

RELACION TEKNIK KONSTRUKTIV

Mbi llogaritjet baze per:

**"VLERESIM PER QENDRUSHMERINE E STRUKTURES SE PROPOZUAR PER
NDERHYRJE NE OBJEKTIN**

**"INKUBATORI I BIZNESIT NE ARKITEKTURE DHE NDERTIM NE TIRANE
(STRUKTURA 1)"
(ISH-GODINA ISTN)**

KLIENTI

FONDI SHQIPTAR I ZHVILLIMIT

VENDNDODHJA : TIRANE, BASHKIA TIRANE

Ing : Edison Drishti

Lic. K. 1566/3

Tirane 2025

RELACION TEKNIK KONSTRUKTIV

1. PERSHKRIMI I OBJEKTIT

Objekti ne fjalë është një ndertese me skelet beton/arme e parapregatitur dhe ne brendesi ka një shtese monolite. E gjithë godina është 3 katesh mbi toke. Godina është ndërtuar në 1982 dhe nderhyrjet e fundit janë bërë në vitin 2017.

2. VLERSIMI STRUKTURAL

Vlerësimi struktural është bërë konform EN1998-3 seksioni 2.1, ku kërkohej që struktura të vlerësohet sipas shkallës së dëmtimit që mund të peshohej të përcaktuar nga tre gjendjet kufitare të quajtura :gjendja pranë kolapsit (NC), gjendja e dëmtimit sinjifikativ(SD), dhe gjendja e dëmtimit të limituar(DL).

Sipas normës EN1998-3, gjendja limite e kolapsit(NC) konsiderohet atëherë kur dëmtimi i struktures është pranë shembjes dhe me asnjë probabilitet struktura nuk është në gjendje të mbijetojë qoftë edhe një termeti me intensitet të ulët.Në këtë rast struktura do të dëmtohet së tepërmi dhe karakterizohet nga një rezistencë dhe një ngurtësi laterale tepër të ulët,megjithatë elementet vertikale të saj mund të jenë në gjendje të mbajnë ngarkesën gravitacionale,në këtë rast pjesa më e madhe e elementeve jo struktural do të shkatërrohen dhe do kemi zhvendosje të mëdha të përhershme. **Kushti I sigurtë në këtë rast duhet të plotësohet për një veprim sizmik me periudhë rikthimi prej 2475 vitesh,që i korrespondon një probabiliteti tejkalimi prej 2% në 50 vjet.**

Sipas normës EN1998-3, gjendja e dëmtimit sinjifikativ(SD), konsiderohet atëherë kur dëmtimi i struktures është i rëndësishëm por struktura e ruan aftësinë për të përballuar after-shock me intensitet të moderuar,pa thenë që në pikpamje ekonomike riparimi i saj nuk është i favorshëm.Në këtë rast struktura ka ruajtur një farë rezistencë dhe ngurtësi laterale dhe gjithashtu elementet vertikale kanë aftësi të mjaftueshme të mbajnë ngarkesat gravitacionale.Kemi dëmtime por jo shkatërrime të elementeve jo struktural si dhe prezencën e zhvendosjeve të vogla të pakthyeshme. **Kushti I sigurtë në këtë rast duhet të plotësohet për një veprim sizmik me periudhë rikthimi prej 475 vitesh, që i korrespondon një probabiliteti tejkalimi prej 10% në 50 vjet.**

Sipas normës EN1998-3, gjendja e dëmtimit të limituar(DL), konsiderohet atëherë kur dëmtimi i struktures është tepër i lehtë dhe struktura nuk kërkon ndërhyrje konstruktive riparuese.Në këtë rast struktura paraqet dëmtime të pa rëndësishme : së pari elementet struktural nuk janë dëmtuar dhe ruajnë plotësisht rezistencën dhe ngurtësinë e vet.Elementet jo struktural si muret ndares edhe pse kanë plasaritje të shumta janë të riparueshme.Zhvendosjet e pa kthyeshme janë të pa llogariteshme. **Kushti i sigurtë në këtë rast duhet të plotësohet për një veprim sizmik me periudhë rikthimi prej 225 vitesh, që i korrespondon një probabiliteti tejkalimi prej 20% në 50 vjet.**

3. KOEFICENTI I BESUESHMERISE

Gjeometria strukturale e përgjithëshme si dhe dimensionet e elementeve janë marrë në nga rëlevimi i objektit pasi nuk ka vizatime origjinale. Detajet strukturale janë përcaktuar nga Informacioni imarë nga personat që kanë punuar gjatë ndërtimit të objektit. Sasia e të dhënave që lidhen me mënyrën se si është ndërtuar struktura në fjalë mund të përcaktohet si një nivel mesatar njohje. Ky nivel i njohjes i arritur

percakton edhe metoden e analizes se lejuar me anen e vleres se adoptuar te koeficientit te konfidences (CF). **Vlera e faktorit te konfidences te marre ne konsiderate gjate analizes eshte e barabarte me 1.20.**

