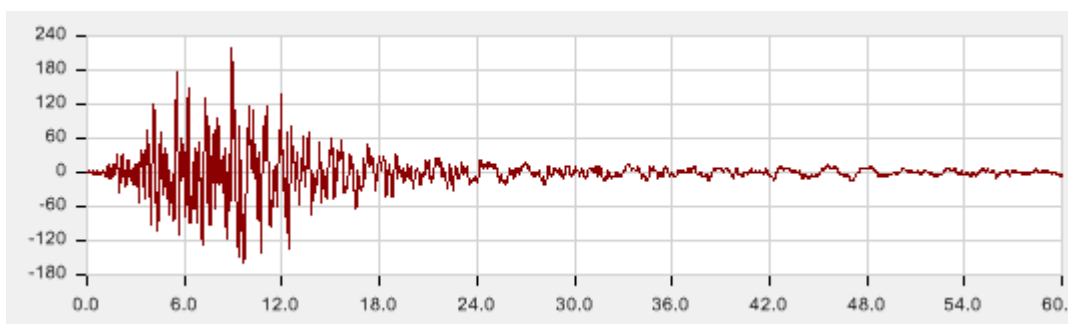
- forcën prerëse në bazë sipas dy drejtimeve O_x dhe O_y ;
- zhvendosjet U_x dhe U_y , nxitimet A_x dhe A_y për një pikë në katin e sipërm të strukturave

Në këtë studim analiza dinamike është bërë duke përdorur të dhënat e fushës kohore (TH) për dy ngarkesa në program:

Të dhënat (LACC_NOR-1.TH) dhe (LACC_NOR-2.TH), respektivisht.

- Funkcioni i zgjedhur për analizën në fushën kohore sipas:

o Drejtimit - X ,



o Drejtimit - Y



5.5.1 Modeli I; hapësira (6x6)m

— Modeli Ia — Modeli Ib — Modeli Ic

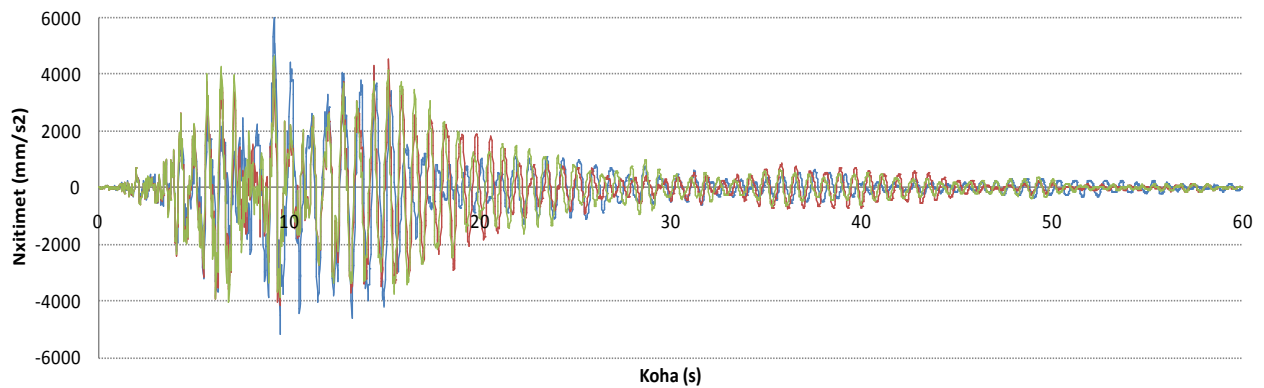


Figura 5.45 Modeli I: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- Nyja 45 nga (LACC_NOR1)

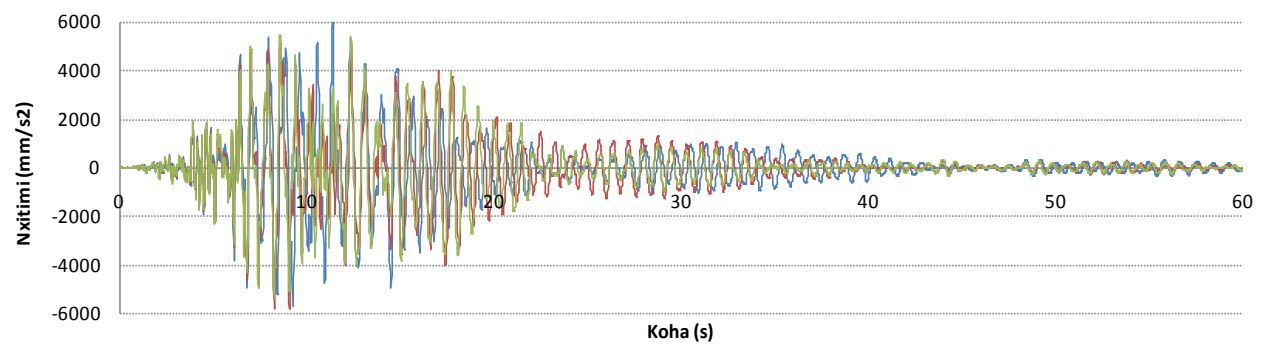


Figura 5.46 Modeli I: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- nyja 45 nga (LACC_NOR2)

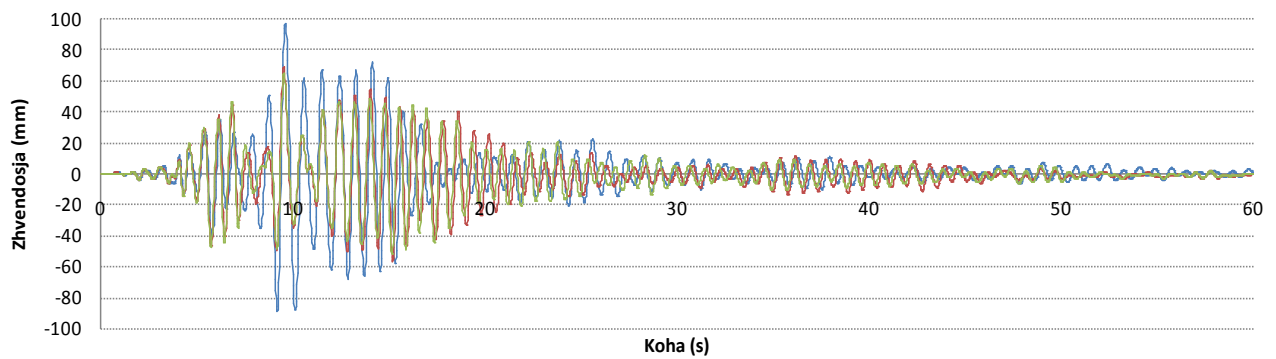


Figura 5.47 Modeli I: Reagimi në kohë i zhvendosjes Ux- nyja 45, nga (LACC_NOR1)

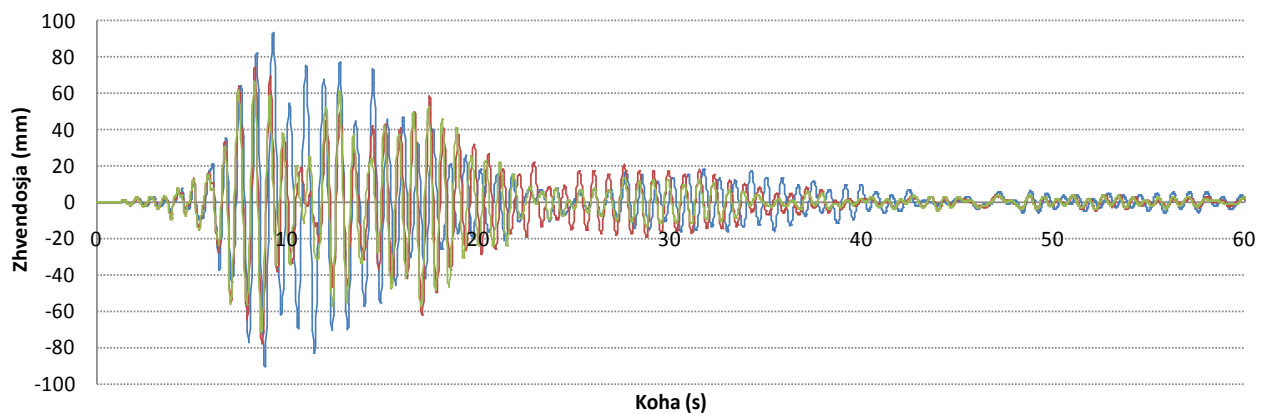


Figura 5.48 Modeli I: Reagimi në kohë i zhvendosjes Uy- nyja 45, nga (LACC_NOR2)

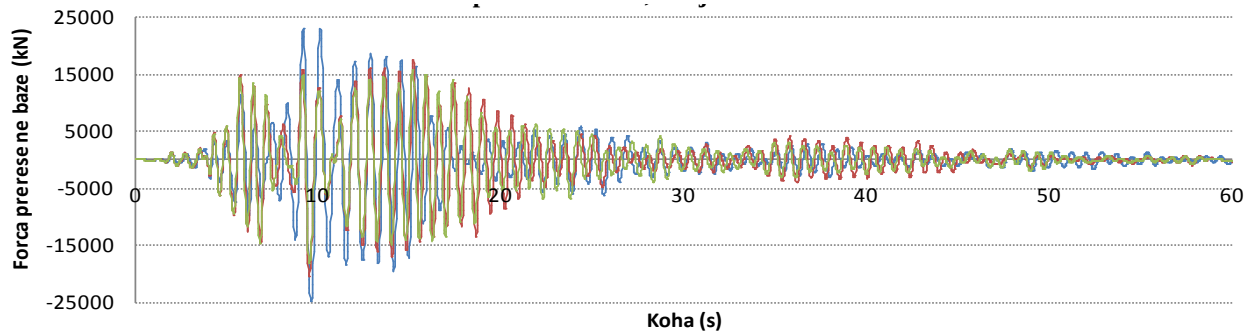


Figura 5.49 Modeli I: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - X (LACC_NOR1)

