



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

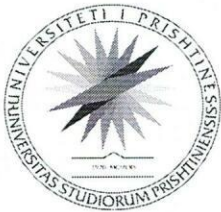
Ref. nr. 348/2

Prishtinë 08/02/2024

Formulari F3

RAPORT VLERËSIMI TË DORËSHKRIMIT TË PUNIMIT TE DIPLOMËS MASTER

FAKULTETI I INXHINIERISË SË NDËRTIMIT				
Vendimi i Këshillit të FIN-it	Nr.	<u>2666/128572</u>	Date	<u>01.02.2024</u> <u>25.07.2022</u>
Komisioni vlerësues sipas vendimit të këshillit	1.	<i>Prof.Dr. Naser Kabashi</i>	Kryetar	
	2.	<i>Prof.Asoc.Dr. Misin Misini</i>	Mentor	
	3.	<i>Prof..Ass. Dr. Hajdar Sadiku</i>	Anëtar	
Emri i projekt propozimit i miratuar sipas vendimit të këshillit të FIN.	PROJEKTIMI SIZMIK I NDËRTESAVE NGA ÇELIKU			
Vlerësimi i dorëshkrimit				
Vlerësim i dorëshkrimit: "PROJEKTIMI SIZMIK I NDËRTESAVE NGA ÇELIKU" të kandidatit Leon Elshani, Bachelor e 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: "PROJEKTIMI SIZMIK I NDËRTESAVE NGA ÇELIKU" , i përgatitur nga Leon Elshani, Bachelor i ndërtimtarisë, përmban gjithsej 125 faqe të shkruara, ku përfshihen edhe figurat, tabelat dhe diagramet. Në fund të punimit prezantohet literatura e përdorur, ku janë të përfshira 17 burime të ndryshme.				



Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

I. Analiza e punimit

Në paraqitjen e tij tërësore punimi është i ndarë në dhjetë kapituj. Në pjesën e titulluar "Veprimi sizmik", analizon vlerësimin sizmik duke iu referuar kryesisht terminologjisë dhe metodologjisë të spektrave të projektimit sipas Eurokodit 8. Aty janë treguar konceptet e përgjithshme të projektimit sizmik të strukturave nga çeliku.

Kapitulli i tretë i punimit i është kushtuar rregullave specifike për ndertesa prej çeliku. Kjo pjesë analizon, sidomos, vetitë kryesore të strukturore mbajtëse dhe rendësin e duktilitetit në projektimin e strukturave rezistuese ndaj tërmeteve si dhe identifikimi i parametrave të cilat ndikojnë në marrëdhëniet duktilitet-rezistencë. Aty janë treguar vlerësimet dhe verifikimet që lidhen me zgjidhjen e metodës së analizës si dhe kombinimet e efekteve të komponentëve të veprimeve sizmike.

Shtjellimet teorike mbi zgjedhjen dhe përdorimin e materialeve të përshtatshme që ka ndikim të drejtpërdrejtë në performancën, qëndrueshmërinë, sigurinë, dhe shpenzimet e një projekti janë dhënë në kapitullin e katërt.



Ref. nr. _____

Prishtinë ____ / ____ / ____

Kapitulli i pestë i punimit i është kushtuar sistemeve strukturore. Kjo pjesë analizon, sidomos, strukturat kryesore mbajtëse dhe përcaktimet mbi tipet strukturore sipas Eurokodit 8.

Shtjellimet teorike mbi kritere projektimi dhe rregullat e detajimit për të gjithë tipat e strukturave disipuese janë dhënë në kapitullin e gjashtë. Aty janë treguar rregullat e projektimit për elementët disipuese në shtypje ose përkulje, rregullat e projektimit për pjesët ose elementët në tërheqje si dhe rregullat e projektimit për bashkimet në zonat disipuese.

Rregullat e projektimit për ramat moment-rezistuese dhe janë dhënë në kapitullin e shtatë. Aty janë treguar njohuritë dhe modelimet e kërkuara mbi pozitat e formimit të çernierave plastike në trare.

Kapitulli i tetë i punimit i është kushtuar rregullave të projektimit dhe detajimit për ramat me lidhje centrike, rregullave të projektimit dhe detajimit për ramat me lidhje ekscentrike, si dhe rregullave specifike për strukturat tip lavjers i përmbysur dhe strukturat prej çeliku me bërthama betoni dhe për ramat moment-rezistuese të kombinuara me mbushje. 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.



Ref. nr. _____

Prishtinë ____/____/____

Mbi bazën e formulimeve të dhëna, në kapitullin e nëntë, është analizuar një shembuj karakteristikë i një strukture metalike, P+4. Struktura e trajtuar, parqet struktura metalike ku vlerësohen parametrat të cilat ndikojnë në sjelljen sizmike të elementet e përkatëse.

II. Vlerësimi dhe Propozimi i Komisionit

Vlerësimi:

Në bazë të analizës së punimit master, Komisioni vlerëson se kandidati me sukses shtjellon problematikën e Sjelljes sizmike të strukturave metalike.

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 : **"PROJEKTIMI SIZMIK I NDËRTESAVE NGA ÇELIKU"**, të kandidatit Leon Elshani, 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 vazhdoi procedurën për mbrojtjen publike të tij.

Prishtinë, 08.01.2024

Komisioni:

Prof. dr. Naser Kabashi, kryetar

Prof. Asoc.dr. Misir Misini, mentor

Prof. Ass.dr. Hajdar Sadiku, anëtar

Pranuar me: 01.02.2024			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	887/1	-	-

ABSTRAKT

Ky abstrakt shpjegon përpjekjet për projektimin sizmik të strukturave nga materiali i çelikut, duke përdorur teknika dhe standardet europiane sipas (EN1998-1:2004) të fundit në inxhinieri sizmike. Qëllimi i këtij projekti është të sigurojë një performancë të përshtatshme sizmike për strukturat e ndërtuara nga çeliku, duke minimizuar dëmet potenciale nga tërmetet. Për këtë qëllim, janë përdorur analiza sizmike dhe modelimet e strukturës duke integruar kriteret e projektimit sizmik.

Në këtë studim janë përdorur dy metoda, metoda e forcave anësore dhe metoda e analizës modale për të identifikuar dhe vlerësuar kapacitetin e strukturës ndaj veprimit të forcave sizmike. Tek pjesa e parë e këtij punimi është shtjelluar pjesa teorike e cila ndërlidhet me pjesën e dytë në të cilën janë marrë dy shembuj konkret ku përmes tyre synohet që të eksplorohej analiza sizmike dhe krahasimi i rezultateve të dy metodave të lartëcekura në strukturën me etazhitet P+4K,

Rezultatet e projektimit tregojnë një dallim të vogël në mes metodave të aplikuar në performancën sizmike të strukturës, duke garantuar sigurinë dhe qëndrueshmërinë e saj në kushte tërmeti. Ky studim ofron një kontribut vlerësues për fushën e inxhinierisë sizmike dhe mund të shërbejë si bazë për student që përfshihen në studimin e strukturave të çelikut për t'i bërë ato më të qëndrueshme ndaj rreziqeve sizmike.

Pranuar me: 01.07.2024			
Nj.org.	Numër	Shtojca	Vlera
06	287/1	-	-

ABSTRACT

This abstract explains the seismic design efforts of steel structures, using the latest European techniques and standards (EN1998-1:2004) in seismic engineering. The purpose of this project is to provide adequate seismic performance for steel-built structures, minimizing potential damage from earthquakes. For this purpose, seismic analysis and structural modeling were used integrating seismic design criteria.

In this study, two methods were used, the method of lateral forces and the method of modal analysis to identify and evaluate the capacity of the structure against the action of seismic forces. which two concrete examples are taken, where through them it is intended to explore the seismic analysis and the comparison of the results of the two aforementioned methods in the structure with P+4K floors,

The design results show a small difference between the applied methods in the seismic performance of the structure, guaranteeing its safety and stability in earthquake conditions. This study provides a valuable contribution to the field of seismic engineering and can serve as a basis for students involved in the study of steel structures to make them more resistant to seismic hazards.

Leon Elshani

UNIVERSITETI I PRISHTINËS “ HASAN PRISHTINA”

FAKULTETI I NDËRTIMTARISË

DREJTIMI KONSTRUKTIV



NIVELI I STUDIMEVE :MASTER

PUNIM DIPLOME

PROJEKTIMI SIZMIK I NDËRTESAVE NGA ÇELIKU

MENTORI:
PROF.DR.SC. MISIN MISINI

STUDENTI:
LEON ELSHANI

PRISHTINË, 2024

ABSTRAKT

Ky abstrakt shpjegon përpjekjet për projektimin sizmik të strukturave nga materiali i çelikut, duke përdorur teknika dhe standardet europiane sipas (EN1998-1:2004) të fundit në inxhinieri sizmike. Qëllimi i këtij projekti është të sigurojë një performancë të përshtatshme sizmike për strukturat e ndërtuara nga çeliku, duke minimizuar dëmet potenciale nga tërmetet. Për këtë qëllim, janë përdorur analiza sizmike dhe modelimet e strukturës duke integruar kriteret e projektimit sizmik.

Në këtë studim janë përdorur dy metoda, metoda e forcave anësore dhe metoda e analizës modale për të identifikuar dhe vlerësuar kapacitetin e strukturës ndaj veprimit të forcave sizmike. Tek pjesa e parë e këtij punimi është shtjelluar pjesa teorike e cila ndërlidhet me pjesën e dytë në të cilën janë marrë dy shembuj konkret ku përmes tyre synohet që të eksplorohej analiza sizmike dhe krahasimi i rezultateve të dy metodave të lartëcekura në struktura me etazhitet P+4K,

Rezultatet e projektimit tregojnë një dallim të vogël në mes metodave të aplikuar në performancën sizmike të strukturës, duke garantuar sigurinë dhe qëndrueshmërinë e saj në kushte tërmeti. Ky studim ofron një kontribut vlerësues për fushën e inxhinierisë sizmike dhe mund të shërbejë si bazë për student që përfshihen në studimin e strukturave të çelikut për t'i bërë ato më të qëndrueshme ndaj rreziqeve sizmike.

LISTA E FIGURAVE:

<i>Figura 1: Forma e spektrit elastik të reagimit</i>	14
<i>Figura 2: Spektri i reagimit elastik tipi 1, për shuarje 5%.</i>	16
<i>Figura 2.1: Spektri i reagimit elastik tipi 2, për shuarje 5%.</i>	16
<i>Figura 3: Spektri elastik i zhvendosjeve.</i>	17
<i>Figura 4: Rama moment-rezistues(zona disipuese në trarë dhe në fund Të shtyllave).</i>	31
<i>Figura 5: Rama me lidhje diagonale centrike (active diagonalja e terhequr)</i>	32
<i>Figura 6: Rama me lidhje centrike V (active diagonalet e tërhequra dhe të shtypura).</i>	33
<i>Figura 7: Ramë me lidhje K(nuk lejohet).</i>	33
<i>Figura 8: Rama me lidhje ekscentrike (disipimi në hallkat Përkuljes ose të prerjes).</i>	34
<i>Figura 9: Lavjerrës i përmbysur: a) zona disipuese në bazë të shtyllës;</i>	35
<i>Figura 10: Struktura me bërthame betoni ose mure betony.</i>	36
<i>Figura 11: Rama moment-rezistuese e kombinuar me lidhje centrike</i>	37
<i>Figura 12: Ramë moment-rezistuese kombinuar me mbushje.</i>	38
<i>Figura 13: Paneli i brinjës së konturuar nga flanaxhat e shtyllës dhe shtanguesit</i>	46
<i>Figura 14: Gjendja e zhvendosjeve nga përkulja e traut, për llogaritjen e Op.</i>	47
<i>Figura 15: Shembull aplikimi .</i>	49
<i>Figura 16: Caktimi i emertimit per seksione I të hallkës.</i>	54
<i>Figura 17: Momente të barabarta dhe të pabarabarta në fundet e hallkës;</i>	56
<i>Figura 18: Prerja gjatësore 2-2 e katit karakteristik</i>	65
<i>Figura 19: Baza e katit karakteristik.</i>	66
<i>Figura 20: Forma e vendosjes së ngarkesave në sistem(MFA).</i>	79
<i>Figura 21: Materiali I struktures, prerjet terthore e traut dhe shtyllës(MFA).</i>	79
<i>Figura 22: Diagrami i momenteve të përkuljes nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA)</i>	79
<i>Figura 24: Diagrami i forcave aksiale nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA).</i>	80
<i>Figura 25: Diagrami i forcave prerëse nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA).</i>	81
<i>Figura 26: Zhvendosjeve horizontale te struktures nga veprimi I te gjitha ndikimeve.</i>	81
<i>Figura 27: Vlerat e zhvendosjeve vertikale te struktures nga veprimi I te gjitha ndikimeve.</i>	82
<i>Figura 28: Vlerat e rrotullimit të pikave në strukturë nga veprimi I te gjitha ndikimeve.</i>	82
<i>Figura 29: Forma e shprendarjes se ngarkeses sizmike në kate T1.</i>	83
<i>Figura 30: Diagrami i momenteve të përkuljes nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	83

<i>Figura 31:Diagrami ndikimeve aksiale nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	84
<i>Figura 32:Diagrami nga forcat prerese nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	84
<i>Figura 33:Zhvendosjeve te struktures nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	85
<i>Figura 34:Vlerat e zhvendosjeve vertikale te struktures nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	85
<i>Figura 35:Vlerat e rrotullimit të pikave në strukturë nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1.</i>	86
<i>Figura 36:Forma e vendosjes se ngarkesave sizmike ne kate per simulimin e formes se dyte te deformimit T2.</i>	86
<i>Figura37:Forma e dyte deformuar në perioden T2.</i>	87
<i>Figura 38:Gjeometria e struktures</i>	90
<i>Figura 39: Baza e objektit.</i>	91
<i>Figura 40: Prerja tërthore 2-2 e objektit .</i>	91
<i>Figura 41: Prerja tërthore B-B e objektit.</i>	92
<i>Figura 42: Qendra e masës dhe e shtangësisë(në një pike).</i>	92
<i>Figura 43:definimi I klases së celikut(S355).shtyllave(HE300M) dhe trarëve(IPE330 dhe IPE270).</i>	93
<i>Figura 44: Spektri i reagimit të projektimit, $a_g=0.2g$, Trualli B, $q=4.0$.</i>	94
<i>Tabela 45: Rastet e ngarkesave.</i>	94
<i>Tabela 46: Sizmika në drejtimin X-X dhe Y-Y</i>	95
<i>Figura 47: Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin y-y $T1=0.684$ st. 3D dhe plan</i>	96
<i>Figura 48: Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin x-x $T2=0.534$ st. 3D dhe plan</i>	97
<i>Figura 49: Forma e tretë e lëkundjeve (përdredhje);$T3=0.53s$, struktura në plan</i>	98
<i>Figura 50: Zhvendosja e strukturës nga ngarkesat sizmike në drejtimin global X</i>	99
<i>Figura 51: Zhvendosja e strukturës nga ngarkesat sizmike në drejtimin global Y</i>	99
<i>Figura 52: Zhvendosjet relative të meskateve nga ngarkesat sizmike drejtimi-x</i>	100
<i>Figura 53: Zhvendosjet relative të meskateve nga ngarkesat sizmike drejtimi-Y</i>	100
<i>Figura 54:Zhvendosjet maksimale të meskateve nga ngarkesat sizmike drejtimi-X</i>	101
<i>Figura 55: Zhvendosjet maksimale të meskateve nga ngarkesat sizmike drejtimi-. Y</i>	101
<i>Figura 56: Forcat prerëse për strukturën nga ngarkesat sizmike në drejtimin X</i>	102
<i>Figura 57: Forcat prerëse për strukturën nga ngarkesat sizmike në drejtimin Y</i>	102
<i>Figura 58: Momentet e përkuljes për komplet strukturën nga ngarkesat sizmike X</i>	103
<i>Figura 59: Momentet e përkuljes për komplet strukturën nga ngarkesat sizmike Y</i>	103

<i>Figura 60: Diagrami i momenteve (M) nga kombinimi më I disfavorshëm në ramin 2-2</i>	104
<i>Figura 61: Diagrami i forcave aksiale (N) nga kombinimi më I disfavorshëm në ramin 2-2</i>	104
<i>Figura 62: Diagrami i forcave transversale (T) nga kombinimi më I disfavorshëm prerja 2-2</i>	105
<i>Figura 63: Diagrami i momenteve të përkuljes (M) nga ngarkesat sizmike Ex në ramin 2-2</i>	105
<i>Figura 64: Diagrami i forcave aksiale (N) nga ngarkesat sizmike Ex në ramin 2-2</i>	106
<i>Figura 65: Diagrami i forcave transversale (T) nga ngarkesat sizmike Ex në ramin 2-2</i>	106
<i>Figura 66: Diagrami i momenteve (M) nga ngarkesat sizmike Ey në ramin 2-2</i>	107
<i>Figura 67: Diagrami i forcave aksiale (N) nga ngarkesat sizmike Ey në ramin 2-2</i>	107
<i>Figura 68: Diagrami i forcave transversale (T) nga ngarkesat sizmike Ey në ramin 2-2</i>	108
<i>Figura 69: Krijimi i rastit të ngarkimit për analizën pushover në drejtimin X</i>	109
<i>Figura 70: Paraqitje maksimale e çërnierave plastike në elementet strukturore</i>	110
<i>Figura 71: Zhvendosjet e strukturës, hapi 6/11.</i>	110
<i>Figura 72: Zhvendosjet e strukturës, hapi 7/11.</i>	111
<i>Figura 73: Zhvendosjet e strukturës, hapi 8/11.</i>	111
<i>Figura 74: Zhvendosjet e strukturës, hapi 9/11.</i>	112
<i>Figura 75: Zhvendosjet e strukturës, hapi 10/11.</i>	112
<i>Figura 76: Zhvendosjet e strukturës, hapi 11/11.</i>	113
<i>Figura 77: Kurba e kapacitetit</i>	113
<i>Figura 78: Spektri i kapacitetit nga analiza pushover në drejtimin X</i>	114
<i>Fig.79: Pamje e lidhjeve të trarëve me shtyllë.</i>	122
<i>Fig.80 Lartësia e lidhjeve të trarit në shtyllë.</i>	122

LISTA E TABELAVE:

<i>Tabela 1: Tipet e truallit sipas EN 1998-1.</i>	12
<i>Tabela 2: Vlerat e parametrave për tipin 1 të spektrit të reagimit elastik.</i>	15
<i>Tabela 3: Vlerat e parametrave për tipin 2 të spektrit të reagimit elastik.</i>	15
<i>Tabela 4: Vlerat për periodat T_F dhe T_E.</i>	18
<i>Tabela 5: Vlerat e parametrave për spektrin elastik vertikal.</i>	18
<i>Tabela 6: Kufiri i sipërm i vlerave baze te faktorëve të sjelljes per sistemet e rregullta në lartësi.</i>	21
<i>Tabela 7: Vlerat e $(\alpha)/\alpha_1$.</i>	22
<i>Tabela 8: Klasa e duktilitetit strukturor dhe kufiri I siperm i vleres baze se faktoreve te sjelljes</i>	25
<i>Tabela 9: Kërkesat mbi klasën e prerjes tërthore të elementëve disipuese në varësi të 40 klasës së duktilitetit dhe faktorit baze të sjelljes.</i>	40
<i>Tabela 10: Karakteristikat gjeometrike të profileve IPE270 dhe IPE330.</i>	71
<i>Tabela 11: Karakteristikat gjeometrike të profilit HE300M.</i>	72
<i>Tabela 12: Rezultatet nga analiza e metodës së forcës anësore per efektin P-Delta drejtimi X.</i>	87
<i>Tabela 13 : Vlerat e koeficientit të efektit P-Δ</i>	88
<i>Tabela 14: Rezultatet nga metoda e analizës modale per efektin P-Delta drejtimi X</i>	108
<i>Tabela 15: Parametrat e kalkuluar nga analiza pushover në drejtimin X</i>	114
<i>Tabela 16: Karakteristikat gjeometrike të Bulonëve M16 dhe M27.</i>	118

LISTA E SIMBOLEVE

q - Faktori I sjelljes.

$f_{y,max}$ - Rezistencës në rrjedhshmeri.

γ_{ov} - Faktori i mbirezistencës së përdorur në projektim.

f_y - Rezistenca nominale në rrjedhshmeri e specifikuar për klasen e çelikut.

R_d - Rezistenca e bashkimit në përputhje me EN 1993.

R_{fy} - Rezistenca plastike e elementit disipues të lidhur.

γ_{ov} - Faktori i mbirezistencës.

N_{ed} - Forca aksiale projektuese.

M_{ed} - Momenti përkulës projektues.

V_{ed} - Forca prerëse projektuese.

$N_{pl,Rd}, M_{pl,Rd}, V_{pl,Rd}$ - Janë rezistencat projektuese në përputhje me EN 1993.

$V_{Ed,G}$ - Vlera projektuese e forcës prerëse për shkak të veprimeve josizmike.

$V_{Ed,G}$ - Vlera projektuese e forcës prerëse për shkak të aplikimit të momenteve plastike.

Ω - Vlera minimale e $\Omega_i = M_{pl,Rd} / M_{Ed,i}$ e të gjithë trarëve, në të cilët lokalizohen zona disipuese.

$M_{Ed,I}$ - Vlera projektuese e momentit përkulës në traun i në situatën e projektimit Sizmik.

$M_{pl,Rct,I}$ - Momenti plastik korrespondues.

$V_{wp,Ed}$ - Forca prerëse e projektimit në panel.

$V_{wp,Rd}$ - Rezistenca në epje për shkak të forcës prerëse të panelit të brinjës.

δ - Zhvendosja e traut në mes të hapësirës.

L - Hapësira e traut.

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ - Rezistencat plastike në prerje dhe përkulje të hallkës.

E_d,G - Efekti i veprimit në bashkim për shkak të veprimeve josizmike.

E_d, E - Efekti i veprimit në bashkim për shkak veprimit sizmik të projektimit.

A – Sipërfaqja.

EI – Ngurtësia.

E_d - Energjia e deformimit elastic.

F - Forca tërthore.

G - Qendra e rëndesës.

h – Lartësia.

k - Koeficienti i ngurtësisë.

l - Gjatësia e elementit.

l_0 - Gjatësia fillestare e elementit.

Δl - Ulja e elementit.

M_{kr} - Momenti kritik.

\bar{m} - Masa e shpërndarë për njësi gjatësie.

m_y - Forca inerciale.

P - Forca shtypëse (aksiale).

P_{kr} - Forca kritike

PËRMBAJTJA

1.HYRJE	11
2.VEPRIMI SIZMIK	12
2.1 Identifikimi i tipeve të truallit sipas EN 1998-1	12
2.2 SPEKTRAT ELASTIK SIPAS EUROK DIT 8	14
2.2.1 Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve	17
2.2.2 Spektri i reagimit elastik vertikal	18
2.2.3 Spektri horizontal i projektimit $S_d(T)$	19
2.2.4 Faktori I sjelljes per veprimin sizmik horizontal.	20
3.RREGULLA SPECIFIKE PËR NDËRTESA PREJ ÇELIKU	23
3.1 Qëllimi	23
3.2 Projektim sipas koncepteve	24
3.3 Verifikimet e sigurisë	26
4 MATERIALET	28
5 TIPAT STRUKTURORË DHE FAKTORËT E SJELLJES	30
5.1 Tipet strukturorë	30
6 KRITERE PROJEKTIMI DHE RREGULLA DETAJIMI TË PËRBASHKËTA PËR TË GJITHË TIPAT E STRUKTURAVE ME SJELLJE DISIPUESE	39
6.1 Të përgjithshme	39
6.2 Kriteret e projektimit për strukturat disipuese	39
6.3 Rregullat e projektimit për elementët disipuese në shtypje ose përkulje	40
6.4 Rregullat e projektimit për pjesët ose elementët në tërheqje	41
6.5 Rregullat e projektimit për bashkimet në zonat disipuese	42
7.0 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT MOMENT- REZISTUESE	43
7.1 Kriteret e projektimit	43
7.2 Trarët	43
7.3 Shtyllat	44
7.4 Bashkimet tra-kolonë	46
8.0 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT ME LIDHJE CENTRIKE	48
8.1 Kriteret e projektimit	48
8.2 Analiza	49
8.3 Elementët diagonal	42
8.4 Trarët dhe shtyllat	51
9 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT ME SHTANGIME (LIDHJE) EKSCENTRIKE	53
9.1 Kriteret e projektimit	53
9.2 Hallkat sizmike	53
9.3 Elementet që nuk kanë hallka sizmike	58
9.4 Bashkimet e hallkave sizmike	59
10.0 RREGULLAT PËR STRUKTURAT "LAVJERRËS I PËRMBYSUR	60

11 RREGULLA PËR STRUKTURA T PREJ ÇELIKU ME BËRTHAMA OSE MURE BETONI DHE PËR RAMAT MOMENT-REZISTUESE TË KOMBINUARA ME SHTANGIME (LIDHJE) CENTRIKE OSE MBUSHJE	60
11.1 Strukturat me bërthama ose mure betoni	60
11.2 Ramat moment-rezistuese të kombinuara me lidhje centrike	60
11.3 Ramat të kombinuar me mbushje	60
12 Kontrolli i projektimit dhe ndëtrimit	52
13 SHEMBULLI NUMËRIK	63
13.1 Metoda e forcës anësore	63
13.1.1 Gjeometria e strukturës	65
13.1.2 Rezistenca dhe shtangësia e trarëve	67
13.1.3 Kontrolllet e shtyllës.	73
13.1.4 Kontrolli i ngarkeses aksiale në shtyllat e brëndshme	74
13.1.5 Rezistenca plastike e shtyllës në nivelin e tokës	75
13.1.6 Përcaktimi i masës totale sizmike	76
13.1.7 Përcaktimi I forces sizmike ne baze.	77
13.1.8 Shprendarja e forces sizmike ne kate ne drejtimin x.	78
13.1.9 Ngarkesa e përkoheshme, perhershme me forcën sizmike.	78
13.2 Metoda e Analizës modale sipas spektrit te reagimit	88
13.3 Analiza e mbingarkimit gradual - Analiza Pushover	109
14 Projektimi i lidhjes së traut IPE330 me shtyllën HE300M ne prerjen 2 drejtimi X	115
14.1 Kontrolli i lidhjes nga momentet e perkuljes dhe forcat prerëse të cilat shkarkohen nga trau IPE330	116
14.1.1 Kontrolli i dimensioneve të bulonave.	117
14.1.2 Kontrolli i dimensioneve të pllakës fundore nga forcat aksale.	119
14.1.3 Kontrolli i rezistencës së pllakës fundore dhe bazës së shtyllës ndaj goditjes.	120
14.1.4 Kontrolli i pllakës së bazës së shtyllës në prerje.	120
14.1.5 Kontrolli i pllakes së shtyllës në shtypje tërthore.	121
15.PËRFUNDIMET	124

FALËNDERIME

Para së gjithash, une do të doja të shpreh mirënjohjen time të thellë dhe të sinqertë për mentorin Prof. asoc. Dr. Misin Misini për mbikqyrjen e tij të shkëlqyer, kohën, durimin, mirekuptimin dhe ndihmën e pakursyer.

Mirënjohje shpreh edhe për stafin akademik të Fakultetit të Ndërtimtarisë dhe Arkitekturës, kolegët dhe të gjithë ata që kontribuan në qfarëdo mënyre gjatë kësaj periudhe të studimeve.

Një falënderim i posaçëm i takon familjes sime për përkrahjen e vazhdueshme, të cilëve iu dedikoj çdo rezultat që kam arritur, sado modest të jetë.

1. HYRJE

Ky studim ka për qëllim të përqendrohet në projektimin sizmik të ndërtesave që përdorin si material kryesor çelikut. Përdorimi i çelikut në ndërtim ofron avantazhe të konsiderueshme në aspektin e rezistencës sizmike, duke përdorur karakteristikat e tij të forta dhe elastike. Ky hulumtim do të adresojë hapat kryesorë të projektimit sizmik të ndërtesave nga çeliku, duke përfshirë metodat e projektimit, analizën e tipeve të sistemeve projektuese, karakteristikave sizmike të rajonit, projektimin e strukturës, zgjedhjen e materialeve dhe teknologjive të përdorura për të garantuar sigurinë sizmike.

Një pjesë e rëndësishme e këtij studimi do të trajtoj çështjen e projektimit të tipit strukturorë Ram moment-rezistuese ("Moment-resisting frames") të cilat duhet të projektohen në mënyre të tillë që çernierat plastike të formohen në trare ose në bashkimet e trareve në shtylla, por jo në shtylla kërkesë e cila nuk vlene për bazën e ramës, për katin e sipërm të ndërtesave shumëkatëshe dhe për ndërtesat njëkatëshe.

Shembulli I trajtuar në këtë punim ka për qëllim të bëjë krahasimin në rezultat në mes të dy metodave të përdorura mëtos së 'forcës anësore' dhe mëtos së reagimit spektrale- mbivendosje modale' duke përfshirë hapat dhe rezultatet dalëse.

Me anë të këtij studimi, synohet të ofrohet një kuptim më i thellë inxhinierik për të projektuar ndërtesa sizmike nga çeliku. Rezultatet e këtij hulumtimi mund të shërbejnë si udhërrëfyes për inxhinierët dhe arkitektët që përfshihen në projektet e ndërtesave me rezistencë sizmike të përmirësuar, duke ndihmuar në zhvillimin e ndërtimeve të sigurta dhe të qëndrueshme në rast të tërmeteve.

2. VEPRIMI SIZMIK

2.1 Identifikimi i tipeve të truallit sipas EN 1998-1

Sipas EN 1998-1 kemi pesë tipe te truallit të cilat janë të paraqitura në mënyrë tabelare në tabelën e mëposhtme, duke treguar edhe specifikat përkatëse për secilin tip.

Tabela 1: Tipet e truallit sipas EN 1998-1.

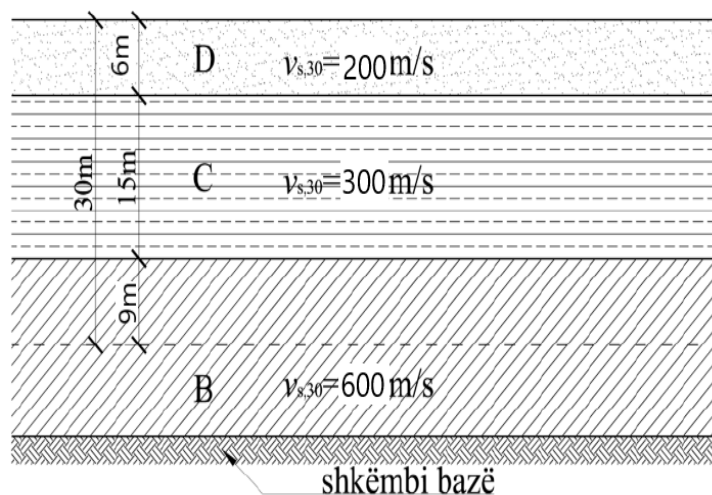
Tipi i truallit	Përshkrimi i profilit stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ [m/s]	N_{SPT} (goditje/30cm)	c_u [kPa]
A	Shkëmb ose formacione të tjera të ngjashme me shkëmbinj, duke përfshirë më së shumti 5 m material më të dobët në sipërfaqe.	>800	/	/
B	Depozitime me rërës shumë të dendur, zhavorr ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën disa dhjetëra metra në trashësi, e karakterizuar nga një rritje graduale e vetive mekanike me rritjen e thellësisë.	360-800	>50	>250
C	Depozitime të thella me rërë të dendur ose mesatare, zhavorr ose argjilë e ngurtë me trashësi nga disa dhjetëra në shumë 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 kryesisht të buta deri në të forta, të lidhura.	<180	<15	<70
E	Një profil dheu i përbërë nga një shtresë sipërfaqesore aluvionesh me vlera v_s të tipit C ose 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/s.			
S1	Depozitime që përbëhen ose përmbajnë një shtresë të paktën 10 m e trashë, me argjila/lymra të buta me indeks të lartë plasticiteti ($PI > 40$) dhe përmbajtje të lartë ujërash nëntokësore	<100 tregues	/	(10-20)
S2	Depozitimet dherash të lëngëzueshme, argjila të ndjeshme, ose ndonjë profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipet A – E ose S1			

Vendi i ndërtimit të objektit preferohet që të klasifikohet sipas vlerës së shpejtësisë mesatare të valëve prerëse (tërthore) në 30 metrat e sipërme $v_{s,30}$. Si alternativë tjetër këshillohet që të përdoret vlera e numrit të goditjeve nga prova e penetrimit standard N_{SPT} . Vlera e shpejtësisë mesatare të valëve prerëse $v_{s,30}$ llogaritet sipas shprehjes së mëposhtme:

$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}} \quad (1.4)$$

h_i dhe v_i tregojnë trashësinë dhe shpejtësinë e valëve prerëse të formacionit ose shtresës së i -të nga një total prej n -formacionesh ose shtresash në 30 metrat e sipërme. Për vendët e ndërtimit me kushte të truallit të ngjajshme me ndonjërin nga dy llojet e veçanta të truallit S_1 dhe S_2 , kërkohet që për përcaktimin e veprimit sizmik të kryhen studime të veçanta.

Përshembull për një vend ndërtimi i cili konsiston me tri shtresa të ndryshme sikurse në vijim, atëherë vlera e shpejtësisë mesatare të valës prerëse është:



$$v_{s,30} = \frac{30}{\sum \frac{h_i}{v_i}} = \frac{30}{\frac{6}{200} + \frac{15}{300} + \frac{9}{600}} = 315.78 \text{ m/s}$$

Atëherë nga tabela 1 shohim që trualli klasifikohet si truall i kategorisë C.

2.2 SPEKTRAT ELASTIK SIPAS EUROKDIT 8

Spektri horizontal i reagimit elastik i shpejttimeve $S_e(T)$ përcaktohet nga shprehjet vijuese:

$$1) 0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (3.1)$$

$$2) T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (3.2)$$

$$3) T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.3)$$

$$4) T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.4)$$

T - është perioda e lëkundjeve e një sistemi linear me një shkallë lirie;

a_g - është shpejtimi i projektimit të truallit në formacione shkëmbore

S - është faktori i truallit i dhënë nga të dhënat gjeoteknike dhe jepet në tabelën 3.2 dhe 3.3 të EN 1998-1

T_B, T_C, T_D - janë disa vlera specifike të periodave të dhëna në tabelën 3.2 dhe 3.3 të EN 1998-1

η - është faktori i korigjimit të shuarjes me një vlerë referencë prej $\eta = 1$ për 5% shuarje viskoze

Periodat T_B, T_C, T_D dhe faktori i truallit S , përshkruajnë formën e spektrit. Ato varen nga tipi i spektrit të reagimit elastik (tipi “1” i referohet tërmetit me Magnitudë $M_S > 5.5$; tipi “2” i referohet tërmetit me Magnitudë $M_S \leq 5.5$)

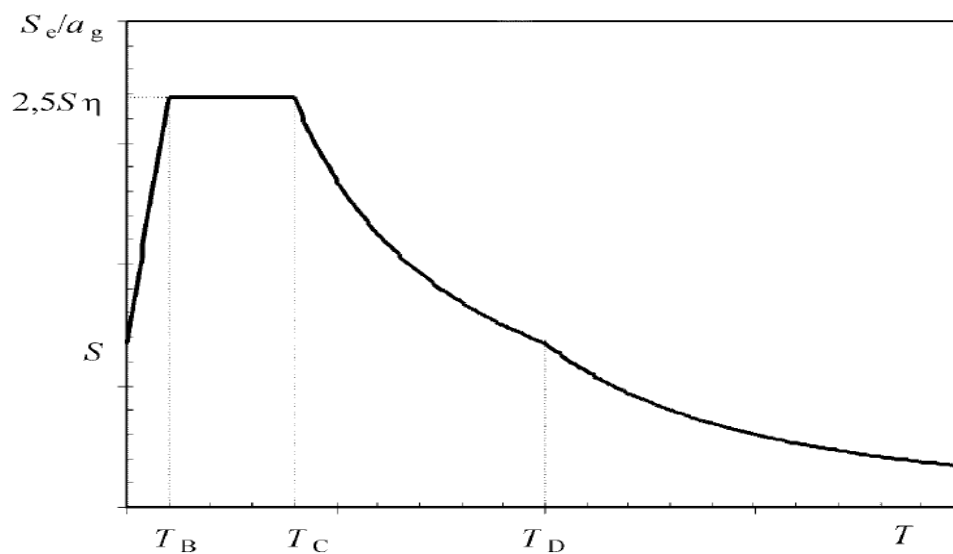


Figura 1: Forma e spektrit elastik të reagimit

Dallojmë dy tipe të spektrave të reagimit elastik (tipi 1 dhe tipi 2) ku zgjedhja e ndonjërit prej tyre duhet të bazohet në magnitudën e tërmeteve që prekin territorin e ndërtimit sipas vlerësimeve të rrezikut sizmik. Nëse tërmeti më i madh që pritet të ndodhë ka një magnitudë të valëve sipërfaqësore MS më të madhe se 5.5 atëherë rekomandohet spektri i tipit 1.

Për pesë klasat e trojeve A,B,C,D,E, vlerat e periodave T_B , T_C dhe T_D si dhe parametri i truallit S janë dhënë në tabelat e mëposhtme.

Tabela 2: Vlerat e parametrave për tipin 1 të spektrit të reagimit elastik.

Tipi i truallit	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.00	0.15	0.40	2.00
B	1.20	0.15	0.50	2.00
C	1.15	0.20	0.60	2.00
D	1.35	0.20	0.80	2.00
E	1.40	0.15	0.50	2.00

Tabela 3: Vlerat e parametrave për tipin 2 të spektrit të reagimit elastik.

Tipi i truallit	S	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
A	1.00	0.05	0.25	1.20
B	1.35	0.05	0.25	1.20
C	1.50	0.10	0.25	1.20
D	1.80	0.10	0.30	1.20
E	1.60	0.05	0.25	1.20

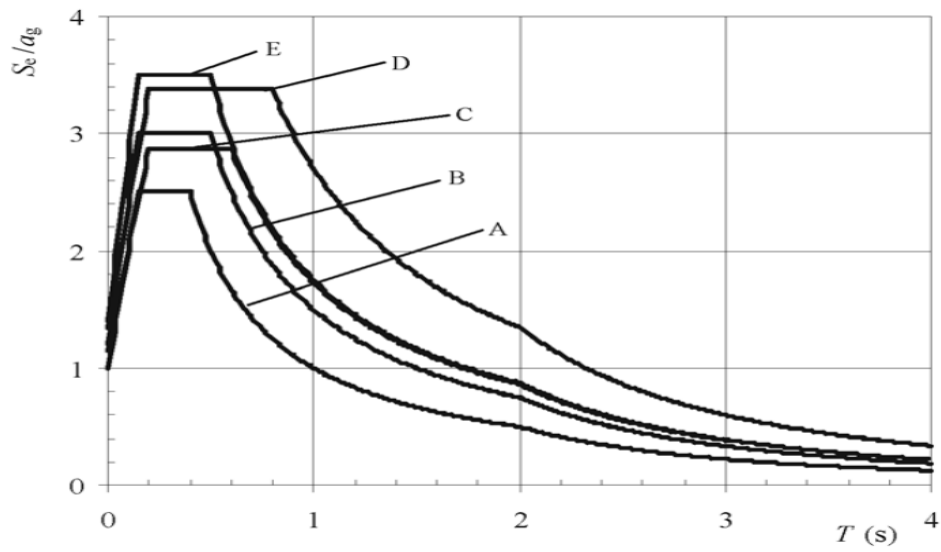


Figura 2: Spektri i reagimit elastik tipi 1, për shuarje 5%

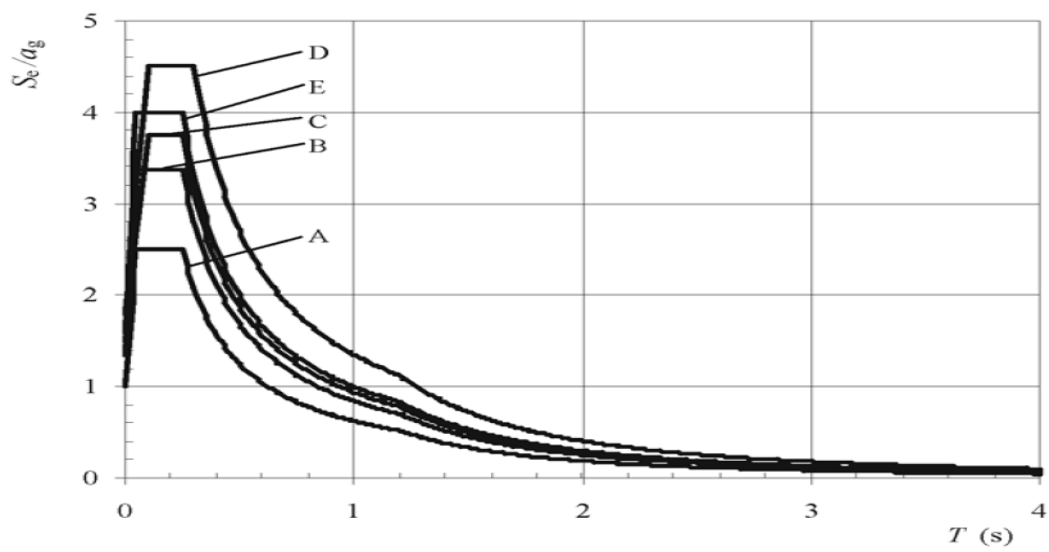


Figura 2.1: Spektri i reagimit elastik tipi 2, për shuarje 5%

2.2.1 Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve

Për struktura fleksibile (struktura me periodë të lartë) siç janë oxhaqet industriale, lartpërçuesit e ndryshëm etj. veprimi sizmik mund të përfaqësohet me formën e spektrit të reagimit elastik të zhvendosjeve $S_{De}(T)$.

Spektri i reagimit elastik të zhvendosjeve, $S_{De}(T)$, këshillohet të fitohet nga transformimi i drejtpërdrejtë i spektrit të reagimit elastik të shpejtimit $S_e(T)$ duke përdorur shprehjen e mëposhtme.

$$S_{De}(T) = S_e(T) \left[\frac{T}{2\pi} \right]^2 \quad (3.5)$$

Kjo shprehje përdoret për struktura tek të cilat perioda e lëkundjeve nuk kalon 4.0s. Kurse për struktura të cilat kanë periodë të lëkundjeve më të madhe se 4.0s, veprimi sizmik mund të përfaqësohet në formën e një spektri reagimi të zhvendosjeve, $S_{De}(T)$, sikur në figurën e mëposhtme:

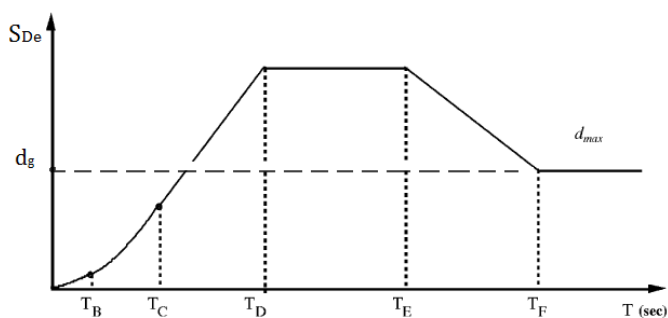


Figura 3: Spektri elastik i zhvendosjeve

Ordinatat spektrale të zhvendosjeve deri në periodën T_E merren nga shprehjet e spektrit të reagimit elastik të shpejtimit, duke konvertuar madhësinë $S_e(T)$ në $S_{De}(T)$ nëpërmjet shprehjes është dhënë më lartë. Për perioda lëkundjesh përtej vlerës T_E ordinata e spektrit elastik të reagimit të zhvendosjeve caktohet nga shprehjet:

$$T_E \leq T \leq T_F: S_{De}(T) = 0.025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \left[2.5 \cdot \mu + \left(\frac{T-T_E}{T_F-T_E} \right) (1 - 2.5\mu) \right] \quad (3.6)$$

$$T \geq T_F: S_{De}(T) = d_g \quad (3.7)$$

S , T_D , T_C janë dhënë në tabelat e mësipërme, kurse zhvendosja projektuese e truallit d_g ipet nga shprehja e mëposhtme:

$$d_g = 0.025a_g \cdot S \cdot T_C \cdot T_D \quad (3.8)$$

d_g – zhvendosja projektuese e truallit

Tabela 4: Vlerat për periodat T_F dhe T_E .

Tipet e truallit	T_E [s]	T_F [s]
A	4.50	10.00
B	5.00	10.00
C	6.00	10.00
D	6.00	10.00
E	6.00	10.00

2.2.2 Spektri i reagimit elastik vertikal

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\mu \cdot 3.0 - 1) \right] \quad (3.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \mu \cdot 3.0 \quad (3.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \mu \cdot 3.0 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4s \rightarrow S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \mu \cdot 3.0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (3.12)$$

Tabela 5: Vlerat e parametrave për spektrin elastik vertikal.

Spektri	a_{vg}/a_g	T_B [s]	T_C [s]	T_D [s]
Tipi 1	0.90	0.05	0.15	1.00
Tipi 2	0.45	0.05	0.15	1.00

2.2.3 Spektri horizontal i projektimit $S_d(T)$

Kapaciteti i sistemeve strukturore për t'u rezistuar veprimeve sizmike në fazën jolineare lejon që përgjithësisht strukturat të projektohen mbi bazën e forcave që janë më të vogla sesa ato që i korespondojnë një analize elastike lineare.

Për të shmangur në projektim analizën eksplicite inelastike strukturore, kapaciteti i strukturës për të discipuar energji, kryesisht nëpërmjet sjelljes duktile të elementeve ose mekanizmave tjerë të saj, merret parasysh duke kryer një analize elastike bazuar në një spektër reagimi të reduktuar kundrejt atij elastik, që në vijim quhet “spektri i projektimit”. Ky reduktim realizohet me anë të futjes në analizë të faktorit të sjelljes “q”.

Faktori i sjelljes “q” është një përafrim i raportit të forcave sizmike që mund të shfaqen në strukturë nëse reagimi i saj do të ishte plotësisht elastik me 5% shuarje viskoze, kundrejt forcave minimale sizmike që mund të përdoren në projektimin e kryer sipas një modeli 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 prej 5% , ipen për materiale dhe sistme të ndryshme strukturore, në pjesë të ndryshme të EN 1998, në përputhje me klasat përkatëse të duktilitetit.