4. VLERSIMI I STRUKTURES

4.1 Modeli struktural

4.1.1 Kondiconet e Truallit dhe Themelet

Pasi ne dokumentat e analizuar nuk kemi informacin ne lidhje me kushtet gjeologjike te truallit dhe ne lidhje me hipotezat projektuale qe jane perdorur per percaktimin e themeleve ,por dime qe themeli eshteme plinta me $h=80$ cm , dhe permasa 150×150 cm te cilet jane te lidhur me trare ne koke , ne keto kushte jemi te detyruar qe per arsye vlersimi te sigurise se objektit ne fjale te fiksojme keto hipoteza:

-Tipi i truallit C (Depozitime rerash apo zhavoresh adezante ose mesatarisht te ngjeshura me $180 \text{ m/s} < v_s < 360 \text{ m/s}$ ose e thene ndryshe me $15 < \text{NSPT} < 50$ ($70 \text{ kPa} < c_u < 250 \text{ kPa}$) sipas percaktimit te tipologjive te truallit te parashikuara ne EN1998-1;

- Themelet konsiderohen rigjide me te gjitha lidhjet e jashtme te fiksuara pa grade lirie (spostimet sipas X,Y, eZ; dhe rotullimet Rx,Ry, dhe Rz).

4.1.2 Kolonat

Dimensionet e kollonave perimetrale duke ju referuar rilevimit te objektit ekzistues/matjeve ne object si dhe projektit ekzistues nga kuota ± 0.00 deri ne kuoten $+3.96$ jane kollona K-40x60 cm. Ndersa kollonat ne pjesen e brendeshme kane dimensione K-50x50 cm.

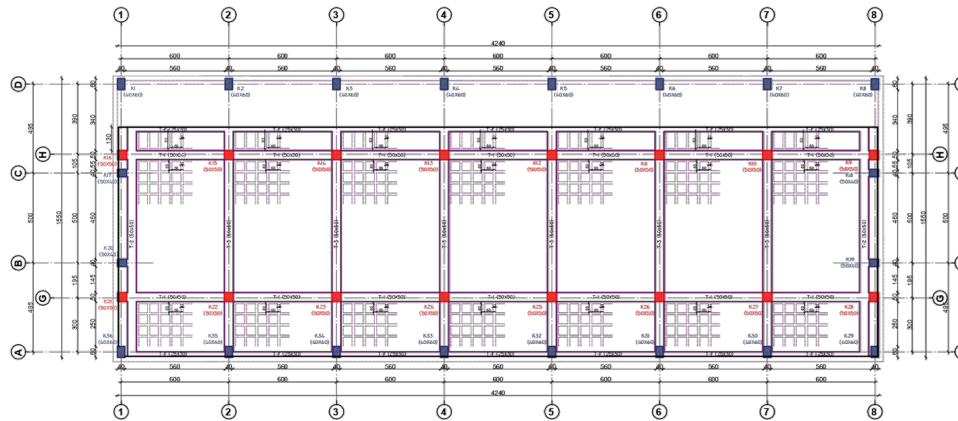
Duke vazhduar nga kuoten $+7.57$ deri ne kuoten $+10.50$ kollonat perimetrale vijne duke u zvogeluar duke arritur permasen K-40x40 cm. Ndersa kollonat kryesore vazhdojne te kene po te njejten permase 50×50 cm. Perqindja e atmarures gjatesore varion nga 2% deri 3%. Armatura gjatesore dhe ajo terthore mund te konsiderohet konstante ne lartesi, kjo e fundit karakterizohet nga stafa $\Phi 8$ me hap 25 dhe 30 cm.

4.1.4 Traret dhe Soletat

- Traret ne kuoten $+3.96$

Ne kuoten $+3.96$ pjesa me e madhe e trareve kane dimensione tipike prej 50×50 cm. Ne pjeset anesore te struktures jane perdorur breze 25×30 cm. Per armimin e trareve pasi nuk kemi te dhena eshte pranuar nje armim gjatesor prej 3% dhe stafa $\Phi 8/25$ cm.