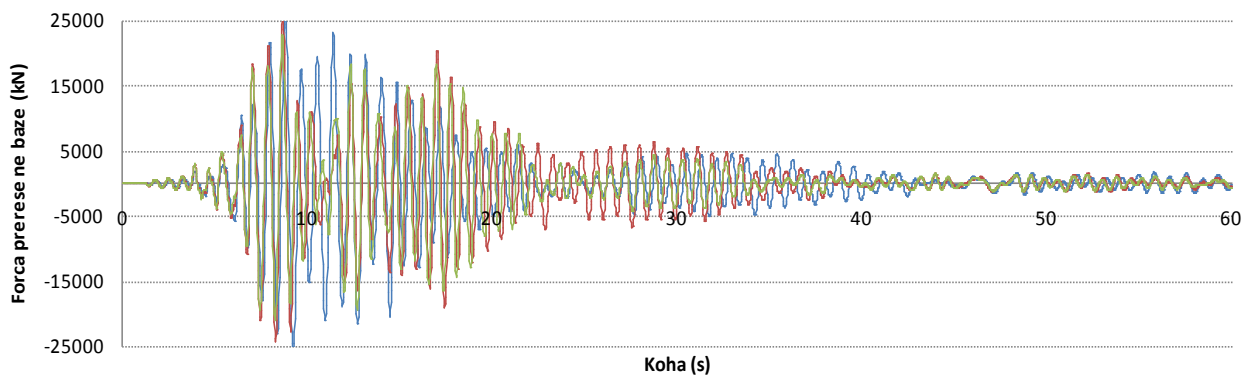


Figura 5.50 Modeli I: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - Y (LACC_NOR2)

5.5.2 Modeli II, hapësira (7.5x7.5)m

— Modeli IIa — Modeli IIb — Modeli IIc

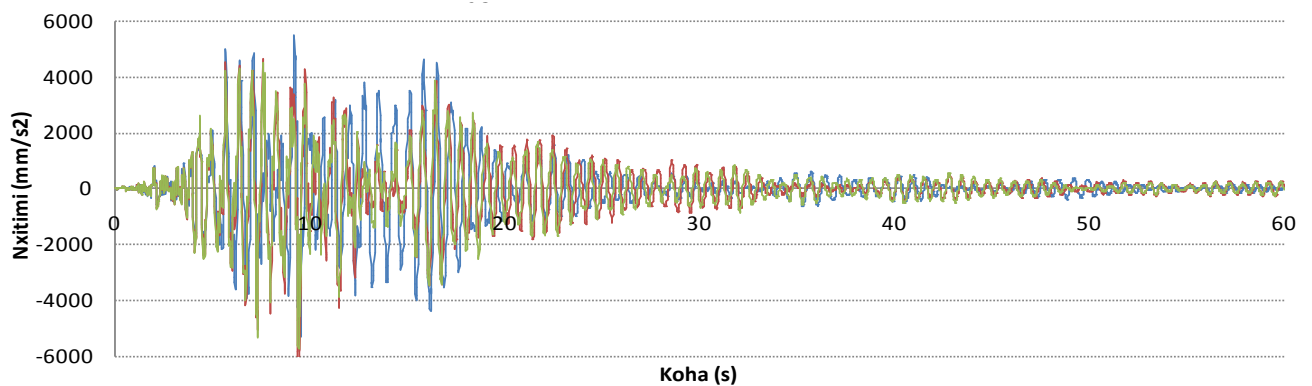


Figura 5.51 Modeli II: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- Nyja 30 nga (LACC_NOR1)

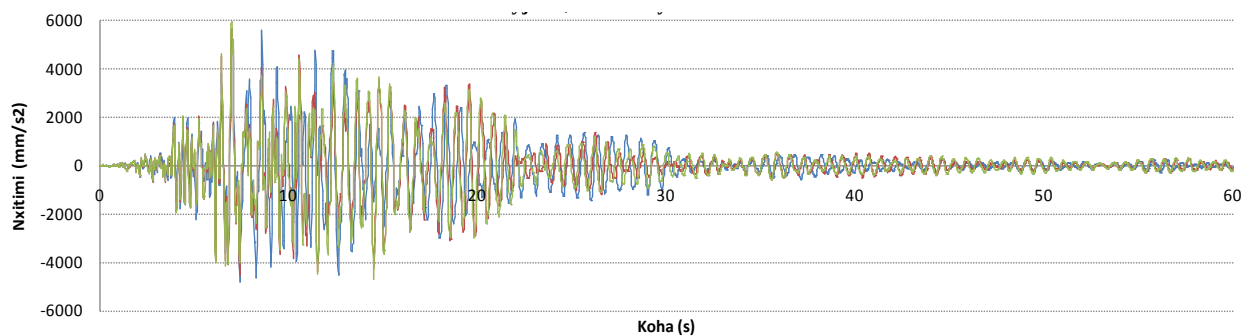


Figura 5.52 Modeli II: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- Nyja 30 nga (LACC_NOR2)

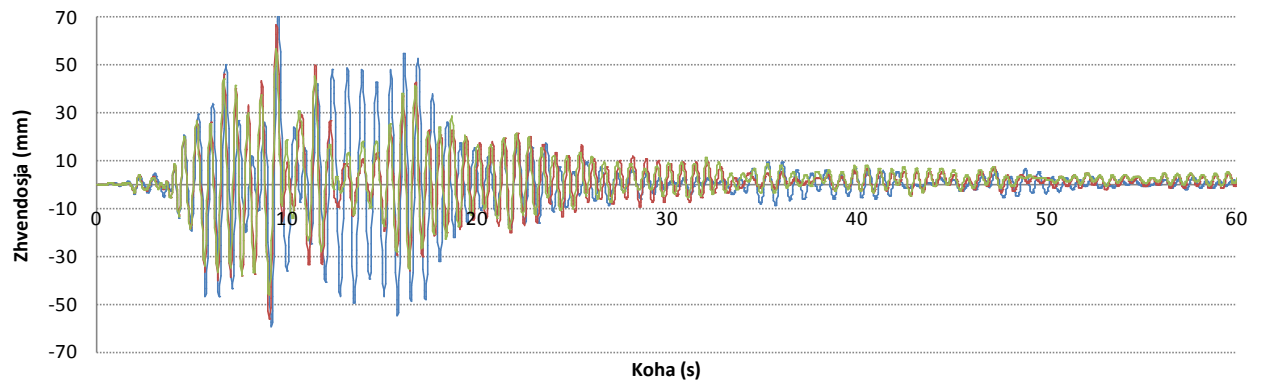


Figura 5.53 Modeli II: Reagimi në kohë i zhvendosjes Ux- Nyja 30 nga (LACC_NOR1)

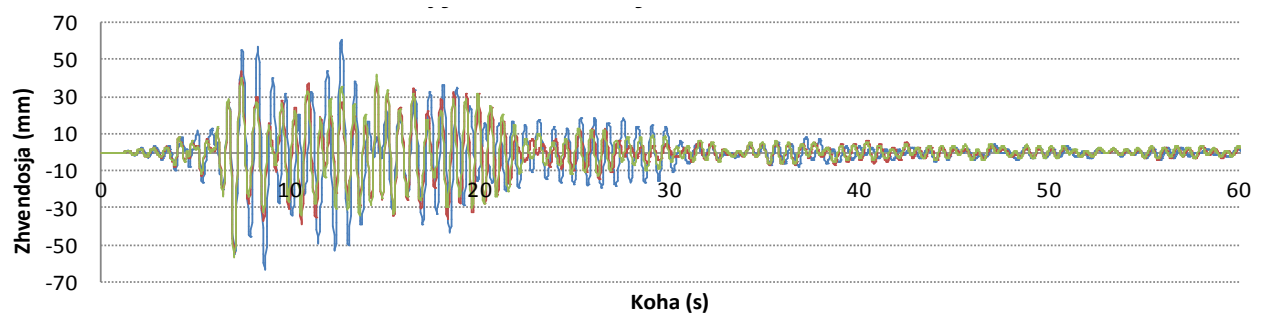


Figura 5.54 Modeli II: Reagimi në kohë i zhvendosjes Uy- Nyja 30 nga (LACC_NOR2)

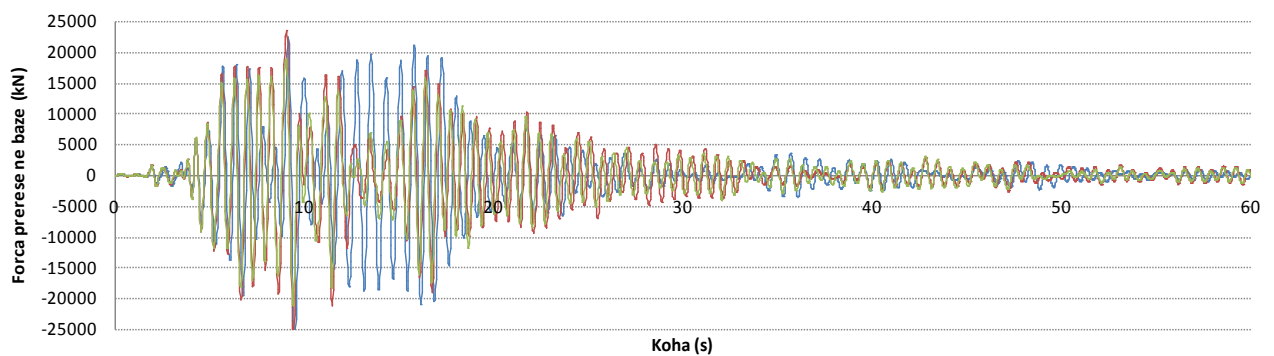


Figura 5.55 Modeli II: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - X (LACC_NOR1)

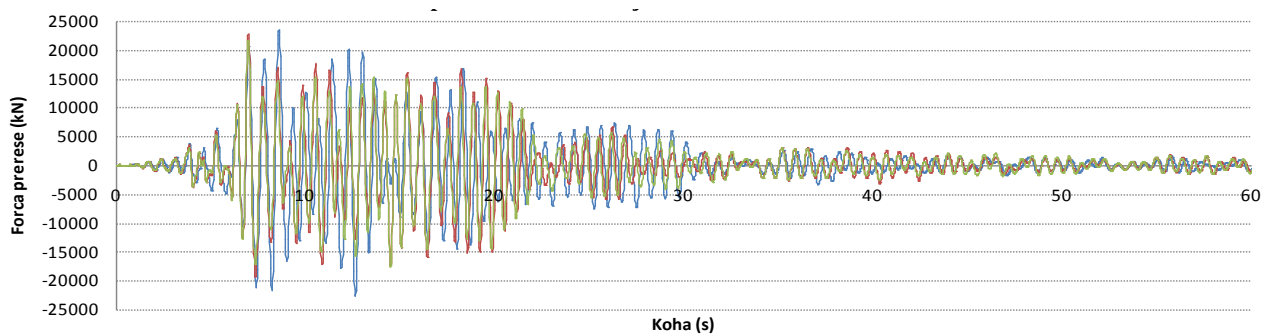


Figura 5.56 Modeli II: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - Y (LACC_NOR2)