Për komponentet horizontale të veprimit sizmik, spektri i reagimit elastik $S_e(T)$ përcaktohet nga shprehjet vijuese të EN 1998-1, 3.2.2.5

$$0 \leq T \leq T_B \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \rightarrow S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \rightarrow S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T \rightarrow S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

Ku:

$S_d(T)$ - Spektri i projektimit

T - perioda e lëkundjeve të një sistemi linear me një shkallë lirie

a_g - Shpejtimi sizmik i projektimit të truallit në shkëmb ose truall të fortë që llogaritet nga :

$$a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr},$$

ku a_{gr} është shpejtimi referencë maksimal i truallit dhe γ_1 është faktori i rëndësisë

T_B, T_C - Kufinj të degës së shpejtimit spektral konstant (vlerësohen nga kushtet e truallit)

T_D - Vlera që përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në specter

S - parametri i truallit, që klasifikohet në njërin nga pesë llojet e truallit

q - faktor i sjelljes

β faktor i kufirit të poshtëm në spektrin horizontal të projektimit, zakonisht vlera e rekomanduar për faktorin β është 0,2.

2.2.4 Faktori i sjelljes për veprimin sizmik horizontal

$$q = q_0 \cdot k_w > 1.5$$

q_0 - është vlera bazë e faktorit të sjelljes, e varur nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi

k_w - është faktor që pasqyron mënyrën mbizotuese të shkatërrimit në sistemet strukturore me mure

Nëpërmjet faktorit të sjelljes bëhet kalimi nga spektrat elastik në ato joelastik të projektimit. Në eurokodin 8 duktiliteti pasqyrohet indirekt nëpërmjet koeficientit faktorit të sjelljes q . Sipas këtij kodi strukturat prej betonit të armuar klasifikohen në tri klasa duktiliteti:

- DCL (Ductility Class Low) : klasa e ulët e duktilitetit, që u korrespondon strukturave të projektuara sipas EC-2, por me disa plotësime për të theksuar duktilitetin e posedueshëm nga struktura. Për këtë rast vlera e faktorit të sjelljes q është rekomanduar të merret $q=1.5$, pavarësisht nga sistemi strukturor ose rregullsia e strukturës. Projektimi sizmik për këtë klasë të duktilitetit rekomandohet vetëm për rastet me sizmicitet të ulët.

- DCM (Ductulity Medium Class): klasa e mesme e duktilitetit, që u korrospodon strukturave të projektuara sipas disa përcaktimeve, që konsistojnë aftësinë për tu futur ndjeshëm në fazën inelastike, pa pasur deformime apo dëmtime të karakterit thyerës (amorf)

- DCH (Ductulity High Class): klasa e lartë e duktilitetit, që u korrospodon strukturave për të cilat projektimi realizohet i tillë që të sigurojë zhvillimin e deformimeve plastike në përputhje me mekanizmat e zgjedhur në mënyrë të përshtatshme, duke realizuar konsumim të madh histerik të energjisë sizmike.

Për strukturat prej betonit të armuar vlera e kufirit të sipërm e faktorit të sjelljes q duhet të nxirret për secilin drejtim projektimi sipas EN 1998-1, 5.2.2.2.

Për struktura që janë të rregullta në lartësi, vlerat bazë të q_0 për sisteme të ndryshme strukturore jepen në tabelën 2 sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.3.2 tabela 6.2}**

Tabela 6:Kufiri i sipërm i vlerave baze te faktorëve të sjelljes per sistemet e rregullta në lartësi.

TIP STRUKTUROR	Klasë e duktilitetit	
	DCM	DCH
a) Rama moment-rezistuese	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
b) Rama me kontraventime koncentrike		
Me kontraventime diagonale	4	4
Me kontraventime V	2	2,5
c) Rama me kontraventime ekscentrike	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$
d) Lavjerrës i përmbysur	2	$2 \alpha_u / \alpha_1$
e) Struktura me bërthamë betoni ose mure betoni	Shih Seksionin 5	
f) Rama moment-rezistuese dhe me kontraventime koncentrike	4	$4 \alpha_u / \alpha_1$
g) Rama moment-rezistuese me mbushje		
Mbushje betoni ose murature të palidhur, në kontakt me ramën	2	2
Mbushje betonarme të lidhura me ramën	Shih Seksionin 7	
Mbushje të izoluar nga rama moment- rezistuese (shih ramat moment- rezistuese)	4	$5 \alpha_u / \alpha_1$

Nëse ndërtesa është jo e rregullt në lartësi,këshillohet që vlerat e sipërme kufitare të **q-së** të dhëna ne Tabelën 2 të zvogëlohe me 20%.

Për ndërtesat që janë të rregullta në plan, nëse llogaritjet për vleresimin e au/a_1 , nuk janë kryer, atëherë mund të përdoren vlerat e përafërta paraprake të raportit au/a_1 , të paraqitura në Figurat 1 deri në 8. Parametrat α_u / α_1 përcaktohen si më poshtë:

a1-është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik projektues horizontal me qëllim që të arrihet për herë të parë rezistenca në përkulje në njërin nga elementet e strukturës, ndërkohë që veprimet e tjera projektuese mbetën konstante;

au-është vlera me të cilën shumëzohet veprimi sizmik horizontal projektues, në kushtet kur të gjitha veprimet e tjera projektuese janë konstante, në mënyrë që të formohen çerniera plastike në një numer të mjaftueshëm seksionesh, për shfaqjen e paqëndrueshmërisë totale strukturore. Faktori α_u mund të përfitohet nga një analizë globale statike jolineare (pushover).

Tabela 7: Vlerat e α_u / α_1 .

Sisteme ramash ose sisteme duale ramë-ekuivalent	
Ndërtesa njëkatëshe	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$
Rama shumëkatëshe, njëhapësirëshe	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$
Rama shumëkatëshe me shumë hapësira ose struktura duale ramë-ekuivalente	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.3$
Sisteme me mure ose sisteme duale mur-ekuivalent	
Sisteme me mure me vetëm dy mure të pa çiftuara për drejtim horizontal	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.0$
Sisteme të tjera me mure të pa çiftuara	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.1$
Sisteme duale mur-ekuivalent, ose sisteme me mure të çiftuara	$\alpha_u / \alpha_1 = 1.2$

Për struktura të cilat nuk janë të rregullta në plan, vlerat e përafërta të raportit α_u / α_1 mund të merren nga mesatarja e sistemit 1.0 dhe vlerës së dhënë në EN 1998-1 5.2.2.2(5).

Vlera bazë e faktorit të sjelljes mund të vlerësohet me metoda eksperimentale nëpërmjet tavolinave vibruese dhe për nënbashkësitë strukturore dhe ndërtesat në shkallë reale nëpërmjet provave pseudodinamike; metoda të vëzhgimit, d.m.th. vëzhgimi i ndërtesave që i kanë rezistuar tërmeteve të kaluar (duke përfshirë shumë); dhe me metoda teorike dhe numerike, të bazuara në analiza të sakta jolineare. Faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit në sistemet strukturore me mure merret si në vijim:

– $k_w = 1.0$ për sistemet ramë dhe sistemet dualë ramë-ekuivalent

– $k_w = (1 + \alpha_0) / 3 \leq 1$ por jo më pak se 0,5 për sistemet me mure, me mure ekuivalent dhe me fleksibilet në përdredhje.

Raporti dominues α_0 mund të përcaktohet nga shprehja vijuese, me kusht që raporti (h_{wi}/l_{wi}) nuk ndryshon në mënyrë domethënëse ndërmjet mureve.

$$\alpha_0 = \sum h_{wi} / \sum l_{wi} \quad (5.1)$$

ku:

h_{wi} - është lartësia e murit i

l_{wi} - është gjatësia e prerjes tërthore të murit i

3.0RREGULLA SPECIFIKE PËR NDËRTESA PREJ ÇELIKU

3.1QËLLIMI

Projektimi sizmik i strukturave nga çeliku është një aspekt i rëndësishëm i inxhinierisë sizmike, i cili fokusohet në zhvillimin e strukturave të ndërtesave që janë të afta të rezistojnë ndaj tërmeteve. Qëllimi i projektimit sizmik të strukturave nga çeliku është të sigurojë një performancë të mirë të ndërtesave gjatë tërmeteve, duke zvogëluar dëmet dhe rreziqet për jetën.

- **Disa elemente të rëndësishëm të përfshira në projektimin sizmik të strukturave nga çeliku janë:**
 1. **Elasticiteti dhe duktiliteti I materilave** Çeliku është një material i preferuar për strukturat sizmike për shkak të elasticitetit dhe duktilitetit të tij. Elasticiteti i çelikut i lejon strukturën të deformohet dhe pastaj të kthehet në formën e saj origjinale, ndërsa duktiliteti i tij lejon deformime të mëtejshme para se të ndodhë ndonjë dëmtim i rëndësishëm.
 2. **Sistemi I ndërtesës** Strukturat sizmike nga çeliku zakonisht përdorin sisteme të caktuara të ndërtesës, si për shembull, skeletet e çelikut dhe shtanguesit diagonale, për të transferuar forcat e tërmetit në një mënyrë efikase dhe të ndihmojnë në kontrollin e deformimeve.
 3. **Analiza sizmike** Inxhinierët e projektimit duhet të kryejnë analiza sizmike të hollësishme për të vlerësuar përgjigjen e pritshme të strukturës ndaj tërmetit. Këto analiza përfshijnë modelimin e forcës sizmike të pritshëm dhe vlerësimin e efekteve të tij në strukturë.

4. **Përdorimi I teknologjisë së avansuar (high-strength)** Përdorimi i materialeve me performancë të lartë (high-strength) është i rëndësishëm për të përmirësuar aftësinë e strukturës për të rezistuar ndaj forcave sismike.
5. **Sistemet e mbrojtjes sismike** Në disa raste, mund të përdoren sisteme shtesë mbrojtëse sismike, si izolatorët sismikë dhe amortizatorët, për të zvogëluar forcat dhe deformimet që mund të shkaktohen nga tërmetet.

Qëllimi kryesor është të krijohet një strukturë që është e aftë të absorbuar energjinë sismike, të minimizojë deformimet dhe dëmet, dhe të ofrojë një nivel të lartë sigurie për banorët dhe për qendrueshmerine e ndërtesës gjatë një tërmeti.

3.2 Projektimi sipas koncepteve

Ndërtesat prej çeliku rezistente ndaj tërmetit duhet të projektohen në përputhje me njerin prej koncepteve të mëposhtme (Tabelen 1):

- **Koncepti a)** Sjellje e strukture me disipim të ulët (DCL).
- **Koncepti b)** Sjellje e strukturës me disipim (DCM dhe DCH)
- **Koncepti a)**

Sjellja strukturore me disipim të ulët nënkupton se ndërtesa nuk është shumë e aftë për të përshtatur dhe përthithur energji në rast të forcave të papritura, si tërmeti. Kjo mund të ketë ndikim të drejtpërdrejtë në faktorin e sjelljes (**q**) të strukturës.

Faktori i sjelljes, **q** , është një vlerë që shpreh aftësinë e një strukture për të përshtatur deformime të dukshme dhe për të shpëtuar nga dëmet e papritura në situata tërmetesh ose ngjarje të tjera. Faktori i sjelljes është pjesë e analizës së spektrit të tërmeteve dhe ndikon në përcaktimin e forcave të projektuara për një strukturë.

Sipas kodit dhe standardeve të inxhinierisë, një faktor i sjelljes të ulët mund të interpretohet si një shenjë e dobësisë së strukturës në përballje me forcën e tërmetit. Një strukturë me faktor të ulët të sjelljes mund të jetë më e prirur për shkatërrim dhe deformime të dëmshme në rast tërmeti.

➤ **Koncepti b)**

Strukturat me disipim të mesëm dhe të lartë janë struktura inxhinierike të projektuara me teknika dhe elemente të veçanta për të përballojë dhe disipuar energjinë nga ngjarjet e forta si tërmetet. Këto struktura janë dizajnuar për të reduktuar dëmet e mundshme dhe për të mbrojtur jetën njerëzore duke përdorur strategji të ndryshme për disipimin e energjisë dhe përmbajtjen e forcave të jashtme.

Në kuadër të faktorit të sjelljes së strukturave me disipim të mesëm dhe të lartë, termi i "sjelljes" lidhet me aftësinë e tyre për të menaxhuar dhe reaguat ndaj ngjarjeve të forta natyrore, siç janë tërmetet. Këto struktura përdorin një gamë të ndryshme të elementeve dhe teknikave për të përballojë dhe disipuar energjinë nga forcat e jashtme.

Tabela 8: Klasa te duktilitetit strukturor dhe kufiri I siperm i vleres baze se faktoreve te sjelljes

Konceptet	Klasa e duktilitetit strukturor	Intervali i vlerave referuese te faktorit te sjelljes q
Koncepti a) Sjellje strukturore me disipim te ulet	DCL (E ulet)	$\leq 1,5 - 2$
Koncepti b) Sjellje strukturore disipuese	DCM (E mesme)	≤ 4 i kufizuar dhe nga vlerat e Tabeles 2
	DCH (Elarte)	i kufizuar vetem nga vlerat e Tabeles 2

- *Vlerat e caktuara si kufi sipërm i q -se për sjellje me disipim të ulët, në kontekstin e Tabeles 1, Vlera e rekomanduar si kufi i sipërm i q -së për sjellje me disipim të ulët është 1.5.*

Në **konceptin a)** efektet e veprimit mund të llogariten mbi bazën e një analize elastike globale pa marrë parasysh një sjellje jolineare domethënëse të materialit, kufiri i sipërm i vlerës së referencës së faktorit të sjelljes q mund të merret midis 1,5 dhe 2. Në rastin e parregullsisë në lartësi, këshillohet që faktori i sjelljes q të korrigjohet, por nuk është e nevojshme që ai të merret më i vogël se 1,5. **[8]EN 1998-1-2004-6.1.2**

Në **konceptin a)**, nëse kufiri i sipërm i vlerës së referencës së q -së është marrë më i madh se 1,5, atëherë elementët parësorë sizmike të strukturës këshillohet të jenë me prerje tëthore të klasave 1, 2 ose 3.

Në **konceptin a**), rezistenca e elementëve dhe e bashkimeve keshillohet të vlerësohet në përputhje me **EN 1993** pa ndonjë kërkesë plotësuese. Për ndërtesat që nuk janë të izoluara sizmikisht, projektimi në përputhje me konceptin a) është i rekomandueshëm vetëm për rastet me sizmicitet të ulët. **{[8]EN 1998-1-2004-3.2.1(4)}**

Në **konceptin b**) është marrë parasysh aftësia e pjesëve të strukturës (zonave disipuese) për t'u rezistuar veprimeve sizmike nëpërmjet sjelljes inelastike. Kur përdoret spektri i projektimit për analizën elastike, vlera e referencës e faktorit të sjelljes **q** mund të merret më e madhe se vlera e kufirit të sipërm e vendosur në Tabelen 1 dhe në Shenimin 1 për sjelljen strukturore me disipim të ulët. Vlera e kufirit të sipërm e **q**-se varet nga klasa e duktilitetit dhe tipi strukturor . Kur përdoret ky koncept b), duhet të plotësohen kërkesat e dhena në **figuren.2** deri **figuren.11**. **{[8]EN 1998-1-2004-6.1.2}**

Strukturat e projektuara në përputhje me konceptin b) duhet t'i përkasin klasave të duktilitetit strukturor DCM ose DCH. Këto klasa korrespondojnë me aftësinë e rritur të strukturave për të disipuar energji në mekanizmat plastikë. Në varësi të klasës së duktilitetit, duhet të plotësohen kërkesa specifike në një ose më shumë nga aspektet e mëposhtme: klasa e seksioneve prej çeliku dhe kapaciteti në rrotullim i bashkimeve.

3.3 Verifikimet e sigurisë

Verifikimet e sigurisë janë një pjesë kritike e procesit të ndërtimit dhe operimit të një ndërtese. Për ndërtesat prej çeliku, verifikimet e sigurisë përfshijnë kontrollet dhe testimet për të siguruar që ndërtesa është e sigurtë për përdorim dhe ka kapacitetin për të rezistuar ndaj forcave të ndryshme, duke përfshirë edhe ato sizmike.

Për verifikimet e gjendjes së fundit kufitare koeficienti I sigurisë për çelikon $\gamma_s = \gamma_M$ duhet të marrë parasysh degradimin e mundshëm të rezistencës për shkak të deformimeve në ciklik. **{[8]EN 1998-1-2004-6.1.3}**

- *Aneksi kombetar jap një zgjedhje të γ_s*
- *Duke supozuar që, për shkak të dispozitave mbi duktilitetin lokal, raporti midis rezistencës mbetëse pas degradimit dhe asaj fillestare është afërsisht i barabartë me raportin midis vlerave të γ_M për kombinimet aksidentale dhe kryesore të ngarkesave, rekomandohet të aplikohet koeficienti I sigurisë γ_s i pershtatur për situatat e qëndrueshme dhe kalimtare të projektimi*

Koeficienti i sigurisë (γ_s) është një faktor që përdoret në inxhinieri për të rritur rezistencën e një sistemi ose materiali mbi vlerën e tij të parashikuar ose të llogaritur. Ky koeficient i sigurisë përdoret për të mbuluar variacionet e paparashikuara, paqëndrueshmërinë e materialeve, gabimet në analizë, dhe aspekte të tjera që mund të ndikojnë në sigurinë dhe performancën e një ndërtese apo sistemi.

Në përdorimin e çelikut në ndërtesa, koeficienti i sigurisë (γ_s) zakonisht përdoret në formulat e sigurisë për tensionin, forcën e mbështjelljes, dhe aspekte të tjera të dizajnit. Për shembull, në formulat e tensionit, mund të shkruhet si:

$$\text{Tensioni I projektuar} = \text{tensioni I lejuar} / \gamma_s$$

Kjo formulë tregon se tensioni i projektuar është i barabartë me tensionin e lejuar (i cili është rezistenca e materiales) ndarë me koeficientin e sigurisë (γ_s). Kjo i jep një rezervë të shtuar për situata të paparashikuara dhe pasiguri në procesin e dizajnit dhe realizimit të ndërtesës.

Vlerat e koeficientit të sigurisë mund të ndryshojnë në varësi të standardeve ndërkombëtare apo lokale të cilat janë të përdorura. Për shembuj, në Eurocode, vlera e γ_s mund të ndryshojë në varësi të llojit të forces dhe materialit të përdorur.

Kështu, gjatë fazës së projektimit dhe ndërtimit të ndërtesave prej çeliku, është e rëndësishme të respektohen vlerat e përcaktuara për koeficientin e sigurisë në standarde dhe specifika të aplikueshme. Ky është një mjet themelor për sigurinë dhe integritetin e ndërtesës.

4.0 MATERIALET

Në inxhinieri dhe ndërtim, zgjedhja e materialeve është një aspekt kyç i projektimit dhe ndërtimit. Përdorimi i materialeve të përshtatshme ka ndikim të drejtpërdrejtë në performancën, qëndrueshmërinë, sigurinë, dhe shpenzimet e një projekti.

Çeliku strukturor duhet të përputhet me standardet e referuara në EN 1993.

Shpërndarja e vetive të materialit në strukturë, si rezistenca në rrjedhshmeri dhe qëndrueshmera ("toughness"), duhet të jenë të tilla që zonat disipuese të formohen aty ku ato janë parashikuar në projektim. {[8]EN 1998-1-2004-6.2 }

- *Zonat disipuese(formimi I cerinerave plastike) priten te kalojne ne rrjedhshmeri perpara se zonat e tjera te dalin nga faza elastike gjate termetit.*

**Projektimi i strukturës duhet të jetë në përputhje me një nga kushtet vijuese a), b) ose c):
Kushti (a)**

Vlera e sipërme e rezistencës në rrjedhshmeri $f_{y,max}$ e çlikut në zona disipuese kënaq shprehjen vijuese $f_{y,max} \leq 1.1 \gamma_{ov} * f_y$

γ_{ov} -është faktori i mbirezistencës së përdorur në projektim.

f_y -është rezistenca nominale në rrjedhshmeri e specifikuar për klasen e çelikut.

- *Për çelique të klases S235 dhe me $\gamma_{ov} = 1,25$ kjo metodë jep një maksimum $f_{y,max} = 323 \text{ N/mm}^2$.*
- *Vlera që i caktohet γ_{ov} për t'u përdorur në një vend, për të kontrolluar kushtin a), vlera e rekomanduar është $\gamma_{ov} = 1.25$*

Kushti (b)

Për çeliquet në të dy zonat, me dhe pa disipim; një vlerë e sipërme $f_{y,max}$ është specifikuar për çelikut e zonave disipuese vlera nominale f_y e çeliqueve e specifikuar për zonat padisipim dhe bashkimet tejkalojnë vlerën e sipërme të rezistencës në rrjedhshmëri $f_{y,max}$ të zonave disipuese. {[8]EN 1998-1-2004-6.2}

- *Normalisht ky kusht çon në përdorimin e çeliqueve të klasës S355 për elementët jodisipuese dhe bashkimet jodisipuese (projektuar mbi bazën e f_y të çeliqueve S235) dhe në përdorimin e çeliqueve të klasës S235 për elementet disipuese ose bashkimeve ku rezistenca e sipërme në rrjedhshmëri e çeliqueve të klasës S235 është kufizuar deri në $f_{y,max} = 355 \text{ N/mm}^2$.*

Kushti(c):

Rezistenca aktuale në rrjedhshmëri $f_{y,act}$ e çelikut të çdo zone disipuese është përcaktuar nga matjet dhe faktori i mbirezistencës është llogaritur për çdo zonë disipuese si $\gamma_{ov} = f_{y,act} / f_y$, ku f_y është rezistenca në rrjedhshmëri e çelikut në zona disipuese. {[8]EN 1998-1-2004-6.2}

- *Ky kusht është i zbatueshëm kur çeliquet e njohura janë marrë nga rezerva ose nga vlerësimet e ndërtesave ekzistuese ose ku supozimet nga ana e sigurisë se rezistencës në rrjedhshmëri të bëra në projektim janë konfirmuar nga matjet përpara prodhimit.*

Rrjedhshmeria e një materiali është një karakteristikë e rëndësishme e mekanikës së materialeve dhe tregon aftësinë e materialit për të deformuar përmes rrjedhshmerisë pa u degraduar apo thyerje të dukshme. Ky proces ndodh në fazën e deformimit plastik, ku materiali fillon të deformohet përmes shpërndarjes së atomeve të tij.

Rrjedhshmeria shpesh shprehet në një vlerë të caktuar të ngarkesës të rrjedhshme, të shprehur në megapaskale (MPa) ose në një njësi tjetër të përshtatshme të masës së tensionit. Ky vlerë mund të shkruhet si f_y (ngarkesa në rrjedhshmeri) dhe shpesh njihet edhe si vlera e sipërme e rezistencës në rrjedhshmeri ($f_{y,max}$).

Rrjedhshmeria e një materiali është e rëndësishme në projektimin e ndërtimeve, veçanërisht kur është e nevojshme të dimë se sa deformim është i lejuar para se një material të pësojë dëmtime të dukshme. Kjo është e rëndësishme për të siguruar që ndërtesat dhe strukturat të jenë stabile dhe të sigurta në situata të ndryshme nga forcat e ndryshme.

5 TIPET STRUKTURE DHE FAKTORËT E SJELLJES

5.1 Tipet strukturorë

Ndërtesat prej çeliku duhet të kategorizohen në një prej tipave strukturorë vijuesë në përputhje me sjelljen e strukturës kryesore rezistuese të tyre nën veprimet sizmike (shih Figurat 1 deri në 8). **{[8]EN 1998-1-2004-6.3.1}**

(a) Rama moment-rezistuese-janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen nga elementët që punojnë kryesisht në përkulje.

(b) Rama me lidhje centrike ("concretric bracings")-janë ato struktura në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga elementet shtanguese që u janë nënshtuar forcave aksiale (centrike).

c) Rama me lidhje ekscentrike ("eccentric bracings")-janë ato struktura në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga elementë të ngarkuar me forca aksiale, por ku jashtëqendërsia e skemës është e tillë që energjia mund të disipohet në hallkat sizmike ose nëpërmjet përkuljes ciklike ose nëpërmjet prerjes ciklike.

d) Strukturat lavjerrës i përmbysur-janë strukturat në të cilat zonat disipuese janë lokalizuar në bazat e shtyllave.

e) Strukturat metalike me bërthamë betoni ose mure betoni-janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga këto bërthama ose mure.

f) Rama moment-rezistuese të kombinuara me mbajtëset centrike.

g) Rama moment-rezistuese të kombinuara me mbushje.

(a) Në ramat moment-rezistuese

këshillohet që zonat disipuese të formohen kryesisht në çernierat plastike në trarë ose në bashkimet tra-shtyllë në mënyrë që energjia të disipohet me anë të përkuljes ciklike . •

Zonat disipuese mund të formohen edhe në shtylla:

- në bazë të ramës;
- në majë të shtyllave në katin e sipërm të ndërtesave shumëkatëshe;
- në fillim dhe në fund të shtyllave në ndërtesat njëkatëshe, në të cilat \mathbf{NEd} në shtylla kënaq jobarazimin: $NEd / N_{p1,Rct} < 0,3$.

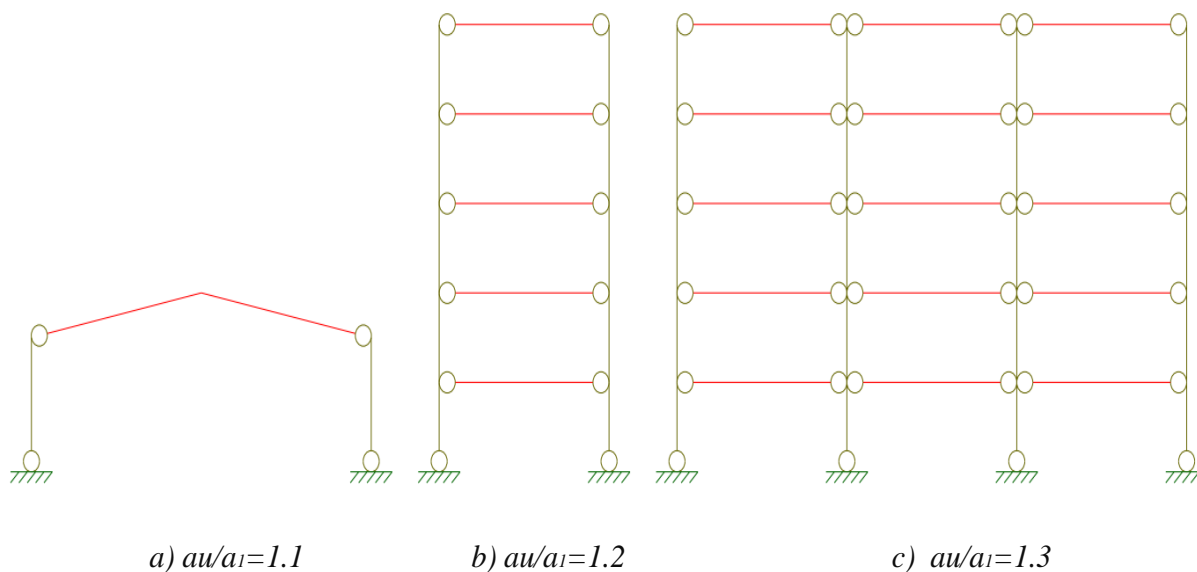


Figura 4: Rama moment-rezistues (zona disipuese në trarë dhe në fund të shtyllave).

(b) Në ramat me lidhje centrike

Këshillohet që zonat disipuese të formohen kryesisht në diagonalet e tërhequra.

Lidhjet (shtangimet) mund t'i përkasin njëres prej kategorive vijuese:

- Lidhje diagonale aktive në tërheqje, në të cilat forcat horizontale mund të përballohen vetëm nga diagonalet e tërhequra, pa marrë parasysh diagonalet e shtypura.
- Lidhje **V**, në të cilat forcat horizontale mund të përballohen duke marrë parasysh si diagonalet e tërhequra, ashtu edhe ato të shtypura. Pika e ndërprerjes e këtyre diagonaleve bie në elementin horizontal, i cili duhet të jetë i vazhduar.
- Nuk mund të përdoren lidhje të tipit **K**, në të cilat ndërprerja e diagonaleve bie në një shtyllë (shih **Figuren 9**).

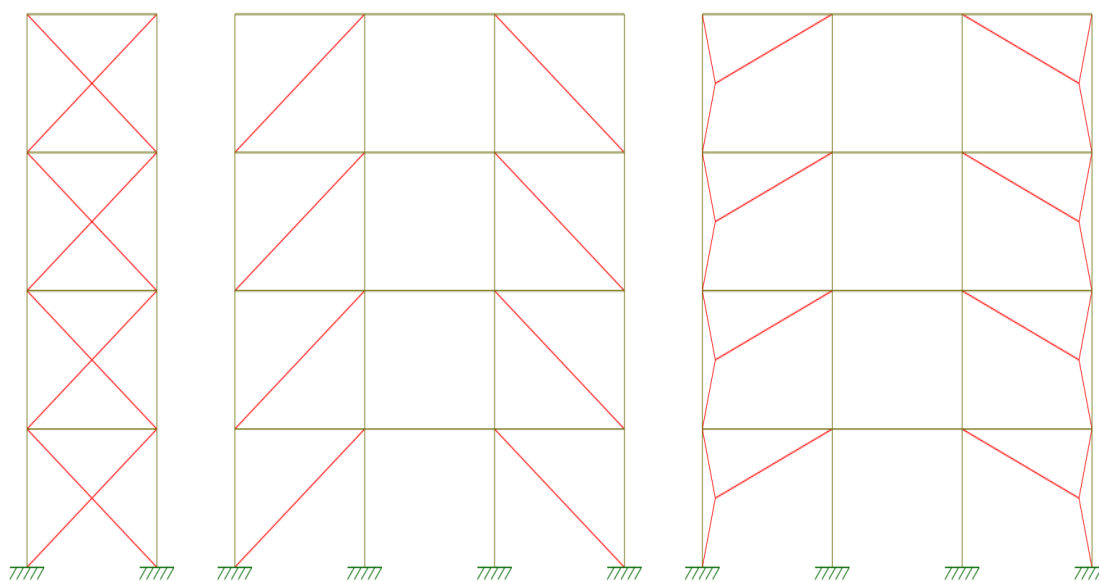


Figura 5: Rama me lidhje diagonale centrike (zona disipuese vetëm në diagonalet e tërhequra)

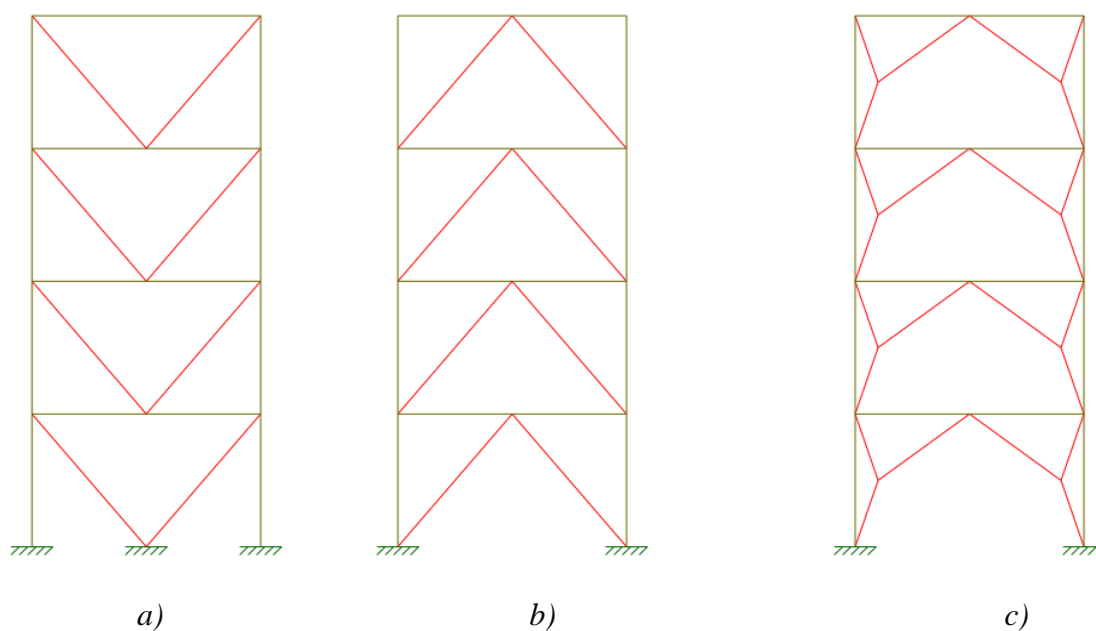


Figura 6: Rama me lidhje centrike V (zona disipuese në diagonalet e tërhequra dhe të shtypura)

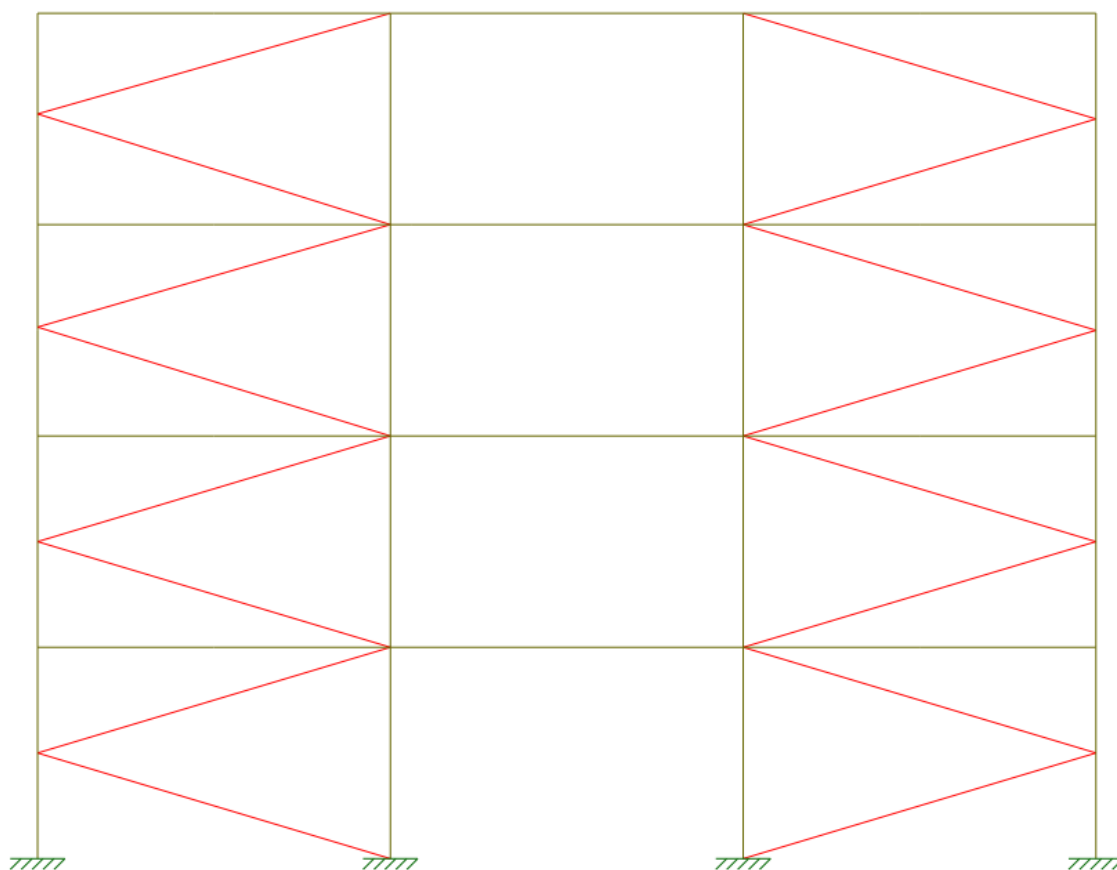
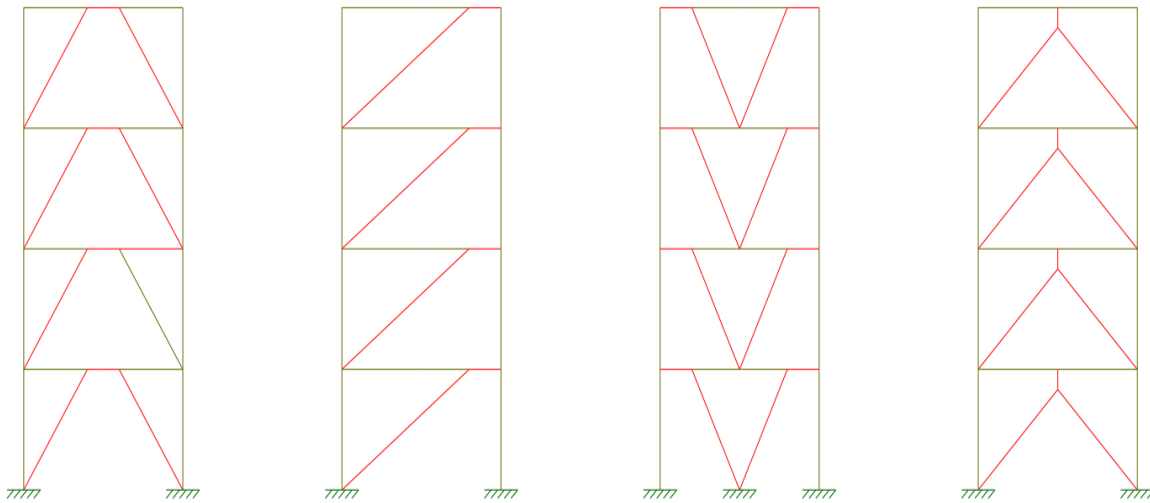


Figura 7: Ramë me lidhje K (nuk lejohet)

(c) Ramat me mbajtëse ekscentrike

Këshillohet të përdoren konfiguracione të cilat sigurojnë që të gjitha hallkat të jenë aktive, sikurse tregohet ne **Figurën 5**.



$$a_w/a_1=1.2$$

Figura 8: Rama me lidhje(shtangime) ekscentrike (zona disipuese në hallkat Përkuljes ose të prerjes).

Ramat me mbajtëse ekscentrike janë një lloj strukture që përdoret në inxhinierinë strukturore për të përballojë tensione dhe deformime nën forcat sizmike, sidomos në rast tërmetesh. Këto rama janë të përbërë nga elemente që kanë qendrën e rrotullimit jashtë qendrës së shtyllës, duke i dhënë një ekscentricitet në sistem.

Lidhjet ekscentrike janë të përcaktuara në mënyrë që qendra e mbajtësit të jetë jashtë qendrës së rrotullimit të shtyllës. Ky ekscentricitet ndihmon në krijimin e një momenti të përkuljes, duke lejuar deformime të kontrolluara në rast tërmetesh.

Rama me mbajtëse ekscentrike është veçanërisht e përshtatshme për struktura të larta, si ndërtesa të larta ose kulla, ku ngarkesat dhe deformimet mund të jenë më të shprehura në rast tërmetesh.

Është e rëndësishme të theksohet se projektimi i rameve me mbajtëse ekscentrike kërkon një kuptim të thellë të dinamikave sizmike dhe njohuri të avancuara në inxhinieri strukturore. Këto rama janë një pjesë e përpjekjeve për të përmirësuar sigurinë dhe stabilitetin e ndërtesave në rast tërmetesh

(d)Strukturat lavjerrës i përmbysur

Mund të konsiderohen si rama moment- rezistuese me kusht që elementet rezistente ndaj tërmetit të kenë më shumë se një shtyllë në çdo plan rezistues dhe mosbarazimi vijues i kufizimit të forcës aksiale: $NEd < 0,3 Npl, Rd$ të kënaqet në çdo shtyllë. **{[8]EN 1998-1-2004-6.2}**

Strukturat lavjerrëse i përmbysur janë struktura që janë projektuar dhe ndërtuar për të ruajtur stabilitetin dhe rezistencën e tyre, pavarësisht deformimeve të mëdha që mund të ndodhin në rast tërmetesh ose ngjarjesh tjera të forta. Këto struktura janë zakonisht të dizajnuara në mënyrë që të kenë aftësi të veçanta për të përballojë ngarkese dhe deformimet nën forca tërmetesh.

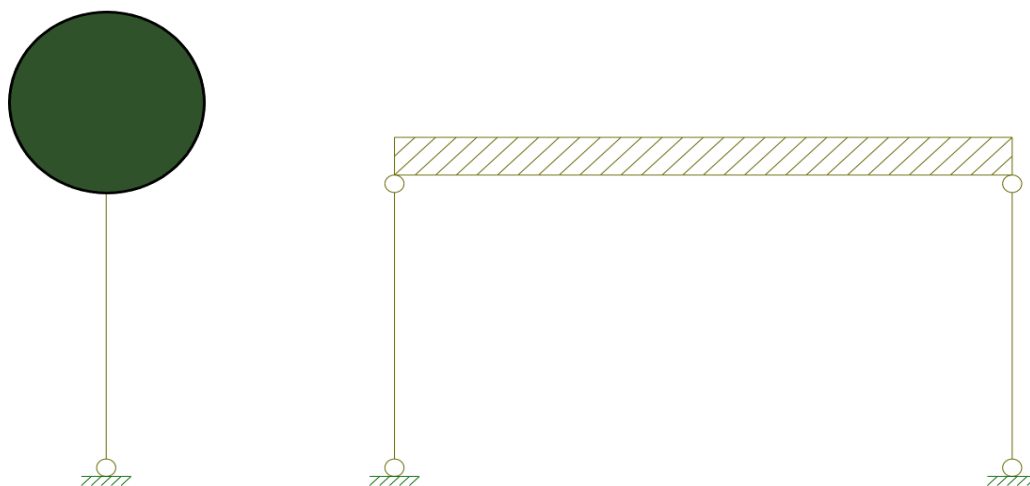
a): $a_w/a_1=1$ b): $a_w/a_1=1.1$

Figura 9: Lavjerrës i përmbysur: a) zona disipuese në bazë të shtyllës; b) zona disipuese në shtylla.

Ndërtesa Burj Khalifa në Dubai, e njohur si ndërtesa më e lartë në botë. Kjo ndërtesë është një shembull i një strukture lavjerrëse i përmbysur. Disa karakteristika të ndërtesës që e bëjnë atë lavjerrëse mund të përfshijnë, shtyllat e ndërtesës janë të segmentuara dhe kanë dizajn të veçantë për të përballojë deformime plastike. Segmentimi e bën ndërtesën më fleksibile dhe të aftë për tu përshtatur në një mënyrë të kontrolluar në rast tërmetesh.

Burj Khalifa përdor sisteme lavjerrëse, duke përfshirë amortizatorë sizmikë dhe teknologji të tjera të mbajtjes lavjerrëse për të reduktuar tensionet dhe për të absorbuar energjinë e liruar nga forcat sizmike.

e)Strukturat metalike me bërthamë betoni ose mure betoni

Janë ato në të cilat forcat horizontale përballohen kryesisht nga këto bërthama ose mure. Në këtë variant, muret e betonit përdoren për të ofruar mbështetje dhe rezistencë kundër forcave sizmike. Profilet çeliku përdoren për skeletin kryesor dhe mbajtjen e ngarkesave vertikale.

Muret e betonit, të vendosura strategjikisht në ndërtesë, përballojnë ngarkesa dhe ndikime tjera që mund të shkaktohen nga forcat horizontale.

Lidhjet midis profileve çeliku dhe bërthamës së betonit janë të projektuara për të garantuar një transferim efikas të forcave dhe momenteve.

Strukturat nga çeliku me bërthamë betoni ofrojnë liri të madhe në dizajnim dhe formë. Profili i çelikut mund të përdoret për të krijuar forma të ndryshme arkitektonike, ndërsa bërthama e betonit siguron mbështetje dhe stabilitet

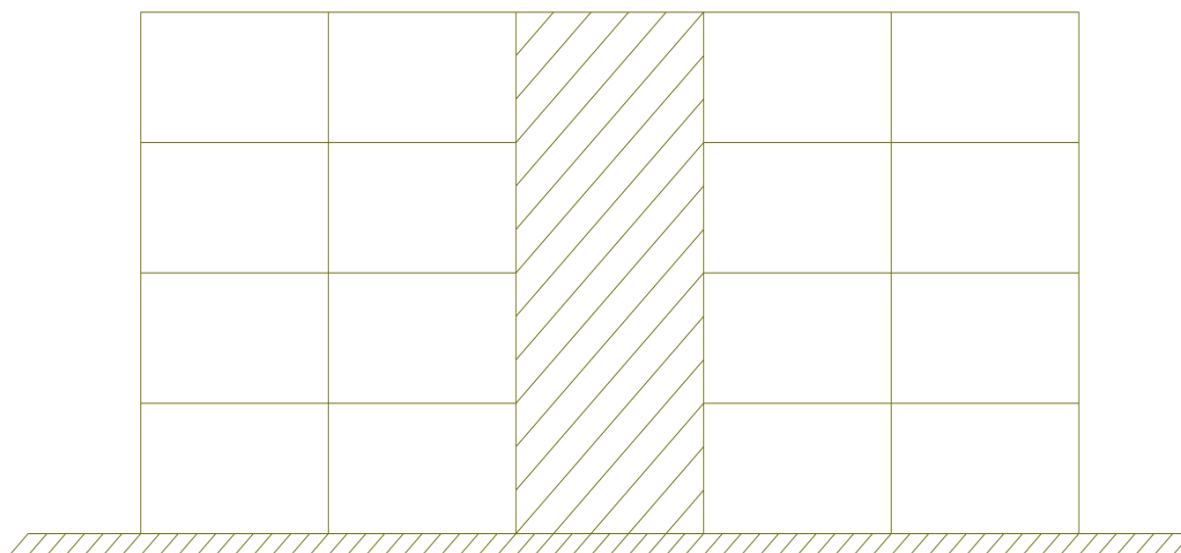


Figura 10: Struktura me bërthame betoni ose mure betoni

f) Rama moment-rezistuese të kombinuara me mbajtëset centrike

Ramat moment-rezistuese të kombinuara me mbajtëse centrike janë një lloj i strukturave që përdorin një kombinim të profilit çeliku me lidhje centrike (mbajtëse) për të përballojë ngarkesat dhe deformimet në rast tërmetesh dhe ngarkesave të tjera. Ky tip strukture është i projektuar për të optimizuar performancën e ndërtesës nën forca sizmike.

Në rast tërmetesh, këto lidhje centrike mund të përdoren për të ndihmuar në disipimin e energjisë së liruar nga forcat sizmike. Kjo mund të ndihmojë në reduktimin e tensioneve dhe dëmeve në strukturë.