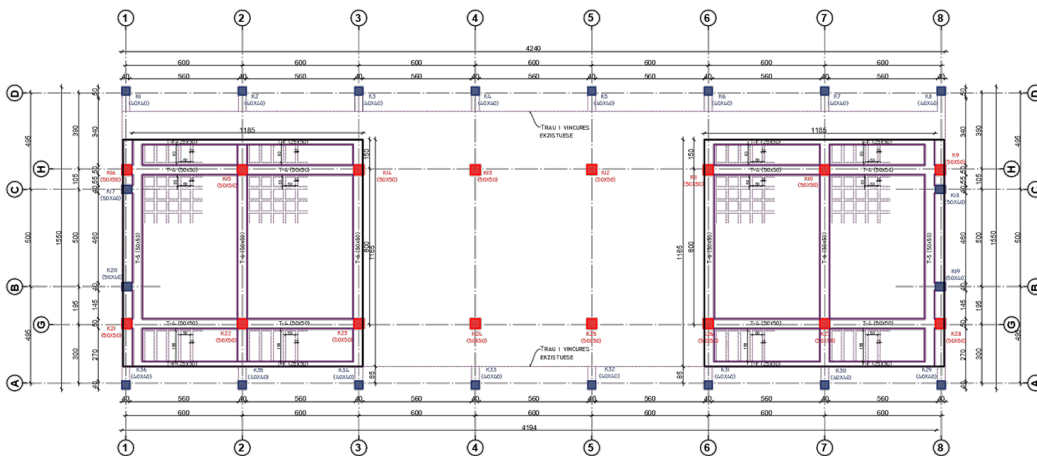
PLANI I STRUKTURAVE KUOTA +3.96 SEKSIONI I GJENDJA EKZISTUESE



- Traret ne kuoten +7.57

Pjesa me e madhe e trareve ne kuoten +7.57 pjesa me e madhe e trareve kane dimensione tipike prej 50x50 cm. Ne pjeset anesore te struktures jane perdorur breze 25x30 cm. Per armimin e trareve pasi nuk kemi te dhena eshte pranuar nje armim gjatesor prej 3% dhe stafa $\Phi 8/25$ cm.

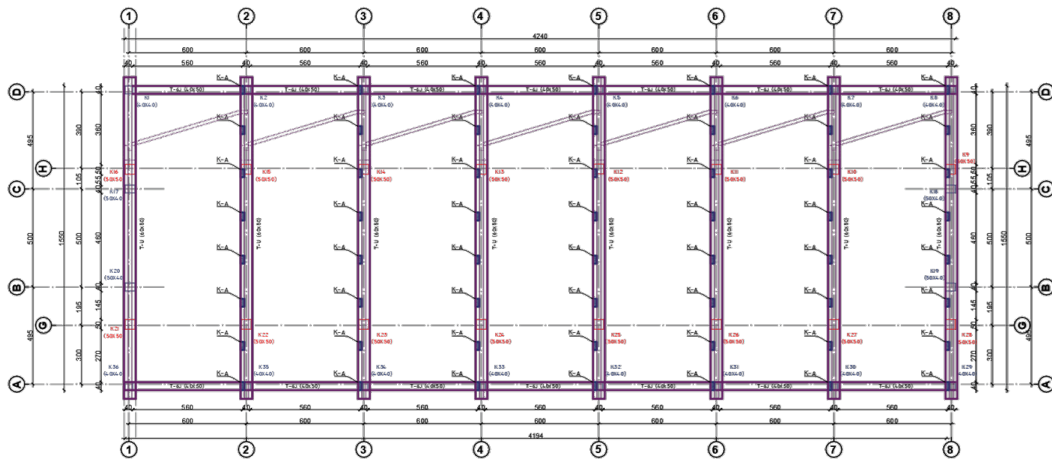
PLANI I STRUKTURAVE KUOTA +7.56 SEKSIONI I GJENDJA EKZISTUESE



- Traret ne kuoten +10.50

Ne kuoten +10.50 traret e perdorur jane kryesisht me dimensione tipike prej 40x50 dhe 60x50 cm. Per armimin e trareve pasi nuk kemi te dhena eshte pranuar nje armim gjatesor prej 3% dhe stafa $\Phi 8/25$ cm.

PLANI I STRUKTURAVE KUOTA +10.50 SEKSIONI I



- Soleta

Soleta ne gjitha katet jane me traveta b/a e tulla dhe ka nje trashesi prej $h_s=30$ cm .Per armimin e travetit jane perdorur shufra 2 $\Phi 14$ per travet dhe stafa $\Phi 8/20$ cm.