5.5.3 Modeli III, hapësira (10x10)m

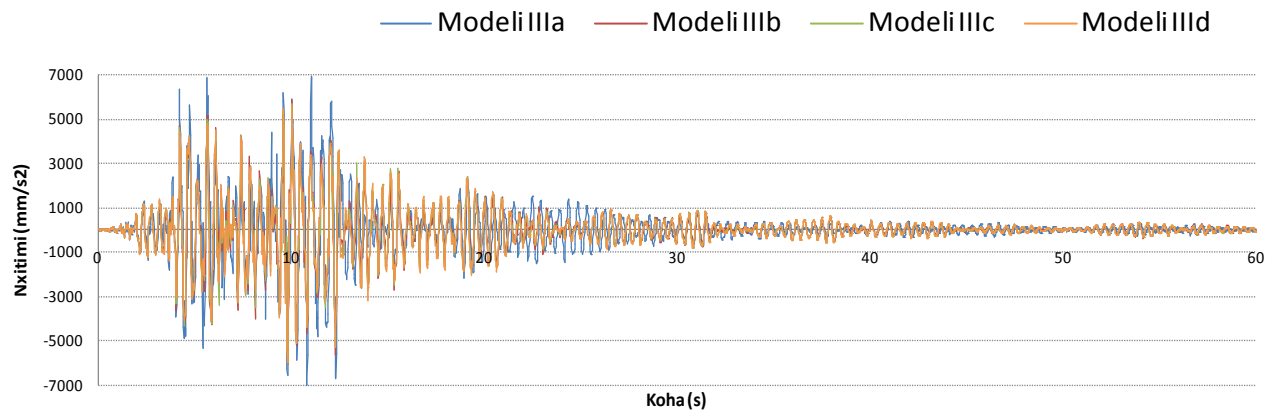


Figura 5.57 Modeli III: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- Nyja 30 nga (LACC_NOR1)

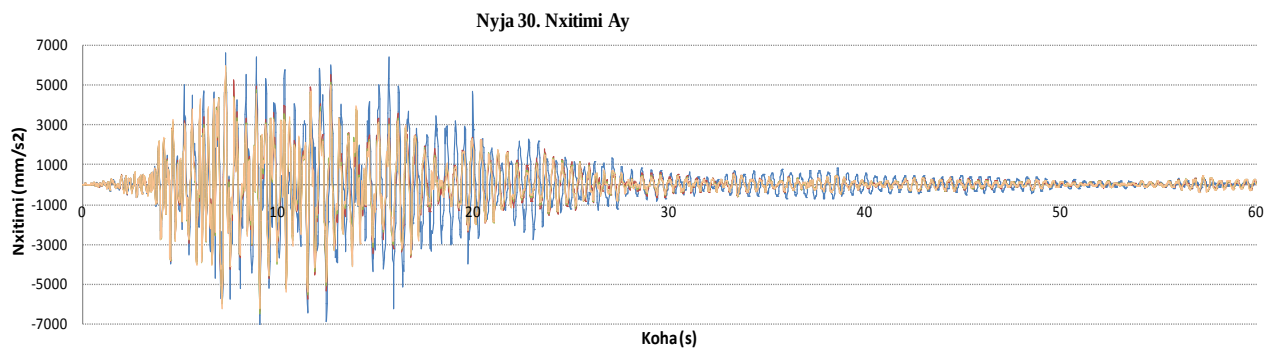


Figura 5.58 Modeli III: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- Nyja 30 nga (LACC_NOR2)

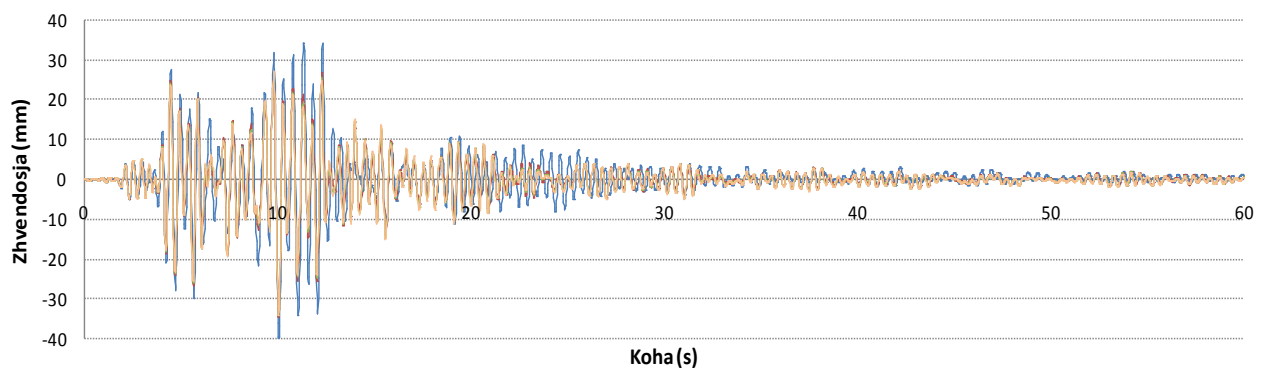


Figura 5.59 Modeli III: Reagimi në kohë i zhvendosjes Ux- Nyja 30 nga (LACC_NOR1)

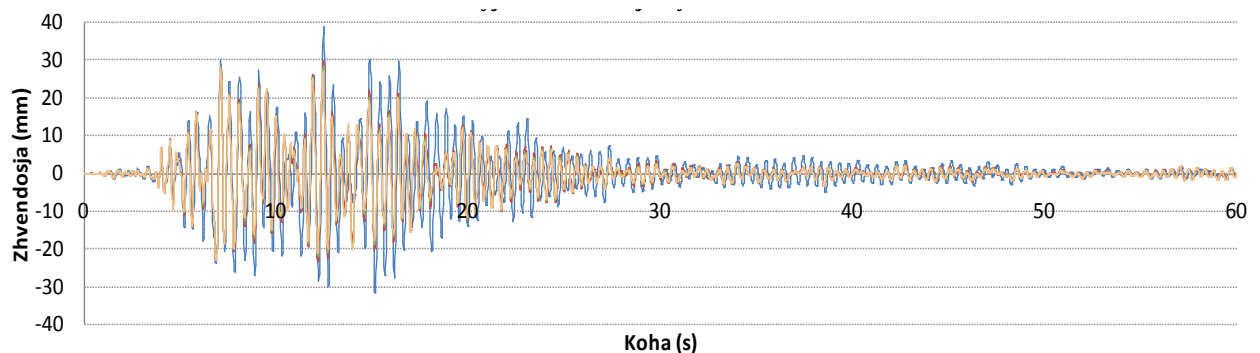


Figura 5.60 Modeli III: Reagimi në kohë i zhvendosjes Uy- Nyja 30 nga (LACC_NOR2)

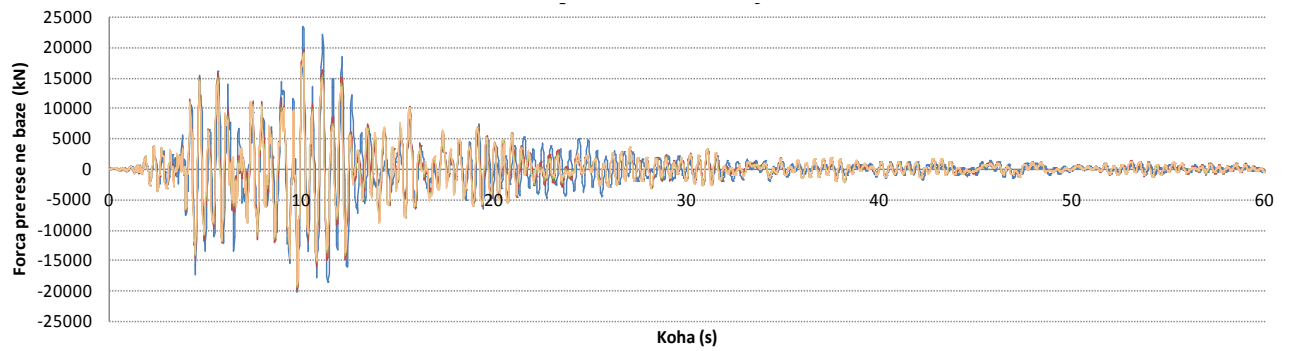


Figura 5.61 Modeli III: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - X (LACC_NOR1)

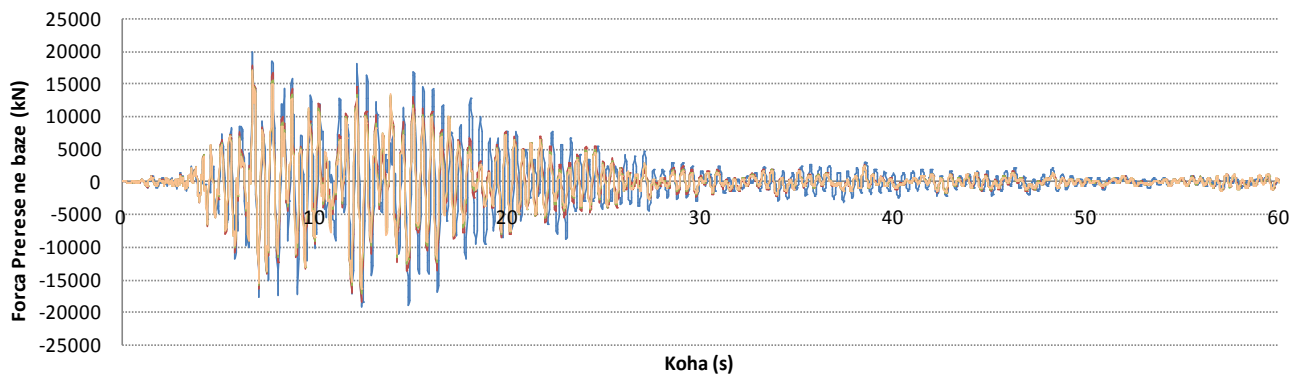


Figura 5.62 Modeli III: Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë. Drejtimi - Y (LACC_NOR2)

5.5.4 Modeli IV, hapësira (15x15)m

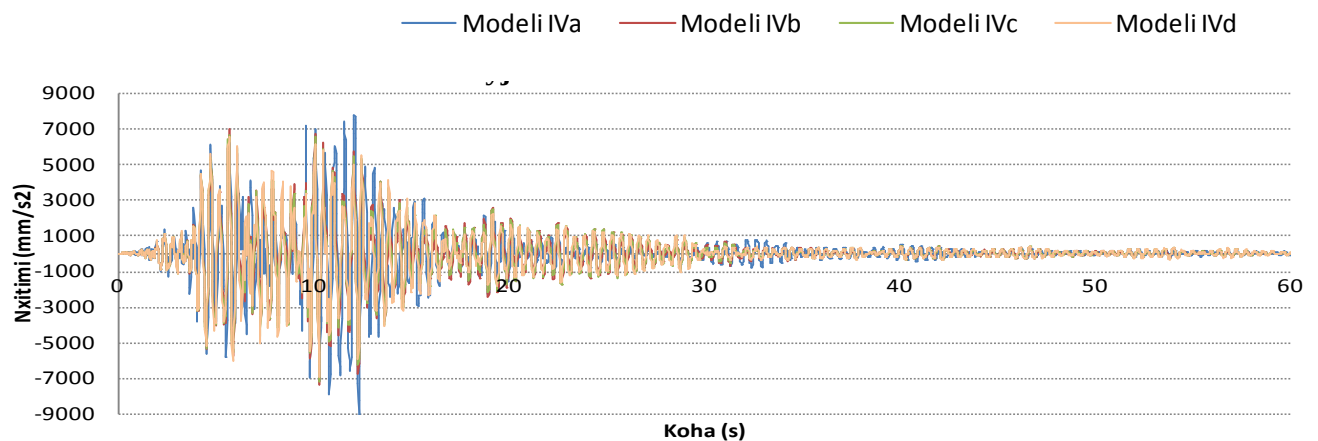


Figura 5.63 Modeli IV: Reagimi në kohë i nxitimit Ax- Nyja 15 nga (LACC_NOR1)