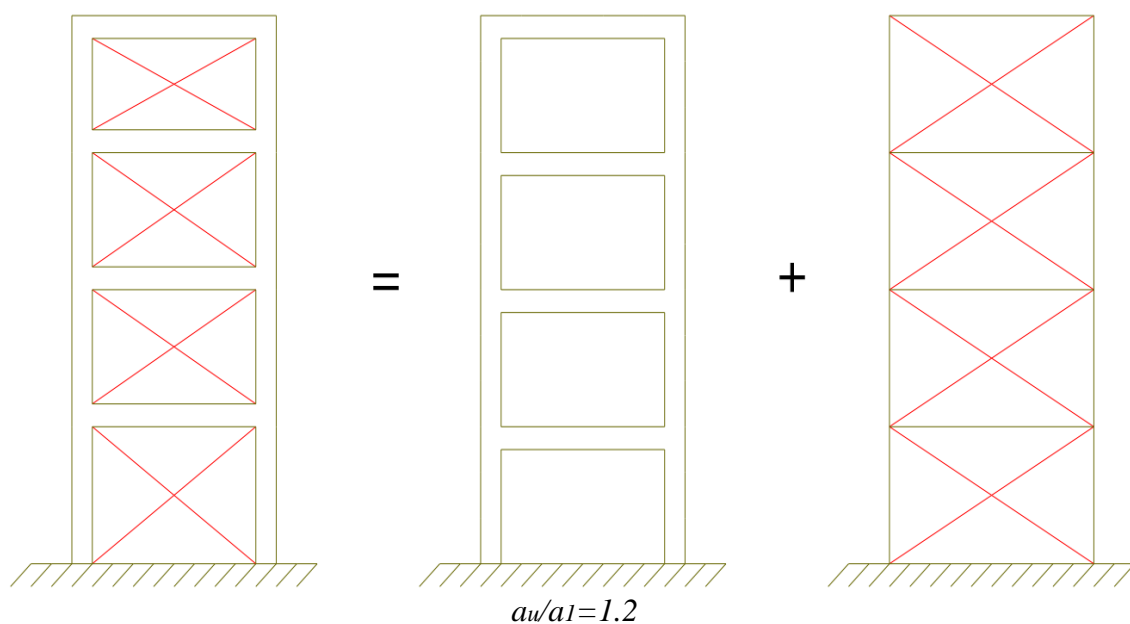


Figura 11: Rama moment-rezistuese e kombinuar me lidhje centrike (zonat disipuese në ramën moment-rezistuese dhe në diagonalet e tërhequra).

g) Rama moment-rezistuese të kombinuara me mbushje.

Ramat moment-rezistuese të kombinuara me mbushje janë një lloj strukturash që përfshijnë një kombinim të profileve çeliku me mbajtëse dhe mbushje të ndryshme, përfshirë materiale të tilla si betoni ose panele të ndryshme izoluese. Kjo kombinim mund të përdoret për të përmirësuar performancën e ndërtesës në aspektin sizmik, për të përballuar tensionet dhe deformimet që mund të ndodhin në rast tërmetesh.

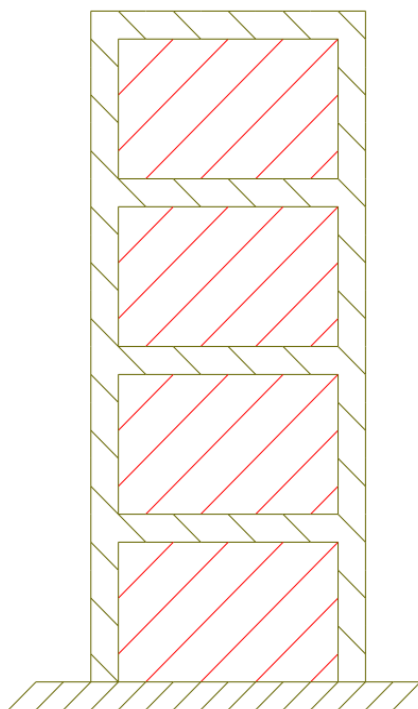


Figura 12: Ramë moment-rezistuese kombinuar me mbushje

6 KRITERE PROJEKTIMI DHE RREGULLA DETAJIMI TË PËRBASHKËTA PËR TË GJITHË TIPAT E STRUKTURAVE DISIPUESE

6.1 Të përgjithshme

Kriteret e projektimit janë standardet, udhëzimet, dhe kërkesat që inxhinierët duhet të përdorin gjatë projektimit të një strukture. Këto kritere janë pjesë e kodit të inxhinierisë së ndërtimit dhe ndihmojnë në sigurimin e qëndrueshmërisë, sigurisë, dhe funksionimit të duhur të ndërtesës.

Këshillohet që kriteret e projektimit të dhëna në 5.2 të aplikohen për pjesët e strukturave rezistente ndaj tërmetit të projektuara në përputhje me konceptin e sjelljes strukturore disipuese.

Kriteret e projektimit të dhëna në 5.2 konsiderohen se kënaqen nëse janë ndjekur rregullat e detajimit të dhëna në 5.3 deri në 5.5. **{[8]EN 1998-1-2004-6.5.1}**

6.2 Kriteret e projektimit për strukturat disipuese

Projektimi i strukturave me sjellje disipuese, veçanërisht në kontekstin e rezistencës së tërmeteve, përfshin përdorimin e materialeve dhe teknikave të caktuara për të përmirësuar aftësinë e strukturës për të përballet me forcat dhe momentet sizmike

Strukturat me zona disipuese duhet të projektohen të tilla që rrjedhshmëria ose epja lokale apo fenomene të tjera për shkak të sjelljes jo të rregullt nuk ndikojnë në qëndrueshmërinë e përgjithshme të strukturës.

- Faktorët **q** të dhënë në tablenën 2 konsiderohet se plotesojnë këtë kërkesë.

Zonat disipuese duhet të kenë duktilitet dhe rezistencë adekuate. Rezistenca duhet të verifikohet në përputhje me EN 1993.

Zonat disipuese mund të jenë në elementët strukturore ose në bashkimet.

Nëse zonat disipuese janë të lokalizuara në elementët strukturore, pjesët jodisipuese dhe bashkimet e pjesëve disipuese me pjesën tjetër të strukturës duhet të kenë mbirezistencë të mjaftueshme për të lejuar zhvillimin e rrjedhshmërisë ciklike në pjesët disipuese.

Kur zonat disipuese ndodhen në bashkimet, atëherë elementet e bashkuar aty duhet të kenë mbirezistencë të mjaftueshme për të lejuar zhvillimin e rrjedhshmërisë ciklike në bashkimet.

{[8]EN 1998-1-2004-6.5.2 (1)-(5)}

6.3 Rregullat e projektimit për elementët disipuese në shtypje ose përkulje

Projektimi i elementeve disipuese në shtypje ose përkulje, të cilat janë pjesë e një strukture me sjellje disipuese, ka disa rregulla dhe kritere të rëndësishme. Këto rregulla përfshijnë përdorimin e materialeve të përshtatshme, dizajnin e lidhjeve, dhe sigurimin që elementët të jenë të aftë për të absorbuar dhe disipuar energjinë në një mënyrë efikase

Duktiliteti i mjaftueshëm lokal i elementëve, të cilat disipojnë energji në shtypje ose përkulje, duhet të sigurohet duke kufizuar raportin gjerësi-trashësi b/t në përputhje me klasat e prerjës tërthore të specifikuara në {[12]EN1993-1-1:2005,5.5.}

Në varësi të klases së duktilitetit dhe faktorit të sjelljes q të përdorur në projektim, kërkesat lidhur me klasat e prerjes tërthore të elementëve prej çeliku të cilat disipojnë energji janë treguar në Tabelën 4.

Tabela 9: Kërkesat mbi klasën e prerjes tërthore të elementëve disipuese në varësi të klasës së duktilitetit dhe faktorit baze të sjelljes.

Klasë e duktilitetit	Vlerë referencë e faktorit të sjelljes q	Klasë e kërkuar e prerjes tërthore
DCM (e mesme)	$1,5 < q \leq 2$	klasa 1, 2 ose 3
	$2 < q \leq 4$	klasa 1 ose 2
DCH	$q > 4$	klasa 1

6.4 Rregullat e projektimit për pjesët ose elementët në tërheqje

Për elementët në tërheqje ose pjesë të elementëve në tërheqje, këshillohet të përmbushet kërkesa e duktilitetit të {[12]EN 1993-1-1:2005,6.2.3(3)}.

Shembull: Specifikat e elementit në Tërheqje: Nëse dëshironi të përfshijmë një shembull numerik me rezultate reale për elementët në tërheqje, do të duhet të caktojmë vlerat e disa parameterëve specifikë, të tilla si forca në tërheqje, karakteristikat e materialeve, dhe të përdorim formulat e përshtatshme nga standardet e ndërtimit si EN 1993-1-1:2005.

- Kërkesa për forcat në tërheqje: $N_{Ed}=500 \text{ kN}$
- Materialet: Çelik me rezistencë në tërheqje $f_y=250 \text{ MPa}$
- Kërkesa për duktilitet: $q=2.0$
- Trashësia e elementit $t=20 \text{ mm}$
- Gjerësia e elementit $b= 200 \text{ mm}$
- Faktori i sigurisë $\lambda_{M0}=1.1$

Hapat e Llogaritjes:

Llogaritja e Zonës së Seksionit (A_g):

$$A_g=b*t = 200\text{mm} * 20\text{mm} = 4000\text{mm}^2$$

Llogaritja e Kapacitetit të Seksionit në Tërheqje ($N_{pl,Rd}$):

$$N_{pl,Rd} = (f_y * A_g) / \lambda_{M0}$$

Kontrolli i Kufirit Duktiliteti/Forca:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd} \leq q$$

Llogaritja e Kapacitetit të Seksionit në Tërheqje ($N_{pl,Rd}$):

$$N_{pl,Rd} = (f_y * A_g) / \lambda_{M0} = (250\text{MPa} * 4000\text{mm}^2) / 1.1 = 909.09 \text{ KN}$$

Kontrolli i Kufirit Duktiliteti/Forca:

$$N_{Ed} / N_{pl,Rd \leq q} = 500 \text{KN} / 909.09 \text{KN} = 0.55 \leq 2.0$$

Pas llogaritjeve, rezultati final është 0.55, që është më e vogël se 2.0 (kufiri i duktilitetit/forca). Kjo do të thotë që elementi në tërheqje është projektuar për të përmbushur kërkesat e duktilitetit në këtë rast të veçantë.

6.5 Rregullat e projektimit për bashkimet në zonat disipuese

Projektimi i bashkimeve duhet të jetë i tillë që të kufizojë formimin e deformimeve plastike, sforcimeve mbetëse të mëdha dhe të parandalojë defektet e prodhimit.

Bashkimet jodisipuese të elementëve disipuese të bëra me saldime kokë me kokë (butt) me penetrim të plotë mund të konsiderohet se kënaqin kriterin e mbirezistencës.

Për bashkimet jodisipuese me tegel këndor saldimi ose me bulona këshillohet që të kënaqet shprehja e mëposhtme:

$$R_d \geq 1.1 \gamma_{ov} R_{fy} \tag{1}$$

R_d - është rezistenca e bashkimit në përputhje me EN 1993;

R_{fy} - është rezistenca plastike e elementit disipues të lidhur, bazuar në sforcimin projektues në rrjedhshmëri të materialit sikurse përkufizohet në EN 1993.

γ_{ov} - është faktori i mbirezistencës.

Këshillohet që të përdoren kategoritë B dhe C të nyjave të bulonuara që punojnë në prerje, në përputhje me [EN 1993-1-8: 2005], kategoria E e nyjave të bulonuara që punojnë në tërheqje, në përputhje me [EN 1993-1-8: 2005],

Për lidhjet me bulona që punojnë në prerje, këshillohet që rezistenca e projektimit në prerje e bulonave duhet të jetë më e madhe se sesa 1,2 herë rezistencën e projektimit në mbajtje.

Të dhënat eksperimentale mund të bazohen në të dhënat ekzistuese. Përndryshe, këshillohet të kryhen prova.

7 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT MOMENT-REZISTUESE

7.1 Kriteret e projektimi

Ramat moment-rezistuese ("Moment-resisting frames") duhet të projektohen në mënyre të tillë që çernierat plastike të formohen në trare ose në bashkimet e trareve në shtylla, por jo në shtylla. Kjo kërkesë hiqet për bazën e ramës, për katin e sipërm të ndërtesave shumëkatëshe dhe për ndërtesat njëkatëshe. **{[8]EN 1998-1-2004-6.6.1 (1)}**

Seksionet e përdorura për shtyllat dhe trarët duhet të dimensionohen me kujdes për të siguruar që ato kanë kapacitet të mjaftueshëm plastik për të formuar çerniera plastike në trarë ose bashkimet e trareve në kolona.

Modeli i kerkuar i formimit të çernierës këshillohet të arrihet në përputhshmëri me 6.2, 6.3 dhe 6.4. **{[8]EN 1998-1-2004-4.4.2.3,6.6.2,6.6.3,6.6.4}**

7.2 Trarët

Këshillohet të verifikohet që trarët kanë rezistencë të mjaftueshme ndaj epjes anësore dhe epjes anësore në përdredhje në përputhje me EN1993, duke supozuar formimin e një çernierae plastike në një fund të traut. Fundi i traut që këshillohet të konsiderohet është fundi më i sforcuar në situatën sizmike projektuese.

Për çernierat plastike në trarë, këshillohet të verifikohet që momenti i plotë plastik i rezistencës dhe kapaciteti në rrotullim nuk zvogelohen për shkak të forcave shtypëse dhe prerëse. Për këtë qëllim, për seksionet që u perkasin klasave 1 dhe 2 të prerjeve tërthore, këshillohet që në vendin ku pritet të formohen çernierat plastike të verifikohen mosbarazimet e mëposhtme: **{[8]EN 1998-1-2004-6.6.2(6.2),(6.3),(6.4),(6.5)}**

$$M_{Ed}/M_{pl,Rd} \leq 1.0 \quad (2)$$

$$N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0.15 \quad (3)$$

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5 \quad (4)$$

Ku:

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + V_{Ed,M} \quad (5)$$

N_{Ed} - është forca aksiale projektuese;

M_{Ed} -është momenti përkulës projektues;

V_{Ed} -është forca prerëse projektuese;

$N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$, -janë rezistencat projektuese në përputhje me EN 1993;

$V_{Ed,G}$ -është vlera projektuese e forcës prerëse për shkak të veprimeve josizmike;

$V_{Ed,G}$ -është vlera projektuese e forcës prerëse për shkak të aplikimit të momenteve plastike

$M_{pl,Rd,A}$ dhe $M_{pl,Rd,B}$, -shenja të kundërta në _seksionet fundore A dhe B të traut.

$V_{Ed,M} = (M_{pl,Rd,A} + M_{pl,Rd,s})/L$ -është rasti më i pafavorshëm, që i korrespondon një trau me hapësirë L dhe zona disipuese në të dyja fundet.

Për seksionet që i përkasin klasës 3 të prerjeve tërthore, këshillohet që shprehjet (2) deri në (5) të kontrollohen duke zëvendësuar $N_{pl,Rd}$, $M_{pl,Rd}$, $V_{pl,Rd}$ e $N_{el,Rd}$, $M_{el,Rd}$, $V_{el,Rd}$.

7.3 Shtyllat

Shtyllat duhet të verifikohen në shtypje duke marrë parasysh kombinimin më të disfavorshëm midis forcës aksiale dhe momentit përkulës. Gjatë kontrolleve, këshillohet që N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} të llogariten si:

$$N_{Ed} = N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E}$$

$$M_{Ed} = M_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega M_{Ed,E} \quad (6)$$

$$V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

Ku

$N_{Ed,G}$ ($M_{Ed,G}$, $V_{Ed,G}$)-janë forcat aksiale shtypëse (dhe përkatësisht momenti përkulës dhe forca prerëse) në shtyllë për shkak të veprimeve e josizmike, të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit;

$N_{Ed,E}$ ($M_{Ed,E}$, $V_{Ed,E}$)-janë forcat aksiale shtypëse (dhe përkatësisht momenti përkulës dhe forca prerëse) në shtylla për shkak të veprimit sizmik të projektimit.

γ ov-është faktori i mbirezistencës.

Ω -është vlera minimale e $\Omega_i = M_{pl,Rd}/M_{Ed,i}$ e të gjithë trarëve, në të cilët lokalizohen zona disipuese; $M_{Ed,i}$, është vlera projektuese e momentit përkulës në traun i në situatën sizmike të projektimit dhe $M_{pl,Rd}$ është momenti plastik korrespondues.

Në shtyllat ku çernierat plastike formohen sikurse përcaktohet në 6.1, këshillohet që verifikimi të marrë parasysh që në këto çerniera plastike momenti veprues është i barabartë me $M_{pl,Rd}$

Duhet që verifikimi i rezistencës së shtyllave të bëhet në përputhje me **[12]EN1993-1-1:2005, Seksioni 6}**

Duhet që forca prerëse në kolonë, V_{Ed} , që rezulton nga analiza strukturore të kënaqë shprehjen e mëposhtme:

$$V_{Ed}/V_{pl,Rd} \leq 0.5 \quad (7)$$

Këshillohet që transferimi i forcave nga trarët në shtylla, të respektojë rregullat e projektimit të dhëna në **EN 1993-1-8:2005, Seksioni 6**.

Rezistenca në prerje e pllakave lidhese të brinjës në bashkimet tra-shtyllë (shih Figuren 6.10), këshillohet që të kënaqë shprehjen e mëposhtme

$$V_{wp,Ed}/V_{wp,Rd} \leq 0.5 \quad (8)$$

$V_{wp,Ed}$ -është forca prerëse e projektimit në panelin e brinjës për shak të efekteve të veprimeve, duke marrë parasysh rezistencën plastike të zonave disipuese fqinje në trarë ose bashkime

$V_{wp,Rd}$ -është rezistenca në prerje e panelit të brinjës në përputhje me EN 1993-1-8:2005,.
6.2.6.1. Nuk kërkohet që në rezistencën plastike në prerje të merret parasysh efekti i sforcimeve nga forca aksiale dhe nga momenti përkules

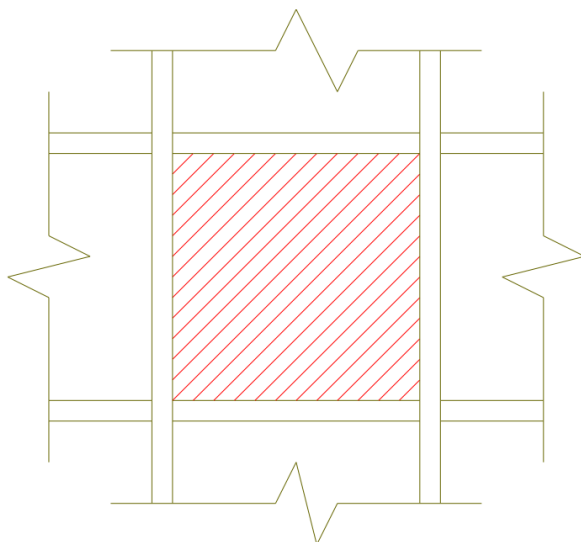


Figura 13: Paneli i brinjës së konturuar nga flanxhat e shtyllës dhe shtanguesit

Këshillohet që rezistenca në epje për shkak të forcës prerëse të paneleve të brinjës të kontrollohet gjithashtu Për të siguruar që ajo është në përputhje me EN 1993-1-5:2006, Seksioni 5:

$$V_{wp,Ed} \leq V_{wp,Rd} \quad (9)$$

ku

$V_{wb,Rd}$ -është rezistenca në epje për shkak të forcës prerëse të panelit të brinjës.

7.4 Bashkimet tra-shtyllë

Nëse struktura është projektuar për të disipuar energji në trarë, këshillohet që bashkimet e trarëve me shtyllat të projektohen për shkallën e kërkuar të mbirezistencës (shih 5.5) duke marrë parasysh momentin e rezistencës $M_{pi,Rct}$ dhe forcën prerëse ($V_{Ed,G} + V_{Ed,M}$) të vlerësuar në 6.2. **{[8]EN 1998-1-2004-6.6.4}**

Bashkimet disipuese gjysëm-rigjide dhe/ose me rezistencë të pjesshme janë të lejuara me kusht që të verifikohen të gjitha kërkesat vijuese:

a-bashkimet kanë një kapacitet në rrotullim konsistent me deformimet globale;

b-vërtetohet se elementet që futen në bashkime janë të qëndrueshme në gjendjen e fundit kufitare (ULS);

c-merret parasysh efekti i deformimeve të bashkimeve në driftin global, duke përdorur analizë globale statike jolineare (pushover) ose një analizë jolineare në fushën kohore.

Këshillohet që projektimi i bashkimeve të jetë i tillë që kapaciteti në rrotullim i zonës së çemierës plastike θ_P të mos jetë më i vogël se 35 mrad për strukturat me klasë duktiliteti DCH dhe 25 mrad për strukturat me klasë duktiliteti DCM me $q > 2$. Rrotullimi θ_P përkufizohet si:

$$\theta_P = \delta / 0.5 L \quad (10)$$

ku (shih Figuren 11):

δ -është zhvendosja e traut në mes të hapësirës

L -është hapësira e traut

Këshillohet që të sigurohet kapaciteti në rrotullim i zonës së çemierës plastike θ_P nën veprimin e ngarkesave ciklike pa degradim të rezistencës dhe të ngurtësisë me të madhe se 20%. Kjo kërkesë është e vlefshme pavarësisht nga vendndodhja e synuar e zonave disipuese

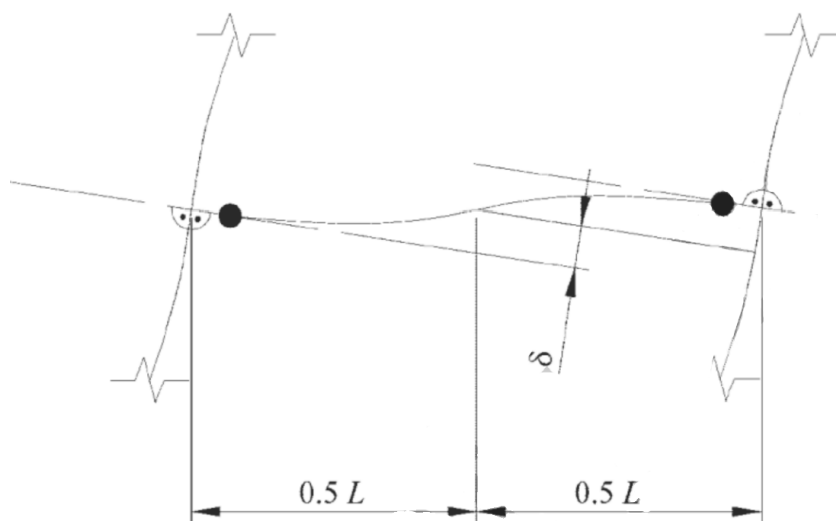


Figura 14: Gjendja e zhvendosjeve nga përkulja e traut, për llogaritjen e θ_P ,

Në eksperimentet e bëra për vleresimin e θ_P , këshillohet që rezistenca në prerje e panelit të brinjës së kolonës të përputhet me shprehjen (6.8) dhe deformimi në prerje i panelit të brinjës të shtyllës këshillohet që të mos kontribuojë më shumë se 30 % në kapacitetin e rrotullimit plastik θ_P .

Këshillohet që deformimet elastike të shtyllës të mos përfshihen në vleresimin e θ_P

Kur përdoren bashkime me rezistencë të pjesshme, këshillohet që projektimi i kapacitetit të shtyllës të bëhet duke u bazuar në kapacitetin plastik të bashkimit.

8.0 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT ME LIDHJE CENTRIKE

8.1 Kriteret e projektimit

Ramat me lidhje (shtangime) centrike duhet të projektohen në mënyrë që kalimi në rrjedhshmëri i diagonaleve të tërhequra të ndodhë para shkatërrimit të nyjeve dhe para kalimit në rrjedhshmëri apo epjes së trareve ose shtyllave

Elementet diagonale të lidhjeve ("bracings") duhet të vendosen në mënyrë të tillë që struktura, për ndryshim të kahjeve të ngarkesave, të shfaqë karakteristika të ngjashme forca/zhvendosje në çdo kat dhe në çdo kah për çdo drejtim të lidhjeve

$$|A^+ - A^-| / |A^+ + A^-| \leq 0.05 \quad (11)$$

ku A^+ dhe A^- janë siperfaqet e projeksioneve horizontale të prerjes tërthore të diagonaleve të tërhequra, kur veprimet sizmike horizontale kanë drejtim pozitiv ose negativ (shih Figuren 12)

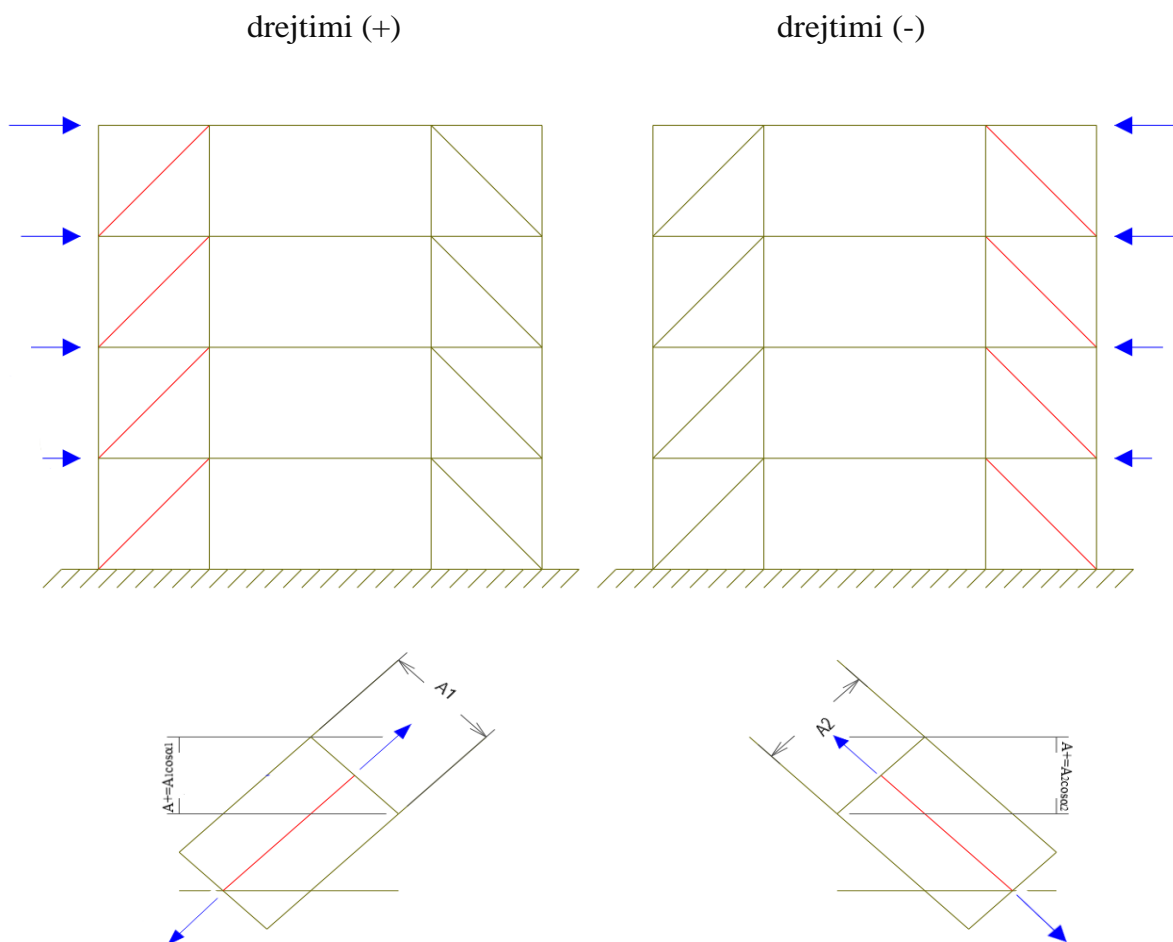


Figura 15: Shembull aplikimi

8.2 Analiza

Në kushtet e ngarkesave-peshë duhet të konsiderohet që vetëm traret dhe shtyllat u rezistojnë ngarkesave të tilla, pa marrë parasysh elementët e lidhjeve.

Në një analizë elastike të strukturës për veprimin sizmik, diagonalet duhet të merren në konsiderate si vijon:

Në ramat me lidhje (shtangime) diagonale duhet të merren parasysh vetëm diagonalet e tërhequra; në ramat me lidhje V duhet të merren parasysh që të dyja diagonalet, të tërhequrat dhe të shtypurat.

Lejohet marrja parasysh e të dy diagonaleve, atyre të tërhequra dhe të shtypura në analizën e çdo tipi lidhje centrik, nëse kënaqen të gjitha kushtet vijuese sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.7.2}**

a-është përdorur një analizë globale statike jolineare ("pushover") ose një analizë jolineare në fushën kohore;

b- Në modelimin e sjelljes së diagonaleve janë marrë parasysh që të dyja situatat para-epje dhe pas-epje dhe

c- është siguruar informacioni mbështetës që arsyeton modelin e përdorur për të përfaqësuar sjelljen e diagonaleve.

8.3 Elementët diagonale

Në ramat me lidhje diagonale X, këshillohet që përkulshmëria pa përmasa A e përkufizuar në **EN 1993-1-1:2005** të kufizohet nga kushti:

$$1,3 < \lambda \leq 2,0$$

Shënim: Kufiri 1,3 është dhënë për të shmangur shtyllat e mbingarkuara në fazën para-epjes (kur të dyja diagonalet e shtypura dhe të tërhequra janë aktive) përtej efekteve të veprimeve të marra nga një analizë në fazën e fundit, ku vetëm diagonalja e tërhequr merret si aktive.

Në ramat me lidhje diagonale, në të cilat diagonalet nuk janë të pozicionuara si lidhje diagonale X (shih për shembull Figurën 12), këshillohet që përkulshmëria pa përmasa λ të jetë më e vogël ose e barabartë me 2,0

Në ramat me lidhje V, këshillohet që përkulshmëria pa përmasa A të jetë më e vogël ose e barabartë me 2,0.

Në strukturat deri në dy kate nuk aplikohet ndonjë kufizim për

Këshillohet që rezistenca në rrjedhshmëri $N_{p1,Rd}$ e prerjës tërthore bruto të diagonaleve të jetë e tillë që $N_{p1,Rd} \geq N_{Ed}$

Në ramat me lidhje V, diagonalet e shtypura duhet të projektohen me rezistencë në shtypje në përputhje me **EN 1993** ashtu që bashkimet e diagonaleve në çdo element të kenaqin rregullat e **{[8]EN 1998-1-2004-6.6.5}**.

Me qëllim që të kënaqet një sjellje disipuese homogjene e diagonaleve, këshillohet të kontrollohet që maksimumi i mbirezistencës Ω_i i përkufizuar në 7.4(1) nuk ndryshon më shumë se 25% nga vlera minimale e Q.

Janë të lejuara bashkimet disipuese gjysëm-rigjide dhe/ose me rezistencë pjesore, nëse kënaqen të gjitha kushtet vijuese:

- bashkimet kanë një kapacitet zgjatjeje konsistente me deformimet globale;
- Eshtë marrë parasysh efekti i deformimit të bashkimeve në driftet globale duke përdorur një analizë globale statike jolineare (pushover) ose një analizë jolineare në fushën kohore.

8.4 Trarët dhe shtyllat

Trarët dhe shtyllat me forca aksiale këshillohet që të përmbushin kërkesën vijuese të rezistencës minimale sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.7.4}**

$$N_{p1,Rd}(M_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (12)$$

$N_{p1,Rd}(M_{Ed})$ -është rezistenca e projektimit në epje e traut ose e shtyllës, në përputhje me EN 1993, duke marrë parasysh bashkeveprimin e rezistencës në epje me momentin përkulës $M_{Ed,e}$ perkufizuar kjo si vlerë e saj projektuese në situatën sizmike të projektimit;

$N_{Ed,G}$ -është forca aksiale në tra ose në shtyllë për shkak të veprimeve josizmike e të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit;

$N_{Ed,E}$ -është forca aksiale në tra ose në shtyllë për shkak të veprimit sizmik e projektimit;

γ_{ov} - është faktori i mbirezistencës (shih 1.3(2) dhe 2(3))

Ω -është vlera minimale e $\Omega_i = N_{p1,Rd}/N_{Ed,i}$ mbi të gjitha diagonalet e sistemit ramë me lidhje

$N_{p1,Rct,i}$ *është rezistenca e projektimit e diagonales i;

$N_{Ect,i}$ -është vlera projektuese e forcës aksiale në të njëjtën diagonale i në situatën sizmike të projektimit.

Në ramat me lidhje V, këshillohet që trarët të projektohen për t'u rezistuar:

- të gjitha veprimeve josizmike, pa marrë parasysh mbështetjen e ndërmjetme të krijuar nga diagonalet;
- efektit të veprimit sizmik vertikal të pabalancuar, të aplikuar në trarët nga lidhjet pas epjes së diagonales së shtypur. Ky efekt veprimi është llogaritur duke përdorur $N_{p,Rd}$ për lidhjet në tërheqje dhe $\gamma_{pd} N_{p1,Rd}$ për lidhjet në shtypje.

Shënim 1: Faktori γ_{pd} përdoret për vlerësimin e rezistencës pas epjes së diagonaleve të shtypura.

Shënim 2: Vlera që i caktohet γ_{pd} , për t'u përdorur në një vend, mund të gjendet në Aneksin perkates kombëtar të këtij dokumenti. Vlera e rekomanduar është 0,3.

Në ramat me lidhje diagonale, në të cilat diagonalet e tërhequra dhe të shtypura nuk ndërpriten (p.sh. diagonalet e Figures 12), këshillohet që projektimi të marrë parasysh forcat tërheqëse dhe shtypëse që shfaqen në shtyllat ngjitur diagonaleve në shtypje dhe që korrespondojnë me forcat shtypëse në këto diagonale të barabarta me rezistencën e tyre të projektuese në epje.

9 RREGULLAT E PROJEKTIMIT DHE DETAJIMIT PËR RAMAT ME LIDHJE (SHTANGIME) EKSCENTRIKE

9.1 Kriteret e projektimit

Ramat me lidhje ekscentrike duhet të projektohen në mënyrë të tillë që elemente specifike ose pjesë të elementeve, të quajtura hallka sizmike ("seismic links"), të jenë në gjendje të disipojnë energji nga formimi i mekanizmave plastike të përkuljes dhe/ose të prerjes. **[8]**

Sistemi strukturor duhet të projektohet në mënyrë të tillë që të realizohet një sjellje disipuese homogjene e të gjithë grupit të hallkave sizmike. **[8]**

Shenim: Rregullat e dhëna në vazhdim synojnë të sigurojnë që rrjedhshmëria, duke përfshirë efektet e fortesimit në çernierat plastike ose në panelet në prerje, do të ndodhë në hallkat përpara çdo rrjedhshmërie ose shkatërrimi diku tjetër. **[8]**

Hallkat sizmike mund të jenë komponentë horizontale ose vertikale (shih Figuren 4)

9.2 Hallkat sizmike

Këshillohet që brinja e hallkës të jetë me trashësi uniforme, pa pllaka shtesë përforcuese dhe pa ndonjë vrimë ose ndërhyrje (të çara).

Hallkat sizmike klasifikohen në 3 kategori, sipas tipit të mekanizmit plastik që zhvillohet sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.8.2}**

1. hallka të shkurtra, të cilat disipojnë energji nga rrjedhshmëria kryesisht në prerje
2. hallka të gjata, të cilat disipojnë energji nga rrjedhshmëria kryesisht në përkulje
3. hallka të ndërmjetme, në të cilat mekanizmi plastik krijohet duke përdorur përkuljen dhe prerjen.

Për përcaktimin e rezistencës dhe kufijtë e kategorive, në seksionet I, përdoren parametrat vijues:

$$M_{p,link} = f_y b t_f (d - t_f) \quad (13)$$

$$V_{p,link} = (f_y / 3)^{1/2} t_w (d - t_f) \quad (14)$$

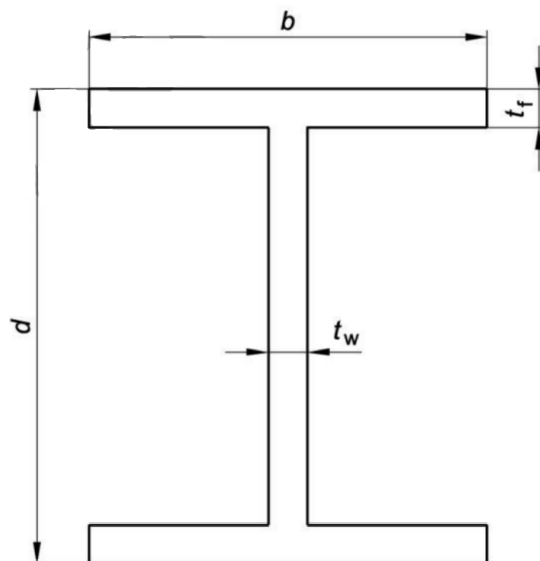


Figura 16: Caktimi i emertimeve per seksione (I) të hallkës

Nëse $N_{Ed}/N_{pl,Rd} \leq 0,15$, këshillohet që në të dyja fundet e hallkës rezistenca projektuese e saj të kënaqë të dyja marrëdhëniet vijuese:

$$V_{Ed} \leq V_{p,link} \quad (15)$$

$$M_{Ed} \leq M_{p,link} \quad (16)$$

Ku

N_{Ed}, M_{Ed}, V_{Ed} -janë efektet projektuese të veprimeve, përkatesisht forca aksiale projektuese, momenti përkulës projektues dhe forca prerëse projektuese, në të dyja fundet e hallkës.

Nëse $N_{Ed}/N_{Rd} > 0,15$, këshillohet që shprehjet (15), (16) të kënaqen me perdorimin e vlerave të reduktuara vijuese $V_{p,link,r}$ dhe $M_{p,link,r}$ në vend të $V_{p,link}$ dhe $M_{p,link}$

$$V_{p,link,r} = V_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})]^{0,5} \quad (17)$$

$$M_{p,link,r} = M_{p,link} [1 - (N_{Ed}/N_{pl,Rd})] \quad (18)$$

Nëse $N_{Ed} / N_{Rd} \geq 0,15$, këshillohet që gjatësia e hallkës e të mos kalojë:

$$e \leq 1, 6M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{Kur } R \leq 0.3 \quad (19)$$

$$e \leq (1,15 - 0,5R)1,6M_{p,link} / V_{p,link} \quad \text{Kur } R \geq 0.3 \quad (20)$$

Për të arritur një sjellje globale (terësore) disipuese të strukturës, këshillohet të kontrollohet që vlerat individuale të raportit Ω_i përkufizuar në 8.3(1) të mos kapërcejnë vlerën minimale Ω që rezulton nga 8.3(1) me më shumë se 25% të kësaj vlere minimale.

Në projektimet ku momente të barabarta do të formoheshin njëkohësisht në të dyja fundet e hallkës (shih Figuren 14.a), hallkat mund të klasifikohen sipas gjatësisë e. Për seksionet në formë I kategoritë janë:

-hallka të shkurtëra

$$e < e_s = 1.6M_{p,link} / V_{p,link} \quad (21)$$

-hallka të gjata

$$e > e_L = 3.0M_{p,link} / V_{p,link} \quad (22)$$

-hallka të ndërmjetme

$$e_s < e < e_L \quad (23)$$

Në ato projektme ku vetëm një çernierë plastike do të formohet në njërën fund të hallkës (shih Figuren 14.b), vlera e gjatësisë e përcakton kategoritë e hallkave. Për seksionet I kategoritë janë:

-hallka të shkurtëra

$$e < e_s = 0.8(1+a)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (24)$$

-hallka të gjata

$$e > e_L = 1.5(1+a)M_{p,link} / V_{p,link} \quad (25)$$

-hallka të ndërmjetme

$$e_s < e < e_L \quad (26)$$

Ku **a** është raporti i momenteve përkulëse më të vogla $M_{Ed,A}$ në njërin fund të hallkës në situatën sizmike të projektimit, kundrejt momenteve përkulëse më të mëdha $M_{Ed,B}$ në fundin ku do të formohet çerniera plastike, duke i marrë të dy momentet në vlera absolute.

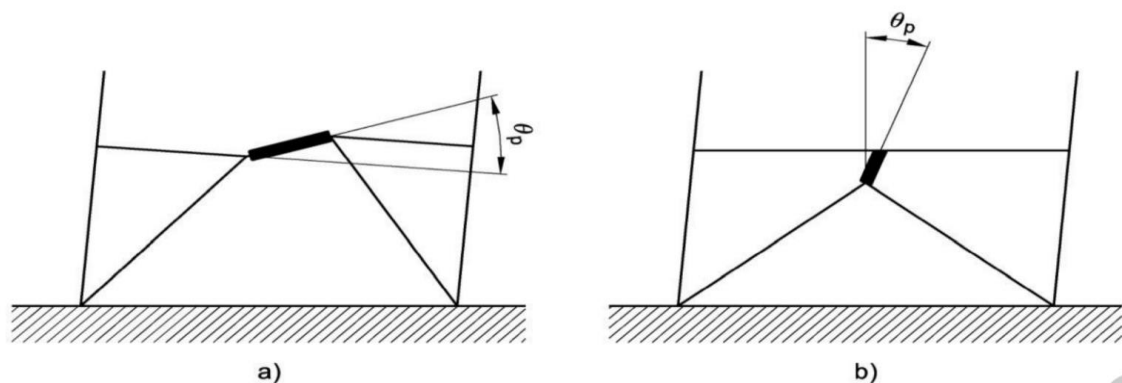


Figura 17: a) momente të barabarta në fundet e hallkës; b) momente të pabarabarta në fundet e hallkës

Këndi i rrotullimit të hallkës θ_p midis hallkës dhe elementit jashtë hallkës, i përkufizuar në 6.4(3), këshillohet të përputhet me deformimet tërësore (globale). Këshillohet që ai të mos kalojë vlerat vijuese

$$\text{-hallka të shkurtëra} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0.08 \text{radian} \quad (27)$$

$$\text{-hallka të gjata} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = 0.02 \text{radian} \quad (28)$$

$$\text{-hallka të ndërmjetme} \quad \theta_p \leq \theta_{pR} = (\text{vlerën e caktuar nga interpolimi linear midis vlerave të mësipër}) \quad (29)$$

Shtanguesi brinje me lartësi të plotë sa vetë brinja të vendosen në të dyja anët e brinjës së hallkës në bashkimet me fundet e elementëve diagonale të hallkës. Keto shtangues këshillohet të kenë një gjerësi të kombinuar jo më të vogël se $(b_f - d)/5$ dhe një trashësi jo më të vogël se $0,75t_w$ dhe as më pak se 10 mm, cilado prej tyre që të jetë më e madhe.

Këshillohet që hallkat të sigurohen me shtangues brinje të ndërmjetme si me poshtë: **{[8]EN 1998-1-2004-6.8.2(12)}**

- këshillohet që hallkat e shkurtra të plotësohen me shtangues brinje të ndërmjetme të vendosura në intervale, pa kaluar $(30t_w - d/5)$ për një kënd rrotullimi të hallkës θ_p prej 0,08 radian ose $(25 t_w - d/5)$ për një kënd rrotullimi të hallkës θ_p prej 0,02 radian ose me pak. per vlerat e θ_p midis 0,08 dhe 0,02 radian duhet të përdoret interpolimi linear.
- Këshillohet që hallkat e gjata të pajisen me një shtangues brinjë të ndërmjetme të vendosur në distancën 1,5 herë b nga secili fund i hallkes ku do të formohej çerniera plastike.
- Këshillohet që hallkat e ndërmjetme të pajisen me shtangues brinje të ndërmjetme duke përmbushur kërkesat mesipërme a) dhe b).
- Në hallkat me gjatësi më të mëdha se $5M_p/V_p$ nuk kërkohen shtangues brinje të ndërmjetme;
- këshillohet që shtanguesit e ndërmjetem të brinjës të jenë sa lartësia e brinjës. Për hallkat që janë me një lartësi d me të vogël se 600 mm, shtanguesit e brinjës janë të domosdoshëm vetëm në njëren anë të brinjës së hallkës. Trashësia e shtanguesit në secilën anë këshillohet të mos jetë me e vogël se t_w ose 10 mm, duke marrë vleren me të lartë, dhe këshillohet që gjerësia të mos jetë me e vogël se $(b/2) - t_w$. Për hallkat që kanë lartësi 600 mm ose me shumë, në të dyja anët e brinjës këshillohet të vendosen shtangues të ngjashem të ndërmjetëm të brinjës.
- Këshillohet që tegelat këndorë të saldimit, që lidhin shtangues e hallkës me brinjen e hallkës, të kenë rezistencë adekuate për t'i rezistuar një force prej $\gamma_{ovfy}A_{st}$, ku, A_{st} është sipërfaqja e shtanguesit. Këshillohet që rezistenca projektuese e tegelave këndorë të saldimit që lidhin shtanguesin me flanaxhat të jetë adekuate për t'i rezistuar një force prej $\gamma_{ovfy}A_{st}/4$.
- Në fundet e hallkës këshillohet që të vendosen mbështetje anësore në të dy flanaxhat e saj, të sipërmen dhe të poshtmen. Mbështetjet anësore fundore të hallkave këshillohet të kenë një rezistencë ndaj forcës aksiale të projektimit, të mjaftueshme për të siguruar mbështetje anësore për forca sa 6% të rezistencës së pritshme të forcës aksiale nominale të flanaxhës së hallkës, llogaritur f_{ybf} .
- Në trarët ku ndodhet një hallkë sizmike, rezistenca në prerje prej epjes të paneleve të brinjës jashtë hallkës duhet të kontrollohet në përputhje me **EN1993-1-5:2006, Seksioni 5**

9.3 Elementet që nuk kanë hallka sizmike

Elementet që nuk kanë hallka sizmike, si shtyllat ashtu dhe elementët diagonale, në rastet kur përdoren hallka horizontale në trarë si edhe në rastet kur përdoren elementë trare nëse janë përdorur hallka vertikale, këshillohet të verifikohen në shtypje duke marrë në konsideratë kombinimin më të pafavorshëm të forcës aksiale me momentet përkulës:

$$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed}) \geq N_{Ed,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega N_{Ed,E} \quad (30)$$

ku

$N_{Rd}(M_{Ed}, V_{Ed})$ -është forca rezistuese aksiale e projektimit e shtyllës ose e elementit diagonal në përputhje me **EN 1993**, duke marrë parasysh bashkëveprimin e momentit përkulës M_{Ed} dhe të forcës prerëse V_{Ed} , nxjerrë nga vlerat e tyre të projektimit në situatën sizmike;

$N_{Ed,G}$ -është forca shtypëse në shtyllë ose në elementin diagonal për shkak të veprimeve josizmike të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit;

$N_{Ed,E}$ -është forca shtypëse në shtyllë ose në elementin diagonal për shkak të veprimit sizmik të projektimit

γ_{ov} -është faktori i mbirezistencës.

Ω -është një faktor shumëzues, i cili merret si minimumi i vlerave të mëposhtme: vlera minimale e $\Omega_i = 1,5 V_{p,link} / V_{Ed,i}$ midis të gjitha hallkave të shkurtra, vlera minimale e $\Omega_i = 1,5 M_{p,link} / M_{Ed,i}$ midis të gjitha hallkave të ndërmjetme dhe të gjata;

ku

$V_{Ed,i}, M_{Ed,i}$ -janë vlera projektuese të forcës prerëse dhe të momentit përkulës në hallkën I në situatën sizmike të projektimit

$V_{p,link,i}, M_{p,link,i}$ -janë rezistencat plastike në prerje dhe përkulje të hallkës I si në 6.8.2(3.)