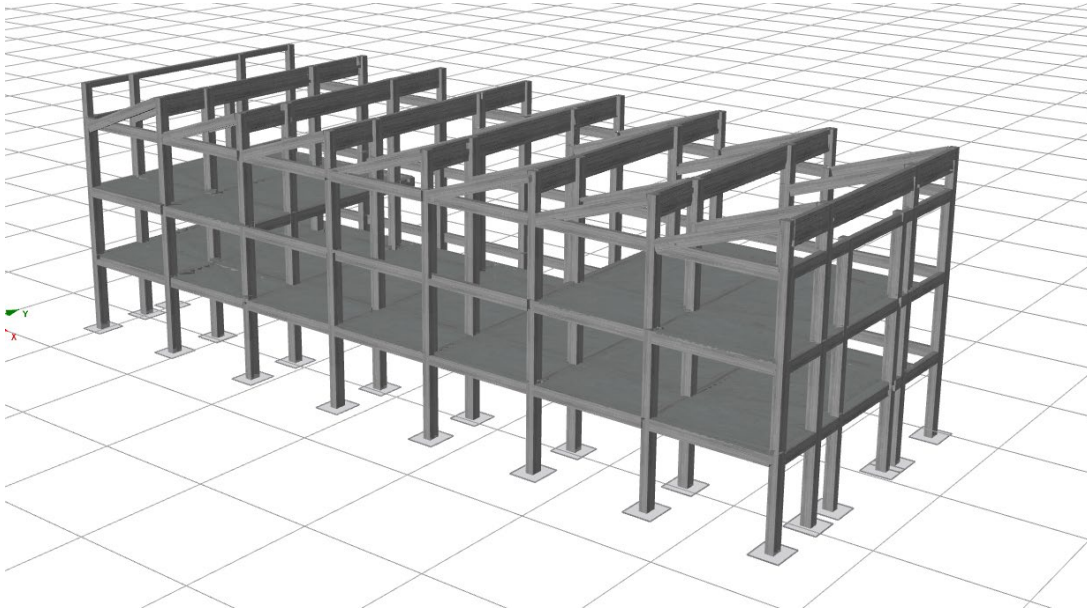
4.1.5 Ngarkesat

Konributi I ngarkesave gravitacionale ne peshen sizmike efektive eshte marre ne konsiderate sipas rregullit te kombinimit te caktuarnga ekuacioni 3-17 tek EN1998-1(2004)-seksioni 3.2.4.

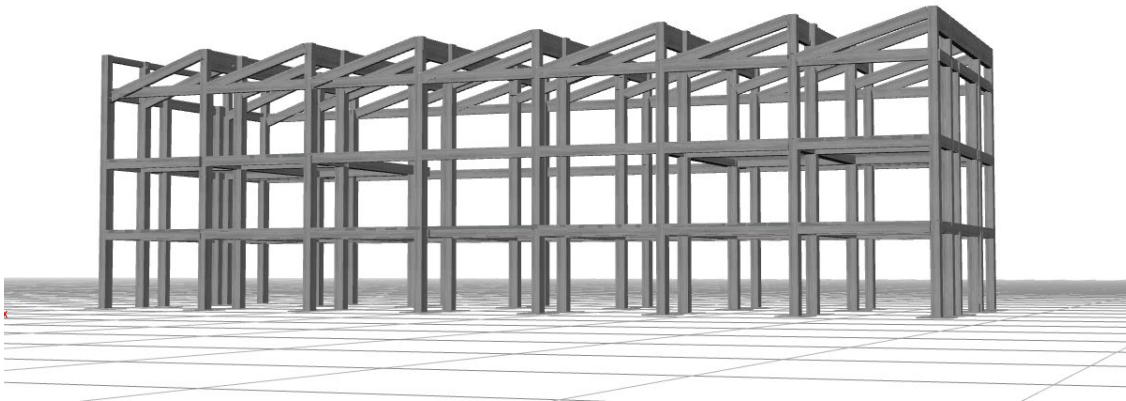
$$\sum G_{kj} + \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

Ku $\sum G_{kj}$ perfaqeson shumen e ngarkesave gravitacionale ndersa koeficientet e kombinimit $\psi_{E,i}$ kane parasysh probabilitetin qe ngarkesat $Q_{k,i}$ nuk jane present ne gjithë strukturen gjate termetit. Ngarkesat gravitacionale (te perhershme) i korrespondojne peshave vetiakte te elementeve structural dhe jo structural perfshi ketu edhe rifiniturat dhe shtesat arkitektonike

Pamje e struktures ekzistuese



Pamje e struktures ekzistuese



4.2 Modeli Numerik

Modeli numerik është i përfshirë në programin e analizës jolineare sipas konsideratave që jepen në vazhdim në lidhje me përcaktimin e materialeve dhe seksioneve të elementeve struktural.

4.2.1 Materjalet

Çeliku I përdorur për armaturën gjatësore është përcaktuar sipas modelit Monegotto-Pinto (1973). Influenca e armatës transversale është mbajtur në konsideratë në mënyrë indirekte falë përcaktimit të shterngimit efektiv mbi bazën e modelit të Mander dhe al (1988). Rezistenca në shtypje e një kampioni betoni influencohet në mënyrë sinjifikative nga efekti i shterngimit. Sforcimet në tërheqje që lindin në drejtim perpendicular me ngarkesën shtypëse janë të kundërshtuar nga armatura transversale, duke rezultuar në një rritje të përgjithshme të kapacitetit në shtypje. Efekti i shterngimit efektiv është një

funkcion i gjeometrise se seksionit dhe te armatures gjatesore dhe terthore ne dispozicion, dhe vlersohet ne menyre automatike nga program:

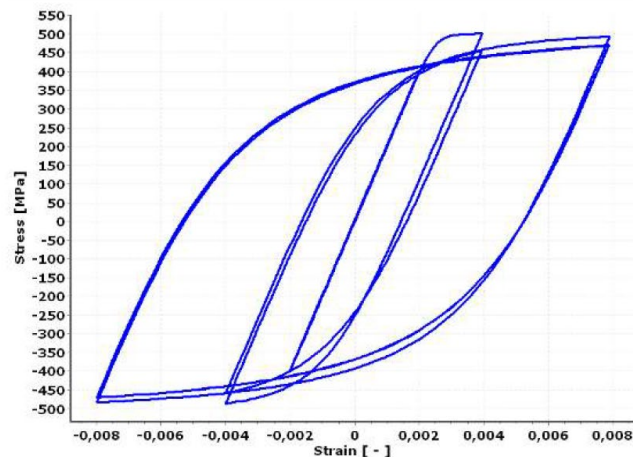


Diagrama sforcim-deformim per çelikun

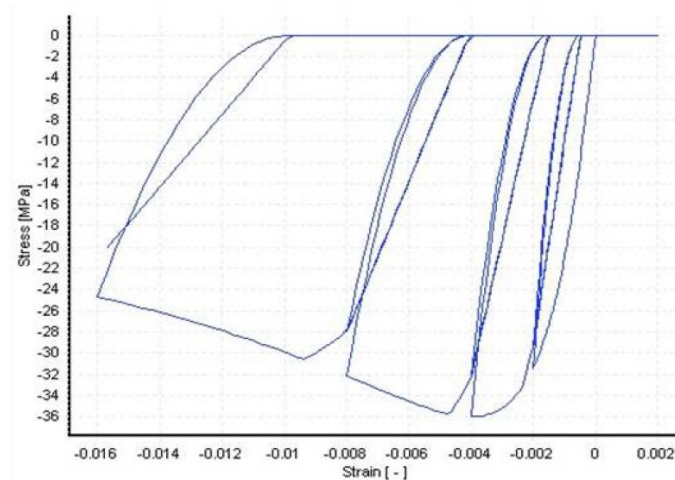


Diagrama sforcim-deformim per betonin

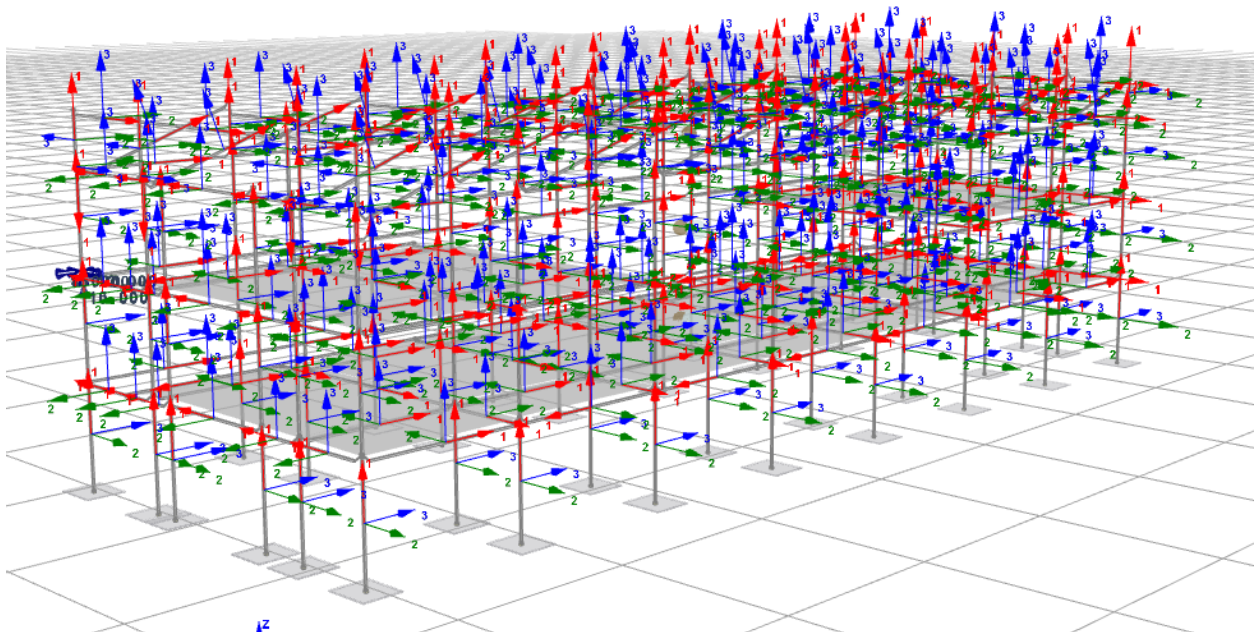
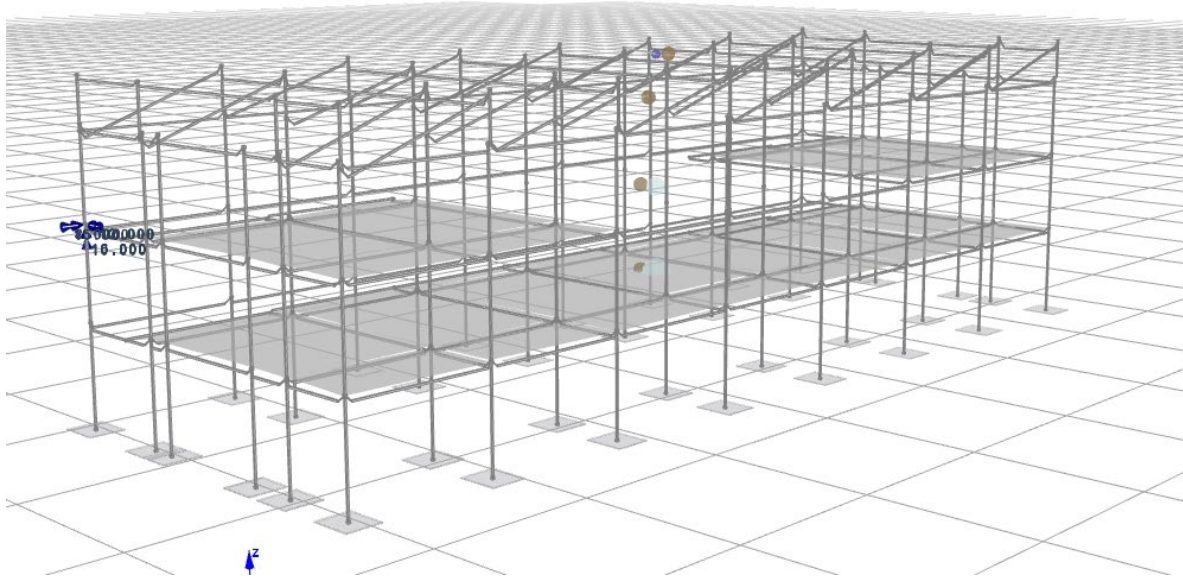
4.2.2 Seksionet