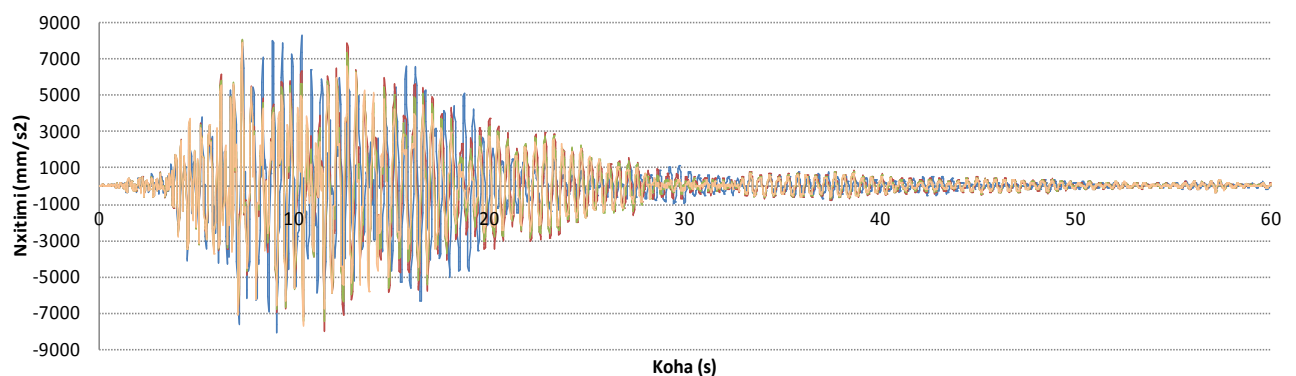
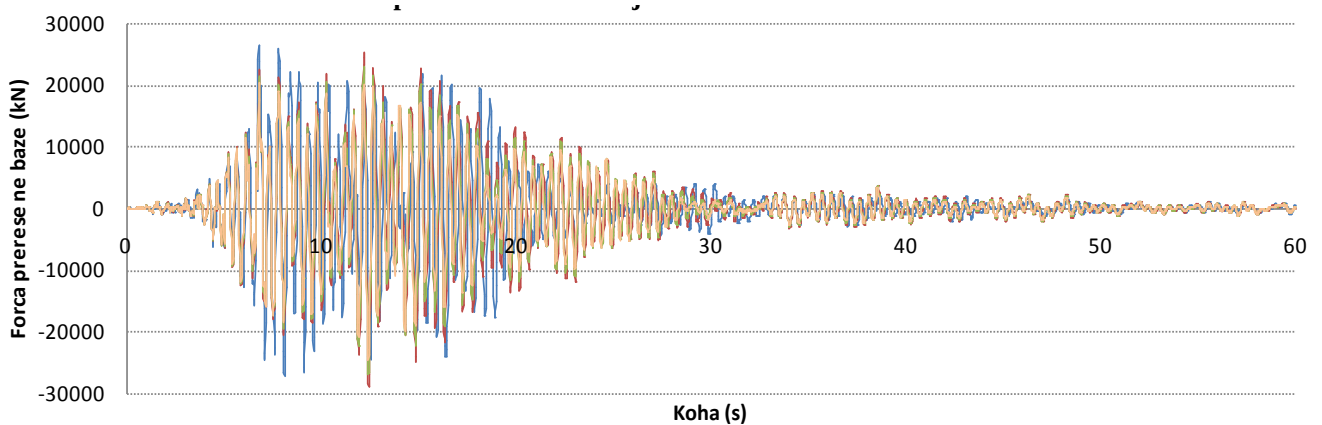
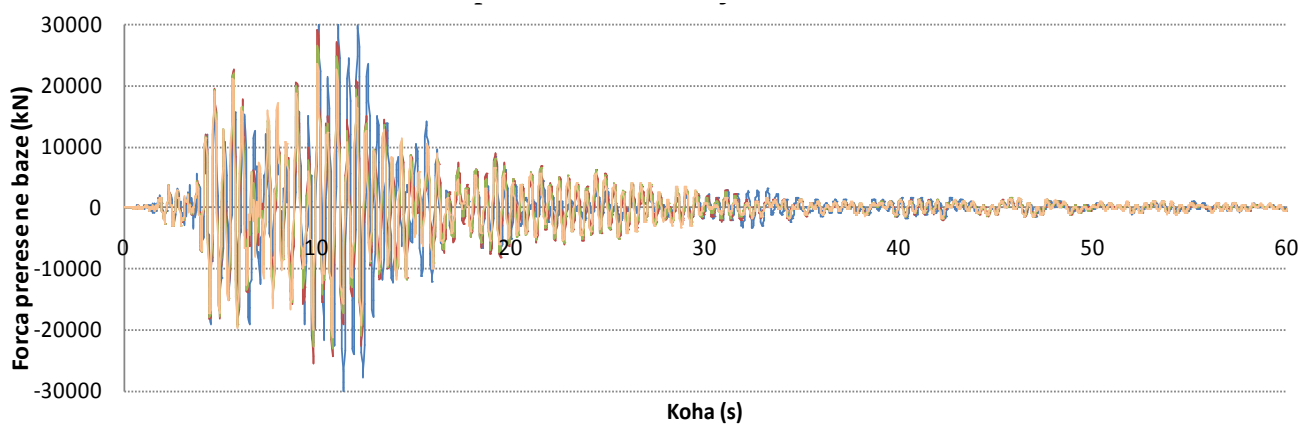
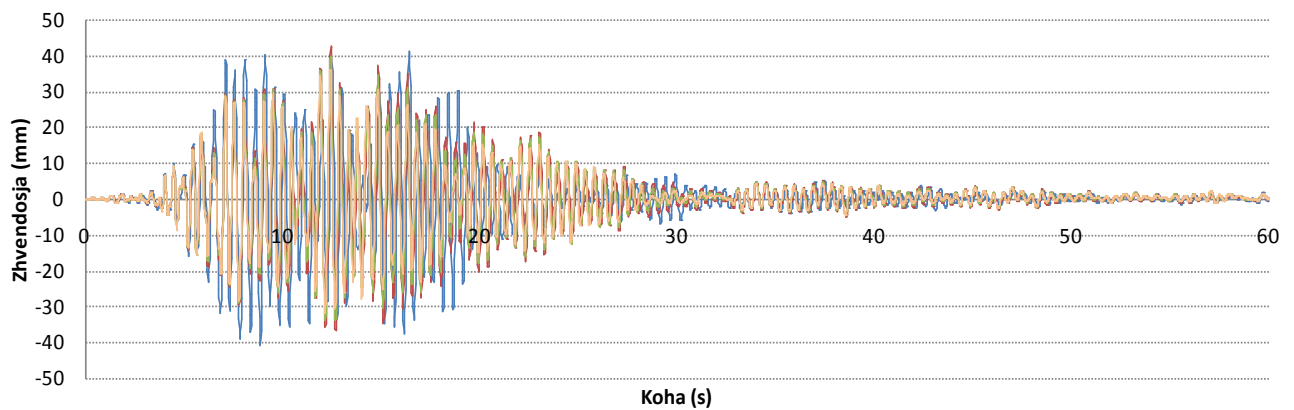
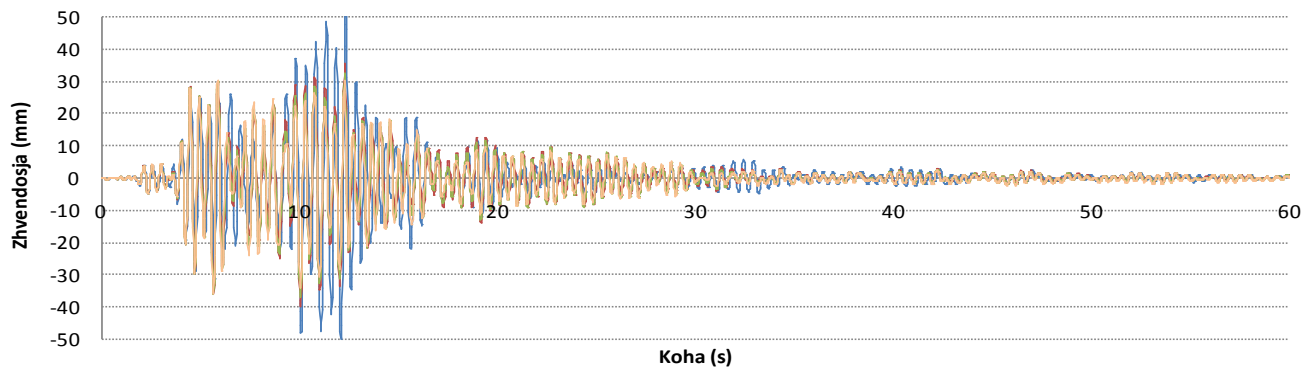


Figura 5.64 Modeli IV: Reagimi në kohë i nxitimit Ay- Nyja 15 nga (LACC_NOR2)



5.6 Konkluzione për analizën në fushën kohore

Nga analiza në fushën kohore (Time- history) me funksionin e zgjedhur: Drejtimi -X (LACC_NOR1) dhe Drejtimi - Y (LACC_NOR2) nga program ETABS 2016 vihet re:

- Reagimi në kohë i faktorëve nxitim A_x dhe A_y ; zhvendosjeve U_x dhe U_y për një pikë në katin e sipërm ka vlera më të vogla në rastin e strukturave horizontale të realizuara me soleta të post- tensionuara (PT). Vlera e reagimit të mësipërm për rastin me post-tensionim reduktohet në soletat me trashësinë më të vogël.
- Reagimi në kohë i forcës prerëse në bazë B_x dhe B_y zvogëlohet në modelet me soleta PT dhe me trashësinë më të vogël
- Ky ndryshim nuk është konstant gjatë gjithë kohës së reagimit: në intervalin e amplitudave më të mëdha të veprimit sizmik, ndryshimi është më i ndjeshëm (intervali kohor 5-25 sek). Në pjesën tjetër të intervalit kur amplitudat e veprimit sizmik zvogëlohen ndryshimi i reagimit reduktohet dhe në disa raste vihen re amplituda reagimi të njëjta.
- Për metodikën e llogaritjes dinamike në fushën kohore (THA), ku dimensionimi mbështetet në vlerat maksimale të responsës, është e qartë që niveli i zhvendosjeve dhe i faktorëve forcë në strukturë është më i vogël në rastin e përdorimit të soletave PT me trashësinë më të vogël.