9.4 Bashkimet e hallkave sizmike

Nëse struktura është projektuar për të disipuar energjinë në hallkat sizmike, këshillohet që bashkimet e hallkave ose të elementit që përmban hallkat të projektohen për efektet e veprimit E_d të llogaritur si vijon sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.8.4}**:

$$E_d \geq E_{d,G} + 1.1 \gamma_{ov} \Omega E_{d,E} \quad (31)$$

$E_{d,G}$ -është efekti i veprimit në bashkim për shkak veprimeve josizmike të përfshira në kombinimin e veprimeve për situatën sizmike të projektimit;

$E_{d,E}$ -është efekti i veprimit në bashkim për shkak veprimit sizmik të projektimit;

γ_{ov} -është faktori i mbirezistencës.

Ω -është faktori i mbirezistencës, i llogaritur në përputhje me 8.3(1) për hallkën.

Në rastin e bashkimeve gjysmërigjide dhe/ose me rezistencë të pjesshme disipimi i energjisë mund të supozohet se vjen vetëm nga bashkimet. Kjo është e lejueshme, duke siguruar që të kënaqen të gjitha kushtet vijuese:

1. bashkimet kanë kapacitet të mjaftueshëm në rrotullim për kërkesat korresponduese të deformimeve.
2. vërtetohet që elementët që futen në bashkime janë të qëndrueshme në ULS.
3. është marrë parasysh efekti i deformimeve të bashkimit në driftin global.

Kur për hallkat sizmike janë përdorur bashkime me rezistencë të pjesshme, këshillohet që projektimi i kapacitetit të elementeve të tjerë në strukturë të nxirret nga kapaciteti plastik i bashkimeve të hallkave.

10.0 RREGULLAT PËR STRUKTURAT "LAVJERRËS I PËRMBYSUR"

Në strukturat lavjerrës i përmbysur këshillohet që shtyllat të verifikohen në shtypje duke marrë në konsideratë kombinimin më të disfavorshem të forcës aksiale me momentin përkulës sipas **{[8]EN 1998-1-2004-6.9}**

- Këshillohet që në kontrollet, N_{Ed} , M_{Ed} , V_{Ed} të llogariten si në 6.3.
- Këshillohet që përkulshmeria pa përmasa λ e shtyllave të kufizohet në kushtin $\lambda \leq 1,5$.
- Këshillohet që koeficienti i ndjeshmërisë i driftit të kateve θ , e përkufizuar si në **{[8]EN 1998-1-2004-4.4.2.2}** të kufizohet në kushtin $\theta \leq 0,20$.

11 STRUKTURAT PREJ ÇELIKU ME BËRTHAMA BETONI DHE PËR RAMAT MOMENT-REZISTUESE TË KOMBINUARA ME MBUSHJE

11.1 Strukturat me bërthama ose mure betoni

Elementet prej çeliku duhet të verifikohen në përputhje me këtë Seksion dhe me **EN 1993**, ndërkohë që elementët prej betoni duhet të projektohen në përputhje me **Seksionin 5**.

Elementët në të cilat ekziston një bashkëveprim midis çelikut dhe betonit duhet të verifikohen në përputhje me **Seksionin 7.[8]**

11.2 Ramat moment-rezistuese të kombinuara me lidhje centrike

Strukturat duale me rama moment-rezistuese dhe rama me lidhje që veprojnë në të njëjtin drejtim duhet të projektohen duke Përdorur një faktor të vetë **q**.

Këshillohet që forcat horizontale duhet të shpëndahen midis ramave të ndryshme sipas ngurtësisë elastike të tyre.

Këshillohet që ramat moment-rezistuese dhe ramat me lidhje të jenë në përputhje me 6, 7 dhe 8.

11.3 Ramat të kombinuara me mbushje

Ramat në të cilat mbushjet betonarme janë të lidhura pozitivisht me strukturën prej çeliku duhet të projektohen në përputhje me Seksionin 7.

Ramat moment-rezistuese në të cilat mbushjet janë të palidhura nga ana strukturore me ramën prej çeliku në faqet anësore dhe të sipërme, duhet të projektohen si struktura çeliku.

Ramat moment-rezistuese në të cilat mbushjet janë në kontakt me ramen prej çeliku, por nuk janë të lidhura pozitivisht në ate ramë, këshillohet që të kënaqin rregullat e mëposhtme:

- këshillohet që mbushja të jetë e shpërdarë në mënyrë uniforme në lartësi, me qëllim që të mos rrisë kërkesat për duktilitet lokal në elementet e ramës. Nëse kjo nuk verifikohet, këshillohet që ndërtesa të konsiderohet si jo e rregullt në lartësi;
- këshillohet që të merret parasysh bashkëveprimi ramë-mbushje. Për shkak të veprimit të lidhjes diagonale të mbushjes, këshillohet që të merren parasysh forcat e brendshme në trare dhe shtylla. Për këte qëllim mund të përdoren rregullat në 5.9;
- këshillohet që ramat prej çeliku të verifikohen në përputhje me rregullat në këtë çështje, ndërkohë që këshillohet që mbushja betonarmë ose me muraturë të projektohet në përputhje me **EN 1992-1-1:2004** dhe në përputhje me Seksionet 5 ose 9.

12 KONTROLLI I PROJEKTIMIT DHE NDËRTIMIT

Kontrolli i projektimit dhe ndërtimit duhet të sigurojë që struktura reale të korrespondojë me strukturën e projektuar.

Për këtë qëllim, veç dispozitave të **EN 1993**, këshillohet të përmbushen edhe kërkesat vijuese:

1. këshillohet që vizatimet e bëra për prodhimin dhe montimin të tregojnë detajet e bashkimeve, madhësitë dhe cilesitë e bulonave dhe saldimeve, si edhe gradat e çelikut të elementëve, duke theksuar sforcimin maksimal të lejuar në rrjedhshmëri $f_{y,max}$ të çelikut për tu përdorur nga prodhuesi për zonat disipuese.
2. Këshillohet të kontrollohet konformiteti i materialeve me dispozitat e paragrafit 2.
3. Këshillohet që kontrolli i shtrengimit të bulonave dhe i cilësisë së saldim e të ndjekë rregullat e vendosura në **EN 1090-2**.
4. Këshillohet që gjatë ndërtimit të sigurohet që sforcimi në rrjedhshëri i çelikut faktik të përdorur nuk kapercen me më shumë se 10% vlerën $f_{y,max}$ të shenuar në vizatimet, për zonat disipuese.

Nëse një prej kushteve të mësipërme nuk kënaqet, duhet që të bëhen korrigjime ose arsyeshmeria, me qëllim që të kënaqen kërkesat e **{[8]EN 1998-1-2004}** dhe të garantohet siguria e structures

13 SHEMBULLI NUMËRIK

Shembulli shqyrton një ndërtesë në të cilën rezistenca sizmike e strukture sigurohet nga rama periferike dhe të brendshme rezistente ndaj momentit, në të dy drejtimet x dhe y. Ramat njihen si struktura fleksibël dhe dizajni i tyre shpesh rregullohet nga nevoja për të përmbushur kriteret e deformimit nën veprimin e tërmetit, ose kufizimin e efekteve P- Δ nën veprimin e tërmetit të projektuar.

Shembulli në vazhdim do e trajtojë një strukturë me ane të dy metodave llogaritëse dhe do behet krahasimi i rezultateve të këtyre metoda të cilat janë:

1. Metoda e forcës anësore.
2. Metoda modale (sipas spektrit të reagimit)

13.1 Metoda e forcës anësore

Pikat e parapara për shqyrtim sipas kësaj metode janë:

1. Përcaktimi i prerjes tërthore të trarëve.
2. Përcaktimi i prerjes tërthore të shtyllave.
3. Kontrollimi i rezistencës në shtypje/përkulje të shtyllave nën ngarkesën e gravitetit.
4. Llogaritja e masës sizmike ($G + \psi E_i Q$) të strukture.
5. Përcaktimi i forcës prerëse në bazës F_b dhe shpërndarja e F_b në kate të strukture.
6. Analiza statike e ramës nën veprimin e forcës sizmike (forcës anësore), duke marrë parasysh efektet përdredhëse.
7. Analiza statike e rames nën veprimin e ngarkesës së gravitetit ($G + \psi_2 Q$).
8. Kontrolli i qëndrueshmërisë, duke marrë në konsideratë efektet P- Δ (parametri θ).
9. Kombinimi i veprimeve të përcaktuara në hapat 6 dhe 7, dhe kontrollet e projektimit mbi rezistencat e prerjeve.

Të dhënat hyrëse:

- Dimensionet e objektit: $B/L=21/25$
- Planimetria e strukturës është simetrike ndaj të dy akseve kryesore
- Etazhiteti i strukturës është P+4 kate
- Lartësitë e katëve janë 3 metër
- Prerja tërthore e shtyllave metalike është: HE300M
- Prerja tërthore e trarëve metalik është: IPE330-drejtimi X dhe IPE270-drejtimi Y
- Pesha e dyshemesë është 3 kN/m^2 ,
- Pesha e mureve $G : 3 \text{ kN/ m}'$

- Zona sizmike; $a_{gR}= 2,0 \text{ m/s}^2$
- Rëndësia e ndërtesës; objekt afarist, $\gamma_1=1.0$ (EN 1998-1, Tab. 4.3).
- Ngarkesa e shfrytëzuese $Q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Spektri i projektimit; lloji 1
- Kategoria e truallit: $B \Rightarrow : S = 1,2 ; T_B = 0,15s ; T_C = 0,5s ; T_D = 2s$
- Faktori i sjelljes: $q = 4$

13.1.1 Gjeometria e structures

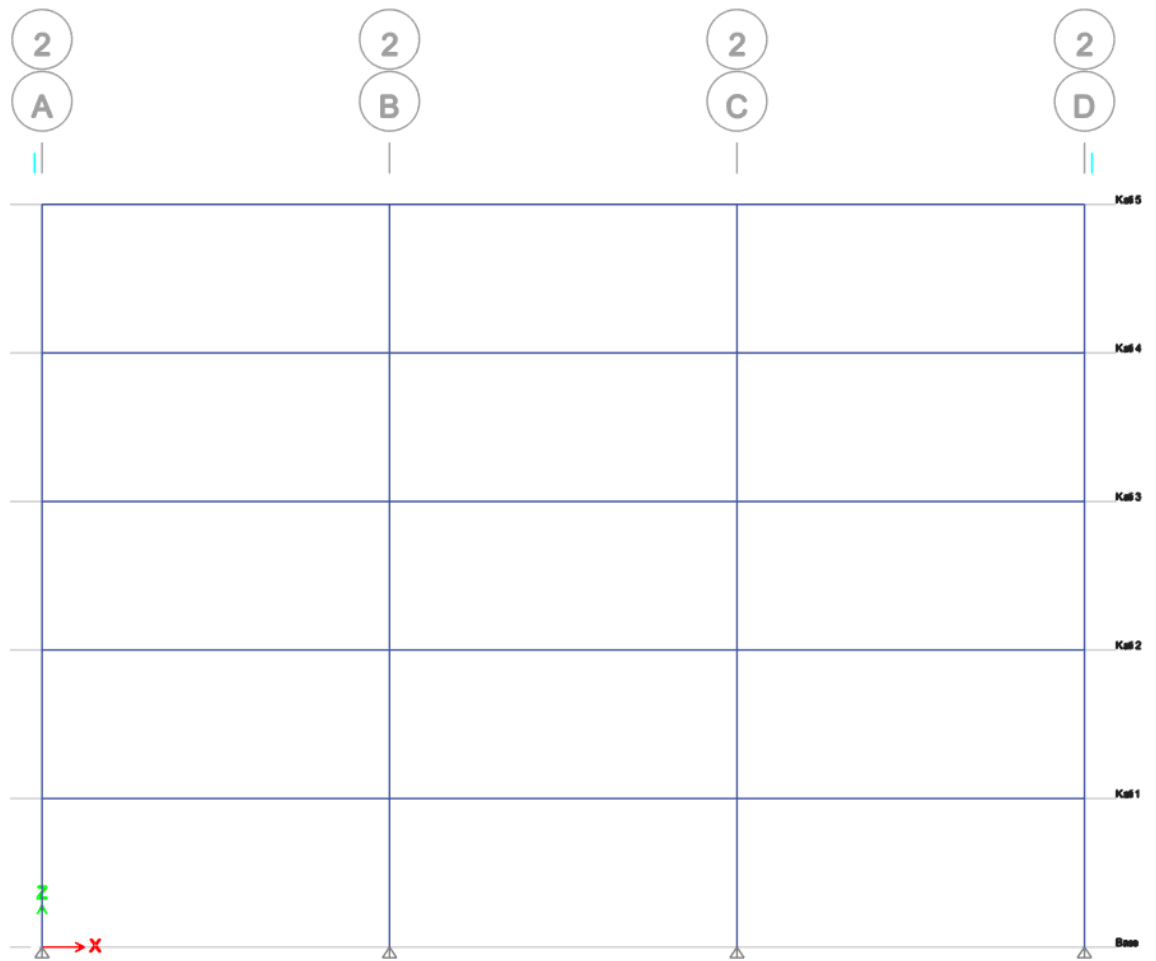


Figura 18: Prerja gjatësore 2-2 e objektit.

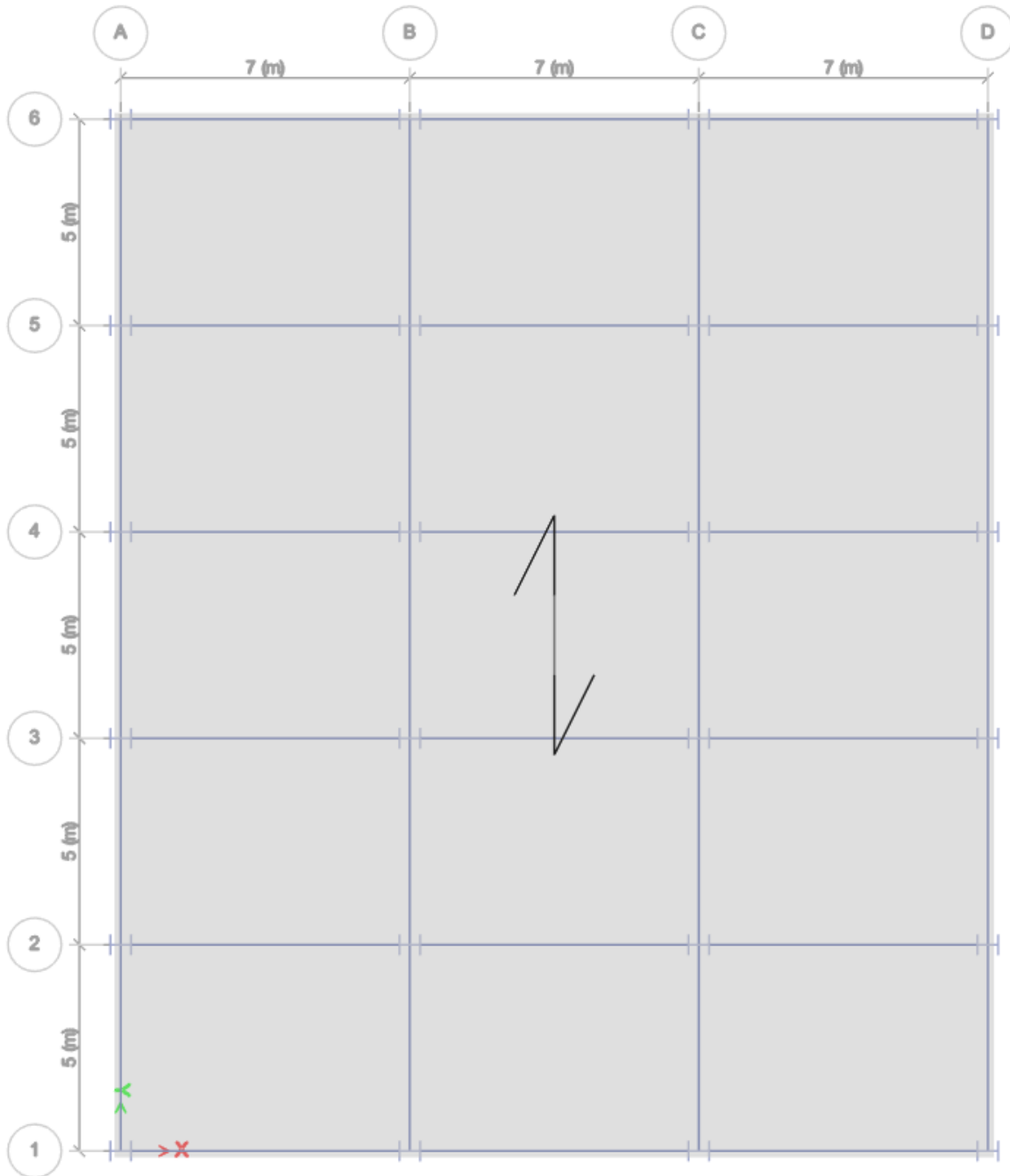


Figura 19: Baza e katit karakteristik.

13.1.2 Rezistenca dhe shtangësia e trarëve

Trarët në drejtimin x. Kushti i uljev.

Trarët janë të inkastruar në të dy anët. Hapësirë $l = 7\text{m}$.

Në ramen **2** pranon ngarkesa në hapsirë prej **5m**

Pesha e dyshemesë është 3 kN/m^2 ,

Kati $G : 5\text{m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 15\text{ kN/m}$

Pesha e mureve $G : 3\text{ kN/m}$

Ngarkesa shfrytëzuese $Q : 5\text{m} \times 3\text{ kN/m}^2 = 15\text{ kN/m}$

$$G + Q = 15 + 3 + 15 = 33\text{ kN/m}$$

Kontrollimi i uljes: $f = l/300$ nën $G+Q = 33\text{ kN/m}$

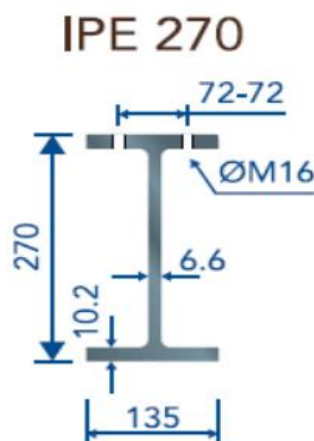
$$f = pl^4 / 384EI = l/300 = 7000/300 = 23.333\text{mm}$$

$$\Rightarrow I_{\text{kerkuar}} = 300 pl^3 / 384E = (300 * 33 * 7000^3) / (384 * 0.2 * 10^6) = 4421.48 * 10^4\text{ mm}^4$$

$$f = 33 * 7000^4 / (384 * 0.2 * 10^6 * 4421.48 * 10^4) = 23.333\text{mm}$$

Nga momenti i inercise $I_{\text{kerkuar}} = 4421.48 * 10^4\text{ mm}^4$, Përvetsohet trau në drejtimin **x**:

IPE 270 ($I = 5790 * 10^4\text{ mm}^4$)



Trarët në drejtimin x. Kushti i rezistencës ndaj momentit.

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 \cdot 18 + 1,5 \cdot 15 = 46,8 \text{ kN/m}$$

Trarët supozohen të inkastruar në të dy anët:

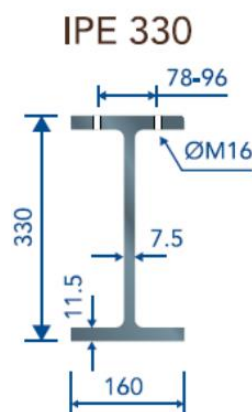
$$M_{sd} = 46,8 \cdot 7^2 / 12 = 191,1 \text{ kNm}$$

Çeliku I klases S355

$$W_{pl,min} = 191,1 \cdot 10^6 / 355 = 538,028 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

Nga momenti rezistues plastic- $W_{pl,min}=538,028 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$, Përvetsohet trau në drejtimin **x**:

IPE 330 ($W_{pl} = 713 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$)

**Trarët në drejtimin y. Kushti i uljev.**

Trarët janë të inkastruar në të dy anët. Hapësirë $l = 5 \text{ m}$.

Në ramen **B** pranon ngarkesa në hapsirë prej **7m**

Pesha e dyshemesë është 3 kN/m^2 ,

Kati **G** : $7 \text{ m} \times 3 \text{ kN/m}^2 = 21 \text{ kN/m}$

Pesha e mureve **G** : 3 kN/m

Ngarkesa shfrytëzuese **Q** : $7 \text{ m} \times 3 \text{ kN/m}^2 = 21 \text{ kN/m}$

$$G + Q = 21 + 3 + 21 = 45 \text{ kN/m}$$

Kontrollimi i uljes: $f = l / 300$ nën $G+Q = 45 \text{ kN/m}$

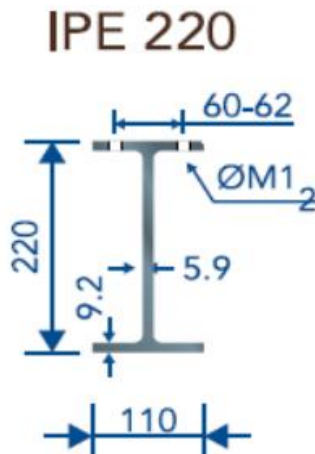
$$f = pl^4 / 384EI = l / 300 = 5000 / 300 = 16,666 \text{ mm}$$

$$\Rightarrow I_{\text{kerkuar}} = 300 \text{ pl}^3 / 384E = (300 * 45 * 5000^3) / (384 * 0.2 * 10^6) = 2197.265 * 10^4 \text{ mm}^4$$

$$f = 45 * 5000^4 / (384 * 0.2 * 10^6 * 2197.265 * 10^4) = 16.6667 \text{ mm}$$

Nga momenti I inercise- $I_{\text{kerkuar}} = 2197.265 * 10^4 \text{ mm}^4$.Përvetsohet trau në drejtimin y:

IPE 220 (I = 2770*10⁴ mm⁴)



Trarët në drejtimin y. Kushti i rezistencës ndaj momentit.

$$1,35G + 1,5Q = 1,35 * 24 + 1,5 * 21 = 63.9 \text{ KN/m}$$

Trarët supozohen të inkastruar në të dy anët:

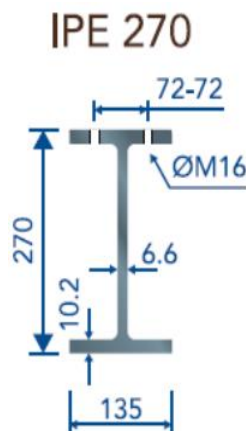
$$M_{sd} = 63.9 * 5^2 / 12 = 133.125 \text{ kNm}$$

Çeliku I klases S355

$$W_{pl,min} = 133.125 * 10^6 / 355 = 375.0 * 10^3 \text{ mm}^3$$

Nga momenti rezistues plastik- $W_{pl,min} = 375.0 * 10^3 \text{ mm}^3$, Përvetsohet trau në drejtimin Y:

IPE 270 (W_{pl} = 429*10³ mm³)



Përfundim:

Për ngarkesat e dhena me lartë kemi keto prerje tërthore të trarëve:

Trau në drejtim x : **IPE 330**-($W_{pl} = 713 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$)

$$(I = 11770 \cdot 10^4 \text{ mm}^4)$$

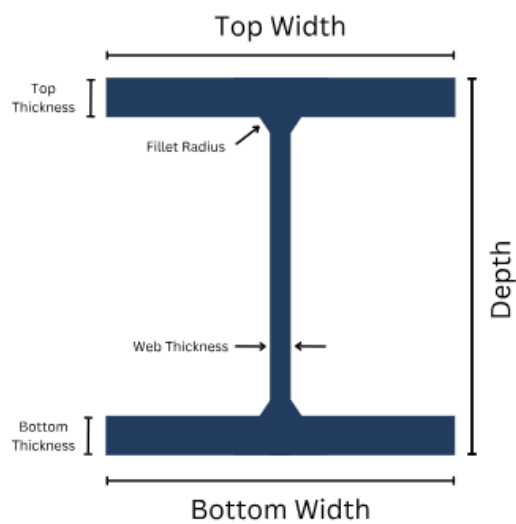
Trau në drejtim y : **IPE 270**($W_{pl} = 429 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$)

$$(I = 5790 \cdot 10^4 \text{ mm}^4)$$

Shtyllat: **HEM300**: $I_y = 59200 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$: $I_z = 19400 \cdot 10^4 \text{ mm}^4$

$$W_{Y,pl.} = 4078 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 : W_{Z,pl.} = 1913 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

HE 300 M Dimensions



Dimension	Value
Depth	340 mm
Top Width	310 mm
Top Thickness	39 mm
Bottom Width	310 mm
Bottom Thickness	39 mm
Web Thickness	21 mm
Fillet Radius	27 mm

Tables

Copy to Clipboard

Design properties of IPE profiles for S355 steel class ($\gamma_{M0} = 1.00$, units = mm)

Profile	Profile dimensions					Area properties					Inertia properties about major axis y-y				Inertia properties about		
	Depth h [mm]	Width b [mm]	Web thickness t_w [mm]	Flange thickness t_f [mm]	Root radius r [mm]	Weight m [kg/m]	Perimeter P [m]	Area A [mm ²]	Shear area z-z $A_{v,z}$ [mm ²] (for $\eta=1.2$)	Shear area y-y $A_{v,y}$ [mm ²]	Second moment of area I_y [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration i_y [mm]	Elastic section modulus $W_{el,y}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Plastic section modulus $W_{pl,y}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Second moment of area I_z [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration i_z [mm]	Elastic section modulus $W_{el,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]
IPE220	220	110	5.9	9.2	12	26.2	0.848	3337	1588	2024	27.72	91.1	252.0	285.4	2.049	24.8	37.25
IPE240	240	120	6.2	9.8	15	30.7	0.922	3912	1914	2352	38.92	99.7	324.3	366.6	2.836	26.9	47.27
IPE270	270	135	6.6	10.2	15	36.1	1.041	4595	2214	2754	57.90	112.3	428.9	484.0	4.199	30.2	62.20
IPE300	300	150	7.1	10.7	15	42.2	1.160	5381	2568	3210	83.56	124.6	557.1	628.4	6.038	33.5	80.50
IPE330	330	160	7.5	11.5	18	49.1	1.254	6261	3081	3680	117.7	137.1	713.1	804.3	7.881	35.5	98.52
IPE360	360	170	8.0	12.7	18	57.1	1.353	7273	3514	4318	162.7	149.5	903.6	1019	10.43	37.9	122.8
IPE400	400	180	8.6	13.5	21	66.3	1.467	8446	4269	4860	231.3	165.5	1156	1307	13.18	39.5	146.4
IPE450	450	190	9.4	14.6	21	77.6	1.605	9882	5085	5548	337.4	184.8	1500	1702	16.76	41.2	176.4
IPE500	500	200	10.2	16.0	21	90.7	1.744	11552	5987	6400	482.0	204.3	1928	2194	21.42	43.1	214.2
IPE550	550	210	11.1	17.2	24	105.5	1.877	13442	7234	7224	671.2	223.5	2441	2787	26.68	44.5	254.1
IPE600	600	220	12.0	18.0	24	122.4	2.015	15508	8278	8260	920.8	243.0	2860	3513	33.87	46.6	307.0

Tables

Copy to Clipboard

Design properties of IPE profiles for S355 steel class ($\gamma_{M0} = 1.00$, units = mm)

Profile	Inertia properties about minor axis z-z				Torsional & warping properties				Axial force & shear resistance			Bending major axis y-y		Bending min
	Second moment of area I_z [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration i_z [mm]	Elastic section modulus $W_{el,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Plastic section modulus $W_{pl,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Torsion constant I_T [$\times 10^3$ mm ⁴]	Torsion modulus W_T [$\times 10^3$ mm ³]	Warping constant I_w [$\times 10^6$ mm ⁶]	Warping modulus W_w [$\times 10^3$ mm ⁴]	Design plastic axial force resistance $N_{pl,Rd}$ [kN]	Design plastic shear force resistance z-z $V_{pl,Rd,z}$ [kN]	Design plastic shear force resistance y-y $V_{pl,Rd,y}$ [kN]	Design elastic bending moment resistance $M_{el,Rd,y}$ [kNm]	Design plastic bending moment resistance $M_{pl,Rd,y}$ [kNm]	Design elastic bending moment resistance $M_{el,Rd,z}$ [kNm]
IPE220	2.049	24.8	37.25	58.11	89.82	15.22	22310	3874	1184.65	325.50	414.84	89.45	101.32	13.22
IPE240	2.836	26.9	47.27	73.92	127.4	20.55	36680	5354	1388.63	392.37	482.06	115.13	130.16	16.78
IPE270	4.199	30.2	62.20	96.95	157.1	23.80	69469	7974	1631.05	453.74	564.46	152.25	171.82	22.08
IPE300	6.038	33.5	80.50	125.2	197.5	27.82	124260	11520	1910.33	526.37	657.92	197.76	223.07	28.58
IPE330	7.881	35.5	98.52	153.7	275.9	36.79	196090	15490	2222.52	631.45	754.25	253.17	285.54	34.97
IPE360	10.43	37.9	122.8	191.1	370.8	46.35	309370	21070	2581.89	720.17	885.01	320.79	361.80	43.58
IPE400	13.18	39.5	146.4	229.0	504.1	58.62	482890	27930	2998.46	875.07	996.10	410.53	464.04	51.98
IPE450	16.76	41.2	176.4	276.4	660.5	70.27	780970	37970	3508.14	1042.12	1137.11	532.39	604.14	62.62
IPE500	21.42	43.1	214.2	335.9	886.2	86.88	1235400	51280	4101.02	1227.16	1311.74	684.42	778.91	76.03
IPE550	26.68	44.5	254.1	400.5	1217	109.6	1861500	66890	4771.77	1482.70	1480.63	866.41	989.39	90.19
IPE600	33.87	46.6	307.0	485.6	1646	137.3	2814700	88510	5537.45	1717.34	1713.45	1080.65	1246.00	100.27

Tabela 10: Karakteristikat geometrike të profileve IPE270 dhe IPE330.

Tables ^

Copy to Clipboard

Design properties of HEM profiles for S355 steel class ($\gamma_{M0} = 1.00$, units = mm)

Profile	Profile dimensions					Area properties					Inertia properties about major axis y-y				Inertia properties about minor axis z-z		
	Depth h [mm]	Width b [mm]	Web thickness t_w [mm]	Flange thickness t_f [mm]	Root radius r [mm]	Weight m [kg/m]	Perimeter P [m]	Area A [mm ²]	Shear area z-z $A_{s,z}$ [mm ²] (for $\eta=1.2$)	Shear area y-y $A_{s,y}$ [mm ²]	Second moment of area I_y [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration r_y [mm]	Elastic section modulus $W_{el,y}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Plastic section modulus $W_{pl,y}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Second moment of area I_z [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration r_z [mm]	Elastic section modulus $W_{el,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]
HEM200	220	206	15.0	25.0	18	103.1	1.203	13128	4103	10300	106.4	90.0	967.4	1135	36.51	52.7	354.5
HEM220	240	226	15.5	26.0	18	117.3	1.322	14944	4531	11752	146.0	98.9	1217	1419	50.12	57.9	443.5
HEM240	270	248	18.0	32.0	21	156.7	1.460	19959	6007	15872	242.9	110.3	1799	2117	81.53	63.9	657.5
HEM260	290	268	18.0	32.5	24	172.4	1.575	21964	6689	17420	313.1	119.4	2159	2524	104.5	69.0	779.7
HEM280	310	288	18.5	33.0	24	188.5	1.694	24016	7203	19008	395.5	128.3	2551	2966	131.6	74.0	914.1
HEM300	340	310	21.0	39.0	27	237.9	1.832	30308	9053	24180	592.0	139.8	3482	4078	194.0	80.0	1252
HEM320	359	309	21.0	40.0	27	245.0	1.866	31205	9485	24720	681.3	147.8	3796	4435	197.1	79.5	1276
HEM340	377	309	21.0	40.0	27	247.9	1.902	31583	9863	24720	763.7	155.5	4052	4718	197.1	79.0	1268
HEM360	395	308	21.0	40.0	27	250.3	1.934	31881	10241	24640	848.7	163.2	4297	4989	195.2	78.3	1260
HEM400	432	307	21.0	40.0	27	255.7	2.004	32578	11018	24560	1041	178.8	4820	5571	193.4	77.0	1260
HEM450	478	307	21.0	40.0	27	263.3	2.096	33544	11984	24560	1315	198.0	5501	6331	193.4	75.9	1260

Tables ^

Copy to Clipboard

Design properties of HEM profiles for S355 steel class ($\gamma_{M0} = 1.00$, units = mm)

Profile	Inertia properties about minor axis z-z				Torsional & warping properties				Axial force & shear resistance			Bending major axis y-y		Bending minor axis z-z
	Second moment of area I_z [$\times 10^6$ mm ⁴]	Radius of gyration r_z [mm]	Elastic section modulus $W_{el,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Plastic section modulus $W_{pl,z}$ [$\times 10^3$ mm ³]	Torsion constant I_t [$\times 10^3$ mm ⁴]	Torsion modulus W_t [$\times 10^3$ mm ³]	Warping constant I_w [$\times 10^6$ mm ⁶]	Warping modulus W_w [$\times 10^3$ mm ⁴]	Design plastic axial force resistance $N_{pl,Rd}$ [kN]	Design plastic shear force resistance z-z $V_{pl,Rd,z}$ [kN]	Design plastic shear force resistance y-y $V_{pl,Rd,y}$ [kN]	Design elastic bending moment resistance $M_{el,Rd,y}$ [kNm]	Design plastic bending moment resistance $M_{pl,Rd,y}$ [kNm]	Design elastic bending moment resistance $M_{el,Rd,z}$ [kNm]
HEM200	36.51	52.7	354.5	543.2	2581	172.1	336870	33930	4660.48	840.97	2111.08	343.44	402.98	125.84
HEM220	50.12	57.9	443.5	678.6	3136	202.3	559550	46750	5305.16	928.70	2408.68	432.06	503.90	157.46
HEM240	81.53	63.9	657.5	1006	6272	348.4	1123500	76950	7085.29	1231.10	3253.11	638.72	751.52	233.40
HEM260	104.5	69.0	779.7	1192	7223	401.3	1684000	98650	7797.38	1371.06	3570.39	766.48	895.88	276.81
HEM280	131.6	74.0	914.1	1397	8094	437.5	2463000	124700	8525.84	1476.31	3895.87	905.76	1052.80	324.50
HEM300	194.0	80.0	1252	1913	14150	673.8	4280100	185400	10759.26	1855.45	4955.92	1236.26	1447.57	444.39
HEM320	197.1	79.5	1276	1951	15100	719.0	4890000	200400	11077.70	1943.99	5066.60	1347.51	1574.43	452.87
HEM340	197.1	79.0	1276	1953	15160	721.9	5463300	211800	11211.89	2021.47	5066.60	1438.30	1674.74	452.90
HEM360	195.2	78.3	1268	1942	15170	722.4	6009300	221800	11317.68	2098.94	5050.20	1525.46	1771.21	450.01
HEM400	193.4	77.0	1260	1934	15240	725.7	7268800	243500	11565.11	2258.20	5033.80	1711.22	1977.57	447.17
HEM450	193.4	75.9	1260	1939	15380	732.4	9092300	272400	11908.04	2456.19	5033.80	1953.01	2247.51	447.25

Tabela 11: Karakteristikat geometrike të profilit HE300M.

13.1.3 Kontrollat e shtyllës.

Per kontroll te shtyllës duhet te plotsohet kushti:

$$\sum M_{Rc} \geq 1.3 \sum M_{Rb}$$

Kriter i cili mund të shprehet:

$$\sum f_{yd, shtyllës} * W_{pl, shtyllës} \geq 1.3 \sum f_{yd, tra} * W_{pl, tra}$$

pasi

Pasi që klasa e çeliku **S355** është e njejet si per tra ashtu dhe për shtyllë:

$$\sum f_{yd, shtyllës} = \sum f_{yd, tra}$$

Kështu që kontrolli bëhet:

$$\sum W_{pl, shtyllës} \geq 1.3 \sum W_{pl, tra}$$

Në lidhjet e brendshme ka 2 trarë dhe 2 shtylla që kryqëzohen, kështu që kontrolli bëhet:

$$W_{pl, shtyllat} \geq 1,3 W_{pl, tra}$$

Në lidhjet e jashtme, ka 1 tra dhe 2 shtylla që kryqëzohen, kështu që kontrolli bëhet:

$$2 W_{pl, shtyllat} \geq 1,3 W_{pl, tra}$$

Lidhjet e brendshme në drejtimin Y-kontrollohet nga momentit rezistues plastik.

$$W_{pl, shtyllë} \geq 1,3 W_{pl, IPE270}$$

$$W_{pl, shtyllë} > 1.3 * 429 * 10^3 = 557.7 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$1913 * 10^3 \text{ mm}^3 > 557.7 * 10^3 \text{ mm}^3$$

(Plotëson kushtin)

Lidhjet e brendshme në drejtimin Y.

$$2W_{z, pl, shtylla} \geq 1.3 W_{pl, IPE270}$$

$$2 W_{z, pl, HEM300} = 1913 * 2 = 3826 * 10^3 \text{ mm}^3 > 1.3 W_{pl, IPE270} = 429 * 10^3 * 1.3 = 557.7 * 10^3 \text{ mm}^3$$

$$3826 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 557.7 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

(Plotëson kushtin)

Lidhjet e brendshme në drejtimin X.

$$W_{ypl, \text{shytylle}} \geq 1,3 W_{pl, \text{IPE330}}$$

$$W_{y,pl, \text{shytylle}} > 1.3 \cdot 713 \cdot 10^3 = 926.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$4078.10 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 926.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

(plotëson kushtin)

Lidhjet e jashtme në drejtimin X.

$$2W_{pl, \text{shytylla}} \geq 1.3 W_{pl, \text{IPE330}}$$

$$2 W_{y,pl, \text{HEM300}} = 4078 \cdot 2 = 3906 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 1.3 W_{pl, \text{IPE500}} = 713 \cdot 10^3 \cdot 1.3 = 926.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

$$3906 \cdot 10^3 \text{ mm}^3 > 926.9 \cdot 10^3 \text{ mm}^3$$

(Plotëson kushtin)

13.1.4 Kontrolli i ngarkeses aksiale në shtyllat e brëndshme

Hapësira e zones së ngarkuar: $7 \cdot 5 = 35 \text{ m}^2$

Ngarkesa nga dyshemeja është 3 KN/m^2 .

$$\text{Kati } G = 35 \cdot 3 = 105 \text{ KN/kat}$$

$$\text{Muret } G = (7 + 5) \cdot 3 = 36 \text{ KN/kat}$$

$$\text{Rama } G: 18.5 \text{ KN/kat}$$

Ngarkesat shfrytëzuese:

$$Q = 3 \text{ KN/m}^2 \times 35 = 105 \text{ kN}$$

$$1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \cdot 159.5 + 1,5 \cdot 105 = 372.825 \text{ KN/kat}$$

Ngarkesat në shtyllën në nivelin e katit të parë:

$$5 \cdot 372.825 = 1864.125 \text{ kN}$$

Gjatësia e përfaqësuar e epjes: 3.0 m (e barabartë me lartësinë e katit)

Dobësia (me seksion HE300M, bosht i dobët, $i = 80$ mm):

$$3000/80 = 37.5$$

Koeficienti i Euler-it për çelik S355 është $\lambda_E : 76,4 \Rightarrow$

hollësi e reduktuar $\lambda = 0,48 \Rightarrow x = 0,85$

Për profilin e shtyllës HE300M sipërfaqja e sajë është

$$A_c = 30308 \text{ mm}^2 \text{ (lexohet në tabelë)}$$

$$N_{b,Rd} = 0,85 \times 30308 \times 355 = 9145.439 \text{ kN} > 1864.125 \text{ kN}$$

13.1.5 Rezistenca plastike e shtyllës në nivelin e tokës

Në momentin kur formohen çerniera plastike në shtyllë atëherë ato formohen në bazat e shtyllave në nivelin e tokës si pjesë e mekanizmit plastik global.

Rezistenca e tyre në përkulje duhet të vlerësohet duke marrë parasysh kombinimin e forcës aksiale dhe momenteve të përkuljes, sipas **Eurokodit 3 (EN1993-1-1 paragrafi 6.2.9.1)**, për kushtet e projektimit sizmik.

Forca aksiale gjendet si shuma e 5 kateve:

$$N_{Ed} = G + \psi_{2i} Q = (159.5 + 0.3 \times 105) \times 5 = 955 \text{ kN}$$

Vlera $\psi_{2i} = 0.3$ korrespondon për objekte afariste.

Për seksionin HE300M:

$$N_{pl,Rd} = f_{yd} \times A = 355 \times 30308 = 10759.340 \text{ kN}$$

$$n = N_{Ed} / N_{pl,Rd} = 0.088$$

$$a = (A - 2b t_f) / A = (30308 - 2 \times 310 \times 39) / 30308 = 0,202 > 0,088 (= n)$$

$$M_{pl,y,Rd} = f_{yd} \times W_{pl,y,Rd} = 355 \times 4078 \times 10^3 = 1447.69 \times 10^6 \text{ Nmm} = 1447.69 \text{ kNm}$$

$$M_{N,y,Rd} = M_{pl,y,Rd} (1 - n) / (1 - 0,5 a) = 1447.69 \times 10^6 \times (1 - 0,088) / (1 - 0,5 \times 0,202) = 1468.62 \times 10^6 \text{ Nmm}$$

$$M_{N,y,Rd} = 1468.62 \text{ KNm}$$

Pasi që $n < a \Rightarrow M_{N,z,Rd} = M_{pl,z,Rd}$

$$M_{pl,z,Rd} = 335 * W_{Z,pl} = 355 \times 1913 * 10^3 \text{ Nmm} = 679 \text{ KNm}$$

$M_{N,y,Rd} = 1468.62 \text{ KNm}$ - është momenti perballues ne drejtimin **y** i shtylles HE300M.

$M_{N,z,Rd} = 679 \text{ kNm}$ -është momenti perballues ne drejtimin **z** i shtylles HE300M..

13.1.6 Përcaktimi i masës totale sizmike

Sipërfaqja totale e dyshemesë për një kat:

$$21 * 25 = 525 \text{ m}^2$$

Pesha e një kati = $300 \text{ kg/m}^2 * 525 \text{ m}^2 = 157500 \text{ kg/kat}$

Pesha nga fasada : gjatësia totale për një kat: $25 \text{ m} * 3 + 18 \text{ m} * 5 = 165 \text{ m}$

$200 \text{ kg/m} \Rightarrow 33000 \text{ kg/kat}$

Pesha e profileve metalike:

Shtyllat HE300M: $3.0 \text{ m} * 24_{\text{copë}} * 238 \text{ Kg/m} = 17136 \text{ kg}$

Trarët IPE330: $7 \text{ m} * 3 * 6 * 49.1 \text{ kg/m} = 9795.6 \text{ kg}$

Trarët IPE270: $5 \text{ m} * 5 * 4 * 36.1 \text{ Kg/m} = 3610 \text{ kg}$

Masa totale e profileve metalike: **Gprofil: 30541.6 kg/kat**

Per ngarkesa shfrytëzuese $\psi_{Ei} * Q$

$$= \psi_{Ei} * 300 \text{ kg/m}^2 * 525 \text{ m}^2 = 0,15 * 300 * 525 = 23625 \text{ kg/katëshe}$$

Masa totale sizmike e nje kati ($G + \psi_{Ei} * Q$) e një kati:

$$G + \psi_{Ei} * Q = 157500 + 33000 + 30541 + 23625 = 244666 \text{ kg}$$

Masa totale sizmike e objektit $m = G + \psi_{Ei} * Q$ e objektit 5 kate:

$$m = n * (G + \psi_{Ei} * Q) = 5_{\text{kate}} * 244666 \text{ kg/kat} = 1223.33 * 10^3 \text{ kg.}$$

13.1.7 Përcaktimi I forces sizmike ne baze.

Llogaritja e periodes themelore të strukturës:

$$T = C_t H^{3/4} \quad C_t = 0,085 \quad H = 5 \cdot 3,0 \text{ m} = 15 \text{ m} \quad \Rightarrow T = 0,085 \cdot 15^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

Kategoria e truallit: $B \Rightarrow S = 1,2$; $T_B = 0,15 \text{ s}$; $T_C = 0,5 \text{ s}$; $T_D = 2 \text{ s}$

Llogaritja e spektrit të projektimit për: $S_d(T): T_C < T < T_D$

$$0,5 < 0,65 < 2$$

$$S_d(T) = (2,5 \times a_g \times S \times T_C) / (q \times T)$$

$$S_d(T) = (2,5 \cdot 2 \cdot 1,2 \cdot 0,5) / (4 \cdot 0,65) = 1,15 \text{ m/s}^2$$

Llogaritja e forces sizmike prerese ne baze F_{bR}

$$F_{bR} = m S_d(T) \lambda = 1223,33 \cdot 10^3 \cdot 1,15 \cdot 0,85 = 1195,805 \cdot 10^3 \text{ N} = 1195,85 \text{ kN}$$

Në këtë shembull, llogaritjet janë paraqitur për ramen në drejtimin x.

Atëherë forca sizmike ne drejtimin x e cila ngarkon vetem nje ramen nga 6 te struktures:

$$F_{bX} = F_{bR} / 4 = 1195,85 / 6 = 199,308 \text{ kN} = 200 \text{ kN}$$

Efekti i përdredhjes merret parasyshe duke amplifikuar F_{bX} me $\delta = 1 + 0,6x/L$.

L-është dimensiononi horizontal i ndërtesës pingul me tërmetin në drejtimin x (25m), ndërsa

X- është distanca nga qendra e shtamgësisë që ne rastin tone merret gjysma e gjatesis se objektit ne drejtimin y, I cili ka vlerën $X = 0,5 L$ (12.5m),

$$\delta = 1 + 0,6 \cdot (12,5/25) = 1,3$$

Vlera e projektuale e forces sizmike ne katin karakteristik F_{bX} duke përfshirë efektet e përdredhjes është:

$$F_{bX} = 1,3 \times 200 \text{ kN} = 260 \text{ kN}$$

13.1.8 Shpërndarja e forces sizmike në kate në drejtimin x.

Pasi që të gjitha masat sizmike në kate janë të barabarta, shpërndarja e forcave sizmike në kate është trekëndore:

$$F_i = F_b * (Z_i / \sum Z_j)$$

Vlera e forces sizmike të në bazës të rames në drejtim x (F_{bx}) duke përfshirë efektet e perdredhjes, është: $F_{bx} = 200 \text{ KN}$

Forcat në kate janë:

$$F_1 = 13.33 \text{ KN}$$

$$F_2 = 26.66 \text{ KN}$$

$$F_3 = 40.00 \text{ KN}$$

$$F_4 = 53.33 \text{ KN}$$

$$F_5 = 66.66 \text{ KN}$$

13.1.9 Ngarkesa e përkohshme dhe të përhershme të kombinuara me forcën sizmike.

Shprehja për kombinimin e veprimeve të përkohshme, përhershme dhe forces sizmike bëhet me shprehjen:

$$G + \psi_{2i} Q = G + 0,3 Q$$

$$\psi_{2i} Q = 0,3 Q = 0,3 * 300 \text{ kg} * 525 \text{ m}^2 = 47250 \text{ kg/kat}$$

Masa totale e projektuar në një kat është:

$$G + \psi_{Ei} * Q = 157500 + 33000 + 30541 + 47250 = 268291 \text{ kg}$$

Ramat në prerjen **1** dhe **6** mbajnë secila **1/10**, ndërsa ramat nga prerja **2** deri në **6** mbajnë **1/5** e mases secila).

