



Ref. nr.

537/2

Prishtinë

10.03.2025

Formulari F3

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

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	478/1	Date	20.02.2023
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	Prof.Dr. Naser Kabashi		Kryetar
	2.	Prof.Asoc.Dr. Misin Misini		Mentor
	3.	Prof.Ass. Dr. Hajdar Sadiku		Anëtar
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	CAKTIMI I ZONAVE KRITIKE NË ELEMENTE DUKTILE DHE DIMENSIONIMI I TYRE			
Vlerësimi i dorëshkrimit				
Vlerësim i dorëshkrimit:				
"CAKTIMI I ZONAVE KRITIKE NË ELEMENTE DUKTILE DHE DIMENSIONIMI I TYRE" të kandidatit Muharrem Bytyqi, Bachelor i ndërtimtarisë–drejtimi Konstruktiv.				
Bazuar në detyrën e parashtruar në raportin e projekt propozimit dhe punën e realizuar nga kandidati paraqesim këtë:				
R A P O R T				
Punimi Master, me titull: "CAKTIMI I ZONAVE KRITIKE NË ELEMENTE DUKTILE DHE DIMENSIONIMI I TYR" , i përgatitur nga Muharrem Bytyqi, Bachelor i ndërtimtarisë, përmban gjithsej 123 faqe të shkruara, ku përfshihen edhe figurat, tabelat dhe diagramet. Në fund të punimit prezantohet literatura e përdorur, ku janë të përfshira 14 burime të ndryshme.				



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në tetë kapituj. Në pjesën e titulluar Parimet konceptuale të projektimit për ndërtesa rezistente ndaj tërmetejeve jepen njohuri mbi parimet themelore që synojnë të rrisin sigurinë dhe qëndrueshmërinë e strukturës përballë lëkundjeve sizmike. Këto parime mund të ndahen në disa kategori kryesore, si: thjeshtësia strukturore, uniformiteti, simetria, ngurtësia, themelet adekuate etj. Këto parime janë bazë për projektimin e ndërtesave që mund të përballojnë tërmetet duke minimizuar dëmtimet dhe duke garantuar sigurinë sizmike të strukturave.

Në kapitullin e tretë të punimit është treguar në përgjithësi për duktilitetin e strukturave nga betoni i armuar. Aty janë treguar vlerësimet sizmike duke iu referuar faktorit të rëndësisë si dhe kriterëve për rregullsinë strukturore. Kjo pjesë analizon, klasifikimin e sistemit strukturor dhe faktorin e sjelljes si dhe rekomandimet përkatëse për vlerësimin e analizës sizmike të një strukture të caktuar. Përmbajtjen kryesor të këtij kapitulli e përmbajnë informacionet përkatëse dhe identifikimi i parametrave të cilat ndikojnë në marrëdhëniet duktilitet-rezistencë dhe që karakterizojnë thelbin e procedurës dhe rregullave të Projektimit sipas Kapaciteteve.

Kapitulli i katërt i punimit i është kushtuar rregullave të veçanta për ndërtesa prej betoni, dimensionimit të elementeve primare



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

sizmike të strukturës dhe verifikimet përkatëse sipas kërkesave të Eurocodit 8. Aty janë treguar njohuritë mbi verifikimet e sigurisë, kufijtë e aplikimit të tyre dhe aspekti ekonomik që do të rezultonte nga zgjerimi i kufijve të aplikimit. Kjo pjesë analizon, verifikimet në ULS, rezistencën në përkulje dhe prerje, detajimi për duktilitet lokal, projektimi i armaturës shtrënguese dhe detajimi i armaturës tërthore në rajonet kritike.

EC8 jep udhëzime të detajuara për ndërtimin e ndërtesave prej betoni në zonat sizmike, duke theksuar rëndësinë e duktilitetit, disipimit të energjisë dhe projektimit sipas kapacitetit. Këto rregulla sigurojnë që ndërtesat të mund të përballojnë tërmetet pa dëmtime katastrofike. Kapitulli i pestë i punimit i është kushtuar detaleve për duktilitetin përkatës të strukturës. Kjo pjesë analizon, sidomos, rëndësinë e duktilitetit në projektimin e strukturave rezistuese ndaj tërmeteve.

Kapitulli i gjashtë i punimit tregon procedurën statike jo-lineare në inxhinierin sizmike. Aty janë treguar njohuritë mbi modelimin në analizë jolineare dhe Analizen Pushover si dhe hapat bazë të metodës N2 sipas Fajfarit. Rrjedhimisht, aty është treguar se në çdo hap të analizës, me vlerat e forcës prerëse të bazës dhe zhvendosjeve korresponduese të çatisë, plotësohet gradualisht kurba e kapacitetit.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

Kapitulli i shtatë i punimit i është kushtuar analizës sizmike të një strukture P+6 nga betoni i armuar. Në analizë është përdorur softueri ETABS 18. Aty janë treguar parimet konceptuale të projektimit për struktura rezistente ndaj tërmeteve si dhe caktimin e zonave kritike në elemente duktile dhe dimensionimi i tyre.

Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

Vlerësimi:

Në bazë të analizës së punimit master, Komisioni vlerëson se kandidati me sukses shtjellon problematikën e vlerësimit sizmik të zonave kritike në elemente duktile të strukturave shumëkatëshe nga betoni armuar.

Komisioni konsideron se kandidati ka treguar njohuri solide në problematikën që ai në këtë punim e prezanton. Edhe nga aspekti teknik ky punim, me shumë figura, tabela dhe diagrame, është në nivel të konsiderueshëm.

Konkluzionet/përfundimet e dhëna në fund të punimit, Komisioni i konsideron si mjaft të rëndësishme. Po ashtu, Komisioni vlerëson se materiali i shkruar i referohet në mënyrë të plotë dhe korrekte të gjitha referencave të literaturës së vendosur në fund të punimit.



UNIVERSITETI I PRISHTINËS

“HASAN PRISHTINA”

UNIVERSITY OF PRISTINA

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT – CIVIL ENGINEERING FACULTY

Rr. Agim Ramadani, Ndërtesa e “Fakulteteve Teknike”, 10000 Prishtinë, Kosovë

Tel: +383 38 554 899

URL: <https://fin.uni-pr.edu>

e-mail: fin@uni-pr.edu

Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

Propozim:

Komisioni për vlerësimin e punimit master me titull: **“CAKTIMI I ZONAVE KRITIKE NË ELEMENTE DUKTILE DHE DIMENSIONIMI I TYR”**, të kandidatit Muharrem Bytyqi, Bachelor i ndërtimtarisë, konstaton se punimi i dorëzuar i plotëson kushtet, të cilat kërkohen me Ligjin për Arsimin e Lartë dhe Rregulloren për Studime Master të FIN, prandaj edhe i propozon Këshillit të Fakultetit të Inxhinierisë së Ndërtimit në Prishtinë që këtë raport ta aprovoi dhe të vazhdojë procedurën për mbrojtjen publike të tij.

Prishtinë, 10. 03. 2025

Komisioni:

Prof. dr. Naser Kabashi, kryetar

Prof. Asoc.dr. Misin Misini, mentor

Prof. Ass.dr. Hajdar Sadiku, anëtar

Pranuar me: 03.02.2021			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	262/1	-	-

Abstrakti

Ky studim është kryer për të rishikuar metodat e projektimit rezistent ndaj tërmeteve të strukturave të zakonshme duke inkorporuar konceptin e duktilitetit të elementeve strukturorë të miratuara nga kodet përkatëse në Eurokodin 8.

Në këtë mënyrë, vetitë strukturore ngurtësia, forca dhe duktiliteti futen së bashku me kapacitetin standard, rregullat dhe kërkesat e projektimit.

Ekziston një rekomandim nga kodi sizmik evropian (Eurokodi 8) (EN1998-1, 2004), për të marrë në konsideratë një nga tre klasat e duktilitetit të përmendura në Eurokodin 8, klasa e ulët e duktilitetit DC L, klasa e duktilitetit mesatar DC M, dhe klasa e duktilitetit të lartë DC H, Eurokodi 8 megjithatë shpjegon në detaje rregullat për të hartuar strukturën për klasat e duktilitetit.

Projektuesi duhet që të zgjedhë klasën e përshtatshme të duktilitetit që struktura të arrijë performancën më të lartë të strukturës së ndërtesës gjatë tërmetit me më pakë dëme dhe koston ekonomike.

Theksi është vendosur në përcaktimin e konceptit të faktorit të sjelljes, cili rregullon intensitetin e ngarkesave të projektimit sizmik dhe kërkesat për duktilitet, dhe varësisht klases së duktilitetit, caktimi i zonave kritike në elementet nga betoni armuar.

Struktura është analizuar me softuerin Etabs 18, duke aplikuar analizën statike lineare, për klasen e mesme të duktilitetit në zona sizmike, rezultatet e vlerësimit tregojnë se, klasa e duktilitetit DC M mesatare, ka një performancë më të lartë ndajë klasës së duktilitetit të lartë DC H, dhe koston për DC M janë me të arritëshme, sepse DC H do të kushtojë më shumë për punimin sipas kompleksitetit të tij të detajimit.

Pranuar me: 03.02.2025			
Nj. org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	262/1	-	-

The Abstract

This study was carried out to review the earthquake resistant design methods of common structures by incorporating the concept of ductility of structural elements adopted by the relevant codes in Eurocode 8.

In this way, the structural properties stiffness, strength and ductility are introduced together with the standard capacity, rules and design requirements.

There is a recommendation from the European seismic code (Eurocode 8) (EN1998-1, 2004), to consider one of the three ductility classes mentioned in Eurocode 8, low ductility class DC L, medium ductility class DC M, and high ductility class DC H, Eurocode 8 however explains in detail the rules to design the structure for the ductility classes.

The designer must choose the appropriate ductility class for the structure to achieve the highest performance of the building structure during the earthquake with less damage and economic cost.

Emphasis is placed on the definition of the concept of the behavior factor, which regulates the intensity of seismic design loads and requirements for ductility, and depending on the class of ductility, the assignment of critical areas in reinforced concrete elements.

The structure was analyzed with Etabs 18 software, applying linear static analysis, for the medium class of ductility in seismic areas, the evaluation results show that the class of medium ductility DC M has a higher performance than the class of high ductility DC H, and costs for DC M are more accessible, because DC H will cost more to work according to its complexity of detailing.

Studenti: **Muharrem Bytyqi**

Prishtinë, 2025

Universiteti i Prishtinës
Fakulteti i Ndërtimtarisë dhe Arkitekturës
Departamenti i Ndërtimtarisë
Drejtimi Konstruktiv



**CAKTIMI I ZONAVE KRITIKE NË ELEMENTE DUKTILE DHE DIMENSIONIMI I
TYRE**

Punim diplome - Master

Mentori:
Prof. Asoc.Dr. Misin MISINI

Kandidati:
Muharrem Bytyqi

I. Dedikimi

Këtë punim ia kushtoj familjes sime e cila më ka mbeshtetur gjate gjithë jetes sime, kanë qenë shembull për edukimin dhe sakrificen për të më dhënë një të ardhme më të mirë.

Falënderime

Faleminderit Zotit që më dha shëndetin e plotë dhe mundësinë të arrijë deri këtu!

Falenderim i veçantë për familjen time për inkurajimin dhe mbështetjen e tyre në këtë rrugëtim.

Dua të shprehë falënderime për mentorin tim Prof. Asoc.Dr. Misin Misini për ndihmën, këshillat dhe komentet që kontribuan në përfundimin e këtij punimi.

Gjithashtu do të doja të falënderoja profesorët e komisionit vlerësues si dhe të gjithë profesorët e mi gjatë gjithë nivelit të studimeve master për këshillat dhe motivimin e tyre.

Po ashtu, faleminderit ju të pranishëm!

Prishtinë, 2025

Abstrakti

Ky studim është kryer për të rishikuar metodat e projektimit rezistent ndaj tërmeteve të strukturave të zakonshme duke inkorporuar konceptin e duktilitetit të elementeve strukturorë të miratuara nga kodet përkatëse në Eurokodin 8.

Në këtë mënyrë, vetitë strukturore ngurtësia, forca dhe duktiliteti futen së bashku me kapacitetin standard, rregullat dhe kërkesat e projektimit.

Ekziston një rekomandim nga kodi sizmik evropian (Eurokodi 8) (EN1998-1, 2004), për të marrë në konsideratë një nga tre klasat e duktilitetit të përmendura në Eurokodin 8, klasa e ulët e duktilitetit DC L, klasa e duktilitetit mesatar DC M, dhe klasa e duktilitetit të lartë DC H, Eurokodi 8 megjithatë shpjegon në detaje rregullat për të hartuar strukturën për klasat e duktilitetit.

Projektuesi duhet që të zgjedhë klasën e përshtatshme të duktilitetit që struktura të arrijë performancën më të lartë të strukturës së ndërtesës gjatë tërmetit me më pakë dëme dhe koston ekonomike.

Theksi është vendosur në përcaktimin e konceptit të faktorit të sjelljes, cili rregullon intensitetin e ngarkesave të projektimit sizmik dhe kërkesat për duktilitet, dhe varësisht klases së duktilitetit, caktimi i zonave kritike në elementet nga betoni armuar.

Struktura është analizuar me softuerin Etabs 18, duke aplikuar analizën statike lineare, për klasen e mesme të duktilitetit në zona sizmike, rezultatet e vlerësimit tregojnë se, klasa e duktilitetit DC M mesatare, ka një performancë më të lartë ndajë klasës së duktilitetit të lartë DC H, dhe koston për DC M janë me të arritëshme, sepse DC H do të kushtojë më shumë për punimin sipas kompleksitetit të tij të detajimit.

LISTA E SIMBOLEVE

μ - Duktilitetit

μ_{ϕ} - Duktiliteti i disponushëm i kurbaturës

$\phi=1/r$ - E anasjellta e rrezes së kurbaturës

μ_{θ} - Faktor i duktilitetit të rrotullimit

μ_{ε} - quhet dhe duktilitet i materialit

T_1 - perioda themelore e ndërtesës

T_C - perioda e kufirit të sipërm të degës (zonës) me shpejtim konstant në spektër

ξ - Shuarja totale e strukturës

E_s - Moduli i elasticitetit të çelikut

E_c - Moduli I elasticitetit të betonit

ε_c - Deformimi i betonit

ε_c^* - Deformimi i betonit të shtrënguar

ε_{cu} - Deformimi kufitarë i betonit

ε_{cu}^* - Deformimi kufitarë i betonit të shtrënguar

ρ_w - Përqindja e armimit tërthorë(stafave)

f_y - Rezistenca e armaturës

f_c - Rezistenca e betonit

f_{ck} - Rezistenca karakteristike e betonit

$f_{ck,k}$ - Rezistenca karakteristike e betonit të shtrënguar

f_{cd} - Rezistenca llogaritëse e betonit

$f_{cd,k}$ - Rezistenca llogaritëse e betonit të shtrënguar

f_{yk} - Rezistenca karakteristike e armaturës (çelikut)

f_{yd} - Rezistenca llogaritëse e armaturës(çelikut)

f_{yw} - Rezistenca karakteristike e armaturës tërthore

ω_w - Raporti volumetrik mekanik i stafave

γ_c - Koeficient i sigurisë së materialit për betonin

γ_s - Koeficient i sigurisë së materialit për çelikut
 γ_G - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përhershme
 γ_Q - Koeficient i sigurisë për ngarkesat e përkohshme
 U - Forca e normalizuar
 N_{Ed} - Forca normale llogaritëse
 V_{Ed} - Forca prerëse llogaritëse
 M_{Ed} - Momenti i përkuljes llogaritës
 M_{Rd} - Momenti i rezistues llogaritës
 σ_c - Sforcimi i betonit
 σ_s - Sforcimi i armaturës
 b_c - Gjerësia e seksionit të shtyllës së betonit
 b_o - Gjerësia e bërthamës së betonit
 h_c - Lartësia e seksionit të shtyllës së betonit
 h_o - Lartësia e bërthamës së betonit
 A_s - Sipërfaqja e armaturës gjatësore
 A_{sw} - Sipërfaqja e armaturës tërthore
 A_c - Sipërfaqja e betonit
 s_w - Hapi i stafave
 x_c - Lartësia e zonës së shtypur të betonit
 d - Lartësia e dobishme e seksionit
 α_n - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit, raporti i sipërfaqes së bërthamës së betonit të shtrënguar.
 α_s - Koeficienti i efektivitetit të shtrëngimit ndërmjet stafave fqinje.
 β - Amplifikatori i rezistencës
 α_n - faktori që psqyron mënyren e shkatërrimit të konstruksioneve strukturore me mure
 σ_2 - Sforcimi anësor efektiv në shtypje sipas gjenjes së fundit kufitare (ULS)
 σ_3 - Sforcimi anësor efektiv në shtypje sipas gjenjes së fundit kufitare (ULS)
 l_{cr} - Gjatësia kritike e shtyllës

d_{bw} - Diametri i stafave

d_{bL} - Diametri i armaturës gjatësore

DCL – Duktilitet i ulët

DCM – Duktilitet i mesëm

DCH – Duktilitet i lartë

q_o - Faktori bazë i sjelljes

q - Faktori i sjelljes

LISTA E FIGURAVE

Fig 1. Terminologjia e lidhur me tërmetet (a) gjenerimi dhe përhapja; (b) kurbat izoseizmike

Fig 2. Teoria e rikthimit elastik: (a) rrëshqitja në funksion të kohës; (b) nga e majta në të djathtë: faza fillestare, sforcimi para tërmetit, pas tërmetit.

Fig 3. Mekanizmat themelor të rreshqitjeve

Fig 4. Mekanizmat e rrugës së udhëtimit të valëve të trupit: valët primare (majtas) dhe dytësore (djathtas) (përshtatur nga Bolt, 1999)

Fig.5. Krijimi i fugave sizmike për të përfutur uniformitetin dhe simetrinë në plan duke ndarë strukturën në dy blloqe.

Fig 6. Shembuj të ndërtesave jouniforme në lartësi

Fig.7 Mënyra e vendosjes së mureve; a) konfigurim jo i preferueshëm, ngurtësi e ulët në përdredhje; b) konfigurim tipik i preferueshëm, ngurtësi e lartë në përdredhje

Fig.8 a) Struktura është e vendosur midis dy tipeve të ndryshme të truallit; b) Ana e majtë e themelit është më e ngurtë se ana e djathtë.

Fig.9 Përcaktimi i formave kompakte

Fig.10 Kriteret për rregullsine e ndërtesave me shkallezim (thyerje) në lartësi

Fig.11. Faktori i rëndësisë në lidhje me periudhën e rikthimit

Fig.12 Zonat sizmike të Kosovës

Fig.13. Tregimi i faktorëve α_u dhe α_l të marrë gjatë një analize pushover

Fig.14 Tipi A – Duktilitet i ulët i çelikut

Fig.15 Tipi B – Duktilitet i mesëm i çelikut

Fig.16 Tipi C – Duktilitet i lart i çelikut

Fig. 17 Vlerat projektuese të forcave prerese në trare, në projektimin sipas kapaciteteve

Fig. 18 Armimi terthor ne zonat kritike te trareve.

Fig. 19 Vlerat projektuese të forcave prerese në shtylla, në Projektimin sipas Kapaciteteve

Fig.20 Mbeshtjellsja projektuese për momentet perkulese në muret e perkulshme (majtas: sistemet me mure; djathtas: sistemet duale)

Fig.21: Mbeshtjellsja projektuese e forcave prerëse në muret e sistemit dual

Fig.22: Diagrami i momentit të përqendrimit të një murit nga analiza dhe envolopa e momentit sipas EC8 për ProjektimiN e një muri ductile në flexure.

Fig.23 Skema e organizimit vertikal të armimit në një seksion të murit duktil dhe përcaktimi i gjatësisë së elementit kufi.

Fig. 24 Përkufizimi i termave gjeometrikë të një shtylle drejtkëndore

Fig. 25 Krahasimi i kërkesës dhe kapacitetit në përshpejtim - formati i zhvendosjes (AD).

Rregulli i zhvendosjes së barabartë supozohet.

Fig. 26 Përcaktimi i marrëdhënies të idealizuar elastike – plotësisht plastike të forca – zhvendosjeve

Fig.27 Rendi i periudave të shkurta

Fig.28 Rendi i periudave të mesme dhe të gjata

Fig. 29. Përmbledhje e metodës bazë N2 (nga Fajfar 2000)

Fig.30 Pozicionimi i elementeve në pllaken e Përdhesis.

Fig.31 Formimi i modelit për llogaritje

Fig.32 Diafragmat e meskatit

Fig.33 Definimi i spektrit të reagimit

Fig.34 Përshirja e ngarkesave gjatë llogaritjes së masës së objektit

Fig.35 Efekti P-delta

Fig.36 Definimi i rasteve të ngarkesave vepruese në objekt

Fig.37 Definimi i rasteve për ngarkesa dinamike

Fig.38 Gjenerimi i rrjetës në pllakat e meskatit dhe mure

Fig.39 Forma e parë e lëkundjes - drejtimi X

Fig.40 Forma e dytë e lëkundjes – drejtimin Y

Fig.41 Zhvendosja maksimale e kateve ,drejtimi X

Fig.42 Zhvendosja maksimale e kateve ,drejtimi Y

Fig.43 Rrëshitja maksimale e kateve,drejtimi X

Fig.44 Rrëshitja maksimale e kateve,drejtimi Y

Fig.45 Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 46 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 47 Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 49 Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 50 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 51 Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Liveload) në drejtimin global X të strukturës

Fig.52 Diagrami i forcave aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të strukturës

Fig. 53 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të strukturës

Fig.54 Nyjet që do të shqyrtohen për dimensionim

Fig.55 Plani armimit të trajeve

Fig.56 Plani armimit të shtyllave

Fig.57 Plani armimit të Murit Sizmik

LISTA E TABELAVE

Tabela 1 Rrjedhojat e rregullsise strukturore ne analizen dhe projektimin sizmik.

Tabela 2 Klasat e rendesise per ndertesat

Tabela 3 Tipet e truallit

Tabela 4 Vlera bazë e faktorit të sjelljes , sipas EC-8 për ndërtesat e rregullta sipas latësis

Tabela 5 EC8 detajimi i shufrave longitudinale në trarët primarë (në ato sekondare si në DCL)

Tabela 6 EC8 rregullat detajuese për përforcimin transversal të trarëve primarë (në ato dytësore)

Tabela 7 EC8 rregullat e detajimit për shufrat vertikale në shtyllat primare (në ato dytësore)

Tabela 8 EC8 rregullat e detajimit për përforcimin transversal në shtyllat primare (ato dytësore)

Tabela 9 Caktimi i periodave dhe frekuencave

Tabela 10 Qendra e mases dhe e shtangësis

Tabela 11 Llogaritja e zhvendosjeve në drejtimin X

Tabela 12 Llogaritja e zhvendosjeve në drejtimin Y

Tabela 13 Llogaritja e drifteve në drejtimin X

Tabela 14 Llogaritja e drifteve në drejtimin Y

Tabela 15 Llogaritja e efektit P- Δ , drejtimi X

Tabela 16 Llogaritja e efektit P- Δ , drejtimi Y

Tabela e Përmbajtjes

1. KARAKTERISTIKAT E TERMETEVE	15
1.1 HYRJE	15
1.1.1 Njohuri të përgjithëshme rreth Termeteve.....	15
1.1.2 Valët sizmike	19
1.1.3 Matja e tërmeteve	20
2.0 PARIMET KONCEPTUALE TË PROJEKTIMIT PËR NDËRTESA REZISTENTE NDAJ TERMETEVE.....	21
2.1 Të përgjithëshme	21
2.1.1 Parime baze te projektimit konceptual	21
2.2 Kriteret per rregullsine strukturore.....	27
2.2.1 Te përgjithshme	27
2.2.2 Kriteret për rregullsi në plan.....	28
2.2.3 Kriteret per rregullsi ne lartesi.....	30
2.3 Klasat e rëndësisë dhe faktorët e rëndësisë	32
2.4 Identifikimi i tipave të trojeve.....	33
2.4.1 Kushtet e truallit	35
2.4.2 Veprimi sizmik	35
2.4.3 Paraqitja bazë e veprimit sizmik.....	36
3.0 DUKTILITETI I STRUKTURAVE RAM NGA BETONI ARMUAR	37
3.1 Kapaciteti disipues i energjise dhe klasat e duktilitetit.	37
3.2 Faktoret e sjelljes per veprimet sizmike horizontale.....	40
1.3 Kërkesat e duktilitetit në Struktura.....	43
4. RREGULLA SPECIFIKE PËR NDËRTESAT PREJ BETONI	45
4.1 Projektimi sipas Rregullave Teknike të Projektimit te Konstruksioneve betonarme (Eurokodit 2 EN 1992-1-1)	45
4.2 Projektimi per klasen e mesme te duktilitetit (DCM)	45
4.2.1 Kerkesa gjeometrike mbi permasat dhe materialet.....	45
4.2.2 Traret	46
4.2.3 Shtyllat.....	46
4.2.4 Muret Duktile	46
5.0 DETAJE PËR DUKTILITETIN.....	67
5.1.Rajonet kritike në elemente duktile.....	67

5.2 Kërkesa për duktilitet të lakimit në 'rajonet kritike	68
5.3 Kufiri i sipërm dhe i poshtëm i raportit të armaturës gjatësore të trarëve parësor	70
5.4 Kufizimi i perfocimeve në rajonet kritike në shtyllat parsore	71
6.0 ELEMENTET E DYTË SIZMIK	75
6.1 Kërkesa të veçanta të projektimit për "sekondare" anëtarët dhe implikimet për analizën	75
6.2 Verifikimi i anëtarëve 'dytësorë' në situatën e projektimit sizmik	76
6.3 Modelimi i anëtarëve 'sekondarë' në analizë	76
7.0 ANALIZA SIZMIKE E KONSTRUKSIONEVE	78
7.1 Analiza Jolineare	78
7.2 Analiza Pushover	79
7.3 Përcaktimi i zhvendosjes target për analizen statike jolineare	82
(Analiza Pushover –Te mbingarkimit gradual)	82
7.3.1 Transformimi ne nje sistem ekuivalent me nje shkalle lirie (Nj.SH.L.)	82
7.3.2 Percaktimi i marredhenies se idealizuar elastike – plotesisht plastike te force – zhvendosje	83
7.3.3 Percaktimi i periodes të sistemit të idealizuar ekuivalent me Nj. SH.L.	84
7.3.4 Përcaktimi i zhvendosjes të caktuar si objektiv (zhvendosjes “target”) për sistemin ekuivalent me Nj.SH.L	84
7.4 Analiza jolineare- Metoda N2	86
7.4.1 Përmbledhje e metodës N2 (varianti bazë)	87
(Shtojca 1 në Fajfar 2000)	87
7.6 Metoda e zgjeruar N2 në Eurokodin 8	90
8.0 MODELIMI DHE ANALIZA E STRUKTURES NGA BETONI I ARMUAR	92
8.1. Karakteristikat gjeometrike të strukturës	92
8.2. Sistemi strukturor, zona sizmike	94
8.3. Spektri i projektimit për Gjendjen e Fundit Kufitare	95
8.3.1. Faktori i sjelljes “q”	95
8.3.2. Llogaritja e peshave sizmike	96
8.4. Kombinimi i ngarkesave	99
8.5. Format e lëkundjeve	100
8.6 Periodat dhe Frekuencat	101
8.7 Përcaktimi i qendrës së masës dhe qendrës së shtangësisë	101
8.8 Verifikimet në gjendjen e fundit kufitare dhe verifikimet gjeometrike	102
8.9 Llogaritja e drifteve të kateve	104

8.10 Llogaritja e efektit P- Δ	106
8.11 Efektet projektuese të veprimit	116
8.12 Dimensionimi i trajeve	117
Trau i brendshëm-B1-B4.....	117
8.12.1 Forca prerëse projektuese	117
8.12.3 Detajimi për duktilitet lokal.....	118
8.12.4 Sipërfaqja maksimale e armaturës.....	119
8.12.5 Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është:.....	119
8.12.6 Llogaritja e zonave kritike :	119
8.13 Trau i jashstëm (Perimetrik) –A1-A4.....	120
8.13.1 Momentet fundore M_i, d mund të përcaktohen si në vijim	120
8.13.2 Forca prerëse projektuese	120
8.13.3 Detajimi për duktilitet lokal.....	121
8.13.4 Sipërfaqja maksimale e armaturës së zonës së tërhequr është.....	121
8.13.5 Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është.....	121
8.13.6 Llogaritja e zonave kritike	121
8.14 Dimensionimi i shtyllave - Shtyllat C1 dhe C2: (Shtyllë e brendshme).....	124
Verifikimet e rezistencës në përkulje	124
8.14.1 Kërkesa për duktilitet të shtyllave	124
8.14.2 Forca prerëse projektuese është.....	127
8.14.3 Konstruimi (detajimi) i shtyllave meritorë për duktilitet lokal.....	128
8.14.4 Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës	129
8.15 Dimensionimi i Shtyllave C1 dhe C2: (Shtyllë e jashtme-perimetrike).....	131
Verifikimet e rezistencës në përkulje	131
8.15.1 Kërkesa për duktilitet të shtyllave	131
8.15.2 Forca prerëse projektuese është.....	134
8.15.3 Konstruimi (detajimi) i shtyllave meritorë për duktilitet lokal.....	135
8.15.4 Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës	136
8.16 Dimensionimi i Murit Sizmik	140
8.16.1 Efektet projektuese të veprimit (EN 1998-1; 5.5.2.4)	140
Përkulshmëria e murit.....	140
8.16.2 Dimensionimi nga forcat horizontale prerëse.....	142

8.16.3 Caktimi i rajoneve kritike	143
8.16.4 Verifikimi i shufrave horizontale të murit	143
8.16.5 Verifikimi i shufrave vertikale të murit	144
8.16.6 Armatura minimale e murit	144
8.16.7 Detajimi për duktilitet lokal.....	144
8.17 Analiza Pushover.....	Error! Bookmark not defined.

1. KARAKTERISTIKAT E TERMETEVE

1.1 HYRJE

1.1.1 Njohuri të përgjithëshme rreth Termeteve

Toka asnjëherë nuk është në qetësi dhe e palëvizshme.

Ndër forcat endogjene që sjellin ndryshime të menjëhershme dhe me efekt katastrofik në sipërfaqen e Tokës janë edhe tërmetet.

Tërmetet janë dridhje të tokës që shkaktohen kryesisht nga thyerja e kores së tokës ose me lëvizje të papritur përgjatë një çarje tashmë ekzistuese (tërmetet tektonike), të cilat shkaktohet nga çlirimi i papritur i energjisë sforcuese elastike në formë të energjisë kinetike.

Shumë rrallë, tërmetet mund të jenë shkaktuar nga shpërthimet vullkanike.

Ky akumulim i energjisë mund të shpjegohet me teorinë e lëvizja e pllakave litosferike, në të cilat ndahet korja e tokës .

Figura 1. tregon disa karakteristika terma që lidhen me dukurinë e tërmeteve

Gjatë lëkundjes, sipërfaqja vibron në drejtim horizontal ose vertikal në madhësinë e milimetrave.

Lëkundjet e tokës janë të ndryshme në intensitet dhe në efekte, duke filluar nga lëkundje e lehtë që nuk prodhon dëme, deri te lëkundje e fortë që mund të shkatërrojë ndërtesa, ura, rrugë dhe infrastrukturë të tjera.

Zakonisht, lëkundjet kryesore nuk zgjatin më shumë se disa sekonda dhe shpesh mund të paraprihen nga paragoditje të lehta ose mbas goditjeve kryesore mund të vazhdojnë në formën e pasgoditjeve të lehta me muaj.

Intensiteti i një tërmeti bazohet në dëmtimet dhe efektet e tjera të vëzhguara në njerëz, ndërtesa dhe veçori të tjera dhe ai ndryshon nga vendi në vend.

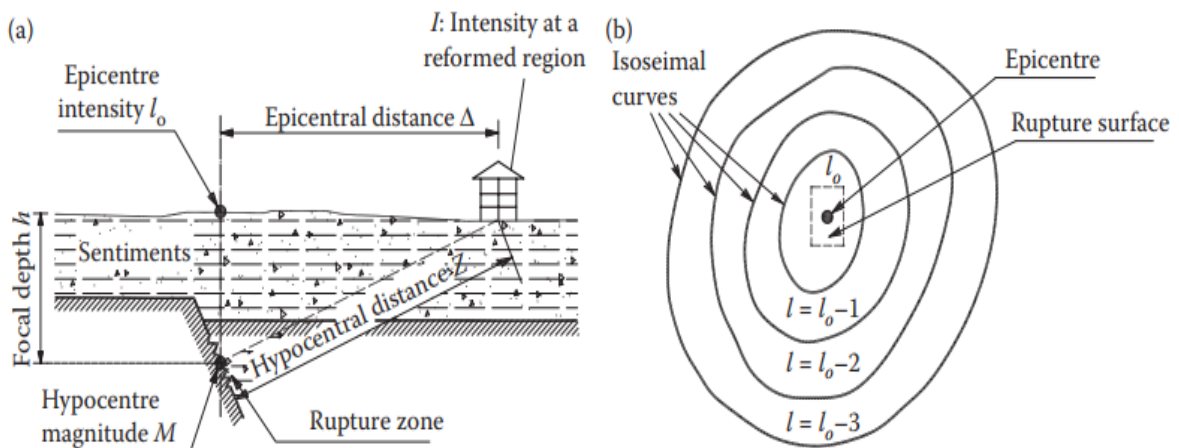


Fig 1. Terminologjia e lidhur me tërmetet (a) gjenerimi dhe përhapja; (b) kurbat izoseizmike

Pllakat tektonike të tokës janë vazhdimisht në lëvizje.

Ato ndodhen mbi shtresa llave prandaj kur ka levizje të kësaj të fundit, pllakat lëvizin po ashtu.

Tërmetet janë shumë më të shpeshtë se sa mendojmë ne, por e shumta e tyre nuk ndjehen.

Një tërmet manifestohet si lëkundje e tokës e shkaktuar nga çlirimi i papritur i energjisë në Tokë kore.

Kjo energji mund të vijë nga burime të ndryshme, si zhvendosjet e kores, shpërthime vullkanike , apo edhe nga shpërthimet e bëra nga njeriu ose shembja e zgavrave nëntokësore, si minierat .

Kështu, ndërsa tërmetet përkufizohen si shqetësime natyrore, ekzistojnë lloje të ndryshme tërmetesh.

Thyerja e rrethqitjes - e shkaktuar nga shpërthimet vullkanike, e shkaktuar nga miniera dhe e shkaktuar nga rezervuari i madh.

Tërmetet tektonike janë me interes të veçantë për inxhinierët strukturorë, prandaj do të diskutohet më tej përqendrohuni në llojin e fundit të shqetësimit të tokës.

Rrëshqitja e papritur gjeneron valë sizmike të cilat përhapen në tokë, duke shkaktuar, nga ana tjetër, dridhje të tokës në të tre drejtimet.

Përveç kësaj, nën rrethana të caktuara dhe afër rrëshqitjes , zhvendosje të përhershme disa qindra nga milimetra deri në disa metra mund të ndikojë në sipërfaqen e tokës.

Tektonika e pllakave (Eëgener 1915) sot njihet si korniza e përgjithshme për të shpjegojë shpërndarjen e sizmicitetit në Tokë.

Teoria e rikthimit elastik (Reid 1910) jep shpjegimin më të kënaqshëm për llojet e tërmeteve që shkaktojnë lëvizjet potencialisht të dëmshme të sipërfaqes.

Ky koncept është paraqitur në Figurën 2.a paraqet rrëshqitjen që ndodh me kalimin e kohës përgjatë një rrafshi të rrëshqitjes ; rrëshqitja grumbullohet gjatë intervale me një shpejtësi të ngadaltë, por konstante, deri në sforcimet dhe sforcimet që janë zhvilluar përgjatë planit të rrëshqitjes ; një këputje do të fillojë më pas në një kritike vendndodhjen në zonën e rrëshqitjes, duke prodhuar një kërcim të papritur rrëshqitës.

Figura 2.b përshkruan një pamje plani të sipërfaqes së tokës, me gjurmën e rrëshqitje dhe një vijë me pika që përfaqëson një kalim te murit ; gjatë periudhës së gjatë të akumulimit të ngadaltë të sforcimit, muri deformohet butësisht, por kur bëhet këputja e shqitjes, muri priset.

Kur dy masa tokësore lëvizin në lidhje me njëra-tjetrën, energjia e sforcimit elastik për shkak të proceseve tektonike ruhet dhe më pas lirohet përmes këputjes së zonës së ndërfaqes.

Blloqet e shtrembëruara këputen prapa drejt ekuilibrit dhe prodhohet një lëvizje e tokës nga tërmeti.

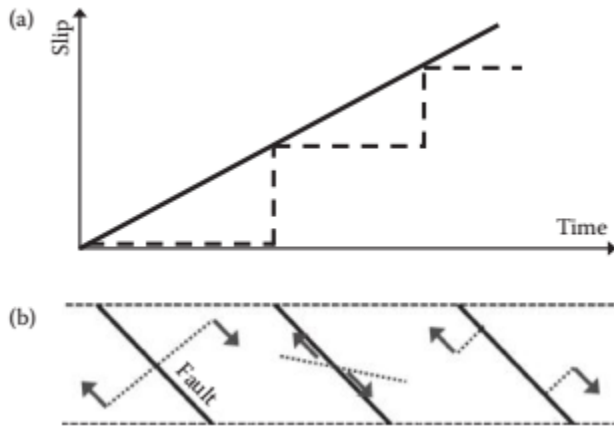


Fig 2. Teoria e rikthimit elastik: (a) rrëshqitja në funksion të kohës; (b) nga e majta në të djathtë: faza fillestare, sforcimi para tërmetit, pas tërmetit.

Ky proces quhet si 'rikthim elastik'. Thyerja që rezulton në koren e Tokës quhet një "rreshqitje".

Gjatë të papriturës këputja e shkëmbit të brishtë të kores, krijohen valë sizmike.

Këto valë largohen nga burimi të tërmetit përgjatë shtresave të jashtme të Tokës.

Orientimi i lëvizjes së rreshqitjeve përcaktohet nga tre këndet ϕ , δ dhe λ , dhe jepen dimensionet e tij, sipas zonës së tij S siç tregohet në Figurën 2; rrëshqitja matet me zhvendosjen relative Δu .

Ekzistojnë disa mekanizma defekti në varësi të mënyrës se si lëvizin pllakat në lidhje me njëra-tjetrën (Housner, 1973).

Mekanizmat më të zakonshëm të burimeve të tërmeteve janë përshkruar më poshtë (Figura 3): (i) Shkaqet e rrëshqitjes : Një bllok lëviz vertikalisht në lidhje me tjetrin.

Nëse blloku që qëndron në themel të rrafshi i defektit ose "këmba e këmbës" lëviz lart poshtë dhe largohet nga blloku që varet nga rrafshi i defektit, ose 'mur i varur', fitohen rreshqitje normale.

Forcat tërheqëse shkaktojnë dështimin e prerjes së normales se rreshqitjes.

Nga ana tjetër, kur muri i varur lëviz lart në lidhje me murin e këmbës, rreshqitjet janë të kundërta; forcat shtypëse shkaktojnë dështimin.

Tërmetet përgjatë brezit sizmik Circum - Pacifi c shkaktohen nga rreshqitëjet e shtytjes;

(ii) Rreshqitjet e goditjes : Blloqet ngjitur lëvizin horizontalisht pranë njëri-tjetrit. Goditje - rreshqitje mund të jetë djathtas - anësore ose majtas - anësore, në varësi të sensit të lëvizjes relative të blloqeve për një vëzhgues i vendosur në njërën anë të vijës së prishjes.

Rrëshqitja ndodh përgjatë një vertikale thelbësisht plani i rreshqitjes dhe mund të shkaktohet nga sforcimet e ngjeshjes ose tensionit.

Disa rreshqitje shfaqin kombinime të lëvizjeve goditje - rreshqitje dhe zhytje këto të fundit quhen 'rreshqitje e zhdrejtë'.

Rrëshqitjet e zhdrejta mund të jenë ose normale ose të kundërta dhe djathtas - ose majtas - anësore. Rrëshqitja e mësipërme, mekanizmat mund të përcaktohen në terma matematikorë nëpërmjet vlerave të zhytjes δ dhe rrëshqitjes ose rrëshqitjes λ .

Për shembull, rrafshet e rrëshqitjes tregojnë $\delta = 90^\circ$ dhe $\lambda = 0^\circ$. Këndi i rrëshqitjes λ është negativ për normalen e rreshqitjes dhe pozitive për rrafshet e kundërta; për $\delta > 0^\circ$ rrafshi i prishjes është i pjerrët dhe mund të shfaqë lëvizje horizontale ($\lambda = \pm 180^\circ$ dhe 0°) ose vertikale ($\lambda = \pm 90^\circ$). Detaje të mëtejshme mbi llojet e valëve sizmike janë dhënë në para tërmetit, pas tërmetit

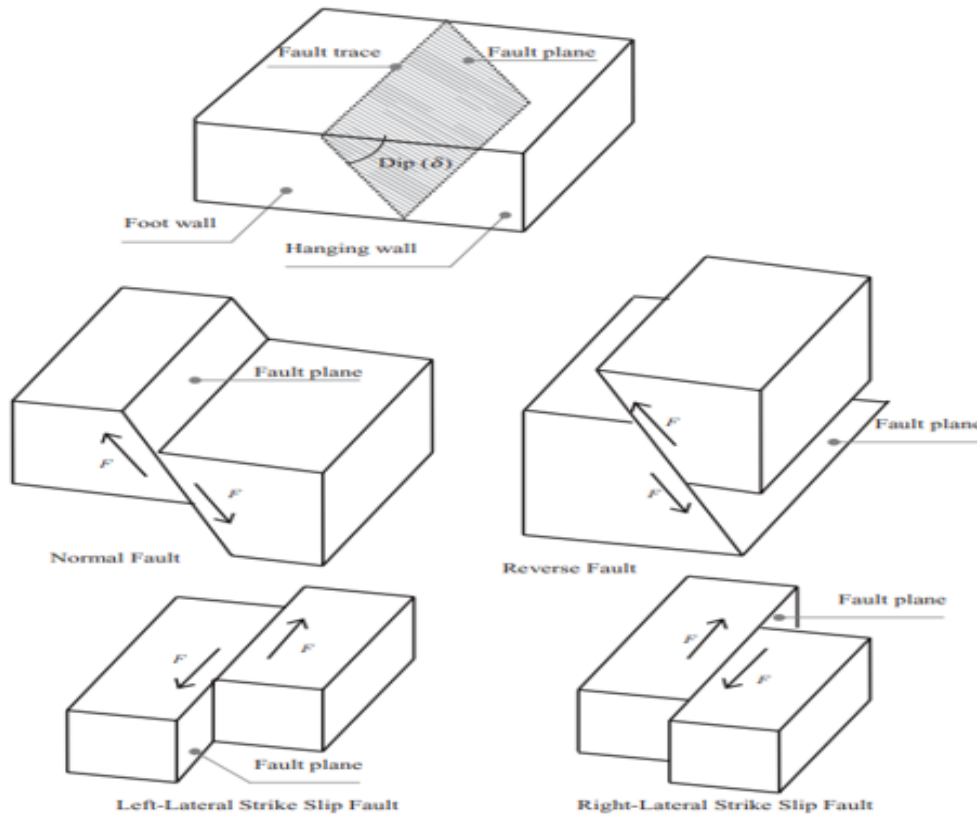


Fig 3. Mekanizmat themelor të rreshqitjeve

Nëse zhvendosja relative është kryesisht vertikale, rrëshqitja quhet "normal" ose "e kundërt", në varësi të lëvizjes relative të dy pjesëve të ndara nga defekti ('muret'). Figura 3 tregon llojet e ndryshme të rreshqitjeve.

Me zhvillimin e imazheve satelitore (GPS, interferometria me radar, etj.), në ditët e sotme është e mundur të matet zhvendosja e tokës prej 1 mm/vit dhe për rrjedhojë të dihet shkalla e rrëshqitjes

përgjatë planeve të prishjes.

Nga ai informacion, periudha e përsëritjes së madh tërmetet mund të vlerësohen.

Pra, matjet e shkallës së rrëshqitjes përfaqësojnë një alternativë ndaj vlerësimit më tradicional i intervaleve të përsëritjes së tërmeteve nga të dhënat historike

1.1.2 Valët sizmike

Thyerjet nga rrëshqitjet shkaktojnë thyerje të brishta të kores së Tokës dhe shpërndajnë deri në 10% të pllakës totale - energjia tektonike në formë të valëve sizmike.

Lëkundjet e tërmeteve krijohen nga dy lloje elastike

Valët sizmike: valët vëllimore dhe sipërfaqësore.

Ndjenja e lëkundjes është përgjithësisht një kombinim i këtyre valëve, veçanërisht në distanca të vogla nga burimi ose 'fusha e afërt'.

Valët vëllimore udhëtojnë nëpër shtresat e brendshme të Tokës.

Ato përfshijnë valë gjatësore ose parësore (të njohura edhe si 'valë P') dhe valë tërthore ose dytësore (të quajtura gjithashtu 'valë S'). Valët P - dhe S - quhen gjithashtu 'dridhje paraprake' sepse në shumicën e tërmeteve ato ndihen së pari (Kanai, 1983). P - valët shkaktojnë shtytje (ose ngjeshje) dhe tërheqje (ose tension) alternative në shkëmb siç tregohet në figurën 1.9.

Kështu, ndërsa valët përhapen, mediumi zgjerohet dhe tkurret, duke mbajtur të njëjtën formë.

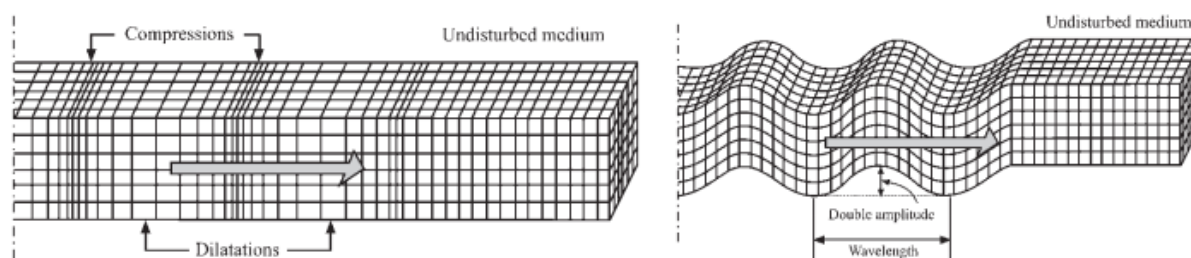


Fig 4. Mekanizmat e rrugës së udhëtimit të valëve të trupit: valët primare (majtas) dhe dytësore (djathtas) (përshtatur nga Bolt, 1999)

Ato shfaqin veti të ngjashme me valët e zërit, tregojnë amplituda të vogla dhe periudha të shkurtra dhe mund të transmetohen në atmosferë.

Valët P janë valë sizmike me potencial dëmtimi relativisht të vogël. S – valë përhapja, përkundrazi, shkakton lëvizje vertikale dhe horizontale anash.

Valë të tilla sjellin prerje sforcimet në shkëmb përgjatë shtigjeve të tyre siç tregohet në figurën 4 dhe kështu përcaktohen gjithashtu si 'prerje valët'.

Lëvizja e tyre mund të ndahet në komponente horizontale (SH) dhe vertikale (SV), të dyja të cilat mund të shkaktojnë dëme të konsiderueshme, siç ilustruhet në seksionet 1.4.1 dhe 1.4.2 si dhe në shtojcën B.

Valët prerëse janë analoge me valët elektromagnetike, tregojnë amplituda të mëdha dhe periudha të gjata, dhe nuk mund të përhapet në lëngje.

1.1.3 Matja e tërmeteve

Madhësia e tërmetit shprehet në disa mënyra.

Kualitative ose jo instrumentale dhe sasiore ose ekzistojnë matje instrumentale; kjo e fundit mund të jetë ose e bazuar në kalibrimet rajonale ose e zbatueshme në mbarë botën.

Matjet jo instrumentale kanë një rëndësi të madhe për ngjarjet para instrumentale dhe prandaj janë thelbësore në përpilimin e katalogëve historikë të tërmeteve për qëllime të analizës së rreziqeve. Për tërmetet që janë regjistruar instrumentalisht, shkallët cilësore janë plotësuese të dhënat instrumentale.

Për më tepër, vëzhgimi periudha gjatë së cilës përdoren të dhëna për të përcaktuar parashikimet e ardhshme është një çështje me rëndësi të madhe.

Për shembull, studimet e fundit (Ambraseys, 2006) tregojnë se për tre rajone aktive në mbarë botën kufizimi i katalogëve të përdorur në analizën e rrezikut në një periudhë të shkurtër kohore mund të mbivlerësojë jashtëzakonisht ose nënvlerësoni rrezikun që pason.

2.0 PARIMET KONCEPTUALE TË PROJEKTIMIT PËR NDËRTESA REZISTENTE NDAJ TERMETEVE

2.1 Të përgjithëshme

(1) Seksioni 4 trajton ndertesat. Ai permban rregulla të përgjithëshme për projektimin e ndërtesave rezistuese ndaj termetit dhe duhet të përdoret në kuadrin e lidhjeve të tij me Seksionet 2, 3 dhe nga 5 deri 9.

(2) Seksionet nga 5 deri 9 trajtojnë rregulla specifike për materiale dhe elemente të ndryshëm strukturore që përdoren për ndertesat.

(3) RRTP- 4.2 4.2.1 Udhëzime mbi ndertesat me izolim në bazë jepen në seksionin 10 të pjesës së parë të Eurokodit 8 (EN 1998-1), të cilat nuk përfshihen në Rregullat Teknike NRT-2004.

2.1.1 Parime baze të projektimit konceptual

Në rajone sizmike rreziku nga termet duhet të merret parasysh që në fazat e hershme të projektimit konceptual të një ndërtese, për të mundësuar kështu përfitimin e një sistemi strukturor, i cili, brenda kostove të pranueshme, kënaq kërkesat themelore të përkufizuara në **2.1 të EN 1998-1**.

Parimet udhëzuese që duhen ndjekur në këtë projektim konceptual janë:

- thjeshtësia strukturore;
- uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (statike);
- rezistenca dhe ngurtësia sipas të dy drejtimeve;
- rezistenca dhe ngurtësia ndaj përdredhjes;
- sjellja diafragmatike (e tipit “diafragmë”) në nivelin e katit;
- themele adekuate.

2.1.1.2 Thjeshtësia strukturore

Thjeshtësi strukturore do të thotë rrugë e pastër dhe e drejtpërdrejtë e kalimit të ngarkesës (“load path”) për transmetimin e forcave sizmike nga pjesa e sipërme e ndërtesës deri në themelet e saj.

Rruga e kalimit të ngarkesës duhet të identifikohet në mënyrë të qartë nga projektuesi strukturist, i cili duhet të sigurojë që të gjitha pjesët e rrugës së kalimit të ngarkesës të kenë rezistencë, ngurtësi dhe duktilitet adekuat.

Rrugët e drejtpërdrejta të kalimit të ngarkesës do të ndihmojnë në reduktimin e pasigurive në vlerësimin, qoftë të rezistencës, ashtu edhe të duktilitetit dhe gjithashtu të reagimit dinamik.