KAPITULLI VI

6. PËRFUNDIME dhe REKOMANDIME

6.1 Përfundimet pas modelimit të godinës 5-kat me soleta b/a e zakonshme dhe soleta PT

Nisur nga kërkesat e Eurokodit EC0, EC2, EC8 u projektua një godinë 5-katëshe, me një sipërfaqje 30x30m. U përdorën katër raste zgjidhjeje stukturore, që plotësuan kushtet sipas dy gjëndjeve kufitare ULS dhe SLS. Llogaritjet janë kryer me programin ETABS 2016.

Modeli I (i parë):

Skema llogaritëse: “Ramë”, 5 hapësira (6x6)m

me soleta: Modeli Ia – monolite, $h_{sol}=18\text{cm}$;

Modeli Ib – monolite, PT, $h_{sol}=18\text{cm}$

Modeli Ic – monolite, PT, $h_{sol}=14\text{cm}$

Modeli II (i dytë):

Skema llogaritëse: “Ramë”, 4 hapësira (7.5x7.5)m

me soleta: Modeli IIa – monolite, $h_{sol}=22\text{cm}$;

Modeli IIb – monolite, PT, $h_{sol}=22\text{cm}$

Modeli IIc – monolite, PT, $h_{sol}=18\text{cm}$

Modeli III (i tretë):

Skema llogaritëse: “Dual sistem”, 3 hapësira (10x10)m

me soleta: Modeli IIIa – me traveta në dy drejtime , $h_{sol}=35\text{cm}$;

Modeli IIIb – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=35\text{cm}$

Modeli IIIc – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=30\text{cm}$

Modeli IIId – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=27.5\text{cm}$

Modeli IV (i katërt):

Skema llogaritëse: “Dual sistem”, 2 hapësira (15x15)m

me soleta: Modeli IVa – me traveta në dy drejtime , $h_{sol}=50\text{cm}$;

Modeli IVb – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=50\text{cm}$

Modeli IVc – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=45\text{cm}$

Modeli IVd – me traveta në dy drejtime, PT, $h_{sol}=40\text{cm}$

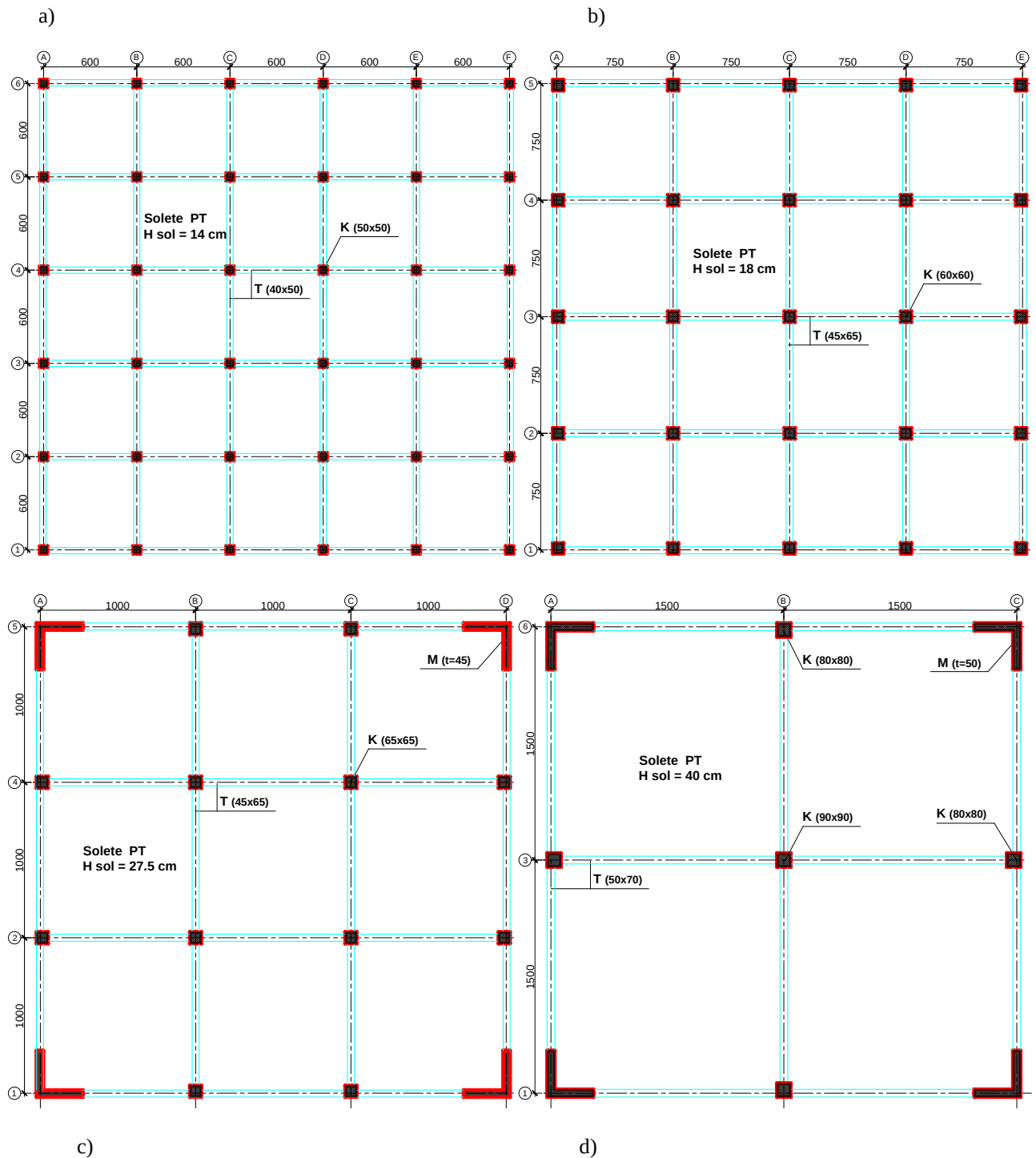


Figura 6.1 Zgjidhjet sipas a) Modeli Ic b) Modeli IIc c) Modeli IIIc d) Modeli IVd

Pas llogaritjeve të 4 modeleve u arritën përfundimet e mëposhtme:

- Përdorimi i një solete më të hollë me PT (e cila plotëson kushtet në deformacione), ul masën e strukturës, që reflektohet më tej në zvogëlim të forcës sizmike
- Zvogëlimi i trashësisë së soletës si rezultat i post-tensionimit, reflektohet drejtpërdrejt në reduktim të sasisë së betonit dhe uljen e ndjeshme të sasisë së armaturës së zakonshme. Armatura e zakonshme në rastin e post-tensionimit mbetet vetëm konstruktive (0.05%) e sipërfaqjes së seksionit.

- Për hapësirat më të mëdha se 7.5 m përdorimi i PT në soleta ka efektivitet më të lartë në rritjen e karakteristikave rezistuese dhe deformuese të strukturës në tërësi.
- Ndryshimet dhe efektiviteti i përdorimit të soletave PT është më i ndjeshëm në godinat shumëkatëshe (shih figuren 6.2)

Tabela 6.1 Përmbledhja e rezultateve të analizës RSA për modelet me soleta b/a të zakonshme/ PT

RSA	Modeli Ia, b/a (h=18cm)	Modeli Ic, PT (h=14cm)	Modeli IIa, b/a (h=22cm)	Modeli IIc, PT (h=18cm)	Modeli IIIa, b/a (h=35cm)	Modeli IIId, PT (h=27.5cm)	Modeli IVa, b/a (h=50cm)	Modeli IVd, PT (h=40cm)
Perioda (s)	0.839	0.747	0.742	0.656	0.479	0.438	0.5	0.465
Uljet (m) *10 ⁻³	5.2	4.2	6.25	4.25	12.25	8.5	27	21
Forca prerëse në bazë BS (kN)	11560	11204	13251	12382	11277	10649	12306.6	11360
Forca sizmike (kN)	3608	3463	4205	3916	4582.5	4219	4358.8	4219

Tabela 6.2 Përmbledhja e rezultateve të analizës THA për modelet me soleta b/a të zakonshme/ PT, drejtimi - X

THA	Modeli Ia, b/a (h=18cm)	Modeli Ic, PT (h=14cm)	Modeli IIa, b/a (h=22cm)	Modeli IIc, PT (h=18cm)	Modeli IIIa, b/a (h=35cm)	Modeli IIId, PT (h=27.5cm)	Modeli IVa, b/a (h=50cm)	Modeli IVd, PT (h=40cm)
Ux" (mm/s ²)	6000	4900	5800	5800	7000	6000	9000	7000
Ux (mm)	94	68	70	58	40	35	50	38
Forca prerëse në bazë BSx (kN)	25000	18000	25000	22000	24000	20000	30000	24000

6.2 Vlerësim i kostos ekonomike të soletave b/a e zakonshme me soletat PT

Sistemi i soletave është zakonisht elementi strukturor më i shtrenjtë në çdo ndërtesë. Për ndërtesat e ulta, me pak kate soleta zë pjesën më të madhe të kostos së përgjithshme të strukturës. Me rritjen e numrit të kateve, kostoja e themeleve, e elementëve vertikal që përballojnë ngarkesat e përhershme, e sistemeve shtesë për rezistencën nga forcat horizontale fillojnë e përbëjnë një përqindje në rritje të gjithë koston strukturore. Megjithatë dhe në godinat e larta kosto financiare e sistemeve strukturore horizontale (soletë+ trarë) dominon në koston totale. Marrëdhënia e përgjithshme midis koston/m² dhe elementëve strukturor të ndryshëm në varësi të numrit të kateve tregohet në figurën 6.2.