Ngarkesa vertikale ($G + \psi_{2i} Q$) /m e traut në ramen në prerje 2 është:

$$268291 / (5 * 21 \text{ m}) = 2555.15 \text{ kg/m}$$

$$G + \psi_{2i} Q = 25.55 \text{ kN/m}$$

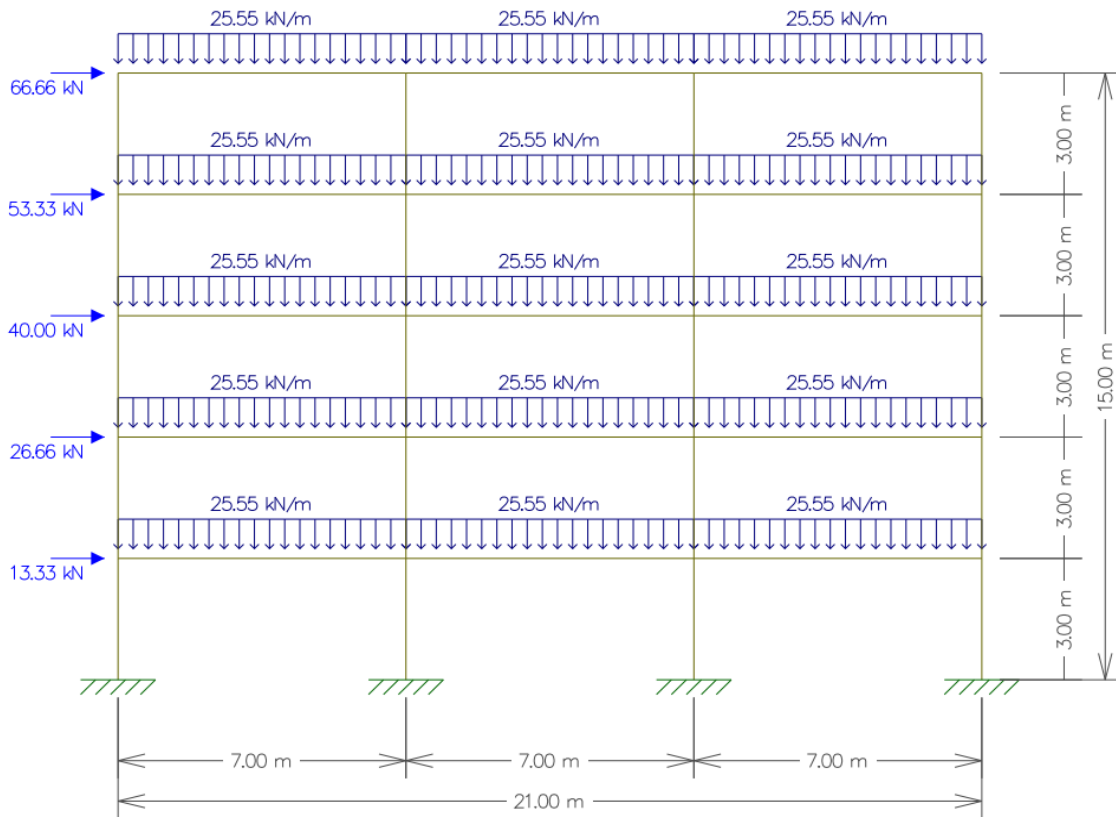


Figura 20: Forma e vendosjes së ngarkesave në sistem(MFA).

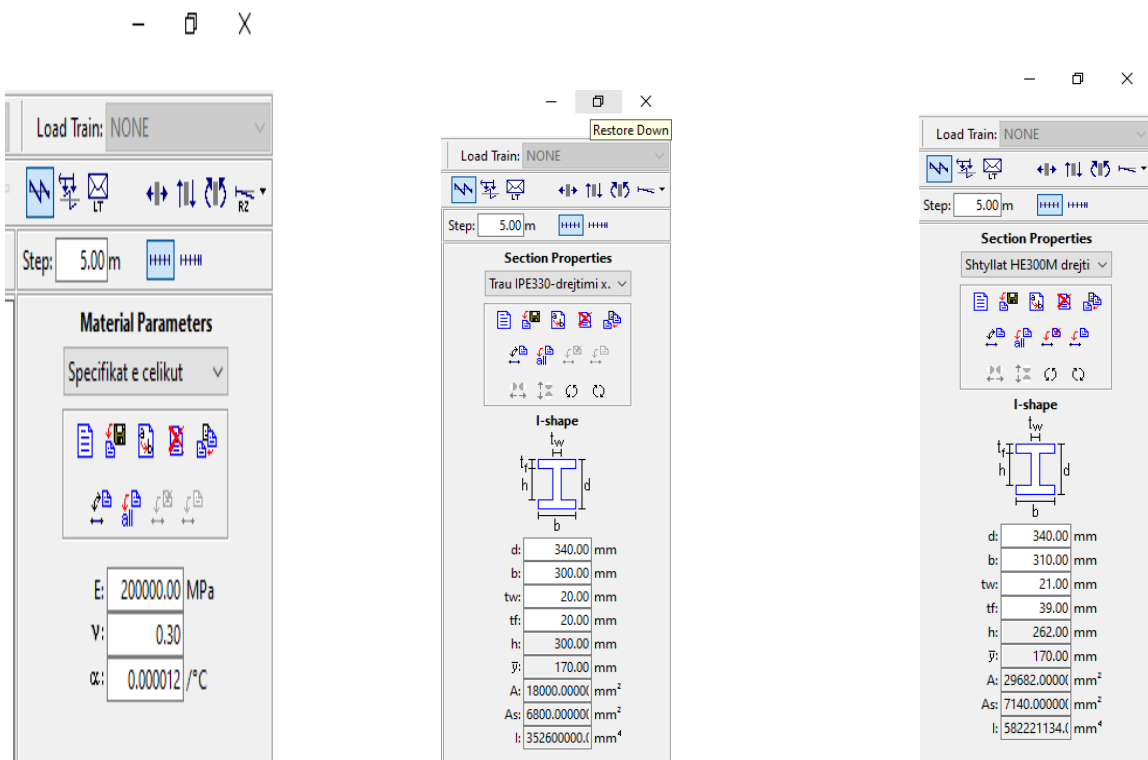


Figura 21: Materiali I struktures, prerja terthore e traut dhe prerja terthore e shtyllës(MFA).

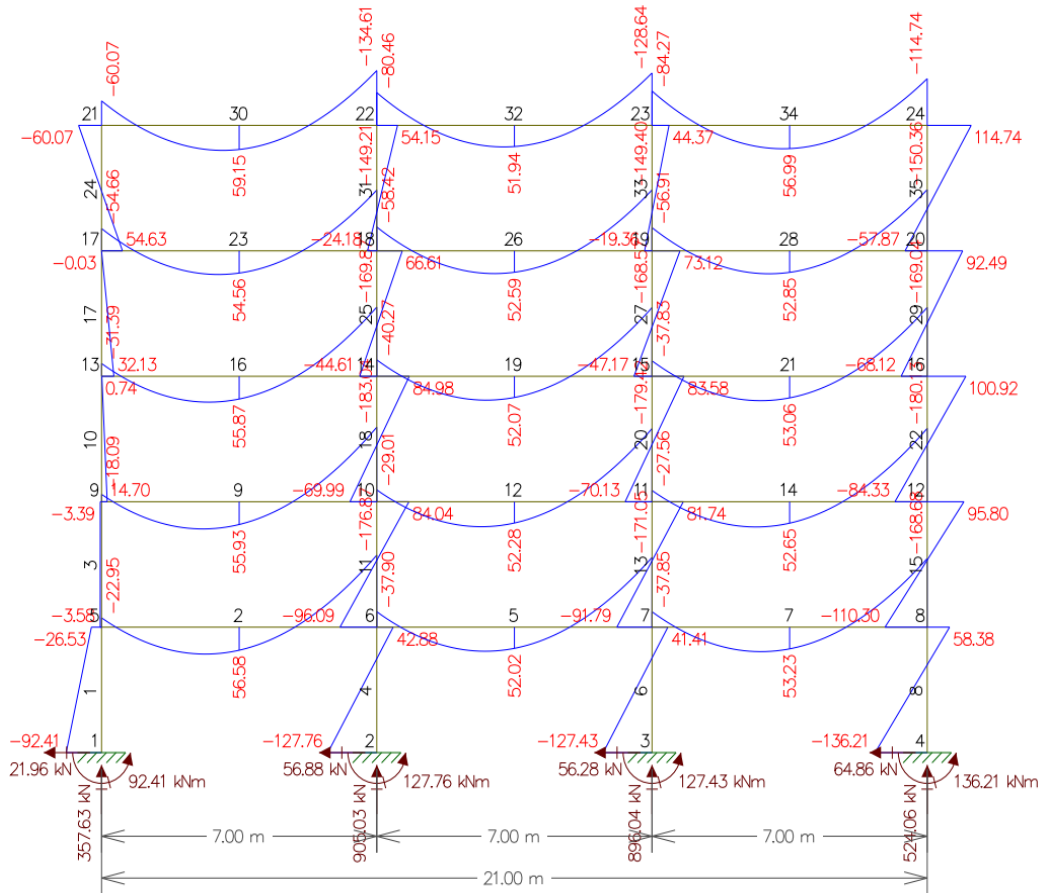


Figura 22: Diagrami i momenteve të përkuljes nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA)

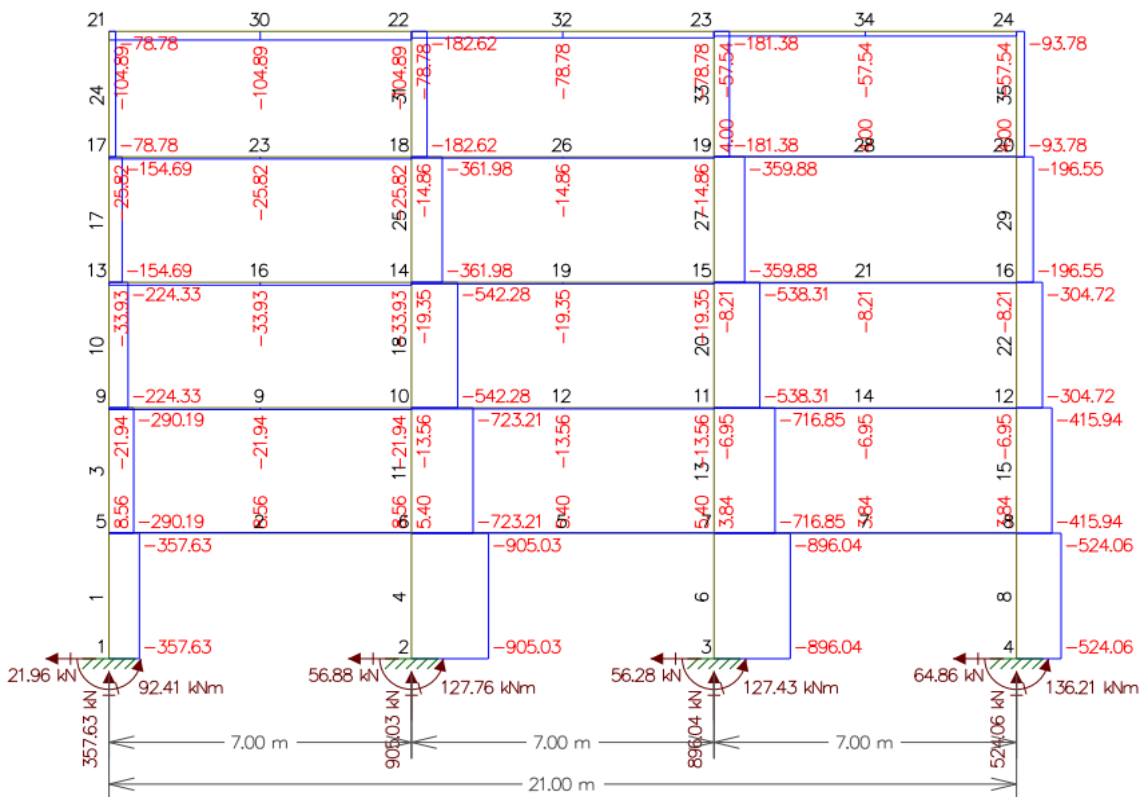


Figura 24: Diagrami i forcave aksiale nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA).

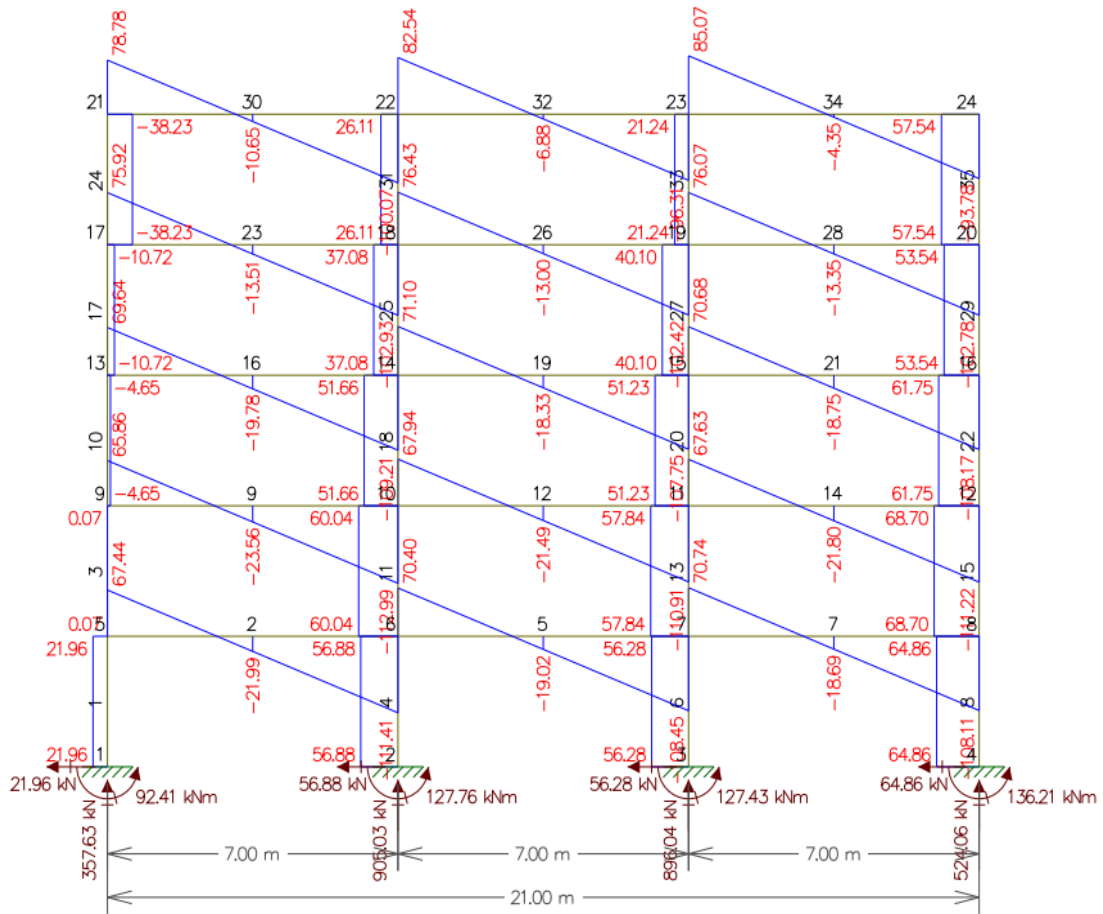


Figura 25: Diagrama i forcave transversale nga veprimi I te gjitha ndikimeve (MFA)

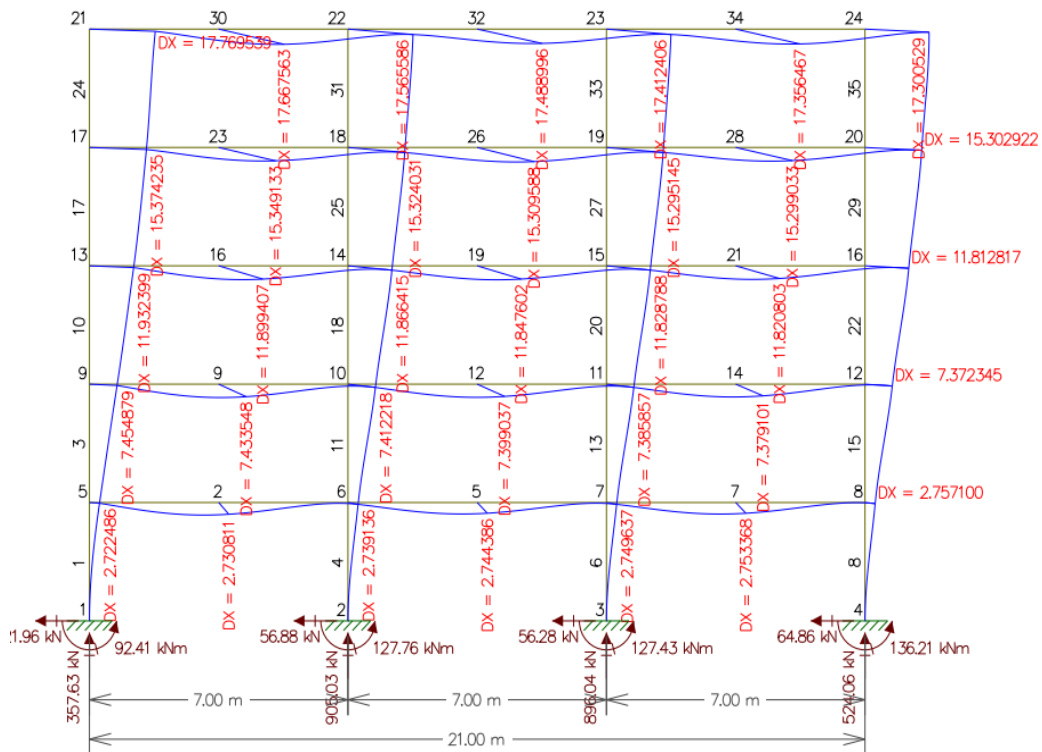


Figura 26: Vlerat e zhvendosjeve horizontale te struktures nga veprimi I te gjitha ndikimeve

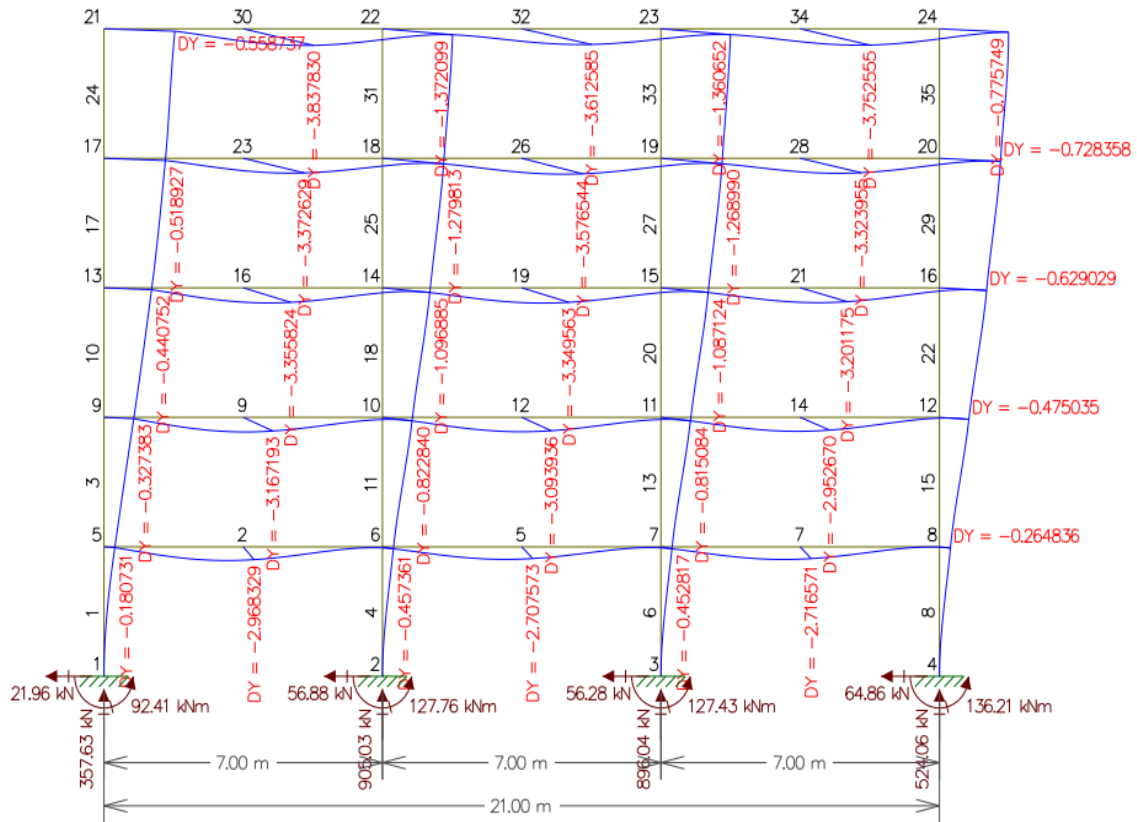


Figura 27: Vlerat e zhvendosjeve vertikale te struktures nga veprimi I te gjitha ndikimeve

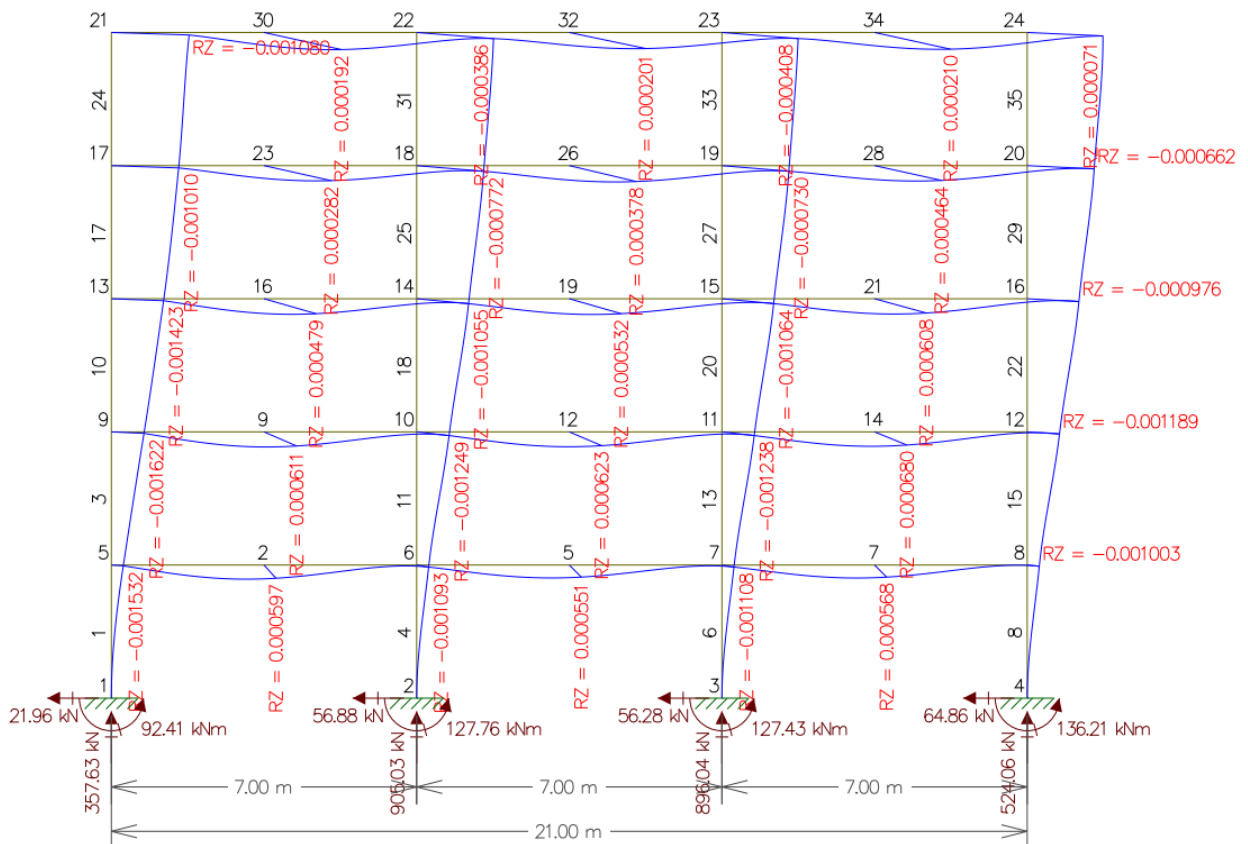


Figura 28: Vlerat e rrotullimit të pikave në strukturë nga veprimi I te gjitha ndikimeve

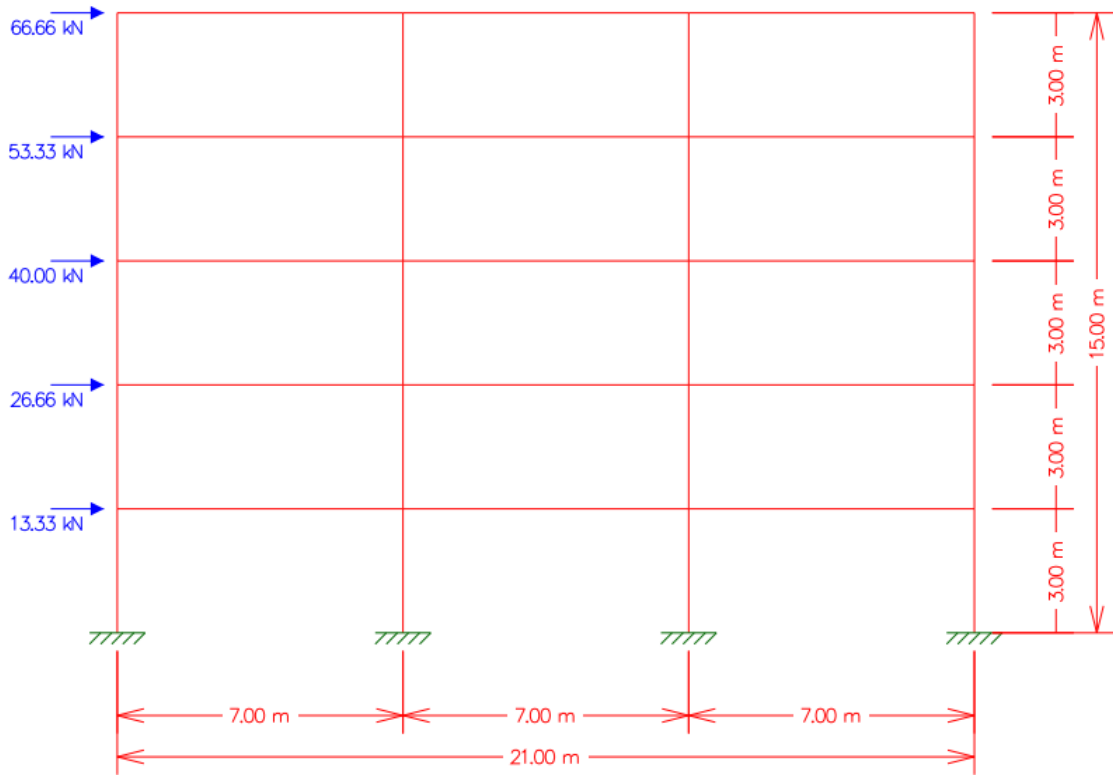


Figura 29: Forma e shpërndarjes së ngarkesës sismike në kate T1.

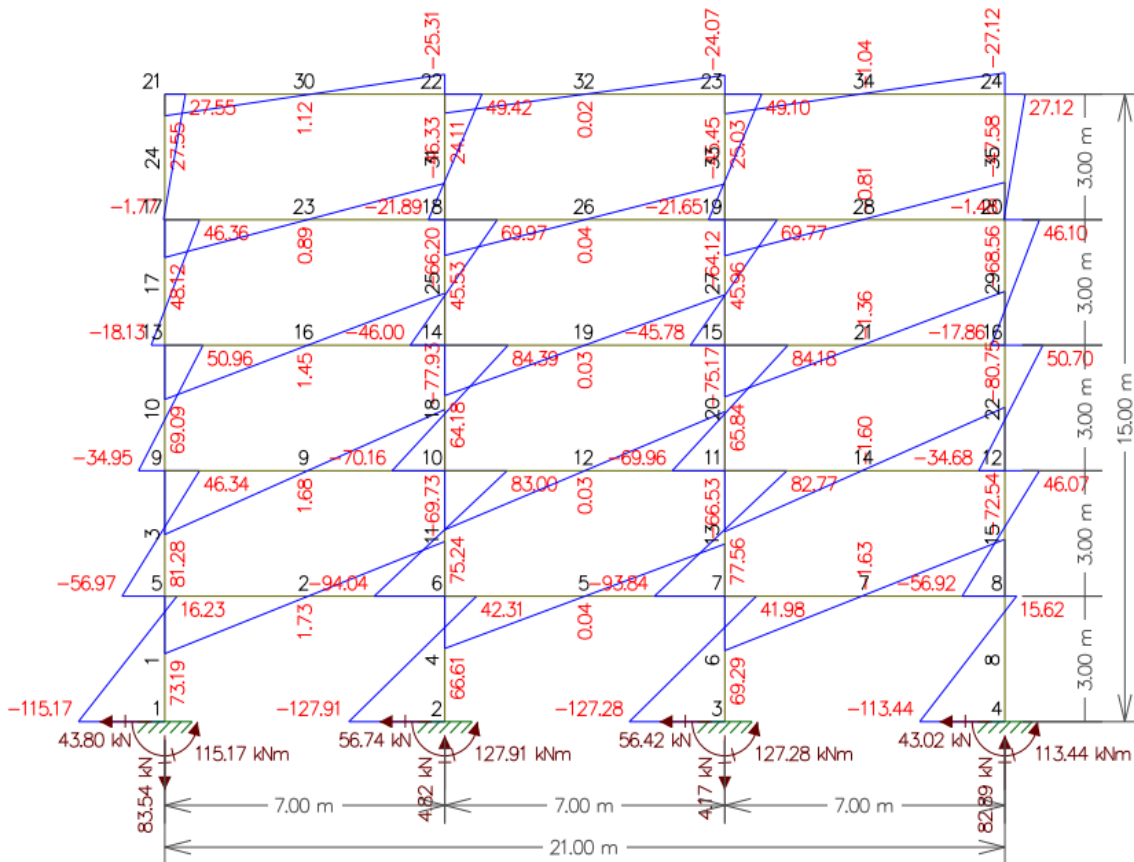


Figura 30: Diagrami i momenteve të përkuljes nën veprimin e forcave horizontale sismike T1

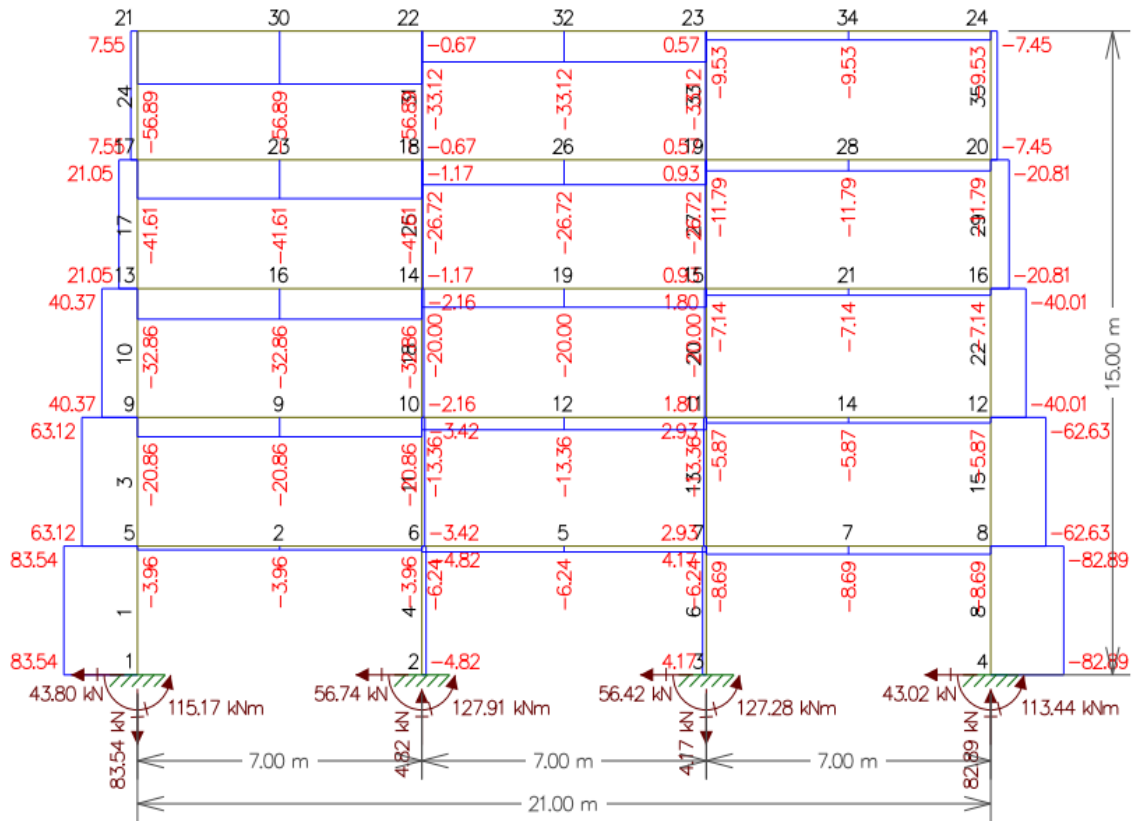


Figura 31: Diagrami ndikimeve aksiale nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1

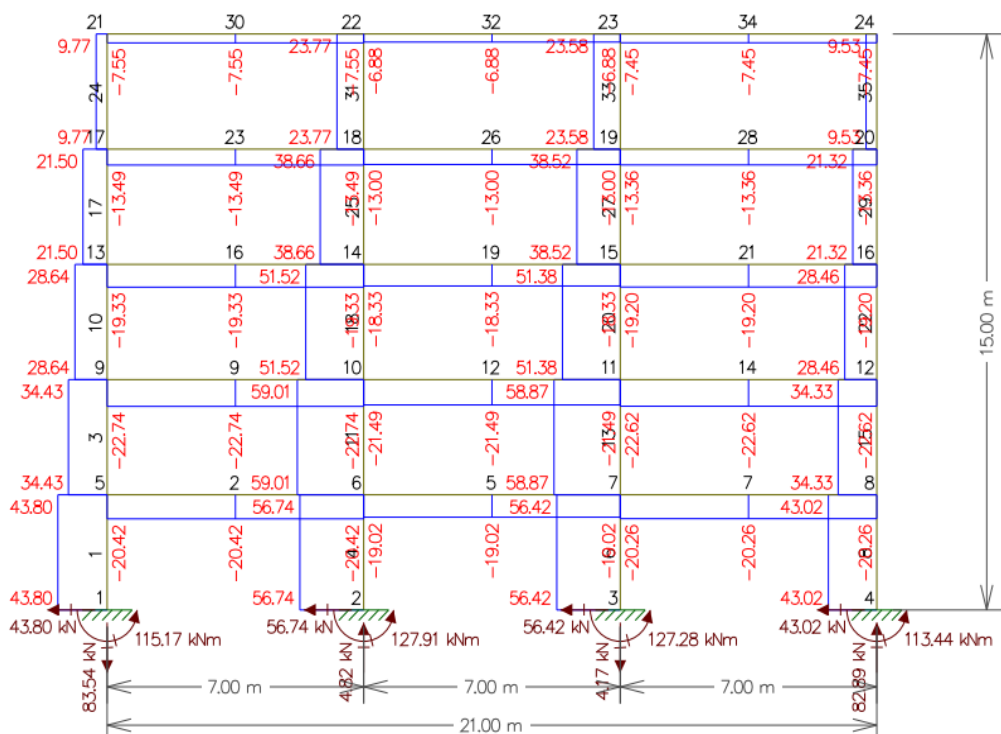


Figura 32: Diagrami ndikimeve nga forcat transversal nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1

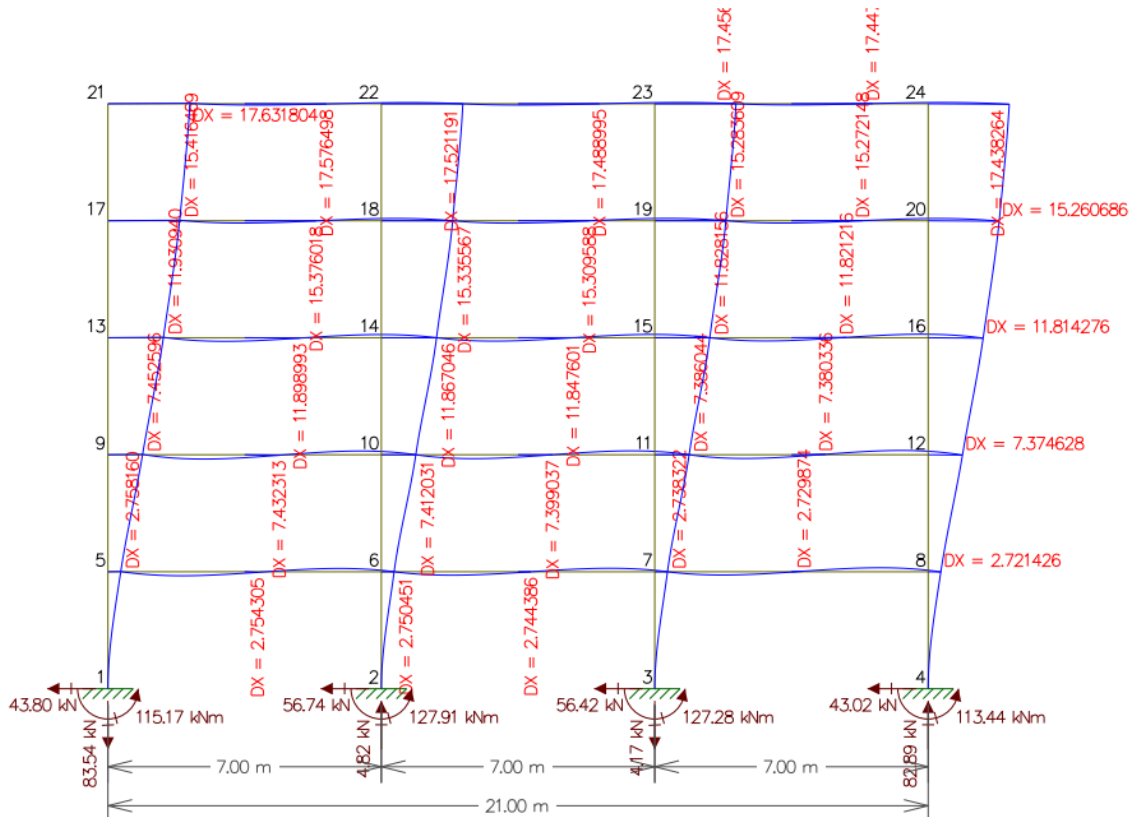


Figura 33: Vlerat e zhvendosjeve horizontale te struktures nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1

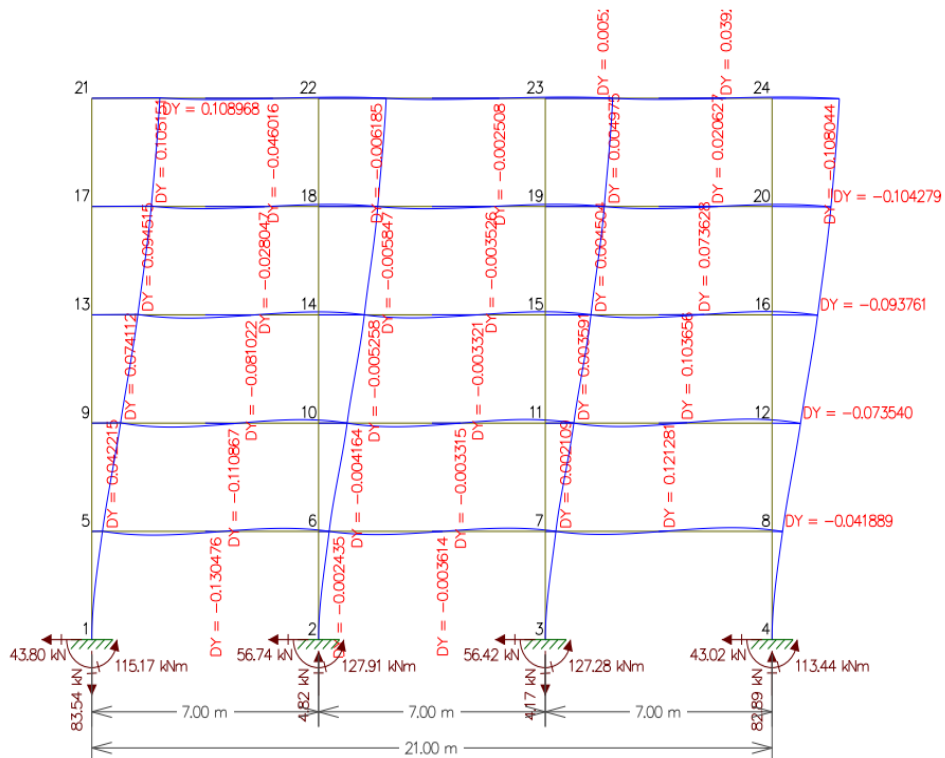


Figura 34: Vlerat e zhvendosjeve vertikale te struktures nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1

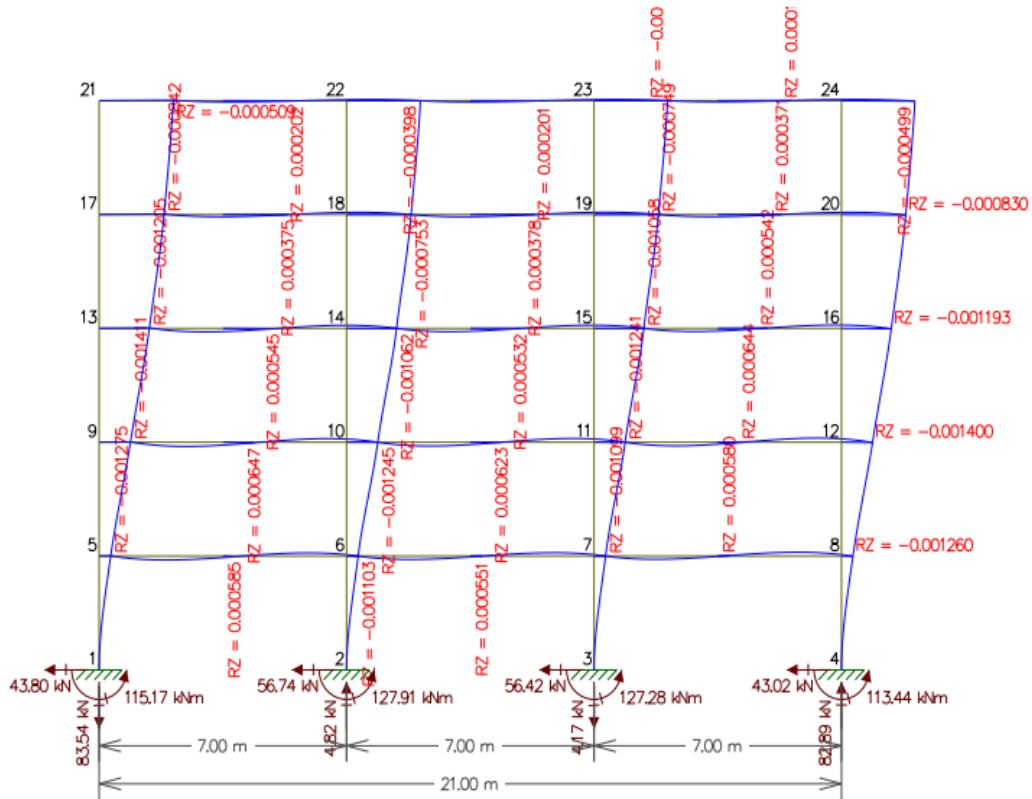


Figura 35: Vlerat e rrotullimit të pikave në strukturë nën veprimin e forcave horizontale sizmike T1

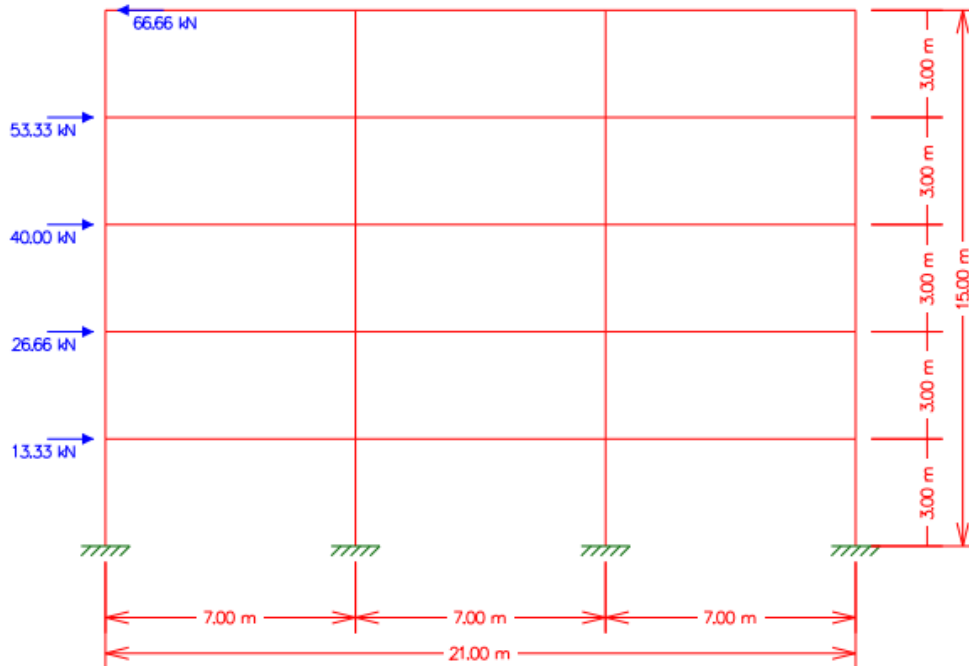


Figura 36: Forma e vendosjes së ngarkesave sizmike në kate për simulimin e formës së dytë të deformimit T2

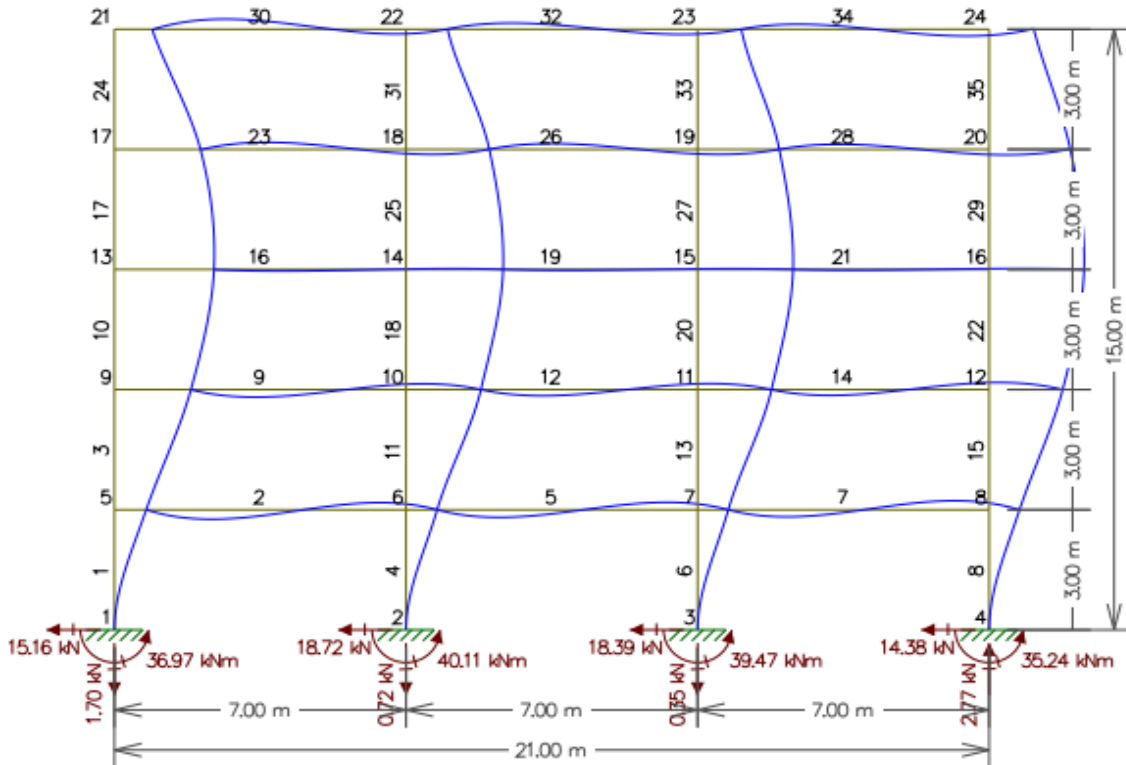


Figura37: Forma e dyte deformuar në perioden T2

Tabela 12: Rezultatet nga analiza e metodës së forcës anësore per efektin P-Delta drejtimi X.