Rrugët komplekse të kalimit të ngarkesave, për shembull strukturat transferuese të ngarkesave, kanë prirje të shkaktojnë rritjen e përqendrimeve të sforcimeve dhe të bëjnë më të vështirë vlerësimin e rezistencës, duktilitetit dhe reagimit dinamik.

2.1.1.3 Uniformiteti, simetria dhe pacaktueshmëria (statike)

Uniformiteti në plan karakterizohet nga një shpërndarje e barabartë e elementëve strukturorë gjë që lejon transmetim të drejtpërdrejtë dhe në mënyrë sa më të shkurtër të inercisë së masave të shpërndara të ndërtesës.

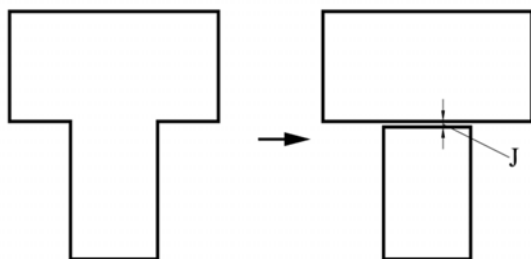
Nëse konfigurimi i ndërtesës është simetrik ose pothuajse simetrik, një vendosje simetrike e elementëve strukturorë, të cilët duhet të shpërndahen mirë në plan, është e përshtatshme për arritjen e uniformitetit.

Uniformiteti në plan përmirëson performancën dinamike të ndërtesës duke kufizuar ose eleminuar reagimin në përdredhje.

Gjithësesi, edhe në ndërtesat uniforme, kur është e mundur, sugjerohet që elementët më të ngurtë të vendosen në perimetrin e planit, me qëllim të të rritet ngurtësia në përdredhje e ndërtesës.

Forma plane të parregullta ose asimetrike me konfiguracion L ose T mund të përmirësohet duke e ndarë ndërtesën me fuga për të arritur forma kompakte, drejtkëndore (Fig.5).

Fugat duhet të projektohen në mënyrë të përshtatshme me qëllim që të shmangët goditja e ndërtesave fqinje gjatë një tërmeti të fortë.

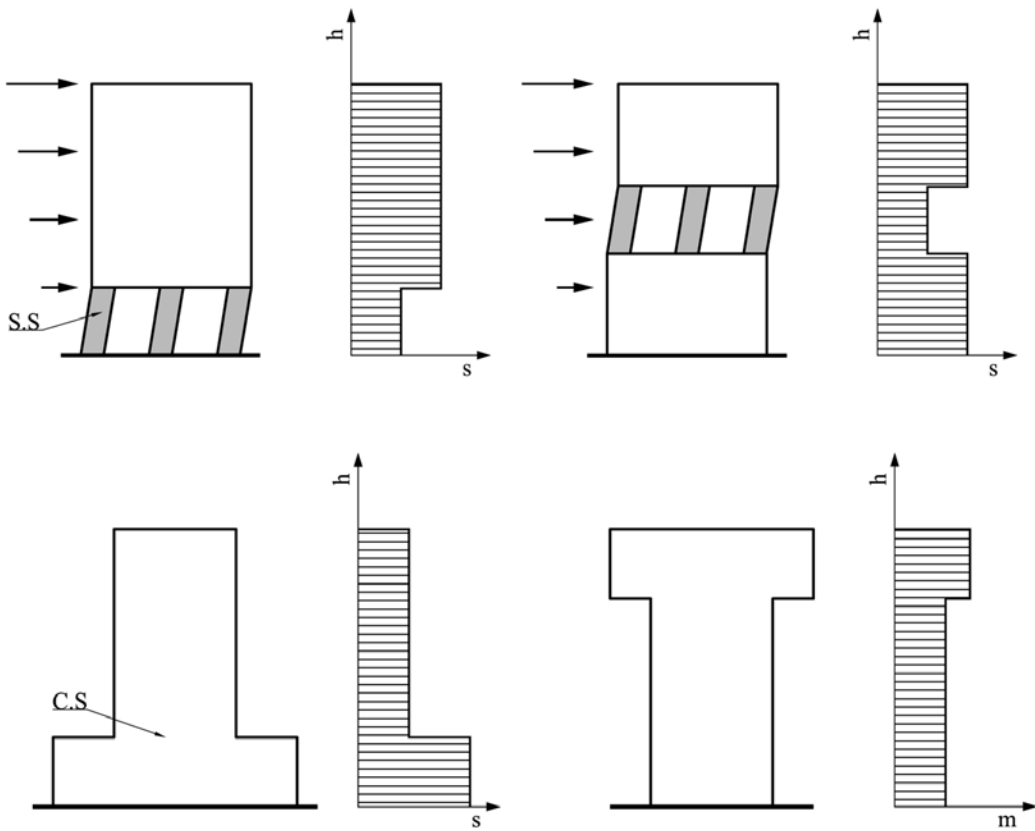


Legjenda

J- Fugë sizmike e përmasuar në mënyrë adekuate.

Fig.5. Krijimi i fugave sizmike për të përfutuar uniformitetin dhe simetrinë në plan duke ndarë strukturën në dy blloqe.

Uniformiteti përgjatë lartësisë së ndërtesës është gjithashtu i rëndësishëm, meqenëse ky tenton të eliminojë zhvillimin e zonave të ndjeshme ku përqendrimet e forcave ose kërkesave për duktilitet të lartë mund të shkaktojnë në mënyrë të parakohshme shembjen.



Legjenda

- SS kati i butë
- Cs përqendrimi i sforcimeve
- S ngurtësia
- m masa
- h lartësia

Fig 6. Shembuj të ndërtesave jouniforme në lartësi

2.1.1.4 Rezistenca dhe ngurtësia sipas te dy drejtimeve

- 1) Levizja sizmike horizontale është një fenomen që shfaqet sipas dy drejtimeve dhe prandaj struktura e ndërtesës duhet të jetë në gjendje t'ua rezistojë veprimeve horizontale sipas çdo drejtimi.
- 2) Për të kënaqur piken (1), do të duhej që elementet strukturore të vendosen sipas një mënyre strukturore ortogonale në plan, duke siguruar karakteristika të njëjta rezistencë dhe ngurtësi në të dy drejtimet kryesore.
- 3) Zgjedhja e karakteristikave të ngurtësisë të strukturës do të duhej të bëhej e tillë që, përveç synimit për të minimizuar efektet e veprimit sizmik të kufizohet gjithashtu edhe shfaqja e zhvendosjeve të teperuara që mund të çojnë në humbje qendrushmerie për shkak të efekteve të rendit të dyte ose që çojnë në demtime të mëdha.

2.1.1.5 Rezistenca dhe ngurtësia përdredhese

Përveç rezistencës dhe ngurtësisë anësore do të duhej që strukturat e ndërtesave të kenë rezistencë dhe ngurtësi të përshtatshme përdredhese, me qëllim që të kufizohet shfaqja e levizjeve përdredhese të cilat tentojnë t'i sforcjnë elementet e ndryshëm strukturore në mënyre jo-uniforme.

Në këtë këndvështrim, ka avantazh të qartë vendosjet (konceptimet) e tilla ku elementet kryesore rezistues ndaj veprimit sizmik janë të shpërndara afër periferisë së ndërtesës.

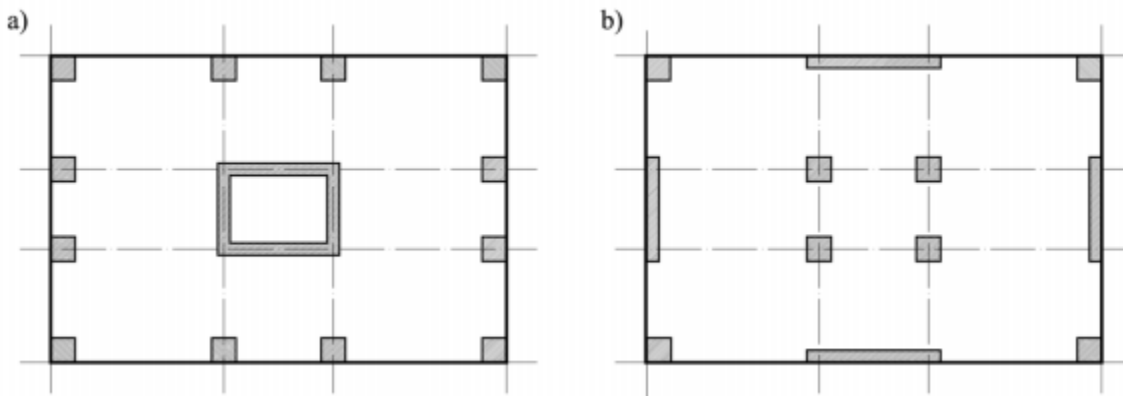


Fig.7 Mënyra e vendosjes së mureve; a) konfigurim jo i preferueshëm, ngurtësi e ulët në përdredhje; b) konfigurim tipik i preferueshëm, ngurtësi e lartë në përdredhje

2.1.1.6 Sjellja diafragmatike në nivelin e katit

-Tek ndertesat, mbulesat e nderkateve (përfshire edhe çatite) luajnë një rolë shumë të rëndësishëm në sjelljen tërësore sizmike të strukturës.

Ato veprojnë si diafragma horizontale që mbledhin dhe transmetojnë forca inerciale në sistemet strukturore vertikale dhe sigurojnë atë që, këta sisteme të veprojnë së bashku për t'i rezistuar veprimet sizmik horizontale.

Veprimi i mbulesave të nderkateve si diafragma është veçanërisht i rëndësishëm në rastet e planimetrive komplekse dhe jo-uniforme të sistemeve strukturore vertikale, ose kur përdoren së bashku sisteme me karakteristika të ndryshme deformueshmërie horizontale (siç janë p.sh. sistemet duale ose mikse).

-Do të duhej që sistemet e mbulesave të nderkateve ose çatite të sigurojnë ngurtësinë dhe rezistencën në plan si dhe lidhje efektive të tyre në sistemet strukturore vertikale.

Do të duhej (rekomandohej) vëmendje e veçante t'u jepet rasteve të formave jo-kompakte dhe shume të zgjatura si dhe rasteve me hapje (hapesira) të mëdha në mbulesat e nderkateve, veçanërisht kur këto të fundit vendosen në afërsi të elementeve strukturore vertikale kryesore, duke përguar ashtu lidhje të tilla efektive.

-Do të duhej që diaframat të kenë ngurtësi të mjaftueshme në plan, për të bërë shpërndarjen e forcave horizontale dhe të inercive në sistemet strukturore vertikale në përputhje me supozimet e analizës (si p.sh. supozimi i diafragmave të ngurta, shih pikën 4.3.1 (4)), veçanërisht kur ka ndryshime të rëndësishme në ngurtësi ose mosvazhdueshmëri (—offsets) të elementeve vertikale sipër dhe poshtë diafragmës.

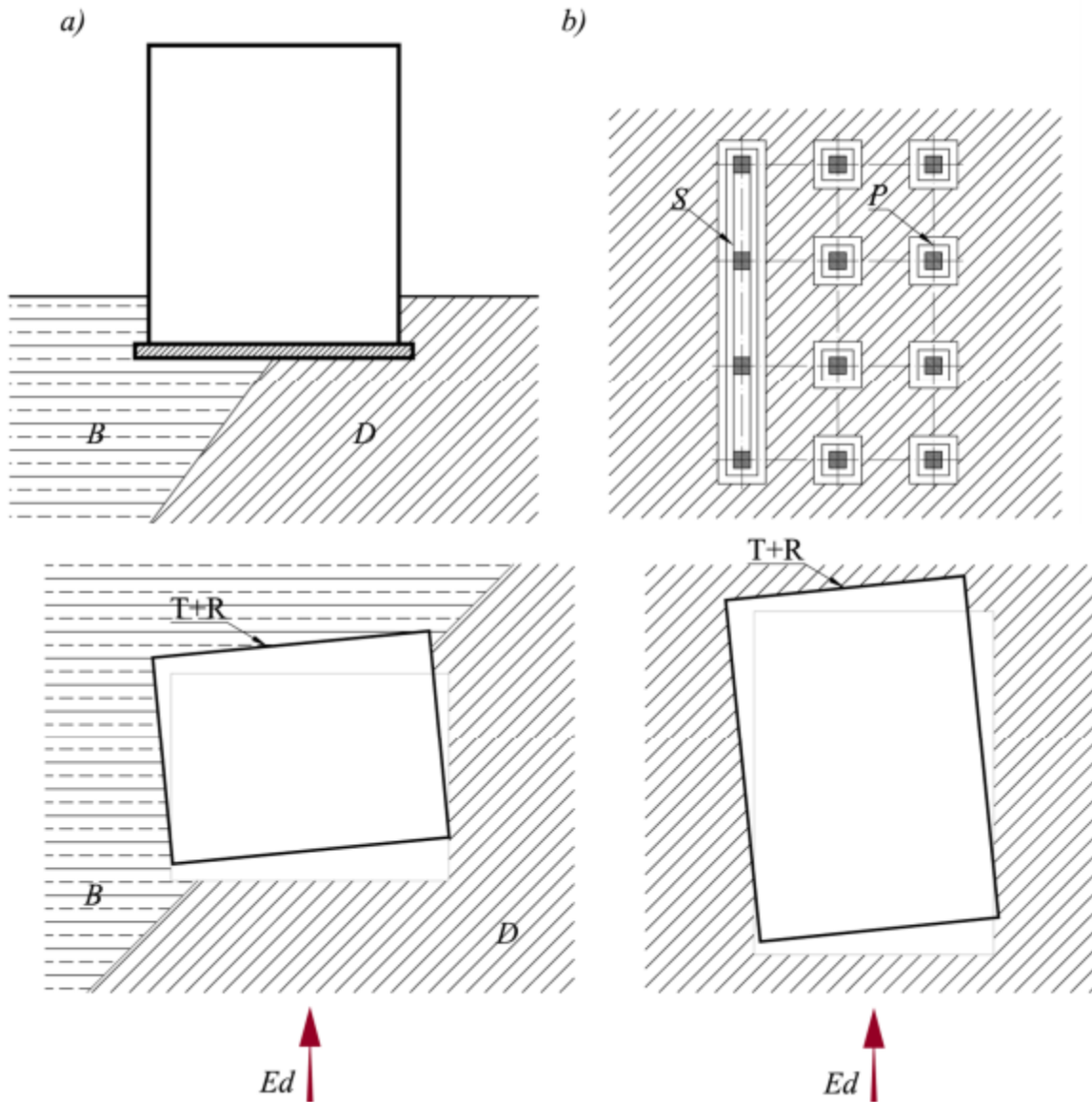
2.1.1.7 Themelet e pershtatshme

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

-Për strukturat e përbëra nga një numër jo i madh muresh strukturore, me mundësi ndryshimi të tyre në gjerësi dhe ngurtësi, do të duhej që përgjithësisht të zgjidhet një themel i ngurtë, tip kuti (—box-typel) ose me qeliza, tip kaseton, që përmban një pllakë themeli dhe një pllakë mbuluese (—cover slab).

-Për ndërtesat me elemente themeli të veçante (plinta ose pilota), rekomandohet përdorimi i pllakës së themelit ose i trarëve-lidhes midis këtyre elementeve sipas të dy drejtimeve kryesore, duke patur parasysh kriteret e pikës.

5.4.1.2 të Shtojcës mbi THEMELET, të këtyre Rregullave Teknike (adaptuar sipas pikës 5.4.1.2 të Pjesës së pestë të Eurokodit 8- EN 1998 - 5 : 200X).



Legjenda:

- B** truall i tipit B
- D** truall i tipit D
- T+** lëvizje translative +
- R** rrotulluese
- S** themel i vazhduar
- P** themel me plinta
- E_d** veprimi sizmik

Fig.8 a) Struktura është e vendosur midis dy tipeve të ndryshme të truallit; b) Ana e majtë e themelit është më e ngurtë se ana e djathtë.

Në të dy rastet lëvizjet translative të anës së majtë janë më të vogla

Për ndërtesa me themele me elementë të veçuar (plinta ose pilota) rekomandohet përdorimi i soletës së themelit ose i trarëve lidhës midis këtyre elementëve sipas të dyja drejtimeve kryesore, duke pasur parasysh kriteret dhe rregullat në EN 1998-5:2004, **5.4.1.2**.

2.2 Kriteret për rregullsinë strukturore

2.2.1 Te përgjithshme

-Për qëllimet e projektimit sizmik, strukturat e ndërtesave dallohen në të rregullta dhe jo të rregullta.

Ky dallim shoqërohet me ndikimin, në aspektet vijuese, të projektimit sizmik :

- në modelin strukturor, që mund të jetë ose sistem plan i thjeshtuar, ose hapsinor ;
- në metodën e analizës, e cila mund të jetë ose një analizë e thjeshtuar sipas spektrit të reagimit (metodika e forcës anësore) ose një analizë – modale ;
- Në vlerën e faktorit të sjelljes q , i cili mund të zvogëlohet në varesi të tipit të jorregullsisë në lartësi, dmth :
- jo – rregullsi gjeometrike ;
- shpërndarje jo e rregullt e mbi-rezistencës në lartësi,

Përsa i përket ndikimeve të rregullsisë strukturore në analizë dhe projektim, duhet të bëhen konsiderime të veçuara mbi karakteristikat e rregullsisë të ndërtesës në plan dhe në lartësi (Tabela 1).

Tabela 1 Rrjedhojat e rregullsisë strukturore në analizen dhe projektimin sizmik.

Rregullsia		Thjeshtimi i lejuar		Faktori i sjelljes
Ne plan	Ne lartësi	Modeli	Analiza lineare-elastike	(për analizen lineare)
Po	Po	Plan	Force anësore	Vlera e referencës
Po	Jo	Plan	Modale	Vlera e zvogëluar
Jo	Po	Hapsinor	Force anësore	Vlera e referencës
Jo	Jo	Hapsinor	Modale	Vlera e zvogëluar

Kriteret që përshkruajnë rregullsinë në plan dhe në lartësi, rregullat që kanë të bëjnë me modelin dhe analizen (llogaritjet).

- Do të duhej që kriteret e rregullsisë të dhëna në pikat 4.2.3.2 dhe 4.2.3.3 të konsiderohen si kushte të domosdoshme.
- Duhet verifikuar që rregullsia e supozuar e strukturës së ndërtesës nuk dobësohet (nuk demtohet) nga karakteristikat e tjera që nuk janë përfshirë në këto kritere.
- Vlerat e referencës të faktoreve të referencës jepen në Seksionet nga 5 deri në 9.43
- Për strukturat jo të rregullta vlerat e zvogëluara të faktorit të sjelljes jepen nga vlerat e referencës të shumëzuara me 0,8.

2.2.2 Kriteret për rregullsi në plan

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

(2) Konfiguracioni në plan është kompakt, d.m.th. në çdo kat ai kufizohet nga një vijë poligonale konvekse.

Por edhe nëse ekzistojnë thyerje në plan, me kende dhe pjesë të hyra dhe të dala, rregullsia në plan mund të konsiderohet e plotësuar, me kusht që këto thyerje të mos ndikojnë në ngurtësinë në plan të mbulesave të nderkateve dhe që, për çdo thyerje, sipërfaqja që përfshihet midis konturit të mbulesës së nderkatit dhe një vijë poligonale konvekse që mbështjell mbulesën e nderkatit nuk tejkalon masën 5% të sipërfaqes të mbulesës së nderkatit.

(3) Ngurtësia në plan e mbulesave të nderkateve është në mënyrë të mjaftueshme e madhe në krahasim me ngurtësinë anësore të elementeve strukturore vertikale, e tillë që deformimi i katit të ketë efekt të vogël në shpërndarjen e forcave ndërmjet elementeve strukturore vertikale.

Në këtë këndvështrim do të duhej që format plane L, C, H, I, X të shqyrtohen me kujdes, veçanërisht përsa i përket ngurtësisë së kraheve anësore; kjo ngurtësi do të duhej të jetë e krahasueshme me atë të pjesës qendrore, me qellim që të kenaqet kushti i diafragmës së ngurte.

Aplikimi i këtij paragrafi do të duhej që të merrej parasysh për sjelljen globale të ndërtesës.

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

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

$$e_{0x} \leq 0,30 \cdot r_x$$

$$r_x \geq l_s \quad (4.1)$$

ku : e_{0x} largësia midis qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masës, matur sipas drejtimit x, i cili është normal me drejtimin e analizës së konsideruar ;

r_x rrënja katrore e raportit midis ngurtësisë përdredhëse dhe ngurtësisë anësore në drejtimin y (—rrezja përdredhëse); l_s rrezja e inercisë së mbulesës së nderkatit në planë (rrënja katrore e raportit midis momentit polar të inercisë të mbulesës së nderkatit në planë kundrejt qendrës së masave të mbulesës së nderkatit dhe sipërfaqes së mbulesës së nderkatit).44

Perkufizimet e qendres së ngurtësisë dhe rrezes përdredhese r jepen në pikat vijuese:

(6) Në ndërtesat një-kateshe qendra e ngurtësisë përkufizohet si qendra e ngurtësisë anësore të elementeve sizmike parësore.

Rrezja përdredhese r përkufizohet si rrenja katrore e raportit të ngurtësisë përdredhese globale kundrejt qendres së ngurtësisë anësore dhe ngurtësisë anësore globale, në një drejtim, duke marrë parasysh të gjithë elementet sizmike parësore të atij drejtimi.

(7) Në ndërtesat shumë kateshe janë të mundshme vetëm perkufizime të përafëruara të qendres së ngurtësisë dhe të rrezes përdredhese.

Për qëllimet e klasifikimit të rregullsisë strukturore në planë dhe për analizen e përafëruar të efekteve përdredhese, është i mundur të jepet një perkufizim i thjeshtuar, në qoftëse kënaqen dy kushtet vijuese :

a) Të gjitha sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore, si berthamat, muret ose ramat strukturore, vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në krye të ndërtesës.

b) Konfiguracionet e deformimit të sistemeve të veçante (individuale) për shkak të ngarkesave horizontale nuk janë shumë të ndryshëm midis tyre.

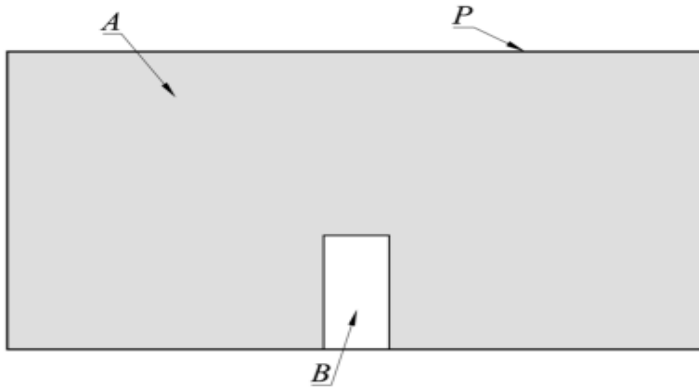
Ky kusht mund të konsiderohet i plotësuar në rastin e sistemeve me rama dhe në rastin e sistemeve me mure.

Përgjithësisht, ky kusht nuk plotësohet në sistemet duale (mikste)

(8) Nëse të dy kushtet a) dhe b) të pikës (7) kënaqen, atëherë pozicioni i qendrave të ngurtësisë dhe rrezeve përdredhese në të gjitha katet, mund të llogaritet si ato të disa madhësive, proporcionale, me një sistem forcash, që shpërndarjen e tyre e kanë të specifikuar në pikën 4.3.3.2.3 dhe që shkaktojnë një zhvendosje njësore në nivelin e sipërm (kreun) e sistemeve të veçante të rezistencës ndaj forcave anësore.

(9) Në ramat dhe në sistemet me mure fleksibel , ku si deformacione mbizotëruese janë ato të perkuljes, madhësitë e pikës (8) të mesiperme mund të merren sa momentet e inercisë të seksioneve tërthore të elementeve vertikale.

Nëse, përveç deformacioneve nga perkulja, janë të rëndësishme edhe deformacionet nga prerja, atëherë këto mund të merren parasysh duke përdorur një moment inercie ekuivalent të seksionit tërthor , $I_{y12} = 3.7 \% < 5 \%$, dhe kjo thyerje nuk ndikon në ngurtësinë në plan të ndërkatit.



Legjenda

A sipërfaqja e planit të ndërtesës = 512 m² sipërfaqja e ri-hyrjes =

B 19 m² vija e perimetrit të elementëve strukturorë kryesore (duhe

P hequr ballkonet)

$B/A < 5\%$

Fig.9 Përcaktimi i formave kompakte

2.2.3 Kriteret për rregullsi në lartësi

Të gjitha sistemet rezistuese ndaj ngarkesave anësore, sikurse janë berthamat, muret ose ramat strukturore, vazhdojnë pa ndërprerje nga themelet deri në kreun e ndërtesës ose, - në rastin kur në lartësi të ndryshme janë të pranishme thyerje (—setbacks)— deri në nivelin e sipërm të zones së rëndësishme të ndërtesës.

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

(3) Do të duhej që në ndërtesat me rama raporti i rezistencës reale të katit kundrejt rezistencës së kërkuar nga analiza të mos ndryshojë në mënyrë jo – proporcionale midis kateve fqinje.

Në këtë kontekst aspektet e ramave me mure mbushes janë trajtuar në pikën 4.3.6.3.2.45

(4) Kur janë të pranishme shkallezimet apo thyerjet (setbacks) aplikohen kushtet shtese vijuese :

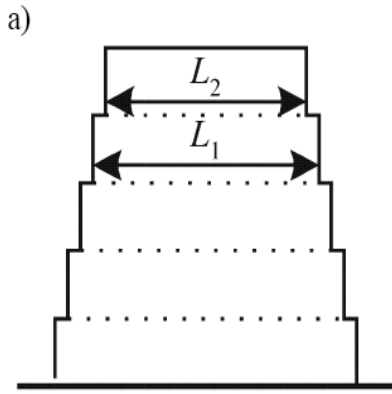
a) për shkallezimet (thyerjet) graduale që respektojnë simetrinë aksiale, shkallezimi në lartësi në çdo kat nuk është me i madh se 20% e permases paraardhese (të mëparshme) në planë në drejtimin e shkallezimit (shih Fig.10.a dhe 10.b);

b) për një shkallezim (thyerje) që realizohet brenda pjesës së poshtme të ndërtesës me lartësi totale të sistemit kryesor strukturor, shkallezimi nuk është me i madh se 50% të permases së mëparshme në planë (shih Fig.10.c).

Në këtë rast do të duhej që struktura e zones së bazës që përfshihet brenda perimetrit të përfutur sipas projekcionit vertikal të kateve të mesipërm të projektohet nga ana strukturore e tillë që t'i rezistojë të paktën 75 % të forcave prerëse horizontale që do të shfaqeshin në atë zonë në një ndërtesë të ngjashme pa zgjerimin e bazës;

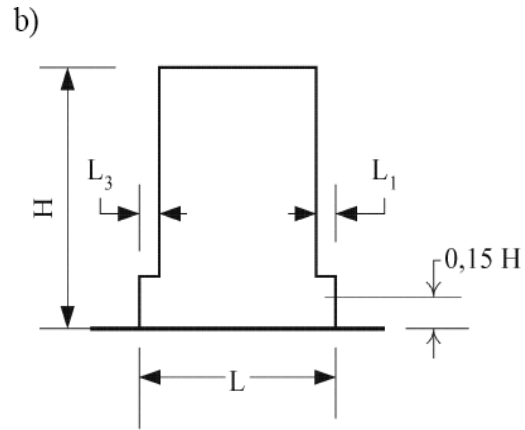
c) në qoftë se shkallezimet nuk respektojnë simetrinë, në çdo faqe shuma e shkallezimeve për të

gjitha katet është jo më e madhe se 30% e permases në planë të katit të parë dhe, nderkaq, shkallezimet e veçanta nuk janë më të medha se 10% te permases paraardhese (se meparshme) në planë (shih Fig. 10- d)

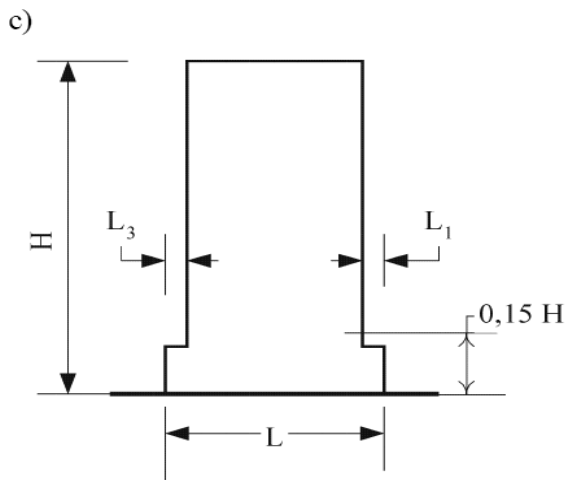


$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,20$$

(shkallezimi ndodh sipër 0.15 H)

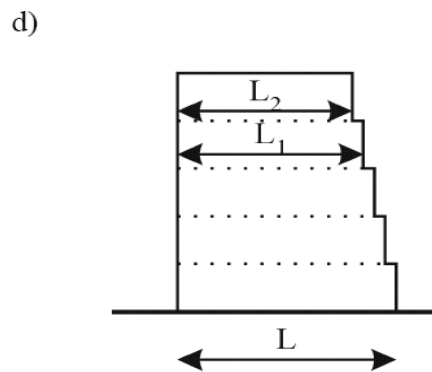


$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,20$$



$$\frac{L_3 + L_1}{L} \leq 0,50$$

(shkallezimi ndodh poshtë 0.15 H)



$$\frac{L - L_2}{L} \leq 0,30$$

$$\frac{L_1 - L_2}{L_1} \leq 0,10$$

Fig.10 Kriteret për rregullsinë e ndërtesave me shkallezim (thyerje) në lartësi

2.3 Klasat e rëndësisë dhe faktorët e rëndësisë

(1) Ndërtesat klasifikohen në klasa rëndësie, në varesi të rrjedhojave në jetë njerezore të shembjes, të rëndësisë se tyre për sigurinë publike dhe mbrojtjen civile në periudhën e menjehershëm të emergjencës pastermetore, si dhe të rrjedhojave sociale dhe ekonomike të shembjes.

(2) Klasat e rëndësisë karakterizohen nga faktore të ndryshëm të rëndësisë γI , ashtu siç pershkruehet në pikën 2.1.(3).

(3) Faktori i rëndësisë $\gamma I = 1.0$ caktohet për një ngjarje sizmike që e ka periodën e perseritjes të referencës, ashtu siç tregohet në pikën 3.2.1 (3).

(4) Perkufizimet e klasave të rëndësisë jepen në Tabelen 2.

Tabela 2 Klasat e rëndësisë per ndërtesat

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat
I	Ndërtesa, integriteti strukturor gjatë termetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfiksave, centralet energjitike etj.
II	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në kendveshtrimin e rrjedhojave që shkaktton një shembje, p.sh. shkollat, salla mbledhjesh, institucone kulturore etj.
III	Ndërtesa e zakonshme që nuk u perkasin kategorive të tjera
IV	Ndërtesa e një rëndësie të vogël për sigurinë publike p.sh. ndërtesa bujqesore etj.

Nivelet e ndryshme të besueshmërisë përftohen nëpërmjet shumëzimit, me këtë faktor rëndësie, veprimin sizmik referencë, ose, kur përdoret analiza lineare, efektet korresponduese të veprimit (EN 1998-1, 2.1(4), EN 1998-1, 3.2.1(3)).

$$ag = \gamma I \cdot agR$$

agR - është shpejtimi referencë maksimal i truallit,

ag - është shpejtimi projektues i truallit

γI - është faktori i rëndësisë

Grafiku vijues jep faktorin e rëndësisë, γI , në lidhje me periudhën e rikthimit të tërmetit, T_R , për një tërmet me periudhë rikthimi referencë 475 vjet (probabilitet të kapërcimit $PLR = 10\%$ në 50 vjet).

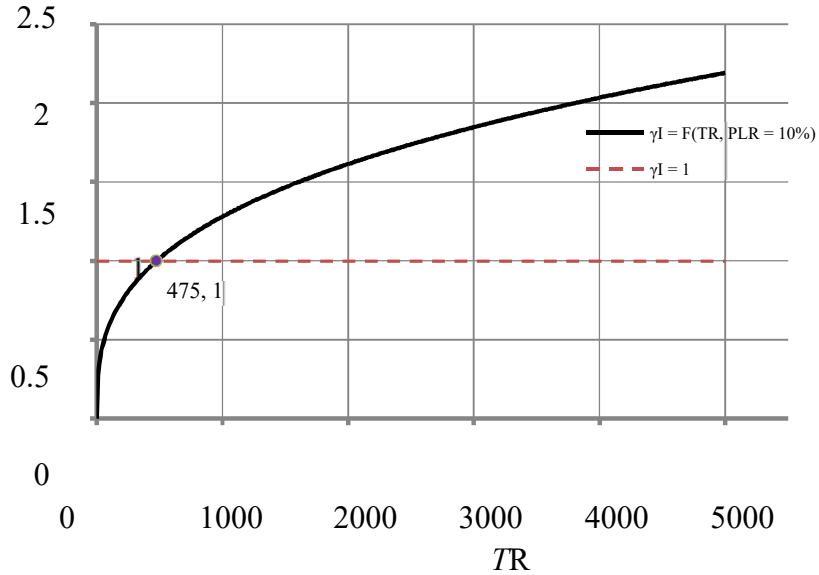


Fig.11. Faktori i rëndësisë në lidhje me periudhën e rikthimit

2.4 Identifikimi i tipave të trojeve

Tipat e truallit A, B, C, D dhe E, të përshkruar nëpërmjet profileve stratigrafike dhe parametrave të dhënë në **Tabelën 3.1** të **EN 1998-1**, tabelë kjo e cila paraqitet në vijim, mund të përdoret për të marrë parasysh ndikimin e kushteve lokale të terrenit në veprimin sizmik.

Kjo mund të bëhet gjithashtu duke marrë parasysh në mënyrë plotësuese ndikimin e gjeologjisë së thellë në veprimin sizmik.

Tabela 3 *Tipet e truallit*

Tipi i Truallit	Pershkrimi i profilin stratigrafik	Paramentrat		
		vs,30(m/S)	NSPT (goditje/30 cm)	cu(kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5 m material më të dobët në sipërfaqe	> 800	–	–
B	Depozitime me rërë shumë të ngjeshur, zhavor ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e vetive mekanike, me rritjen e thellësisë	360 – 800	> 50	> 250

C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë të ngurtë, me trashësi nga disa dhjetra në disa qindra metra	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depozitime dherash të palidhur deri gjysmë të palidhur (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose depozitime dherash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon nga rreth 5 m deri në 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me $v_s > 800$ m/sek			
S ₁	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10 m trashësi me argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti (PI > 40) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (tregues)	–	10 – 20
S ₂	Depozitime dherash të lëngzueshme, argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose çdo profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipat A-E ose S ₁			

Nëse është e disponueshme, vendi i ndërtimit këshillohet të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë mesatare të valëve prerëse (tërthore) në 30 metrat e sipërm, $v_{s,30}$.

Përndryshe, këshillohet të përdoret vlera e numrit të goditjeve nga prova e penetrimit standard, NSPT.

Këshillohet që shpejtësia mesatare e valëve prerëse $v_{s,30}$ të llogaritet sipas shprehjes vijuese:

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

ku h_i dhe v_i tregojnë trashësinë (në metra) dhe shpejtësinë e valëve prerëse (për madhësinë 10-5 ose më pak të deformimit në prerje) të formacionit ose shtresës së i -të, nga një total prej N formacionesh ose shtresash në 30 metrat e sipërm.

2.4.1 Kushtet e truallit

– Për të identifikuar kushtet e truallit dhe vetitë e tij (periodat natyrale të lëkundjeve, shuarjen) në përputhje me tipat A, B, C, D dhe E e dhënë në EN1998-1, 3.1.2 duhet të kryhen investigime të përshtatshme në vend dhe/ose laborator.

Të dhënat nga vendi (terreni) mund të integrohen me të dhënat nga zona të afërta me karakteristika të ngjashme gjeologjike.

– Këshillohet që, të merren parasysh hartat ose kriteret ekzistuese të mikrozonimit sizmik, duke garantuar së ato janë në përputhje me të dhëna gjeoteknike ose gjeologjike të vendit të ndërtimit dhe që janë të mbështetura nga investigimet e truallit në sheshin e ndërtimit.

– Këshillohet që vendi i ndërtimit dhe natyra e truallit mbajtës normalisht që të mos ketë rrisje të çarjes së truallit, paqëndrueshmëri të pjerrësive dhe ulje të përhershme të shkaktuara nga lëngëzimi ose ngjeshja (densifikimi) në rasttërmeti.

Mundësia e ndodhjes së këtyre dukurive duhet të studiohet në përputhje me Seksionin 4 të EN 1998-5:2004.

– Këshillohet që, në varësi të klasës së rëndësisë të strukturës, si dhe kushteve të veçanta të projektit, për përcaktimin e veprimit sizmik të kryhen investigime mbi truallin dhe/ose studime gjeologjike.

Kushtet në të cilat për trojet mund të mos bëhen studime plotësuese kundrejt atyre të domosdoshme për veprimet josizmike dhe të përdoren drejtpërdrejt klasifikimet standarde të truallit mund të specifikohen në Aneksin Kombëtar.

– Profili i shpejtësisë së valëve prerëse vs në tokë duhet të merret parasysh si treguesi më i besueshëm i karakteristikave në varësi të vendit (terrenit) të veprimit sizmik në terrene të qëndrueshme.

– Për strukturat e rëndësishme në rajone me sizmicitet të lartë, këshillohet të përdoren matjet në vend të profilit të vs që nxirren nga metodat gjeofizike “në- puse”, veçanërisht në prani të kushteve të truallit të tipit D, S1 ose S2

2.4.2 Veprimi sizmik

- Sipas EN 1998-1, rreziku i tërmetit përshkruhet në terma të një mase intensiteti të vetme të dhënë në hartat e zonimit sizmik, zakonisht vlera e shpejtimit maksimal referencë i truallit (PGA), në truall të tipit A, *agR*.

- Shpejtimi maksimal referencë i truallit, i zgjedhur nga Autoritetet Kombëtare për secilën zonë sizmike, i korrespondon periudhës referencë të rikthimit *TNCR* të veprimit sizmik referuar kërkesës së mosshembjes (ose, në mënyrë ekuivalente, probabilitetit referencë të kalimit në 50 vjet, *PNCR*) zgjedhur nga Autoritetet Kombëtare

Vlerat tipike të rekomanduara për të dhënat hyrëse të veprimit sizmik që do të përdoren për Gjendjen e Fundit Kufitare (kërkesën e mosshembjes) janë:

$PNCR=10\%$; $TNCR=475$ vite.

Kjo periudhë referencë e rikthimit lidhet me një faktor rëndësie të barabartë me 1,0.

Për periudha rikthimi ose probabilitet të kapërcimit të ndryshëm nga ai i referencës, (shih klasat e rëndësisë në **2.1(3)P** dhe **(4)** të **EN 1998-1** dhe çështjen 3.2.3 të këtij materiali) shpejtimi maksimal referencë i truallit ag , në truall të tipit A, është i barabartë me agR shumëzuar me faktorin e rëndësisë γI ($ag = \gamma I \cdot agR$) (shih shënimin në **2.1(4) EN 1998-1**).

2.4.3 Paraqitja bazë e veprimit sizmik

Sipas EC 1998 veprimi sizmik në një pozicion të dhënë të sipërfaqes së dheut përfaqësohet nga një spektër reagimi elastik të pseudo-shpejttimeve, që quhet “spektri i reagimit elastik”.

- Forma e spektrit të reagimit elastik jepet e njëjtë për të dyja nivelet e veprimit sizmik; për kërkesën e mosshembjes (gjendja e fundit kufitare - veprimi sizmik projektues) dhe për kërkesën e kufizimit të dëmtimeve.
- Veprimi sizmik horizontal përshkruhet nga dy komponentë ortogonalë, të konsideruar si të pavarur dhe që përfaqësohen nga i njëjti spektër reagimi.
- Në rastet kur tërmetet që prekin një shesh ndërtimi gjenerohen nga burime mjaft të ndryshme, këshillohet të merret në konsideratë mundësia e përdorimit të më shumë se një prej formave të spektrave, me qëllim që veprimi sizmik projektues të përfaqësohet në mënyrë sa më adekuate. Në këto rrethana, normalisht do të kërkohen vlera të ndryshme të ag për secilin tip spektri dhe tërmeti.
- Këshillohet që për struktura të rëndësishme ($\gamma I > 1,0$) të merren parasysh efektet amplifikuese topografike.

3.0 DUKTILITETI I STRUKTURAVE RAM NGA BETONI ARMUAR

3.1 Kapaciteti disipues i energjise dhe klasat e duktilitetit.

(1) Projektimi i ndertesave prej betoni , rezistente ndaj termetit, duhet t'i sigurojë ndërtesës një kapacitet adekuat disipimi (konsumimi) energjie, pa reduktime të konsiderueshme të rezistences se pergjitheshme të saj kundrejt ngarkimit horizontal dhe vertikal.

Për këtë qellim aplikohen kriteret e Seksionit 2.

Në situaten sizmike projektuese duhet të sigurohet një rezistence adekuate e të gjithë elementeve strukturore; nderkaq, do të duhej që në rajonet kritike deformimet jo-lineare të marrin parasysh duktilitetin e pergjithshem të supozuar në llogaritjet.

(2) Në një menyre tjetër, ndërtesat prej betoni mund të projektohen të tilla që të kenë kapacitet të ulet disipues dhe duktilitet të ulet, duke aplikuar vetem Rregullat Teknike në fuqi të Projektimit të Konstruksioneve betonarme (sipas Eurokodit 2, duke aplikuar Rregullat EN 1992 – 1 – 1: 200X) për situaten sizmike projektuese, dhe duke mos perfillur masat (percaktimet) e veçanta të dhena në këtë Seksion, me kusht që të plotësohen kerkesat e vendosura në piken 5.3.

Për ndërtesat që nuk janë të izoluar në bazë, (shih Seksionin 10 të Eurokodit 8-EN 1998-1, që nuk perfshihet në këto Rregulla RRTP-NRT-2004) projektimi sipas kesaj alternative , të quajtur me klase duktiliteti L (të ulet), rekomandohet të aplikohet vetem për rastet me sizmicitet të ulet (shih piken 3.2.1(4)).

(3) Strukturat rezistuese ndaj termetit, të ndryshme nga ato për të cilat aplikohet pika (2) e mesiperme, duhet të projektohen për të siguruar kapacitet disipues energjie dhe një sjellje duktile. Sjellja teresore duktile sigurohet nëse kerkesa për duktilitet perfshin globalisht një vellim të madh të struktures ,duke qenë e shperndare në elemente dhe vende të ndryshme të të gjitha kateve të saj. Për këtë qellim do të duhej që, me një besueshmeri të mjaftueshme, menytrat duktile të shkaterrimit (p.sh. të perkuljes) t'u paraprijne menyrave të shkaterrimit amorf (p.sh të prerjes).

(4) Në varesi të kapacitetit të disipimit histeretik të strukturave të projektuara sipas pikes (3) të mesiperme, strukturat e betonit dallohen në dy klase duktiliteti: DCM (duktilitet i mesem)dhe DCH(duktilitet i larte).

Të dyja këto klase u korrespondojne strukturave të projektuara, të permasuara dhe të detajuara (me konstruim) sipas masave të veçanta për rezistence ndaj termetit, duke e bërë strukturen të afte për të shfaqur- pa pesuar shkaterrime amorfe (te thyeshme)- mekanizma të qendrueshem që mundesojne disipim (shuarje , konsumim) të madh të energjise histeretike, në kushtet kur ka ngarkesa të perseritura me shenja të kunderta.

(5) Në menyre që të sigurohet një duktilitet i mjaftueshem në klasat e duktilitetit M dhe H, duhet të realizohen masa të veçanta për çdo klase (shih paragrafet 5.4 - 5.6).

Për secilen klase perdoren vlera të ndryshme të faktorit të sjelljes q (shih piken 5.2.2.2.1), sipas duktiliteteve të ndryshem të aplikuar në të dy klasat e duktilitetit.

Meqenëse performanca sizmike e një strukture varet në masë të madhe nga sjellja e rajoneve kritike të saj ose e elementëve, detajimi i strukturës në përgjithësi dhe i këtyre rajoneve ose i elementëve në veçanti, duhet të jetë i tillë që të mbajë kapacitetin për të transmetuar forcat e nevojshme dhe të disipojë energjinë nën kushte ciklike.

Për këtë qëllim, këshillohet që detajimit të bashkimeve midis elementëve strukturorë dhe të rajoneve ku parashikohet një sjellje jolineare t'i kushtohet vëmendje e veçantë në projektim.

Për të arritur duktilitetin e përgjithshëm të kërkuar të strukturës, rajonet potenciale të formimit të çernierave plastike, që do të përcaktohen më vonë për çdo tip elementi të ndërtesës, duhet të zotërojnë kapacitete të larta në rrotullim plastik.

Kjo konsiderohet të jetë e kënaqur nëse plotësohen kushtet vijuese:

a) është siguruar një duktilitet i mjaftueshëm i kurbaturës në të gjitha rajonet kritike të elementëve sizmikë parësorë, përfshirë fundet e kolonave (në varësi të potencialit të formimit të çernierës plastike në kolona);

Kjo mendohet se kënaqet nëse faktori i duktilitetit të kurbaturës $\mu\Phi$ i këtyre rajoneve (i përcaktuar si raporti i kurbaturës përkatëse të rezistencës mbetëse, që i përgjigjet vlerës prej 85% të momentit rezistues, kundrejt kurbaturës në rrjedhshmëri, me kusht që të mos kapërcehen deformacionet kufitare të betonit dhe çelikut, përkatësisht ϵ_{cu} dhe $\epsilon_{su,k}$), është të paktën i barabartë me vlerat e dhëna nga shprehjet (5.20) dhe (5.21);

b) parandalimi i epjes lokale të armaturës së shtypur brenda rajoneve potenciale të çernierave plastike të elementëve sizmikë parësorë.

Kjo arrihet duke vendosur stafa shtrënguese dhe stafa "S", me një diametër prej të paktën 6 mm, me një hap të tillë që të sigurohet një duktilitet minimal dhe të shmanget epja lokale e shufrave gjatësore (rregullat përkatëse jepen në 5.4.3 dhe 5.5.3 të EN 1998-1);

c) Për të siguruar duktilitetin lokal do të përdoren cilësi të përshtatshme për çelikun dhe betonin si në vijim:

- raporti i rezistencës në tërheqje, kundrejt rezistencës në rrjedhshmëri të çelikut të përdorur në rajonet kritike të elementëve parësorë sizmikë këshillohet të jetë më i lartë se vlera njësi (shih shprehjen (2.1)).

Mund të konsiderohet se armatura e çelikut që është konform kërkesave të EN 1998-1, 5.3.2(1)P, 5.4.1.1(3)P, ose 5.5.1.1(3)P e kënaq këtë kërkesë dhe është armaturë e përshtatshme për këtë qëllim;

- këshillohet që betoni i përdorur në elementët sizmikë parësorë të zotërojë rezistencë adekuate në shtypje dhe një deformacion në thyerje që e kapërcen, në një masë adekuate, deformacionin që i përgjigjet rezistencës maksimale në shtypje. Betoni që është në përputhje me kërkesat e EN 1998-1, 5.4.1.1(1)P ose

5.5.1.1(1)P i kënaq këto kërkesa dhe është beton i duhur për këtë qëllim.

Për të minimizuar pasigurinë e duktilitetit, duhet të respektohen rregullat vijuese:

- Duhet siguruar që në elementët sizmikë parësorë të ketë një minimum duktiliteti lokal, pavarësisht nga klasa e duktilitetit e pranuar në projektim;
- Duhet siguruar një sasi minimale armature e tërhequr, me qëllim që të shmangët shkatërrimi amorf (i thyeshëm), pas plasaritjeve;
- Duhet respektuar një kufi i përshtatshëm i forcës së normalizuar projektuese aksiale për të reduktuar rrjedhjat e shkëputjes së shtresës mbrojtëse, si dhe për të shmangur pasigurinë e mëdha në duktilitetin e posedueshëm, kur ka nivele të larta të forcës aksiale.

Duhet të kërkohet një shkallë e lartë pacaktueshmërie (statike), e shoqëruar nga një kapacitet rishpërndarës (i forcave të brendshme), duke bërë të mundur një disipim energjie me shtrirje më të gjerë, si dhe një rritje të energjisë totale të disipuar. Rrjedhimisht, sistemeve strukturore me pacaktueshmëri statike më të ulët duhet t'u caktohen faktorë sjelljeje më të vegjël.

Duktiliteti është një karakteristikë e rëndësishme e strukturave të betonit armë, e cila tregon se sa mirë mund të përballojë struktura shkarkime të ndryshme dhe deformime elastike dhe plastike.

Armatura është një material më duktil në krahasim me betonin, kështu që kur tensioni rritet në beton, armatura mund të kufizojë deformimin e betonit duke u deformuar vetë.

Eurokodi 8, lejon tre klasa alternative të duktilitetit për strukturat beton arme:

Klasa e duktilitetit e ulët (DC L), klasa e duktilitetit mesatar (DC M) dhe klasa e duktilitetit e lartë (DC H), për secilin klasa e duktilitetit ka shumë aspekte të projektimit dhe detajimit të tilla si; madhësia e shtyllave dhe trarët dhe rregullat e detajimit dhe dimensionimit për armaturën gjatësore dhe tërthore, dhe gjithashtu një nga aspektet e rëndësishme është mekanizmi i nyjeve ndërmjet shtyllave dhe trarët nën forcat sizmike.

- DC L është klasa e duktilitetit me vlerën e faktorit të sjelljes $q = 1.5$ në vend të $q = 1.0$,

Ndërtesat e DC L nuk janë projektuar për duktilitet; vetëm për forcë. Përveç një minimumi të caktuar kushtet për duktilitetin e çelikut përforcues, ato duhet të ndjekin vetëm dimensionimin dhe rregullat e detajuara të përcaktuara në Eurokodin 2 për veprimet josizmike.

- Ndërtesat e DCM ose H kanë vlera të faktorit q më të larta se vlera e paracaktuar prej 1.5 e përdorur për DCL dhe konsiderohet vetëm për shkak të mbiforcimit.

Ndërtesat DCH gëzojnë vlera më të larta të q se ato DCM; në këmbim, ato i nënshtrohen rregullave më të rrepta të detajimit dhe kanë siguri më të lartë kufijte në projektimin e kapacitetit ndaj prerjes. Megjithatë, ndryshe nga DCL, DCM nuk ka sistematikisht kërkojnë më shumë çelik se DCH: sasi të totale të materialeve janë në thelb të njëjta; në DCH, armatura tërthore dhe pjesët vertikale zënë një peshë më të madhe në sasinë totale të çeliku se në DCM. DCM dhe H pritët të arrijnë afërsisht të njëjtën performancë nën veprimi sizmik i projektimit, por DCM është pak më e lehtë për t'u projektuar dhe zbatuar dhe mund të japë performancë më e mirë në tërmete të moderuara.