Kollonat dhe paretet stuktural jane paraqitur nga nje seksion i vetem per element (dhe per kat te ndertesës) ndersa traret jane te ndare ne numer te pershtatshem sipas armatures, gje qe ben te kemi per sejcilin tra tre seksione ne varsi te detajeve te armimit qe kemi ne dispozicion nga vizatimet ekzistuese.

Programi automatikisht te gjithë traret, kollonat dhe paretet i ndan ne klasa ku stabilizon tipin e elementit, ne kete rast kollonat dhe traret perfshihen si Element rame inelastike bazuar ne forca me cerniera plastike, kurse paretet si Element rame inelastike bazuar ne forca per seksionet e pareteve. Elementet e percaktuar ne kete menyre na lejojne te krijojme model struktural me telajo hapsinore me jolinearitete gjeometrik , dhe me nje pergjigje sforcim – deformim të marra nga integrimi i përgjigjes uniaxial jolineare të materialit në secilën fibër në të cilën eshte bere ndarja.

Per te modeluar ngurtesine e nyjeve tra-kollone , traret dhe kollonat jane konsideruar me ekstremite rigjide.

Soletat jane modeluar si diafragma rigjide per te garantuar qe sistemet strukturale vertikale te reagojone te gjithë se bashku ndaj veprimit sizmik horizontal. Influenta e tyre mund te merret ne konsiderate ose jo, me ane te gjersise efektive te traut, vendimi per te mos e marre ne konsiderate gjersine efektive mund te quhet nje zgjedheje konservative.



4.3 Tipi i Analizes

4.3.1 Metodika e perdorur per Analizen

Praktika aktuale Evropiane eshte e regulluar nga Eurokodi 8: Projektimi I strukturave rezistente ndaj termetit-Pjesa 1:Regullat e pergjithshme, veprimet sizmike dhe regullat per ndertesat (CEN, 2005a) si dhe Pjesa 3:Vlersimi dhe Permiresimi i Ndertesave (CEN, 2005b).

Ne perputhje me Eurokodit 8 (CEN, 2005b),efektet e veprimit sizmik i kombinuar me efektet e ngarkesave permanente dhe variabel vleresohen duke perdorur nje nga metodat e meposhtme:

-Analize me forca laterale ,qe i nenshtrohet kufizimeve te percaktuara ne EN 1998-1:2004 seksioni 4.3.3.2.1 , por duke patur parasysh edhe seksionin 4.4.2 te EN 1998-3:2005;

-Analize modale me spektrin e pergjigjes, qe i nenshtrohet kufizimeve te percaktuara ne EN 1998-1:2004 seksioni 4.3.3.3.1 e pare kjo ne lidhje me kushtet e specifikuara ne seksionin 4.2 te EN 1998-3:2005;

-Analize statike jo lineare (pushover) ne perputhje me seksionin 4.3.3.4.2.1 te EN 1998-1:2004 dhe te seksionit 4.4.4 te EN 1998-3:2005;

-Analize dinamike non lineare ne lidhje me kohen sic percaktohet ne procedurat e dhena ne seksionin 4.3.3.4.3 te EN 1998-1:2004;