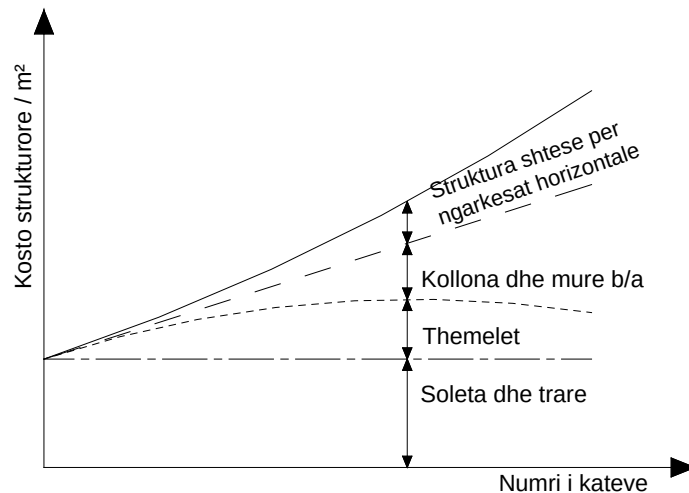


Figura 6.2 Komponentet e koston totale strukturore [25]

Ekonomia e sistemeve të soletave të post-tensionuara përfshin njëkohësisht tregun e tre faktorëve të mëdhenj të koston në çdo kat: betonin, armaturën dhe kallëpet. Në soletat e rrafshta për shembull është më e thjeshtë të ndërtohet një pllakë të trashë se të realizosh një soletë të hollë. Kjo zvogëlon koston e karpenterisë, por rrit lehtësisht koston e betonit dhe të armaturës. Në sistemet e soletave me trarë në një apo dy drejtime, në soletat brinjore me trarë kryesor dhe sekondar zvogëlohet sasia e betonit dhe e armaturës, por shtohet kosto në kallëp. Numri i ripërdorimit të kallëpëve është një faktor tjetër ekonomik i rëndësishëm që ndikon në koston e çdo kati. Tendonet kanë një kosto të lartë në varësi të shteteve ku prodhohen dhe përdorimi i tyre varet nga fuqia ekonomike e tregut ku do implementohen. Kjo kosto justifikohet me teknologjinë e përdorur, çelieqet me rezistencë të lartë, të laboratorëve që kryejnë teste të shumta, etj. Përzgjedhja e tyre është në varësi të investitorit që ka kërkesa të veçanta lidhur me atë që i intereson më shumë: hapësira, më pak kollona, më shumë kate, shpejtësia e ndërtimit, etj.

Sistemi i soletave të post-tensionuara mund të realizohet me tendone të palidhur dhe të lidhur. Në shumicën e rasteve preferohen tendonë të palidhur, jo vetëm për të mos zvogëluar seksionin punues, për sjelljen e mirë strukturore, por dhe se kushtojnë më pak. Vendosja e tyre në objekt është më e thjeshtë dhe më e shpejtë.

Nga investigimi në disa tregje ndërkombëtare dhe në Shqipëri jepet raporti midis koston së 1ton armaturë e zakonshme me një ton tendon (Tabela 6.3)

Tabela 6.3 Raporti i çmimit të tendonëve kundrejt armaturës së zakonshme (USD) në disa shtete [41]

	Zvicra	Korea	Lindja e mesme	Spanja	Vietnam	Hong Kong	Malajzia	Singapor	USA	Tailand	Shqipëria
Tendon	11,100	4,550	3,805	5,472	3,300	4,260	3,333	3,499	3,800	2,667	6550
Armature	1,550	890	800	1,176	850	1,167	1,167	1,229	1,350	1,000	800
Raporti	7.2	5.1	4.8	4.7	3.9	3.7	2.9	2.8	2.8	2.7	8.2

VO. Çmimi përfshin materialin dhe koston e punës (USD/ ton)

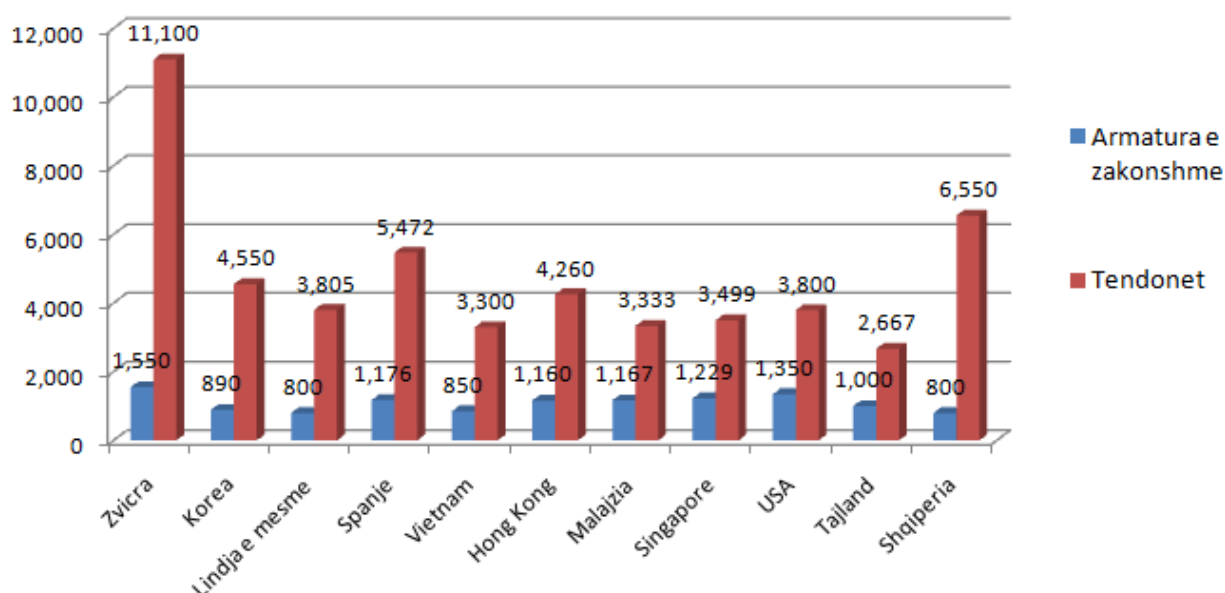


Figura 6.3 Kosto ekonomike e tendonëve kundrejt armaturës së zakonshme (USD/ton) [41]

6.3 Avantazhet e soletave të post- tensionuara

Në përfundim të studimit evidentohen avantazhet e përdorimit të post- tensionimit edhe në soletat e ndërkatit të godinave civile si:

- Rrit raportin hapësirë/ trashësi (l/ h)
 - zvogëlon trashësinë e soletës
 - zvogëlon ngarkesën e përhershme (dead load)
 - rrit lartësinë e katit
 - rrit numrin e kateve të ndërtesës
- Post- tensionimi ofron mundësinë e një sistemi të thjeshtë balancues të ngarkesës së përhershme deri në 70-80% të saj, duke eliminuar uljet fillestare.
- Për shkak të reduktimit të ngarkesës së përhershme kemi zvogëlim të forcës sizmike, duke përmirësuar performancën e strukturës. Masa e reduktuar ndikon në zvogëlimin e dimensioneve të elementëve horizontalë, vertikalë dhe rrjedhimisht të themeleve.
- Për sa i përket aspekteve ekonomike, kostoja më e rëndësishme në strukturat e ndërtimit korrespondon në sistemin strukturor të dyshemesë. Përdorimi i post-tensionimit lejon elementë horizontale më të hollë dhe sisteme të lehta, për rrjedhojë lartësi të shfrytëzueshme kati më të madhe, apo më tej duke rritur lartësinë totale të ndërtimit.
- Duhet theksuar gjithashtu se koha totale e ndërtimit ulet ndjeshëm, kryesisht si pasojë e reduktimit të sasisë së armaturës së zakonshme dhe volumeve të betonit.
- Përdorimi i betoneve të klasave të larta ($\geq C28/35$), lejon mundësinë e disarmimit më të shpejtë të strukturës horizontale. Proçesi i vibrimit të betonit realizohet me lehtësi.

- Tendonet e vazhduar sigurojnë integritet më të lartë strukturor në raport me armaturën e zakonshme.
- Jetëgjatësi të madhe me kosto minimale të mirëmbajtjes.
- Rezistencë të lartë ndaj zjarrit.
- Forcat shtypëse të përhershme mundësojnë kontroll më të mirë të plasaritjeve, duke siguruar papërshrueshmërinë nga uji dhe sipërfaqje të pastra.
- Rrit hapësirën
 - më shumë sipërfaqje e shfrytëzueshme
- Lidhje të mirë me elementët e parapërgatitur
- Fleksibilitet në gjeometrinë e soletës
- Përfitimi nga post-tensionimi është rritja e kapacitetit rezistues dhe deformues ndaj veprimit të ngarkesave horizontale sizmike duke eliminuar vendosjen e trarëve të thellë (fig. 6.4).

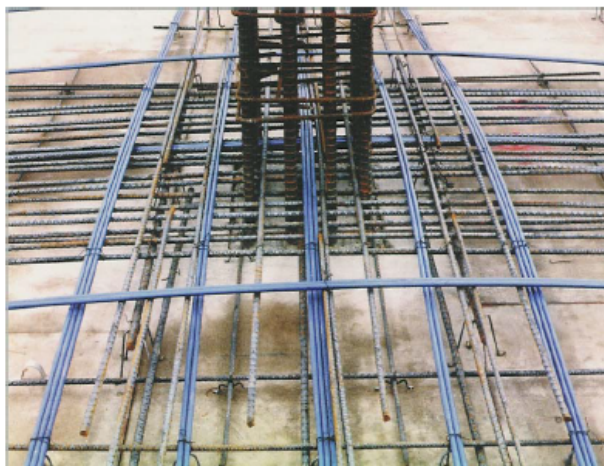


Figura 6.4 Nyja soletë- kollonë në soletat pa trarë të post-tensionuara



Figura 6.5 Avantazhet e soletave të post-tensionuara

6.4 Rekomandime mbi monitorimin dhe mirëmbajtjen e soletave të post- tensionuara

Mbrojtja e tendonëve standart të palidhur lidhet ngushtë me një sistem të shumëfishtë barrierash. Niveli i parë i mbrojtjes është betoni (përfshirë ndonjë përzierje kundra korrozionit dhe/ ose ndonjë membranë të papërshkrueshme në sipërfaqje të betonit). Forca paranderëse në beton zvogëlon plasaritjet, kështu që vetë betoni është një barriere efektive për tendonët dhe armaturën e zakonshme montuese. Niveli i dytë mbrojtjes së tendonëve të palidhur janë këllëfat dhe graso. Kjo shtresë mbështjellëse e kavove është e papërshkrueshme nga uji. Nëse kjo punë është realizuar me kujdes, tendoni është i sigurt në gjithë gjatësinë e tij. Problemi qëndron në pjesët fundore të ankorimit dhe një mori masash duhen marrë për të siguruar një sistem të mbyllur ankorimi. Në të dy fundet e tendonit vendosen tapa plastikë që mbulojnë pjesët fiksuese (dado, bullona, pllakën ankoruese), duke realizuar kapsulimin e tij. Tendonët që janë plotësisht të kapsuluar shfaqin rezistencë të lartë ndaj korrozionit, ndaj është e rëndësishme që gjatë ankorimit të monitorohen me kujdes, në mënyrë që procesi i kapsulimit të jetë brenda normave të fabrikës prodhuese, të shoqëruara me çertifikatën përkatëse të standartizimit. Inspektimin gjatë montimit apo monitorimin gjatë procesit të shfrytëzimit mund ta bëjnë vetëm inspektorë të trajnuar dhe të

çertifikuar nga kompanitë prodhuese të tendonëve në varësi të objektit ku është përdorur kjo teknologji. Këto kompani duhet të jenë të standartizuara nga institutet e post-tensionimit. Në tabelën 6.4 parashikohet monitorimi i elementëve të post-tensionuar bazuar në kodin amerikan ACI [36] dhe kodin ndërkombëtar të ndërtimit IBC [42].