3.2 Faktoret e sjelljes per veprimet sizmike horizontale

Kapaciteti i sistemeve strukturore për t'i rezistuar veprimeve sizmike në stadin jolinear përgjithësisht lejon projektim të tyre për rezistencë ndaj forcave sizmike më të vogla se ato që i korrespondojnë një reagimi elastik linear.

Faktori i sjelljes q është një përafrim i raportit të forcave sizmike që struktura do të përjetonte nëse reagimi i saj do të ishte plotësisht elastik me 5% shuarje viskoze, ndaj forcave sizmike që mund të përdoren në projektim, me një model konvencional elastik për analizën e tij, por duke siguruar përsëri një reagim të kënaqshëm të strukturës. Vlerat e faktorit të sjelljes q , të cilat marrin parasysh gjithashtu edhe ndikimin e shuarjes viskoze kur kjo është e ndryshme nga 5%, jepen për materiale dhe sisteme të ndryshme strukturore, në Pjesë të ndryshme të EN 1998, në përputhje me klasat përkatëse të duktilitetit. Vlera e faktorit të sjelljes q mund të jetë e ndryshme në drejtime të ndryshme horizontale të strukturës, pavarësisht se klasifikimi i duktilitetit duhet të jetë i njëjtë në të gjitha drejtimet.

Vlera e faktorit q_0 është e lidhur në mënyrë indirekte (nëpërmjet klasifikimit të duktilitetit) ose drejtpërdrejt, ndaj duktilitetit lokal dhe kërkesave të detajimit për anëtarët.

$$q = q_0 \text{ kw} \geq 1,5$$

ku;

q_0 Vlera baze e faktorit të sjelljes, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsitë në lartësi (shih piken (2)).

kw faktor që pasqyron mënyrën kryesore zoteruese të shkatërrimit në sistemin strukturor me mure .

Sipas Eurokodit 8, vlera bazë e faktorit të sjelljes për EC8 për lartësinë kornizë të rregullt ndërtesa rezistente ndaj momentit është:

Tabela 4 Vlera bazë e faktorit të sjelljes , sipas EC-8 për ndërtesat e rregullta sipas lartësis

TIPI STRUKTUROR	DCM	DCH
Sistem ramë, sistem dual, sistem me mure të çiftuara	$3,0 \alpha_w / \alpha_1$	$4,5 \alpha_w / \alpha_1$
Sistem me mure të paçiftuara	3,0	$4,0 \alpha_w / \alpha_1$
Sistem me fleksibilitet në përdredhje	2,0	3,0
Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur	1,5	2,0

Për ndërtesa të cilat nuk janë të rregullta në lartësi, do të duhej që vlera q_0 të reduktohet me 20% α_1 dhe α_w perkufizohen si vijon:

α_1 - shumezues i veprimit sizmik projektues horizontal që i pergjigjet situates se arritjes (realizimit) të parë të rezistences perkulese në ndonje vend (seksion) strukture, nderkohë që veprimet e tjera projektuese mbeten konstante;

αu - shumezues i veprimit sizmik projektues horizontal - në kushtet kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante – që i pergjigjen situates të formimit të çernierave plastike në një numer seksionesh të mjaftueshem për shfaqjen e paqendrueshmerise teresore strukturore.

Faktori αu mund të perftohet nga një analize globale inelastike e rendit të parë.

- Kur shumezuesi $\alpha u/\alpha_1$ nuk është vlerësuar nëpërmjet llogaritjeve, për ndërtesat që janë të rregullta në planë mund të perdoren vlerat vijuese të $\alpha u/\alpha_1$:

a) Ramat ose sistemet duale me rama – ekuivalente:

- Ndërtesat një-kateshe: $\alpha u/\alpha_1 = 1,1$

- Ramat shumekateshe me një hapësire: $\alpha u/\alpha_1 = 1,2$

- Ramat shumkatëshe me shumë hapsira ose struktura me rama ekuivalente $\alpha u/\alpha_1 = 1.3$

b) Sisteme me mure ose sisteme duale me mure - ekuivalente

- Sisteme me mure, me vetem dy mure te pa-çiftezuar (te pa-dubluar) për drejtimin horizontal: $\alpha u/\alpha_1 = 1,0$

- Sisteme të tjerë me mure të pa-çiftezuar (të pa-dubluar): $\alpha u/\alpha_1 = 1,1$

- Sisteme duale me mure ekuivalente ose me mure të çiftezuar (të dubluar): $\alpha u/\alpha_1 = 1,2$

(6) Për ndërtesat që nuk janë të rregullta në planë vlera e përafert e $\alpha u/\alpha_1$, që mund të perdoret kur nuk kryhen llogaritje për vleresimin e saj, është e barabarte afersisht me 1,0 dhe me vleren e dhene në pikën (5) të mesiperme.

(7) Lejohen vlera të $\alpha u/\alpha_1$ me të larta se ato të dhena në pikat (5) dhe (6), me kusht që ato të konfirmohen nepermjet analizes globale statike jo-lineare (analizes—pushover).

(8) Vlera maksimale e $\alpha u/\alpha_1$, që kërkohet për t'u perdorur në projektim, është e barabarte me 1,5, edhe në rastet kur nga analizat sipas pikes (6) te mesiperme rezultojne vlera me të larta.

(9) Vlera q_0 , e dhene per sistemet e tipit lavjerres i permbysur, mund të rritet nëse tregohet që në rajonin kritik të struktures sigurohet një disipim (shuarje, konsumim) korrespondues me i madh energjie.

(10) Në rastet kur për projektimin, kontrollin dhe ndertimin, aplikohet në menyre të veçante dhe zyrtare një Plan i Sistemit të Cilesise, i cili u shtohet skemave normale të kontrollit të cilesise, mund të lejohen vlera të rritura të q_0 .

Por nuk lejohet rritja e vlerave me me teper se 20%, kundrejt atyre ne Tabelen 5.1.

(11) Faktori k_2 që pasqyron mënyren kryesore (dominuuese) te shykaterrimit në sistemet strukturore me mure duhet të merren si vijon:

1,0 për systemik rame dhe duale me rame- ekuivalente

$k\epsilon = (1 + \alpha_0/3) \leq 1$, por jo me e vogel se 0,5, për sistemet me mure-ekuivalente dhe me berthame ku: α_0 është raporti dominues i aspektit të mureve të sistemit strukturor.

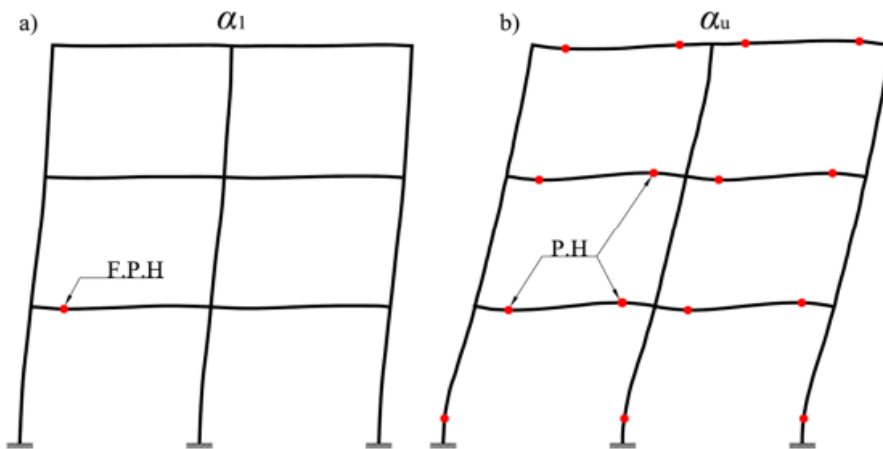
(12) Në qofte se raportet e aspektit h_{wi}/l_{wi} të të gjithë mureve i të një sistemi strukturor nuk ndryshojne në mënyre të konsiderueshme, atëhere raporti dominues i aspektit α_0 mund te percaktohet si vijon:

$$\alpha_0 = h_{wi}/l_{wi} \quad (5.3)$$

ku :

h_{wi} lartesia e murit i ;
 l_{wi} gjatesia e seksionit e murit i ;

(13) Do te duhej që , sistemet e mureve me permasa të medha të armuar lehte të projektohen si struktura DCM, meqenese ato nuk mund të mbeshteten në disipimin (shuarjen , konsumimin) e energjise në çernierat plastike.



F.P.H çerniera e parë plastike

P.H çerniera plastike

Fig.13. Tregimi i faktorëve α_u dhe α_1 të marrë gjatë një analize pushover

1.3 Kërkesat e duktilitetit në Struktura

Duktiliteti mund të përkufizohet si "aftësia e materialit për t'iu nënshtruar deformimeve të mëdha pa këputje.

Sjellja e duktilitetit lejon një strukturë të pësojnë deformime të mëdha plastike me pak ulje të forcës.

Duktiliteti në beton përcaktohet nga përqindja e përforcimit të çelikut me të.

Çeliku i butë është një shembull i një materiali duktil që mund të përkulet dhe të përdredhur pa këputje.

Duktiliteti strukturor përkufizohet gjithashtu si raport i deformimit maksimal ndaj sforcimeve.

Me fjalë të tjera, kjo është duktiliteti i "kërkuar" nga lëvizja e veçantë e fortë e tokës (veprimet sizmike) për të shmangur dështimin.

Në këtë drejtim, kërkesa për duktilitet varet jo vetëm nga vetitë e strukturës, por edhe mbi karakteristikat e konsideruar të lëvizjes së tokës (p.sh., nxitimi maksimal i tokës, kohëzgjatja, përmbajtja e frekuencës, etj.)

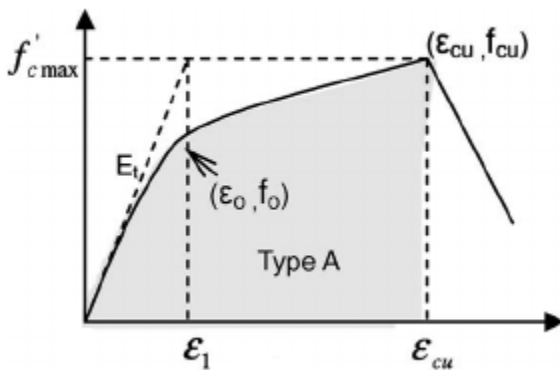


Fig.14 Tipi A – Duktilitet i ulet i çelikut

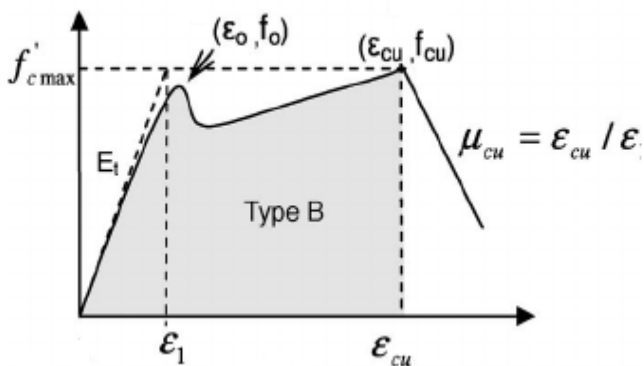


Fig.15 Tipi B – Duktilitet i mesëm i çelikut

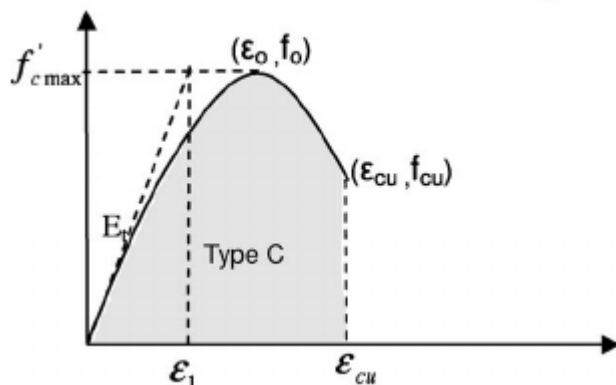


Fig.16 Tipi C – Duktilitet i lart i çelikut

Duktiliteti është një karakteristikë e rëndësishme e strukturave, e cila mund të rrisë sigurinë dhe qëndrueshmërinë e tyre në raste emergjence, siç janë tërmetet dhe ngjarjet natyrore të tjera.

Ka disa praktika që mund të ndiqen për të rritur duktilitetin e strukturave, si vijon:

1. Përdorimi i materialeve me cilësi të lartë: Përdorimi i betonit me cilësi të lartë dhe armatimit me çelik të lartë cilësie mund të rrisë duktilitetin e strukturës. Betoni i cilësisë së lartë ka përbërje të përshtatshme dhe raporte të përshtatshme uji/çimento, që mund të ndihmojnë në përmirësimin e duktilitetit.
2. Konfigurimi i detajuar i armatures : Vendosija e armatures në mënyrë strategjike dhe konfigurimi i detajuar i tij në zonat e tensioneve të pritshme të strukturës.
3. Përdorimi i teknologjisë së re: Teknologjitë e reja, si përdorimi i betonit të lëngshëm dhe teknikave të ndryshme të aplikimit të armatures, mund të ndihmojnë në rritjen e duktilitetit të strukturës.
4. Analiza e shpërndarjes së ngarkesave: Analiza e shpërndarjes së ngarkesave në strukturë dhe zonat e tensioneve mund të ndihmojë në identifikimin e zonave ku mund të nevojitet ndërhyrje për të rritur duktilitetin.
5. Testimi i strukturave: Testimi i strukturave në kushte reale dhe simulimet kompjuterike mund të ndihmojnë në vlerësimin e duktilitetit dhe në identifikimin e mënyrave për të rritur sigurinë dhe qëndrueshmërinë e strukturës.

Me këto praktika, duktiliteti i strukturave mund të përmirësohet dhe strukturat mund të bëhen më të qëndrueshme dhe të sigurta në raste emergjence.

Veçanërisht, klasa e ulët e duktilitetit rekomandohet vetëm në zona me sizmicitet të ulët .

4. RREGULLA SPECIFIKE PËR NDËRTHESAT PREJ BETONI

4.1 Projektimi sipas Rregullave Teknike të Projektimit të Konstruksioneve betonarme (Eurokodit 2 EN 1992-1-1)

Projektimi sizmik për duktilitet të ulet (klasa e duktilitetit L —Loëll), duke ndjekur Rregullat Teknike të Projektimit të konstruksioneve betonarme (sipas Eurokodeve, konform Eurokodit 2 EN-1992-1-1:200X) pa kërkesa të tjera shtesë veç atyre të pikes 5.3.2, rekomandohet të bëhet vetem për rastet me sizmicitet të ulet.

4.1.2 Materialet

Në elementet paresore sizmike (shih paragrafin 4.3) , për armaturen e hekurit duhet të perdoret çelik i klases B ose C, sipas Tabeles C1 ne Aneksin Normativ C te Eurokodit 2 -EN 1992-1-1:200X, që ne Rregullat Teknike në fuqi të Projektimit të konstruksioneve betonarme korrespondon me armaturen e çelikut.

4.1.3 Faktori i sjelljes

Në nxjerrjen (vleresimin) e veprimeve sizmike mund të perdoret një faktor sjellje q me vlere maksimale deri $q=1,5$, pavaresisht nga sistemi strukturor dhe rregullsia në lartesi e struktures.

4.2 Projektimi për klasen e mesme të duktilitetit (DCM)

4.2.1 Kërkesa gjeometrike mbi permasat dhe materialet

- (1) Në elementet sizmike primare nuk lejohet perdorimi i klases së betonit me të ulet se C 16/20.
- (2) Me përjashtim të stafave të mbyllura ose lidhjeve terthore, si armature hekuri (çeliku) në zonat kritike të elementeve primare sizmike lejohen vetem shufrat me profil brinjezuar .
- (3) Në zonat kritike të elementeve primare sizmike duhet të perdoret hekur (çelik) i klases B ose C, sipas Tabeles C.1 në Aneksin Normativ C të Eurokodit 2- EN 1992-1-1:200X, që në Rregullat Teknike në fuqi të Projektimit të konstruksioneve betonarme korrespondon me armaturen e hekurit (çelikut).
- (4) P Lejohet perdorimi rrjetave të salduara prej teli, në qofte se ato i plotësojnë rregullat e pikave (2) dhe (3) të mesipërme.

4.2.2 Traret

(1) Duhet të kryhet transmetimi (transferimi) efektiv i momenteve ciklike nga një tra paresor sizmik tek një shtyllë nepermjet kufizimit të jashtëqendresise të aksit të traut kundrejt atij të shtylles me të cilin ai lidhet.

(2) Konsiderohet se kenaqja e rregullit të pikes (1) është e plotësuar kur kufizohet largësia midis akseve të qendrave të rendeses të dy elementeve me më pak se $bc/4$, ku bc është permasa më e madhe e seksionit terthor të shtylles normal me aksin gjatësor të traut.

(3) Për të përfituar nga efekti i favorshëm i shtypjes së shtylles për aderencën (kohezionin) e shufrave horizontale që kalojnë nëpër nyje, gjeresia bw e një trau paresor sizmik duhet të kenaqe kushtin:

$$bw \leq \min \{bc + hw ; 2bc\} \quad (5.6)$$

ku:

hw : është lartësia e trarit dhe bc perkufizohet si në piken (2) të mesiperme.

4.2.3 Shtyllat

(1) Me përjashtim të rasteve kur $\theta \leq 0,1$ (shih piken 4.4.2.2 (2)), do të duhej që, referuar perkuljes brenda një plani paralel me permasën e konsideruar të shtylles, permasat e seksioneve terthore të shtyllave paresore sizmike të mos jënë më të vogla se një e dhjeta e largësise më të madhe midis pikes së kontrafleksionit (infleksionit) dhe skajeve të shtylles.

4.2.4 Muret Duktile

(1) Trashësia b_w i brinjës së murit do të duhej që, të kenaqe kushtin:

$$b_w \geq \max \{150 \text{ mm}, hs/20\} \quad (57)$$

ku :

hs është lartësia — e pastër (neto) e katit.

(2) Për trashësinë e elementeve kufizues të mureve aplikohen kërkesa shtese sipas pikes

5.4.3.4.(5).

4.2.2.1 Traret

(1) Në trarët paresor sizmike forcat prerëse duhet të percaktohen në perputhje me rregullat e projektimit sipas kapaciteteve, duke konsideruar ekuilibrin e traut nën:

a) ngarkesën tërthore që vepron mbi të në situatën sizmike projektuese dhe

b) momentet në skaje $M_{i,d}$ (për $i = 1,2$. që percaktojnë seksionet skajore të traut), që u korrespondojnë , për çdo kah të veprimit sizmik , formimit të çernierës plastike në skajet e trareve ose të elementeve vertikale – konsiderohet ai (formim) që ndodh i pari - të cilët janë të lidhur në njënyjen ku futet skaji i i traut (shih figuren 13).

(2) Do të duhej që pika e mesiperme (1) të realizohet praktikisht si vijon:

a) Llogariten dy vlerat e forces prerëse vepruese në seksionin i –, d.m.th. vlera maksimale $V_{Ed,max,i}$ dhe vlera minimale $V_{Ed,min,i}$ që u korrespondojnë momenteve skajore maksimale pozitive dhe maksimale negative M_{id} që mund të shfaqen (të realizohen) në skajet 1 dhe 2 të traut.

b) Momentet skajore M_{id} në pikën (1) dhe në pikën a) të mesiperme mund të percaktohen si vijon:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rb,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} \right)$$

γ_{Rd} = faktori që merr parasysh mbirezistencën (ritjen e rezistencës) për shkak të fortësimit në deformacione (—strain hardening) të çelikut si pasoje e terheqjes së tij) i cili në rastin e trareve DCM mund të merret i barabartë me 1,0;

$M_{Rb,i}$ = vlera projektuese e momentit të rezistencës së traut në skajin i në kahun e momentit perkules sizmik, referuar kahut të konsideruar të veprimit sizmik;

$\sum M_{Rc}$ dhe $\sum M_{Rb}$ janë shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës të shtyllave ose të trareve që hyjnë në një (shih pikën 4.4.2.3 (4)).

Vlera e shumës $\sum M_{Rc}$ do të duhej që t'i korrespondojë forces (forcave) aksiale në situatën projektuese sizmike që I përgjigjet kahut të konsideruar të veprimit sizmik.

c) Në një skaj trau , ku trau mbështetet jo drejteperdrejt mbi një tra tjetër dhe pa u lidhur me ndonjë element vertikal, momenti skajor i traut $M_{i,d}$ aty mund të merret i barabartë me momentin veprues në seksionin fundor (skajor) të traut, duke ju referuar situatës projektuese sizmike.

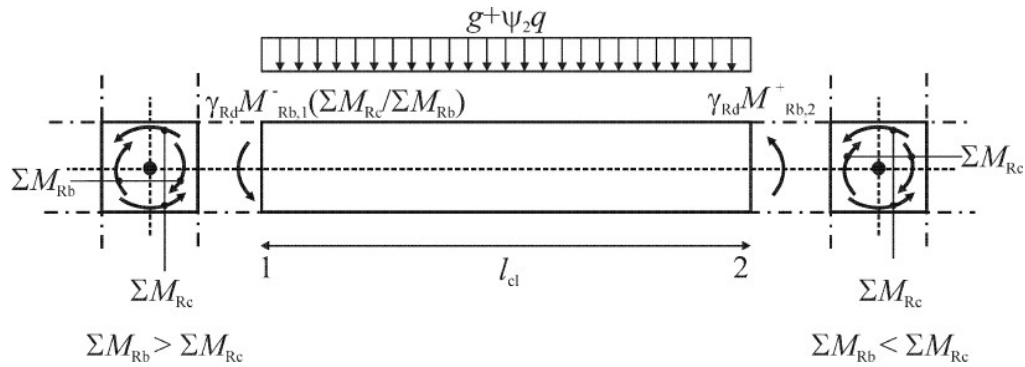


Fig. 17 Vlerat projektuese të forcave prerese në trare, në projektimin sipas kapaciteteve

4.2.2.2 Konstruimi (detajimi) i traut për duktilitet lokal

- (1) Duhet të konsiderohen zona (rajone) kritike zonat e një trau paresor sizmik që ndodhen brenda largesise $l_{cr} = hw$ (ku hw tregon lartesine e traut) nga seksioni skajor ku futet në nje nje tra-shtyllë, sikurse edhe nga të dy anet e një seksioni tjetër terthor që tenton për të kaluar në rrjedhshmeri në situaten projektuese sizmike.
- (2) Në traret paresore sizmike që mbajne elemente vertikale jo të vazhduar (të nderprere p.sh shtylla drejteperdrejte mbi trare), do të duhej që të konsiderohen si kritike zonat deri në largesine $2hw$ nga secila ane e elementit vertikal të mbeshtetur.
- (3) Brenda zonave kritike të trareve paresore sizmike kerkesa për duktilitet lokal kenaqet nëse sigurohet një vlerë $\mu\Phi$ për faktorin e duktilitetit të kurbatures, të tillë që të jetë të pakten sa vlera e dhene në piken 5.2.3.4 (3).
- (4) Pika (3) e mesiperme konsiderohet se kenaqet nëse plotesohen kushtet vijuese:
 - a) Në zonen e shtypur vendoset një sasi armatures që nuk është më pak se gjysma e sasise së vendosur të armatures së terhequr, si shtesë kjo e armatures së nevojshme në bazë të kontrollit (verifikimit) të gjendjes së fundit kufitare të traut (ULS) në situaten projektuese sizmike.
 - b) Raporti (perqindja) e armatures së terhequr nuk kalon një vlere p_{max} të barabarte me:

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\phi} \cdot \epsilon_{sy,d}} \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

ku:

- f_{yd} është rezistenca projektuese në rrjedhshmerin e çelikut;
- f_{cd} është rezistenca projektuese në shtypje e betonit .
- $\mu\Phi$ është vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit e cila mund të merret nga shprehjet (5.20) dhe (5.21) kur për armaturën gjatësore përdoret klasë çeliku B ose C;
- $\epsilon_{sy,d}$ është vlera projektuese e çelikut në tërheqje në rrjedhshmeri;

me raportet e armimit në zonën e tërhequr dhe të shtypur, ρ dhe ρ' , të dyja të normalizuara kundrejt produktit bd , ku b është gjerësia e flaxhës së shtypur të traut. Nëse zona e tërhequr përfshin një soletë, sasia e armaturës së saj paralel me traun dhe brenda gjerësisë efektive të flaxhës bashkëvepruese treguar në çështjen 5.7.2.3, përfshihet në madhësinë ρ .

Përgjatë gjithë gjatësisë së një trau parësor sizmik, raporti i armaturës në zonën e tërhequr, ρ , duhet

të jetë jo më i vogël se vlera minimale vijuese ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0,5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

4.2.2.3 Armatura gjatësore në trarë

Brenda rajoneve kritike të trarëve parësorë sizmikë duhet të sigurohet vendosja e stafave të mbyllura (“hoops”) që plotësojnë kushtet vijuese:

a) Diametri d_{bw} i stafave të mbyllura (në milimetra) nuk duhet të jetë më pak se 6.

b) Hapi, s , stafave të mbyllura (në milimetra) nuk duhet të kalojë:

$$s = \min [h_w/4; 24d_{bw}; 225\text{mm}; 8d_{bL}]$$

ku d_{bL} është diametri minimal i shufrave gjatësore (në milimetra) dhe h_w thellësia e traut (në milimetra).

c) Stafa e mbyllur e parë duhet të vendoset jo më larg se 50 mm nga seksioni fundor i traut (shih figurën vijuese).

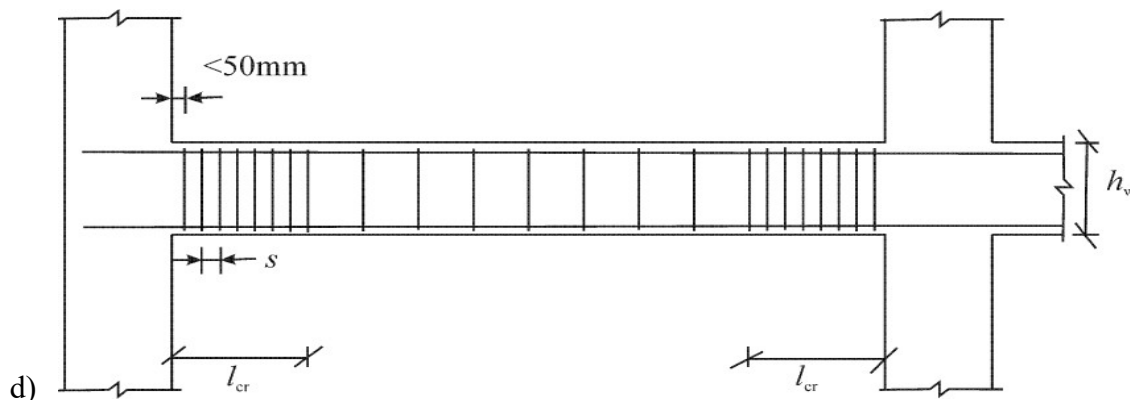


Fig. 18 Armimi terthor në zonat kritike të trarëve.

4.2.2.4 Detajimi i përforcimit longitudinal (gjatësor) të trajeve

Në përkthimin e $As1$ dhe $As2$ në një kombinim prej diametrave të shufrave dhe numrave, projektuesi duhet të respektojë rregullat e detajimit të Eurokodit 8 të përmbledhura në Tabelën 5.1.

Rregulli në rreshtin e katërt lidhur me raportin maksimal të përforcimit në sforcim, ρ_{max} , është i vetmi nga këto rregulla që nuk është i detyrueshëm; në të njëjtën kohë, është më i kufizuar: pasi vlera e $As1$ për tu përshtatur brenda një gjeresie të caktuar të traut, b , nuk mund të zvogëlohet nën atë çfarë është e nevojshme për të rezistuar momentin që vepron, MEd , mënyra më e mirë për të

përmbushur rregullin për ρ_{max} është duke rritur raportin e përforcimit në kompresion, ρ' , në seksionin e fundit.

Përmasat e diametrit të zgjedhura të trajeve duhet gjithashtu të respektojnë maksimumin e lejuar nga Ekuacionet (5.2) për një thellësi të caktuar të seksionit, h_c , të shtylles ku këto trajë janë të lidhura (në shtyllat e jashtme) ose kalojnë (në ato të brendshme).

Tabela 5 EC8 detajimi i shufrave longitudinale në trarët primarë (në ato sekondare si në DCL)

	DC H	DC M	DC L
'critical region' length at member end	1.5h	h	
$\rho_{min} = A_{s,min}/bd$ at the tension side	0.5 f_{ctm}/k		0.26 f_{ctm}/f_{yk} , 0.13% ^b
$\rho_{max} = A_{s,max}/bd$ in critical regions ^b	$\rho' + 0.0018f_{cd}/(\mu\phi\epsilon_yd f_{yd})^c$		0.04
$A_{s,min}$, top and bottom bars	2 $\Phi 14$ (308 mm ²)	-	-
$A_{s,min}$, top bars in the span	0.25 $A_{s,top}$ - supports	-	-
$A_{s,min}$, bottom bars in critical regions	0.5 $A_{s,d_{top}}$		-
$A_{s,min}$, bottom bars at supports	0.25 $A_{s,bottom-span}^b$		
Anchorage length for diameter δbL	$l_{bd} = a_{tr} [1 - 0.15(c/d - 1)] (\delta bL/4) f_{yd} / (2.25 f_{ctd} a_{poor})^{f,g,h,i}$		

(1) f_{ctm} (MPa) = 0.3(f_{ck} (MPa))^{2/3}: Forca mesatare të betonit në sforcim në ditën e 28-të; f_{yk} (MPa): sforcimi nominal i shtrirjes së çelikut gjatësore.

(2) NDP (Parametri i Përcaktuar nga Shteti) sipas EC2; vlera e rekomanduar në EC2 jepet këtu.

(3) ρ' : raporti i çelikut në anën kundër seksionit; $\mu\phi$: faktori i duktilitetit të kryqëzimit i korrespondueshëm përmes ekuacioneve (5.64) me vlerën bazë të faktorit të sjelljes, q_0 , të aplikueshëm për projektimin; $\epsilon_{yd} = f_{yd}/E_s$.

(4) Kjo $A_{s,min}$ është shtesë për çelikun e shtypjes nga verifikimi ULS i seksionit në fund të përkuljes nën momentin ekstrem të kërcimit nga analiza për situatën e projektimit seizmik.

(5) Gjatësia e ancorimit në sforcim zvogëlohet për 30% nëse fundi i trarit shtrihet $\geq 5\delta bL$ pas një përcjellje $\geq 90^\circ$.

(6) cd : mbulimi me beton i shiritit të ancoruar, ose një gjysmë distancë në afërsi të shiritit të ancoruar paralel, çfarëdo që është më e vogël.

(7) $a_{tr} = 1 - k(n\epsilon_{As} - \epsilon_{As,t,min}) / \epsilon_{As} \geq 0.7$, me ϵ_{As} : sipërfaqja e prejardhjes së lidhjes brenda mbulimit të shiritit të ankoruar; n : numri i këtyre shtyllave lidhëse në gjatësinë l_{bd} ; $k = 0.1$ nëse shiriti është në një cep të një harku ose lidhësi, $k = 0.05$ në të kundërt; $\epsilon_{As} = \pi d b L^2 / 4$ dhe $\epsilon_{As,t,min}$ specifikohet në EC2 si e barabartë me $0.25 \epsilon_{As}$.

(8) $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0.05 / \gamma_c = 0.7 f_{ctm} / \gamma_c = 0.21 f_{ck}^{2/3} / \gamma_c$: vlera e projektimit të forcës sforcimale të betonit me 5% fraktal.

(9) $a_{poor} = 1.0$ nëse shiriti është në 0.25 m e poshtme të thellësisë së trarit, ose (në traje më të thella se 0.6 m) ≥ 0.3 m larg kufirit të sipërm të trarit; në të kundërt, $a_{poor} = 0.7$

4.2.2.5 Dimensionimi i trarëve për ULS në forca prerëse

Eurokodi 2 përdor për rezistencën ndaj forcave prerëse në ULS modelin e këndit të ndryshueshëm të tundjes së strukturës: një model me kënd të lëvizjes, θ , të fushës së sforcimit në anën e përforcimit në raport me boshtin e elementit që ndryshon në këtë gamë:

$$0.4 \leq \tan \theta \leq 1 \quad (22^\circ \leq \theta \leq 45^\circ) \quad (5.45)$$

Sipas këtij modeli:

1. Përforcimi transversal me vlerë të projektuar të sforcimit të prerjes f_{ywd} dhe raporti gjeometrik $\rho_w = A_{sh} / b_w s_h$ (ku A_{sh} është sasia totale e përforcimit transversal me distancë s_h në gjatësinë e trarit) kontribuon në një rezistencë të forcave tprerëse të barabartë me:

$$V_{Rd,s} = \rho_w b_w z f_{ywd} \cot \theta \quad (5.46)$$

2. Rezistenca në prerje nuk mund të tejkalojë vlerën kufizuese të mëposhtme, pa shembje të strukturës në kompresion diagonal të ëëbit:

$$V_{Rd,max} = 0.3 b_w z \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) f_{cd} \sin 2\theta \quad (5.47)$$

Forca prerëse projektuese në seksionin x përgjate trarit, $V_{Ed}(x)$, është maksimumi i dy vlerave:

- nga projektimi i kapacitetit, Ekuacioni (5.42a);
- nga analiza për ngarkesat e gravitetit në "situatë dizajnuese të qëndrueshme dhe tranzitore".

Procedura e përgjithshme për dimensionimin në prerje të seksionit x të një tra është si vijon:

1. $V_{Ed}(x)$ vendoset të jetë e barabartë me $V_{Rd,max}$ dhe Ekuacioni (5.47) kthehet për një vlerë të θ .
2. Në rastin shumë të pazakonshëm që $V_{Rd,max}$ është më i vogël se $V_{Ed}(x)$ edhe për $\theta = 45^\circ$, gjerësia

e ëebit rritet në mënyrë që $\theta \leq 45^\circ$.

3. Në rastin shumë të zakonshëm kur kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,max}$ jep një vlerë të θ -së më poshtë kufirit të ulët në Ekuacionin (5.45), θ vendoset të jetë e barabartë me atë kufi.

4. Përforcimi i forcave prerese dimensionohet duke vendosur:: $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ për vlerën përfundimtare të θ .

5. Dimensionimi i forcave prerese fillon në një seksion në një distancë d nga faqja e një shtyllë mbështetëse; shpërndarja e mjeteve e dimensionuar kështu në seksion mbahet deri te faqja e shtyllës.

6. Përveç pikës 5 më lart, zbatohet një rregull i kundërt "zhvendosjeje" për shpërndarjen e mjeteve të shpërndara në seksionin x : mund të mbahet konstant në një distancë $z \cot \theta$ në drejtim të shtyllës së mbështetjes më të afërt, në drejtim të sasisë rritëse të forcave prerese.

Më sipër aplikohet për situatën "seizmike" dhe atë "të qëndrueshme dhe tranzitore". Shpërndarja e forcave prerese duhet të respektojë rregullat e detajimit të parapara në Eurokodi 2 dhe 8, të përmirësuara në Tabelën 6.

Tabela 6 EC8 rregullat detajuese për përforcimin transversal të trarëve primarë (në ato dytësore):

	DC H	DC M	DC L
Outside critical regions			
Spacing, $s_h \leq$	0.75d		
$\rho_w = A_{sh}/b_w s_h$	$(0.08 \sqrt{f_{ck}}(\text{MPa}))/f_{yk}(\text{MPa})$		
In critical regions			
Diameter, $d_{bw} \geq$	6 mm		
Spacing, $s_h \leq$	6 d_{b1}^b , $h/4$, 24dbë, 175	8 d_{b1}^b , $h/4$, 24dbë, 225	-

^a NDP (nationally determined parameter) per EC2; the value recommended in EC2 is given here.

^b d_{bL} : minimum diameter of all top and bottom longitudinal bars ëithin the critical region.

Përveç rregullave speciale të dimensionimit për trajet DC H që theksohen në Seksionin 5.5.3, ndryshimi i vetëm që krijohet për dimensionimin kundër veprimeve seizmike sipas Eurokodi 8 ose atyre jo-seizmike sipas Eurokodit 2 për trajet ndaj forcave prerese është detajimi i veçantë i caktuar në Eurokodin 8 për shpërndarësit në zonat e fundit ku janë të pranishme cernierat plastike.

Këto quhen "zonat kritike" dhe është specifikuar një gjatësi konvencionale për to.

Shpërndarësi maksimal i caktuar i distancës si një shumëfish i diametrit të shufrave longitudinale synon të parandalojë përkuljen e këtyre shufrave.

Diametri dhe distanca e shpërndarësve janë konstante brenda çdo "zone kritike", duke respektuar rregullat përkatëse të detajimit në Tabelën 5.3 dhe të përcaktuara nga kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ në një distancë $x = d$ nga faqja e shtylles.

Një ndikim praktik i detajimit të ndryshëm të "zonave kritike" është se shpërndarësi në shkëmbin e mbetura dimensionohet nga kushti $V_{Ed}(x) = V_{Rd,s}$ në një distancë, x , nga faqja e shtylles e barabartë me gjatësinë e "zonës kritike" plus $z \cot \theta$. Ai zakonisht mbahet konstant midis "zonave kritike", siç kontrollohet nga seksioni më i kërkuar përtej një distance $z \cot \theta$ nga të dyja skajet e tyre.

4.2.3.1 Shtyllat

(1) Në shtyllat paresore sizmike vlerat projektuese të forcave prerese duhet të përcaktohen në përputhje me rregullat e Projektimit sipas Kapaciteteve, duke konsideruar ekuilibrin e shtylles nën veprimin e momenteve skajore $M_{i,d}$ (ku $i = 1, 2$ shenojnë seksionet fundore të shtylles), që u korrespondojnë, për çdo kah të veprimit sizmik, formimit të çernieres plastike në skajet e trareve ose shtylles, – konsiderohet ai (formim) që ndodh i pari – të cilet lidhen në nyjen ku futen skaji i shtylles (fig.15).

(2) Momentet skajore $M_{i,d}$ në pikën (1) të mesiperme mund të përcaktohen si vijon

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} M_{Rc,i} \min \left(1, \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Rc}} \right)$$

Ku:

$\gamma_{Rd} = 1,1$ faktor që merr parasysh mbirezistencen për shkak të fortesimit në deformime të armatures së hekurit (çelikut) dhe kufizimit (shtrengimit) të betonit të zones së shtupur të seksionit;

$M_{Rc,i}$ = vlera projektuese e momentit të rezistencës së shtylles në skajin i në kahun e momentit perkules sizmik, referuar kahut të konsideruar të veprimit sizmik;

$\sum M_{Rc}$ dhe $\sum M_{Rb}$ - shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës të shtyllave dhe shuma e vlerave projektuese të momenteve të rezistencës që hyjnë në një.

(3) Do të duhej që vlerat e $M_{Rc,i}$ dhe $\sum M_{Rc}$ t'i korrespondojnë forces (forcave) aksiale në situatën projektuese sizmike, që i pergjigjet kahut të konsideruar të veprimit sizmik.

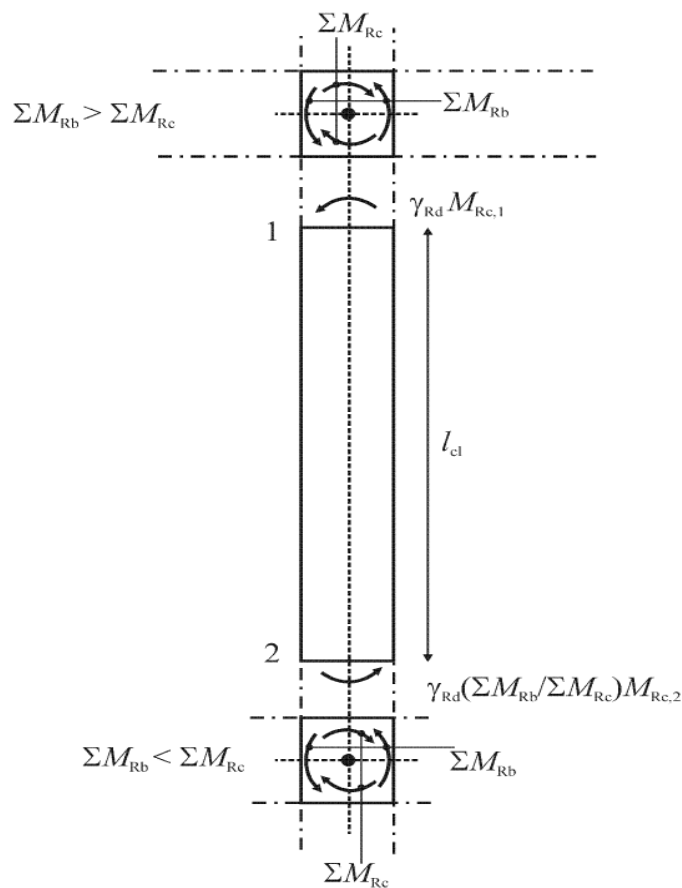


Fig. 19 Vlerat projektuese të forcave prerese në shtylla, në Projektimin sipas Kapaciteteve.

4.2.3.2 Verifikimet në ULS: Rezistenca në përkulje dhe prerje

Rezistenca në përkulje dhe në prerje duhet të llogaritet në përputhje me EN 1992-1-1:2004, duke përdorur vlerën e forcës aksiale që merret nga analiza për situatën sizmike projektuese.

Përkulja biaksiale mund të merret parasysh në një mënyrë të thjeshtuar. Kjo bëhet duke bërë verifikim në çdo drejtim veç e veç, duke përdorur një moment rezistence një aksial, i cili reduktohet për 30%.

Në shtyllat parësore sizmike vlera e forcës aksiale të normalizuar v_d nuk duhet të kalojë vlerën 0,65.

$$v_d = \frac{N_{ed}}{f_{cd}A_c} \leq 0.65$$

4.2.3.3 Konstruimi (detajimi) i shtyllave pasesore për duktilitet lokal

(1) Raporti (përqindja) total i armimit ρ_1 nuk duhet të jetë me pak se 0,01 (1%) dhe jo me i madh se 0,04 (4%). Në seksionet tërthore simetrike do të duhej të sigurohet armimsimetrik ($\rho=\rho'$).

(2) Për të siguruar integritetin e nyjeve tra-shtyllë midis shufrave në këndet (qoshet) përgjate çdo faqeje shtylle duhet të vendoset të pakten një shufer ndërmjetëse.

(3) Duhet të konsiderohen zona kritike zonat që ndodhen brenda largësisë l_{cr} nga të dy seksionet skajore të një shtylle pasesore sizmike.

(4) Në mungesë të të dhënave me të sakta, gjatësia e zones kritike l_{cr} mund të llogaritet si vijon:

$$l_{cr} = \max (h_c; l_{cl}/6; 450\text{mm})$$

(5) Në se $l_c/h_c < 3$, atëherë e gjithë lartësia e shtylles pasesore duhet të konsiderohet si zone kritike dhe duhet të armohet sipas kësaj veçorie (kerkese).

(6) Në zonen kritike, në bazen e shtyllave pasesore sizmike do të duhej që të sigurohet një vlerë $\mu\Phi$ e faktorit të duktilitetit të kurbatures, e tillë që të jetë të pakten sa vlera e dhene në piken 5.2.3.4(3).

Tabela 7 EC8 rregullat e detajimit për shufrat vertikale në shtyllat primare (në ato dytësore)

	DC H	DC M	DC L
$\rho_{min} = A_{s,min}/A_c$	1%		0.1N _d /A _c f _{yd} , 0.2% ^a
$\rho_{max} = A_{s,max}/A_c$	4%		4% ^a
Diameter, dbL	≥ 8 mm		
Number of bars per side	≥ 3		≥ 2
Spacing along the perimeter of bars restrained by a tie corner or hook	≤ 150 mm	≤ 200 mm	-
Distance along perimeter of unrestrained bar to nearest restrained one	≤ 150 mm		
Lap splice length ^b	$l_0 = 1.5[1 - 0.15(cd/dbL - 1)]a_{tr}(dbL/4)f_{yd}/(2.25f_{ctd})^{c,d,e}$		

(1) NDP (Parametri i Përcaktuar Nga Shteti) sipas EC2; vlera e rekomanduar në EC2 jepet këtu.

(2) Gjatësia e ngulitjes në sforcim zvogëlohet për 30% nëse pjesa e fundit e shiritit shtrihet për ≥ 5dbL pas një përcaktimi ≥ 90o.

(3) cd: minimumi i: mbulimit të betonit të shiritit të mbuluar dhe 50% e distancës së qartë në

shiritin e përparës në krahasim me përparësinë e lidhjes së bashku.

(4) $a_{tr} = 1 - k(2n_{As} - A_{s,t,min})/A_s$, me $k = 0.1$ nëse shiriti është në një cep të një rripi ose lidhi, $k = 0.05$ në raste të tjera; $A_{s,t,min}$: zona e shiritit të shtyllës; n : numri i lidhësive në mbulimin e shiritit të përparë në tre e treta të gjatësisë l_0 ; $A_s = \pi dbL/4$ dhe $A_{s,t,min}$ është specifikuar në EC2 si e barabartë me A_s .

(5) $f_{ctd} = f_{ctk} \cdot 0.05/\sigma_c = 0.7f_{ctm}/\sigma_c = 0.21f_{ck}^{2/3}/\sigma_c$: vlera e projektimit të forcës së betonit të fortë të prekshme 5% në be

4.2.3.4 Dimensionimi i shtyllave

Në shtylla të projektuara sipas Eurokodit 8, formimi i nyjeve plasike nën veprimin projektimit seizmik është një përjashtim.

Nëse ndodh, kjo shkakton kërkesa më të ulëta për elasticitet në krahasim me trajet DC H dhe, si rezultat, një reduktim më të vogël të rezistencës në forcë të mbrendshme.

Prandaj, Eurokodi 8 injoron këtë reduktim për shtyllat. Shtyllat janë të nënshtruar në prerje praktikisht të plotë kundër ktheseve të prerjes në drejtim të shkurtër, ndërsa forcat e tyre të projektimit të kapacitetit nga Ekuacioni (5.44) zakonisht e tejkalojnë limitin në krahasim me pjesën e djathtë të Ekuacionit (5.49) për $\zeta = -1$.

Megjithatë, Eurokodi 8 nuk kërkon për to shufra të ngritura nën kënd për shkaktarët e rrëzimit të forcës prerese, duke besuar se forcave aksiale do t'u mbyllin qarqet në seksionin e fundit kundër deformimeve të ulëta plastike që mund të krijojnë sforcimet në shufra vertikale.

Lëvizja ndalohet gjithashtu nga veprimi i kapilareve dhe thurjes së shufrave të madhësisë së mesme midis këndëve, të cilat mbeten elastike kur ndodhin prerjet dhe momentet kulminante në shtyllë.

Prandaj, dimensionimi i shtyllave në prerje bëhet sipas Eurokodi 2 vetëm, duke marrë në konsideratë efektin e ngarkesës aksiale në rezistencën ndaj prerjeve, si vijon:

1. Forca aksiale kompresive, N_d , rrit rezistencën e shear-it, $V_{Rd,s}$, për shkak të ardhmërisë së komponentit të shiritit që mbart N nga zona e shtypjes në seksionin e sipërm të shtyllës në atë të fundit në një kënd të z/h_{cl} në raport me aksin e shtyllës:

$$V_{Rd,s} = \frac{z}{H_{cl}} N_d + \rho_w b_w z f_{ywd} \cot \theta \quad (5.47a)$$

2. Me specifikatet e Eurokodi 2 për faktorin miks të $V_{Rd,max}$, i cili është një faktor shumëzues empirik dhe është një funksion i $v_d = N_d/A_{cfcd}$ dhe merr parasysh: a) kontributin e N_d në rezistencën ndaj shear, në të njëjtën kohë si b) ngarkesën e vendosur në fushën e shtypjes të pjerrët që shoqëron sforcimin në armimin anash për sforcimin në armimin e trasheve, nga komponenti normal i sforcimit në strukturë për shkak të N për $v_d > 0.5$.

$$V_{Rd,max} = 0.3 \min(1.25; 1 + v_d; 2.5(1 - v_d)) b_w z \left(1 - \frac{f_{ck} (MPa)}{250} \right) f_{cd} \sin 2\theta \quad (5.47a)$$

Me këto modifikime në formulat e rezistencës ndaj forcave prerese, hapat 1 deri në 4 të procedurës së përgjithshme në Seksionin 5.5.2 për dimensionimin e trajeve në shpërthim janë gjithashtu të aplikueshme edhe për shtyllat, duke përdorur gjithmonë VCD,c nga Ekuacioni (5.44), në vend të VEd(x).

Ky procedurë ndiqet ndarazi në dy drejtime të këndshme të shtylles, duke përdorur vlerat korresponduese të VCD,c si forca prerese projektimi.

Në shtyllat drejtkëndëshe 116, gjatësia anësore në kënd të drejtë me sipërfaqen e përqendrimit përdoret si b_e në Ekuacionet (5.46a), (5.47a) dhe 90% e thellësisë efektive, d , në drejtim tjetër përdoret si z .

Nëse seksioni përfshin më shumë se një pjesë drejtkëndëshe në dy drejtime ortogonale, është më e thjeshtë dhe më e sigurt të caktohet forca prerese e projektimit të çdo drejtimi të kundërt vetëm në pjesën më të gjatë të seksionit në atë drejtim (pra, në një këmbë për çdo drejtim në një seksion T- ose L-formë).

Ajo pjesë luan rolin e rrjetit; vetëm këmbët e përqendrimit në të cilat janë paralele me forca prerese e projektimit kontribuojnë në sipërfaqen e përqendrimit të perforcim në njësi të lartësisë së shtylles, A_{sh}/sh , në drejtimin e caktuar.

Shtyllat me anë më të gjatë se rreth 250 mm në DC H ose 300 mm në DC M duhet të kenë shufra vertikale ndërmjetëse të angazhuara në një cep të një përqëndruesi ose nga kuku i një lidhëse kryq (shih rregullën relevante në Tabelën 5.2, rreshti 3 nga fundi).

Perforcimi transversal duhet të respektojë rregullat për detajimin në Tabelën 5.4. Përveç atyre që lidhen me raportin efektiv mekanik awd të përqëndruesve, të cilat kanë një bazë themelore të shpjeguar në Seksionet 5.7.3, 5.7.5, këto rregulla janë empirike.

Si në traje, rregulli që cakton distancën maksimale të përqëndruesve në "zonat kritike" si një shumëfish të diametrit të shufrave longitudinale synon të parandalojë plasaritjen.

Nëse diametri dhe/ose distanca e përqëndruesve nuk kontrollohen nga forcat prerese sipas projektimit, VCD,c, i cili është konstant në gjithë shtyllen, por nga rregullat e detajimit, të cilat janë të ndryshme në "zonat kritike" dhe jashtë tyre.

Përforcim transversal mund të zgjidhet ndryshe në çdo "zonë kritike" në një katin dhe ndërmjet këtyre zonave.

Për të qenë më të thjeshtë, Përforcim transversal shpesh zgjidhet i njëjti në të gjithë katet, duke u kontrolluar nga më i kërkuari nga dy "zonat kritike".