-Opsioni i qasjes se Faktorit q, sic parashtrohet ne EN 1998-1:2004 seksioni 4.3.3.2 ose dhe me sakte sipas rasteve ne seksionin 4.3.3.3;

4.3.2 Analiza Statike Jo-Lineare

Analiza statike Jo-Lineare eshte metoda referuese per vleresimin e sigurise sizmike te ndertesave ekzistuese. Kjo bazohet tek analiza pushover te zhvilluar nen veprimin e ngarkesave gravitacionale konstante si dhe te ngarkesave horizontale , qe rriten ne menyre monotone te aplikuar perkatesisht sipas pozicionimit te masave ne model, kjo per te stimuluar forcat inerciale te shkaktuara nga veprimi sizmik. Megenese nje model I tille eshte ne gjendje te konsideroje si jo-linearitetin gjeometrik ashtu edhe inelasticitetin e materjaleve ,kjo metode arrin te pershkruaj evulimin e mekanizmave te shkaterrimit te priteshem si dhe te demtimeve strukturale.

Ngarkesat vertikale qe aplikohen ne modelin tridimensional se bashku me ngarkesat inkrementale jane te barabarta me $1.25G+0.5Q$.Peshat vetiake te trarve dhe kollonave llogariten automatikisht sipas peshave te tyre specifike.Ngarkesat e perhershme dhe variabel te soletave futen edhe keto ne menyre automatike si masa shtese.

Analiza statike jo-lineare mund te kryhet me dy shperndarje vertikale te ngarkesave laterale:

- 1- Nje shperndarje ""uniforme"" qe tenton te simuloje nje pergjigje inelastike te dominuar nga nje mekanizem i katit te dobet (zhvillimi i çernierave plastike ne dy skajet ekstreme superior dhe inferior ,tek te gjitha kollonat e nje kati, zakonisht te katit perdhe qe eshte nen veprimin eforcave laterale me te medha);
- 2- Nje shperndarje ""modale"" qe eshte proporcionale me moden fundamentale (traslacionale) te vibrimit te strukture;

Ngarkesat inkrementale mund te aplikohen ne dy drejtimet duke u konsideruar positive dhe negative.Pervec kesaj ngarkesat inkrementale te aplikuar sipas drejtimit X dhe Y mund te konsiderohen si veprime te njekoheshme dhe ne kete rast merren ne konsiderate sipas dy kombinimeve te meposhtme:

$$\pm F_x \pm 0.30 F_y$$

$$\pm 0.30 F_x \pm F_y$$

Ku F_x dhe F_y prezantojnë ngarkesat inkrementale të aplikuara respektivisht sipas drejtimit X dhe Y të struktursë. Se fundmi që të kemi në konsideratë inercinë në lidhje me pozicionimin e masave si dhe variacionin hapsinor të lëvizjes sizmike, qendra e masës e cila llogaritet për secilin kat konsiderohet e spostuar nga pozicioni i saj nominal në secilin drejtim me një eksentricitet aksidental prej 5% të dimensionit në plan pingul me drejtimin e aksionit sizmik.

Kombinimet e ngarkesave të përzgjedhura janë si më poshtë :

Uniform +X

Uniform -X

Uniform +Y

Uniform -Y

Modal + X

Modal - X

Modal +Y

Modal -Y

Uniforme +X +eccY

Uniforme +X -eccY

Uniforme -X +eccY

Uniforme -X -eccY

Uniforme +Y +eccX

Uniforme -Y +eccX

Uniforme +Y -eccX

Uniforme -Y -eccX

Modale +X +eccY

Modale -X +eccY

Modale +X - eccY

Modale -X -eccY

Modale +Y +eccX

Modale +Y- eccX

Modale -Y + eccX

Modale -Y – eccX

Sejcila nga analizat pushover te mesiperme rezulton ne nje kurbe te kapacitetit qe shpreh relacionin ne mes te forces prerese ne baze dhe spostimit horizontal te nje pike reperezantuse te strukture qe quhet ""nyje kontolli"". Sipas gjendjes kufitare te marre ne shqyrtim (NC),(SD),(DL) percaktohet kapaciteti i perftuar nga kurba pushover me kerkesen per spostim qe derivon nga spektri i pergjigjes elastike i shuar me 5%. Per te arritur sa thame me siper spostimet e ""nyjes se kontrollit""percaktohen ne terma sasior spectral relative me nje sistem me nje grade lirie (SDOF) qe derivon nga pergjigjja e shume gradeve te lirise (MDOF)e caktuar sipas Aneksit B te EN1998-1;/2004.

Kerkesa strukturale ne lidhje me spostimin target (qe synojme te arrijme) duhet te plotesoje kriteret e kontrollit qe percaktohen ne Eurokodin 8 -Pjesa 3(CEN,2005b). Per elementet strukturale kontrollet ne **fragjilitet** (prerje) dhe ne **duktilitet** (deformimi sipas rrotullimit te kordes) duhet te respektoje kufijte ne lidhje me: vetite mekanike te seksioneve; nderveprimit te momentit, forces prerese dhe forces aksiale te elementit; si dhe humbjes se rezistences apo te ngurtesise qe lidhet me kerkesen per duktilitet dhe me pergjigjen ciklike te elementit prej b/a, duke pasur nje konsiderate te qarte te jo-elasticitetit te materjalit.