Tabela 6.4 Kushtet e monitorimit të elementëve strukturorë të post- tensionuar [36],[42]

INSPEKTIM DHE VERIFIKIM	I VAZHDUESHËM	PERIODIK	STANDARTI	REFERUAR IBC
1.Inspektim i vendosjes se armatures dhe tendonëve		X	ACI 318:3.5, 7.1-7.7	1903.5, 1907.1, 1907.7, 1914.4
2. Verifikim i përdorimit të projektimit të kërkuar mix		X	ACI 3.18: Ch.4, 5.2-5.4	1904,1905.2-1905.4, 1914.2, 1914,.3
3. Në kohën e betonit të freskët merren mostra për të testuar rezistencën, konsistencën, përmbajtjen e ajrit dhe temperaturën e betonit	X		ASTM C 172 ASTM C 31 ACI 318: 5.9,5.10	1905.6, 1914.10
4. Inspektimi i betonit dhe i vendosjes për teknikën e duhur të aplikimit	X		ACI 318: 5.9, 5.10	1905.9, 1905.10, 1914.6, 1914.7, 1914.8
5. Inspektim për mirëmbajtjen e ngrohjes specifike dhe teknike		X	ACI 318: 5.11, 5.13	1905.11, 1905.13, 1914.9
6. Inspektim i betonit të paranderur: a. Aplikimi i forcës paranderëse b. Mbushësi i tendonëve të lidhur, ndaj sistemit të forcave rezistuese sizmike	X X		ACI 318: 18.20 ACI 318: 18.18.4	
7. Verifikimi në vend i rezistencës së betonit, para tërheqjes së tendonëve në beton dhe para heqjes së kallëpëve të trarëve dhe soletës		X	ACI 318: 6.2	1906.2

6.5 Rekomandime për ndërhyrjet në soletat e post- tensionuara

Zakonisht nuk parashikohet mundësia për të punuar në një soletë të hedhur dhe të tensionuar. Teoria e post-tensionimit pranon mundësinë e shtrëngimit të tendonëve të liruar dhe/ ose zëvendësimin te tyre, por realiteti është shumë ndryshe.

Mund të bëhen ndërhyrje pjesore të kufizuara deri në prishjen e pjesshme apo të plotë të vetë strukturës.

Në fazën e projektimit duhen marrë gjithmonë parasysh të gjitha humbjet: për një kohë të shkurtër dhe kohë të gjatë dhe projektimi i tyre merr parasysh një periudhë mbi 50 vjet.

Raste të veçanta:

- Humbjet në kavo për shkak të rënies së forcës tërheqëse ankoruese: paranderja ka pësuar humbje dhe inxhinieri i strukturës duhet të vlerësojë nëse ajo dëmton stabilitetin e të gjithë

strukturës. Në këtë rast duhet të bëhet ndërhyrje (nëse është e mundur) me një armaturë shtesë të post- tensionuar, prishje të pjesshme ose përforcim me anë të teknikave të ndryshme nga jashtë si psh., pllaka shtesë, fibra karbonit etj.

- Mund të ndodhë që një solete të jetë subjekt i një ndryshimi të destinacionit të përdorimit: kjo ndodh rrallë dhe në ndërtesa të tilla si spitale apo magazina industriale. Si rezultat i ndryshimit të ngarkesës do të jetë e nevojshme për të riprojektuar një pjesë të strukturës dhe të ndërhyet në pjesën e poshtme me përforcime shtesë të paranderura, për shembull me trarë të post tensionuar që do të futen në soletën ekzistuese nëpërmjet prishjeve dhe rikonstruksioneve të pjesshme ose me fibra të karbonit (më pak ndërhyrje me prishje). Ose thjesht me kavo shtesë të post- tensionuar.
- Ndonjëherë do të jetë e nevojshme për të hapur vrima në soletë (për shembull për ashensorë që nuk ishin parashikuar në projektin fillestar): projektuesi duhet të vlerësojë me kujdes tendonët në rrugën ekzistuese dhe të llogarisë në bazë të numrit të tendoneve të prerë, shumën e përforcimit shtesë duhet shpërndarë në pjesën tjetër të strukturës (megjithatë ndërhyrja detyron gjithmonë shkatërrimin me shtesë të armaturës së zakonshme apo armaturë të post-tensionuar, ose me ndërhyrje me anë të fibrave të karbonit). Gjithashtu do të vlerësohet lloji i post-tensionimit ekzistues, tendonë të lidhur apo të palidhur (tendonet e lidhur japin më shumë garanci në rastet e ndërhyrjeve me shkatërrim dhe prerjes së tendonëve).
- Një aspekt interesant është mbrojtja e kavove të post- tensionuara nga zjarri, diçka që ka të bëjë me mirëmbajtjen e zakonshme dhe të jashtëzakonshme. Në rast zjarri duhet të vlerësohet me shumë kujdes gjendja e tendonëve të tërhequr. Por në çdo rast, për të ndërhyrë dhe për të rivendosur gjendjen fillestare ju gjithmonë do të kaloni nëpërmjet prishjeve të pjesshme të soletës apo të plotë të katit.
- Mirëmbajtja e zakonshme e soletave të post- tensionuara është një çështje që kryesisht ndikon në ruajtjen e gjithçkaje rreth saj. Në përpiqemi për të mbajtur eficientë një soletë të post – tensionuar edhe me një monitorim të zakonshëm që lejon zbulimin herët të ndonjë kushti, i cili mund të kompromentojnë efikasitetin e punës së tërë (nganjëherë një ekzaminim i thjeshtë, por i kujdesshëm vizualisht bën të mundur zbulimin e kushteve që mund të jenë shkatërruese jo vetëm për soletën, por për të gjithë ndërtesën - infiltrimet, cedimet e themeleve, etj).

6.6 Rekomandime për përzgjedhjen e soletës

Në përfundim, ky studim është një përpjekje për të evidentuar efikasitetin e përdorimit të soletave të post- tensionuara në godinat civile, duke zvogëluar dukshëm deformacionet, duke ulur numrin e elementëve vertikalë (kollona, mure) me rritjen e hapësirave, si kërkesë e domosdoshme funksionale, arkitektonike. Përdorimi i këtyre soletave përmirëson ndjeshëm parametrat e sjelljes dinamike të këtyre strukturave, me reduktimin e masës së strukturës si faktor bazë në projektimin e strukturave në zona me sizmicitet mesatar dhe të lartë ku bën pjesë dhe Shqipëria. Versioni i Etabs 2016, i cili bazohet në Metodën e Elementëve të Fundëm më dha mundësinë që modelet strukturorë të përfshinin dhe soletën e post- tensionuar. Rezultatet e analizës dinamike dhe hiperstatike vunë në dukje tek soleta e post- tensionuar e modeluar me elementin e fundëm "shell thin", efektin e tendonëve në gjendjen e sforcuar dhe të deformuar te saj sipas kombinimeve të SLS dhe ULS rekomanduar nga EC0, EC2 dhe EC8.

Bazuar në rezultatet e këtij punimi dhe në eksperiencën time në fushën e projektimit, unë do të rekomandoja për projektuesit këtë përzgjedhje të tipologjisë së soletës në varësi të hapësirës llogaritëse (Tabela 6.3) dhe të ngarkesës shfrytëzuese (Figura 6.5).

Tabela 6.5 Përzgjedhja e soletës në varësi të hapësirës llogaritëse

		HAPËSIRA DRITË (M)																			
		0				5				10				15				20			
SOLETA E RRAFSHËT																					
Me një hapësirë dritë																					
Beton- Arme																					
E tensionuar																					
SOLETË E RRAFSHËT																					
Me disa hapësira drite																					
Beton- Arme																					
E tensionuar																					
SOLETË BRINJORE																					
Me një hapësirë dritë																					
Beton- Arme																					
Me disa hapësira drite																					
Beton- Arme																					
SOLETË E KUFIZUAR ME TRARË																					
Me një hapësirë drite																					
Beton- Arme																					
E tensionuar																					
SOLETË BRINJORE																					
Me një hapësirë drite																					
Beton- Arme																					
Me disa hapësira drite																					
Beton- Arme																					
SOLETË ME TRARË																					
Me një hapësirë drite																					
Beton- Arme																					
Me disa hapësira drite																					
Beton- Arme																					
E tensionuar																					