Tabela 8 EC8 rregullat e detajimit për përforcimin transversal në shtyllat primare (ato dytësore)

	DC H	DC M	DC L
Critical region length ^a ≥	1.5hc, 1.5bc, 0.6m, H _c /5	hc, bc, 0.45 m, H _c /6	hc, bc,
Outside the critical regions			
Diameter, dbw ≥	6 mm, dbL/4		
Spacing, s _w ≤	20dbL, hc, bc, 400 mm		
At lap splices of bars with	12dbL, 0.6hc, 0.6bc, 240 mm		
In critical regions ^b			
Diameter, dbw ≥ ^c	6mm, 0.4√(f _y d/f _{ywd})dbL	6 mm, dbL/4	
Spacing, s _w ≤ ^{c,d}	6dbL, b _o /3, 125 mm	8dbL, b _o /2, 175 mm	As outside critical regions
Mechanical ratio ω _{wd} ≥ ^e	0.08	-	-
Effective mechanical ratio αω _d ≥ d,e,f,g	30μφ*vdε _{yd} bc/b _o - 0.035	-	-
In the critical region at the base of the column (at the connection to the foundation)			
Mechanical ratio ω _{wd} ≥	0.12	0.08	-
Effective mechanical ratio αω _d ≥ d,e,f,h,i	30 μφ vd ε _{yd} bc/b _o - 0.035		-

4.2.3.5 Masa të veçanta për muret duktile

(1) Pasigurite në analizen dhe efektet dinamike post-elastike duhet të merren parasysh të pakten nepermjet një metode të thjeshtuar të pershtatshme.

Në se nuk ka ndonje metode më të saktë, për këtë qellim-lidhur me kurbat mbeshtjellese (maksimale) projektuese për momentet perkulese si dhe me faktoret zmadhues për forcat prerese-mund të perdoren regullat që jepen në pikat vijuese.

(2) Lejohet të bëhet rishperndarja në mase deri 30% e efekteve të veprimit sizmik midis mureve paresore sizmike, me kusht që kerkesa e rezistences totale të mos reduktohet.

Do te duhej që forcat prerese të rishperndahen se bashku me momentet perkulese, në menyre të tille që raporti i forcave prerese (—shear ratioll) në muret e veçante të mos preket në mënyre të ndjeshme.

Në muret që u nenshtrohen fluktacioneve (ndryshimeve) të medha te forces aksiale (normale) , si p.sh. ne muret çiftezuar , do të duhej që momentet dhe forcat prerese të rishperndahen nga muri (muret) që eshte nën veprimin e shtypjesse ulet ose të terheqjes së paster tek ata mure që janë nën veprimin e shtypjes aksiale të larte.

(3) Në muret e çiftezuar lejohet të bëhet rishperndarja deri në masen 30% e efekteve të veprimit sizmik midis trareve lidhes të kateve të ndryshem me kusht që forca aksiale (normale) sizmike në bazen e çdo muri të veçante (rezultantja e forcave prerese në traret lidhes) të mos preket.

(4) Duhet të kompensohen (mbulohen) pasigurite që lidhen me shperndarjen e momentit në lartesi të mureve të perkohshem paresore sizmike (me raport hw/lw , të lartesisë kundrejt gjatesisë, me të madhe se 2,0) .

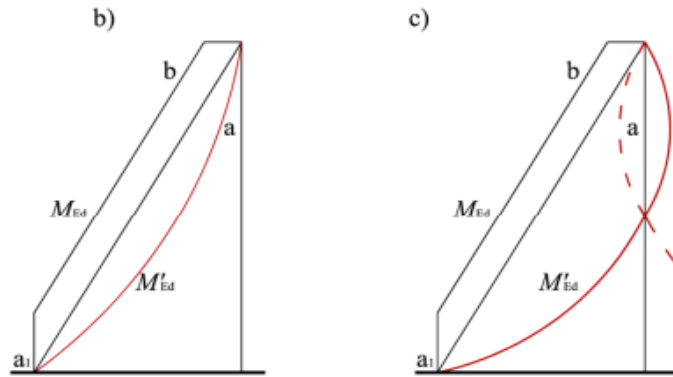
(5) Konsiderohet që kerkesa (4) e mesiperme plotesohet duke aplikuar, pavaresisht nga tipi i analizes se perdorur, metodiken e thjeshtuar vijuese:

Diagrama e momentit perkates projektues në lartesi të murit do të duhej që të nxirret nga nje mbeshtjellese e diagrames se momenteve perkulese e marre nga analiza, duke e zhvendosur atë vertikalisht (zhvendosje terheqese nga poshte lart, — tension shiftll).

Mbeshtjellsja mund të supozohet lineare, në qoftë se struktura nuk shfaq mos-vazhdueshmeri të rëndesishme të mases ,ngurtesise ose rezistences në lartesine e saj(shih fig.16).

Zhvendosja terheqese do të duhej të jetë konsistente me pjerresimin të tipit shufer

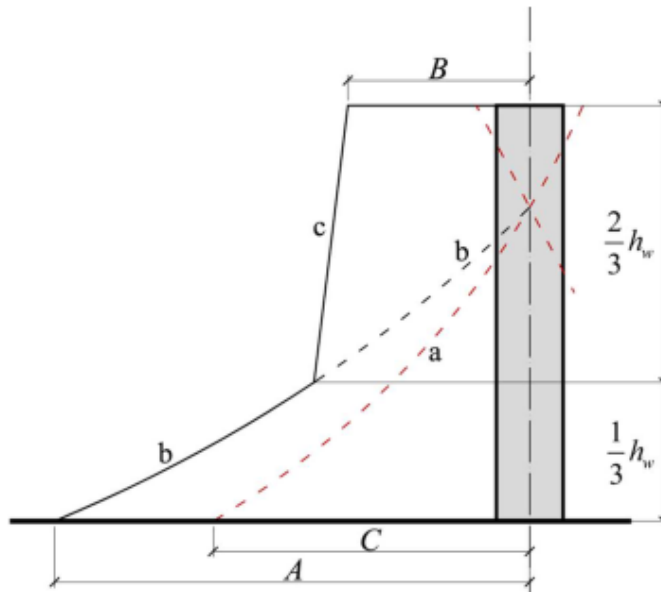
(— strut inclinationll) që konsiderohet në kontrollin (verifikimin) për prerjen sipas gjendjes së fundit kufitar (ULS – Ultimate Limit State), me model të mundshem të tipit helike apo ventilator (— fantype patternll) të shufrave (kapriates) afer bazes dhe me nderkate që veprojnë si lidhje.



Legjenda: *a*: diagrama e momenteve nga analiza
b:mbeshtjellesja projektuese:al = zhvendosja terheqese

Fig.20 Mbeshtjellsja projektuese për momentet perkulese në muret e perkulshme (majtas: sistemet me mure; djathtas: sistemet duale)

(6) Duhet të merret parasysh rritja e mundeshme e forcave prerëse pas shfaqjes së rrjedhshmerise në bazen e nje muri paresor sizmik.



Legjenda: *a*: diagrama e forcave prerese nga analiza;
b: diagrama e focave prerese te zmadhuara;
c: mbeshtjellsja projektuese

Fig.21: Mbeshtjellsja projektuese e forcave prerëse në muret e sistemit dual

4.2.3.6.1 Projektimi i momenteve të mureve ductile

Eurokodi 8 kërkon që për të siguruar që shpërthimi plastik në fleksion të kufizohet në bazën e murit dhe që muri të mbetet elastik mbi të, edhe pas zhvillimit të shpërthimit plastik në bazë, duhet të projektosh për një envelopë lineare të momenteve pozitive dhe negative të murit, të derivuar nga analiza për veprimin seismic në dizajn.

Envelopa lineare tregohet skematikisht në Figurën 22, për shkak të thjeshtësisë pa shfaqur e shpërndarjes së sforcimit.

Për shkak të forcës së shtuar në flexion që rezulton, pjesa tjetër e murit nuk ka nevojë për të qenë detajuar posaçërisht për ductiliteti fleksibël, as për të qenë dizajnuar për forca prerese në qarjet plastike duke marrë në konsideratë zvogëlimin ciklik të rezistencës në qarjet plastike; prandaj, projektimi dhe ndërtimi i saj janë shumë më të thjeshta dhe, ndoshta, më pak të kushtueshme.

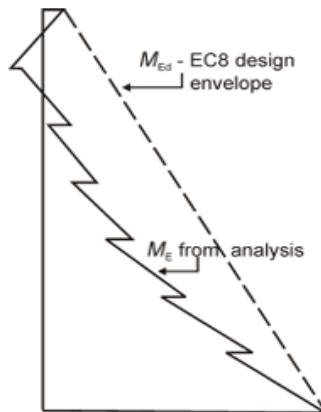


Fig.22: Diagrami i momentit të përqendrimit të një murit nga analiza dhe envelopa e momentit sipas EC8 për Projektimi N e një muri ductile në flexion.

Një falangë murit që është më e gjatë se 4 herë trashësia e saj kualifikohet si një mur në drejtimin ortogonal (mure me forma T-, L-, H- ose C-). Pastaj momentet e projektimit në atë drejtim merren nga një envelopë lineare siç është paraqitur në Figurën 5.6 dhe jo drejtpërdrejt nga analiza.

4.2.3.6.2 Dimensonimi dhe detajimi i përforcimit vertikal në muret duktile

Projektimi i detajuar i një murit fillon me dimensionimin e armës vertikale në seksionin bazë për efektet e veprimeve normale (moment(et) dhe forca aksiale) të përcaktuara nga analiza për situatën e projektimit seismic, sipas kriterëve dhe rregullave të Eurokodit 2 për Gjendjet Kufitare të Fundit (GKF) në perkulje me forcë aksiale.

Ky seksion paraqet procedurën e dimensionimit, pas një hyrjeje rreth shpërndarjes së armës vertikale në një seksion të murit.

Një mur dallon nga një shtyllë e strukturës në formën e diagramit të momenteve seizmike nga analiza.

Ai ndryshon nga një shtyllë e izoluar, e cila mbështetet në theme pa lidhje me ndonjë travesë katërsh ose shpatull, vetëm në formën e seksionit të kryqzuar, i cili, në një mur, përfshin një apo më shumë pjesë drejtkëndëshe të zgjatura – konvencionalisht sipas Eurokodit 2 dhe 8 me raport të anëve mbi 4.0.

Nëse përbëhet nga një pjesë e vetme drejtkëndëshe e zgjatur, muri zhvillon në thelb esencialisht momente dhe forces uniaksiale (në një plan vertikal perkuljei në drejtimin e gjatë të seksionit), edhe kur reagimi seizmik është po aq i fortë në dy drejtime horizontale.

Impakti kryesor i gjeometrisë së seksionit në projektimin e murit, edhe në seksione me dy ose më shumë pjesë drejtkëndëshe të zgjatura (seksione L-, T-, I-, C-, etj.), është ndarja e qartë e dy skajeve të seksionit në drejtimin e gjatë.

Këto rajone skaje ofrojnë shumicën e rezistencës së momentit përmes sforcimit vertikal – tërheqës në njërin skaj, shtypës në tjetrën – dhe luajnë rolin kryesor për duktilitetin në perkulje: është vetëm ato që janë të mbuluara me rripa çeliku për kufizimin e betonit dhe mbajtjen anti-buckling të arëve vertikale.

Në këtë kuptim, ato ngjajnë me "flanjat" e sipërme dhe të poshtme të një trai. Një pikë e përbashkët tjetër me belat është se pjesa e seksionit mes "flanjave" të forcuar në drejtim të gjatë (dhe me forcë) reziston kundër forces së shpërthimit, duke vepruar si një "rrjet".

Një e tretë përbashkësi është, natyrisht, fleksioni (bazikalisht) uniaxial, paralel me "rrjetin". Në kundërshtim, një shtyllë (edhe një e madhe që vepron si një shpatull vertikale) vepron në të dy drejtimet trasverse dhe kërkon arë vertikale dhe kufizim në të gjithë seksionin.

Si një tra i thellë, një mur ka arë të gjatë në "rrjet" gjithashtu, për të kontrolluar gjerësinë e qarjeve perkuljeale ose të qarjeve në këtë pjesë të murit. Ky arë vendoset në dy perde (një pranë secilës faqe të "rrjetit", shih Figurën 19 dhe shembujt në Figurat 7.45-7.47 të Kapitullit 7) dhe zakonisht zgjidhet në bazë të kërkesave minimale të rregulluara të Eurokodit 2 dhe 8, të listuara në Tabelën 5.5 nën "Ëeb" dhe "arët vertikale".

Kujtojani që rregullat e detajimit lidhur me raportin minimal të çelikut, diametrin e arëve dhe distancën maksimale të arëve në secilën perde japin një raport të arëve vertikale të rrjetit $\rho_v = A_{sv}/b_s v_s$, ku A_{sv} është sasia e qartësipërfaqës së dy arëve të rrjetit (një për perde), v_s është distanca midis arëve në gjatësi, l_s , të seksionit të murit dhe b është gjerësia e flanjës së shtypjes.

Përputhja e përgjithshme mekanike për këtë është $\omega_{vd} = \rho_v f_{yd} / f_{cd}$

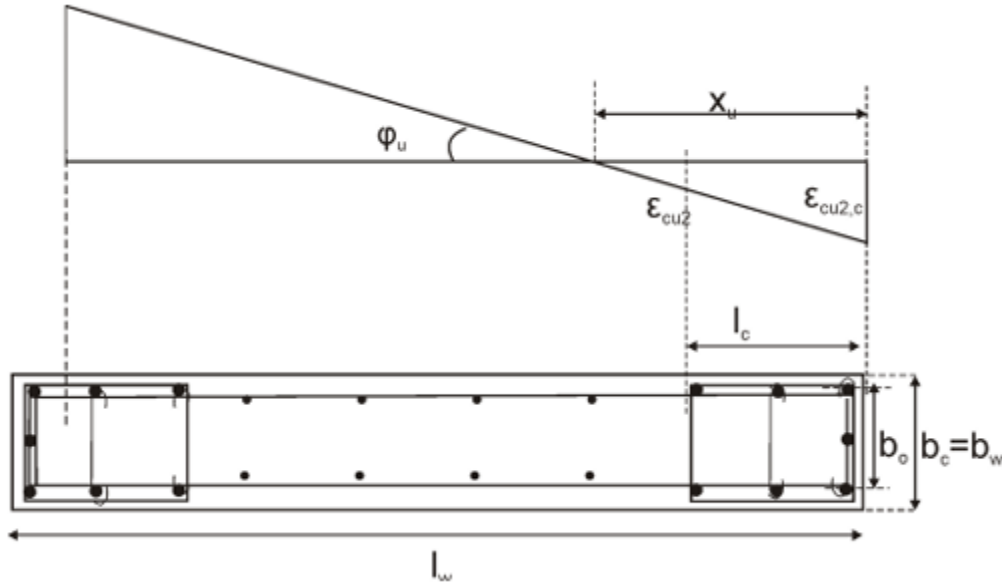


Fig.23 Skema e organizimit vertikal të armimit në një seksion të murit duktil dhe përcaktimi i gjatësisë së elementit kufi.

Armimi vertikal që është i konsoliduar pranë krahut të sforcimit konsiderohet për qëllimet aktuale si i grumbulluar në qendrën e sipërfaqes së tij të prerë, As_1 , në një thellësi efektive d ; ne e përcaktojmë raportin mekanik të tij si $\omega_1 d = As_1 / (bd) \cdot (f_{yd} / f_{cd})$.

Ne presupozojmë që armimi vertikal i konsoliduar pranë krahut të shtypjes ka të njëjtën sipërfaqe të prerë si ajo pranë sforcimit, $As_2 = As_1$, dhe është i grumbulluar në qendrën e tij në një distancë d_1 nga fibrat e shtypjes ekstreme; raporti i tij mekanik është $\omega_2 d = \omega_1 d$.

Duke përdorur si bazë Ekuacionet (5.37)-(5.39) në Seksionin 5.4.3, të cilat marrin në konsideratë armimin e rrjetit me një raport mekanik të përgjithshëm, ω_{vd} , mes armimit të sforcimit dhe atij të shtypjes, ne mund të modifikojmë procedurën e propozuar në Seksionin 5.4.2 për shtylla drejtkëndëshe me armatim të simetrikë sforcim-kompresion vetëm, për të llogaritur $\omega_1 d = \omega_2 d$, për ω_{vd} të njohur dhe parametra dimensionless të dhënë siç janë të përcaktuar nga Ekuacioni (5.32) në Seksionin 5.4.2.

Vërej se muret kanë një raport të ulët të ngarkimit aksial; në fakt, për muret, Eurokodi 8 cakton një limit të sipërm prej 0.35 për DC H dhe 0.4 për DC M për raportin e ngarkimit aksial maksimal nga analiza për situatën e projektimit seizmik ndaj A_{cfcd} – i cili tejkalon $\square d$ siç është definuar në Ekuacionin (5.32). Kemi atëherë vetëm rastet (i) dhe (ii), siç vijon.

(i) armimi i sforcimit dhe i shtypjes japin të dy, nëse $\square d$ është në këtë gamë:

$$\frac{\omega_V}{1 - \delta_1} \left(\delta_1 \frac{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{c2} / 3}{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}} \equiv v_2 \leq v_d < v_1 \equiv \frac{\omega_V}{1 - \delta_1} \left(\frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{yd}}{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}} - \delta_1 \right) + \frac{\epsilon_{cu2} - \epsilon_{c2} / 3}{\epsilon_{cu2} + \epsilon_{yd}}$$

(5.51a)

Pastaj, me një thellësi të qendrës së neutralizimit të normalizuar të llogaritur si:

$$\xi = \frac{(1-\delta_1)v_d + (1+\delta_1)\omega_v}{(1-\delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}}\right) + 2\omega_v} \quad (5.52a)$$

gjejmë armtimin simetrik të krahut, $\omega_{1d} = \omega_{2d}$, nga:

$$(1+\delta_1)\omega_{1d} = \mu_d - \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] - \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left[(\xi - \delta_1)(1-\xi) - \frac{1}{3} \left(\frac{\xi \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right)^2 \right] \quad (5.53a)$$

(ii) Çeliku i sforcimit lëshon, por ai i shtypjes është elastic; vd është më pak se v2 nga Ekuacioni (5.51a):

$$v_d \leq \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(\delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} - 1 \right) + \delta_1 \frac{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{c2} / 3}{\varepsilon_{cu2} - \varepsilon_{yd}} \equiv v_2 \quad (5.51b)$$

Atëherë \square është rrënja pozitive e ekuacionit:

$$\left[1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} + \frac{\omega_{vd}}{2(1-\delta_1)} \frac{(\varepsilon_{cu2} + \varepsilon_{yd})^2}{\varepsilon_{cu2}\varepsilon_{yd}} \right] \xi^2 - \left[v_d + \omega_{1d} \left(1 - \frac{\varepsilon_{c2}}{\varepsilon_{yd}} \right) + \frac{\omega_{vd}}{1-\delta_1} \left(1 + \frac{\varepsilon_{cu2}\delta_1}{\varepsilon_{yd}} \right) \right] \xi - \left[\omega_{1d} - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{2(1-\delta_1)} \right] \frac{\varepsilon_{cu2}\delta_1}{\varepsilon_{yd}} = 0 \quad (5.52b)$$

Mund të zëvendësojmë ω_{1d} në Ekuacionin (5.52b) në funksion të \square dhe momentit nga:

$$\omega_{1d} \frac{(1-\delta_1)}{2} \left(1 + \frac{\xi - \delta_1}{\xi} \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \right) = \mu_d - \xi \left[\frac{1-\xi}{2} - \frac{\varepsilon_{c2}}{3\varepsilon_{cu2}} \left(\frac{1}{2} - \xi + \frac{\varepsilon_{c2}}{4\varepsilon_{cu2}} \xi \right) \right] - \frac{\omega_{vd}\delta_1}{4(1-\delta_1)} \left[\xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) - \delta_1 \right] \left[1 + \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{yd}} \left(\frac{\xi - \delta_1}{\xi} \right) \right] \left[1 - \frac{\delta_1}{3} - \frac{2}{3} \xi \left(1 + \frac{\varepsilon_{yd}}{\varepsilon_{cu2}} \right) \right] \quad (5.53b)$$

Ekuacioni shumë i padrejtë është zgjidhur numericisht për \square ; pastaj ω_{1d} është gjetur nga Ekuacioni (5.53b).

Sipas Ekuacioneve (5.53), sipërfaqja e armimit në kufi, $As1 = \omega1d(bd) \cdot (fcd/fyd)$, zbatohet si një numër arërash pranë kufirit të seksionit, zakonisht të shpërndara në një distancë të caktuar, lc , nga ai, p.sh., gjatë një "elementi kufitar" (shih Figurën 5.7 dhe shembujt në Figurat 7.45-7.47 të Kapitullit 7).

Vlera minimale e lc e specifikuar nga Kodi Evropian 8 brenda regjionit kritik në bazë të murit jepet në pjesën e sipërme të "elementeve kufitare" të tabelës 5.5. Distanca $d1$ e këtij armimi nga kufiri i seksionit lidhet me qendrën e këtyre arërave.

Vërejtje se, për shkak të konsiderimit të ωvd si i njëjti në mes të qendrave të $\omega 2d$ dhe $\omega 1d$, një pjesë $(lc/d - 1)/(1 - 1)$ e sipërfaqes totale të armimit të rrjetit, ρvbd , bie brenda distancës lc mbi të cilën është shpërndarë armimi i kufirit dhe duhet të shtohet te $As1 = \omega 1d(bd) \cdot (fcd/fyd)$ para se të përkthehet në një sipërfaqe armimi kufiri.

armimi minimal i rrjetit vazhdon deri në pjesën e sipërme të murit. Ka dy mënyra për të vendosur në cilat nivele armimi i kufirit i vendosur në seksionin bazë do të jetë i prerë:

1. "Ne marrim nga secila prej zonave të këndeve një çift çelësa në një kohë (në fytyrat e gjata të kundërt të murit), ose madje dy çifte ose më shumë.

Derisa distanca nga baza e murit është më e vogël se lartësia kritike e zonës, hcr , e dhënë në pjesën e sipërme të Tabelës 5.5, gjatësia lc e "elementit kufi" ende aplikohet; çelësat e hequr zgjidhen nga ata të pa mbajturat në perimetër të "elementit kufi", idealisht larg nga fibrat ekstreme.

Mbi lartësinë kritike të zonës, çifti i çelësave që hiqet është ai më larg nga fibrat ekstreme; madhësia e "elementit kufi" zvogëlohet përputhësisht, nën minimumin e caktuar nga Kodi Evropian 8 për zonën kritike; armët minimale të rrjetës së brendshme shtrihen mbi hapësirën e lirë në seksion.

Rezistenca e momentit të mbetur të seksionit llogaritet duke përdorur Ekuacionet (5.37)-(5.39) nga Seksioni 5.4.3 dhe krahasohet me përhapjen lineare të momentit sipas Kodi Evropian 8 (Figura 5.6), për të gjetur nivelin ku armët e zvogëluara të këndit të mjaftojnë.

Vërejtje: ky nivel duhet të jetë i përputhur me vlerën e forcës aksiale të murit, N , të përdorur në Ekuacionet (5.37)-(5.39) me sasinë e zvogëluar të armëve." "Procesi vazhdon me çifte të tjera të çelësave që hiqen nga çdo kënd, deri në pjesën e sipërme të murit."

2. "Qasja e dytë përshtatet më mirë për dimensionimin sistematik brenda një mjedisi kompjuterik të integruar.

Ajo parashikon që çelësat fillojnë në nivelin e katesë së çdo kate dhe shërbejnë për seksionin e poshtëm të katesë së lartë; në nivelin e kësaj kate, çelësat lidhen me shtrirje te disa nga çelësat e këndeve që fillojnë aty, ose vazhdojnë për të siguruar fiksimit nëse ata nuk nevojiten më." "Procedura e dimensionimit të përshkruar më lart për bazën e murit (Ekuacionet (5.51)-(5.53))

përsëritet në seksionin e poshtëm të çdo kate, me vlerat e momentit dhe forcës aksiale që aplikohen aty, për të dimensionuar armët e këndeve të cilat duhet të vijnë nga kateja më poshtë, në mënyrë që të përmbushin kërkesat në perkulje me forcë aksiale në seksionin e poshtëm të kates.

Në të gjitha kate që bazat e tyre bien brenda lartësisë së zonës kritike, hcr, në Tabelën 5.5, vendosja e çelësave pranë çdo kënde ndjek atë në "elementin kufi" të bazës, për sa i përket skicës dhe vendndodhjes së çelësave të mbajtur në perimetrin e "elementit kufi".

Mbi zonën kritike, merret pak kujdes për të ndjekur të njëjtën mode si në zonën kritike ose për të vendosur çelësat shumë pranë atyre që vijnë nga kateja më poshtë; konsiderata kryesore është të shpërndahen çelësat në një distancë lc nga fibrat ekstreme, në mënyrë që raporti maksimal i çelikut të mos shkelësohet brenda hapësirës $A_c = lcbw$."

"Nëse seksioni i murit përfshin dy ose më shumë pjesë të drejtkëndësh të zgjatura që janë në kënd të drejtë me njëra-tjetrën (si në seksione T, L, C ose H), duhet të projektohet në perkulje si njësi, për tripletën My-Mz-N të gjithë seksionit, duke presupozuar që ai mbetet i rrafshët.

Vini re se madhësia e çdo elementi kufi të nevojshëm rreth seksionit jo-drejtkëndësh mund të vlerësohet nga profili i sforcimit të fituar gjatë Hapat 3 të procedurës, përmes algoritmit iterativ për verifikimin ULS të seksioneve me çdo formë dhe vendosje të armëve për çdo kombinim My-Mz-N."

Faktikisht, edhe një mur drejtkëndësh është i nënshtruar ndryshimeve biaxiale me forcë aksiale, My-Mz-N, kështu, megjithëse kjo bëhet rrallë për muret drejtkëndëshe, pasi armët vertikale janë vlerësuar dhe vendosur sipas rregullave përkatëse të detajimit, seksioni i bazës së çdo kate mund të verifikohet për ULS në përqendrim me forcë aksiale për të gjitha kombinimet My-Mz-N nga analiza për situatën e projektimit seizmik.

5.0 DETAJE PËR DUKTILITETIN

5.1. Rajonet kritike në elemente duktile

Nga dy përbërësit e betonit të armuar, çeliku është duktil në tension, por jo në shtypje, pasi shufrat mund të shtrëngohen, duke hequr forcën e tyre dhe duke rrezikuar thyerjen.

Betoni është i brishtë, përveç rasteve kur zgjerimi i saj anësor është i kufizuar mirë nga mbyllja.

Pra, mënyra e vetme për të ndërtuar një RC anëtar i cili është duktil dhe mund të shpërndajë në mënyrë të besueshme energjinë gjatë përgjigjes sizmike joelastike është duke kombinuar:

- Shufra përforcuese në drejtimin ku priten sforcimet kryesore në tërheqje zhvillohet; dhe
- Beton dhe armaturë në drejtim të sforcimeve kryesore shtypëse, me lidhje të dendura për të kufizuar anash betonin dhe për të frenuar shufrat kundër përkuljes.

Kjo është e realizueshme kudo ku zhvillohen sforcimet dhe sforcimet kryesore gjatë sizmit përgjigje pa ndryshim në drejtimet ku përforcimi mund të vendoset në mënyrë të përshtatshme.

Në njëdimensionale anëtarët beton arme (trarë, kolona, mure të hollë), është i përshtatshëm për të vendosur përforcimi në drejtimin gjatësor dhe tërthor.

Përkulja ciklike vërtet prodhon në fijet ekstreme të një anëtari RC sforcimet dhe sforcimet kryesore në gjatësinë drejtim dhe lejon përdorimin efektiv të përforcimit, si për të kapur drejtpërdrejt tensionin dhe për të frenuar betonin dhe shufrat e shtypjes tërthore ndaj sforcimeve të tyre shtypëse.

Përkulja është i vetmi mekanizëm i transferimit të forcës në një pjesë të tillë, i cili lejon përdorimin e avantazhin dhe besueshmërinë e duktilitetit të përforcimit të tensionit dhe duke rritur në mënyrë efektive duktiliteti i betonit dhe i shufrave të ngjeshjes përmes kufizimit anësor.

Rajonet e pjesë e dominuar nga përkulja nën ngarkesë sizmike janë skajet e saj, ku momentet sizmike marrin vlerën e tyre maksimale.

Pas përkuljes së pjesës fundore, një menteshë plastike përkulëse zhvillohet atje, duke shpërndarë energji në përkulje alternative pozitive dhe negative.

Eurokodi 8 e quan këtë rajon "rajon kritik", i cili ka një konotacion më konvencional se termi 'zonë disipative', e përdorur edhe në Eurokodin 8 për pjesën e një anëtari ose lidhjen e ndonjë materiali ku shpërndarja e energjisë bëhet sipas projektimit.

Një "rajon kritik" është një pjesë e përcaktuar në mënyrë konvencionale e një anëtari kryesor të RC-së, deri në një të caktuar distanca nga:

1. Seksioni bazë i një muri duktil, domethënë në lidhjen me themelin ose me maja e një bodrumi të ngurtë.
2. Një fund i një kolone ose trau i lidhur me një tra ose një element vertikal, përkatësisht, pa marrë

parasysh nëse madhësia relative e rezistencave të momentit të anëtarëve rreth lidhjes tregojnë se një menteshë plastike në atë fund ka të ngjarë.

Konsolle trarët jo të projektuar për një veprim sizmik vertikal, ose një fund trau i mbështetur në një trarë në një distancë nga një bashkim i trarit me një pjesë vertikale, nuk mund të zhvillohet i madh momentet sizmike; kështu që nuk ka rreze 'rajon kritik' në ato raste.

3. Një seksion trau ku momenti i kapjes nga analiza për projektimin sizmik situata arrin vlerën e saj maksimale përgjatë hapësirës; shpesh ai seksion është në rreze fundi ose aty pranë dhe 'rajoni kritik' përkon me një nga ato të përshkruara nën 2 sipër.

Gjatësia e 'rajoneve kritike' të përshkruara për anëtarët e RC nga Eurokodi 8 jepet në krye të tabelave 5.1, 5.4 dhe 5.5. Këto tabela japin rregullat e veçanta të detajimit – kryesisht urdhëruese – që zbatohen në këto rajone. Seksionet 5.7.4 deri në 5.7.5 fokusohen dhe shtjellojnë zbatimin e atyre rregullave detajuese, të cilat kanë një bazë racionale.

5.2 Kërkesa për duktilitet të lakimit në 'rajonet kritike

Eurokodi 8 lidhë kërkesën lokale të deformimit për të cilën duhet të detajohet një nyje plastike në vlerën bazë të faktorit të sjelljes, q_0 , e zbatueshme për DC dhe strukturore të ndërtesës sistemi sipas Tabelës 4.1 në Seksionin 4.6.3.

Vetëm në pak raste janë vlerat q_0 në Eurokodin 8 diskrete: për lavjerrës të përmbysur ose sisteme fleksibël në përdredhje dhe për sistemet e mureve të DC M; në të gjitha sistemet e tjera DC M ose H, q_0 është proporcionale me α/α_1 (shih seksionin 4.6.3), prandaj merr vlera në një interval të vazhdueshëm.

Prandaj, nuk është e mundur të specifikohen vlera diskrete të faktori i duktilitetit të lakimit, μ_ϕ , për këto sisteme të tjera strukturore. Pra, Eurokodi 8 jep μ_ϕ si funksion algjebrik i q_0 (shih Ekuacionet 5.64). Kjo shprehje rrjedh nga:

1. Lidhja $q-\mu-T$ ndërmjet faktorit të duktilitetit të zhvendosjes globale, μ_δ , duktilitetit pjesa e varur e faktorit të sjelljes, q_μ , dhe perioda, T , e një oshilatori SDOF miratuar në Eurokodin 8 (Ekuacionet 3.119, 3.120 në Seksionin 3.2.3);
2. Barazia e përafërt, $\mu_\theta \approx \mu_\delta$, e μ_δ ndaj faktorit lokal të duktilitetit të rrotullimit të kordës, μ_θ , në ato skajet e pjesës ku formohen nyja plastike në një mekanizëm të lëkundjes së rrezeve imponuar në sistemin strukturor nga një shtyllë e fortë/e fortë e siguruar nga muret e murit sisteme ose sisteme të dyfishta ekuivalente me mur, ose nga shtyllat e forta të sistemeve të kornizës ose sisteme të dyfishta ekuivalente kornizë (shih seksionin 4.5.2 dhe figurat 2.9b deri e).
3. Një përafrim i sigurt i faktorit të duktilitetit të lakimit në seksionin fundor të pjesës, μ_ϕ , për sa i përket μ_θ , e nënvizuar nga modeli i Eurokodit 2 për beton të kufizuar dhe një gjatësi mesatare e

nyjes plastike në një anë të sigurt, L_{pl} , e barabartë me 18.5% të hapësirës së prerjes (M/V ratio), L_s , në seksionin fundor të një anëtari tipik RC në ndërtesa:

$$\mu_0 = 1 + 3 \frac{L_{pl}}{L_s} \left(1 - \frac{L_{pl}}{2L_s} \right) (\mu_q - 1) \approx 1 + 0.5(\mu_q - 1) \rightarrow \mu_q = 2\mu_0 - 1 \quad (5.63)$$

4. Një supozim i sigurt se vlera e plotë bazë e faktorit të sjelljes është për shkak të ductility, duke lënë pas dore mbiforcën: $q_0 = q\mu$

Duke kombinuar 1 me 4 më sipër, Eurokodi 8 jep lidhjen e mëposhtme midis q_0 dhe $\mu\phi$:

$$\mu_q = 2q_0 - 1 \quad \text{if } T \geq T_C \quad (5.64a)$$

$$\mu_q = 1 + 2(q_0 - 1) \frac{T_C}{T} \quad \text{if } T < T_C \quad (5.64b)$$

ku T është periudha e mënyrës së parë në rrafshin vertikal (ose afër) ku përkulja e anëtar duke u detajuar zë vend dhe T_C është periudha e këndit të sipërm të specifikës konstante rrafshnalta tral-nxitimi i spektrit elastik – krh. Ekuacioni 5.54b.

Ekuacionet 5.64 përdorin vlera bazë, q_0 , në vend të vlerës përfundimtare, q , të faktorit të sjelljes; q mund të jetë më pak se q_0 për shkak të parregullsive në lartësi, ose karakteristikave të tjera që mund të zvogëlojnë duktilin global kapaciteti i kapacitetit për kapacitetet e dhëna të duktilitetit lokal (p.sh. për shkak të shpërndarjes jo uniforme të duktilitetit në ndërtesa të parregullta në lartësi).

Në muret duktile të projektuara sipas Eurokodit 8, rezistenca e forcës anësore - që është sasia e lidhur drejtpërdrejt me faktorin q – varet vetëm nga kapaciteti i momentit të seksionit bazë.

Raporti $MR_{d,o} / MEd,o$ kap mbirezistencën e murit (ku MEd,o është momenti në mur bazë nga analiza për veprimin sizmik të projektimit dhe $MR_{d,o}$ vlera e projektimit të momentit rezistenca nën forcën përkatëse aksiale nga analiza).

Pra faktori i sjelljes vlera e përdorur nga muri është $q/(MR_{d,o}/MEd,o)$.

Si rezultat, Eurokodi 8 lejon llogaritjen e $\mu\phi$ në bazën e mureve individuale duktile duke përdorur në ekuacionet 5.64 vlerën e q_0 ndarë nga vlera minimale e murit $MR_{d,o}/MEd,o$ -raporti në të gjitha kombinimet e projektimit sizmik situatë.

Për shkak se një çelik më pak duktil i klasës B për Eurokodin 2 përdoret si përforcim gjatësor në 'rajonin kritik' të një elementi parësor (siç lejohet në të vërtetë në DC M, shih Tabelën 5.6) mund të zvogëloni duktilitetin e tij përkulës, Eurokodi 8 kërkon të përdoret për detajimin e anëtarëve me Çeliku i klasës B një vlerë prej $\mu\phi$ rritur me 50% mbi atë që rezulton nga ekuacioni 5.64.

5.3 Kufiri i sipërm dhe i poshtëm i raportit të armaturës gjatësore të trarëve parësor

Nëse seksioni kryq i traut është i madh, përforcimi gjatësor mund të thyhet kur plasaritjet e betonit, përveç nëse mund t'i rezistojë momentit të plasaritjes pa u dorëzuar.

Me fjalë të tjera, momenti i rendimentit duhet të kalojë momentin e plasaritjes.

Ky kusht jep minimumin raporti i çelikut i renditur në rreshtin 2 të kërkesave në Tabelën 5.1 për trarët DC M ose H (përafërsisht dyfishi i raportit minimal për trarët DC L për Eurokodin 2).

Edhe pse minimumi raporti i çelikut vlen vetëm për anën e tensionit të traut, është e kujdesëshme që të zbatohet në të dyja sipër dhe fund të çdo seksioni, për shkak të madhësisë së momenteve sizmike dhe dis tyre dëmtimet përgjatë trarit janë shumë të pasigurta.

Duke kujtuar kufirin e poshtëm të renditur në tabelën 5.6 për marzhin 10% të brishtë ndërmjet forca në tërheqje, f_t , dhe stresi i rendimentit, f_y , prej çeliku dhe duke marrë parasysh se mesatarja rendiment stres, f_{ym} , normalisht e kalon nominalin, f_y , me rreth 15%, raporti minimal i çelikut për trarët DC M dhe H në Tabelën 5.1 jep një diferencë sigurie ndaj thyerjes së mundshme të çelikut për shkak të mbirezistencës së betonit në tension (thyeshmëria 95% e tërheqjes së betonit forca tejkalon f_{ctm} me rreth 30%, por rritet me moshën shumë më pak se kompresive forca).

Kufiri i sipërm ndaj raportit të çelikut për trarët DC M ose H të renditur në rreshtin e tretë të kërkesës mentet në Tabelën 5.1 synon të sigurojë që vlera e $\mu\phi$ nga ekuacionet 5.64 arrihet në seksioni fundor. Ai rrjedh nga:

- Përkufizimi i $\mu\phi$ si raport i: (a) lakimit, ϕ_u , kur ngjesh ekstremi fibrat e sionit arrijnë sforcimin përfundimtar të betonit për Eurokodin 2, $\epsilon_{cu} = 0,0035$, deri në (b) të lakimi në rendiment, ϕ_y , marrë e barabartë me vlerën gjysmë empirike $\phi_y = 1,54\epsilon_y / d$ përshtatur për të provat e trarëve ose shtyllave (Fardis 2009)

- Llogaritja e ϕ_u si $\epsilon_{cu} / (\xi_u d)$, me ξ_u marrë nga ekuacioni 5.39a në seksionin 5.4.3 për $\omega_{vd} = 0$, $\omega_{vd} = 0$, $\epsilon_{cu} = 0,0035$ dhe $\epsilon_{c2} = 0,002$

Shembulli 5.6 në fund të këtij kapitulli ilustron zbatimin e ekuacioneve 5.64 së bashku anë llogaritja e raportit maksimal të armaturës në trarë.

Kuptimi fizik pas raportit maksimal të përforcimit të sipërm është si më poshtë: mënyra më e mundshme e dështimit të menteshës plastike është shtypja e zonës së ngushtë të ngjeshjes në fundi, në përpjekjen e tij për të balancuar forcën e tensionit të armaturës së sipërme për shkak të dërritpërkulje ging (shih Figurën 2.22c).

Zona e kompresimit ndihmohet në këtë detyrë nga fundi përforcimi, me të cilin ndan forcën për t'u balancuar.

Pra, aq më i ulët është diferenca ndërmjet armaturës së sipërme dhe të poshtme, aq më pak barra që bie mbi beton (matematikisht, aq më e ulët është vlera e ξ nga ekuacioni 5.39a) dhe rreziku i dështimit të tij.

Kufiri i sipërm në raportin e përforcimit të sipërm është shumë kufizues në mbështetësit e DC Trarët M dhe H, veçanërisht nëse vlera e $\mu\phi$ është i lartë (veçanërisht për vlerat e larta qo- të DC H).

Sasia e armaturës së sipërme prej çeliku që i nevojitet traut për të kënaqur ULS në përkuljen në mbështetëse në situatën e projektimit sizmik dhe EN1990 'të vazhdueshme dhe situata e projektimit kalimtar (d.m.th. nën ngarkesat e gravitetit të faktorizuar) është fikse.

Për ta akomoduar atë, pa rritur së tepërmi gjerësinë e traut për të zvogëluar raportin e sipërm të çelikut, në fund raporti i përforcimit, ρ' , preferohet të rritet përtej vleres minimal të përkthuar të dhëna në rreshtin e dytë të kërkesave në tabelën 5.1 dhe në dy rreshtat e fundit të saj.

5.4 Kufizimi i perfocimeve në rajonet kritike në shtyllat parsore

Shtyllat normalisht kanë përforcim gjatësor simetrik: $\omega_1 d = \omega_2 d$.

Përveç kësaj, zona e shtypjes gjithashtu duhet t'i rezistojë forcës së shtypjes, vd.

Pra, në një nyje plastike përkulëse të një shtyllë me vlerën $\mu\phi$ nga ekuacionet 5.64 nuk mund të arrihet në të njëjtën mënyrë si në a rreze, pra duke reduktuar ξ nga ekuacioni 5.39a përmes një reduktimi në $(\rho_1 - \rho_2)$.

Në vend të kësaj, fijet ekstreme të betonit lejohen të arrijnë tendosjen e tyre përfundimtare, $\epsilon_{cu2} = 0,0035$, dhe gërvishtje; nyje plastike mbështetet më pas në tendosjen përfundimtare të zgjeruar të konjës së kufizuar bërthama e kretës brenda rrathëve, për të siguruar vlerën e kërkuar të $\mu\phi$ përmes mbylljes.

Raporti vëllimor mekanik efektiv i përforcimit kufizues, $a_{\omega d}$, kërkohet në nyjet plastike të shtyllave DC M ose H jepen në rreshtin e fundit të Tabelës 5.4 (shih gjithashtu fusnotat d deri në f) dhe përsëritet këtu për lehtësi:

$$a_{\omega d} = 30\mu_{\phi} \epsilon_{yd} v_d \frac{b_c}{b_o} - 0.035 \quad (5.65a)$$

Raporti vëllimor mekanik ω_{wd} përkufizohet si $(\rho_h + \rho_b) f_y d / f_{cd}$, me tërthor raportet e përforcimit, ρ_h , ρ_b , duke mos iu referuar dimensioneve të jashtme të seksionit të shtyllës, në dimensionet e bërthamës së kufizuar në vijën qendrore të rrethit rrethues:

$$b_o = b_c - 2(c + d_{bu}/2), \quad b_o = b_c - 2(c + d_{bu}/2) \quad (5.66)$$

ku h_c , b_c janë thellësia dhe gjerësia e jashtme e seksionit të shtyllës, përkatësisht, c është mbulesë betoni në pjesën e jashtme të rrethit dhe d_b është diametri i rrethit.

Për një seksion drejtkëndor me një rreth rrethues në një hapësirë qendrore prej s , kufiri i faktorit të efektivitetit, a , është

$$a = \left(1 - \frac{s}{2b_o}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_o}\right) \left(1 - \frac{\sum b_i^2/6}{b_o h_o}\right) \quad (5.67)$$

ku prodhimi i dy termave të parë është si dhe termi i tretë është një (me b_i duke treguar ndarje përgjatë perimetrit të shufrave vertikale ngjitur anash të kufizuara, përmbledhja duke u shtrirë mbi të gjitha çiftet e shufrave të tilla dhe emëruesi është zona e mbyllur nga vija poligonale që lidh qendrat e shiritave të kufizuar anash, shih Figurën 5.9).

Shembulli 5.7 në fund të këtij kapitulli ilustron zbatimin e ekuacioneve 5.64, 5.65a, 5.66, 5.67, ndërsa Shembujt 5.8 dhe 5.9 demonstrojnë përkufizimin dhe llogaritjen e një në seksione jo drejtkëndëshe.

Së fundi, Shembulli 5.10 tregon paraqitjet alternative të frenimit kufizues forcës dhe i krahason ato për sa i përket efektivitetit të kostos.

Edhe pse ato duken kaq të ndryshme, shprehja për ω_{ed} në ekuacionin 5.65a dhe raporti maksimal i çelikut në trarët në rreshtin e tretë të kërkesave në Tabelën 5.1 janë nxjerrë në mënyrë të ngjashme; ndryshimet nga dy pikat në seksionin 5.7.4 janë se:

- Përdoret thellësia e plotë e seksionit, h , në vend të asaj efektive, d , në jodimensionale vlerat, si $\xi_u = x_u/h$, $v_d = N_d / (b h f_{cd})$ dhe kështu me radhë, në shprehjen gjysmë empirike: $\phi_y = 1,75 \epsilon_y / h$ dhe të tjerët.

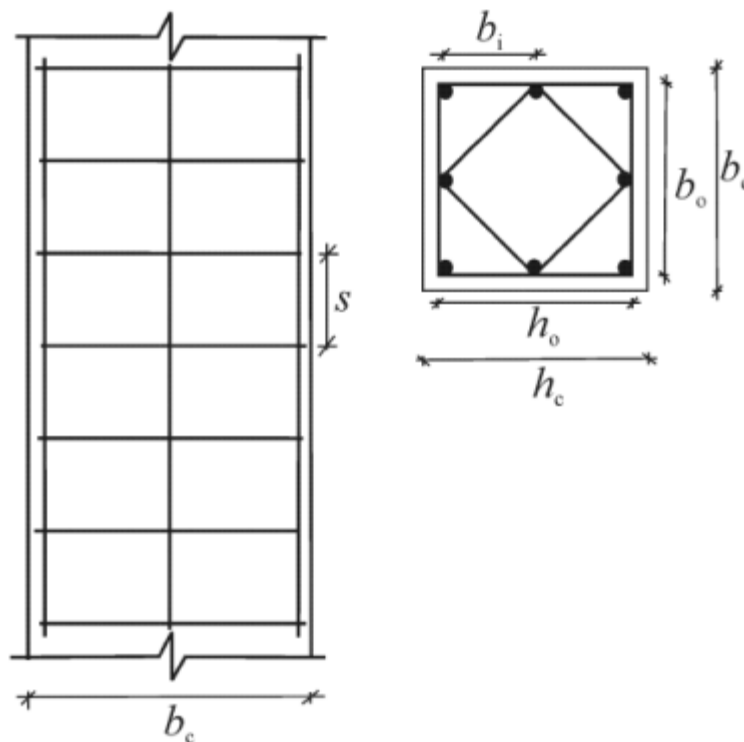


Fig. 24 Përkufizimi i termave gjeometrikë të një shtylle drejtkëndore

- φ është llogaritur për bërthamën e kufizuar, me tendosjen përfundimtare të komit të saj ekstrem fijet e shtypjes të dhëna në funksion të ω_{wd} sipas modelit të izolimit në Eurokodi 2, me $\xi_u = x_u/h$ e llogaritur nga ekuacioni 5.39a për $v_d = N_d / (b h f_{cd})$, $\omega_{1d} = \omega_{2d}$ dhe ω_{vd} i lënë pas dore, në krahasim me v_d .

Përforsimi i mbylljes sipas ekuacionit 5.65a kërkohet nga Eurokodi 8 jo pa dallim në çdo 'rajon kritik' të një shtylle, por vetëm aty ku një menteshë plastike mund të formohet sipas dizajnit, përkatësisht në bazën e shtylles DC M ose H - në lidhjen me themeli ose në krye të një bodrumi të ngurtë.

Në të gjitha 'rajonet kritike' të tjera të DC M e shtylles, vetëm rregullat e detajuara përshkruese në Tabelën 5.4 për vlerën minimale ω_{wd} , hapësira maksimale, së, dhe diametri minimal, d_{bw} , e stirrups aplikohen.

Në DC H ndërtesat, megjithatë, Eurokodi 8 kërkon përforsim të kufizuar sipas rreshtit të fundit të Tabela 5.4 në 'rajonet kritike' në të gjitha skajet e shtylles të cilat nuk janë kontrolluar për ekuacion 5.31 - domethënë, ata që përfshihen në përjashtimet nga ekuacioni 5.31 për Eurokodin 8, të listuara këtu në seksionin 5.4.1 – shih shënimet g dhe i në Tabelën 5.4.

Përforsimi kërkohet gjithashtu edhe në 'rajonet kritike' në skajet e shtyllave DC H, të cilat mbrohen nga nyja plastike duke përmbushur ekuacionin 5.31 në të dyja horizontalet drejtimet.

Ky përforsim kufizues është llogaritur nga ekuacioni 5.65a, por për a $\mu\phi$ -vlera (e shënuar në tabelën 5.4 me $\mu\phi^*$), e cila është marrë duke përdorur në ekuacionet 5.64 dytë tretat e vlerës bazë të faktorit q, qo, e aplikueshme për dizajnin, në vend të vlerës së plotë qo (shih fusnotën g në tabelën 5.4).

Kudo që kërkohet, përforsimi kufizues duhet të llogaritet veçmas në dy drejtimet e përkuljes, duke përdorur vlerat e qo (dhe si rrjedhim i $\mu\phi$) duke aplikuar për sistemi strukturor në këto dy drejtime dhe ai më i pafavorshmi (d.m.th. maksimumi) vlera e forcës boshtore nga analiza për situatën e projektimit sizmik.

Më i madhi vlera nga këto dy llogaritje të veçanta duhet të përdoret për ω_{ed} .

Ajo duhet të jetë e zbatueshme përmendet si shuma e raporteve të përforsimit mekanik në të dy drejtimet tërthore, $(\rho_h + \rho_b) f_{ywd}/f_{cd}$, duke siguruar, megjithatë, raporte përforsuese tërthore afërsisht të barabarta në të dyja: $\rho_h \approx \rho_b$

Nëse vlera e ω_{wd} del si negative për $b_o = p.e.s.$, pastaj vlera e synuar e $\mu\phi$ mund të jetë arrihet nga seksioni i pazbardhur pa kufizim.

Në atë rast, stirrups në 'rajoni kritik' mund të ndjekë rregullat e detajimit të përshkrimit të DC-së përkatëse në lidhje me vlerën e tyre minimale ω_{wd} , hapësirën maksimale së , diametri minimal d_b , etj. (shih Tabelën 5.4).

6.0 ELEMENTET E DYTË SIZMIK

6.1 Kërkesa të veçanta të projektimit për "sekondare" anëtarët dhe implikimet për analizën

Kontributi i anëtarëve "dytësorë" në ngurtësinë anësore është menduar të neglizhohet analiza e përgjigjes sizmike nga e cila efektet e veprimit sizmik për verifikimin e llogariten anëtarët 'primare'.

Nga ana tjetër, Eurokodi 8 imponon dy të veçanta kërkesat për anëtarët "dytësorë", të cilat kërkojnë llogaritje dhe verifikime të veçanta:

1. Kontributi i përgjithshëm në ngurtësinë anësore të të gjithë anëtarëve "dytësorë" duhet të jetë më i vogël se ose e barabartë me 15% të asaj të të gjithë atyre 'primare'.

2. Anëtarët 'sekondarë' duhet të qëndrojnë elastikë nën zhvendosjet dhe deformimet i imponuar atyre në situatën e projektimit sizmik.