METODA E FOTCËS ANËSORE		$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$		$G + \psi_{Ei} Q = 25.55 \text{ kN/m}$										
KATËT	ZHVENDOSJA HORIZONTALE E KATEVE		DIFERENCA E SHVENDOSJEVE SE KATEVE FQINJ		FORCA ANESORE SIZMIKE		FORCA PRERESE NE KATE		NGARKESA AKSIALE:		LARTESIA E KATIT		EFEKTI P-DELTA	
	d_i [m]		$(d_i - d_{i-1}) : d_r$ [m]		V_i [kN]		V_{tot} [kN]		P_{tot} [kN]		h_i [m]		θ	
E ₀	d ₀	0	d _{r0}											
E ₁	d ₁	0.0027	d _{r1}	0.0027	V ₁	13.33	V _{tot1}	200.0	P _{tot1}	2682.76	h ₁	3.0	θ ₁	0.0120
E ₂	d ₂	0.0073	d _{r2}	0.0046	V ₂	26.66	V _{tot2}	186.6	P _{tot2}	2146.19	h ₂	3.0	θ ₂	0.0176
E ₃	d ₃	0.0118	d _{r3}	0.0045	V ₃	40.00	V _{tot3}	160.0	P _{tot3}	1609.64	h ₃	3.0	θ ₃	0.0151
E ₄	d ₄	0.0153	d _{r4}	0.0035	V ₄	53.33	V _{tot4}	120.0	P _{tot4}	1073.10	h ₄	3.0	θ ₄	0.0104
E ₅	D ₅	0.0173	D _{r5}	0.0020	V ₅	66.66	V _{tot5}	66.66	P _{tot5}	536.560	h ₄	3.0	θ ₅	0.0053
Faktori I sjellje :		$q = 4$								$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$				

Nga tabelat e sipërme shohim se efektet e rendit të dytë nuk kanë nevojë që të llogariten për këtë strukturë pasi që për të dy drejtimet koeficienti i ndjeshmërisë së drifteve të kateve është më i vogël se 0.1.

Tabela 13 : Vlerat e koeficientit të efektit P-Δ

$\theta \leq 0.1$	Analiza e efektit P-Δ mund të mos merret parasysh
$0.1 \leq \theta \leq 0.2$	Efekti P-Δ, merret parasysh duke shumëzuar efektet e veprimit sizmik me faktorin $1/(1-\theta)$
$0.2 \leq \theta \leq 0.3$	Efektet P-Δ, duhet të llogariten nga analiza eksplicite e cila inkorporon efektin e rendit të dytë
$\theta \geq 0.3$	Nuk lejohet, duhet të rritet ngurtësia e strukturës

13.2 Metoda e Analizës modale sipas spektrit të reagimit

Pikat e parapara për shqyrtim sipas kësaj metode janë:

1. Përcaktimi i prerjes tërthore të trarëve.
2. Përcaktimi i prerjes tërthore të shtyllave.
3. Kontrollimi i rezistencës në shtypje/përkuljes i shtyllave nën ngarkesën e gravitetit.
4. Llogaritja e masës sizmike ($G + \psi E_i Q$) të strukturës.
5. Analiza modale sipas spektrit të reagimit, efektet rrotulluese përfshihen duke zmadhuar spektrin e projektimit me faktorin e amplifikimit δ .
6. Metoda "reagimi spektral-mbivendosje modale" është një analizë dinamike e cila lejon që të merren parasysh disa mënyra dridhjeje.
7. Analiza statike e rames nën veprimin e ngarkesës së gravitetit ($G + \psi 2i Q$).
8. Kontrolli i qëndrueshmërisë, duke marrë në konsideratë efektet P-Δ (parametri θ).

Të dhënat hyrëse:

- Dimensionet e objektit: $B/L=21/25$
- Planimetria e strukturës është simetrike ndaj të dy akseve kryesore
- Etazhiteti i strukturës është P+4 kate
- Lartësitë e katëve janë 3 metër
- Prerja tërthore e shtyllave metalike është: HE300M
- Prerja tërthore e trarëve metalik është: IPE330-drejtimi X dhe IPE270-drejtimi Y
- Pesha e dyshemesë është 3 kN/m^2 ,
- Pesha e mureve $G : 3 \text{ kN/ m}^2$
- Zona sizmike; $a_{gR}= 2,0 \text{ m/s}^2$
- Rëndësia e ndërtesës; objekt afarist, $\gamma_1=1.0$ (EN 1998-1, Tab. 4.3).
- Ngarkesa e shfrytëzuese $Q = 3 \text{ kN/m}^2$
- Spektri i projektimit; lloji 1
- Kategoria e truallit: $B \Rightarrow : S = 1,2 ; T_B = 0,15s ; T_C = 0,5s ; T_D = 2s$
- Faktori i sjelljes: $q = 4$

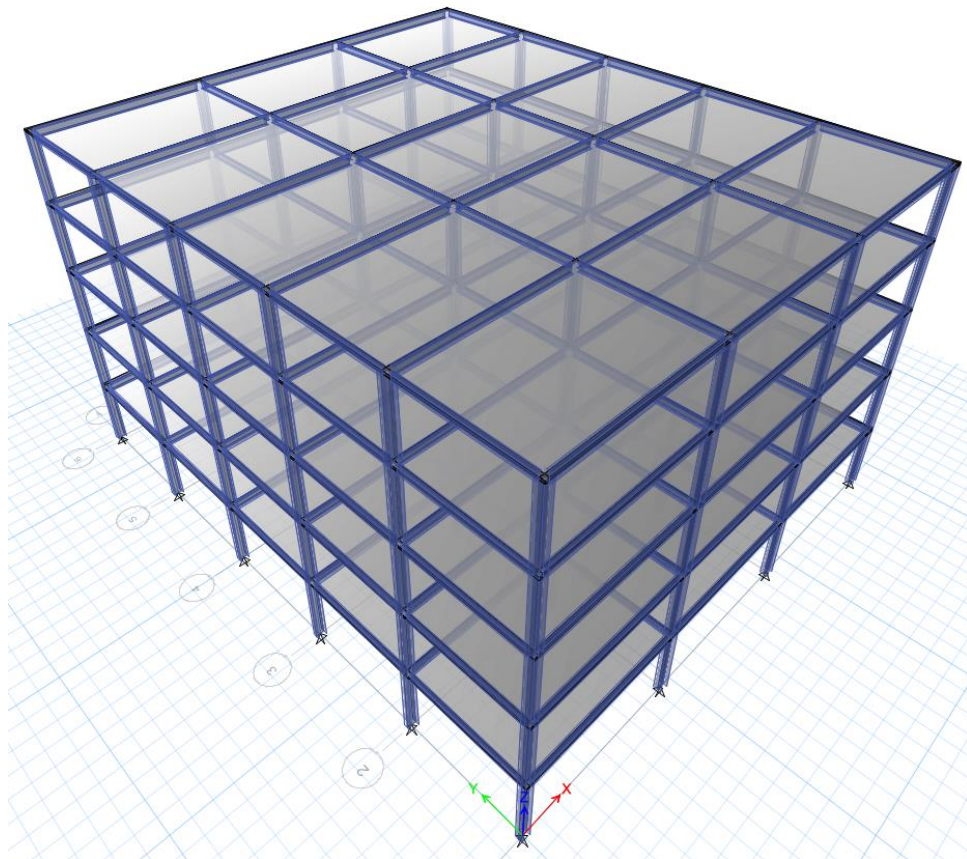
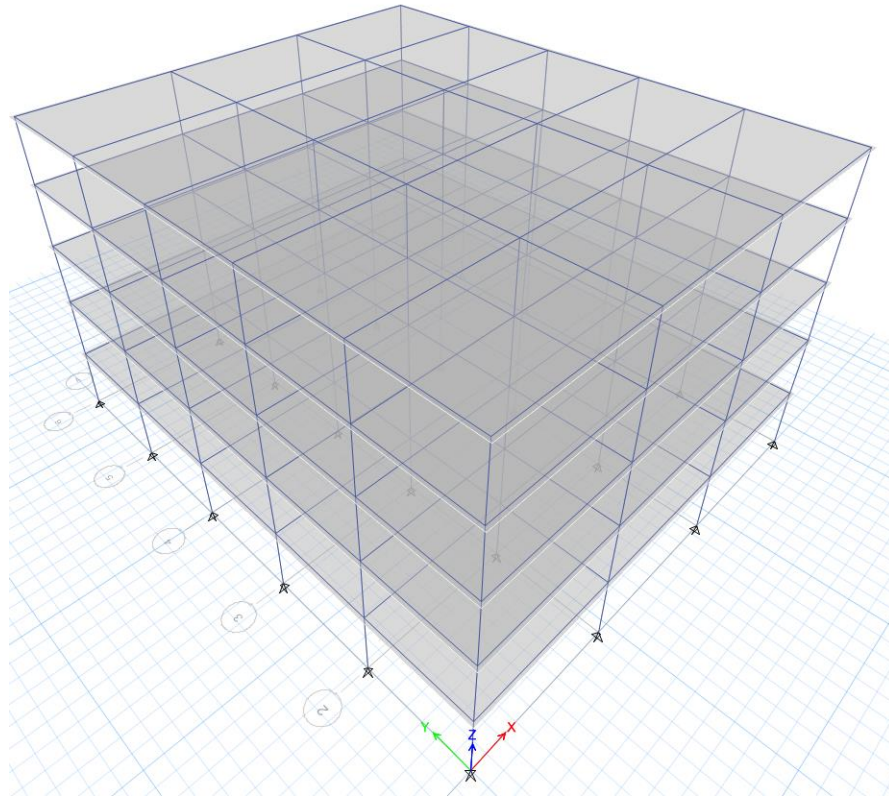


Figura 38:Gjeometria e struktures

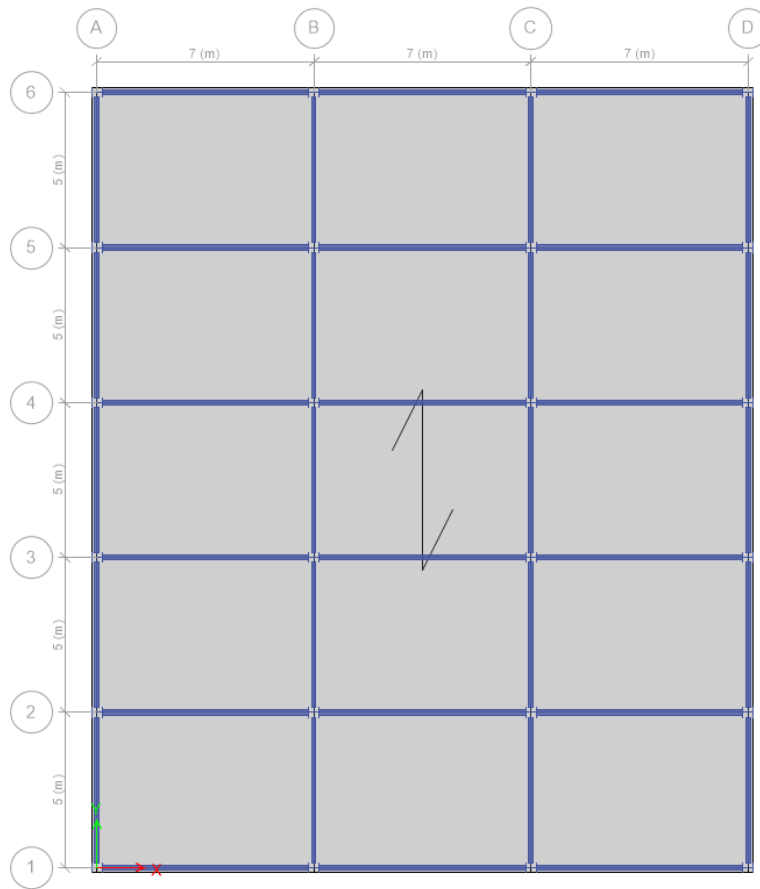


Figura 39: Baza e objektit.

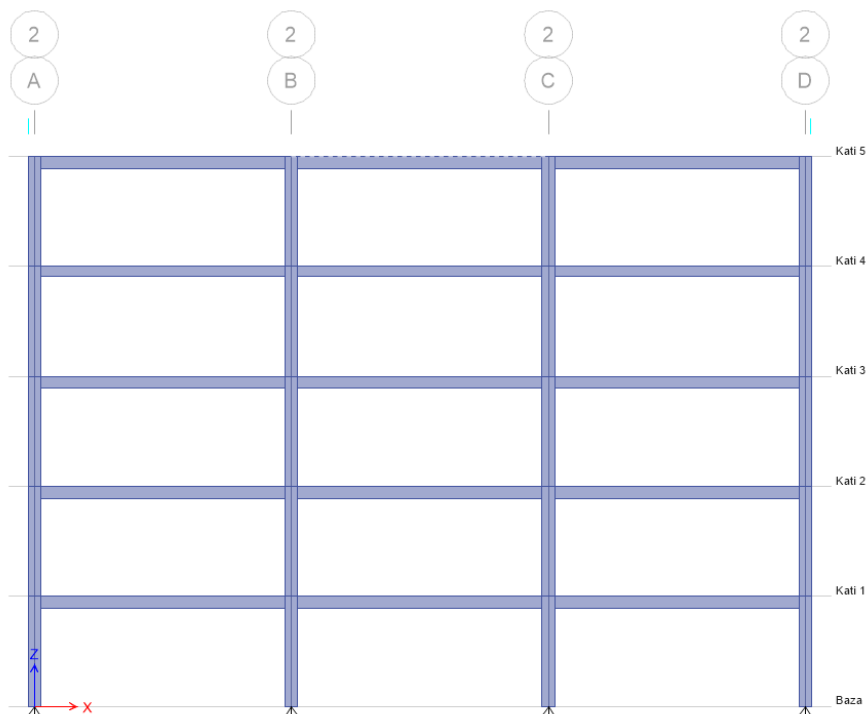


Figura 40: Prerja tërthore 2-2 e objektit .

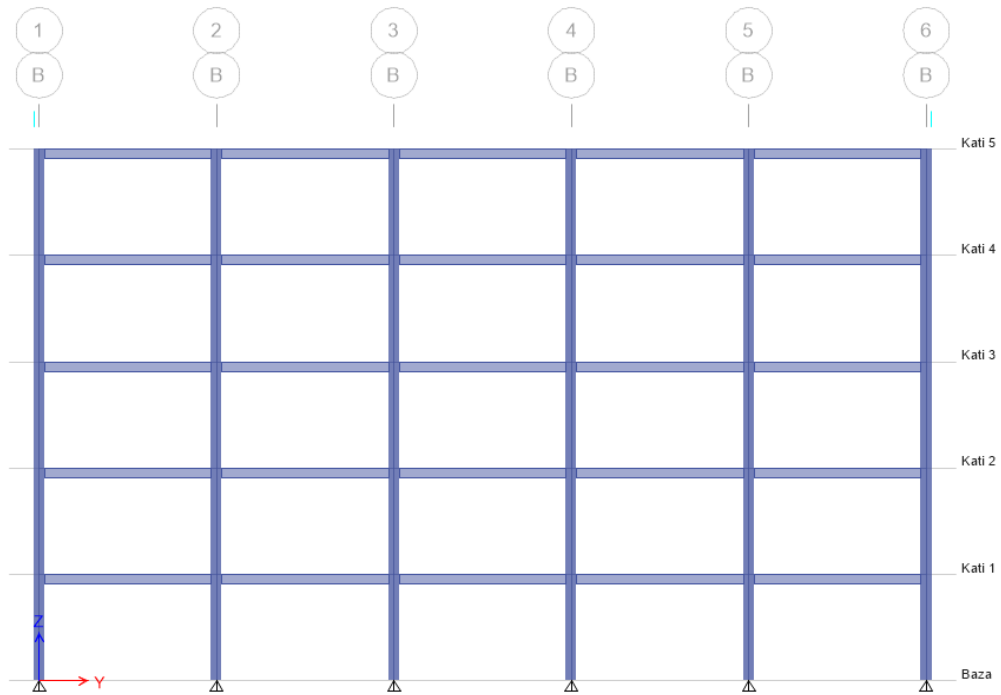


Figura 41: Prerja tërthore B-B e objektit.

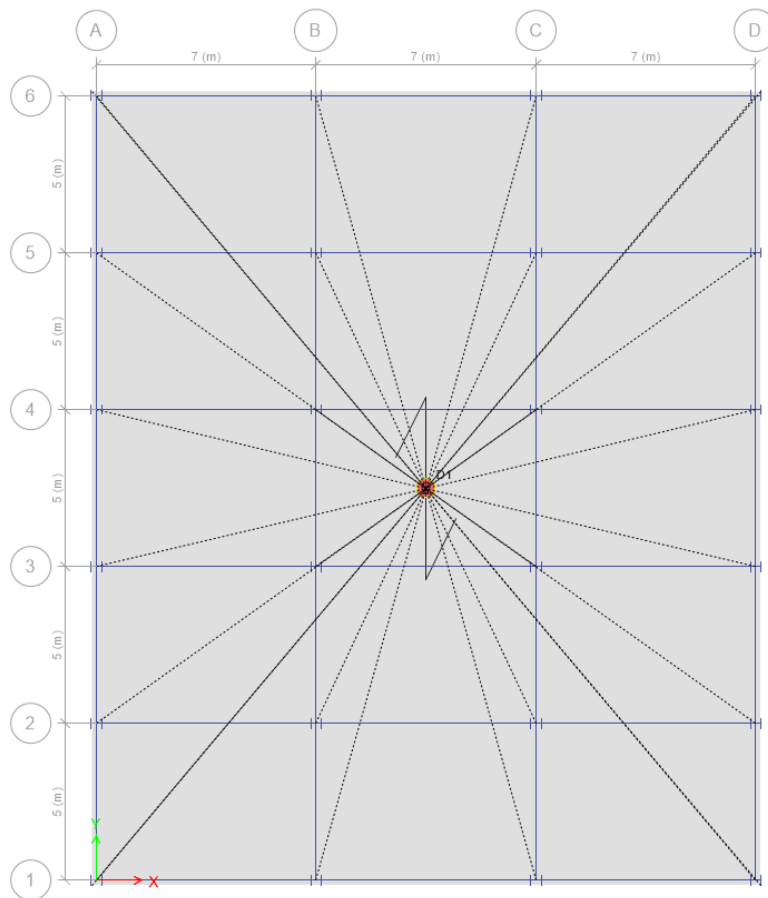


Figura 42: Qendra e masës dhe e shtangësisë (në një pike).

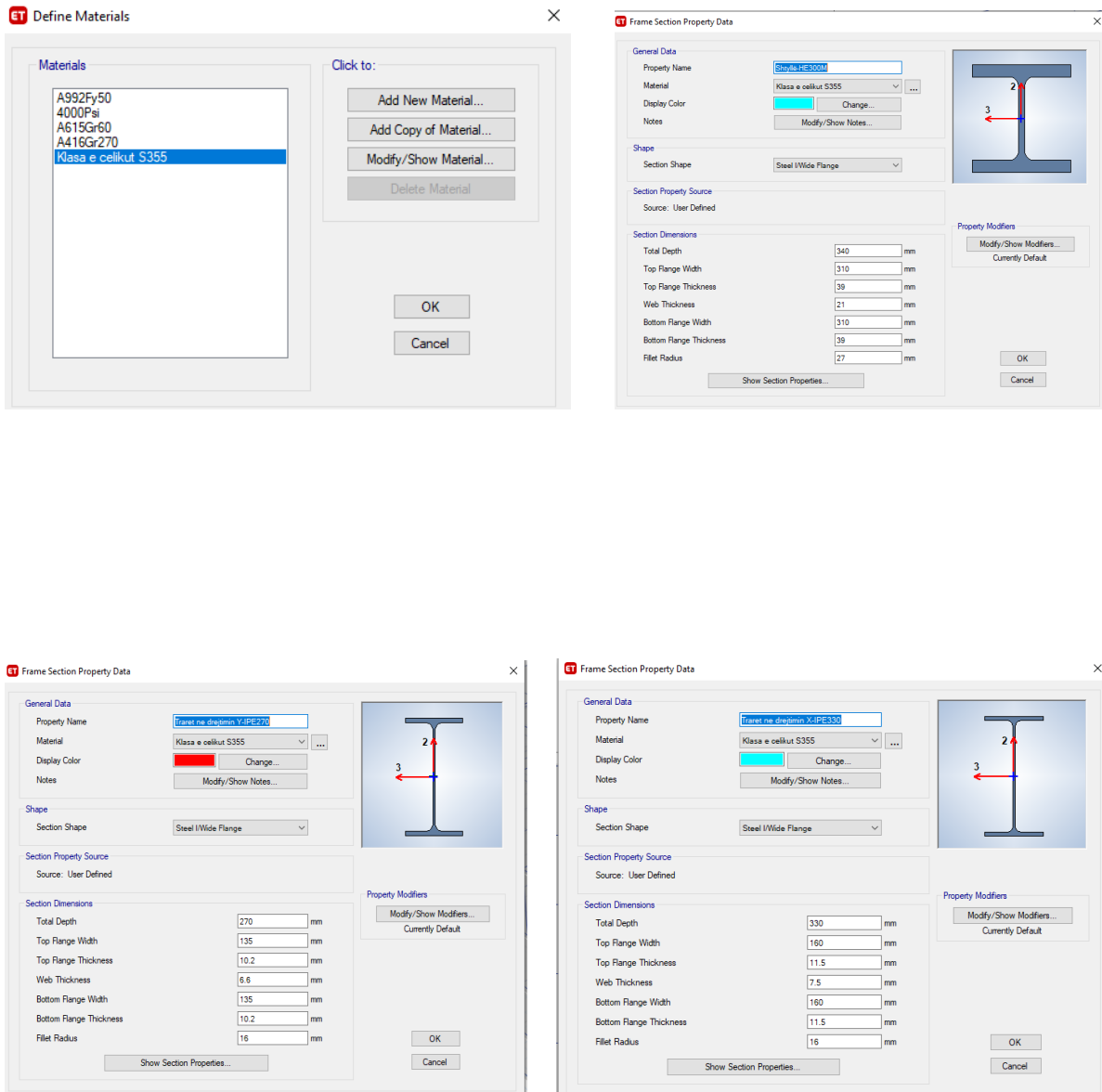


Figura 43: definimi i klases së celikut (S355), shtyllave (HE300M) dhe trarëve (IPE330 dhe IPE270).

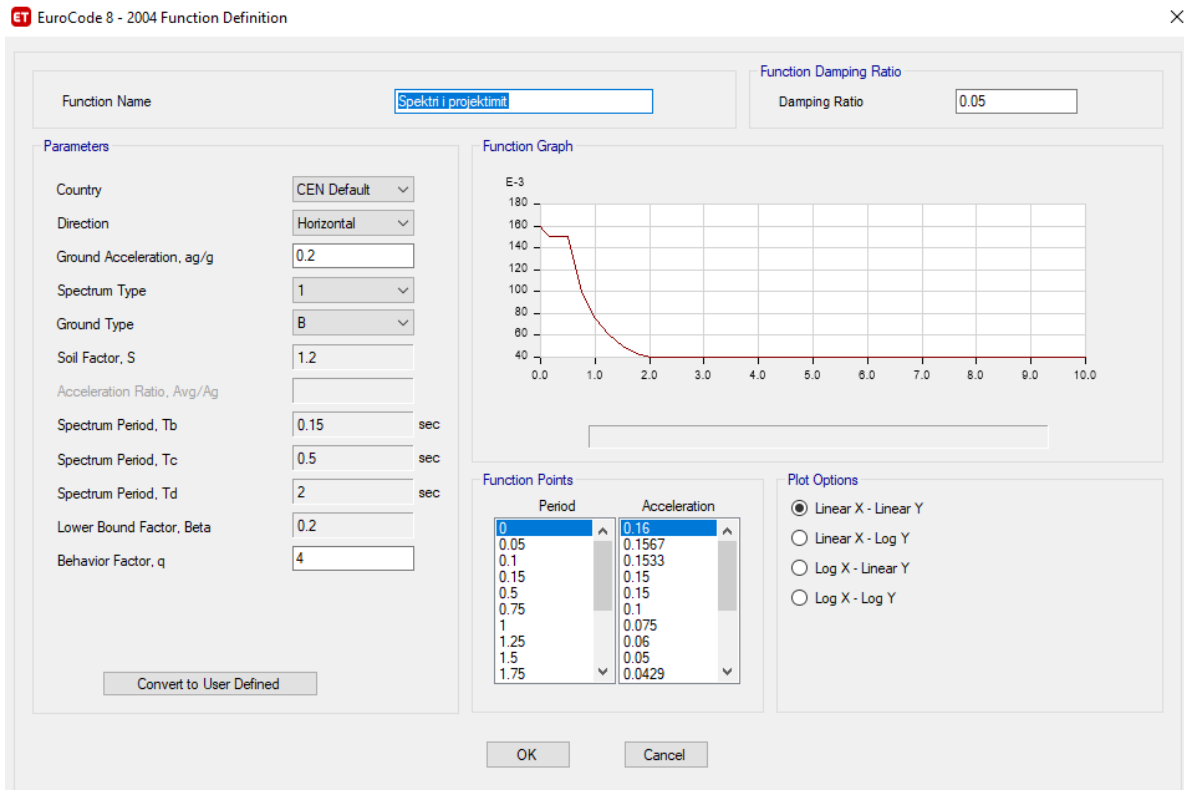


Figura 44: Spektri i reagimit të projektimit, $a_g = 0.2g$, Trualli B, $q=4.0$.

Load Case Name	Load Case Type
Dead	Linear Static
Live	Linear Static
Ngarkesat jostrukurore	Linear Static
Ex	Response Spectrum
Ey	Response Spectrum

Click to:

- Add New Case...
- Add Copy of Case...
- Modify/Show Case...
- Delete Case
- Show Load Case Tree...

Tabela 45: Rastet e ngarkesave.

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U1	Spektri i projektimit.	9806.65

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK
Cancel

ET Load Case Data ×

General

Load Case Name: Design...

Load Case Type: Notes...

Exclude Objects in this Group:

Mass Source:

Loads Applied

Load Type	Load Name	Function	Scale Factor
Acceleration	U2	Default Uniform	9806.65

Add
Delete
 Advanced

Other Parameters

Modal Load Case:

Modal Combination Method:

Include Rigid Response

Rigid Frequency, f1:

Rigid Frequency, f2:

Periodic + Rigid Type:

Earthquake Duration, td:

Directional Combination Type:

Absolute Directional Combination Scale Factor:

Modal Damping: Modify/Show...

Diaphragm Eccentricity: Modify/Show...

OK
Cancel

Tabela 46: Sizmika në drejtimin X-X dhe Y-Y

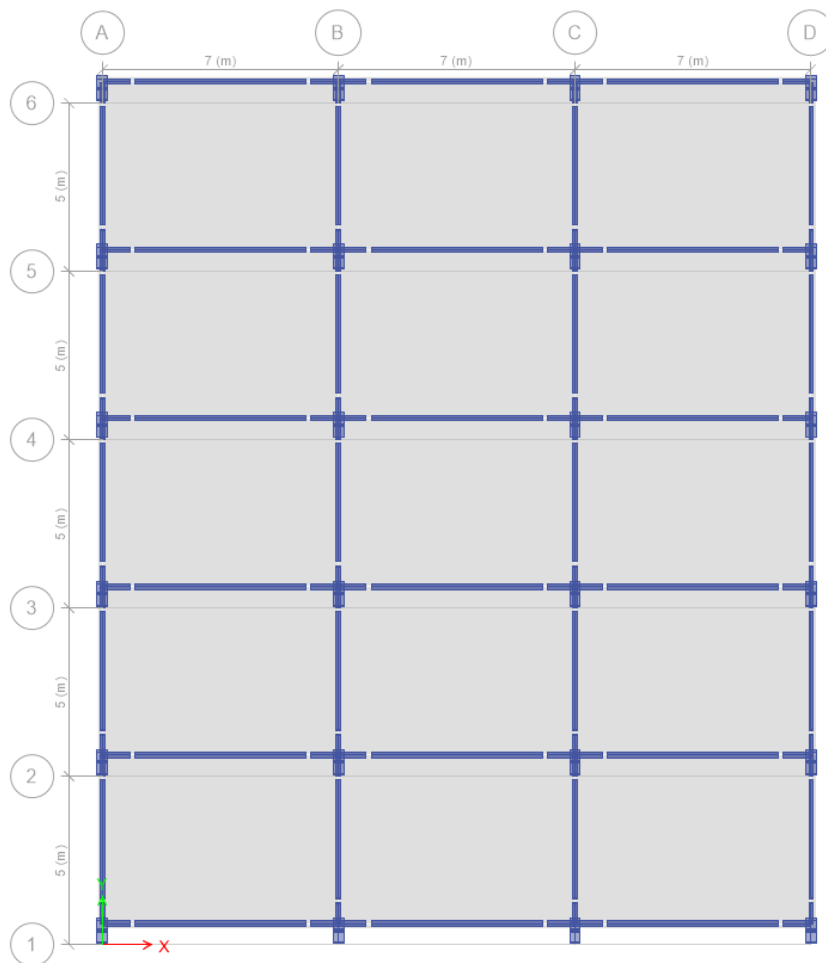
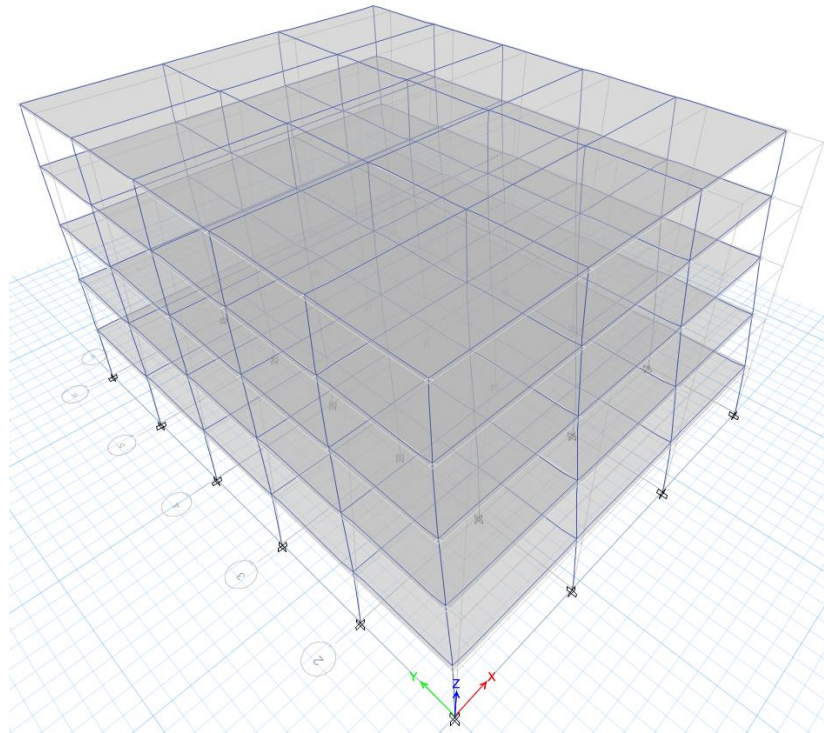


Figura 47: Forma e parë e lëkundjeve në drejtimin y-y $T1=0.684$ struktura në 3D dhe plan

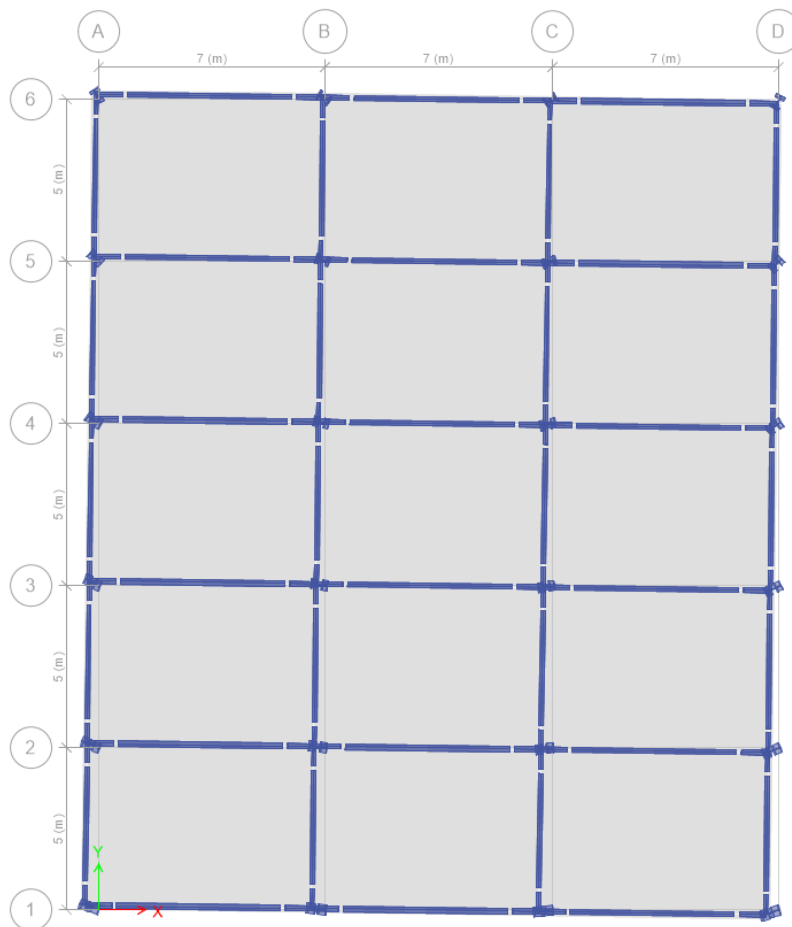
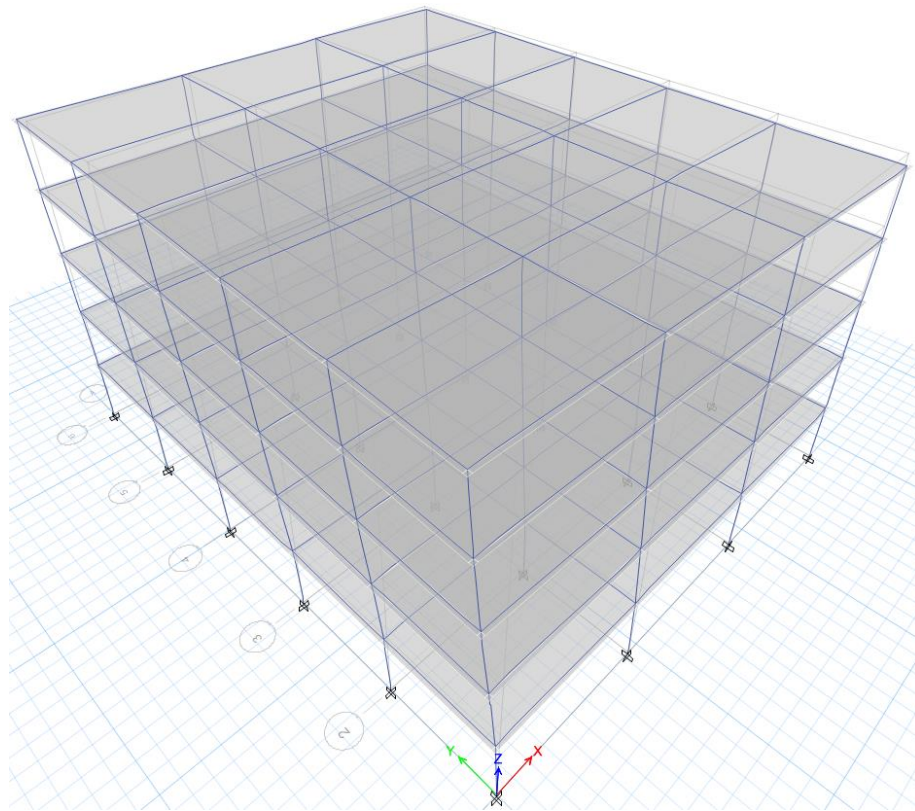


Figura 48: Forma e dytë e lëkundjeve në drejtimin x-x $T_2=0.534$ struktura në 3D dhe plan

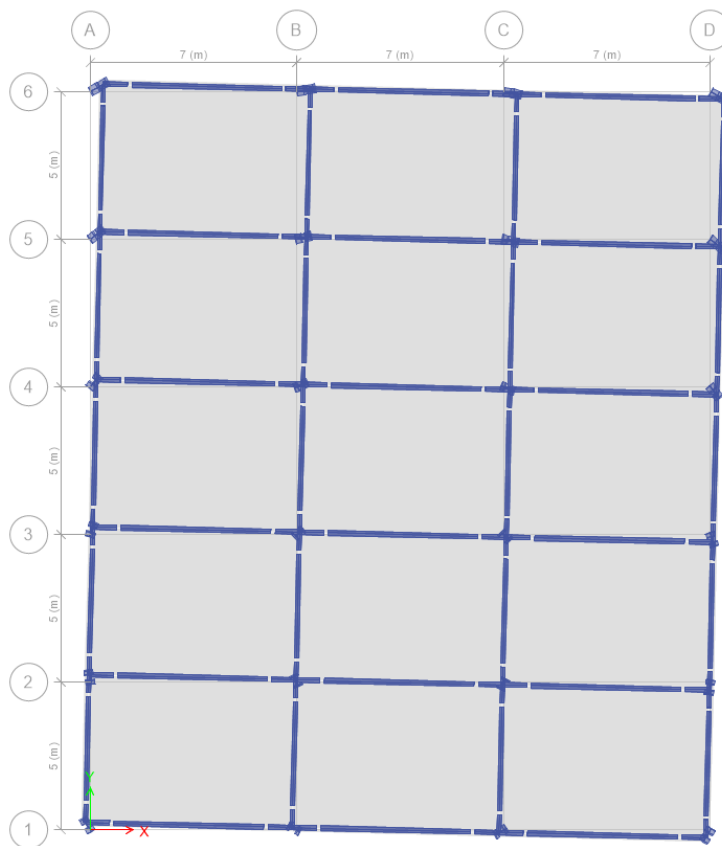
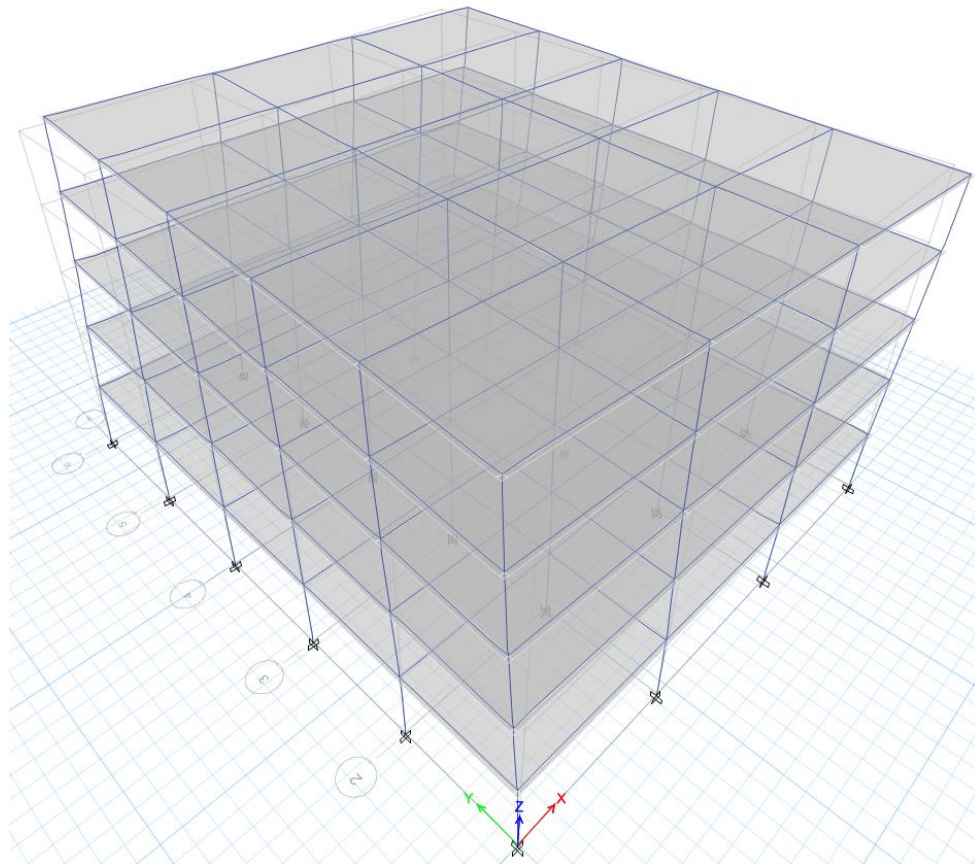


Figura 49: Forma e tretë e lëkundjeve (përdredhje); $T_3=0.53s$, struktura në plan