Soletë b/a e zakonshme ■ Soletë e post - tensionuar ■

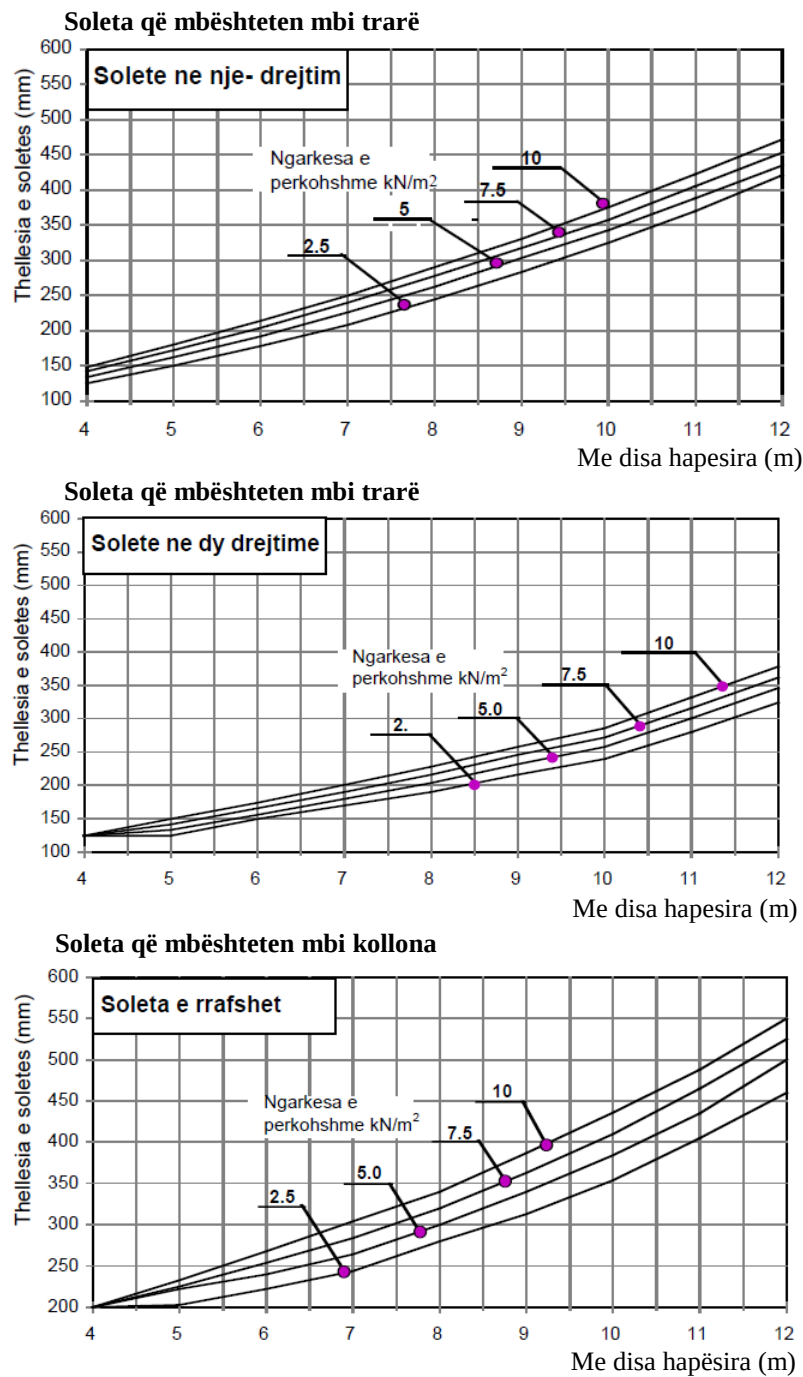


Figura 6.6 Përzgjedhja e soletës në varësi të ngarkesës shfrytëzuese

VO. Llogaritjet janë kryer për 3 hapësira . Klasa e betonit C30/37, çelik $f_y=460 \text{ N/mm}^2$, për stafat $f_y=250 \text{ N/mm}^2$

6.7 Përdorimi i teknologjisë së post- tensionimit

Kjo teknologji moderne gjen përdorim efektiv në:

- në ura me hapësira të mëdha (cable stayed bridge) (fig. 6.7a)
- pllaka themeli (fig. 6.7b)
- dysHEME industrial (fig. 6.7c)
- ndërtesa rezidenciale, hotele, qendra biznesi
- struktura parkimi
- rezervuare, sillosa, etj
- stadiume
- ankorimin e strukturave mbrojtëse të skarpave
- përforcim dhe riparim i strukturave ekzistuese (fig. 6.7d)

a)



c)



b)



d)

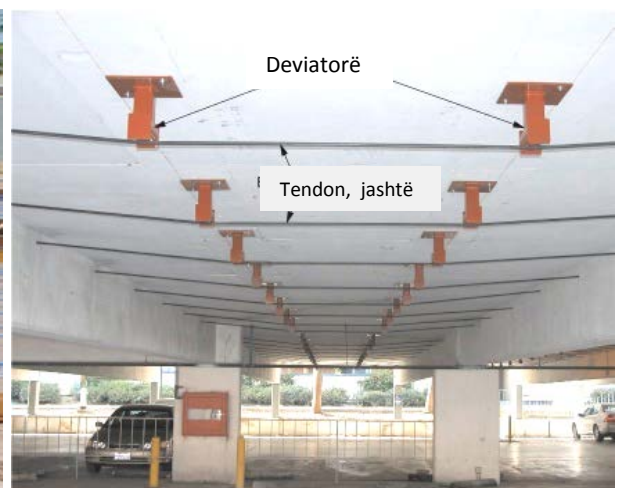


Figura 6.7 Përdorimi i teknologjisë së post- tensionimit

REFERENCAT

- [1] M.Filonenko-Borodich. "*Theory of Elasticity*". Dover 1965
- [2] E.Ventsel, T.Krauthammer. "*Thin Plates and Shells*". Marcel Dekker 2001
- [3] J.R.Vinson. Structural Mechanics: "*The Behavior of Plates and Shells*". Wiley 1974
- [4] L.H.Donnell. "*Beams, Plates and Shells*". McGraw Hill 1976
- [5] S.Timoshenko, S.Woinowsky-Krieger. "*Theory of Plates and Shells*". 2-nd edition. McGraw Hill 1959
- [6] J.N.Reddy. "*Theory and Analysis of Elastic Plates and Shells*". Second edition. CRC Press 2007
- [7] B.G.Galerkin. "*Thin Elastic Plates*". Leningrad-Moskow Gosstrojizdat 1933 (In Russian)
- [8] L.Lee, P.Ballesteros. "*Uniformly Loaded Rectangular Plate Supported at the Corners*".
Int.J.Mech.Sci. 2, pp. 206-211, 1960
- [9] V.V.Meleshko. "*Bending of an Elastic Rectangular Clamped Plate: Exact Versus Engineering Solutions*". Journal of Elasticity 48, 1-50,1997
- [10] C.W.Lim, S.Cui, W.A.Yao. "*On new symplectic elasticity approach for exact bending solutions of rectangular thin plates with two opposite sides simply supported*". International Journal of Solids and Structures 44 (2007) 5396–5411, 2007
- [11] L.S.D.Morley. "*Simple Series Solution for the Bending of a Clamped Rectangular Plate under Uniform Load*". Quart. Journ. Mech. and Applied Math., 16, pp 109- 113, 1963
- [12] M.Batista. "*New analytical solution for bending problem of uniformly loaded thin rectangular plate supported on corner points*". IES Journal: Civil and Structural Engineering, Vol. 3, No. 2 (May 2010)
- [13] R.Szilard. "*Theories and Applications of Plate Analysis*". Wiley 2004
- [14] Alan Morris, "*A practical Guide to Reliable Finite Element Modelling*", British Library Cataloguing in Publication Data, p 143-200, England 2008
- [15] G.R.Liu and S.S. Quek, "*The Finite Element Method. A practical course*", Library of Congress Cataloguing in Publication Data, p 246-256, England 2003
- [16] Robert D. Cook, "*Finite Element Modeling for Stress Analysis*", Library of Congress Cataloguing Data, p 138- 155, England 1995
- [17] Zhu, J.Z.; Hinton, E.; Zienkiewicz, C., "*Mesh enrichment against mesh regeneration using quadrilateral elements*", Communications in Numerical Methods in Engineering, v 9, n 7, Jul 1993,. p 547-554.
- [18] Zhu, J.Z., Zienkiewicz, O.C., Hinton, E., and Wu, J., "*A New Approach to the Development of Automatic Quadrilateral Mesh Generation*", IJNME, Vol. 32, 849-866, 1991.
- [19] Lee, C.K. and Hobbs, R. E., "*Automatic Adaptive Refinement for Plate Bending Problems Using Reissner-Mindlin Plate Bending Elements*," International Journal for in Numerical Methods in Engineering, Vol. 41, pp. 1-63, 1998.
- [20] Diez, P. and Huerta, A., "*A Unified Approach to Remeshing Strategies for Finite Element h-Adaptivity*," Comput. Methods Appl. Mech. Engrg., vol. 176, (1999), p 215-229.
- [21] Blacker, T.D. and Stevenson, M. B., "*Paving: A new approach to automatic quadrilateral meshing technique*," Advances in Engineering Software, 13(5-6):811-847, 1991.

- [22] C. K. Lee and S. H. Lo, "A New Scheme for the Generation of a Graded Quadrilateral Mesh", *Comput. Struct.*, 52, 847-857 (1994).
- [23] P. Kinney, "Clean Up: Improving Quadrilateral Finite Element Meshes", *Proc. 6th Int. Meshing Roundtable*, 1995, 449-461.
- [24] Computers and Structures, Incorporated, Berkeley, California, SAP2000 - *Integrated Analysis and Design by The Finite Element Method - User's Manual*, 2016. Version 19.
- [25] Gupta, Pawan R., chief ed. *Post-Tensioned Manual* 6thed. Phoenix: Post-Tensioned Institute, 2006
- [26] *Design of post-tensioned slabs and foundations*, fib, Thomas Telford, May 1998
- [27] British Standard, BS 8110-97 Code [BSI 1997]
- [28] Computers and Structures, Incorporated, Berkeley, California, SAFE - *Integrated Analysis and Design of Slabs by The Finite Element Method - User's Manual*, 2016. Version 12.
- [29] Gamble, W. L. and Park, R., *REINFORCED CONCRETE SLABS*. New York: John Wiley & Sons, Inc., second ed., 2000.
- [30] Corley, W. G. and Jirsa, J. O., "Equivalent Frame Analysis for Slab Design," *Journal of the American Concrete Institute*, vol. 67, pp. 875–884, November 1970.
- [31] Gentry, T. R., "The Use of Elastic Finite Elements in the Design of Reinforced Concrete Flat plates," Master's thesis, Georgia Institute of Technology, 1986. 157
- [32] Hrabok, M. M. and Hruby, T. M., "Finite Element Analysis in Design of Floor Systems," *ASCE Journal of the Structural Division*, vol. 109, pp. 909–929, April 1982.
- [33] Cope, R. and Clark, L., *CONCRETE SLABS: Analysis and Design*. London: Elsevier Applied Science Publishers, 1984.
- [34] Computers and Structures, Incorporated, Berkeley, California, ETABS - *Integrated Analysis and Design of Structures by The Finite Element Method - User's Manual*, 2016.
- [35] Eurocodes EC0, EC2, EC8
- [36] American Concrete Institute, *ACI 318 Building Code Requirements for Structure Concrete and Commentary*, 2002.
- [37] Concrete Society Technical Report N° 43, *Post-tensioned Concrete Floors Design Handbook*, Concrete Society, London 1994.
- [38] *Post-Tensioning in Buildings*, VSL International Ltd., Berne, Switzerland, April 1992.
- [39] *Manuals of TTM*, Milan, Italy
- [40] Aalami, Bijan O., and Jennifer D. Juergens. "Guidelines for the Design of Post-Tensioned Floors." *Concrete International* (2003) 77-83.
- [41] Aalami, Bijan O., and Gail S. Kelley "Structural Design of Post-Tensioned Floors", *Concrete International* (2001), 31-36.
- [42] Bondy, Kenneth. "Post-Tensioned Concrete: Five Decades of American Building Construction.", *Concrete Construction*. (Dec.2001)1-6.
- [43] Standardi ISO 4356