Për të kontrolluar gjendjen nr. 1, por edhe për të vlerësuar deformimet e imponuara në "sekondare" anëtarëve në situatën e projektimit sizmik, projektuesi duhet të kryejë dy analiza lineare për komponentin horizontal të veprimit sizmik:

a. Njëra që përfshin kontributin e anëtarëve 'dytësorë' në ngurtësinë anësore, dhe

b. Një tjetër duke e lënë pas dore

Për kushtin nr. 1 për t'u përmbushur, zhvendosjet (ndër)katëshe të llogaritura nga analiza (b) duhet të jenë më pak se 1,15 herë ato nga analiza (a).

Vini re se është në bazë të rezultateve të analiza (b) që anëtarët 'primare' janë projektuar dhe se të gjitha verifikimet për Eurokod 8, të cilat nuk kanë të bëjnë me anëtarët 'sekondarë' kryhen (përfshirë kufijtë e dëmit kontrollet mbi bazën e lëvizjeve ndërkatëshe për shkak të veprimit sizmik të kufizimit të dëmtimit, shih seksionin 1.3.2).

Nga ana tjetër, një model strukturor i cili përfshin kontributin e anëtarët 'dytësorë' ndaj ngurtësisë anësore janë thelbësore për projektimin e këtyre pjesëve kundër kombinime veprimesh që përfshijnë ngarkesa të tjera anësore, për shembull, nëse ndërtesa është projektuar edhe për erë.

Për më tepër, i njëjti model mund të përdoret për analizën e faktorizuar ngarkesat e gravitetit ("situatë projektimi të vazhdueshme dhe kalimtare").

Në fund, rezultatet e një analize e tipit (a) mund të përdoret për të vlerësuar deformimet e imponuara mbi anëtarët "dytësorë" në situata e projektimit sizmik (shih seksionin vijues).

Pra, për disa arsye, është me të vërtetë e nevojshme kryejnë të dy llojet e analizave, (a) dhe (b).

6.2 Verifikimi i anëtarëve ‘dytësorë’ në situatën e projektimit sizmik

Sipas Eurokodit 8, momenti i projektimit dhe rezistenca e prerjes së pjesëve "sekondare". në ULS për Eurokodin 2, MRd dhe VRd, nuk mund të jetë më pakë se forcat e brendshme (përkulja momente dhe gërshërë) që rrjedhin për këta anëtarë nga deformimet e imponuara nga pjesa tjetër të sistemit në situatën e projektimit sizmik, në një analizë të reagimit sizmik që neglizhon kontributi i anëtarëve "dytësorë" në ngurtësinë anësore.

Këto forca të brendshme duhet të nxirren nga deformimet sizmike të imponuara duke përdorur ngurtësinë e plasaritur të anëtarëve ‘sekondarë’ (d.m.th. 50% e ngurtësisë bruto të seksionit të pa plasaritur). Në një rast kufi ekstrem, "dytësor" anëtarët duhet të projektohen për efektet e veprimit sizmik që rrjedhin me një faktor q prej $1/1,15 = 0,87!$

Për të përmbushur këtë kërkesë të rëndë, ngurtësia anësore e "anëtarëve dytësorë" duhet me të vërtetë të jetë shumë i ulët dhe ngurtësia globale e sistemit të anëtarëve ‘primare’ dhe lidhja e tij me ato ‘sekondare’ duhet të jenë të tilla që deformimet sizmike që i imponohen këtyre të fundit të jenë të vogla.

Kërkesat e deformimit sizmik të imponuara ndaj anëtarëve "dytësorë" në projektimin sizmik situata përcaktohen sipas rregullit të zhvendosjes së barabartë përmes një shumë hapi procedura:

I. Kërkesat e deformimit elastik në pjesët ‘sekondare’ për shkak të sizmik të projektimit veprimi është vlerësuar nga një analizë lineare sizmike e tipit (a) në seksionin e mëparshëm, pra duke përfshirë në model anëtarët ‘sekondarë’.

Spektri i projektimit është projektim i detajuar sizmik i ndërtesave prej betoni përdoret, pra ai i ndarë me faktorin e sjelljes, q , por rezultatet e deformimit të tij janë mbrapa shumëzuar me q , për të vlerësuar zhvendosjet sikur struktura të ishte elastike.

II. Rezultati i hapit I për katin i shumëzohet me raportin e lëvizjeve ndërkatëshe në atë kate nga një analizë lineare e tipit (b) në ato nga një analizë lineare e tipit (a).

Të rezultati është vlerësimi i deformimit që ne kërkojmë; shumëzohet me ngurtësinë e plasaritur të anëtarit 'sekondar' për të vlerësuar forcat e tij të brendshme, për t'u krahasuar me MRd dhe VRd (shih ekuacionin 1.1).

6.3 Modelimi i anëtarëve ‘sekondarë’ në analizë

Në modelin strukturor për analizën e cila neglizhon kontributin e mem 'sekondar' para për ngurtësinë anësore (analiza e tipit (b) në seksionin 5.9.1), anëtarët "dytësorë" duhet të jenë të përfshira vetëm me ato të vetive të tyre që janë thelbësore për mbajtjen e tyre nga graviteti funksioni:

- Elementet vertikale ‘sekondare’ mund të përfshihen vetëm me ngurtësinë e tyre boshtore dhe me

ngurtësi përkulëse zero, ose me lëshime momenti (d.m.th. mentesha) të futura midis tyre skajet dhe nyja në të cilën ato inkuadrohen.

Një përafrim i tillë është i pranueshëm, përderisa forcat boshtore sizmike në këto pjesë janë të vogla.

Kjo përjashton elementet vertikale në perimetrin nga një modelim i tillë (gjithsesi, nuk është praktikë e shëndoshë inxhinierike konsideroni anëtarët e tillë si "të mesëm").

- Trarët 'sekondarë' të mbështetur drejtpërdrejt në elemente vertikale dhe të vazhdueshme mbi dy ose më shumë hapësira duhet të modelohen me ngurtësinë e tyre përkulëse siç përshkruhet nga Eurokodi 8 për anëtarët "primare" (d.m.th. 50% e ngurtësisë së seksionit të paplasur, bruto). e tyre lidhja me elementet vertikale varet nga fakti nëse këta të fundit janë gjithashtu "të dytë" apo jo; nëse janë, ngurtësi përkulëse zero e këtyre pjesëve vertikale 'sekondare'.

Lëshimet e momentit (menteshat) në lidhjet e tyre me bashkimin tra-shtyllë janë të kënaqshme fabrika edhe për trarët 'sekondarë' të mbështetur mbi to.

Nëse elementet vertikale janë "primare", atëherë dy nyje të veçanta mund të futen në nyjet e brendshme tra-shtyllë, me lidhje gjilpëre ndërmjet tyre: një nyje në tra dhe një tjetër në verti element cal; trau dhe elementi vertikal që vazhdojnë përtej bashkimit do të rezistojnë ngarkesat e gravitetit ose veprimi sizmik, përkatësisht, me ngurtësinë e tyre përkulëse sipas Eurokodi 8 (50% e ngurtësisë së seksionit të paplasaritur); lëshimet e momentit (varet) në tra mund të përdoret në nyjet ku trau përfundon (kjo përfshin një hapje të vetme trarët 'dytësorë').

- Trarët 'dytësorë' që nuk mbështeten drejtpërdrejt në elemente vertikale (p.sh. të mbështetur në brezers) mund të përfshihen në model me ngurtësinë e tyre të plotë përkulëse dhe lidhjen, sepse efektet e tyre të veprimit sizmik janë gjithsesi të papërfillshme.

Vini re se përdorimi i modeleve të ndryshme strukturore në analizat e tipit (a) dhe (b) është i papërshtatshëm venient, nëse analiza dhe dizajni zhvillohen në një mjedis të integruar llogaritës; të modulet e projektimit do të duhet të marrin rezultate të analizës për anëtarë të njëjtë ose të ndryshëm nga dy llojet e analizave dhe kombinoni/modifikoni ato në mënyrë të përshtatshme.

Alternativa, domethënë për të përdorur një model të vetëm që neglizhon kontributin e anëtarëve 'sekondarë' në ngurtësimin anësor (për një analizë të tipit (b)), nuk lejon kontrollimin e kushtit 1 në seksionin 5.9.1, as projektimi i ndërtesës për veprime të tjera anësore, për shembull, era.

Për më tepër, si akord rrotullimet në skajet e pjesëve "sekondare" për shkak të veprimit sizmik nuk llogariten nga një analizë e tipit (a), forcat e brendshme në 'anëtarët dytësorë' për shkak të sizmik të tyre kërkesat për deformim mund të vlerësohen vetëm me procedurë ad-hoc, të përafërt dhe të vështirë (Fardis 2009).

7.0 ANALIZA SIZMIKE E KONSTRUKSIONEVE

7.1 Analiza Jolineare

Shumica e ndërtesave përjetojnë deformime të konsiderueshme joelastike kur preken nga tërmetet e forta.

Megjithatë, kishte një rrugë të gjatë për të bërë përpara eksplicit analiza jolineare gjeti rrugën e saj në praktikë dhe në kode sizmike më të avancuara.

Fillimisht, qasja më e njohur ishte përdorimi i faktorëve të reduktimit të forcës, dhe kjo qasja mbetet e njohur sot (Kapitulli 3).

Edhe pse ky koncept për marrjen në llogari ndikimi i sjelljes joelastike në analizën lineare i ka shërbyer profesioni i mirë për disa dekada, një vlerësim vërtet realist i strukturave sjellja në intervalin joelastik mund të bëhet vetëm nëpërmjet analizës jolineare.

Për analizën jolineare, të dhënat për strukturën duhet të dihen, kështu që është shumë i përshtatshëm për analizën e strukturave ekzistuese.

Në rastin e projektuar rishtas strukturat, duhet të bëhet një projekt paraprak përpara se të fillohet një analizë jolineare.

Masat tipike të reagimit strukturor (të quajtura gjithashtu "kërkesa inxhinierike parametrat") që formojnë rezultatin nga një analizë e tillë janë: rrëshqitjet e katit, të deformimet e komponentëve "të kontrolluar nga deformimi" dhe kërkesat e forcës në komponentët "të kontrolluar nga forca" (d.m.th., të brishtë) që, në ndërtesat bashkëkohore, janë pritjet të mbetet elastik.

Analiza e historisë së përgjigjeve jolineare (NRHA) është më e avancuara metoda e analizës përcaktuese e disponueshme sot.

Ai përfaqëson një qasje rigoroze me një sfond të shëndoshë teorik dhe është i pazëvendësueshëm për kërkimin dhe për projektimin ose vlerësimin e strukturave të rëndësishme. Megjithatë, për shkak të kompleksitetit të tij, në praktikë është përdorur rrallë për struktura të zakonshme.

NRHA nuk është vetëm kërkues llogaritës (një problem rëndësia e të cilit ka qenë gradualisht reduktuar për shkak të zhvillimit të harduerit dhe softuerit të avancuar), por edhe kërkon të dhëna shtesë, të cilat nuk nevojiten në jolineare të bazuara në pushover analiza: një grup akselerogramesh dhe të dhëna për sjelljen histerike të elementet strukturore.

Një konsensus rreth mënyrës së duhur për të modeluar amortizimin viskoz, në rastin e përgjigjes strukturore joelastike, ende nuk është arritur.

Një gamë e gjerë i supozimeve është i nevojshëm në të gjitha hapat e procesit, që nga përzgjedhja e lëvizjes së tokës te modelimi jolinear.

Shumë nga këto supozime bazohen në ato të analistit gjykimi.

Për më tepër, procedura e plotë e analizës është më pak transparente se sa në rasti i metodave më të thjeshta.

Për të gjitha këto arsye, shumica e kodeve që lejimi i përdorimit të NRHA kërkon një rishikim të pavarur të rezultateve të tilla analizat.

Procedurat e analizës, të synuara për të arritur një ekuilibër të kënaqshëm midis besueshmëris së kërkuar dhe zbatueshmëria për përdorim të përditshëm të dizajnit, janë metoda të bazuara në shtytje (Seksioni 2.3), ndër to është metoda **N2**.

7.2 Analiza Pushover

Për të llogaritur sjelljen jolineare joelastike të një sistemi strukturor, vlerat efektive të amortizimit viskoz janë aplikuar në përgjigjen lineare-elastike spektri (d.m.th., një "spektër i mbingarkuar") në të gjitha formulimet CSM.

Në N2 metodë, e zhvilluar në fund të viteve 1980, u përdorën spektra joelastike në vend të spektrat elastikë të mbingarkuar.

Metodat e bazuara në shtytje kombinojnë analizën statike jolineare (d.m.th. pushover). me qasjen e spektrit të përgjigjes.

Kërkesa sizmike mund të përcaktohet për një sistem ekuivalent me një shkallë të vetme lirie (SDOF) nga një përgjigje joelastike spektri (ose një spektër reagimi elastik i mbingarkuar). Një transformim i sistemi me shumë shkallë lirie (MDOF) me një sistem SDOF ekuivalent është nevojshme.

Ky transformim, i cili paraqet kufizimin kryesor të zbatueshmëria e metodave të bazuara në pushover, do të ishte e saktë vetëm në rastin që struktura e analizuar e dridhur në një modalitet të vetëm me një formë deformimi që nuk ndryshojnë me kalimin e kohës.

Megjithatë, ky kusht plotësohet vetëm në rastin e një lineare strukturë elastike me ndikim të papërfillshëm të mënyrave më të larta.

Megjithatë, të supozimi i një modaliteti të vetëm kohor të pandryshueshëm përdoret në bazë të bazuar në pushover metodat për strukturat joelastike, si një përafrim.

Analizat e bazuara në Pushover mund të përdoren si një mjet racional i orientuar drejt praktikës

analiza sizmike.

Krahasuar me analizat tradicionale elastike, kjo lloj analize ofron një mori informacionesh shtesë të rëndësishme në lidhje me atë që pritet përgjigje strukturore, si dhe një pasqyrë e dobishme në aspektet strukturore që përcaktoni performancën gjatë tërmeteve të forta.

Analiza të bazuara në Pushover japin të dhëna për forcën dhe duktilitetin e strukturave, të cilat nuk mund të merren me analizë elastike.

Për më tepër, ata janë në gjendje të ekspozojnë dobësitë e dizajnit që mund të mbetet i fshehur në një analizë elastike.

Kjo do të thotë që në shumicën e rasteve janë në gjendje të zbulojë pjesët më kritike të një strukture. Megjithatë, vëmendje e veçantë duhet të paguhet për dështimet e mundshme të brishtë, të cilat zakonisht nuk simulohen në modelet strukturore.

Rezultatet e analizës pushover duhet të kontrollohen në mënyrë që të përcaktoni nëse një dështim i brishtë kontrollon kapacitetin e strukturës.

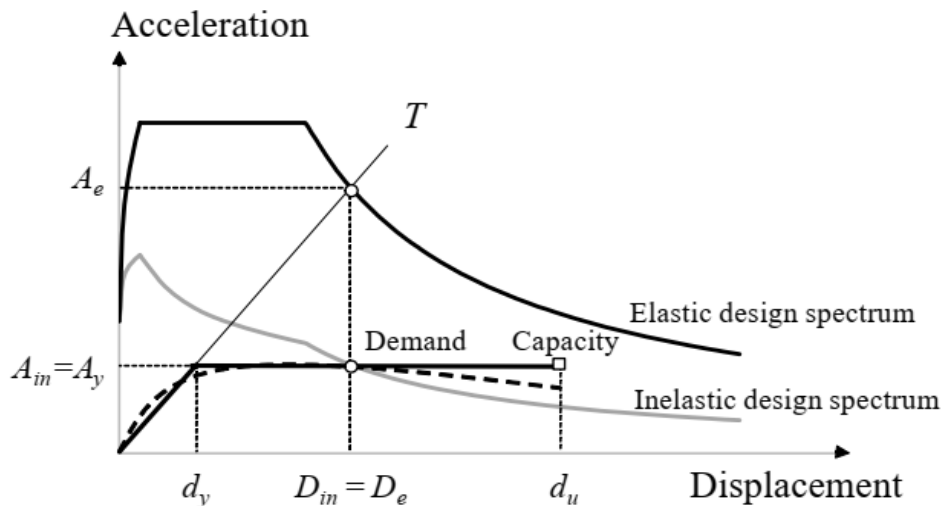


Fig. 25 Krahasimi i kërkesës dhe kapacitetit në përshpejtim - formati i zhvendosjes (AD). Rregulli i zhvendosjes së barabartë supozohet.

Të paraqitura grafikisht në formatin AD (Fig. 25), analizat e bazuara në pushover mund të ndihmojnë projektues dhe studiues për të kuptuar më mirë marrëdhëniet themelore ndërmjet sizmike kërkesës dhe kapacitetit, dhe ndërmjet parametrave strukturorë kryesorë që përcaktojnë performanca sizmike (d.m.th., ngurtësia, forca, deformimi dhe duktiliteti).

Ata janë një mjet edukativ shumë i dobishëm për njohjen dhe praktikimin e studentëve inxhinierë me sjellje të përgjithshme jolineare sizmike dhe me kërkesë sizmike dhe konceptet e kapacitetit.

Një grafik si ai në Fig. 25 është, për mendimin tim, një nga grafikët më të rëndësishëm dhe më të dobishëm në inxhinierinë e tërmeteve. (Vini re se, në këtë libër, shkronja e vogël d përdoret për të treguar zhvendosjet nëse ato lidhen me a sistem të veçantë, p.sh., në rastin e zhvendosjes së rendimentit ose zhvendosjes përfundimtare kapaciteti.

Në rastin e zhvendosjeve spektrale, p.sh., për kërkesën sizmike në terma për zhvendosjet spektrale, përdoret shkronja e madhe D.)

Metodat e bazuara në shtytje zakonisht aplikohen për vlerësimin e performancës të një strukture të njohur (d.m.th., një strukturë ekzistuese ose e një strukture të re).

Megjithatë, llojet e tjera të analizave, në parim, mund të aplikohen dhe vizualizohen gjithashtu në AD format, siç diskutohet në seksionin 4.3.

Krahasuar me NRHA, metodat e bazuara në pushover janë shumë më të thjeshta dhe më shumë mjet transparent, që kërkon të dhëna më të thjeshta hyrëse.

Sasia e kohës së llogaritjes është vetëm një pjesë e asaj që kërkohet nga NRHA, dhe përdorimi i rezultateve të marra është i drejtpërdrejtë.

Sigurisht, avantazhet e mësipërme të bazuara në pushover metodat duhet të peshohen kundrejt saktësisë së tyre më të ulët në krahasim me NRHA, dhe kundër kufizimeve të tyre.

Duhet të theksohet se analizat e bazuara në pushover janë të përafërt në natyrë dhe në bazë të ngarkesës statike.

Nuk mund të pritët që ata të parashikojnë me saktësi sizmikën kërkesa për çdo strukturë dhe çdo lëvizje të tokës.

Për shembull, ata mund të zbulojnë vetëm mekanizmin e parë lokal që do të formohet, duke mos ekspozuar dobësitë e tjera që do të gjenerohen kur struktura karakteristikat dinamike ndryshojnë pas formimit të mekanizmit të parë lokal.

Pavarësisht nga këto mangësi, një analizë e bazuar në shtytje është një mjet i shkëlqyer për të të kuptuarit e sjelljes joelastike strukturore.

7.3 Përcaktimi i zhvendosjes target për analizen statike jolineare (Analiza Pushover –Te mbingarkimit gradual)

Zhvendosja e percaktuar si objektiv (zhvendosja —targetl) percaktohet nga spektri elastik i reagimit (shih piken 3.2.2.2).

Kurba e kapacitetit, e cila perfaqeson lidhjen midis forces prerese te bazes dhe zhvendosjes te kontrollit te nyjes, percaktohet sipas pikes 4.3.3.4.2.3. Supozohet marredhenia vijuese midis forcave te normalizuara anesore

F_i dhe zhvendosjeve te normalizuar Φ_i :

$$F_i = m_i \Phi_i$$

ku: m_i eshte masa ne katin e i –te.

Zhvendosjet normalizohen ne menyre te tille qe $\Phi_n = 1$, ku n eshte nyja e kontrollit (zakonisht, n tregon katin e mbuleses - çatise). Rrjedhimisht $F_n = m_n$.

7.3.1 Transformimi ne nje sistem ekuivalent me nje shkalle lirie (Nj.SH.L.)

Masa m^* e nje sistemi ekuivalent me Nj.SH.L. percaktohet si:

$$m^* = \sum m_i \Phi_i = \sum \bar{F}_i$$

dhe faktori i transformimit eshte:

$$\Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2} = \frac{\sum \bar{F}_i}{\sum \left(\frac{\bar{F}_i^2}{m_i} \right)}$$

Forca F^* dhe zhvendosja d^* e sistemit ekuivalent me Nj. SH.L. llogariten si:

$$F^* = \frac{F_b}{\Gamma} \quad d^* = \frac{d_n}{\Gamma}$$

ku: F_b dhe d_n jane, perkatesisht, forca prerese e bazes dhe zhvendosja e nyjes se kontrollit, e sistemit dhe Shume Shkalle Lirie (SH.SH.L).

7.3.2 Percaktimi i marredhenies se idealizuar elastike – plotesisht plastike te force – zhvendosje

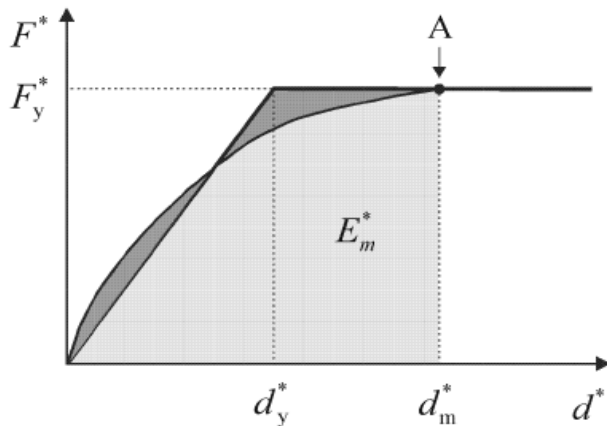
Forca e rrjedhshmerise F_y^* , e cila perfaqeson gjithashtu ngurtesine e fundit (kufi) te sistemit te idealizuar, eshte e barabarte me forcen prerese te bazes ne çastin e formimit te mekanizmit plastik.

Ngurtesia fillestare e sistemit te idealizuar percaktohet ne menyre te tille qe siperfaqet qe ndodhen poshte kurhave reale dhe te idealizuar te – force – zhvendosjeve jane te barabarta (shih fig. 26).

Bazuar ne kete supozim, zhvendosja e pragut te rrjedhshmerise te sistemit te idealizuar me N.J.S.H.L. d_y^* jepet nga:

$$d_y^* = 2 \left(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*} \right)$$

ku: E_m^* eshte energjia reale e deformimit deri ne çastin e formimit te mekanizmit plastik.



Legjenda: A – mekanizmi plastik

Fig. 26 Percaktimi i marredhenies te idealizuar elastike – plotesisht plastike te force – zhvendosjeve

7.3.3 Përcaktimi i periodes të sistemit të idealizuar ekuivalent me Nj. SH.L.

Perioda T^* e sistemit të idealizuar ekuivalent me Nj.SH.L. përcaktohet nga:

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}}$$

7.3.4 Përcaktimi i zhvendosjes të caktuar si objektiv (zhvendosjes “target”) për sistemin ekuivalent me Nj.SH.L

Zhvendosja —target e structures me periode T^* dhe sjellje të pakufizuar elastike jepet nga:

$$d_{et}^* = S_e(T^*) \left[\frac{T^*}{2\pi} \right]^2$$

ku: S_e^* është spektri elastik i reagimit i shpejtimeve për perioden T^*

Për përcaktimin e zhvendosjes —target d_t^* për strukturat në rendin e periodave të shkurtra dhe për strukturat në rendet e periodave të mesme dhe të gjata do të duhej që të perdoren shprehje të ndryshme, siç tregohen me poshtë.

Perioda ndarëse (kufi) midis rendit të periodave të shkurtra dhe të mesme është T_c (shih fig.27 dhe fig.28)

a) $T^* < T_c$ (rendi i periodave te shkurtra)

Ne qofte se $F_y^*/m^* \geq S_e(T^*)$, reagimi eshte elastik dhe prandaj:

$$d_t^* \geq d_{et}^*$$

d_t^* nuk duhet te kaloje madhesine 3 d_{et}^*

Ne qofte se $F_y^*/m^* < S_e(T^*)$, reagimi eshte jo – linear dhe

$$d_t^* = \frac{d_{et}^*}{q_u} \left[1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*} \right] \geq d_{et}^*$$

ku: q_u eshte raporti midis shpejtitimit ne strukturen me sjellje te pakufizuar elastike $S_e(T^*)$ dhe ne strukturen me rezistence te kufizuar F_y^*/m^* :

$$q_u = \frac{S_e(T^*) m^*}{F_y^*}$$

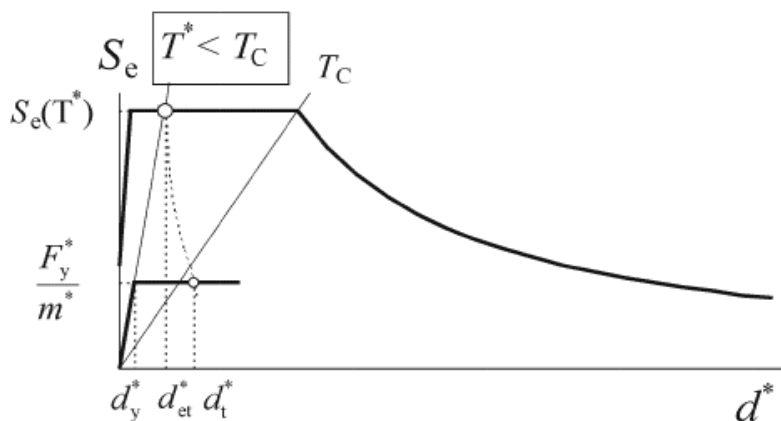


Fig.27 Rendi i peridodave të shkurta

b) $T \geq T_c$ (rendi i peridodave te mesme dhe te gjata)

$$dt^* = det^*$$

Marredhenia midis madhesive te ndryshme mund te vizualizohet ne fig. B.2.a) dhe b). Figurat jane realizuar ne formatin shpejtim – zhvendosje. Perioda T^* paraqitet me ane te vijes radiale nga origjina e sistemit koordinativ deri tek pika ne spektrin elastik te reagimit te percaktuar nga koordinatat :

$$d^* = S_e(T^*) (T^*/2\pi)^2 \text{ dhe } S_e(T^*)$$

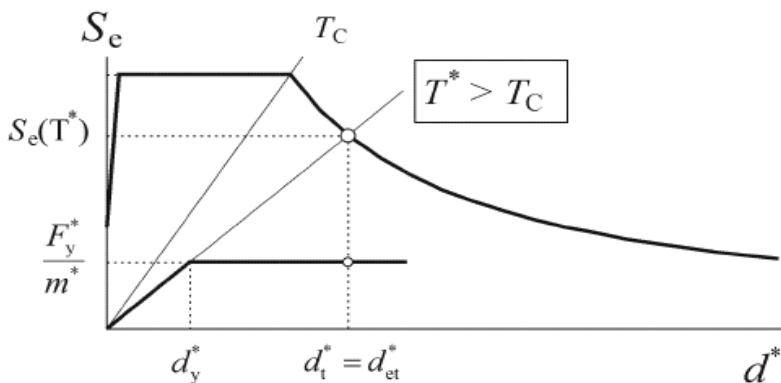


Fig.28 Rendi i peridodave të mesme dhe të gjata

7.4 Analiza jolineare- Metoda N2

Për projektimin racional sizmik të ndërtesave nevojitet një procedurë e cila së pari do të jepte një vlerësim adekuat të ngurtësisë strukturore, forca dhe klasa e duktilitetit, si dhe e kërkesës për duktilitet gjatë një tërmeti i pritur, dhe gjithashtu, së dyti, nuk do të ishte më i ndërlikuar se sa është e nevojshme në lidhje me pasiguritë që lidhen me të dhënat hyrëse.

Një metodë premtuese që duket se përmbush të dyja kërkesat është një procedurë jolineare duke përdorur dy modele të ndryshme matematikore (N2), është i zbatueshëm për strukturat që lëkunden kryesisht në një mënyrë të vetme.

Në Hapi i parë i metodës N2, ngurtësia, forca dhe duktiliteti i ofruar janë përcaktuar nga analiza statike jolineare e një sistemi MDOF nën a rritje monotone e ngarkesës anësore.

Më pas, në hapin e dytë, një është përcaktuar sistemi ekuivalent SDOF.

Në hapin e tretë të N2, maksimumi zhvendosjet (dhe kërkesa përkatëse për duktilitet) përcaktohen nga kryerja e analizave dinamike jolineare të sistemit ekuivalent SDOF.

Analiza dinamike, në mënyrën më të thjeshtë, mund të kryhet edhe duke përdorur spektrat e përgjigjes joelastike.

Përveç zhvendosjes maksimale dhe/ose kërkesa për duktilitet të zhvendosjes, mund të jenë parametra të tjerë të rëndësishëm të përcaktuara, p.sh., parametrat e lidhur me energjinë jolineare.

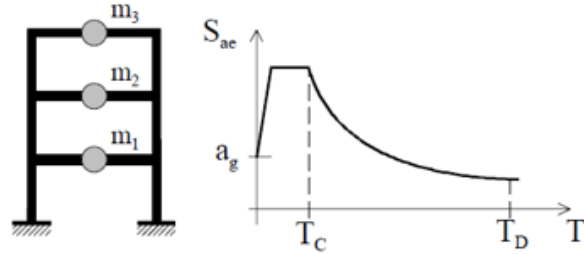
Karakteristikat e sistemit ekuivalent bazohen në prerjen e bazës (ose momenti bazë) - marrëdhënia e zhvendosjes së sipërme, e marrë nga jolineare analiza statike në hapin e parë

7.4.1 Përmbledhje e metodës N2 (varianti bazë)
(Shtojca 1 në Fajfar 2000)

I. DATA

a) Structure

b) Elastic acceleration spectrum S_{ae}



II. DEMAND SPECTRA IN AD FORMAT

a) Determine elastic spectrum in AD format

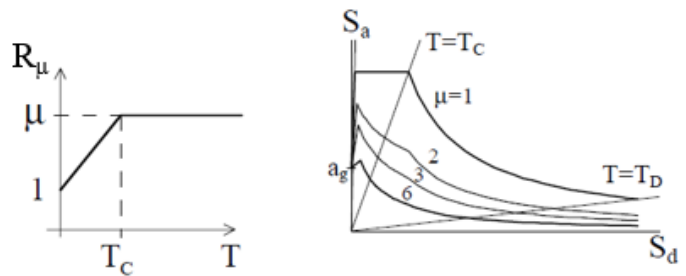
$$S_{de} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}$$

b) Determine inelastic spectra for constant ductilities

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R_\mu}, \quad S_d = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}$$

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_C} + 1 \quad T < T_C$$

$$R_\mu = \mu \quad T \geq T_C$$



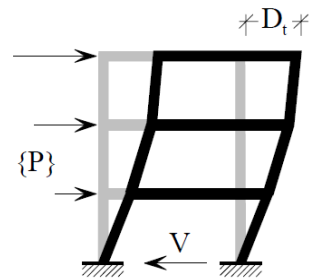
III. PUSHOVER ANALYSIS

a) Assume displacement shape $\{\Phi\}$

b) Determine vertical distribution of lateral forces

$$\{P\} = [M] \{\Phi\}, \quad P_i = m_i \Phi_i$$

c) Determine base shear (V) – top displacement (D_t) relationship



IV. EQUIVALENT SDOF MODEL

- a) Determine mass m^*

$$m^* = \sum m_i \Phi_i$$

Note: $\Phi_n = 1.0$, n denotes roof level

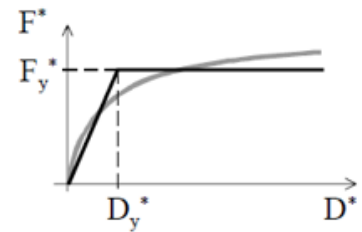
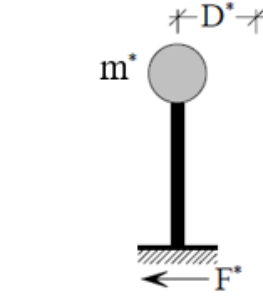
- b) Transform MDOF quantities (Q) to SDOF quantities (Q^*)

$$Q^* = \frac{Q}{\Gamma}, \quad \Gamma = \frac{m^*}{\sum m_i \Phi_i^2}$$

- c) Determine an approximate elasto-plastic force – displacement relationship

- d) Determine strength F_y^* , yield displacement D_y^* , and period T^*

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* D_y^*}{F_y^*}}$$



- e) Determine capacity diagram (acceleration versus displacement)

$$S_a = \frac{F^*}{m^*}$$

V. SEISMIC DEMAND FOR SDOF MODEL

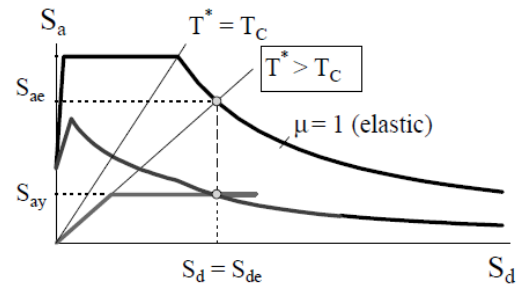
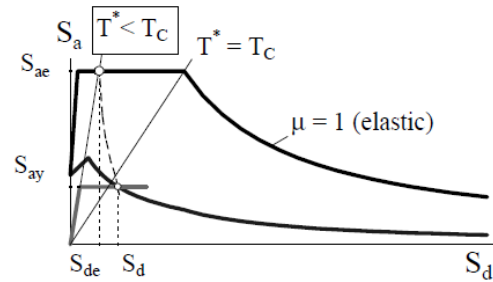
- a) Determine reduction factor R_μ

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}}$$

- b) Determine displacement demand $S_d = D^*$

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} \left(1 + (R_\mu - 1) \frac{T_C}{T^*} \right) \quad T^* < T_C$$

$$S_d = S_{de} \quad T^* \geq T_C$$



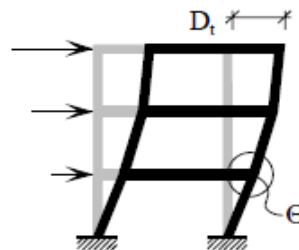
VI. GLOBAL SEISMIC DEMAND FOR MDOF MODEL

- Transform SDOF displacement demand to the top displacement of the MDOF model

$$D_t = \Gamma S_d$$

VII. LOCAL SEISMIC DEMANDS

- Perform pushover analysis of MDOF model up to the top displacement D_t (or to an amplified value of D_t)
- Determine local quantities (e.g. story drifts, rotations Θ), corresponding to D_t



VIII. PERFORMANCE EVALUATION

- Compare local and global seismic demands with the capacities for the relevant performance level

Fig 29. Përmbledhje e metodës bazë N2 (nga Fajfar 2000)

7.5 Metoda e zgjeruar N2

Zgjerimi bazohet në supozimet se struktura mbetet në intervalin elastik në regjimet më të larta dhe se përforcimi i deformimit e përcaktuara nga analiza dinamike elastike mund të përdoren si të përafërta, vlerësim kryesisht konservativ edhe në intervalin joelastik.

Me fjalë të tjera, është supozohet se efektet më të larta të modalitetit në diapazonin joelastik janë të njëjta si në varg elastik, dhe se një vlerësim i shpërndarjes së kërkesës sizmike në të gjithë struktura mund të merret duke mbështjellë kërkesën sizmike në terma të deformimit e marra nga analiza bazë N2 (bazuar në shtytje), e cila neglizhon efektet më të larta të modalitetit dhe të normalizuara (e njëjta zhvendosje e çatisë si në analiza pushover) rezultatet e analizës modale elastike, e cila përfshin modalitetin më të lartë efektet. (Vini re se, në metodën Extended N2, rrotullimi konsiderohet si "më i lartë mode", edhe pse, në një strukturë fleksibël përdredhëse, mënyra e parë është përdredhëse.

Një strukturë fleksibël rrotulluese është, sipas përkufizimit, një strukturë në të cilën mënyra kryesisht përdredhëse ka një periudhë më të lartë se njëra (ose të dyja) mënyra (at) kryesisht përkthimore).

Të dyja metodat (metoda shtytëse dhe elastike) janë procedura standarde në analizën sizmike. Kështu, qasja është konceptualisht e thjeshtë, e drejtpërdrejtë dhe transparente.

7.6 Metoda e zgjeruar N2 në Eurokodin 8

Versioni bazë i metodës N2 është implementuar në EC8.

Kur Pjesa 1 e EC8 u finalizua, versioni i zgjeruar i metodës N2 për ndërtesa planasimetrike nuk ishte zhvilluar ende plotësisht.

Megjithatë, bazuar në rezultatat paraprake, në përputhje me procedurën u shtua një klauzolë për përdredhjen përdoret në Extended N2 (Shih Seksionin 4.4).

Në EC8, Pjesa 3 (CEN 2005), a ofrohet kërkesa në lidhje me efektet më të larta të modalitetit në lartësi. Metoda e zgjeruar N2 është zbatuar në versionin e rishikuar të draftit i EC8 Pjesa 1-2 (CEN 2019c).

Sipas EC8 të rishikuar, kërkohet që rezultatet e marra nga analiza e bazuar në shtytje (N2) në vende të ndryshme në ndërtesë të shumëzohet nga faktorët korigjues.

Zhvendosjet shumëzohen me $c_{P,j}$, ndërsa të tjerat efektet e veprimit sizmik, të tilla si deformimi (i gjeneralizuar) dhe sforcimet (të gjeneralizuara), shumëzohen me produktin e faktorëve korigjues $c_{P,j}$ dhe $c_{E,i}$.

Korigjimi I faktorëve $c_{P,j}$ dhe $c_{E,i}$ marrin parasysh, respektivisht, efektet përdredhëse dhe modalitetin më të lartë efektet në lartësi.

Vlerat e $c_{P,j}$ ndryshojnë në plan (j është indeksi që tregon vendndodhjen e anëtarit strukturor në plan), ndërsa vlerat e $c_{E,i}$ ndryshojnë në lartësia e ndërtesës (i është treguesi që tregon katin e strukturës anëtar).

Efkti i mënyrave më të larta përgjatë lartësisë në zhvendosjet është i lënë pas dore.

Nëse plotësohen disa kriteret specifike, $c_{P,j}$ dhe/ose $c_{E,i}$ janë të barabarta me 1.0, d.m.th. nuk kërkohet të merren parasysh efektet përdredhëse dhe/ose modaliteti më i lartë efektet në lartësi.

Vlerat e faktorëve korigjues $c_{P,j}$ dhe $c_{E,i}$ duhet të llogariten si raporti ndërmjet deformimeve të normalizuara të marra nga analiza elastike lineare dhe analiza e bazuar në pushover (N2).

Deformimet e normalizuara nga lineare analiza elastike duhet të llogaritet me metodën e spektrit të përgjigjes me shqyrtimi i efekteve të përdredhjes dhe efektet e kombinimit të komponentët horizontale të veprimit sizmik.

Nëse kushtet për përdorimin e anësorit metoda e forcës është përmbushur, mund të përdoret për llogaritjen e faktorëve korigjues.

Për çdo pjesë strukturore, duhet të llogariten faktorët korigjues $c_{P,j}$ dhe $c_{E,i}$ për çdo drejtim të forcave anësore për analizën shtytëse:

$$c_{P,j} = \frac{d_{et,j}}{d_{t,j}} \frac{d_t}{d_{et}} \geq 1.0$$

$$c_{E,i} = \frac{d_{ret,i}}{d_{rt,i}} \frac{d_t}{d_{et}} \geq 1.0$$

d_t dhe $d_{t,j}$ janë zhvendosja e objektivit, d.m.th., zhvendosja e nyjës së kontrollit (zhvendosja e kontrollit, zakonisht zhvendosja në qendër të masës së pllakës në pjesa e sipërme e ndërtesës) e përcaktuar nga analiza e bazuar në shtytje (N2), me gjendjen kufitare të konsideruar, dhe zhvendosjen përkatëse në vendndodhjen j në plan, përkatësisht, d_{et} dhe $d_{et,j}$ janë vlerat e zhvendosjes së kontrollit nga elastiku linear analiza për veprimin sizmik të projektimit, dhe zhvendosjen përkatëse në vendndodhjen j në plan, përkatësisht, $d_{rt,i}$ është zhvendosja ndërkatëshe në qendër të masës së katit të i -të që i korrespondon d_t , $d_{ret,i}$ është zhvendosja ndërkatëshe në qendër të masës së katit të i -të nga ajo analiza lineare elastike për veprimin sizmik të projektimit.

8.0 MODELIMI DHE ANALIZA E STRUKTURES NGA BETONI I ARMUAR

8.1. Karakteristikat gjeometrike të strukturës

Struktura me formë drejtkëndëshe, me dimensione BxL= 18x28.8m.

Struktura është e rregullt në bazë dhe në lartësi, dhe përbëhet nga 7 etazhe.

Etazhi i parë është përvetësuar me lartësi 4m, dhe me destinim për afarizëm, ndërsa etazhet tjera kanë lartësi 3m dhe janë të destinuara për banim.

Shtyllat janë përvetësuar me dimensione 50x50cm, muret me dimensione të ndryshme si mure: 320x30cm, 300x30cm, 250x30cm dhe 200x30cm dhe bërthama e objektit është përvetësuar me trashësi 25cm. Trajet janë përvetësuar me dimensione 30x50cm dhe 25x50cm, ndërsa pllakat e meskatit kanë trashësi 20cm.

Lidhja e shtyllave me themelin është përvetësuar si e shtangët.

Dimensionet e elementeve strukturorë janë të pandryshuara në lartësi, dhe struktura është e rregullt si në bazë ashtu edhe në lartësi.

Bazuar në EN 1998-1, 4.2.3.2 dhe 4.2.3.3 struktura është e rregullt në plan dhe në lartësi.

Baza është drejtkëndëshe duke plotësuar kushtin $B/L=28.8/18=1.6 < 4$

Të gjitha elementet vertikale vazhdojnë pa ndërprerje dhe pa reduktime përgjatë tërë lartësisë së strukturës.

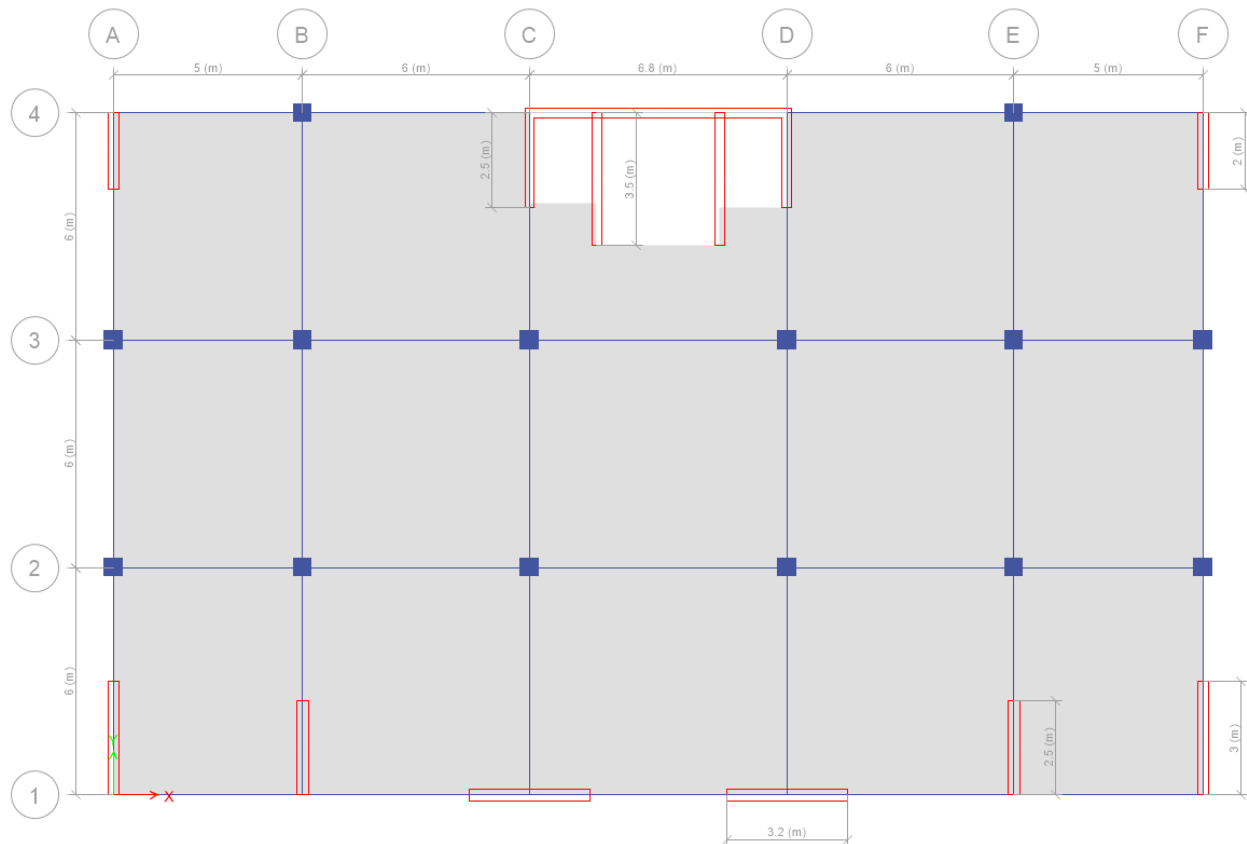


Fig.30 Pozicionimi i elementeve në pllaken e Përdhësës.

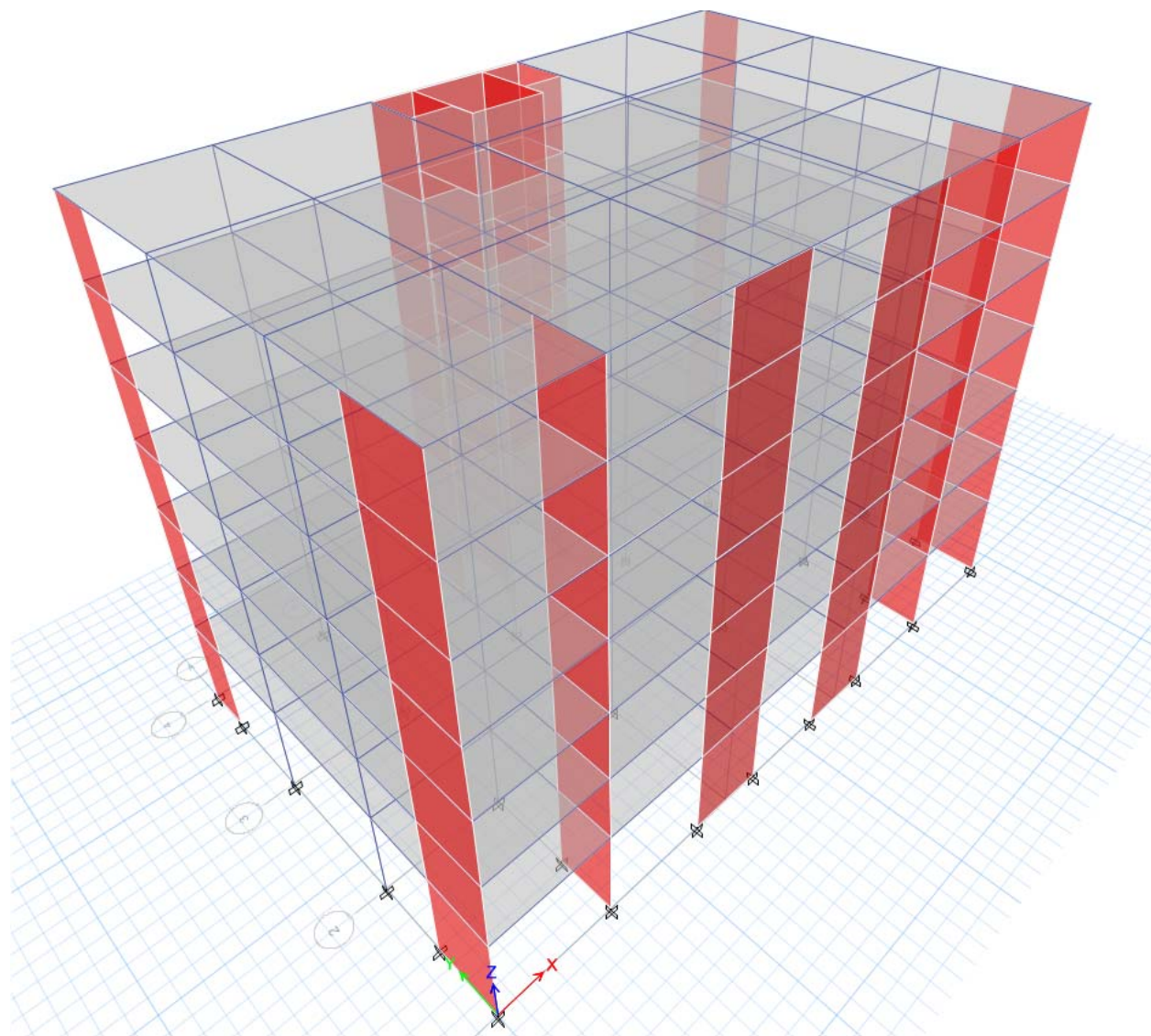


Fig.31 *Formimi i modelit për llogaritje*

Të gjitha pllakat e meskatit janë përcaktuar të veprojnë si diafragma.