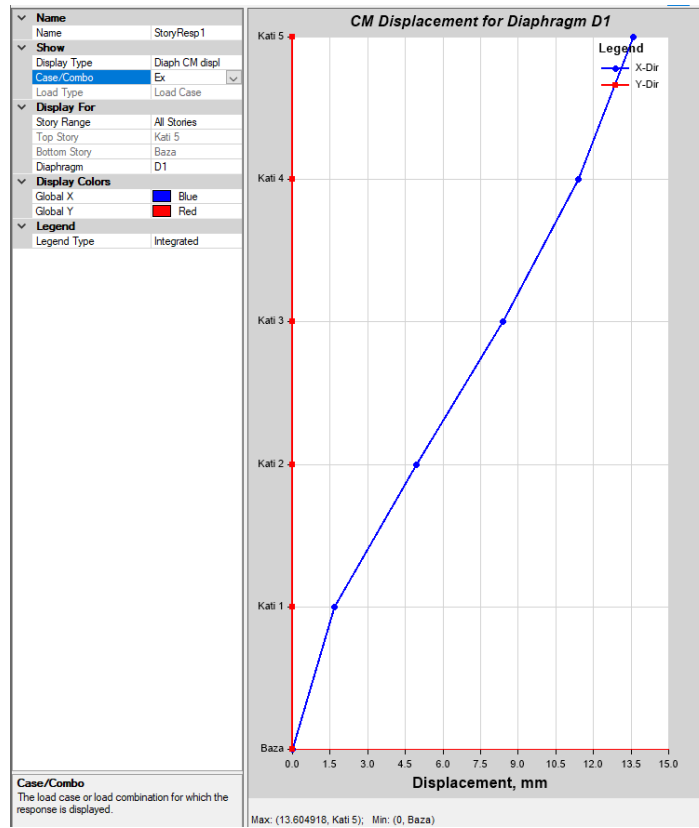


Figura 50: Zhvendosja e strukturës nga ngarkesat sizmike në drejtimin global X

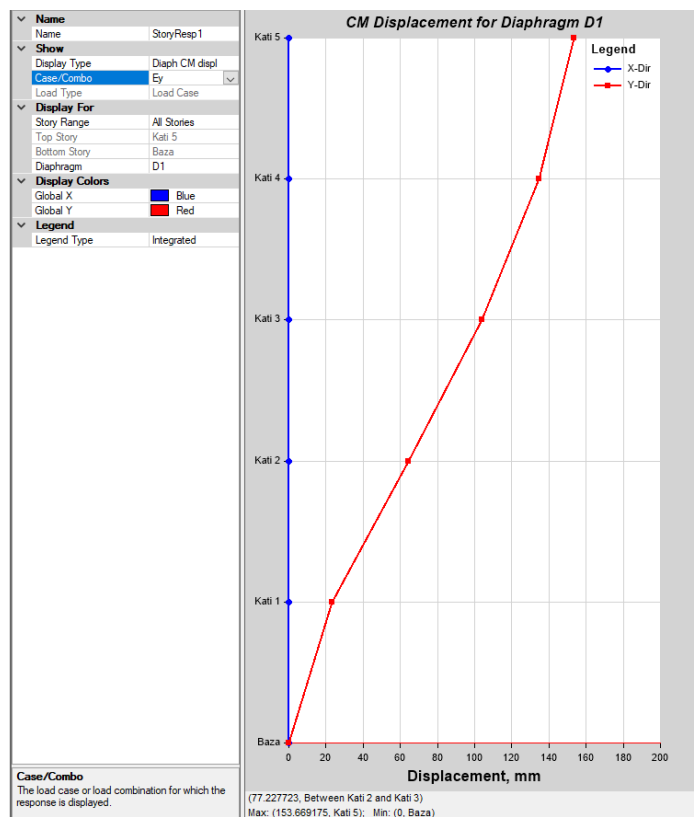


Figura 51: Zhvendosja e strukturës nga ngarkesat sizmike në drejtimin global Y

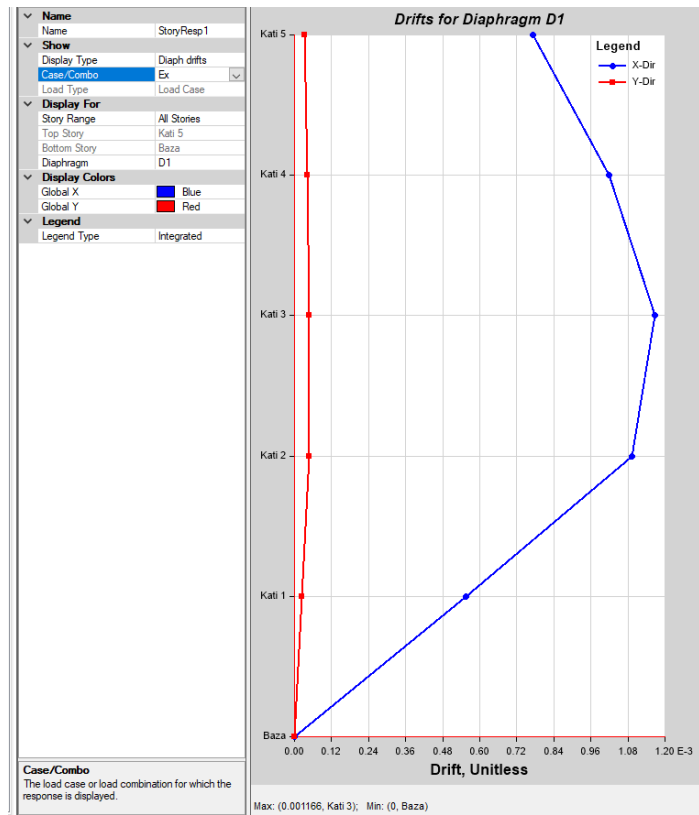


Figura 52: Zhvendosjet relative të meskateve nga ngarkesat sizmike në drejtimin global X

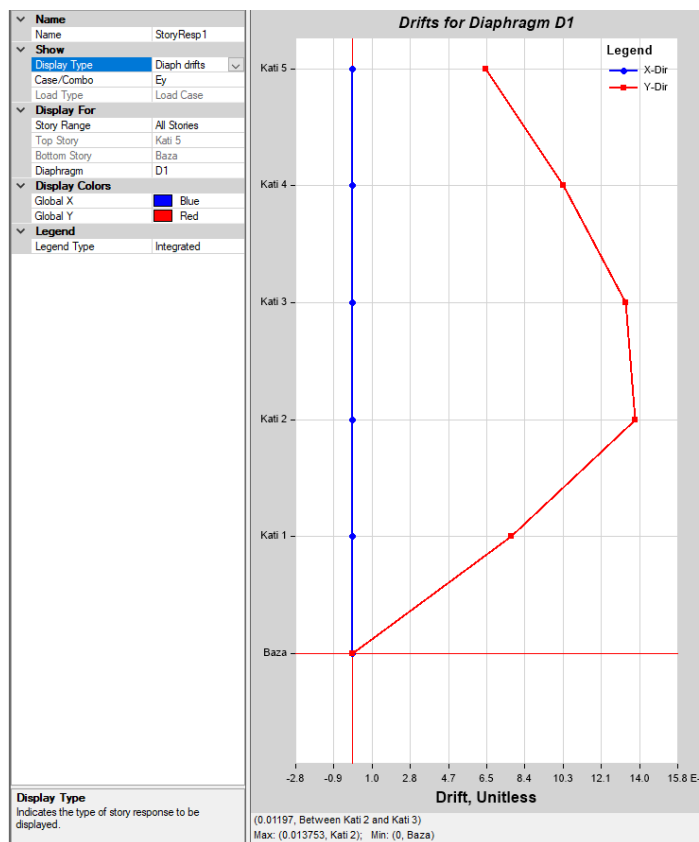


Figura 53: Zhvendosjet relative të meskateve nga ngarkesat sizmike në drejtimin global Y

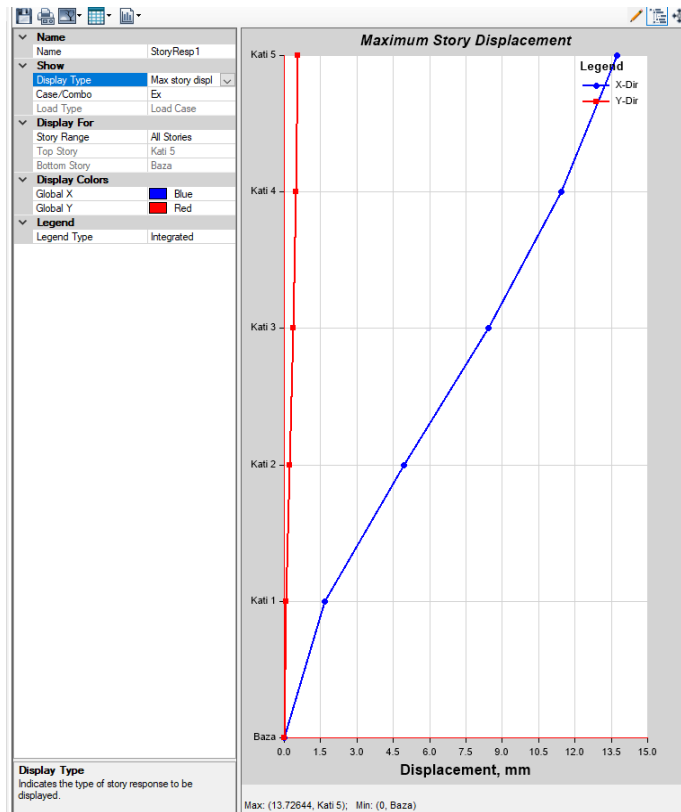


Figura 54: Zhvendosjet maksimale të meskateve nga ngarkesat sizmike në drejtimin global X

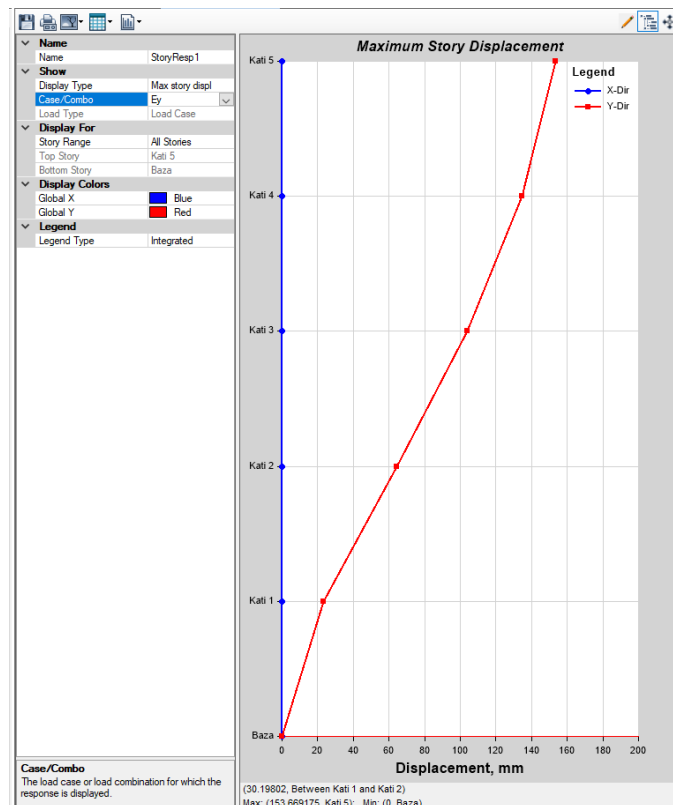


Figura 55: Zhvendosjet maksimale të meskateve nga ngarkesat sizmike në drejtimin glob. Y

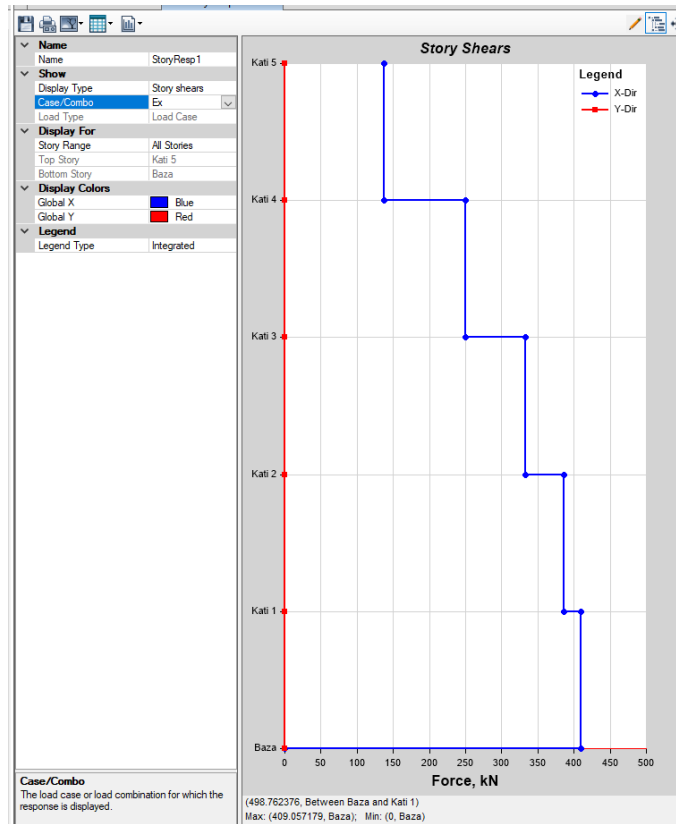


Figura 56: Forcat prerëse për strukturën nga ngarkesat sizmike në drejtimin X

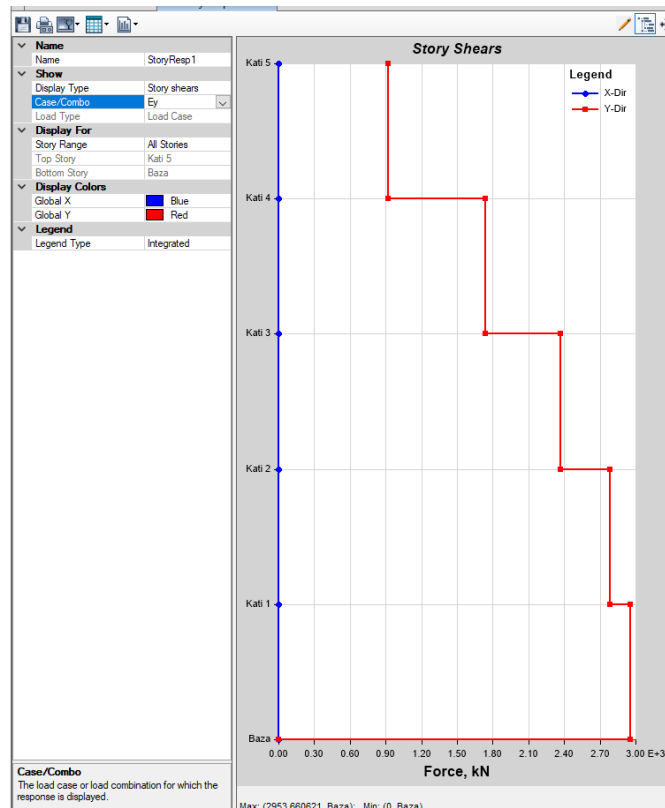


Figura 57: Forcat prerëse për strukturën nga ngarkesat sizmike në drejtimin Y

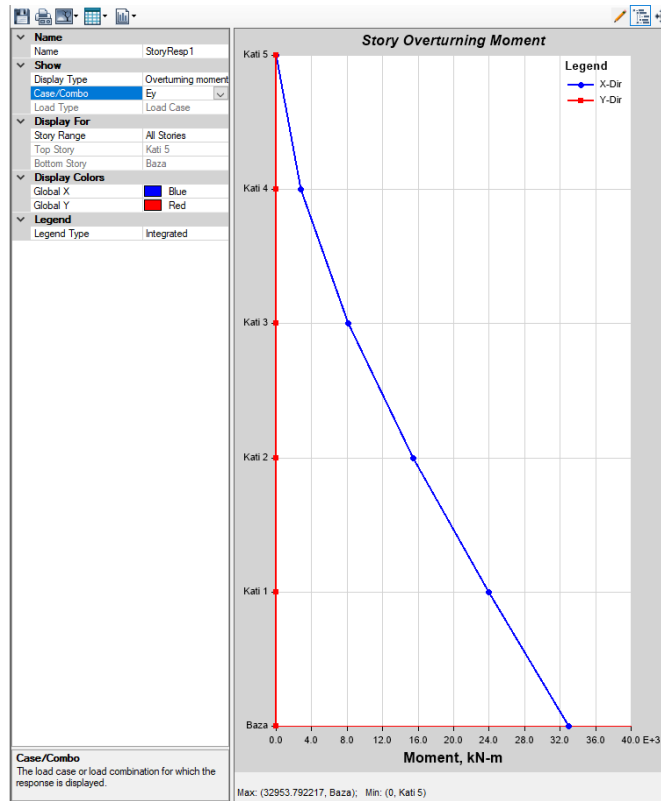


Figura 58: Momentet e përkuljes për komplet strukturën nga ngarkesat sizmike X

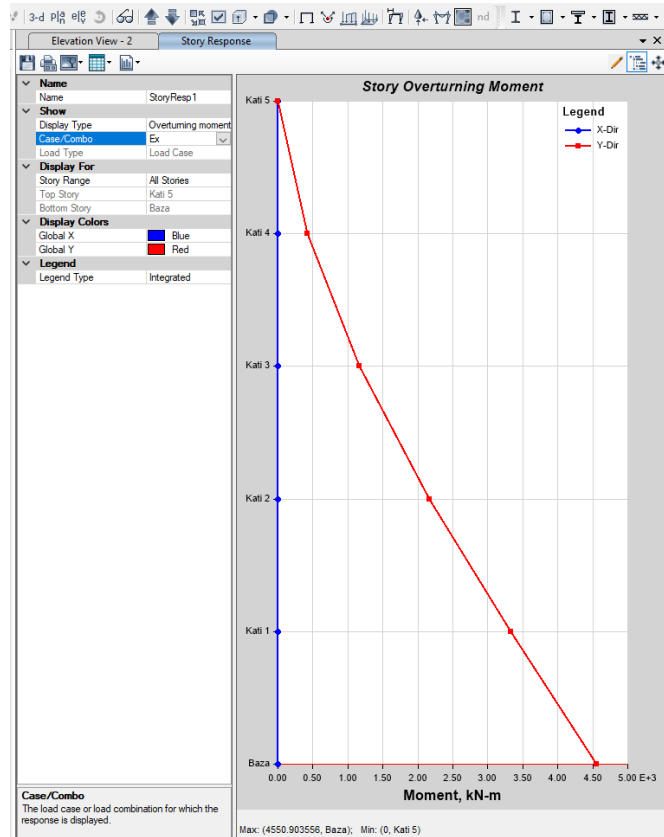


Figura 59: Momentet e përkuljes për komplet strukturën nga ngarkesat sizmike Y

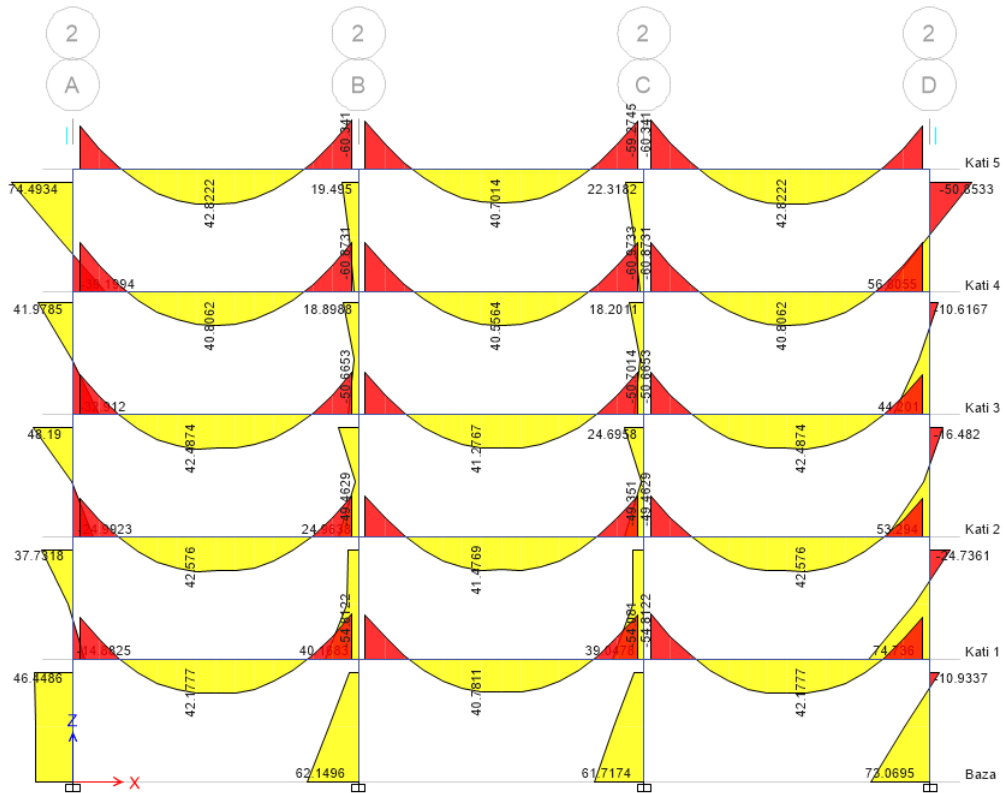


Figura 60: Diagrami i momenteve të përkuljes M nga kombinimi më I disfavorshëm në ramin 2-2

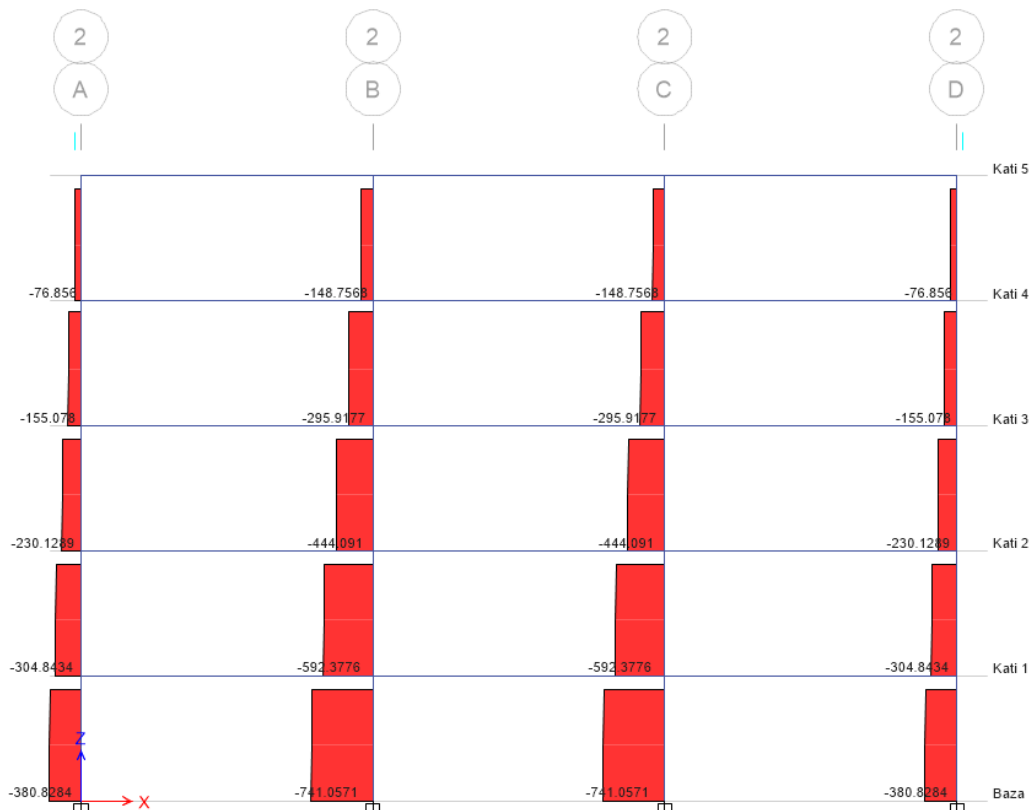


Figura 61: Diagrami i forcave aksiale (N) nga kombinimi më I disfavorshëm në ramin 2-2

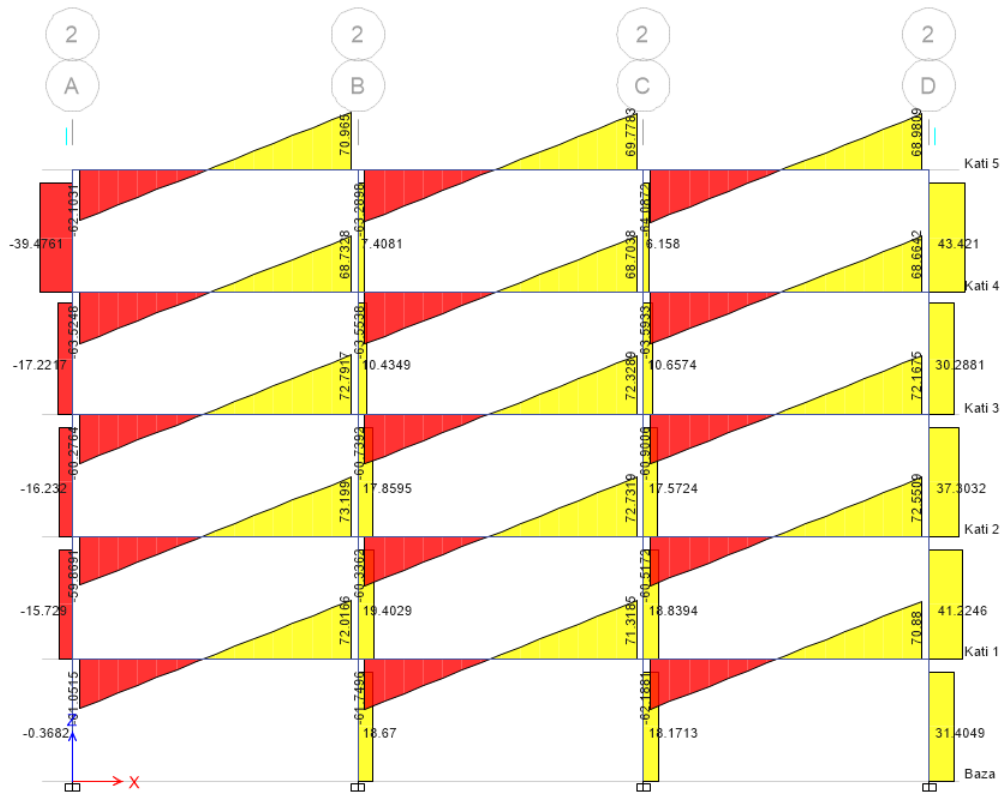


Figura 62: Diagrami i forcave transversal (T) nga kombinimi më I disfavorshëm në ramën 2-2

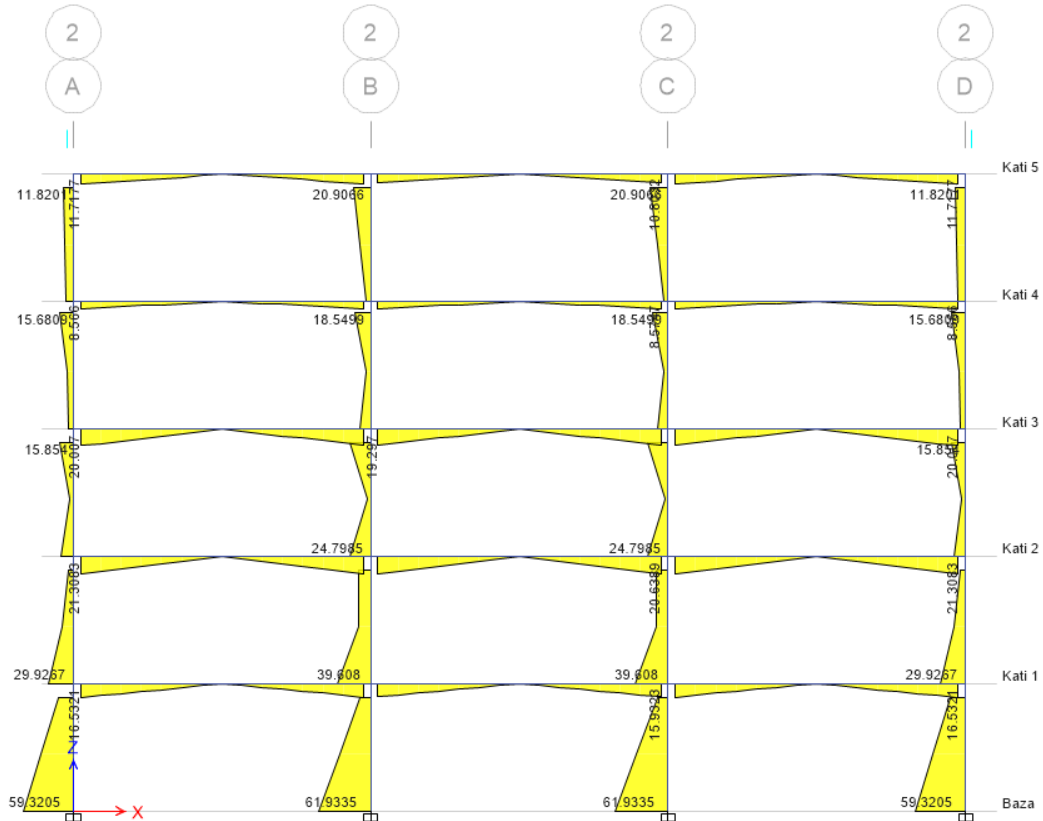


Figura 63: Diagrami i momenteve të përkuljes (M) nga ngarkesat sizmike Ex në ramën 2-2

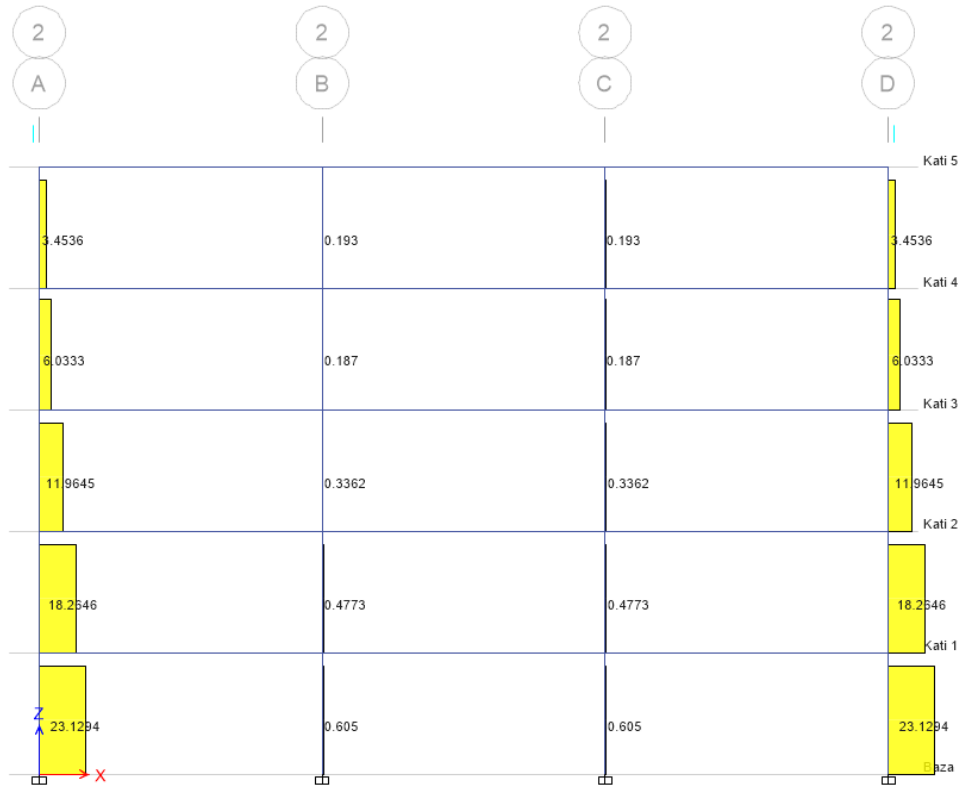


Figura 64: Diagrami i forcave aksiale (N) nga ngarkesat sizmike Ex në ramin 2-2

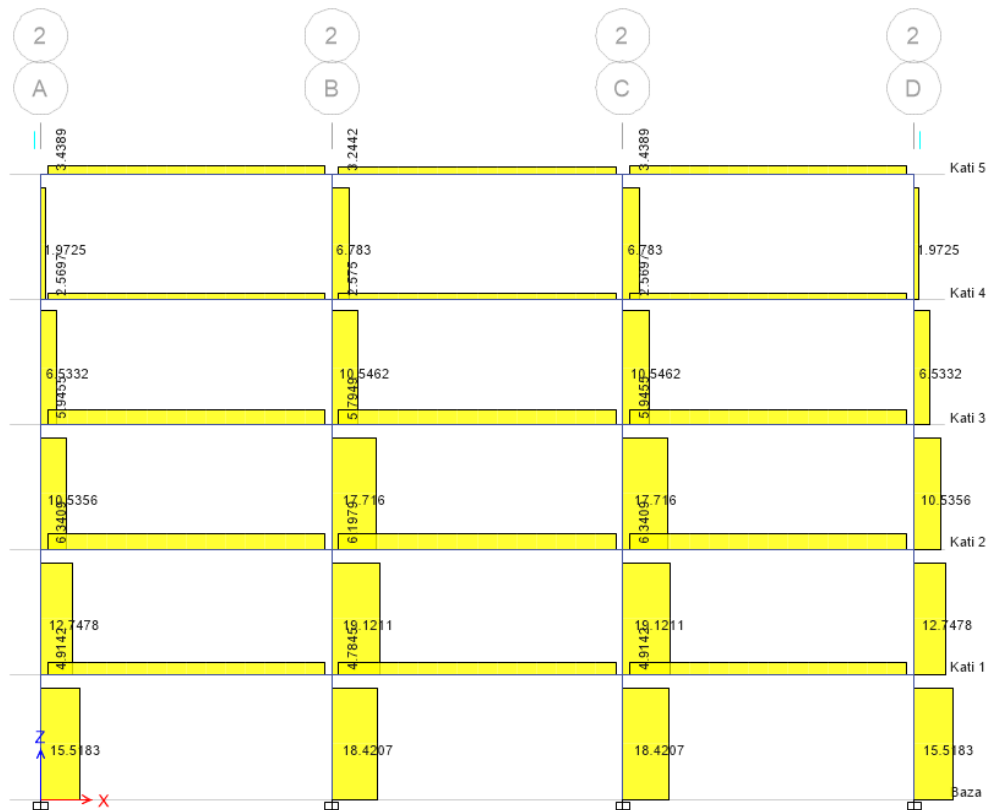


Figura 65: Diagrami i forcave transversale (T) nga ngarkesat sizmike Ex në ramin 2-2

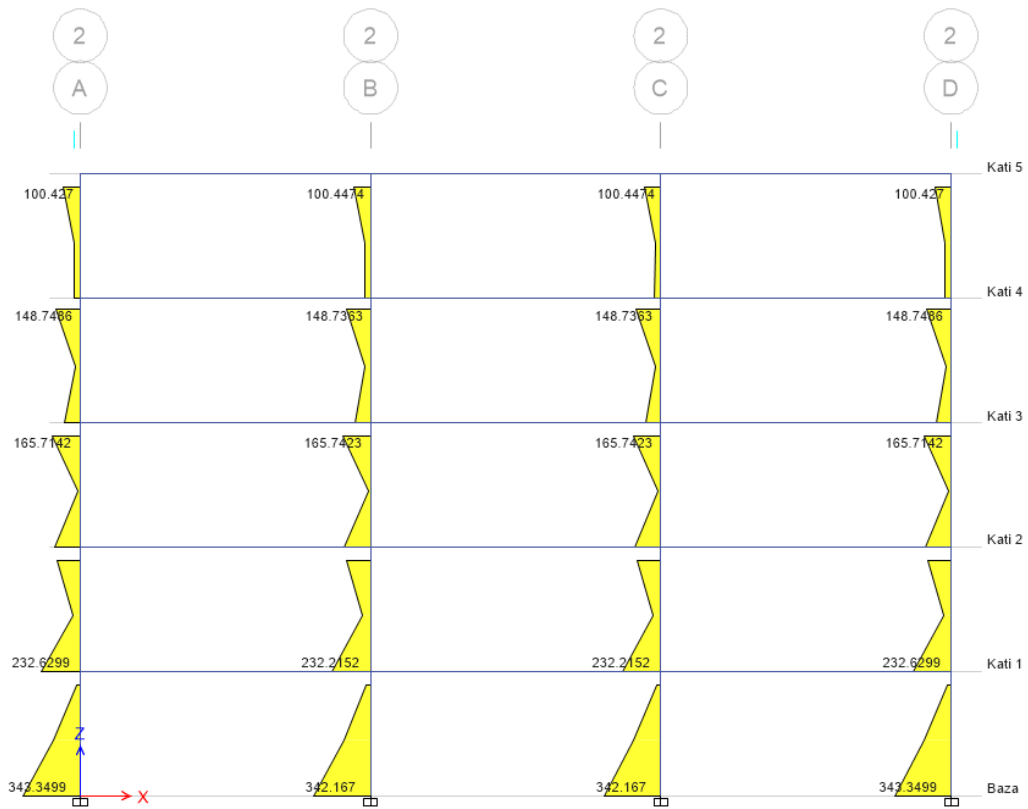


Figura 66: Diagrami i momenteve të përkuljes (M) nga ngarkesat sizmike E_y në ramën 2-2



Figura 67: Diagrami i forcave aksiale (N) nga ngarkesat sizmike E_y në ramën 2-2



Figura 68: Diagrami i forcave transversale (T) nga ngarkesat sizmike Ey në ramën 2-2

Tabela 14: Rezultatet nga metoda e analizës modale për efektin P-Delta drejtimi X

METODA E ANALIZËS MODALE				$= E_s + G + \psi_{Ei} \cdot Q$				$G + \psi_{Ei} Q = 25.55 \text{ kN/l}$							
KATËT	ZHVENDOSJA HORIZONTALE E KATEVE		DIFERENCA E SHVENDOSJEV SE KATEVE FQINJ		FORCA ANESORE SIZMIKE		FORCA PRERESE NE KATE		NGARKESA AKSIALE:		LARTESIA E KATIT		EFEKTI P-DELTA		
	d_i [m]	$(d_i - d_{i-1}) : d_r$ [m]	V_i [kN]	V_{tot} [kN]	P_{tot} [kN]	h_i [m]	θ								
E ₀	d_0	0.0000	d_{r0}												
E ₁	d_1	0.0016	d_{r1}	0.0016	V_1	23.00	V_{tot1}	409.0	P_{tot1}	2243.74	h_1	3.0	θ_1	0.0029	
E ₂	d_2	0.0049	d_{r2}	0.0033	V_2	53.00	V_{tot2}	386.0	P_{tot2}	1794.49	h_2	3.0	θ_2	0.0076	
E ₃	d_3	0.0084	d_{r3}	0.0035	V_3	84.00	V_{tot3}	333.0	P_{tot3}	1348.42	h_3	3.0	θ_3	0.0113	
E ₄	d_4	0.0114	d_{r4}	0.0030	V_4	112.0	V_{tot4}	249.0	P_{tot4}	901.960	h_4	3.0	θ_4	0.0138	
E ₅	D_5	0.0137	D_{r5}	0.0023	V_5	137.0	V_{tot5}	137.0	P_{tot5}	451.200	h_4	3.0	θ_5	0.0154	
Faktori I sjellje :				$q = 4$				$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h} \leq 0,10$							

13.3 Analiza e mbingarkimit gradual – ANALIZA PUSHOVER

Analiza Pushover është një procedurë statike që përdor një teknikë të thjeshtuar jolineare për të vlerësuar deformimet strukturore sizmike.

Analiza pushover realizohet duke ia nënshtruar strukturës një formë shpërndarjeje forcash anësore që rriten në mënyrë monotone.

Ky sistem forcash konceptohet i tillë që të përfaqësoj sa me realisht forcat inerciale sizmike që do të përballojë struktura gjatë një tërmeti. Me rritjen graduale të ngarkesës anësore, elementet e ndryshme strukturore kalojnë në rrjedhshmëri njëra pas tjetrës. Kështu edhe ngurtësia e strukturës do të zvogëlohet gradualisht.

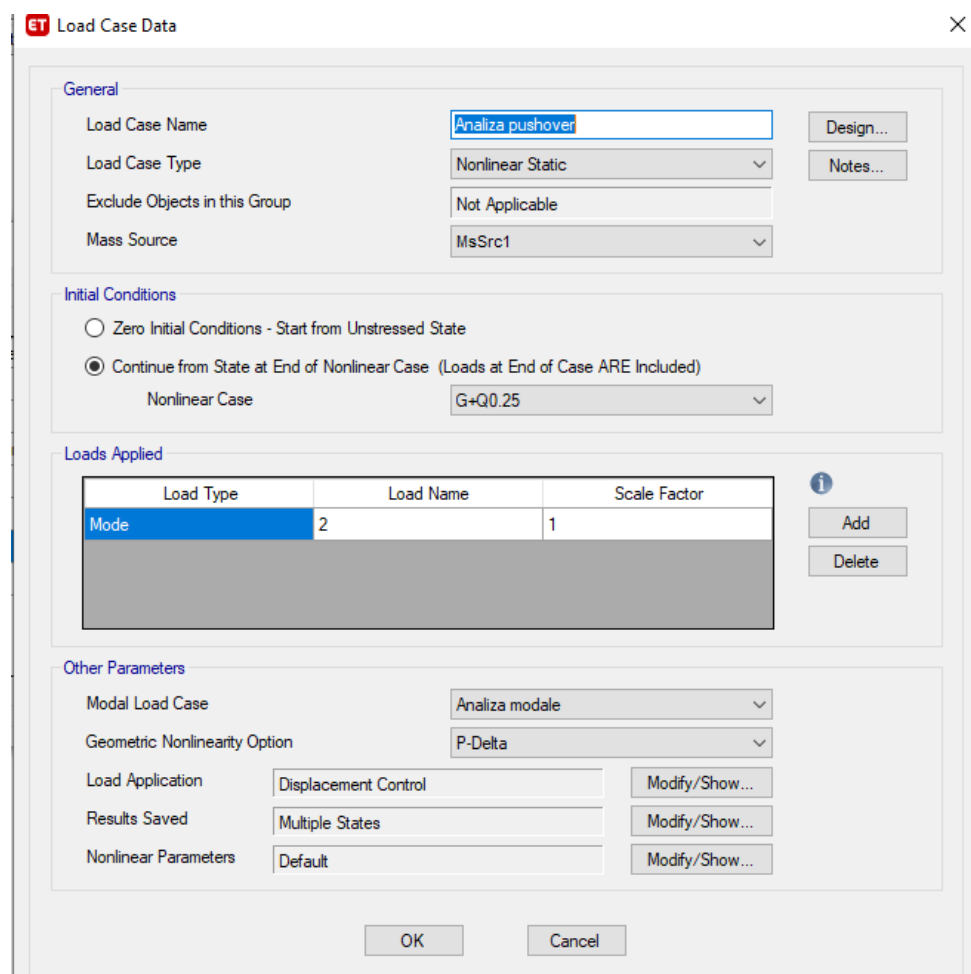


Figura 69: Krijimi i rastit të ngarkimit për analizën pushover në drejtimin X

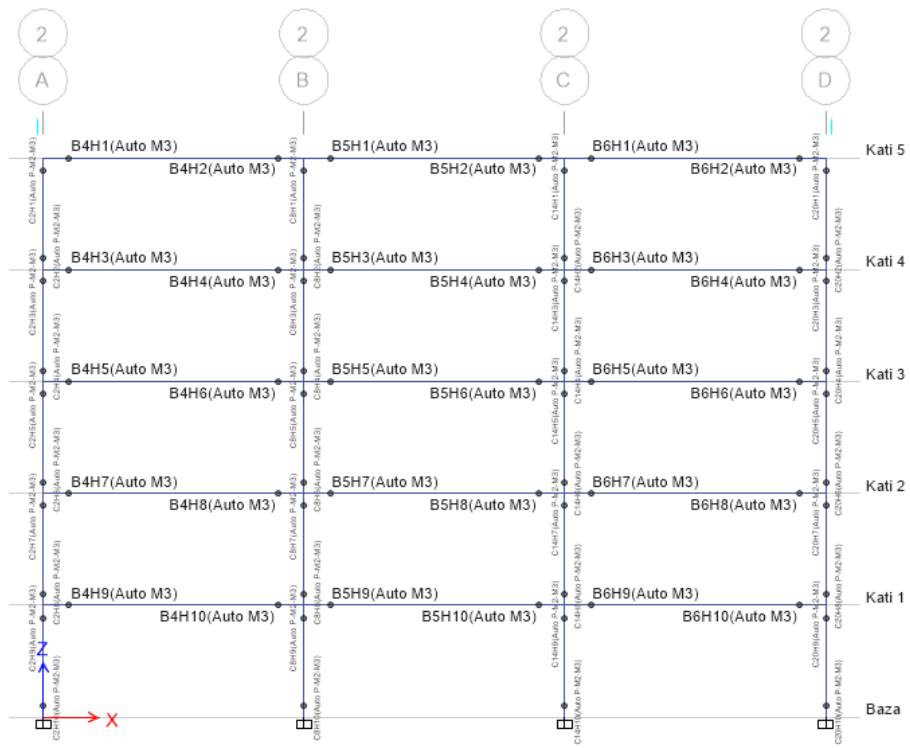


Figura 70: Paraqitje maksimale e çërnierave plastike në elementet strukturore

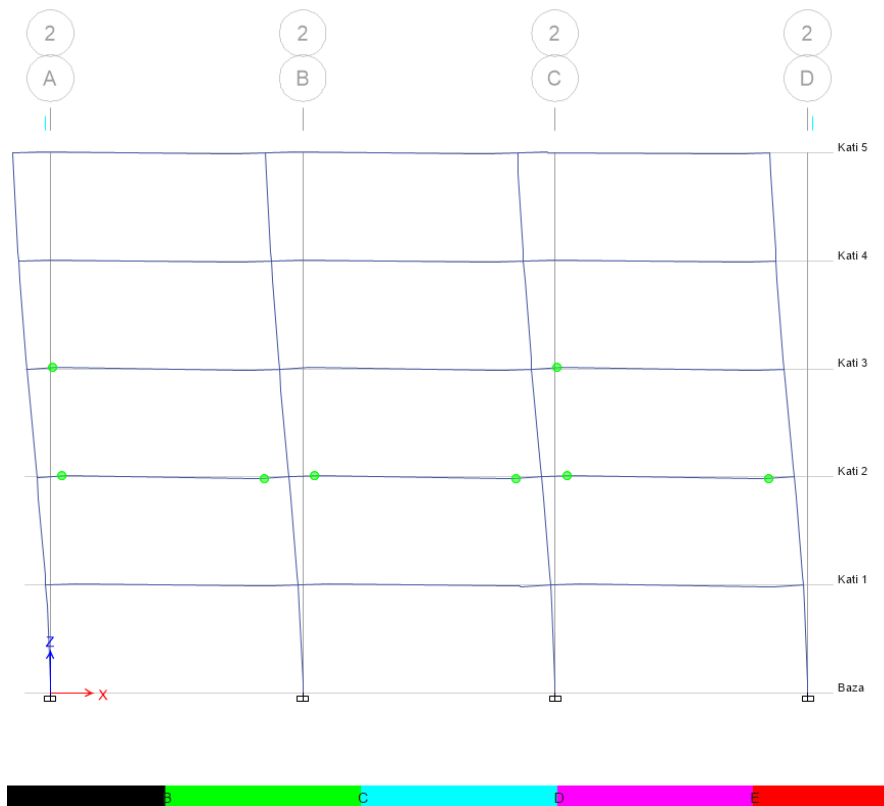


Figura 71: Zhvendosjet e strukturës, hapi 6/11.

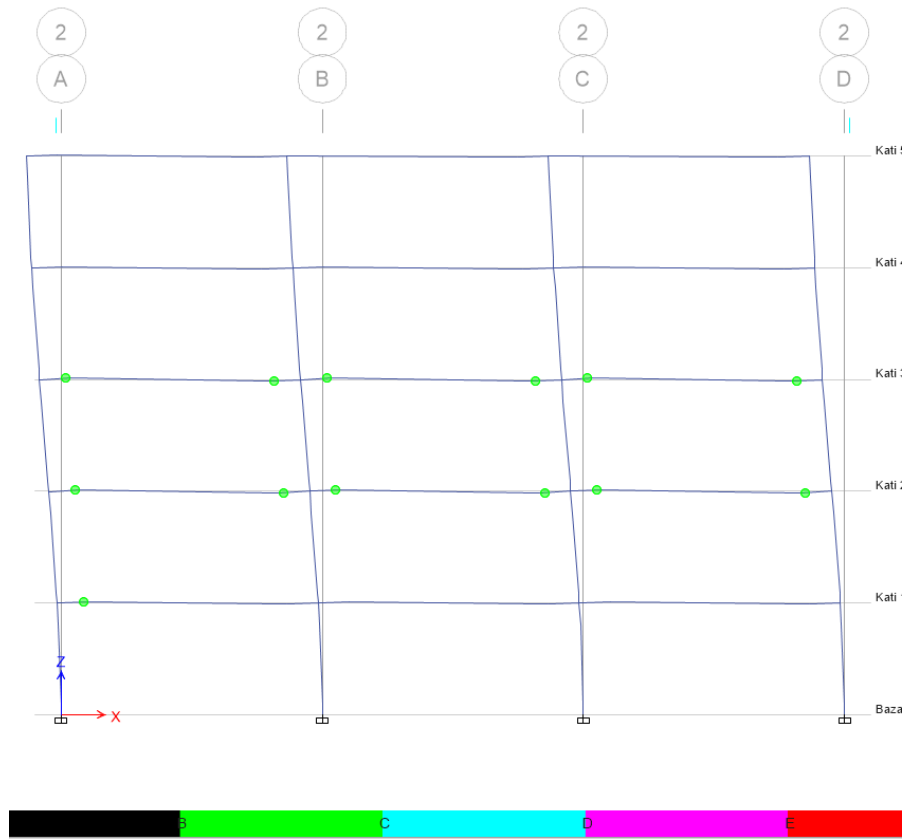


Figura 72: Zhvendosjet e strukturës, hapi 7/11.

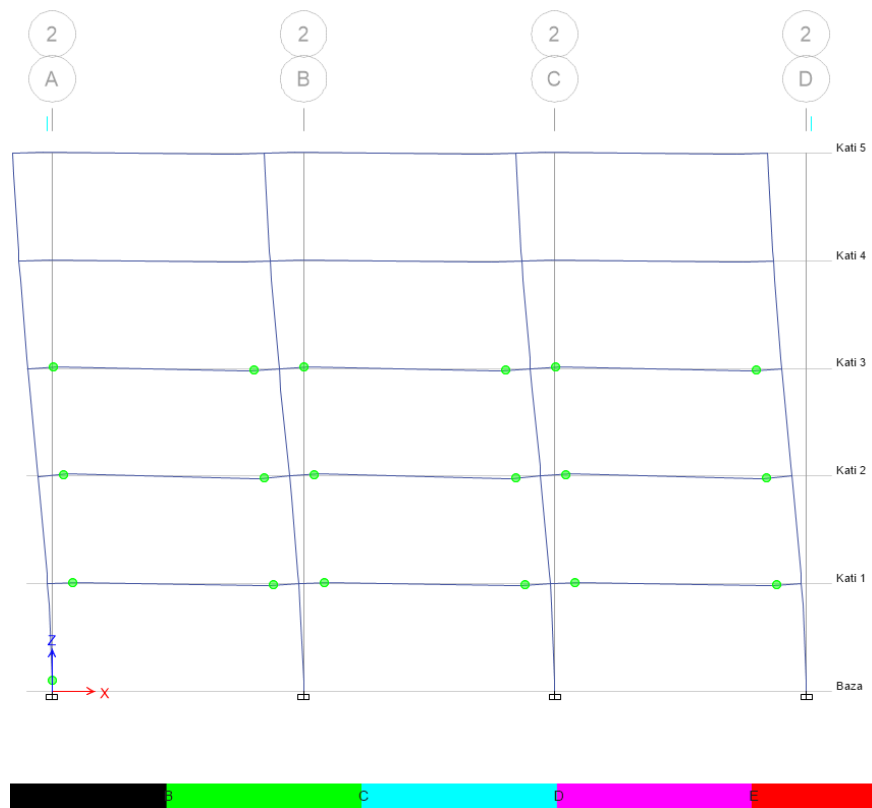


Figura 73: Zhvendosjet e strukturës, hapi 8/11.

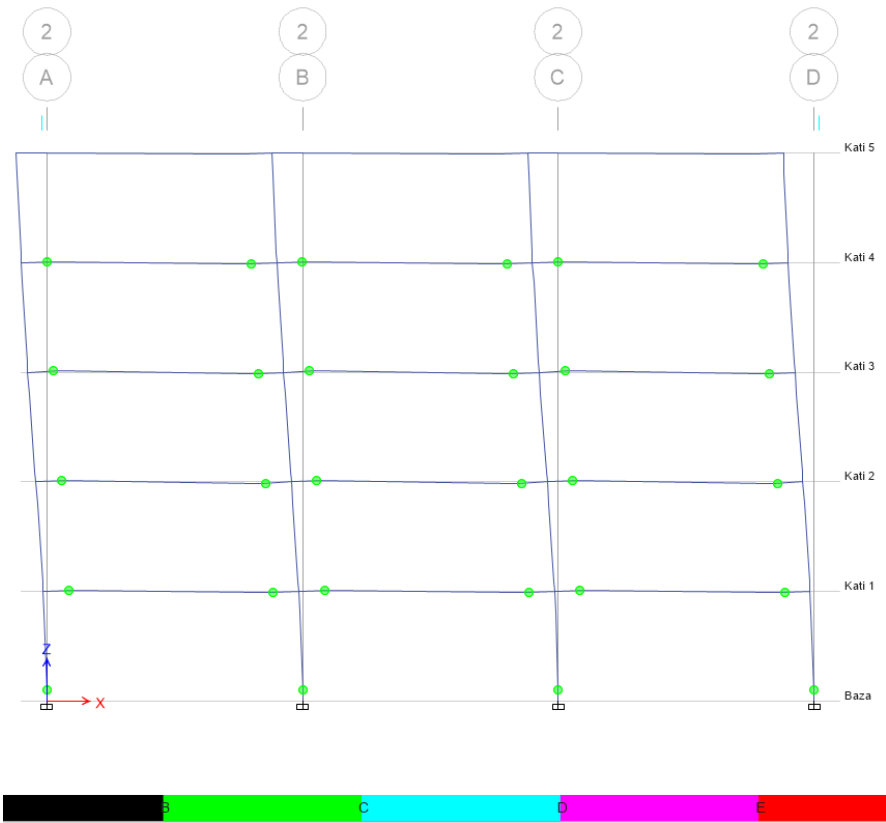


Figura 74: Zhvendosjet e strukturës, hapi 9/11.

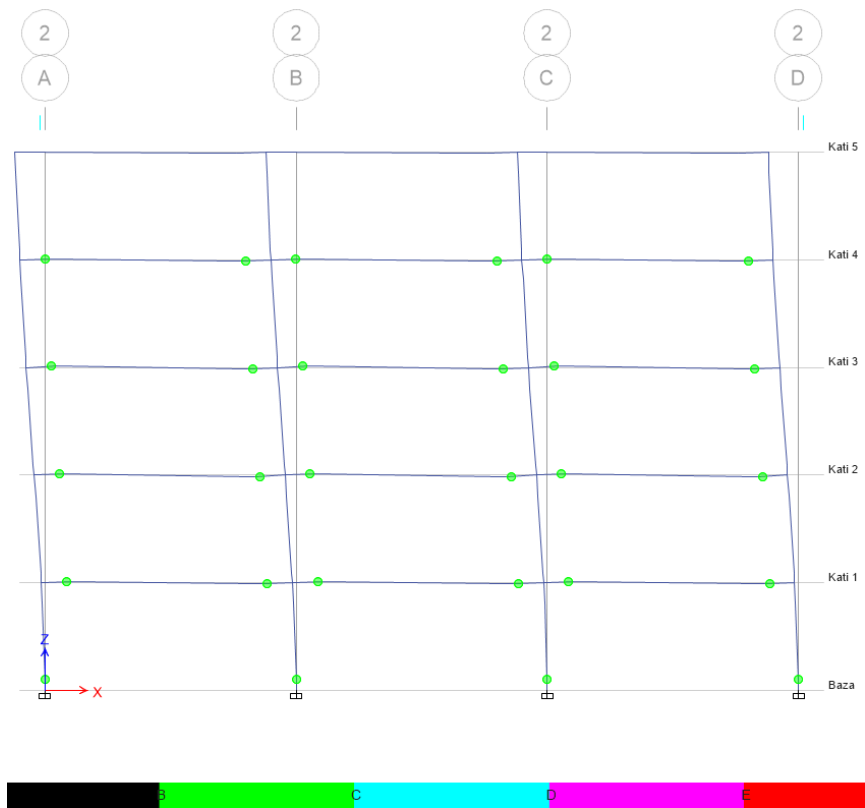


Figura 75: Zhvendosjet e strukturës, hapi 10/11.

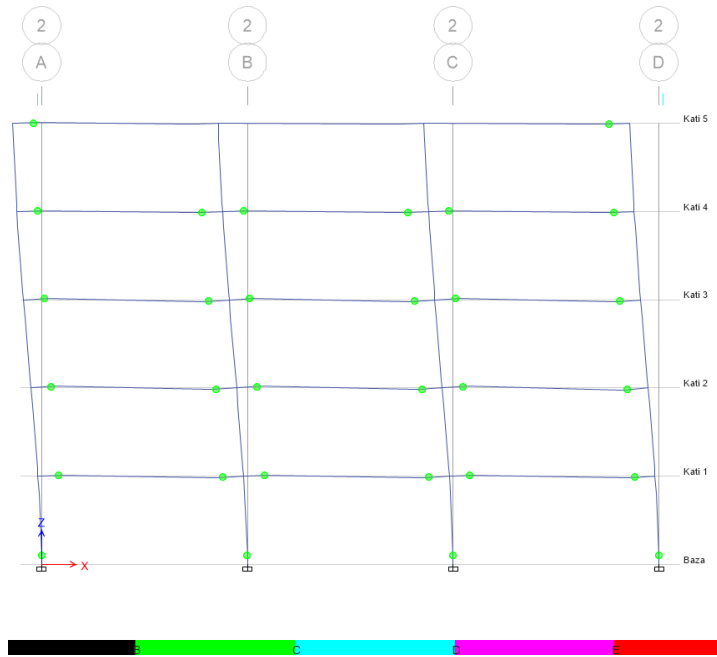


Figura 76: Zhvendosjet e strukturës, hapi 11/11.

Nga figurat mësipërme shohim ecurinë e formimit të çernierave plastike nga hapi 6 deri në hapin final 11. Ku, vërehet qartë se me rritjen e ngarkesave anësore rritet edhe numri i çernierave plastike deri në hapin e fundit ku struktura shkon drejtë shkatërrimit. Si rezultat dalës kemi edhe lakoren forcë-zhvendosje.

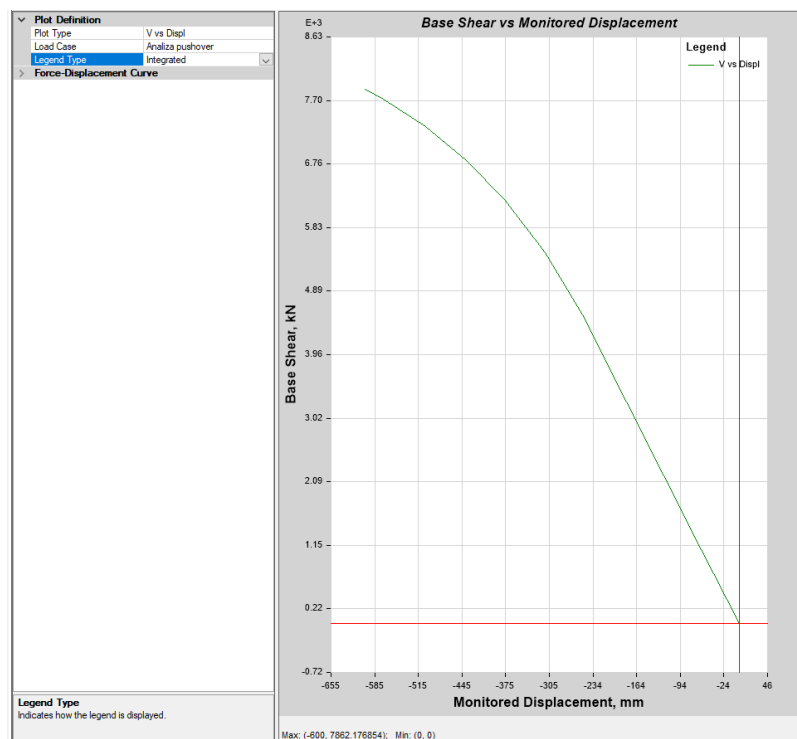


Figura 77: Kurba e kapacitetit

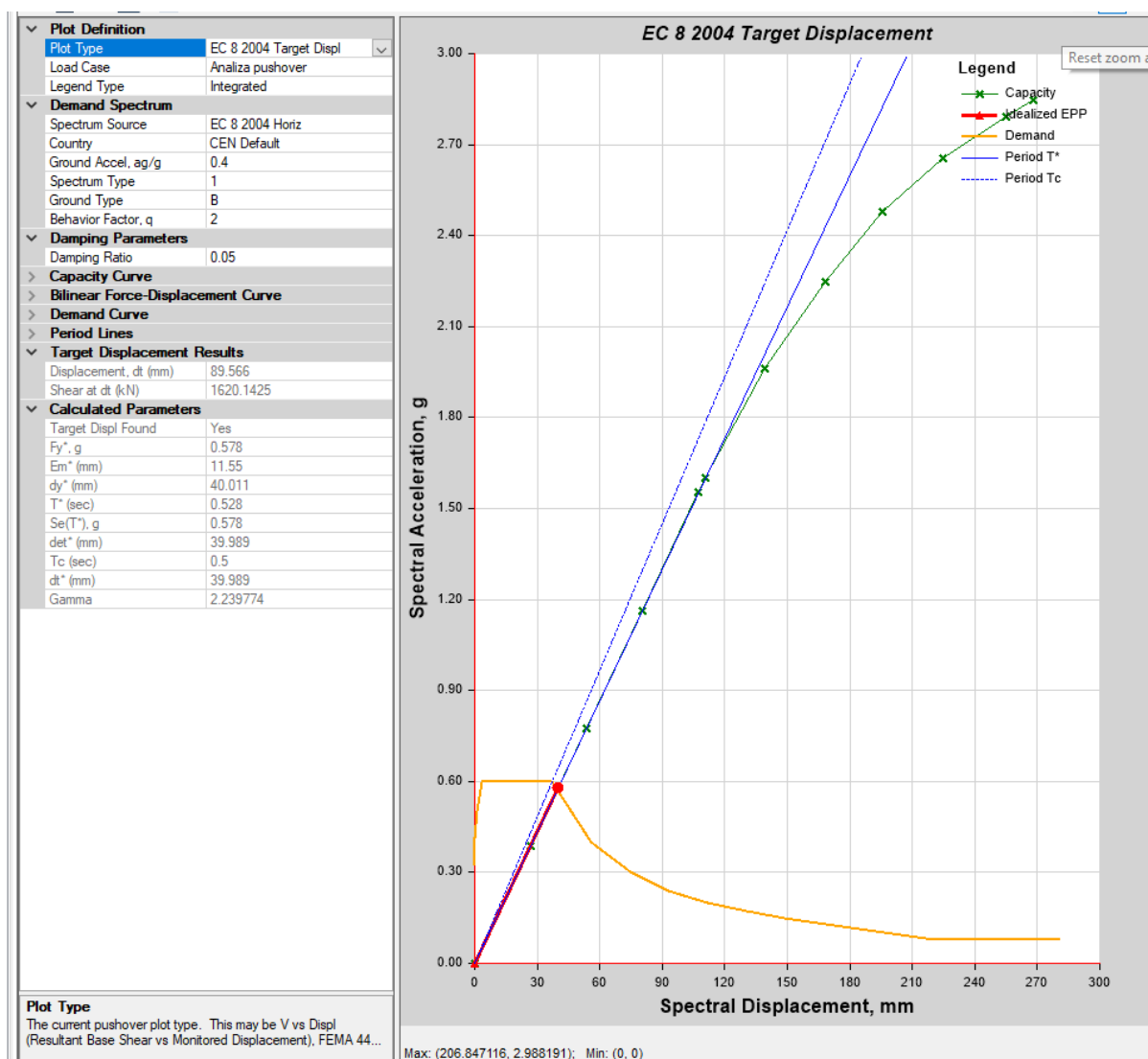


Figura 78: Spektri i kapacitetit nga analiza pushover në drejtimin X

Tabela 15: Parametrat e kalkuluar nga analiza pushover në drejtimin X

Madhësia	Vlera	Madhësia	Vlera
Forca prerëse në bazë (kN)	4563.8057	Zhvendosja e kulmit (mm)	89.566
Nxitimi spektral (m/s ²)	0.578	Zhvendosja spektrale (mm)	39.98
Perioda efektive	0.525	Shuarja efektive	39.98

14 Projektimi i lidhjes së traut IPE330 me shtyllën HE300M ne prerjen 2 drejtimi X

Pasi që të dy elemntet trau dhe shtylla i përkasin klasës së njejtë të çelikut S355 atëhere lidhjen e një trau IPE330 me një shtyllë HE300M ne prerjen 2 do e trajtojmë ne kuader te klases se larte te duktilitetit DCH.

Në kete proektim do të përfshihet dhe lidhja e traut IPE270 ne drejtimin Y ne prerjen B I cili do të lidhet në menyrë të njejt sikure trau IPE330, pllakat lidhëse do shtangohën në traret IPE270 dhe IPE330 të cilat më pastaj do të lidhen në shtyllën HE300M figura(79 dhe 80)

Kontrolli i projektimit të lidhjes së shtyllës me tra do i paraqesim më poshtë vetem per prerjen 2 ne drejtimin X këto kontrolle janë:

1. Kontrollet e lidhjeve nga momentet e perkuljes dhe forcat prerëse të cilat shkarkohen nga trau IPE330 në shtullën HE300M
 - Kontrolli i dimensioneve të bulonave.
 - Kontrolli i dimensioneve të pllakës fundore nga forcat aksale.
 - Kontrolli i rezistencës së pllakës fundore dhe bazës së shtyllës ndaj goditjes.
 - Kontrolli i pllakës së bazës së shtyllës në prerje.
 - Kontrolli i pllakes së shtyllës në shtypje tërthore.
 - Kontrolli i pllakes së shtyllës në shtypje tërthore.

14.1 Kontrolli i lidhjes nga momentet e perkuljes dhe forcat prerëse të cilat shkarkohen nga trau IPE330

Pasi që çernierat plastike formohen në të gjitha skajet e lidhjeve të traut me shtyllen në prerjen 2-2 atehere kjo kontrollë përcaktohet duke marrë parasysh forcën reale të materialit të traut IPE330 që është më e madhe se $f_y = 355 \text{ N/mm}^2$, Kjo arrihet duke përdorur një faktor γ_{ov} , dhe një faktor sigurie të pjesshme me vlerë 1.1:

Kontrolli bazohet në kërkesat e **Eurocode 3 (EN1993-1-8)** me shqyrtim shtesë të disa kërkesave specifike nga **Eurocode 8 (EN1998-1: 2004)**.

$$M_{Rd,lidhjes} \geq 1.1 \gamma_{ov} M_{pl,Rd,traut} = 1.1 * 1.25 * 253.115 = 348.03 \text{ KNm}$$

γ_{ov} -është faktori i mbirezistencës.

$$M_{pl,Rd,traut} = W_{pl,IPE330} * 335 = 713 * 10^3 * 335 = 253.115 \text{ KNm}$$

$$V_{Rd,lidhjes} \geq V_{Ed} = V_{Ed,G} + 1,1 \gamma_{ov} \Omega V_{Ed,E}$$

$$V_{Ed,E} = 2 M_{pl,Rd,traut} / l = 2 * 253.115 / 7 = 72.318 \text{ KN}$$

$V_{Ed,G}$ caktohet nga $G + \psi_{2i} Q$ ($= 25.55 \text{ kN/m}$)-ngarkesat ne sistem

$$V_{Ed,G} = 0.5 * 7 * 25.55 = 89.425 \text{ kN}$$

$$V_{Rd,lidhjes} \geq 89.425 + 1.1 * 1.25 * 72.318 = 188.8625 \text{ kN}$$

14.1.1 Kontrolli i dimensioneve të bulonave.

Ndikimet nga Momenti i përkuljes $M_{Rd, lidhja}$ transferohet nga trau IPE330 në shtyllë me anë të bulonave (4 rreshta me 2 bulona M27 të klasës 10.9).

Rreshti 1,

$$h_r = 330 - 11.5 + 50 = 368.5 \text{ mm.}$$

Rreshtin 2,

$$h_r = 330 - 11.5 - 50 = 268.5 \text{ mm.}$$

Rezistenca $F_{t,Rd}$ e një buloni në tendosje të klasës M27 10.9 është:

$$F_{t,Rd} = 0,9 f_u A_s / \gamma_{M2} = 0,9 \times 1000 \times 459 / 1,25 = 413.1 \text{ KN} / 1,25 = 330.5 \text{ kN}$$

$$M_{Rd, gr} = (368.5 + 268.5) * 2 * 330.5 = 421.05 * 10^3 \text{ KNmm} = 421.05 \text{ KNm} > 348.03 \text{ KNm}$$

Forcat prerese transferohen me nga nga 4 bulona M16 të klasës 10.9 të vendosura në të dy anët e trupit të traut IPE330 të projektuar për të mbajtur prerjen në tërësinë e saj.

Rezistenca e bulonave në prerje $F_{v,RD}$:

$$F_{v,RD} = 62.8 \text{ kN} \text{ - për një bulon të klasës 10.9}$$

$$F_{v,RD} = 4 \times 62.8 = 251.2 \text{ kN} > 188.862 \text{ kN}$$

Aftësia mbajtëse e pllakës (trashësia 30 mm):

$$V_{Rd, pllakë} = (4 \times 160 \times 30) / (10 \times 1,25) = 1536 \text{ kN} > 188.862 \text{ kN}$$

Tables ^

Strength properties for bolt steel according to EN 1993-1-8 Table 3.1

Symbol	Description	Bolt class						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yk} (MPa)	Yield strength	240	320	300	400	480	640	900
f_{tk} (MPa)	Ultimate tensile strength	400	400	500	500	600	800	1000

Copy to Clipboard

Design properties for metric hex bolts (Typical coarse pitch thread)

Size	Dimensions		Hole diameter d_0 [mm]				Areas		Tensile resistance $F_{t,Rd}$ [kN]							Shear resistance per shear plane $F_{v,Rd}$					
	Nominal diameter d [mm]	Nut width across flats s [mm]	Normal round hole	Over-size round hole	Short slotted hole	Long slotted hole	Gross area (unthreaded part) A_g [mm ²]	Stress area (threaded part) A_s [mm ²]	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8
M5	5	8	-	-	-	-	19.6	14.2	4.09	4.09	5.11	5.11	6.13	8.18	10.2	2.73	2.27	3.41	2.84	3.41	5.4
M6	6	10	-	-	-	-	28.3	20.1	5.79	5.79	7.24	7.24	8.68	11.6	14.5	3.86	3.22	4.82	4.02	4.82	7.7
M7	7	11	-	-	-	-	38.5	28.9	8.32	8.32	10.4	10.4	12.5	16.6	20.8	5.55	4.62	6.94	5.78	6.94	11.
M8	8	13	-	-	-	-	50.3	36.6	10.5	10.5	13.2	13.2	15.8	21.1	26.4	7.03	5.86	8.78	7.32	8.78	14.
M10	10	16	-	-	-	-	78.5	58.0	16.7	16.7	20.9	20.9	25.1	33.4	41.8	11.1	9.28	13.9	11.6	13.9	22.
M12	12	18	13	15	16x13	30.0x13	113	84.3	24.3	24.3	30.3	30.3	36.4	48.6	60.7	16.2	13.5	20.2	16.9	20.2	32.
M14	14	21	15	17	18x15	35.0x15	154	115	33.1	33.1	41.4	41.4	49.7	66.2	82.8	22.1	18.4	27.6	23.0	27.6	44.
M16	16	24	18	20	22x18	40.0x18	201	157	45.2	45.2	56.5	56.5	67.8	90.4	113.0	30.1	25.1	37.7	31.4	37.7	60.
M18	18	27	20	22	24x20	45.0x20	254	192	55.3	55.3	69.1	69.1	82.9	110.6	138.2	36.9	30.7	46.1	38.4	46.1	73.
M20	20	30	22	24	26x22	50.0x22	314	245	70.6	70.6	88.2	88.2	105.8	141.1	176.4	47.0	39.2	58.8	49.0	58.8	94.
M22	22	34	24	26	28x24	55.0x24	380	303	87.3	87.3	109.1	109.1	130.9	174.5	218.2	58.2	48.5	72.7	60.6	72.7	116.
M24	24	36	26	30	32x26	60.0x26	452	353	101.7	101.7	127.1	127.1	152.5	203.3	254.2	67.8	56.5	84.7	70.6	84.7	135.
M27	27	41	30	35	37x30	67.5x30	573	459	132.2	132.2	165.2	165.2	198.3	264.4	330.5	88.1	73.4	110.2	91.8	110.2	176.
M30	30	46	33	38	40x33	75.0x33	707	561	161.6	161.6	202.0	202.0	242.4	323.1	403.9	107.7	89.8	134.6	112.2	134.6	215.
M33	33	50	36	41	43x36	82.5x36	855	694	199.9	199.9	249.8	249.8	299.8	399.7	499.7	133.2	111.0	166.6	138.8	166.6	266.
M36	36	55	39	44	46x39	90.0x39	1020	817	235.3	235.3	294.1	294.1	352.9	470.6	588.2	156.9	130.7	196.1	163.4	196.1	313.
M39	39	60	42	47	49x42	97.5x42	1190	976	281.1	281.1	351.4	351.4	421.6	562.2	702.7	187.4	156.2	234.2	195.2	234.2	374.

Tables ^

Strength properties for bolt steel according to EN 1993-1-8 Table 3.1

Symbol	Description	Bolt class						
		4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yk} (MPa)	Yield strength	240	320	300	400	480	640	900
f_{tk} (MPa)	Ultimate tensile strength	400	400	500	500	600	800	1000

Copy to Clipboard

Design properties for metric hex bolts (Typical coarse pitch thread)

Size	Shear resistance per shear plane $F_{v,Rd}$ [kN]							Interaction between shear and tension	Maximum bearing resistance per mm of connected plate thickness $F_{v,Rd} / t$ [kN/mm] (for adequate distances $e_1 \geq 3d_0$, $e_2 \geq 1.5d_0$, $p_1 \geq 3.75d_0$, $p_2 \geq 3d_0$)					Minimum bearing resistance per mm of connected plate thickness $F_{v,Rd} / t$ [kN/mm] (for minimum distances $e_1 = 1.2d_0$, $e_2 = 1.2d_0$, $p_1 = 2.2d_0$, $p_2 = 2.4d_0$)		
	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9		S235 / any	S275 / 4.6, 4.8	S275 / ≥ 5.6	S355 / 4.6, 4.8	S355 / ≥ 5.6	S235	S275	S355
M5	2.73	2.27	3.41	2.84	3.41	5.45	5.68	see chart	3.60	4.00	4.30	4.00	4.90	0.96	1.14	1.30
M6	3.86	3.22	4.82	4.02	4.82	7.72	8.04	see chart	4.32	4.80	5.16	4.80	5.88	1.15	1.37	1.56
M7	5.55	4.62	6.94	5.78	6.94	11.1	11.6	see chart	5.04	5.60	6.02	5.60	6.86	1.34	1.60	1.82
M8	7.03	5.86	8.78	7.32	8.78	14.1	14.6	see chart	5.76	6.40	6.88	6.40	7.84	1.53	1.83	2.08
M10	11.1	9.28	13.9	11.6	13.9	22.3	23.2	see chart	7.20	8.00	8.60	8.00	9.80	1.91	2.28	2.60
M12	16.2	13.5	20.2	16.9	20.2	32.4	33.7	see chart	8.64	9.60	10.32	9.60	11.76	2.29	2.74	3.12
M14	22.1	18.4	27.6	23.0	27.6	44.2	46.0	see chart	10.08	11.20	12.04	11.20	13.72	2.68	3.20	3.64
M16	30.1	25.1	37.7	31.4	37.7	60.3	62.8	see chart	11.52	12.80	13.76	12.80	15.68	3.06	3.65	4.16
M18	36.9	30.7	46.1	38.4	46.1	73.7	76.8	see chart	12.96	14.40	15.48	14.40	17.64	3.44	4.11	4.69
M20	47.0	39.2	58.8	49.0	58.8	94.1	98.0	see chart	14.40	16.00	17.20	16.00	19.60	3.82	4.57	5.21
M22	58.2	48.5	72.7	60.6	72.7	116.4	121.2	see chart	15.84	17.60	18.92	17.60	21.56	4.21	5.03	5.73
M24	67.8	56.5	84.7	70.6	84.7	135.6	141.2	see chart	17.28	19.20	20.64	19.20	23.52	4.59	5.48	6.25
M27	88.1	73.4	110.2	91.8	110.2	176.3	183.6	see chart	19.44	21.60	23.22	21.60	26.46	5.16	6.17	7.03
M30	107.7	89.8	134.6	112.2	134.6	215.4	224.4	see chart	21.60	24.00	25.80	24.00	29.40	5.74	6.85	7.81
M33	133.2	111.0	166.6	138.8	166.6	266.5	277.6	see chart	23.76	26.40	28.38	26.40	32.34	6.31	7.54	8.59
M36	156.9	130.7	196.1	163.4	196.1	313.7	326.8	see chart	25.92	28.80	30.96	28.80	35.28	6.88	8.22	9.37
M39	187.4	156.2	234.2	195.2	234.2	374.8	390.4	see chart	28.08	31.20	33.54	31.20	38.22	7.46	8.91	10.15

Tabela 16: Karakteristikat gjeometrike të Bulonëve M16 dhe M27.

14.1.2 Kontrolli i dimensioneve të pllakës fundore nga forcat aksiale.

Forca totale aksiale e projektimit $F_{tr,Rd}$ e aplikuar nga trupi i traut IPE330 në pllakën fundore është:

$$F_{tr,Rd} = M_{Rd} / (330-11.5) = 348.03 \cdot 10^3 / 318.5 = 1092.71 \text{ kN}$$

Shprehja në të cilin bazohet dizajni i pllakës fundore në **EN1993-1-8** :

$$4 M_{pl,1,Rd} * \theta = F_{tr,Rd} * \theta * m$$

θ -është rrotullimi në një vijë të rrjedhjes plastike mbi gjerësinë e pllakës (vija e rrjedhjes është horizontale).

$M_{pl,1,Rd}$ -është momenti plastik i zhvilluar përgjatë kësaj vije rrjedhese;

4-është numri i vijave të rrjedhjes kur pranohet ndikimi.

m-është distanca nga boshti i bulonave në sipërfaqen e bazes se traut (50 mm, Figura 80).

Që rrjedhja të zhvillohet në tra dhe jo në pllakë duhet të plotësohet kushti i mëposhtëm:

$$4 M_{pl,1,Rd} * \theta > F_{tr,Rd} * \theta * m$$

$$M_{pl,1,Rd} = (l_{eff} * t^2 * f_y) / 4\gamma_{M0}$$

$$l_{eff} = 200 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} = 1,0$$

$$f_y = 355 \text{ N/mm}^2$$

$$(4 * 200 * t^2 * 355) / 4 * 1 = 1092.71 * 10^3 \times 50$$

$$t = 27.74 \text{ mm përvetsohet- } t = 40 \text{ mm}$$

- trashësia t e fllanxhës së shtyllës është 39 mm

- distanca nga aksi i shtyllës është $(100/2) - (t_w / 2) = 50 - 21/2 = 39.5 \text{ mm} < 50 \text{ mm}$

- gjatësia e një vije rrjedhese vertikale të mundshëm në bazën e shtyllës është

$$(50 + 11.5 + 50) + (2 \times 50) = 211.5 \text{ mm}$$

Baza e shtyllës ka rezistencë të mjaftueshme për pranimin ndikimit tërheqës nga lidhja.

14.1.3 Kontrolli i rezistencës së pllakës fundore dhe bazës së shtyllës ndaj goditjes.

$B_{p,Rd}$ është rezistencës së pllakës fundore dhe bazës së shtyllës ndaj goditjes në një bulon

$F_{tr,Rd}$ është rezistenca e një buloni nga ngarkesa aksiale e shkaktuar në të

Duhet të plotësohet kushti:

$$B_{p,Rd} > F_{tr,Rd}$$

$$F_{tr,Rd} = 1092.71 / 4 = 273.17 \text{ KN-e një buloni}$$

$$B_{p,Rd} = 0,6 \pi d_m t_p f_u = 0,6 * 3,14 * 48 * 30 * 320 / 1,25 = 694.517 * 10^3 \text{ N} = 694.517 \text{ kN} > 273.17 \text{ kN}$$

d_m është dimensionimi I kokë së bulonit

t_p trashësia e pllakes

14.1.4 Kontrolli i pllakës së bazës së shtyllës në prerje.

Pasi që çernierat plastike formohen në prerjet e trarëve ngjitur me shtyllën në anën e majtë dhe të djathtë të saj atëherë prerja horizontale $V_{wp,Ed}$ në zonën e pllakës është e barabartë me:

$$V_{wp,Ed} = M_{pl,Rd, majtas} / (d_{majtas} - 2t_f, majtas) + M_{pl,Rd, djathtas} / (d_{djathtas} - 2t_f, djathtas) + V_{sd, c}$$

$$M_{Rd, lidhjes} = 348.03 \text{ KNm}$$

$$V = 2 * M_{Rd, lidhjes} / d_w - 2 * t_f$$

$$V = 2 \times 348.03 * 10^3 / (310 - 2 \times 30) = 2784.24 \text{ kN}$$

$$V_{wb,Rd} = (0,9 f_y A_{wc}) / (\sqrt{3} \times \gamma_{M0}) = (0,9 \times 355 \times 8500) / (\sqrt{3} \times 1,0) = 1567.99 \times 10^3 \text{ N}$$

$$V_{wb,Rd} = 1568 \text{ kN} < 2784.24 \text{ kN}$$

Si rezultat sipërfaqja e pllakes duhet të rritet e kjo mund të arrihet duke shtuar pllaka të tjera

$$2784.24 - 1568 = 1216.24 \text{ kN}$$

Sipërfaqja tjetër shtese e prerjes tërthore të pllakes:

$$(1216.24 \times 10^3 \sqrt{3}) / (355 \times 0.9) = 6593.39 \text{ mm}^2$$

Lidhja e traut IPE270 në drejtimin Y të prerjes B me gjatësi 260mm dhe trashësi 20mm

Projektimi i lidhjeve për trarët e orientuar në drejtimin y kërkon dy pllaka me gjatësi dhe trashësi 297 mm të barabartë me:

$$6593.39 / (2 \times 260) = 12.67 \text{ mm} = 20 \text{ mm}$$

14.1.5 Kontrolli i pllakes së shtyllës në shtypje tërthore.

Kjo kontroll bazohet në (EN1993-1-8. 6.2.6.2)

$$F_{c,wc,Rd} = \omega \cdot k_{wc} \cdot b_{eff,c,wc} \cdot t_{wc} \cdot f_{y,wc} / \gamma_{M0}$$

Kontrolli realizohet duke përvetshuar $\omega = k_{wc} = 1.0$

$$b_{eff,c,wc} = t_{fb} + 5(t_{fc} + s) = 11.3 + 5(30+21) = 266.3 \text{ mm}$$

$$\gamma_{M0} = 1.0$$

Duke mos marrë parasyshë pllakat lidhese në drejtimin Y të prerjes B-B

$$F_{c,wc,Rd} = 266.3 \times 21 \times 355 = 1985.26 \times 10^3 \text{ N} = 1985.26 \text{ kN} > F_{tr,Rd} = 1092.71 \text{ kN}$$

(kontrolli është plotësuar)

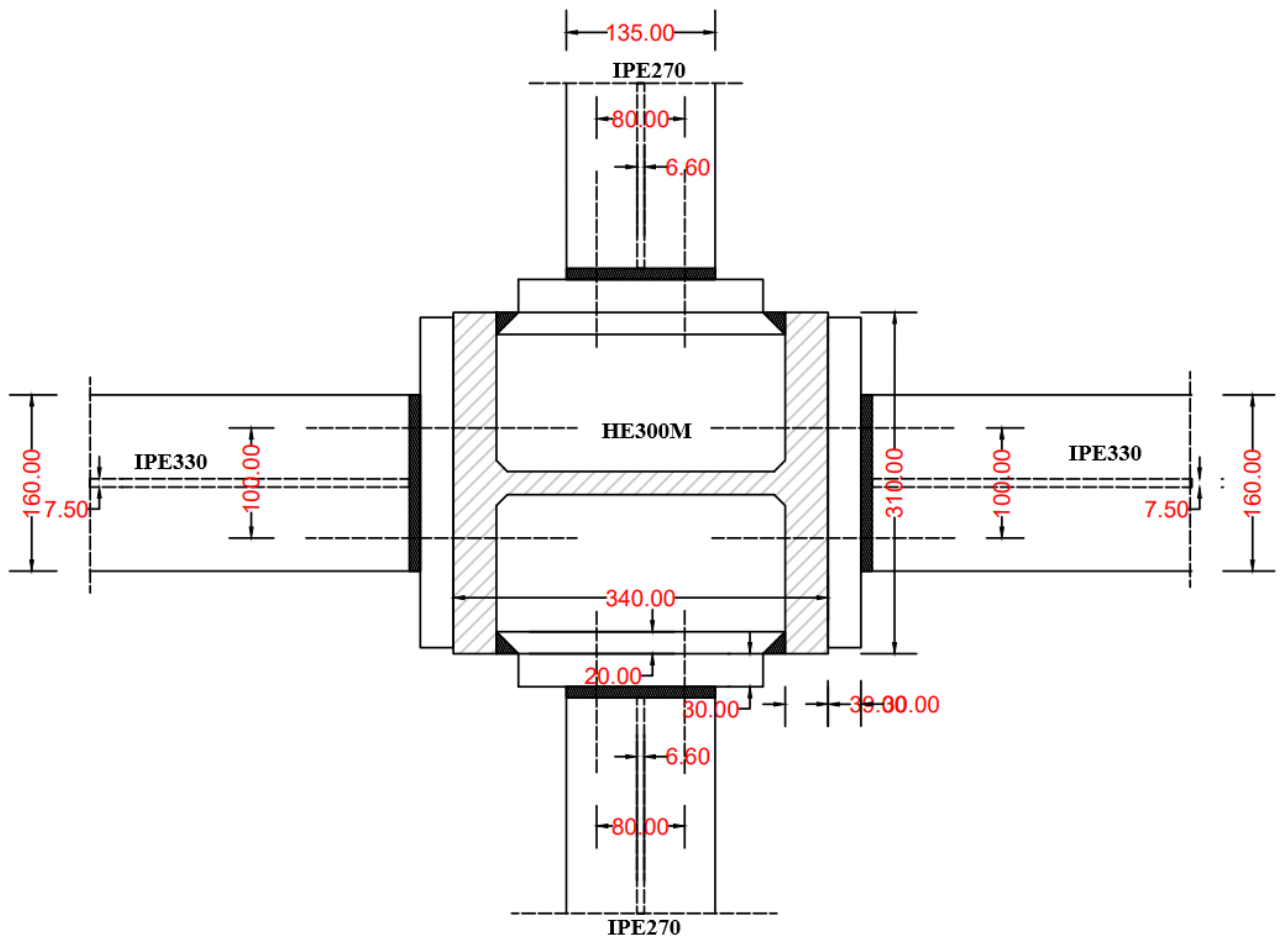


Fig.79: Pamje e lidhjeve të trarit me shtyllën.

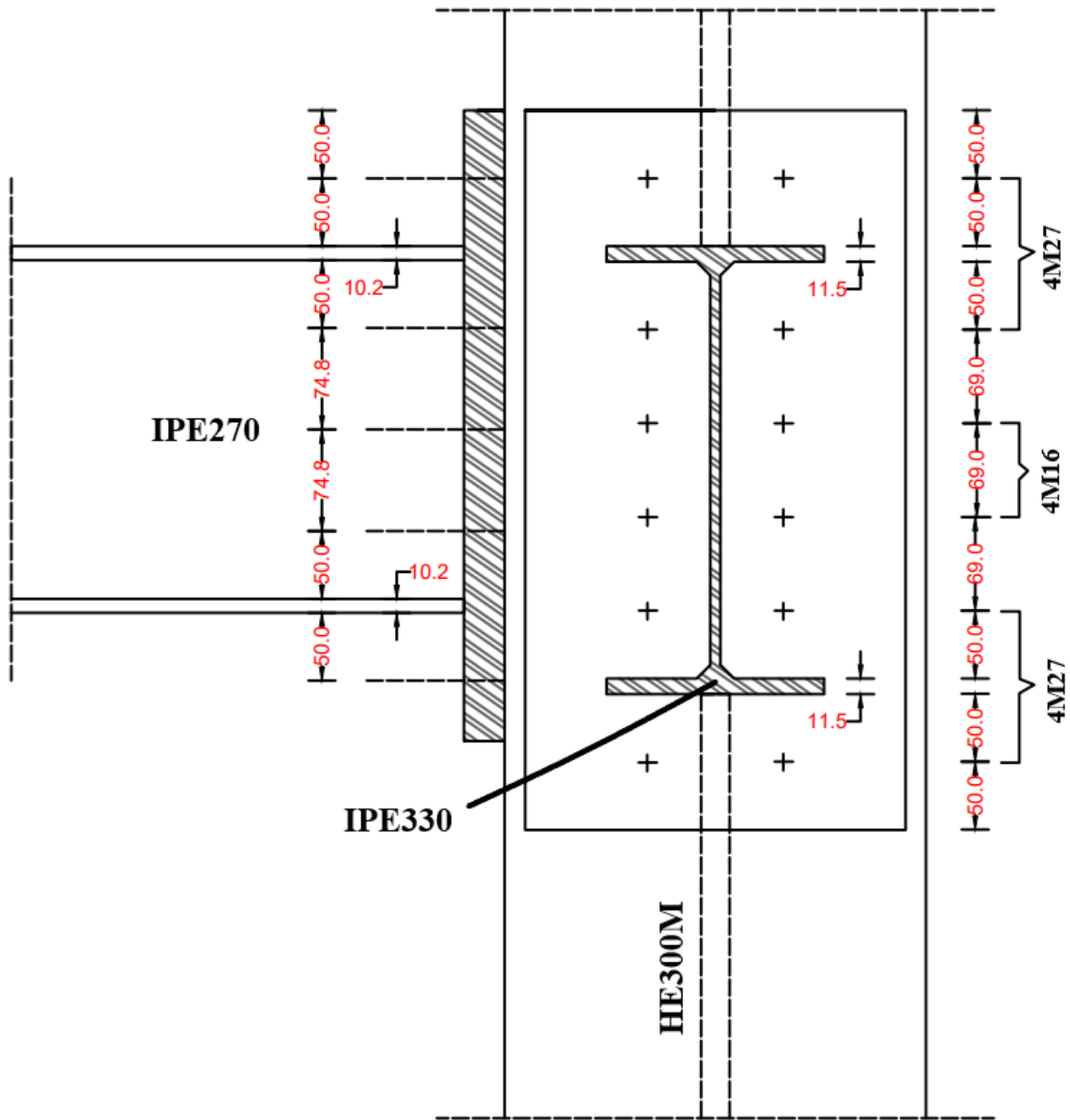


Fig.80 Lartësia e lidhjeve të trarit në shtyllë.

15.PËRFUNDIMET

Nga rezultatet dalëse prej të dy analizave të përdorura në të njëjtën strukturë Figura 22 paraqet momentet e përkuljes nën veprimin e ngarkesave më të disfavorshme të fituara me metodën e forcës anësore. Figura 60 paraqet momentet e përkuljes nën ngarkimin më të disfavorshëm të marra me metodën e analizës modale Për shkak të kombinimit të mënyrave SRSS (Rrënja katrore e shumë së katrorëve), efektet e veprimit si momentet e përkuljes përcaktohen të gjitha si pozitive.

Vlerat e marra nga analiza modale janë më të vogla se ato nga metoda e forcës anësore. Kjo është për shkak të përdorimit të vlerave të sakta të periodave në analizën modale; prirja e forms së parë $T_1 = 0.68s$ është pakëz më e madhe se $T_1 = 0.647s$ i vlerësuar me metodën e forcës anësore si rezultat i kësaj kemi një spekter të projektimit më i vogël $S_d(T)$ korrespondon me një periode më të madhe T_1 për $T_1 > T_C$ të spektrit të projektimit.

Nga analiza rezulton gjithashtu se qendra e masës dhe qendra e shtangësisë për strukturën e shqyrtuar janë në një pikë, ky parametër tregon që struktura nuk është fleksibile ndaj përdredhjes. [Figura 42]

Tabelat 12 dhe 14 japin detaje të kontrolleve të bëra mbi kufizimin e efekteve $P-\Delta$ me rezultatet e fituara si nga metoda e forcës anësore ashtu edhe nga metoda e analizës modale. Vlerat e forcave prerese në bazë nga të dyja metodat tregohen në tabela: 200kN (metoda e forcës anësore) dhe 409 kN (metoden e analizës modale).

Një pikë tjetër e rëndësishme është se dimensionet e trarëve dhe shtyllave të fituara me ndihmën e kontrolleve të bëra më sipër [Titrat 13.1.3, 13.1.4, 13.1.5] gjatë shqyrtimit të strukturës me metodën e forcës anësore ishin dimensione që kanë rezultuar të mjaftueshme pas analizimit të strukturës me metodën e analizës modale

REFERENCAT:

- [1] NF, EN 1991-1-1: "Actions on structures; general actions - densities, self-weights, imposed loads for buildings". March 2003.
- [2] NF, P, 06-111-2: " National Annex for NF, EN 1991-1-1:2003. June 2004.
- [3] NF, EN 1991-1-3: "Actions on structures; general actions – Snow loads". April 2004.
- [4] NF, EN 1991-1-3 / NA: " National Annex for NF, EN 1991-1-3:2004. June 2004.
- [5] NBN, ENV 1991-2-4: " Basis of calculation and Actions on structures: Actions on structures – Wind loads including the Belgian application document". October 2002.
- [6] NF, EN 1991-1-4: "Actions on structures; general actions – Wind loads". November 2005.
- [7] NF, EN 1990: "Eurocode; Basis of structural design ". March 2003.
- [8] NF, EN 1998-1: "Design of structures for earthquake resistance – general rules, seismic actions and rules for buildings". September 2004..
- [9] PLUMIER, A. (2007): "Construction in seismic zones". University of Liege, Liege, Belgium
- [10] NF, EN 1994-1-1: "Design of composite steel and concrete structures – general rules and rules for buildings ". June 2005
- [11] MANFRED, A. et al. (2006): "metallic construction". Switzerland
- [12] NF, EN 1993-1-1: "Design of steel structures – general rules and rules for buildings ". October 2005
- [13] NF, EN 1992-1-1: "Design of concrete structures – general rules and rules for buildings ". October 2005
- [14] ARIBERT et al: " Exemple simple de dimensionnement sismique d'un portique en acier selon l'Eurocode 8-1". INSA de Rennes
- [15] NF P22-391 – National application document of the ENV 1994-1-1 "Design of composite steel and concrete structures – general rules and rules for buildings ". September 1994.
- [16] NF P22-311 – National application document of the ENV 1993-1-1 "Design of steel structures – general rules and rules for buildings ". December 1994.
- [17] ARIBERT et al: " Proposition d'un nouveau critère de sensibilité aux effets du 2e ordre et de la méthode associée de calcul simplifiée pour les portiques en acier soumis a une action sismique horizontale". INSA de Rennes.