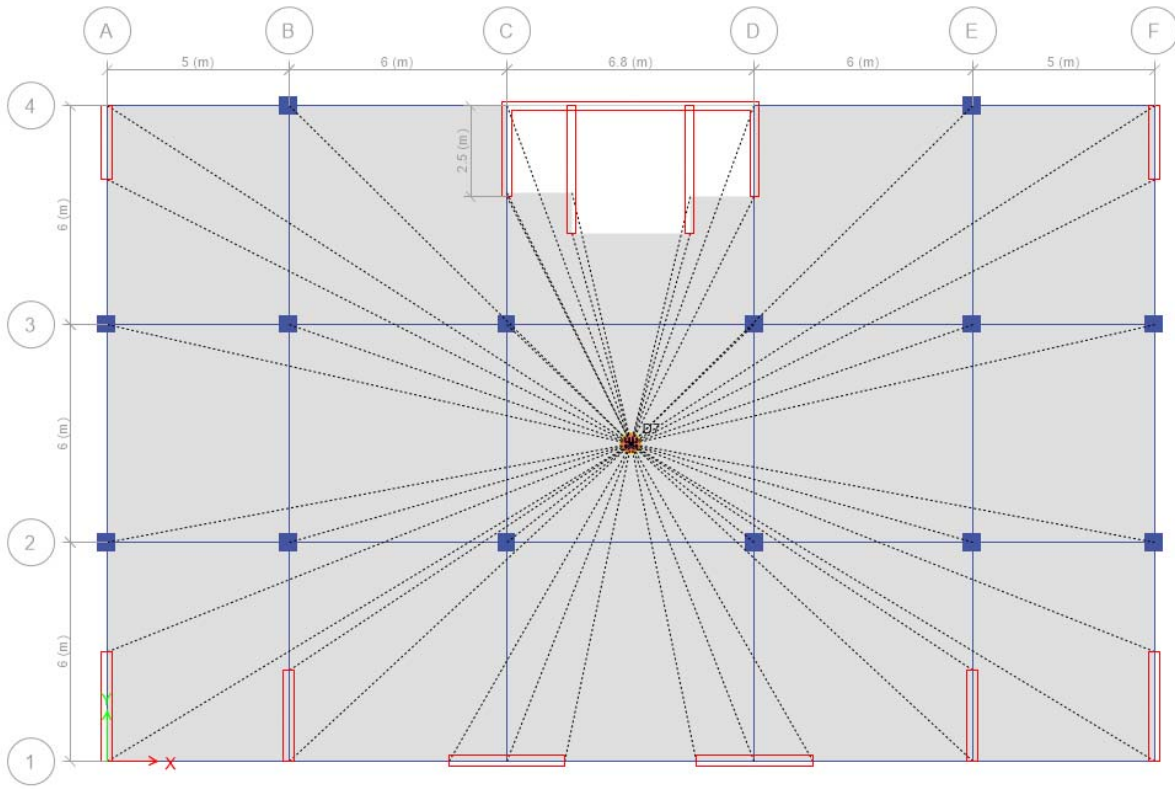


Fig.32 Diafragmat e meskatit

Softëveri i përdorur për analizë është ETABS 18.0

8.2. Sistemi strukturor, zona sizmike

Sa i përket sistemit strukturor, kemi të bëjmë me system dual, mur ekuivalent. Struktura është e vendosur në truall të tipit B, me shpejtim referent maksimal të truallit $a_{gR} = 0,22g$. Objekti i përket klasës së rëndësisë 2 (EN 1998-1, Tab 4.3), nga rrjedh $\gamma_1 = 1.0$.

Veprimi sizmik projektues është: $a_g = \gamma_1 * a_{gR} = 1.0 * 0.22 = 0.22$

Materialet e përdorura janë betoni me klasë C-30/37 dhe çeliku me klasë B200B. Struktura është paraparë të projektohet me duktilitet të mesëm DCM.

8.3. Spektri i projektimit për Gjendjen e Fundit Kufitare

8.3.1. Faktori i sjelljes “q”

Ndërtesa klasifikohet si tip strukturor sistem dual mur-ekuivalent, e paraparë të projektohet me duktilitet të mesëm DCM. Faktori i sjelljes është i njëjtë për të dy drejtimet X dhe Y, i cili përcaktohet si në vijim:

$$q = q_0 k_w \geq 1.2$$

Vlera bazë e faktorit të sjelljes q_0 për sistem dual mur-ekuivalent të rregullt në lartësi, me duktilitet të mesëm llogaritet përmes shprehjes:

$$q_0 = 3.0 \alpha_u / \alpha_1$$

$$\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$$

Nga shprehja ... $k_w = 1 + \alpha_0 / 3 \leq 1$

$$\alpha_0 = \Sigma h_{wi} / \Sigma l_{wi} = 16 / 3 = 2.333$$

$$k_w = 1 + 2.333 / 3 = 2.776 \text{ Prandaj përvetësohet } k_w = 1.0$$

Fitohet faktori i sjelljes për të dy drejtimet i cili ka vlerën:

$$q = q_0 k_w = 3.6 \geq 1.2$$

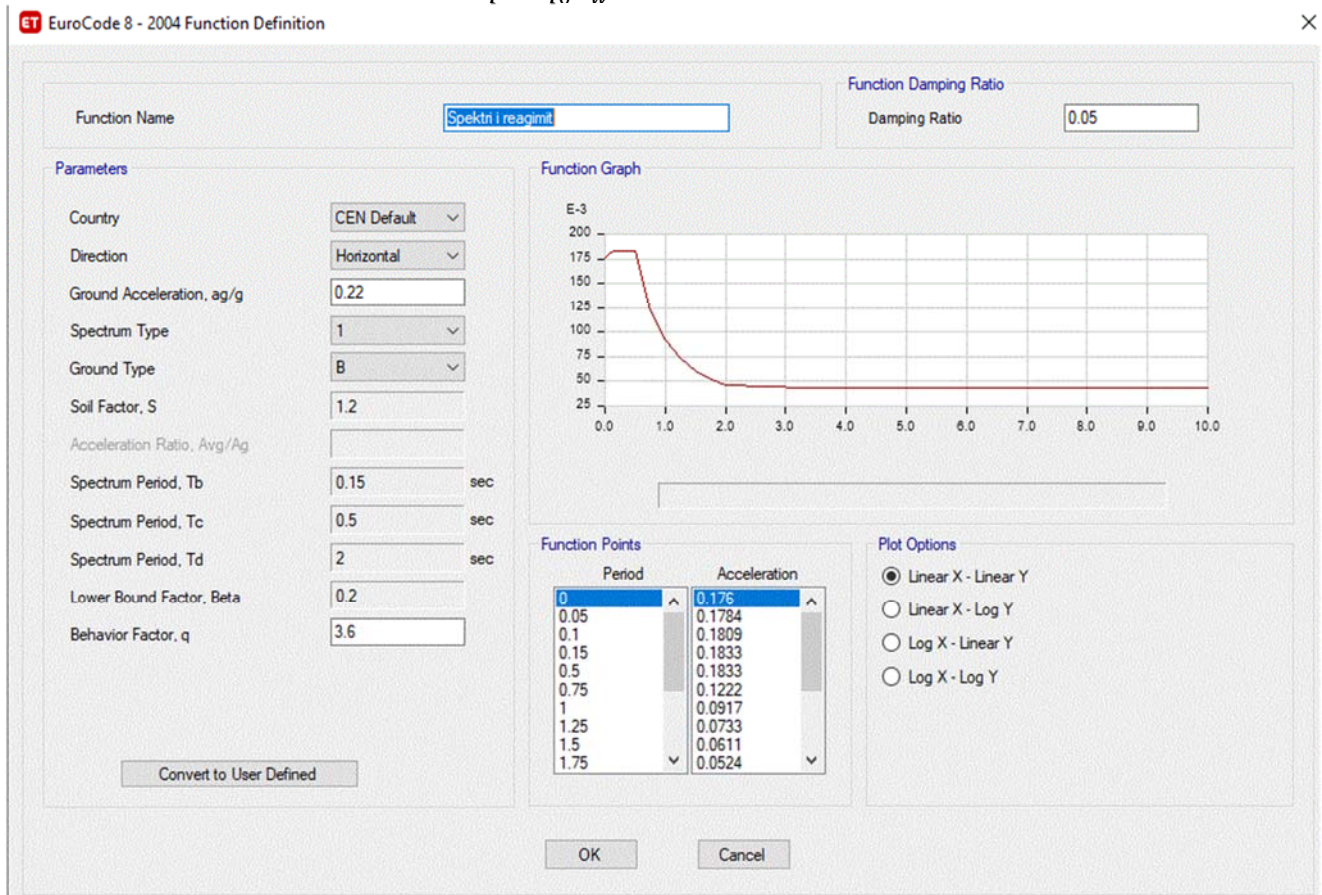


Fig.33 Definimi i spektrit të reagimit

8.3.2. Llogaritja e peshave sizmike

Gjatë analizës modale, për përcaktimin e masës është marrë pjesëmarrja e ngarkesave si në vijim:

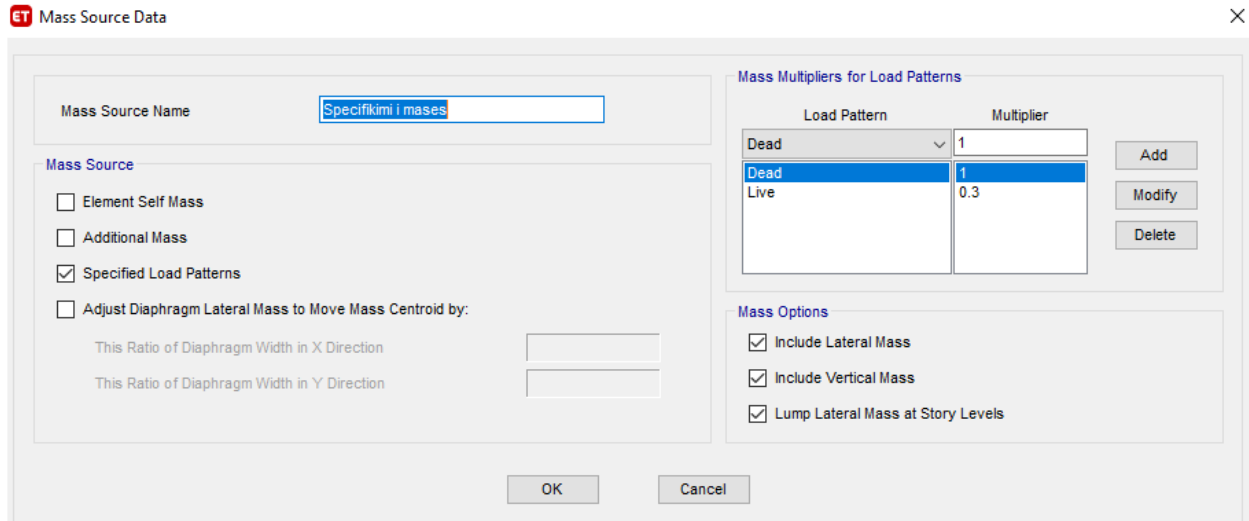


Fig.34 Përshirja e ngarkesave gjatë llogaritjes së masës së objektit

Gjatë analizës është paraparë të shqyrtohet edhe ndikimi i efektit P- Δ

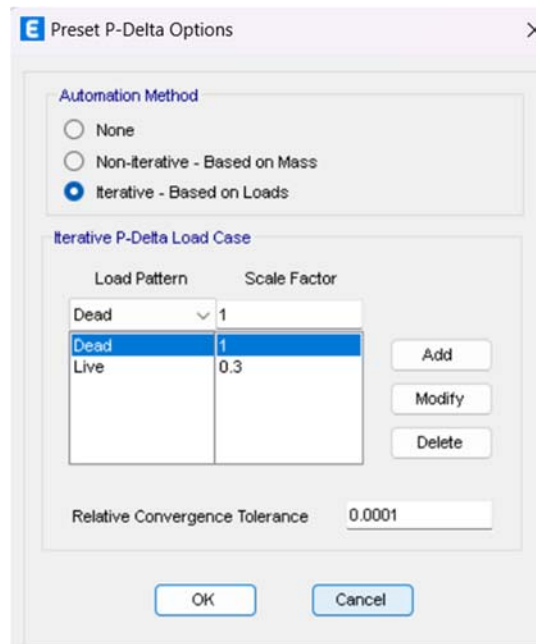


Fig.35 Efekti P-delta

Në vijim paraqiten edhe rastet e ngarkesave të cilat janë marrë parasysh gjatë modelimit të objektit.

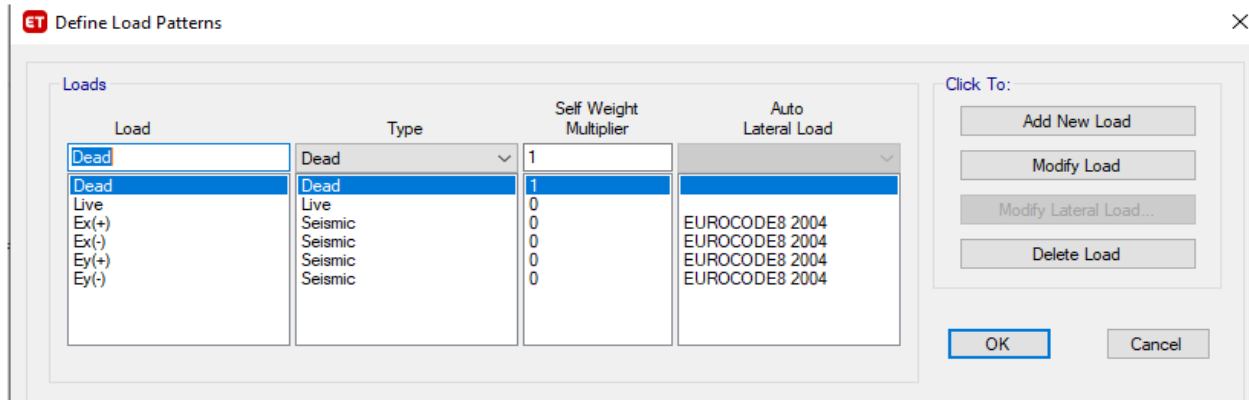


Fig.36 Definimi i rasteve te ngarkesave vepruese në objekt

Gjatë përcaktimit të ngarkesës sizmike në drejtimin X (respektivisht Y), bazuar në kërkesën e EC-8 është marrë parasysh edhe ndikimi i drejtimit Y (respektivisht X), siq shihet në vijim:

$$a) E_{Edx} + "0,3E_{Edy} \quad (4.18)$$

$$b) 0,3E_{Edx} + "E_{Edy} \quad (4.19)$$

Kombinimi i reagimeve modale është përzgjedhur që të bëhet përmes metodës CQC.

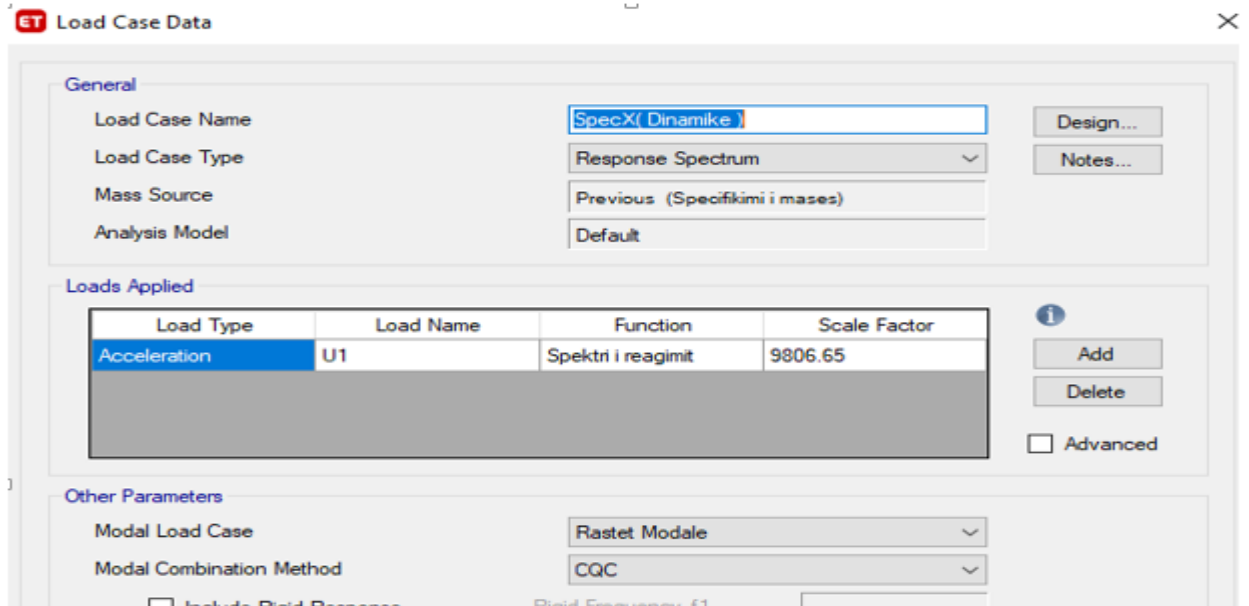


Fig.37 Definimi i rasteve per ngarkesa dinamike

8.4. Kombinimi i ngarkesave

Kombinimi i veprimeve për situatat projektuese të vazhdueshme ose kalimtare, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.2 :

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + " \gamma_p P " + " \gamma_{Q,1} Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Kombinimi i veprimeve për situatat aksidentale projektuese, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.3 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P " + " A_d " + " (\psi_{1,1} \text{ ose } \psi_{2,1}) Q_{k,1} " + " \sum_{i > 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

$\psi_{1,1}$ ose $\psi_{2,1}$ – Zgjedhen varësisht nga lloji i situatës aksidentale (goditje, zjarr etj.)

Kombinimi i veprimeve për situatat e projektimit sizmik, bazuar në EN 1990:2002/6.4.3.4 :

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + " P " + " A_{ed} " + " \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i}$$

8.5. Format e lëkundjeve

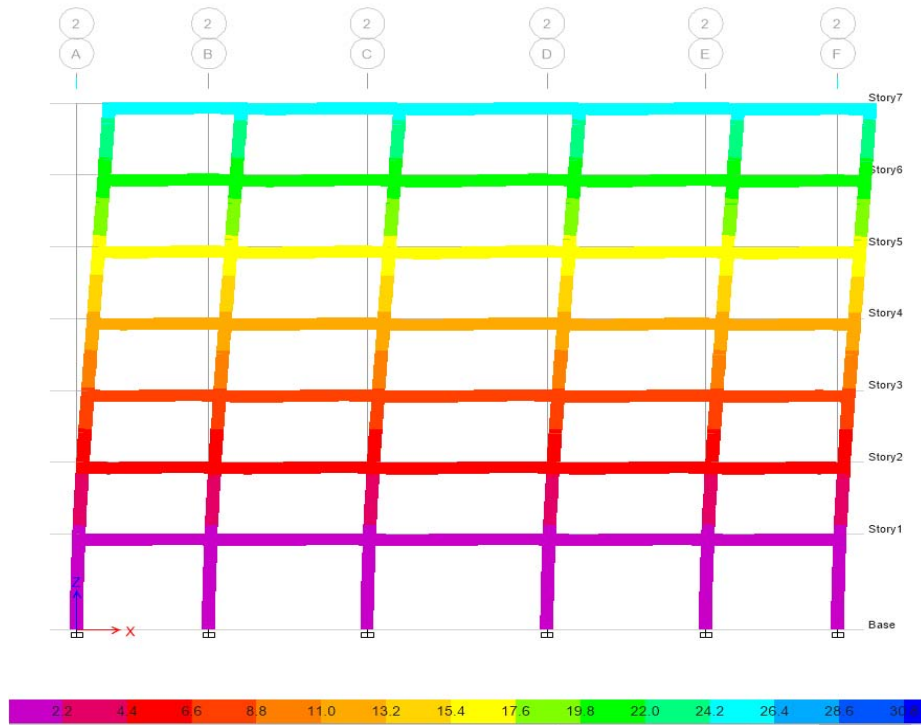


Fig.39 *Format e lëkundjes - drejtimi X*

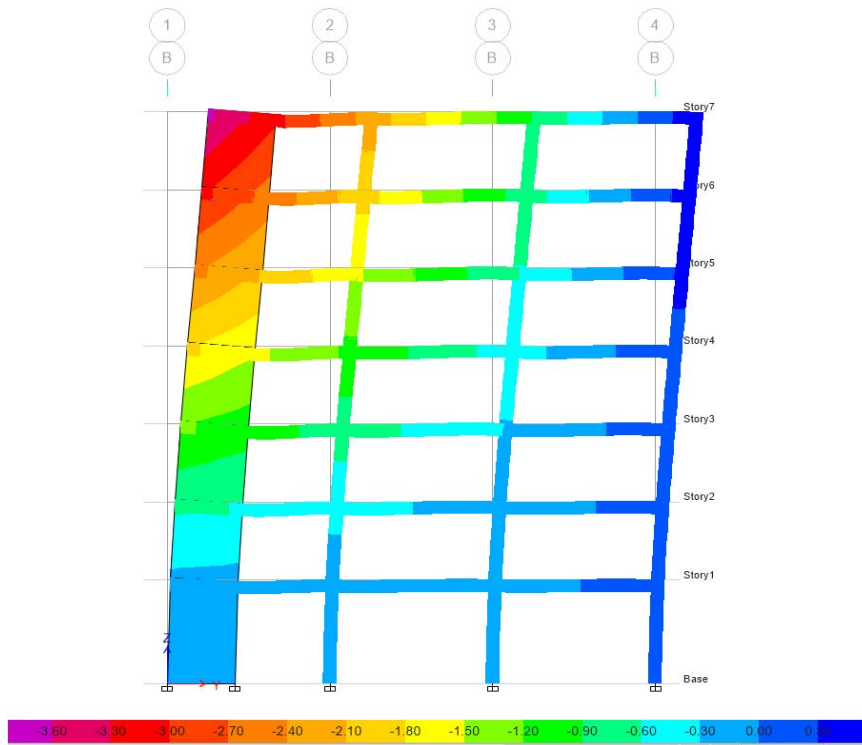


Fig.40 *Forma e dytë e lëkundjes – drejtimin Y*

8.6 Periodat dhe Frekuencat

Case	Mode	Period	Frequency	CircFreq	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modale	1	0.72	1.39	8.7309	76.2289
Modale	2	0.679	1.473	9.2536	85.6289
Modale	3	0.359	2.789	17.5238	307.0848
Modale	4	0.168	5.947	37.3652	1396.158
Modale	5	0.163	6.148	38.6321	1492.4366
Modale	6	0.16	6.239	39.2014	1536.747
Modale	7	0.158	6.339	39.8316	1586.5534
Modale	8	0.156	6.409	40.2668	1621.4129
Modale	9	0.155	6.471	40.6586	1653.1244
Modale	10	0.153	6.52	40.966	1678.2165
Modale	11	0.153	6.531	41.0362	1683.9705
Modale	12	0.15	6.687	42.0164	1765.3752
Modale	13	0.148	6.736	42.3227	1791.2081
Modale	14	0.146	6.846	43.0174	1850.4949
Modale	15	0.144	6.924	43.504	1892.6017
Modale	16	0.144	6.953	43.69	1908.8136
Modale	17	0.142	7.022	44.1211	1946.6717
Modale	18	0.142	7.066	44.3979	1971.1704
Modale	19	0.14	7.119	44.7297	2000.7439
Modale	20	0.139	7.189	45.1684	2040.1834
Modale	21	0.138	7.221	45.3687	2058.3167

Tabela 9 Caktimi i periodave dhe frekuencave

8.7 Përcaktimi i qendrës së masës dhe qendrës së shtangësisë

Story	Diaph	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	C Mass X	C Mass Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
Story1	D1	647689.89	647689.89	14.399	8.7699	647689.89	647689.89	14.399	8.7699	14.397	12.6638
Story2	D2	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	14.398	14.6869
Story3	D3	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	14.3983	15.4274
Story4	D4	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	14.3982	15.6918
Story5	D5	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	14.3979	15.773
Story6	D6	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	630175.07	630175.07	14.399	8.7605	14.3977	15.791
Story7	D7	577630.59	577630.59	14.399	8.7288	577630.59	577630.59	14.399	8.7288	14.3974	15.8003

Tabela 10 Qendra e masës dhe e shtangësisë

8.8 Verifikimet në gjendjen e fundit kufitare dhe verifikimet gjeometrike

Zhvendosjet "ds" në drejtimin "X"				
Kati	Lartesia	de(Edx)	Faktori sjelljes "q"	ds=qd*de
	m	mm		mm
Kati 7	22	32.171	3.6	115.8156
Kati 6	19	27.173	3.6	97.8228
Kati 5	16	21.916	3.6	78.8976
Kati 4	13	16.496	3.6	59.3856
Kati 3	10	11.154	3.6	40.1544
Kati 2	7	6.276	3.6	22.5936
Kati 1	4	2.381	3.6	8.5716
Baza	0	0	3.6	0

Tabela 11 Llogaritja e zhvendosjeve në drejtimin X

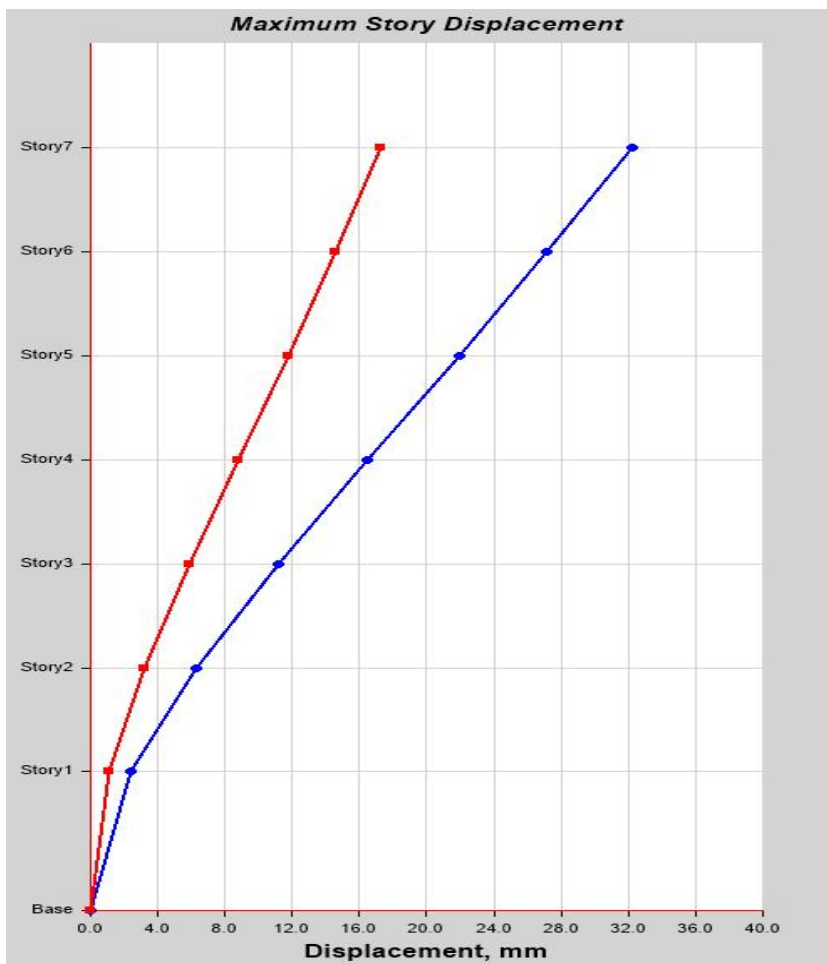


Fig.41 Zhvendosja maksimale e kateve ,drejtimi X

Zhvendosjet "ds" në drejtimin "Y"				
Kati	Lartesia	de(Edy)	Faktori sjelljes "q"	ds=qd*de
	m	mm		mm
Kati 7	22	31.789	3.6	114.4404
Kati 6	19	26.502	3.6	95.4072
Kati 5	16	21.074	3.6	75.8664
Kati 4	13	15.625	3.6	56.25
Kati 3	10	10.395	3.6	37.422
Kati 2	7	5.741	3.6	20.6676
Kati 1	4	2.117	3.6	7.6212
Baza	0	0	3.6	0

Tabela 12 Llogaritja e zhvendosjeve në drejtimin Y

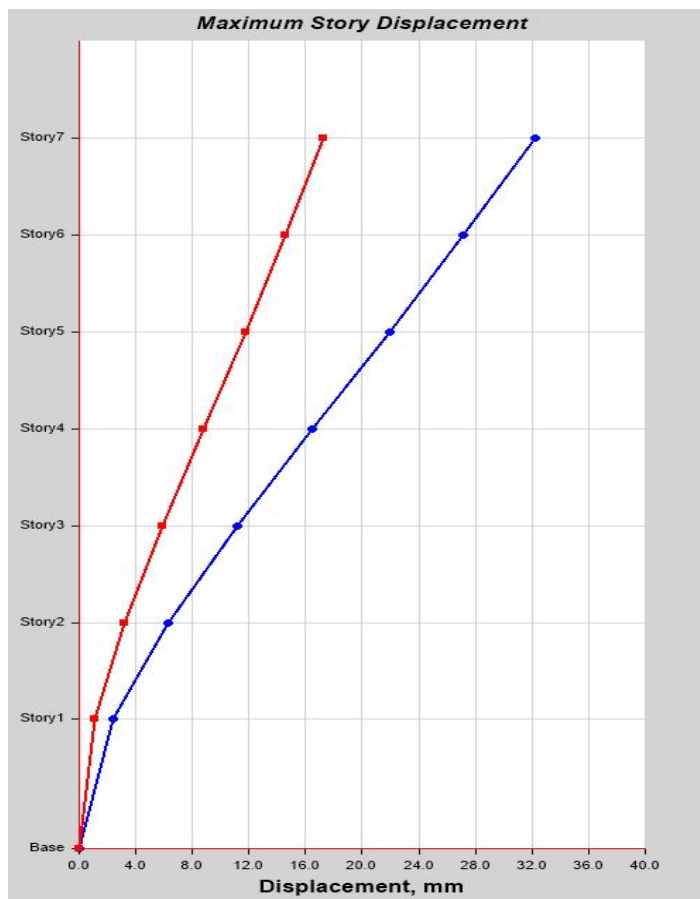


Fig.42 Zhvendosja maksimale e kateve ,drejtimi Y

8.9 Llogaritja e drifteve të kateve

Zhvendosjet ndërmjet kateve (driftet) në drejtimin "Y"				
Katet	Kushti : $dr \cdot v \leq 0.01h$			
	dr	dr (lejuar)	$dr \cdot v/h$	Plotesohet kushti
7	32.05	0.01	0.002220	✓
6	32.91	0.01	0.004388	✓
5	33.04	0.01	0.004405	✓
4	31.7	0.01	0.004227	✓
3	28.21	0.01	0.003761	✓
2	21.97	0.01	0.002929	✓
1	9.62	0.01	0.000962	✓
0	0	0.01	0	✓

Tabela 13 Llogaritja e drifteve në drejtimin X

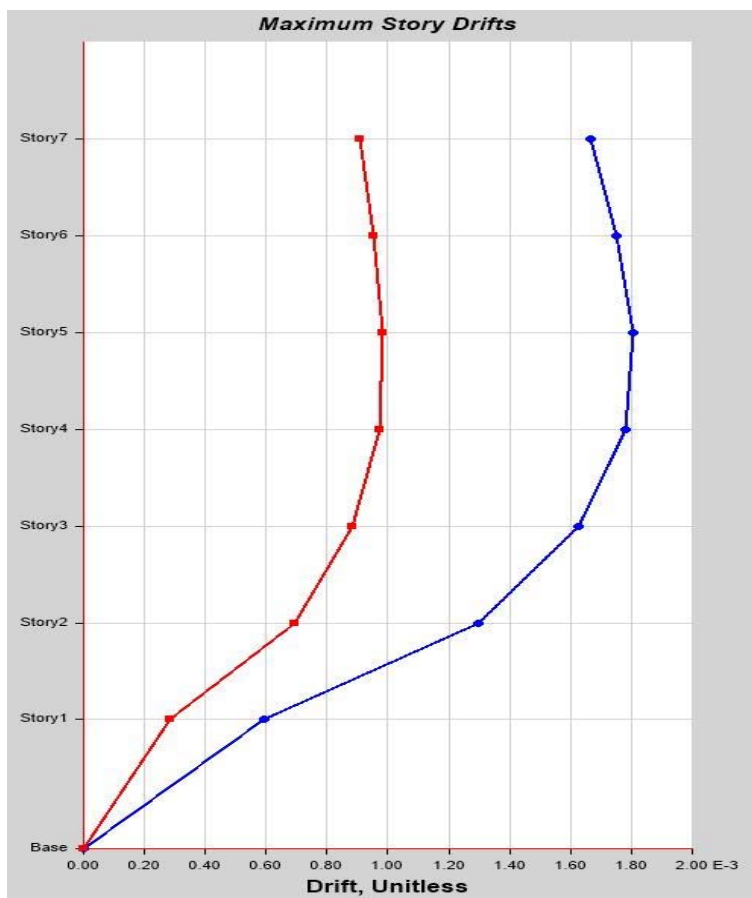


Fig.43 Rrëshitja maksimale e kateve, drejtimi X

Zhvendosjet ndërmjet kateve (driftet) në drejtimin "Y"				
Katet	Kushti : $dr \cdot v \leq 0.01h$			
	dr	dr (lejuar)	$dr \cdot v/h$	Plotesohet kushti
7	32.05	0.01	0.002220	✓
6	32.91	0.01	0.004388	✓
5	33.04	0.01	0.004405	✓
4	31.7	0.01	0.004227	✓
3	28.21	0.01	0.003761	✓
2	21.97	0.01	0.002929	✓
1	9.62	0.01	0.000962	✓
0	0	0.01	0	✓

Tabela 14 Llogaritja e drifteve në drejtimin Y

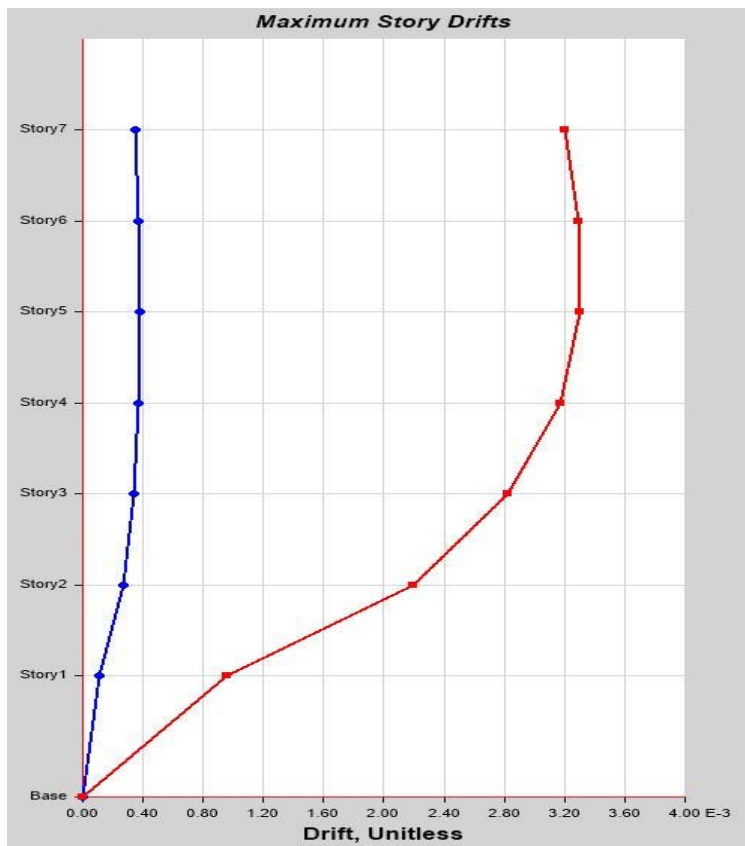


Fig.44 Rrëshitja maksimale e kateve, drejtimi Y

8.10 Llogaritja e efektit P-Δ

Efekti P-Δ , drejtimi "X" $\theta=(P_{tot} * dr/V_{tot}*h) \leq 0.10$						
Kati	h	dr	Ptot	Vtot	Θ	Plotësohet kushti
	mm	mm	kN	kN	-	$\Theta \leq 0.10$
Niv.7	3000	16.66	5946.489	1242.6458	0.0266	✓
Niv. 6	3000	17.52	11892.9779	2419.0803	0.0287	✓
Niv. 5	3000	18.07	17839.4669	3409.7621	0.0315	✓
Niv. 4	3000	17.81	23785.9559	4214.691	0.0335	✓
Niv. 3	3000	16.26	29732.4448	4833.8671	0.0333	✓
Niv. 2	3000	12.98	35678.9338	5267.2904	0.0293	✓
Niv. 1	4000	5.95	41990.8148	5522.2058	0.0113	✓
Drejtimi X - Sipas EC-8, kushti "P-Δ" plotësohet në të gjitha katet						

Tabela 15 Llogaritja e efektit P-Δ, drejtimi X

Efekti P-Δ , drejtimi "Y" $\theta=(P_{tot} * dr/V_{tot}*h) \leq 0.10$						
Kati	h	dr	Ptot	Vtot	Θ	Plotësohet kushti
	mm	mm	kN	kN	-	$\Theta \leq 0.10$
Niv.7	3000	16.66	5946.489	1242.6458	0.0266	✓
Niv. 6	3000	17.52	11892.9779	2419.0803	0.0287	✓
Niv. 5	3000	18.07	17839.4669	3409.7621	0.0315	✓
Niv. 4	3000	17.81	23785.9559	4214.691	0.0335	✓
Niv. 3	3000	16.26	29732.4448	4833.8671	0.0333	✓
Niv. 2	3000	12.98	35678.9338	5267.2904	0.0293	✓
Niv. 1	4000	5.95	41990.8148	5522.2058	0.0113	✓
Drejtimi Y - Sipas EC-8, kushti "P-Δ" plotësohet në të gjitha katet						

Tabela 16 Llogaritja e efektit P-Δ, drejtimi Y

Bazuar në rezultatet e fituara, efektet e rendit të dytë nuk ka nevojë të llogariten për strukturën e analizuar, pasi që koeficienti i ndjeshmërisë së kateve Θ ka vlerë më të vogël se 0.1 për drejtimet X dhe Y.

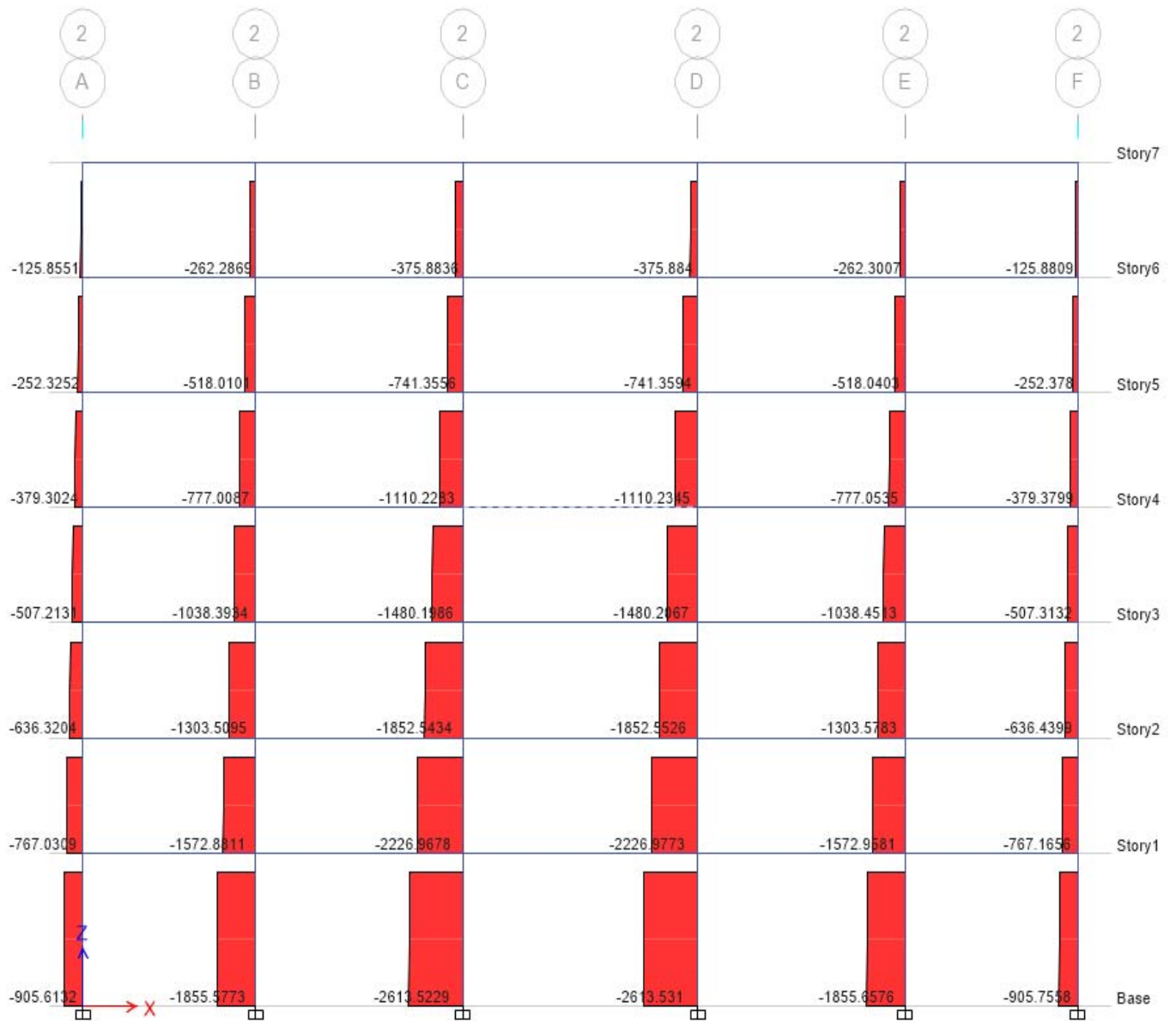


Fig.45– Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

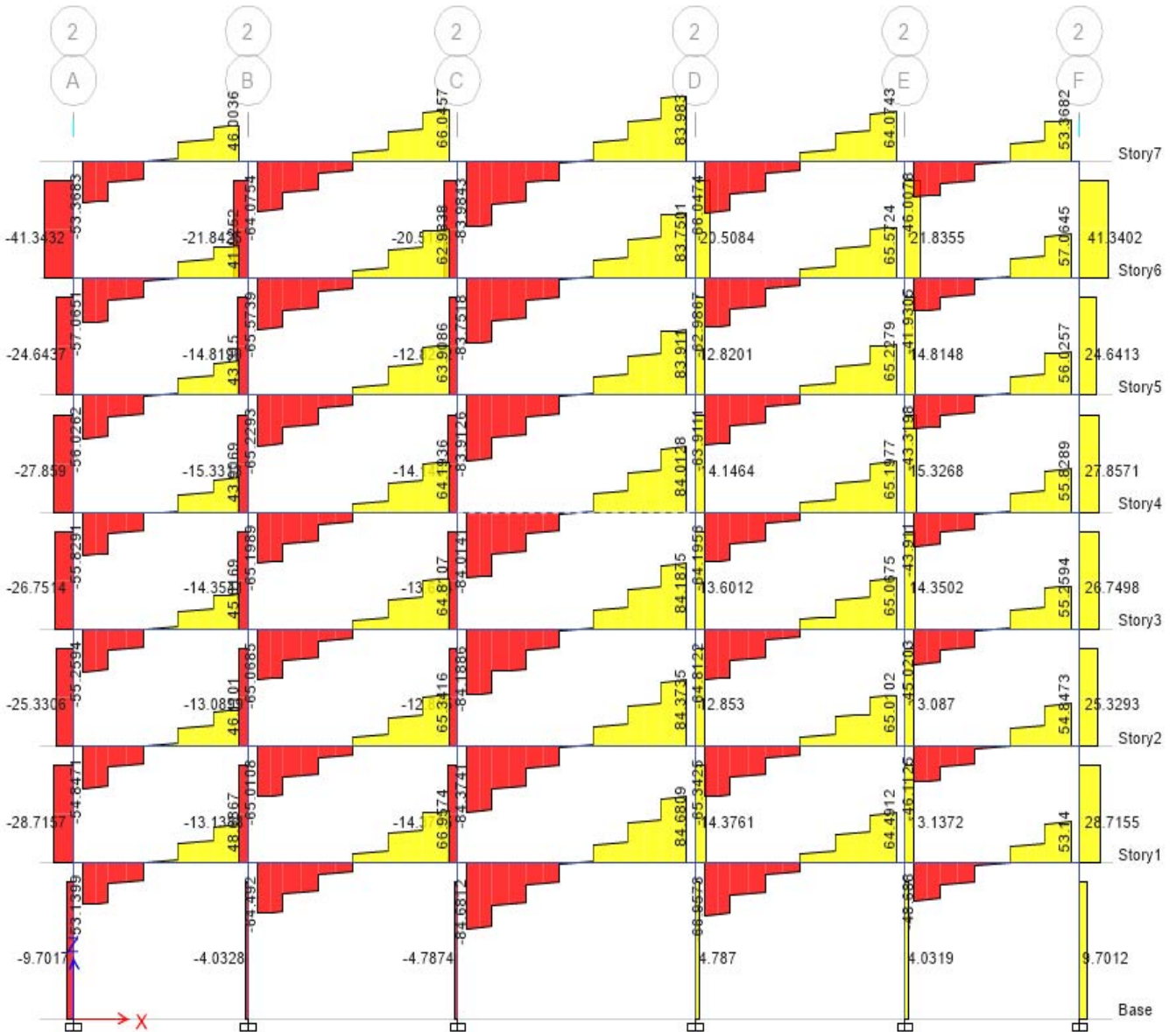


Fig. 46 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

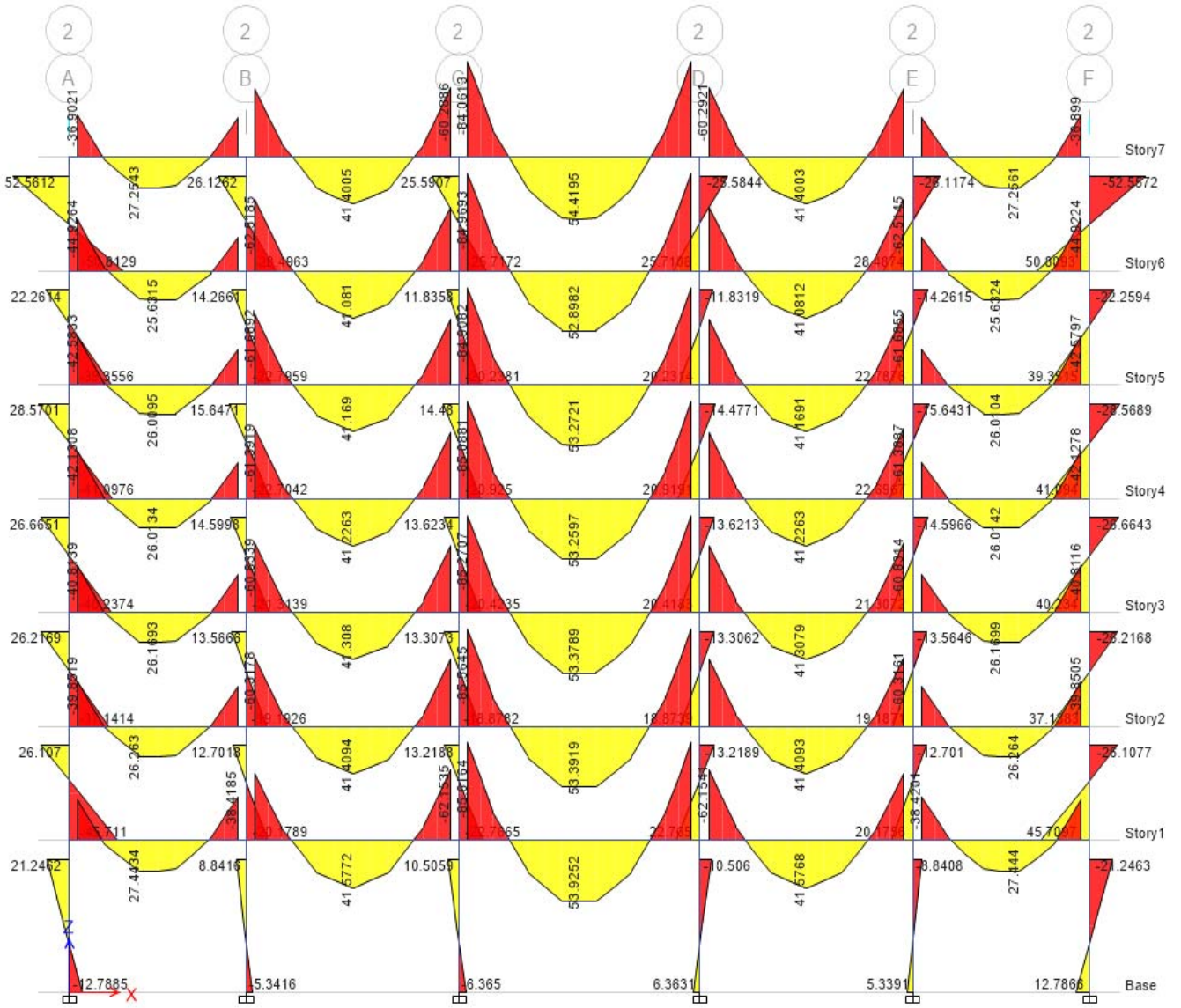


Fig. 47 Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përhershme (Dead load) në drejtimin global X të strukturës

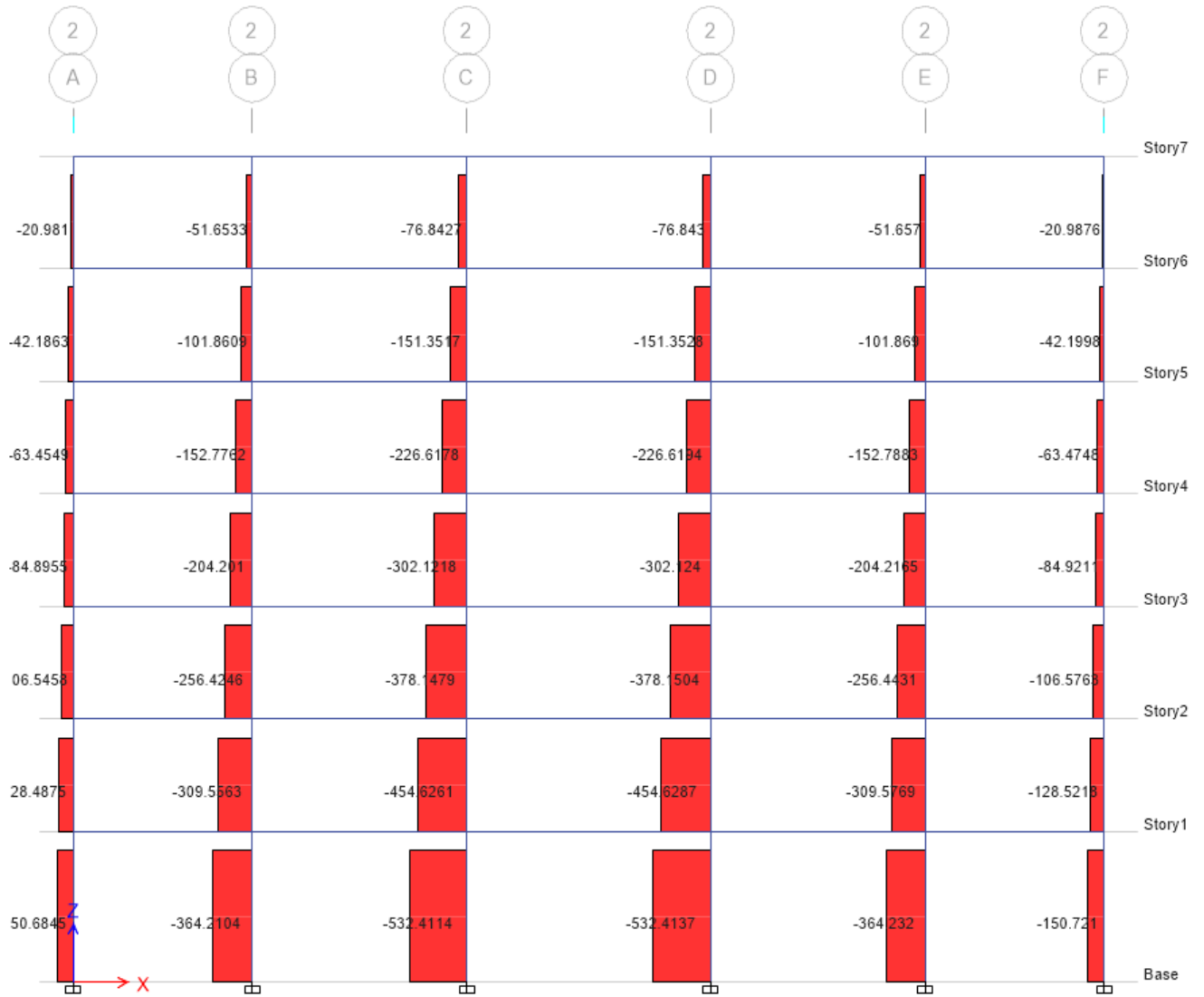


Fig. 48 Diagrami i forcave Aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të struktures

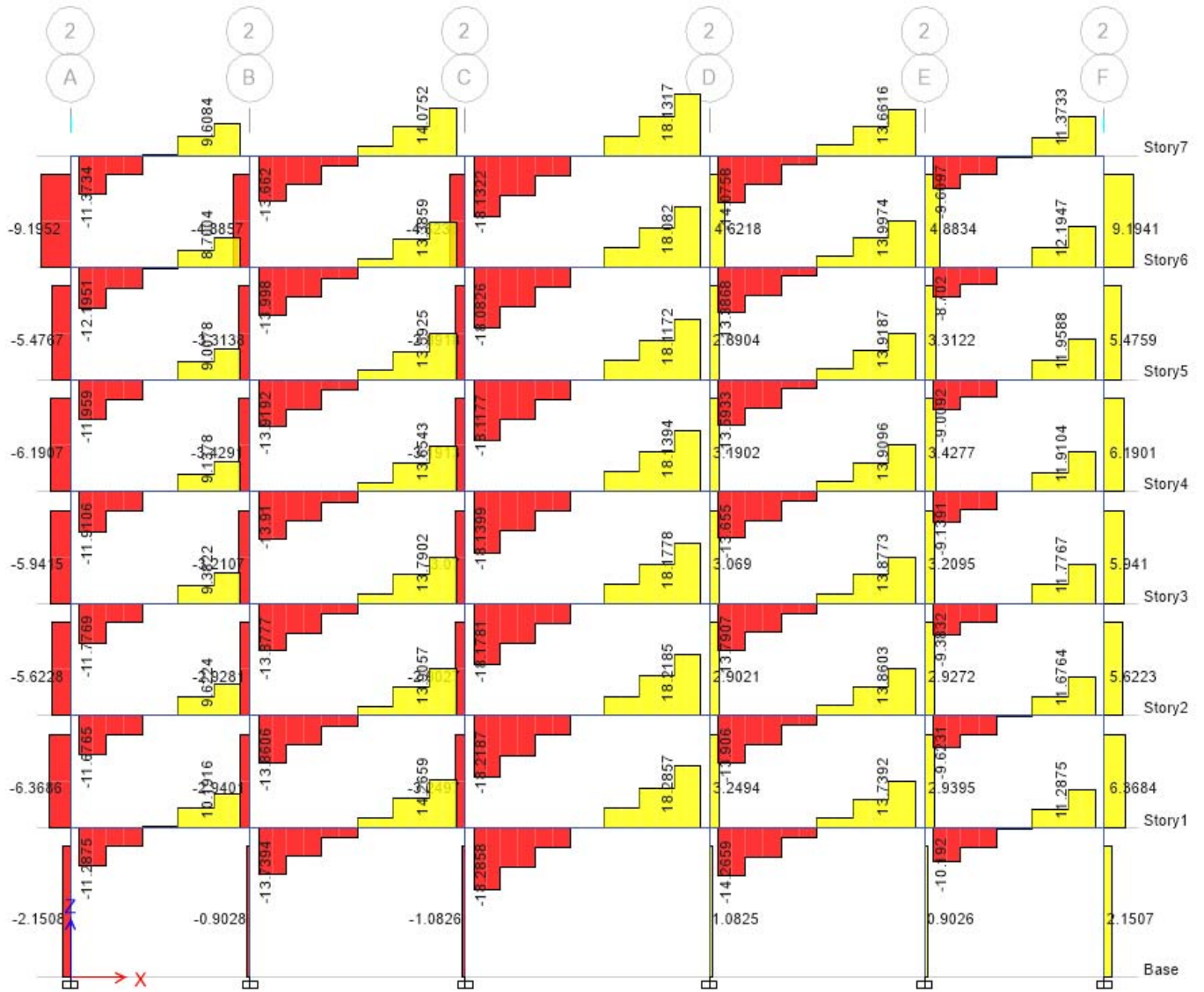


Fig. 49 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Live load) në drejtimin global X të strukturës

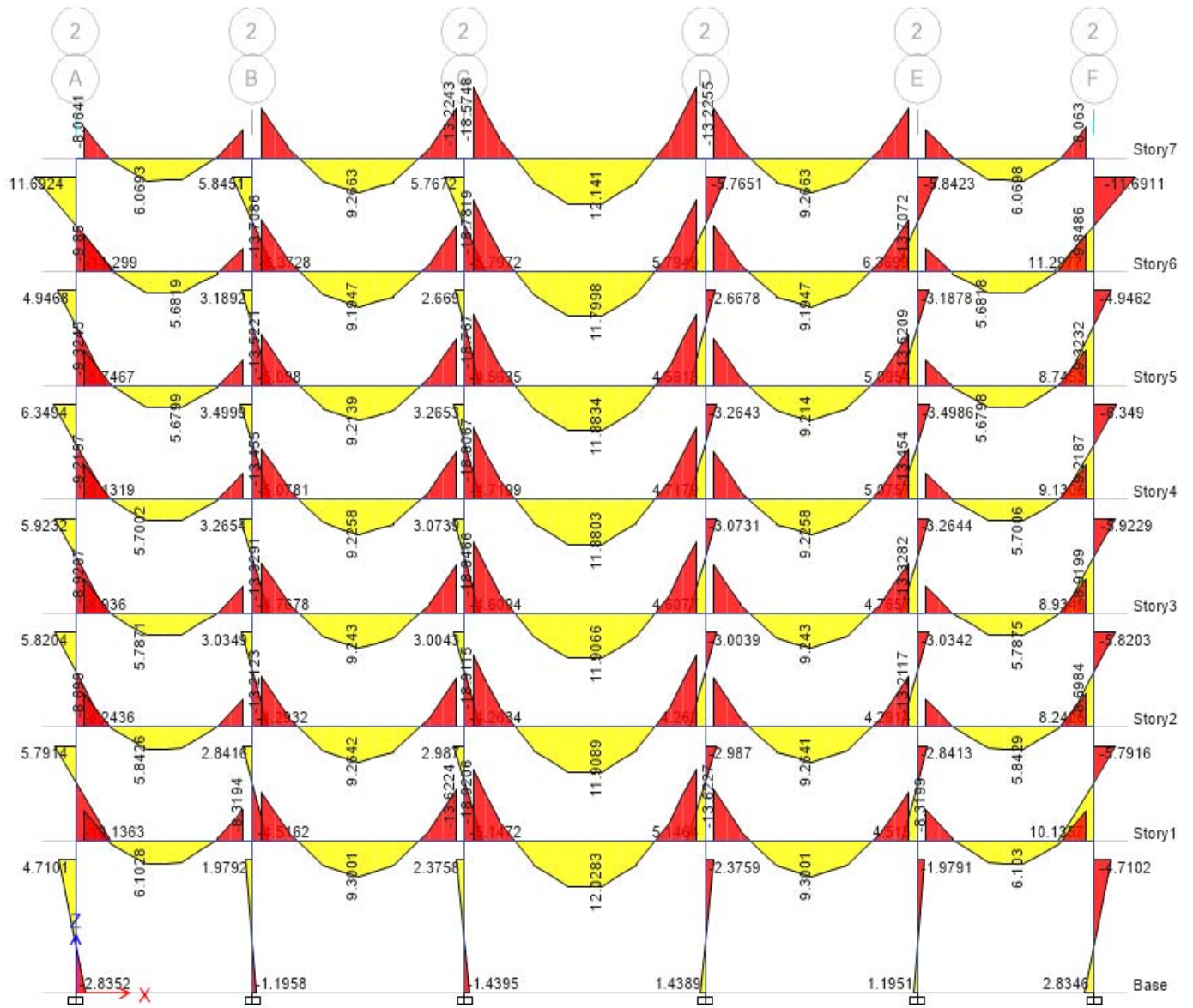


Fig. 50 Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e përkohshme (Liveload) në drejtimin global X të strukturës

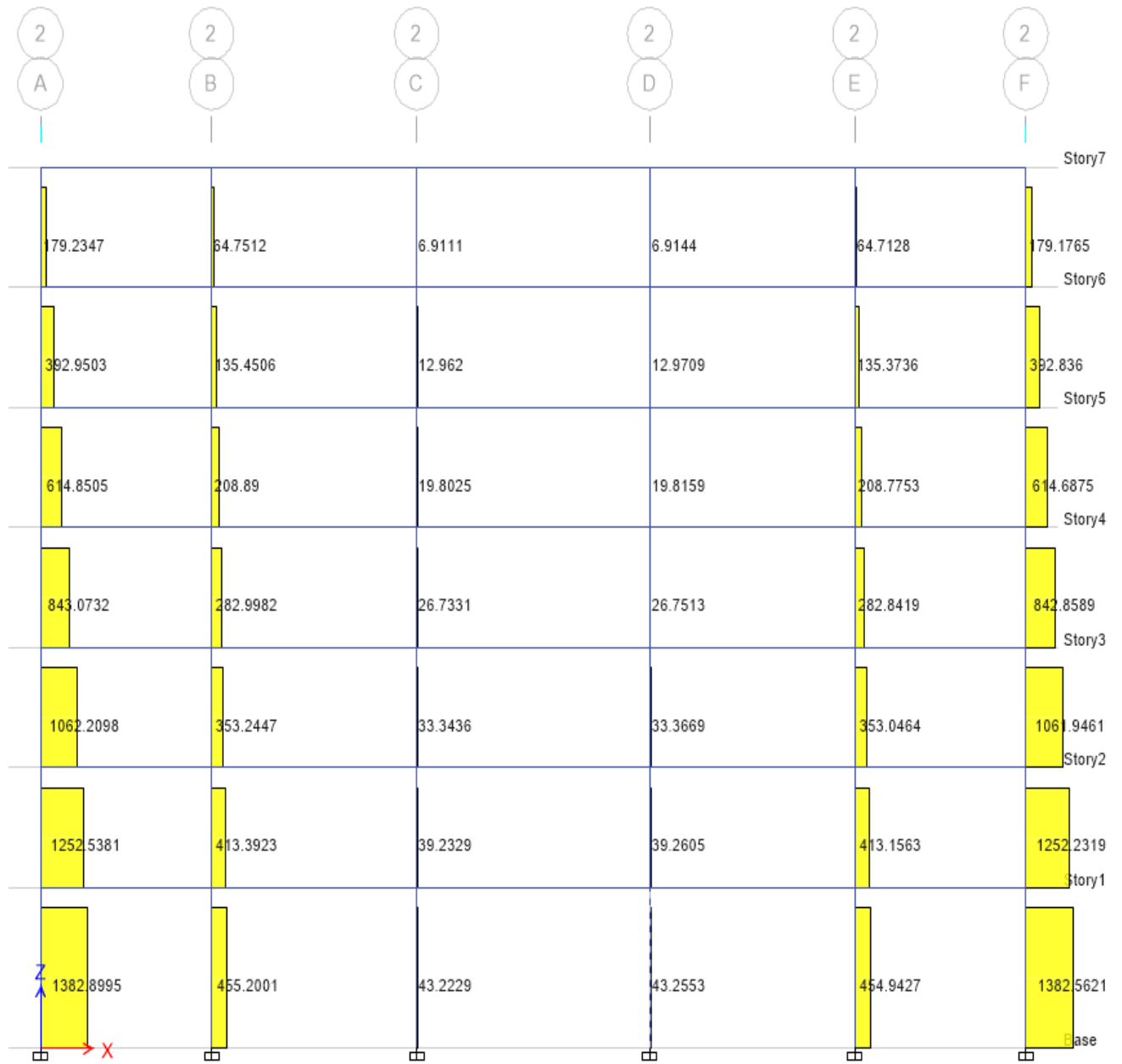


Fig.51 Diagrami i forcave aksiale (N) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të struktures

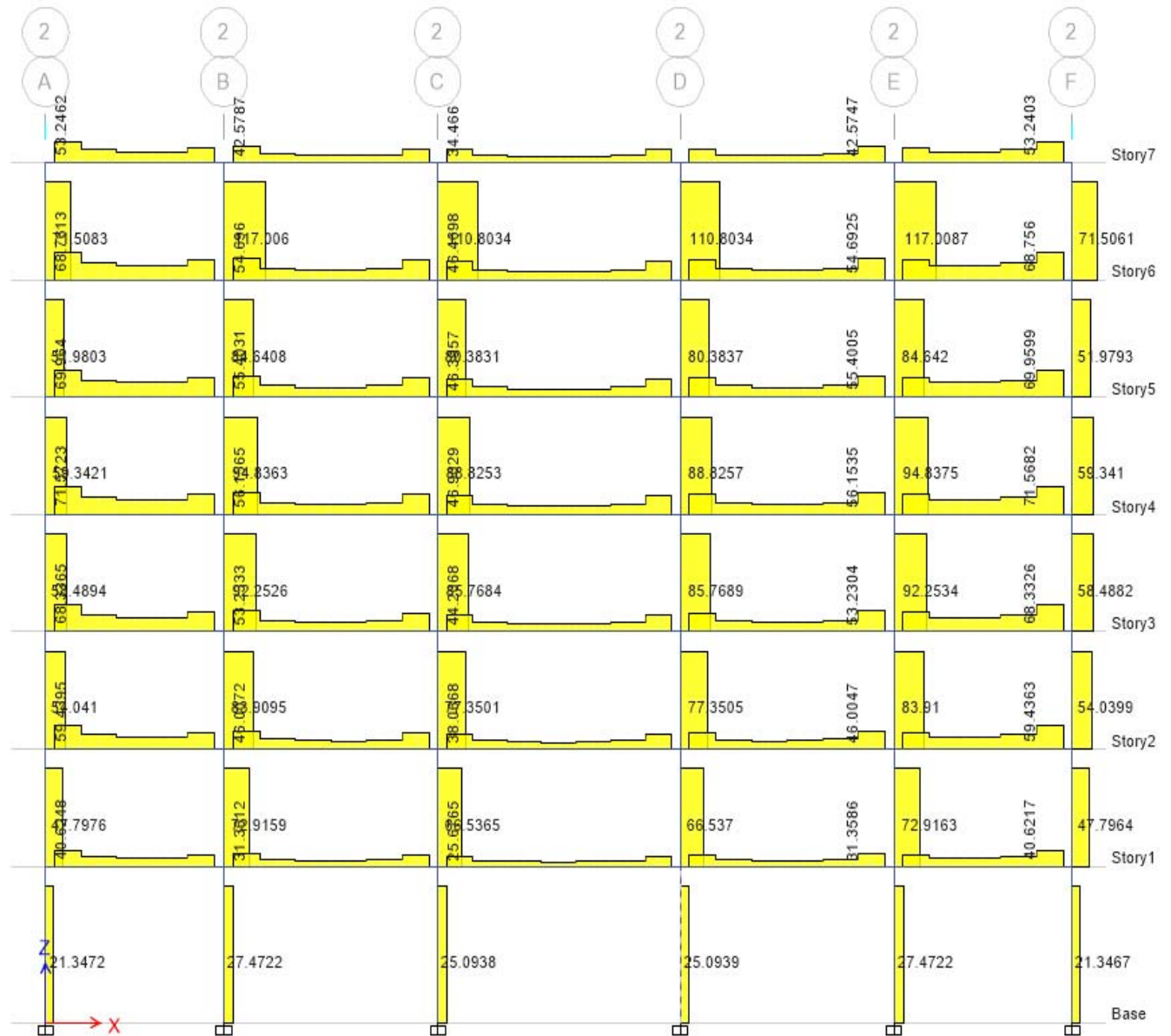


Fig. 52 Diagrami i forcave transversale (T) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Ex) në drejtimin global X të strukturës

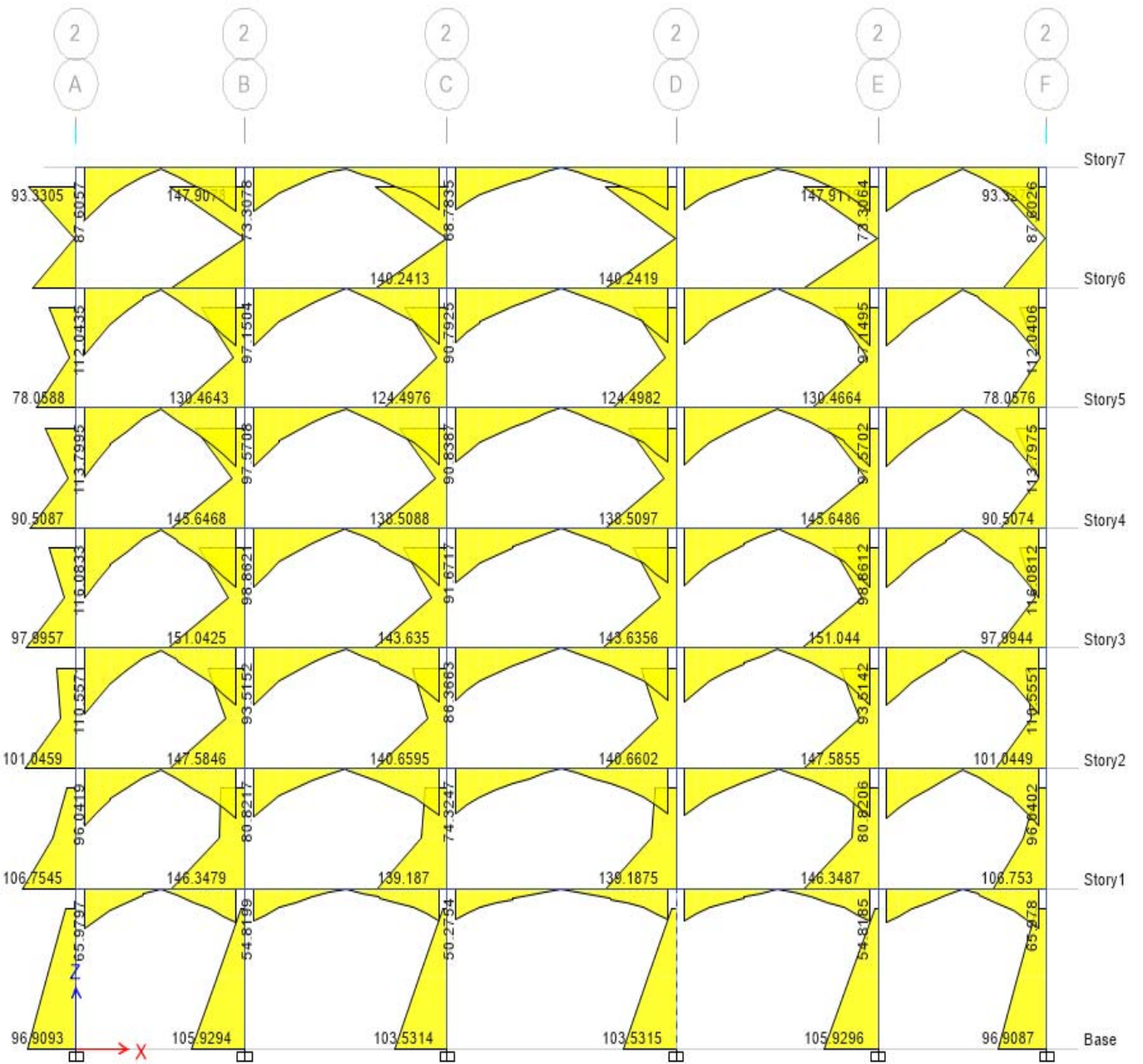


Fig.53 Diagrami i momenteve të përkuljes (M) në ramën 2-2 nga ngarkesat e Sizmike (Sx) në drejtimin global X të strukturës

8.11 Efektet projektuese të veprimit

Efektet projektuese të veprimit, vlerat projektuese të momenteve përkulëse dhe forcave aksiale duhet të merren nga analiza e strukturës për situatën sizmike të projektimit, në përputhje me EN 1990:2001, 6.4.3.4, duke marrë parasysh efektet e rendit të dytë dhe kërkesat e projektimit sipas kapaciteteve.

Këshillohet që në seksionin fundor i , të llogariten dy vlera të forcës prerëse vepruese, d.m.th maksimumi $V_{Ed,max,i}$ dhe minimumi $V_{Ed,min,i}$ që i korrespondon momenteve fundore maksimale pozitive dhe maksimale negative që mund të zhvillohen në fundet 1 dhe 2 të traut.

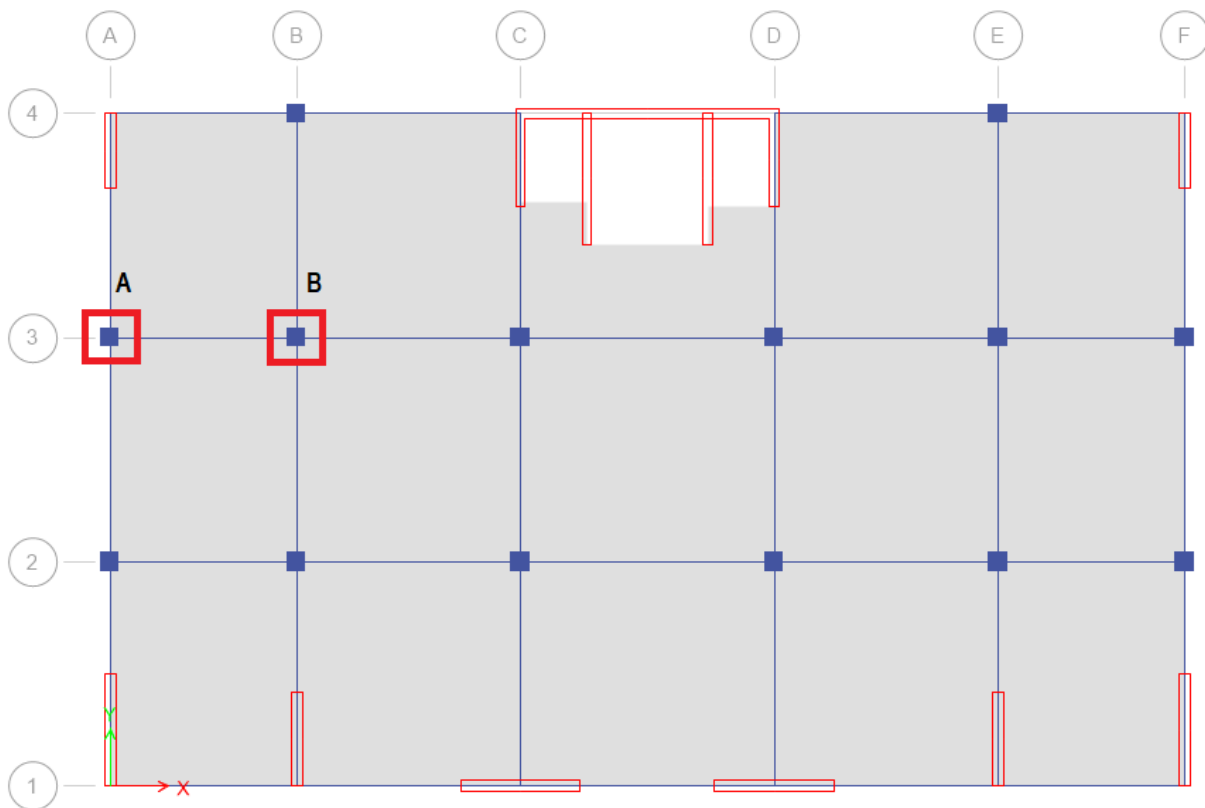
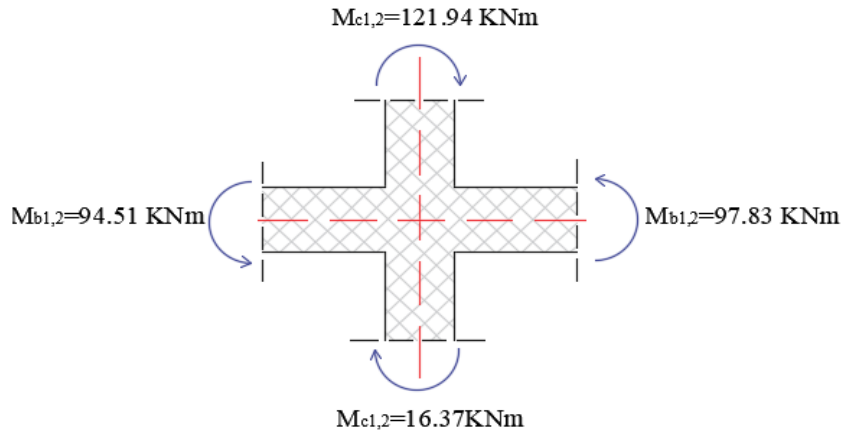


Fig.54 Nyjet që do të shqyrtohen për dimensionim

8.12 Dimensionimi i trajeve

Trau i brendshëm-B1-B4



Momentet fundore $M_{i,d}$ mund të përcaktohen si në vijim:

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,1} = 1.0 * 94.51 = 94.51 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{M_{Rb}}\right) = 1.0 * 97.83 * \min\left(1; \frac{29.46 + 219.47}{94.51 + 97.83}\right) = 97.83 \text{ kNm}$$

8.12.1 Forca prerëse projektuese

$$V_{ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_d} \pm \frac{(g + \Psi_2 q) l_{cl}}{2}$$

$$V_{ed,max} = \frac{94.51 + 97.83}{3} + \frac{(2.6 + 0.3 * 2.0) * 3}{2} = 68.91 \text{ kN}$$

$$V_{ed,min} = \frac{110.24 + 105.92}{3} - \frac{(2.6 + 0.3 * 2.0) * 3}{2} = 59.31 \text{ kN}$$

8.12.2 Verifikimi në prerje

$$V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} * z * f_{yd} * \cot\theta$$

$$A_{sw} = 2 * 0.2 = 1.0 \text{ cm}^2$$

$$V_{Rd,s} = \frac{A_s}{s} * 0.9 * d * f_{yd} * \cot\theta = V_{Rd,s} = \frac{1.0}{120} * 0.9 * 42 * \frac{20}{1.12} * \cot 45 = 208.29 \text{ kN}$$

$V_{Rd,s} > V_{ED}$ – Rezistenca në prerje është më e madhe se forca prerëse e projektimit.

$$V_{Rd,max} = \alpha_c * b_w * z * \vartheta_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\vartheta_1 = 0.6 [1 - f_{ck}/250]$$

$$\vartheta_1 = 0.6 [1 - 25/250] = 0.54$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 500 * 0.9 * 450 * 0.54 * 20 / (1+1) = 1093.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ED}$$

$V_{Rd,max}$ – Forca prerëse projektuese maksimale pa shkaktuar thërrmim të betonit në trarë

8.12.3 Detajimi për duktilitet lokal

$$\rho_{max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_\emptyset * \varepsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\mu_\emptyset = k[2q_0 - 1] \quad (T_1 > T_c)$$

$$\mu_\emptyset = 1 * [2 * 3.6 - 1] = 6.2$$

$$\rho_{max} = 0.0022 + \frac{0.0018}{6.2 * 0.002} * \frac{16.7}{434.78} = 0.008$$

8.12.4 Sipërfaqja maksimale e armaturës

$$A_{smax} = \rho_{max} * b * d = \rho_{max} * b * 0.9 * h = 0.008 * 300 * 0.9 * 500 = 1080 \text{ mm}^2$$

Pervetësohen 5 $\phi 16$

8.12.5 Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është:

$$\rho_{min} = 0.2 \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

$$\rho_{min} = 0.2 \left(\frac{2.6}{200} \right) = 0.000208$$

$$A_{smin} = \rho_{min} * b * d = \rho_{min} * b * 0.9 * h = 0.000208 * 300 * 0.9 * 500 = 28.08 \text{ mm}^2$$

Pervetësohen 3 $\phi 14$

8.12.6 Llogaritja e zonave kritike :

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 24d_b; 172; 6d_{bL} \right\} : \quad l_{cr} = h_b = 50 \text{ cm} - \text{në skaj të traut.}$$

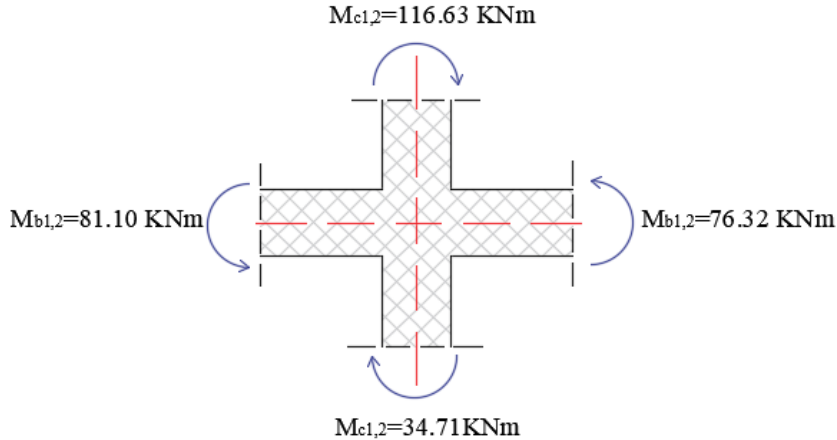
$$s = \min \left\{ \frac{500}{4}; 192; 172; 96 \text{ mm} \right\} = 96 \text{ mm}$$

Hapi i armaturës tërthore në zonën kritike është:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 100 \right\}$$

$$s = \min \left\{ \frac{500}{4}; 100 \right\} = 100 \text{ mm}$$

8.13 Trau i jashstëm (Perimetrik) –A1-A4



8.13.1 Momentet fundore $M_{i,d}$ mund të përcaktohen si në vijim

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,i} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}}\right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb1,1} = 1.0 * 81.10 = 81.10 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rb,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rc}}{M_{Rb}}\right) = 1.0 * 76.32 * \min\left(1; \frac{46.85 + 157.45}{94.51 + 97.83}\right) = 76.32 \text{ kNm}$$

8.13.2 Forca prerëse projektuese

$$V_{ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_d} \pm \frac{(g + \Psi_2 q) l_{cl}}{2}$$

$$V_{ed,max} = \frac{76.32 + 81.10}{3} + \frac{(2.6 + 0.3 * 2.0) * 3}{2} = 56.82 \text{ kN}$$

$$V_{ed,min} = \frac{76.32 + 81.10}{3} - \frac{(2.6 + 0.3 * 2.0) * 3}{2} = 48.12 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{ED}$$

8.13.3 Detajimi për duktilitet lokal

$$\rho_{\max} = \rho' + \frac{0.0018}{\mu_{\emptyset} * \epsilon_{sy,d}} * \frac{f_{cd}}{f_{yd}}$$

$$\mu_{\emptyset} = k[2q_0 - 1] \quad (T_1 > T_c)$$

$$\mu_{\emptyset} = 1 * [2 * 3.6 - 1] = 6.2$$

$$\rho_{\max} = 0.0022 + \frac{0.0018}{6.2 * 0.002} * \frac{16.7}{434.78} = 0.008$$

8.13.4 Sipërfaqja maksimale e armaturës së zonës së tërhequr është

$$A_{s\max} = \rho_{\max} * b * d = \rho_{\max} * b * 0.9 * h = 0.008 * 250 * 0.9 * 500 = 900 \text{ mm}^2$$

Pervetësohen 4 ϕ 14

8.13.5 Sipërfaqja minimale e armaturës së zonës së tërhequr është

$$A_{s\min} = \rho_{\min} * b * d = \rho_{\min} * b * 0.9 * h = 0.0026 * 250 * 0.9 * 500 = 292.5 \text{ cm}^2$$

Pervetësohen 3 ϕ 14

8.13.6 Llogaritja e zonave kritike

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 24d_b; 172; 6d_{bL} \right\}$$

$$s = \min \left\{ \frac{500}{4}; 192; 172; 96\text{mm} \right\} = 96\text{mm}$$

Hapi s, i armaturës tërthore në zonën kritike është:

$$s = \min \left\{ \frac{h}{4}; 100 \right\}$$

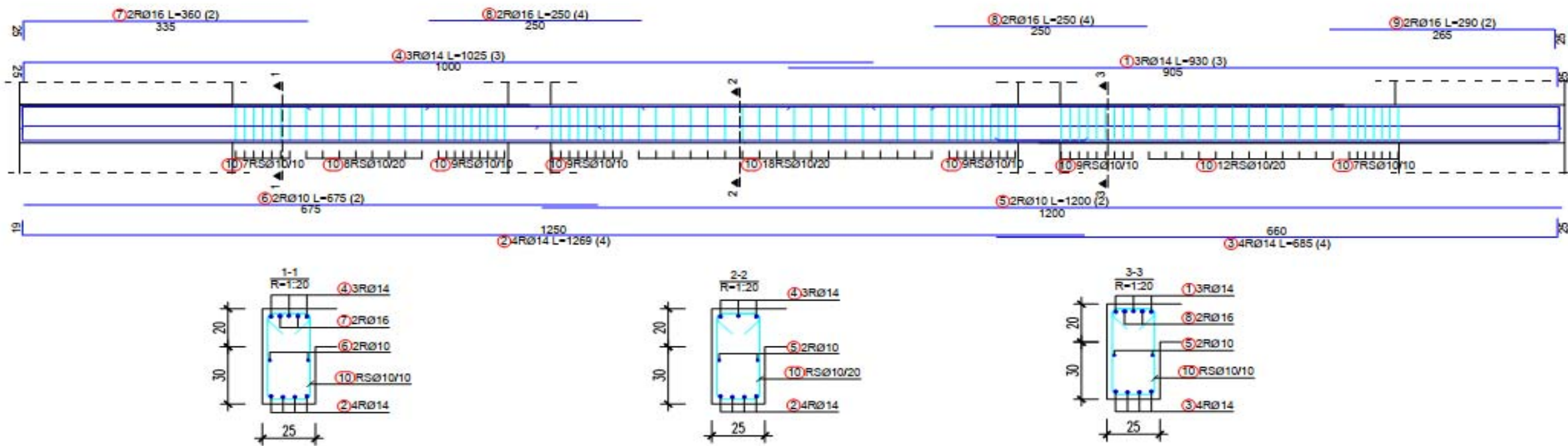
$$s = \min \left\{ \frac{500}{4}; 100 \right\} = 100 \text{ mm}$$

Në tabelen e mëposhtme janë paraqitur rezultatet e pergjithëshme të trajeve të brendëshëm dhe perimetrik:

Seismic Zone		Trau i jashtem (Perimetrik)		Trau i brendëshem	
		DCM		DCM	
Concrete Cross section	Dim.	bbeam	hbeam	bbeam	hbeam
		25 cm	50 cm	30 cm	50 cm
	Ac	1250 cm ²		1500 cm ²	
Longitudinal reinforcement	dbl tens,top	3 Ø 14		3 Ø 16	
	dbl tens,bottom	4 Ø 14		5 Ø 16	
	dbl tens,top	2 Ø 16		3 Ø 16	
	dbl comp	2 Ø 10		2 Ø 12	
Transverse Reinforcement	Critical Length	96 cm		96 cm	
	In critical length	10 Ø 8 / m'		10 Ø 8 / m'	
	Exterior End	6 Ø 8 / m'		6 Ø 8 / m'	
	Middle	5 Ø 8 / m'		5 Ø 8 / m'	
	Interior End	6 Ø 8 / m'		6 Ø 8 / m'	

Detalet e armatures ne zonat kritike per prerjet e trajeve .

TRAU - TR-201 - Trau i jashtëm (Perimetrik)
 (Dim.: hxb=50x25) - C-25/30, S-500B, P = 1:50



TRAU - TR-202 - Trau i brendëshëm
 (Dim.: hxb=50x30) - C-25/30, S-500B, P = 1:50

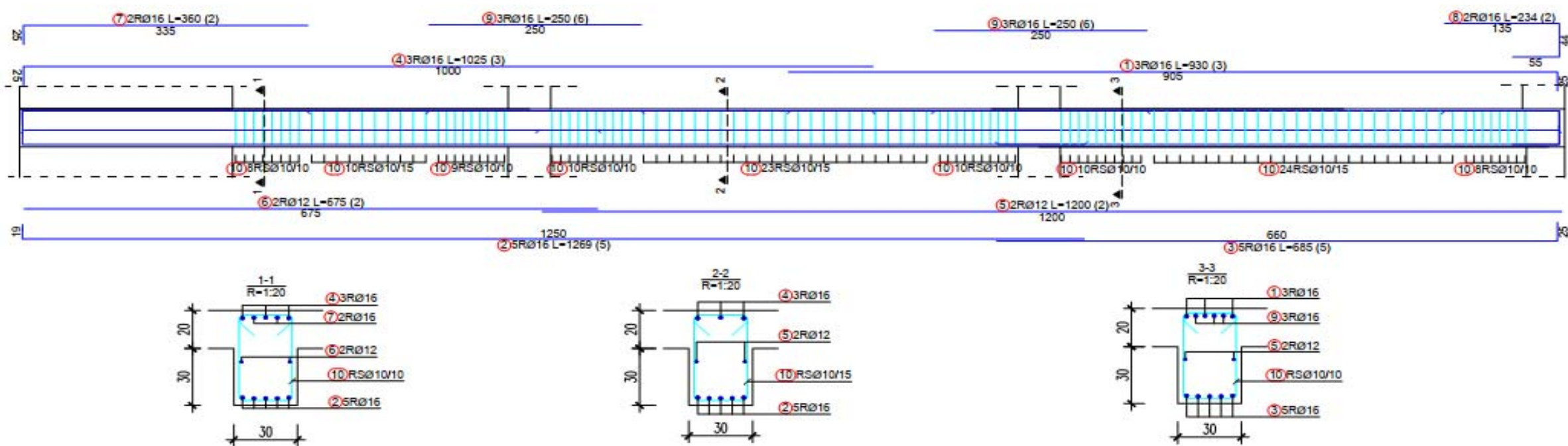
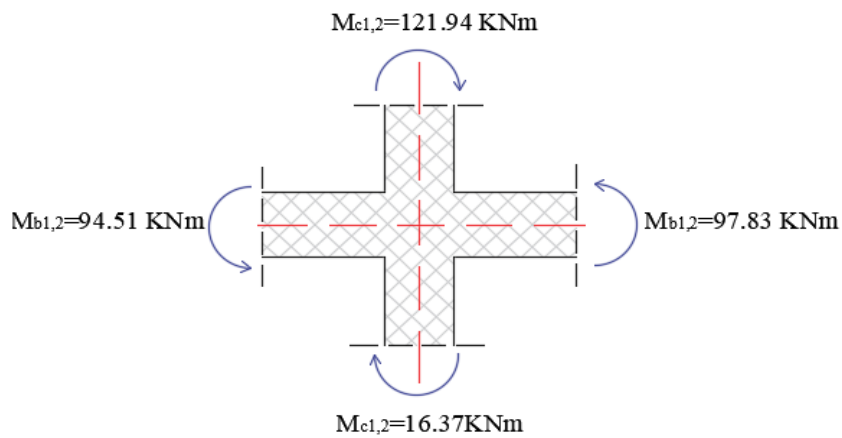


Fig.55 Plani armimit të trajeve

8.14 Dimensionimi i shtyllave - Shtyllat C1 dhe C2: (Shtyllë e brendshme) Verifikimet e rezistencës në përkulje

Për drejtimin X, këshillohet që momentet përkulëse të shtyllave të nxjerra nga analiza të shumëzohen nga faktori i mëposhtëm i amplifikimit, me qëllim që të kënaqen kërkesat e projektimit sipas kapaciteve (projektim shtyllë e fortë – tra i dobët):



$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} = 1.3 * \frac{94.51 + 97.83}{16.37 + 121.94} = 1.80$$

$$M_{Edc1,2} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.8 * 16.37 = 29.46 \text{ kNm}$$

$$M_{Edc2,1} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.8 * 121.93 = 219.47 \text{ kNm}$$

8.14.1 Kërkesa për duktilitet të shtyllave

Për klasën e mesme të duktilitetit DC-M duhet të plotësohet kushti:

$$v_{d,max} = 0.65 \text{ ose } N_{Ed} \leq 0.65b * h * f_{cd}$$

Shtylla C1:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * A_c} = \frac{2316.45}{2.0 * 2500} = 0.46 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

Shtylla C2:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{cd} * A_c} = \frac{1072.30}{2.0 * 2500} = 0.39 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

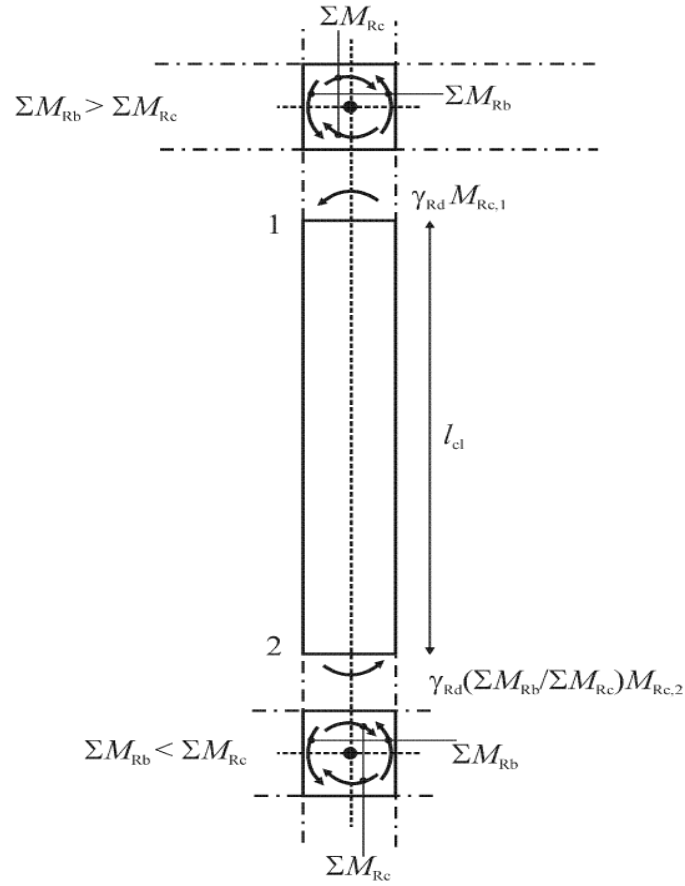
Shtyllat C1 dhe C2

Momenti i inercisë së trajeve zvogëlohet për 30% për shkak të paraqitjes së plasaritjeve gjatë përkuljes (gjendja II e nderjeve).

C1: $MR_{C1,2} = 29.46 \text{ kNm}$ (që i korrespondon $N_{Ed} = - 2316.45 \text{ kN}$)

C2: $MR_{C2,1} = 219.47 \text{ kNm}$ (që i korrespondon $N_{Ed} = - 1986.27 \text{ kN}$)

Theksohet se momentet e mësipërme janë marrë në faqe të nyjës dhe kapaciteti i momentit përkulës është i seksionit me armaturën e vendosur.



$$\frac{\Sigma M_{Rc}}{\Sigma M_{Rb}} = \frac{219.47 + 29.46}{94.51 + 97.83} = 1.3$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rb}}{M_{Rc}}\right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,1} = 1.1 * 29.46 = 32.40 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,2} * \min\left(1; \frac{\Sigma M_{Rb}}{M_{Rc}}\right) = 1.1 * 219.47 * \min\left(1; \frac{94.51 + 97.83}{16.37 + 121.94}\right)$$

$$= 241.41 \text{ kNm}$$

8.14.2 Forca prerëse projektuese ështëë

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} = \frac{32.40 + 241.41}{3} = 91.27 \text{ kN}$$

Rezistenca në prerje e betonit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.2 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.66 < 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{3770}{500 * 450} = 0.0167 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{2316.45}{500 * 500} = 9.26 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * 1.6 * (100 * 0.0167 * 30)^{\frac{1}{3}} + 0.12 * 9.26 \right] * 500 * 450 = 407.21 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed}$$

Forca prerëse projektuese maksimale pa shkakuar thërrmim të betonit në gjithë zonën e shtyllës ështëë:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \vartheta_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 500 * 0.9 * 450 * 0.54 * 20 / (1 + 1) = 1093.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed}$$

Përvetësojmë stafa tri prerëse me diameter 10mm, dhe me hap 10cm:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\Phi = \frac{2.36}{10} * 0.9 * 450 * 434.783 * 1 = 415.56 \text{ kN}$$

8.14.3 Konstruimi (detajimi) i shtyllave meritore për duktilitet lokal

Sipas EC-8 kërkesat për duktilitet kurbature plotësohen nëse:

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_{\phi} * v_d * \epsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

ω_{ed} → Raporti mekanik volumetrik i stafave shtanguese në zonat kritike

μ_{ϕ} – faktori i duktilitetit të kurbaturës

v_d – forca projektuese aksiale e normalizuar

h_c – lartësia globale e seksionit tërthor

h_0 – lartësia e bërthames së seksionit (referuar vijës qendrore të stafave)

b_c – gjerësia globale bruto e seksionit tërthor

b_0 – gjerësia e bërthames së kufizuar apo të shtrënguar

α – faktori i efektivitetit të shtrëngimit (kufizimit)

Për zonat aktive të tërmetit (sizmikës)- Armatura minimale dhe maksimale:

$$A_{smin} = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 25.0 \text{ cm}^2$$

Armatura maksimale vertikale në shtylla:

$$A_{smax} = \left(\frac{4}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{4}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \left(\frac{8}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{8}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 200 \text{ cm}^2 \quad \text{-Në vendin e vazhdimit të armaturës}$$

Përvetësohen : **12 ϕ 22 me** $A_{sl}^{Prov} = 45.61 \text{ cm}^2$, bazuar edhe nga forca aksiale në shtyllë

Diametri minimal i stafës

$$d_{bw} \geq 0.5 * d_{bl,max} \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydW}}} \geq 0.5 * 20 * 1 \geq 5.6 \text{ mm}$$

Përvetësohet stafa : $\phi 10 \text{ mm}$

8.14.4 Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës

$$l_{cr} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2 * 0.5; \frac{3.5}{6}; 0.42 \right\} = 0.6 \text{ m}$$

Nëse raporti $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$ atëherë tërë lartësia e shtyllës merret zonë kritike

$$\frac{350}{50} \Rightarrow 3$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right)^2$$

$$b_c = 50 \text{ cm}$$

$$h_c = 50 \text{ cm}$$

$$b_0 = \left(50 - 2 * 2.2 - 2 * \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$h_0 = \left(50 - 2 * 2.2 - 2 * \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = b_0 \cdot h_0 = 44 * 44 = 1936 \text{ cm}^2$$

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{2316.45}{2500 * 2.0} = 0.46 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_h}{V_0} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$V_h = n * b_0 * f_U = |R\emptyset 10; f_U = 0.79 \text{ cm}^2| = 0.79 * (4 * 44 + 2 * 34) = 192 \text{ cm}^3$$

$$V_0 = b_0 * h_0 * s = 44 * 44 * 10 = 19360 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{192}{19360} * \frac{434.78}{20} = 0.215 > \omega_{\min} = 0.09$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{16 * 11^2}{6 * 1836} = 0.824$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0}\right) \left(1 - \frac{s}{2 * h_0}\right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 44}\right) \left(1 - \frac{10}{2 * 44}\right) = 1.977$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.824 * 1.977 = 1.629$$

Për $T_1 > T_c$ $\mu_\emptyset = 2q_0 - 1$

Për $T_1 < T_c$ $\mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$

μ_\emptyset – faktori i duktilitetit të kurbaturës

q_0 – vlera bazë korresponduese e faktorit të sjelljes

T_1 – perioda fillestare

T_c – perioda e kufirit të sipërm të degës me shpejtim konstant në spektër

$$T_1 = 0.405 < T_c = 0.6 \rightarrow \mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$$

$$\mu_\emptyset = 1 + (3.6 - 1) * \frac{0.6}{0.334} = 5.67 \text{ për: } T_1 < T_c$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{0.002174}{\gamma_s} = \frac{0.002174}{1.12} = 0.00189$$

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_\emptyset * v_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.032$$

$$1.629 * 0.215 \geq 30 * 5.6 * 0.502 * 0.00189 * \frac{50}{44} - 0.032$$

$$0.350 > 0.1491 \rightarrow \text{Kushti plotësohet}$$

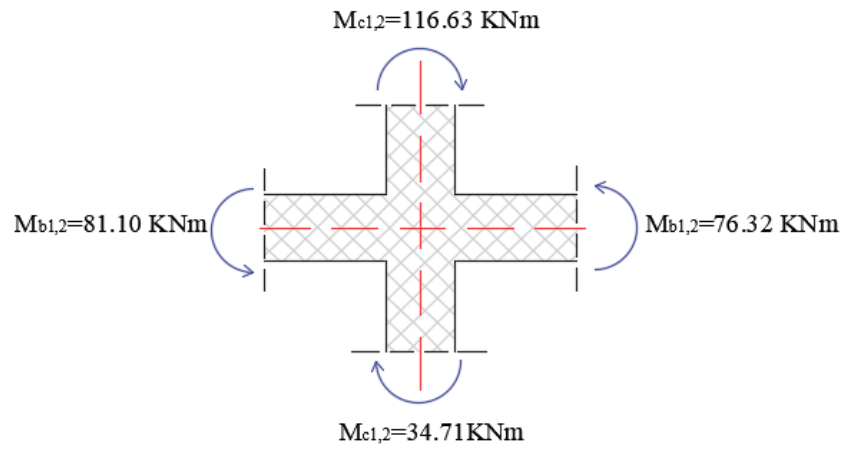
Stafat e mbyllura janë me diametër $d_{bw} = 10$ mm, të cilat kënaqin shprehjen vijuese:

$$d_{bw} > 0.4 * d_{bL,max} * \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$$

$$10 \text{ mm} > 0.4 * 22 * \sqrt{432/432} = 8.8 \text{ mm}$$

8.15 Dimensionimi i Shtyllave C1 dhe C2: (Shtyllë e jashtme-perimetrike) Verifikimet e rezistencës në përkulje

Për drejtimin X, këshillohet që momentet përkulëse të shtyllave të nxjerra nga analiza të shumëzohen nga faktori i mëposhtëm i amplifikimit, me qëllim që të kënaqen kërkesat e projektimit sipas kapaciteve (projektim shtyllë e fortë – tra i dobët):



$$\alpha_{CD} = \gamma_{RD} \frac{\sum M_{Rb}}{\sum M_{Edc}} = 1.3 * \frac{81.10 + 76.32}{34.71 + 116.63} = 1.35$$

$$M_{Edc1,2} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.35 * 34.71 = 46.85 \text{ kNm}$$

$$M_{Edc2,1} = \alpha_{CD} * M_{Ec1,2} = 1.35 * 116.63 = 157.45 \text{ kNm}$$

8.15.1 Kërkesa për duktilitet të shtyllave

Për klasën e mesme të duktilitetit DC-M duhet të plotësohet kushti:

$$v_{d,max} = 0.65 \text{ ose } N_{Ed} \leq 0.65b * h * f_{cd}$$

Shtylla C1:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{1394.27}{2.0 * 2500} = 0.27 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

Shtylla C2:

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{f_{ck} * A_c} = \frac{1194.16}{2.0 * 2500} = 0.23 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

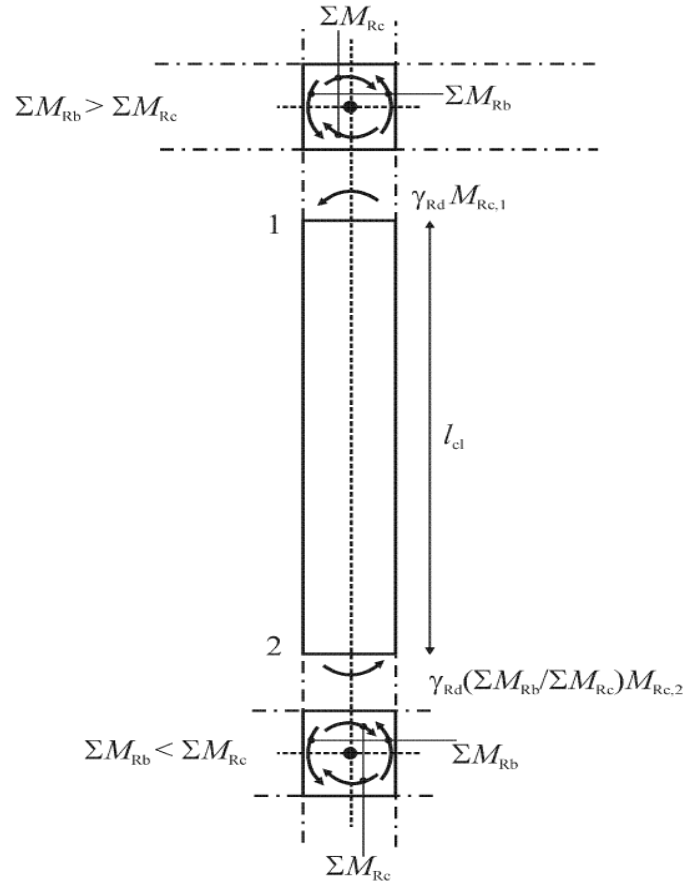
Shtyllat C1 dhe C2

Momenti i inercisë së trajeve zvogëlohet për 30% për shkak të paraqitjes së plasaritjeve gjatë përkuljes (gjendja II e nderjeve).

C1: $MR_{C1,2} = 46.85 \text{ kNm}$ (që i korrespondon $N_{Ed} = - 1394.27 \text{ kN}$)

C2: $MR_{C2,1} = 157.45 \text{ kNm}$ (që i korrespondon $N_{Ed} = - 1194.16 \text{ kN}$)

Theksohet se momentet e mësipërme janë marrë në faqe të njëjës dhe kapaciteti i momentit përkulës është i seksionit me armaturën e vendosur.



$$\frac{\sum M_{Rc}}{\sum M_{Rb}} = \frac{157.45 + 46.85}{81.10 + 76.32} = 1.3$$

$$M_{i,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,i} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{Rc}}\right)$$

$$M_{1,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,1} = 1.1 * 46.85 = 51.53 \text{ kNm}$$

$$M_{2,d} = \gamma_{Rd} * M_{Rc,2} * \min\left(1; \frac{\sum M_{Rb}}{M_{Rc}}\right) = 1.1 * 157.45 * \min\left(1; \frac{81.10 + 76.32}{34.71 + 116.63}\right)$$

$$= 173.19 \text{ kNm}$$

8.15.2 Forca prerëse projektuese ështëë

$$V_{Ed} = \frac{M_{1,d} + M_{2,d}}{l_{cl}} = \frac{51.53 + 173.19}{3} = 74.90 \text{ kN}$$

Rezistenca në prerje e betonit:

$$V_{Rd,c} = \left[C_{Rd,c} * k * (100 * \rho_1 * f_{ck})^{\frac{1}{3}} + k_1 * \sigma_{cp} \right] * b_w * d$$

$$C_{Rd,c} = 0.18 / \gamma_c = 0.18 / 1.2 = 0.12$$

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} = 1 + \sqrt{\frac{200}{450}} = 1.66 < 2.0$$

$$\rho_1 = \frac{A_{sl}}{b_w * d} = \frac{3142}{500 * 450} = 0.0139 < 0.02$$

$$\sigma_{cp} = \frac{N_{Ed}}{A_c} = \frac{13942700}{500 * 500} = 6.19 \text{ MPa}$$

$$V_{Rd,c} = \left[0.12 * 1.6 * (100 * 0.0139 * 30)^{\frac{1}{3}} + 0.12 * 6.19 \right] * 500 * 450 = 430.39 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,c} > V_{Ed}$$

Forca prerëse projektuese maksimale pa shkaktuar thërrmim të betonit në gjithë zonën e shtyllës ështëë:

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * \vartheta_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$V_{Rd,max} = 1 * 500 * 0.9 * 450 * 0.54 * 20 / (1 + 1) = 1093.5 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,max} > V_{Ed}$$

Përvetësojmë stafa dy prerëse me diameter 10mm, dhe me hap 10cm:

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s} * z * f_{ywd} * \cot\Phi = \frac{1.57}{10} * 0.9 * 450 * 434.783 * 1 = 276.4 \text{ kN}$$

8.15.3 Konstruimi (detajimi) i shtyllave meritore për duktilitet lokal

Sipas EC-8 kërkesat për duktilitet kurbature plotësohen nëse:

$$\alpha * \omega_{\text{ed}} \geq 30 * \mu_{\phi} * \nu_d * \varepsilon_{\text{sy,d}} * \frac{b_c}{b_o} - 0.032$$

ω_{ed} → Raporti mekanik volumetrik i stafave shtanguese në zonat kritike

μ_{ϕ} – faktori i duktilitetit të kurbaturës

ν_d – forca projektuese aksiale e normalizuar

h_c – lartësia globale e seksionit tërthor

h_o – lartësia e bërthames së seksionit (referuar vijës qendrore të stafave)

b_c – gjerësia globale bruto e seksionit tërthor

b_o – gjerësia e bërthames së kufizuar apo të shtrënguar

α – faktori i efektivitetit të shtrëngimit (kufizimit)

Për zonat aktive të tërmetit (sizmikës)- Armatura minimale dhe maksimale:

$$A_{smin} = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{1}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 25.0 \text{ cm}^2$$

Armatura maksimale vertikale në shtylla:

$$A_{smax} = \left(\frac{4}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{4}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 100 \text{ cm}^2$$

$$A_{smax} = \left(\frac{8}{100}\right) \cdot A_c = \left(\frac{8}{100}\right) \cdot 50 * 50 = 200 \text{ cm}^2 \quad \text{-Në vendin e vazhdimit të armaturës}$$

Përvetësohen : **8φ22 me** $Asl^{Prov} = 30.40 \text{ cm}^2$

Diametri minimal i stafës

$$d_{bw} \geq 0.5 * d_{bl,max} \sqrt{\frac{f_{ydL}}{f_{ydW}}} \geq 0.5 * 20 * 1 \geq 5.6 \text{ mm}$$

Përvetësohet stafa : Ø10 mm

8.15.4 Gjatësia e rajoneve kritike të shtyllës

$$l_{cr} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2h_c; \frac{l_{cl}}{6}; 0.42 \right\} = \max \left\{ 1.2 * 0.5; \frac{3.5}{6}; 0.42 \right\} = 0.6 \text{ m}$$

Nëse raporti $\frac{l_{cl}}{h_c} < 3$ atëherë tërë lartësia e shtyllës merret zonë kritike

$$\frac{350}{50} \Rightarrow 3$$

$$\alpha = \alpha_n * \alpha_s \alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} \quad \alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 \cdot b_0} \right)^2$$

$$b_c = 50 \text{ cm} \quad hc = 50 \text{ cm}$$

$$b_0 = \left(50 - 2 * 2.2 - 2 * \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$h_0 = \left(50 - 2 * 2.2 - 2 * \frac{1}{2} \right) = 44 \text{ cm}$$

$$A_c = b_c \cdot h_c = 50 * 50 = 2500 \text{ cm}^2$$

$$A_0 = b_0 \cdot h_0 = 44 * 44 = 1936 \text{ cm}^2$$

$$v_{sd} = \frac{N_{sd}}{A_c * f_{cd}} = \frac{1394.27}{2500 * 2.0} = 0.27 < 0.65 \text{ (DCM)}$$

$$\omega_{wd} = \frac{V_h}{V_0} * \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$V_h = n * b_0 * f_U = |R\emptyset 10; f_U = 0.79 \text{ cm}^2| = 0.79 * (4 * 44 + 2 * 34) = 192 \text{ cm}^3$$

$$V_0 = b_0 * h_0 * s = 44 * 44 * 10 = 19360 \text{ cm}^3$$

$$\omega_{wd} = \frac{192}{19360} * \frac{434.78}{20} = 0.215 > \omega_{min} = 0.09$$

$$\alpha_n = 1 - \sum_i \frac{b_i^2}{6 \cdot A_0} = 1 - \frac{16 * 11^2}{6 * 1836} = 0.824$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2 * b_0} \right) \left(1 - \frac{s}{2 * h_0} \right) = \left(1 - \frac{10}{2 * 44} \right) \left(1 - \frac{10}{2 * 44} \right) = 1.977$$

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s = 0.824 * 1.977 = 1.629$$

Për $T_1 > T_c$ $\mu_\emptyset = 2q_0 - 1$

Për $T_1 < T_c$ $\mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$

μ_\emptyset – faktori i duktilitetit të kurbaturës

q_0 – vlera bazë korresponduese e faktorit të sjelljes

T_1 – perioda fillestare

T_c – perioda e kufirit të sipërm të degës me shpejtim konstant në spektër

$$T_1 = 0.405 < T_c = 0.6 \rightarrow \mu_\emptyset = 1 + (q_0 - 1) * \frac{T_c}{T_1}$$

$$\mu_\emptyset = 1 + (3.6 - 1) * \frac{0.6}{0.334} = 5.67 \text{ për: } T_1 < T_c$$

$$\varepsilon_{sy,d} = \frac{0.002174}{\gamma_s} = \frac{0.002174}{1.12} = 0.00189$$

$$\alpha * \omega_{wd} \geq 30 * \mu_\emptyset * v_d * \varepsilon_{sy,d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.032$$

$$1.629 * 0.215 \geq 30 * 5.6 * 0.502 * 0.00189 * \frac{50}{44} - 0.032$$

$$\mathbf{0.350 > 0.1491 \rightarrow \text{Kushti plotësohet}}$$

Stafat e mbyllura janë me diametër $d_{bw} = 10$ mm, të cilat kënaqin shprehjen vijuese:

$$d_{bw} > 0.4 * d_{bL,max} * \sqrt{f_{ydL}/f_{ydw}}$$

$$10 \text{ mm} > 0.4 * 20 * \sqrt{432/432} = 8 \text{ m}$$

Detali i armimit të shtyllës me dimensione 50x50cm

Seismic Zone		Shtylla e jashtme		Shtylla e brendëshme	
		DCM		DCM	
Concrete Cross section	Dimension	bcolumn	hcolumn	bcolumn	hcolumn
		50 cm	50 cm	50 cm	50 cm
	Ac	2500 cm ²		2500 cm ²	
Longitudinal reinforcement	dbl	8 Ø 22		12 Ø 22	
	As	30.40 cm ²		45.61 cm ²	
	As / Ac	1.21%		1.82%	
	Lap splice length,	8 Ø 22		12 Ø 22	
		90 cm		90 cm	
Transverse Reinforcement	Critical Length	50 cm		70 cm	
	Inside critical length	10 Ø 10 / m'		10 Ø 10 / m'	
	Outside critical length	7 Ø 10 / m'		7 Ø 10 / m'	
	at lap splice	10 Ø 10 / m'		10 Ø 10 / m'	

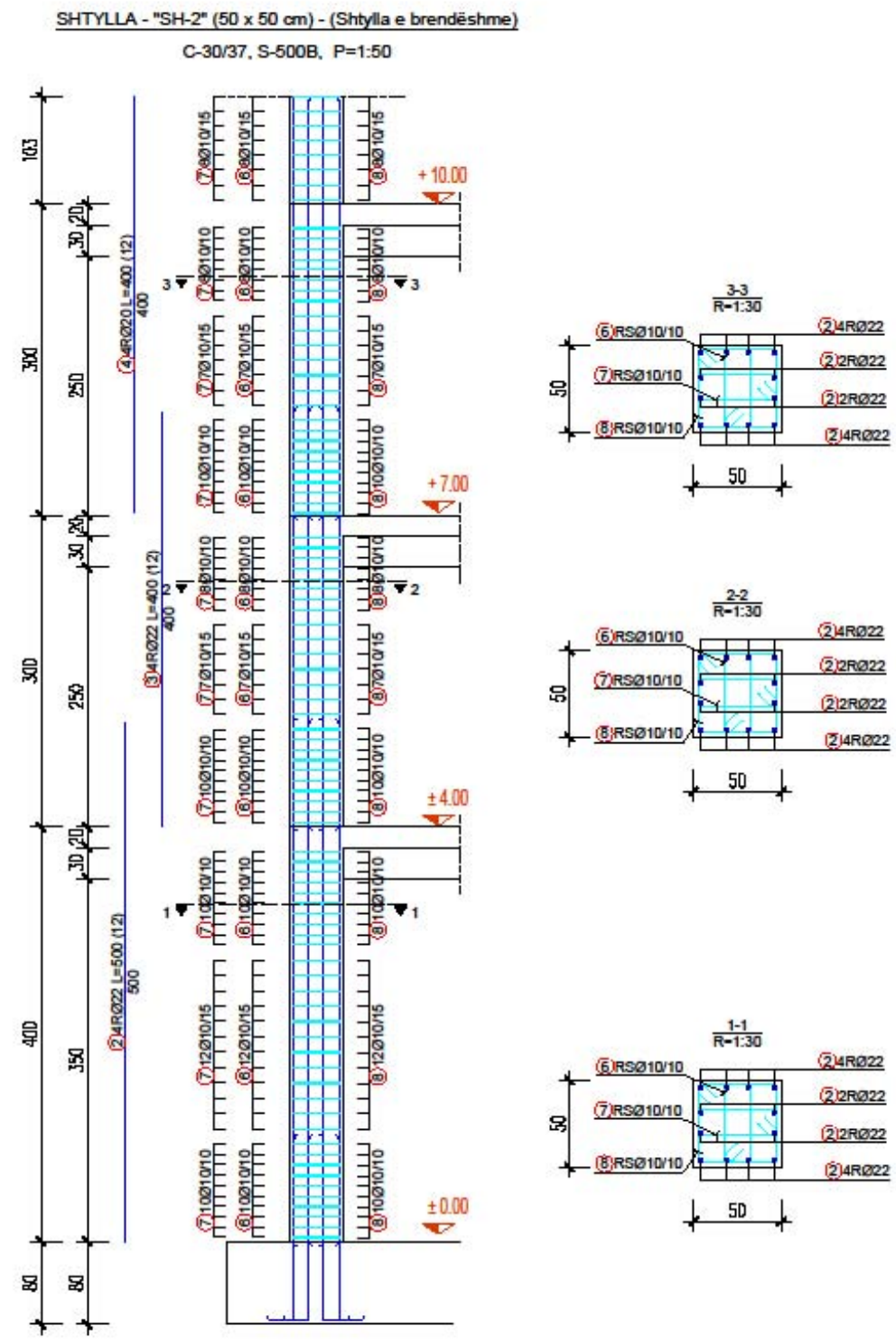
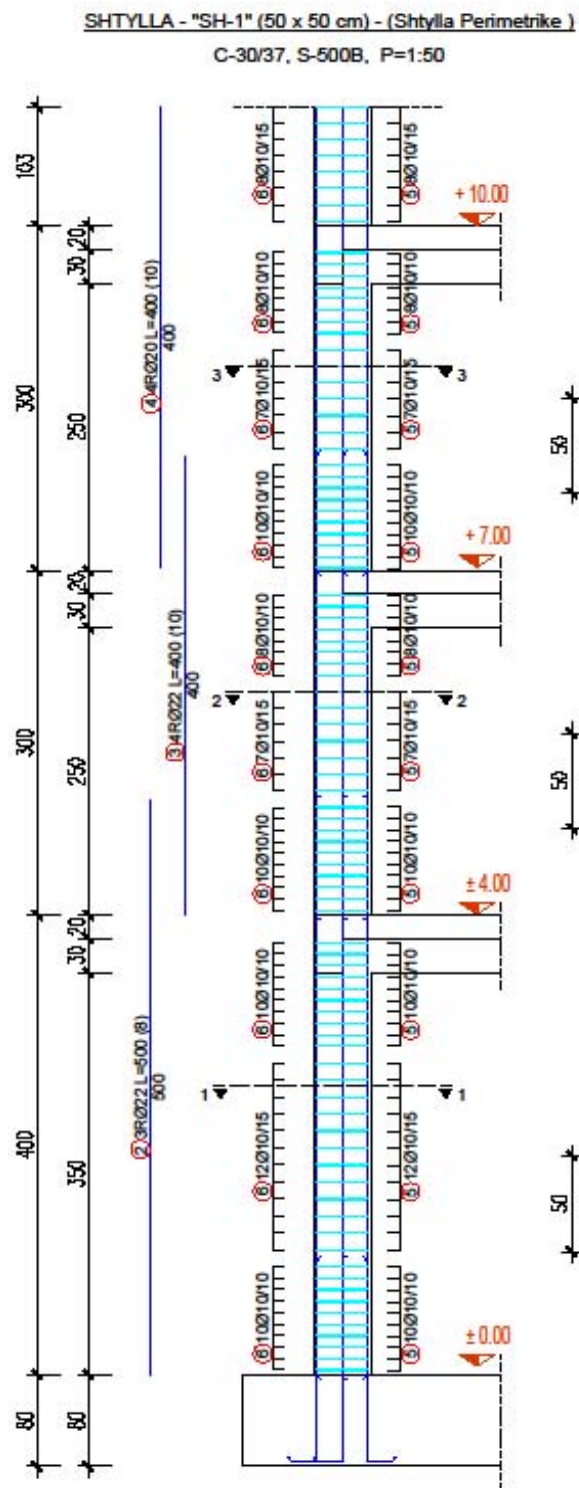


Fig.56 Plani armimit të shtyllave

8.16 Dimensionimi i Murit Sizmik

$$M_{sd} = 933.95 \text{ [kN * m]}$$

$$T_{sd,P} = 630.25 \text{ [kN]}$$

$$N_{sd,P} = -3102.13 \text{ [kN]}$$

Kontrolli i trashësisë së murit:

$$b_w \geq \max \left\{ 0.15; \frac{h_s}{20} \right\} = \max \left\{ 0.15; \frac{3.5}{20} \right\} = \max \{ 0.15; 0.175 \} = 0.175 \quad \text{Plotësohet kushti}$$

h_s - lartësia neto e katit [m']

$H_w = 22$ [m'] - lartësia totale e murit

$l_w = 3.2$ [m'] - gjatësia e murit

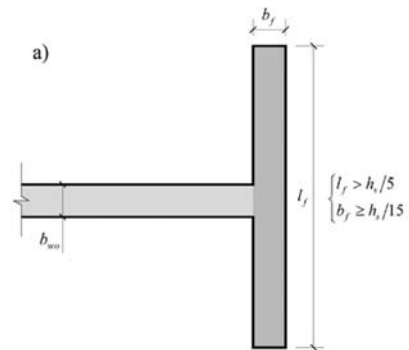
8.16.1 Efektet projektuese të veprimit (EN 1998-1; 5.5.2.4)

Përkulshmëria e murit

$$\frac{h_w}{l_w} = \frac{22}{4} = 5.5 > 2 \quad \text{Muri është i përkulshëm}$$

Karakteristikat e murit

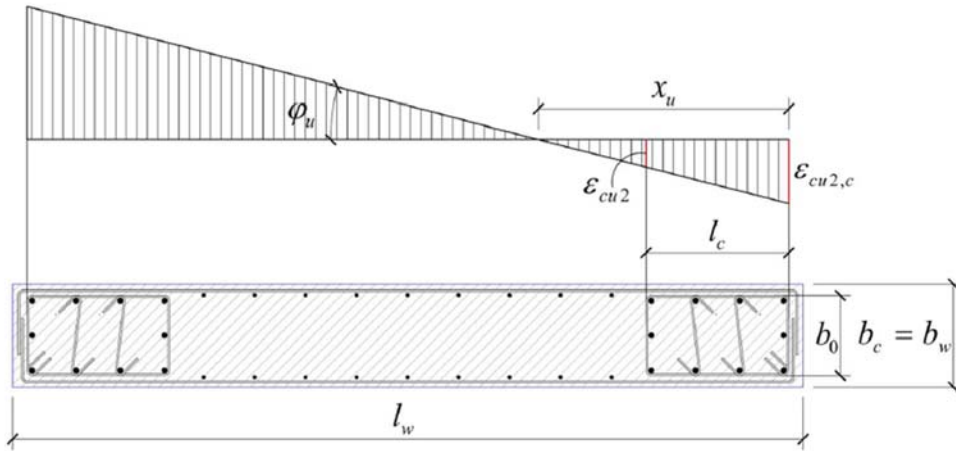
Kontrolla për nevojë për mure shtanguese tërthore:



$$b_f \geq \frac{h_s}{15} = \frac{400}{15} = 26.67 \text{ [cm]} \leq 30 \text{ [cm]} \quad \text{plotësohet kushti}$$

$$l_f \geq \frac{h_s}{5} = \frac{400}{5} = 80 \text{ [cm]} \quad \text{plotësohet kushti}$$

Në këtë rast nuk kërkohet element kufitar shtrëngues në prerjen terthore të murit. Megjithatë, në fundet e prerjes terthore të tilla, mund të kërkohet të ketë elemnte kufitare të shtrënguara, për shkak të përkuljes së murit jashtë planit të tij.



Gjatësia e elementit kufitar:

$$l_c = \max \left[0.15 * l_w; 1.5b_{w0}; x_u \left(1 - \frac{0.0035}{\epsilon_{cu2,c}} \right) \right] =$$

$$l_c = \max (0.15 * 3200; 1.5 * 250; -) = \max (480; 375; -) = 480 \text{ [mm]}$$

Përcaktimi i sasisë së armaturës në skajet e murit:

$$b_{w0} = 25 \text{ [cm]}; b_w = 30 \text{ [cm]}; l_w = 320 \text{ [cm]}; l_c = 48 \text{ [cm]}$$

$$f_{cd} = 20 \text{ [MPa]}; f_{yd} = 434.78 \text{ [MPa]}$$

$$z = 0.8 * l_w = 0.8 * 320 = 256 \text{ [cm]}$$

$$M_{sds} = M_{sd} + N_{sd} * \left(\frac{l_w}{2} - d_1 \right) = 933.95 + 3102.13 * \left(\frac{3.2}{2} - \frac{0.6}{2} \right) = 4966.71 \text{ [kNm]}$$

$$A_{sl}^{req} = \frac{M_{Eds}}{z * f_{yd}} - \frac{N_{Ed}}{f_{yd}} = \frac{4966.71 * 10^6}{0.8 * 3200 * 434.78} - \frac{3102.13 * 10^3}{434.78} = 2672.63 \text{ [mm}^2\text{]}$$

$$v_{sd} = \frac{N_{Ed}}{b * l_w * f_{cd}} = \frac{-3102.13 * 10^3}{300 * 3200 * 20} = -0.161$$

$$\mu_{sd} = \frac{M_{sd}}{b * l_w^2 * f_{cd}} = \frac{933.95 * 10^6}{300 * 3200^2 * 20} = 0.015$$

lexojmë $\omega_{tot} = 0.14$

$$A_s^{tot} = A_{s1} + A_{s2} = \omega_{tot} * \frac{b * l_w}{f_{yd} / f_{cd}} = 0.14 * \frac{300 * 3200}{434.78 / 20} = 6182.43 [\text{mm}^2]$$

$$A_{s1} = \frac{6182.4}{2} = 3091.21 [\text{mm}^2]$$

Përvetësojmë 9φ22 mm me A_sprov=3419 mm²

8.16.2 Dimensionimi nga forcat horizontale prerëse

Verifikimi i diagonales së shtypur

a) Jashtë rajonit kritik.

$$V_{Rd,max} = \alpha_{cw} * b_w * z * v_1 * f_{cd} / (\cot\theta + \tan\theta)$$

$$\alpha_{cw} = 1.0$$

$$z = 0.8l_w = 0.8 * 3200 = 2560 [\text{mm}']$$

$$v_1 = 0.6 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] = 0.6 \left[1 - \frac{30}{250} \right] = 0.528$$

$$\cot\theta = \tan\theta = 1.0$$

$$V_{Rd,max} = 1.0 * 300 * 2560 * 0.528 * 20 / (1 + 1) = 4055040 [\text{N}] = 4055.04 [\text{kN}]$$

$$V_{Rd,max} = 4055.04 [\text{kN}] > V_{Ed} = 630.25 [\text{kN}]$$

8.16.3 Caktimi i rajoneve kritike

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2l_w \\ \begin{cases} h_s & \text{për } n \geq 6 \text{ kate} \\ 2h_s & \text{për } n \geq 7 \text{ kate} \end{cases} \end{cases} \quad h_s - \text{lartësia neto e katit}$$

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2 * 320 = 640[\text{cm}] \\ 400[\text{cm}] \end{cases} \quad h_{cr} = 400[\text{cm}]$$

$$V_{Rd,max} = 0.4 * 4055.04 = 1622.01 [\text{kN}] \quad V_{Ed} = 630.25[\text{kN}]$$

Verifikimi i diagonales së tërhequr:

$$\alpha_s = \frac{M_{sd}}{V_{sd} * l_w} = \frac{933.95}{630.25 * 3.2} = 0.46 < 2.0$$

8.16.4 Verifikimi i shufrave horizontale të murit

$$V_{Ed} = \frac{A_h}{s_h} * z * f_{ywd} * \cot\theta; \quad 1 \leq \cot\theta \leq 2.5 \text{ (DCM)}$$

$$V_{Ed} = \rho_h * b_{wo} * l_w' * f_{ywd} * \cot\theta$$

$$\rho_h = \frac{V_{ed}}{b_{wo} * l_w' * f_{ywd} * \cot\theta}$$

$$\rho_{h,min} = \rho_{v,min} = 0.002$$

$$\rho_h = \frac{630.25 * 10^3}{250 * 3200 * 434.78 * 1} = 0.001811$$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_{wo} * s_h} \rightarrow A_h = \rho_h * b_{wo} * s_h$$

Përvetësojmë : $s_h = 15[\text{cm}]$

$$A_h = \rho_h * b_{wo} * s_h = 0.001811 * 250 * 150 = 67.91[\text{mm}^2]$$

Përvetësojmë : $2\Phi 10$ brenda hapit $s_h = 150[\text{mm}]$, me $A_h = 2 * 79 = 158[\text{mm}^2]$

Kontrolla për sasinë minimale të armaturës :

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_{wo} * s_h} = \frac{158}{250 * 150} = 0.00421 > 0.002 \text{ (Plotësohet kushti)}$$

8.16.5 Verifikimi i shufrave vertikale të murit

$$\rho_h * f_{yd,h} * b_{wo} * z \leq \rho_v * f_{yd,v} * b_{wo} * z + \min N_{Ed}$$

Përvetësojmë : $2 \Phi 10 / 15$ me $A_{h,prov} = 2 * 79 = 158[\text{mm}^2]$

$$\rho_h = \frac{A_h}{b_{wo} * s_h} = \frac{158}{250 * 150} = 0.00421 \geq 0.002$$

$$\rho_v = \frac{A_v}{b_{wo} * s_v} = \frac{158}{250 * 150} = 0.00421 \geq 0.002$$

$$0.0035 * 434.78 * 250 * 3200 \leq 0.0035 * 434.78 * 250 * 3200 + \min N_{Ed} \quad \text{Plotësohet kushti}$$

8.16.6 Armatura minimale e murit

$$A_{sv} \geq 0.004 * A_c$$

$$\frac{A_{sv}}{A_c} = \frac{158}{250 * 150} = 0.00421 \geq 0.004 \quad \text{Plotësohet kushti}$$

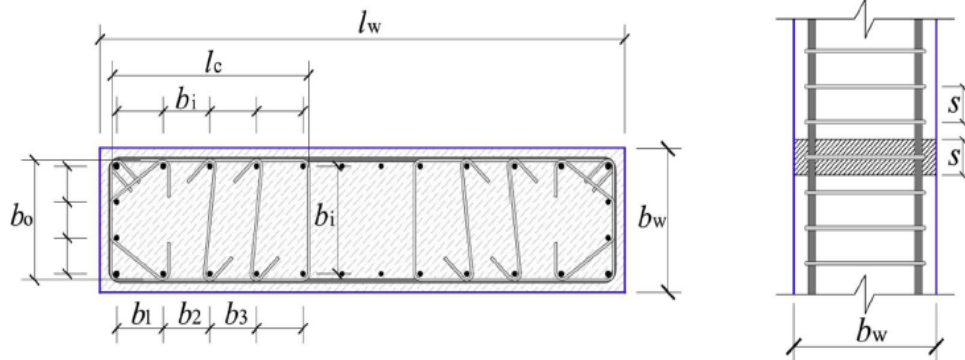
8.16.7 Detajimi për duktilitet lokal

Në rajonin kritik të murit duhet të sigurohet të paktën një vlerë μ_ϕ e faktorit të duktilitetit të kurbaturës të llogaritur si në vijim:

$$\mu_f = 2q_0 * \max \frac{M_{Ed}}{M_{Rd}} - 1 = 2 * 3.2 * 1 - 1 = 6.2$$

Ky faktor duktiliteti sigurohet nëpërmjet armaturës shtrënguese brenda rajoneve fundore të prerjes tërthore (elementeve kufitare) e cila kënaq shprehjen vijuese:

$$\alpha \times \omega_{vd} \geq 30\mu_f (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$



Ana e majtë e shprehjes :

$$\text{vëllimi i stafave shtrënguese} : V_h = 0.79 * (158 + 47) = 161.95 [\text{cm}^3]$$

$$\text{vëllimi i bërthamës së betonit} : V_0 = 15 * 24 * 48 = 16920 [\text{cm}^3]$$

$$\omega_{vd} = \frac{V_h * f_{yd}}{V_0 * f_{cd}} = \frac{161.95 * 434.78}{16920 * 20.0} = 0.208 > \omega_{\min} = 0.08$$

$$\alpha_n = 1 - \sum \frac{b_i^2}{6 * b_0 * l_c} = 1 - \frac{4 * 25.75^2 + 4 * 10.75^2}{6 * 24 * 48} = 0.55$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2l_c}\right) = \left(1 - \frac{15}{2 * 24}\right) \left(1 - \frac{15}{2 * 48}\right) = 0.58$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0.55 * 0.58 = 0.319$$

$$\alpha \times \omega_{vd} = 0.319 * 0.208 = 0.066$$

Ana e djathtë e shprehjes :

$$\omega_v = \frac{\rho_v * f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0.00421 * 434.78}{20} = 0.0915$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b * l * f_{cd}} = \frac{3102.13 * 1000}{300 * 3200 * 20} = 0.161$$

$$\varepsilon_{ys,d} = \frac{434.78}{2 * 10^5} = 0.00217$$

$$30 \times 6.2 (0.161 + 0.0915) * 0.00217 \times \frac{30}{24} - 0.035 = 0.09$$

0.066 > 0.09 - Nuk plotësohet kushti për duktilitet lokal

Për arsye të forcave të mdha të cilat veprojnë në element , duhet të rritet gjatsia-zona kritike në rajonet fundore të prerjes tërthore në menyre që të knaqet kushti i duktilitetit lokal:

$$\alpha \times \omega_{vd} \geq 30 \mu_f (v_d + \omega_v) \times \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

Përvetësohet : $l_c = 70[\text{cm}']$; $b_{w0} = 25[\text{cm}']$; $b_w = 30[\text{cm}']$; $l_w = 320[\text{cm}']$;

$$\text{vëllimi i stafave shtrënguese : } V_h = 0.79 * (212 + 47) = 204.61 [\text{cm}^3]$$

$$\text{vëllimi i bërthamës së betonit : } V_0 = 15 * 24 * 64 = 23040[\text{cm}^3]$$

$$\omega_{vd} = \frac{V_h * f_{yd}}{V_0 * f_{cd}} = \frac{204.61 * 434.78}{23040 * 20.0} = 0.193 > \omega_{\min} = 0.08$$

$$\alpha_n = 1 - \sum \frac{b_i^2}{6 * b_0 * l_c} = 1 - \frac{4 * 25.75^2 + 4 * 10.75^2}{6 * 24 * 70} = 0.89$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s}{2b_0}\right) \times \left(1 - \frac{s}{2l_c}\right) = \left(1 - \frac{15}{2 * 24}\right) \left(1 - \frac{15}{2 * 70}\right) = 0.614$$

$$\alpha = \alpha_n \alpha_s = 0.89 * 0.614 = 0.546$$

$$\alpha \times \omega_{vd} = 0.546 * 0.193 = 0.105$$

Ana e djathtë e shprehjes :

$$\omega_v = \frac{\rho_v * f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{0.00421 * 434.78}{20} = 0.0915$$

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b * l * f_{cd}} = \frac{3102.13 * 1000}{300 * 3200 * 20} = 0.161$$

$$\varepsilon_{ys,d} = \frac{434.78}{2 * 10^5} = 0.00217$$

$$30 \times 6.2 (0.161 + 0.0915) * 0.00217 \times \frac{30}{24} - 0.035 = 0.09$$

0.105 > 0.09 Plotësohet kushti për duktilitet lokal

8.17 Analiza Pushover

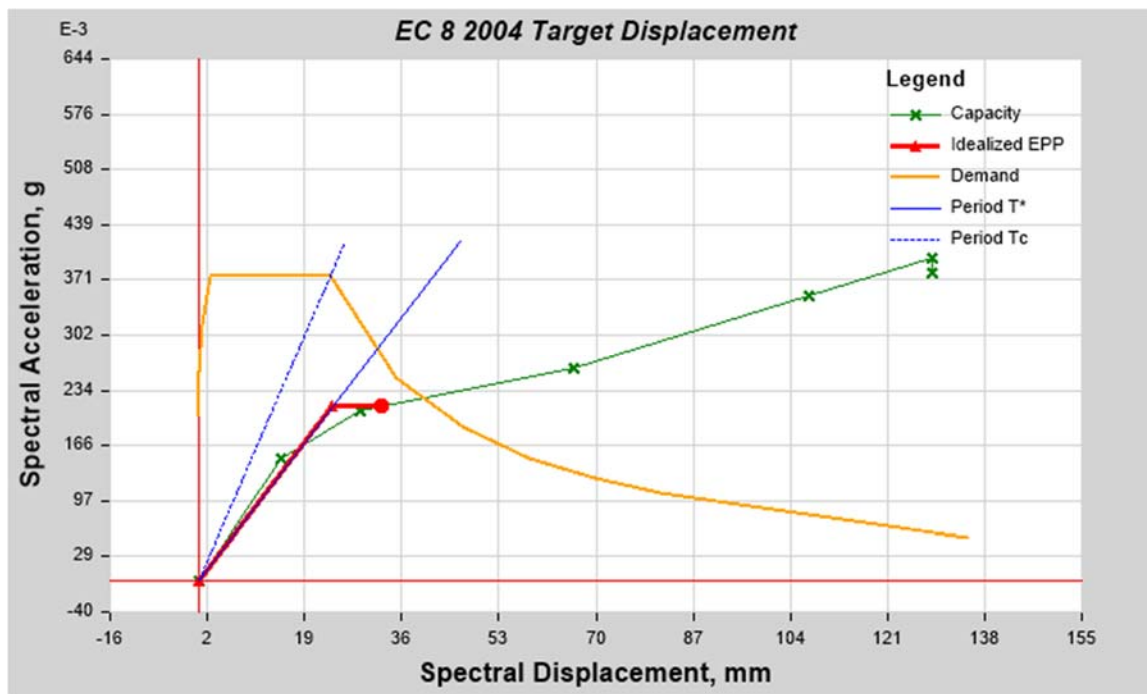
Në fund të këti punimi është punuar analiza Pushover-Analiza e mbingarkimit gradual.

Analiza Pushover është një analizë statike jolineare nën veprimin konstant të ngarkesave vertikale, dhe ngarkesat pothuajse statike horizontale që rriten gradualisht deri në shkatërrimin e struktures në mënyrë që të përfaqsoj sa më realisht forcat inerciale sizmike.

Nëpërmjet kësaj analize përcaktohet kapaciteti real duktil i struktures.

Në procedurën statike jolineare kërkesa bazë dhe parametri i vlerësimit të kapacitetit për analizën strukturore është zhvendosja anësore e ndërtesës- zhvendosje spektrale në drejtimin X.

Në rastin tonë, sipas rezultateve dalëse kemi metoden iterative me rendin e periodave të mesme dhe te gjata:



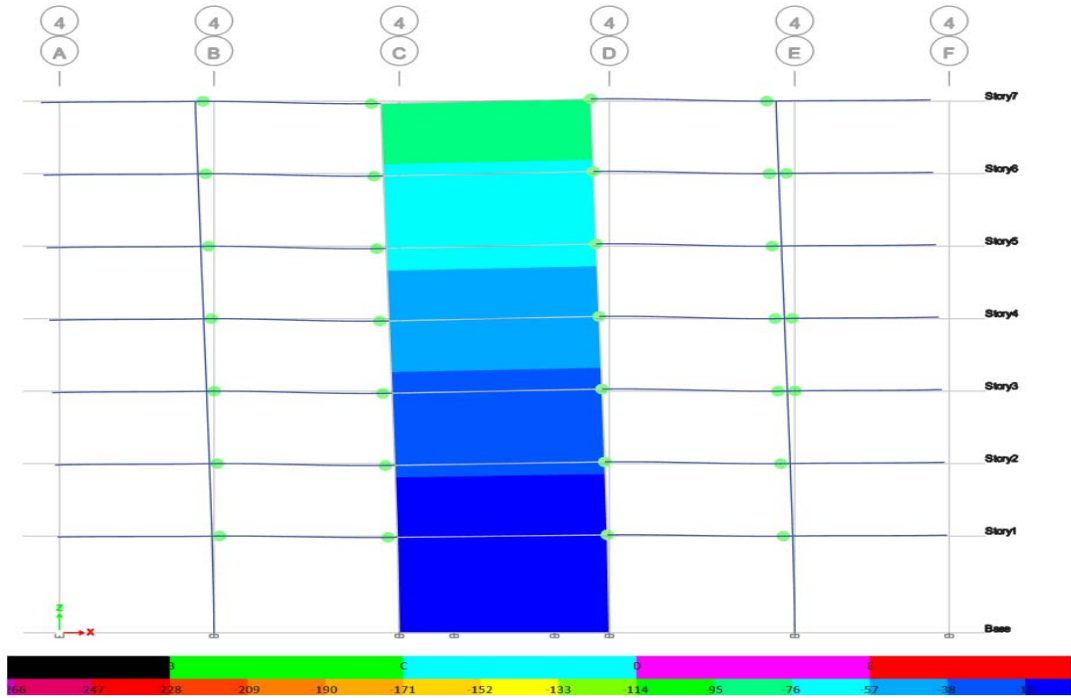


Fig.57 Zhvendosja në drejtimin X – çarnierat plastike ne ramen 4

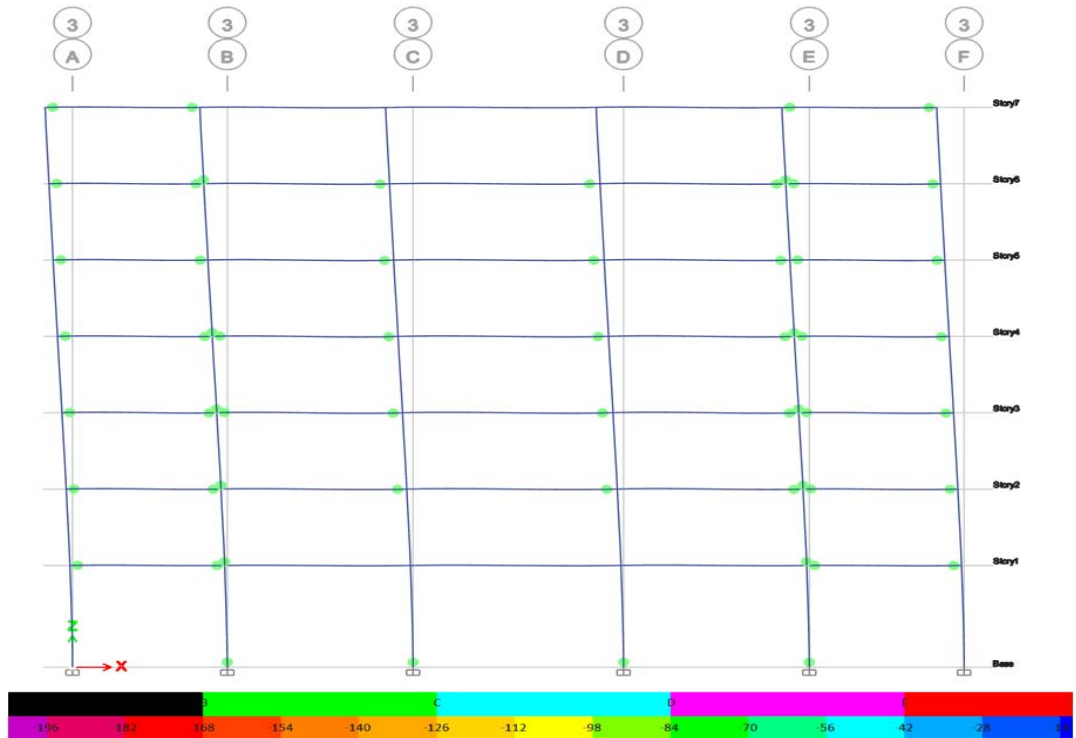


Fig.58 Zhvendosja në drejtimin X – çarnierat plastike ne ramen 3

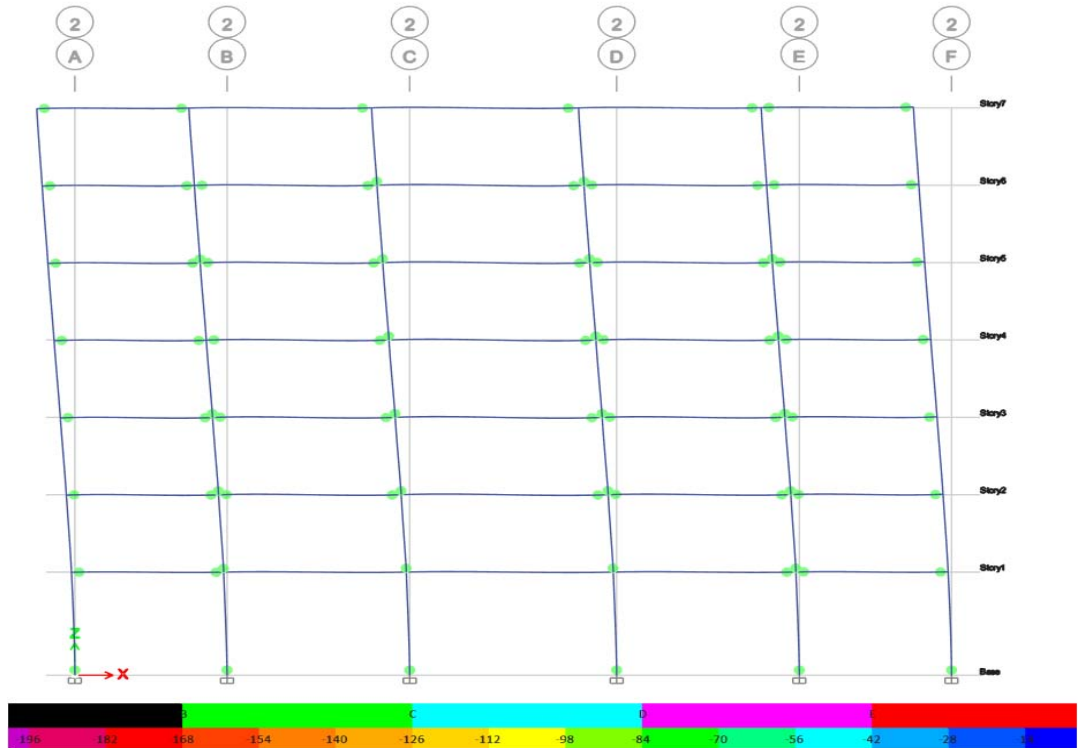


Fig.59 Zhvendosja në drejtimin X – çarnierat plastike ne ramen 2

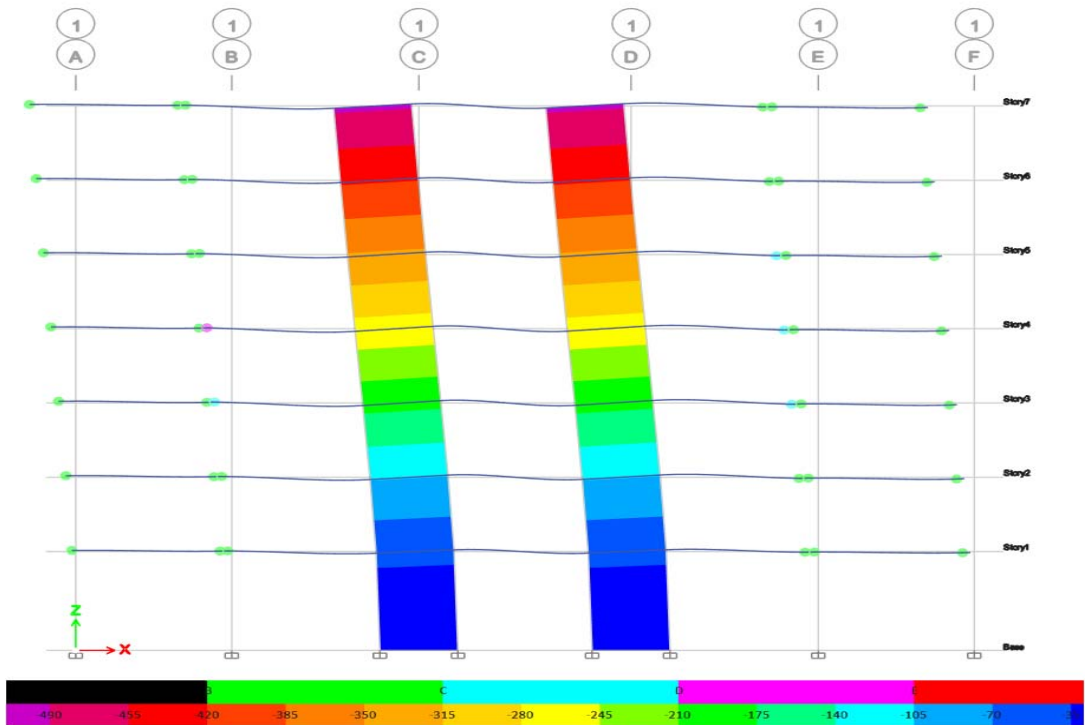


Fig.59 Zhvendosja ne drejtimin X – çarnierat plastike ne ramen 1

9.0 PËRFUNDIMET

Gjatë caktimit të zonave kritike në elemente duktile hap i rëndësishëm në projektimit të strukturave rezistente ndaj tërmeteve është ndjekja e të gjithë hapat specifik të kërkuar nga EC-8 , duke u fokusuar në përmirësimin e qëndrueshmërisë, kapacitetit të deformimit dhe aftësisë për të përballuar ngarkesa dinamike ose të luhatshme, pa pësuar dështim të papritur.

Elementet duktile kanë aftësinë të deformohen shumë para se të dështojnë, dhe kjo është thelbësore për menaxhimin e sigurisë dhe performancës së ndërtesave.

Ja disa rekomandime për përmirësimin dhe sigurimin e performancës së elementeve duktile nga betoni armuar:

- Përforcimi i armaturës në zonat kritike, duke bërë shpërndarjen në mënyr profesionale në zonat e ngarkesës së lartë dhe në zonat që mund të përjetojnë deformime të mëdha (p.sh., në nyjet e shtyllave ose në fundin e elementeve horizontale), pa ndikuar në integritetin struktural.
- Mbrojtja e armaturës nga korrozioni është shumë e rëndësishme në zona ku mund të ndodhin deformime të mëdha.
Kjo mund të arrihet përmes përdorimit të mbrojtësve ndaj korrozionit dhe aditivëve të përmirësuar për beton që e bëjnë atë më të qëndrueshëm ndaj lagështisë.
- Përdorimi i betonit me forcë dhe qëndrueshmëri të lartë, është një faktor kyç për të siguruar që elementët e betonit armuar të kenë kapacitet të mjaftueshëm për të përballuar ngarkesat dhe për të realizuar deformime të kontrolluara.
- Dimensionimi i nyjeve dhe elementeve duktile duhet të përfshijë një shpërndarje të balancuar të ngarkesave, veçanërisht në zonat ku mund të ndodhin deformime plastike të konsiderueshme. Zonat kritike duhet të mbajnë kapacitetin e deformimit të lartë pa dështim të papritur dhe pa shkaktuar humbje të qëndrueshmërisë strukturore.

Gjatë projektimit duhet të tentohet të arrihet një pozicionim simetrik i elementeve vertikale, e sidomos mureve sizmike pasi që pjesa më e madhe e ngarkesës sizmike pranohet nga muret sizmike

Në këtë mënyrë do të kontribuojmë drejtpërdrejtë në arritjen e rezultateve të favorshme tek format e lëkundjeve të structures.

Si hap i fundit gjatë projektimit të strukturave rezistente ndaj tërmetit, është punuar analiza jolineare- Pushover.

Kjo analizë na ofron një pamje të sjelljes reale të strukturës tonë, duke trajtuar nyjet ku paraqiten çërnjerat plastike, e cila na mundëson të shohim edhe performancën e strukturës që e kemi projektuar.

Referencat

Njohuri të pergjithshme rreth termeteve :

1. **Eurocode– 8:** “*Design of Structures for Earthquake Resistance*” – Part -1: General Rules,
2. **Amr S. Elnashai dhe Luigi Di Sarno.** “*Fundamentals of earthquake engineering*”
3. **Peter Fajfar.** “*A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design*”
4. **Peter Fajfar, Peter Gašperšič** “*The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings*”
5. **Baballaku M, Pojani N, Spacone E, Bogdani Sh , Lako N, Lako A, Cullufi, Shkodrani N ,** “*Material Trajnues*”
6. **Fardis M, Carvalho E, Fajfar P, Pecker A,** “*Seismic Design of Concrete Buildings to Eurocode 8*”
7. **Pojani N.,** “*Inxhinieria Sizmike*”, Tirana, 2003.
8. **Misini M.** “*Bazat e Inxhinierisë së Tërmeteve*”.
Ligjerata të autorizuara, Prishtinë 2018.
9. **Avramidis I, Athanatopoulou A, Morfidis K, Sextos A, Giaralis A** “*Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings*”
10. **Pojani N, Lako N.:** “*Dinamika e Strukturave*” , SHBLU, Tirana, 1987
11. **Avramidis I, Athanatopoulou A, Morfidis K, Sextos A, Giaralis A** “*Eurocode-Compliant Seismic Analysis and Design of R/C Buildings*”