5. TE DHENAT BAZE TE MARRA NE KONSIDERATE

MATERJALET KONSTRUKTIV

Maretjali Ekzistues

Rezistenca e betonit	E pa klasifikuar ($f_{cm}=20000\text{kPa}$, $f_{cm}-\sigma=16000\text{kPa}$)
Armatura Gjatesore	klasa S400
Armatura Terthore	klasa S400

FAKTORET E SIGURISE SE MATERJALIT

$$\gamma_c = 1.50$$

$$\gamma_s = 1.15$$

FAKTORI I BESUESHMERISE

$$\text{Faktori i Konfidences} = 1.20$$

RREZIKU SIZMIK

$$\text{PGA (per periudhe kthimi prej 475 vitesh)} = 0.260\text{ g}$$

Kategoria e truallit : C, spektri Tipi 1

$$\text{Fakrori i shuarjes kritike} = 5.0\%$$

NGARKESA NE TRA

1. Ngarkese shtese ne tra (G'): 1.20 kN/m

NGARKESA NE SOLETA

Ngarkesat Permanente

1. Pesha vetjake e soletes(G): 3.60 kN/m²
2. Pesha vetjake e shkalles(G): 3.60 kN/m²
3. Pesha vetjake e konsolave (G): 3.60 kN/m²
4. Pesha shtese mbi solete(G'): 1.50 kN/m²
5. Pesha shtese tek shkallet(G'): 1.50 kN/m²
6. Pesha shtese mbi konsola(G'): 1.50 kN/m²

Ngarkesat Variabel

1. Soletat (Q) 2.00 kN/m²
2. Shkallet (Q) 2.00 kN/m²
3. Konsolat (Q) 2.00 kN/m²

Keficientet e sigurise per Ngarkesat

Ngarkesa Permanente (G)	1.25
Ngarkesa Variabel (Q)	0.50

4. REZULTATET E ANALIZES MODALE

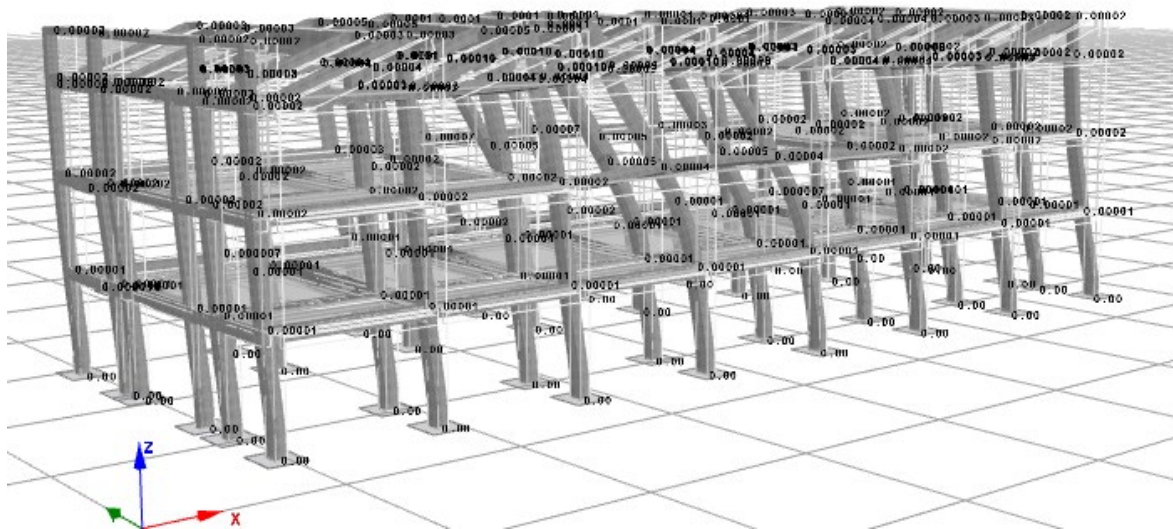
Mode	Period (sec)	Frequency (Hertz)	Angular Frequency (rad/sec)
1	0.44421072	2.25118385	14.14460530
2	0.42337776	2.36195685	14.84061257
3	0.36003573	2.77750210	17.45156040
4	0.33047538	3.02594404	19.01256713
5	0.30324024	3.29771536	20.72015670
6	0.26919570	3.71476956	23.34058553
7	0.22066303	4.53179664	28.47411806
8	0.21048764	4.75087285	29.85061449
9	0.18708674	5.34511436	33.58434404
10	0.18153883	5.50846329	34.61069561

EFFECTIVE MODAL MASS PERCENTAGES

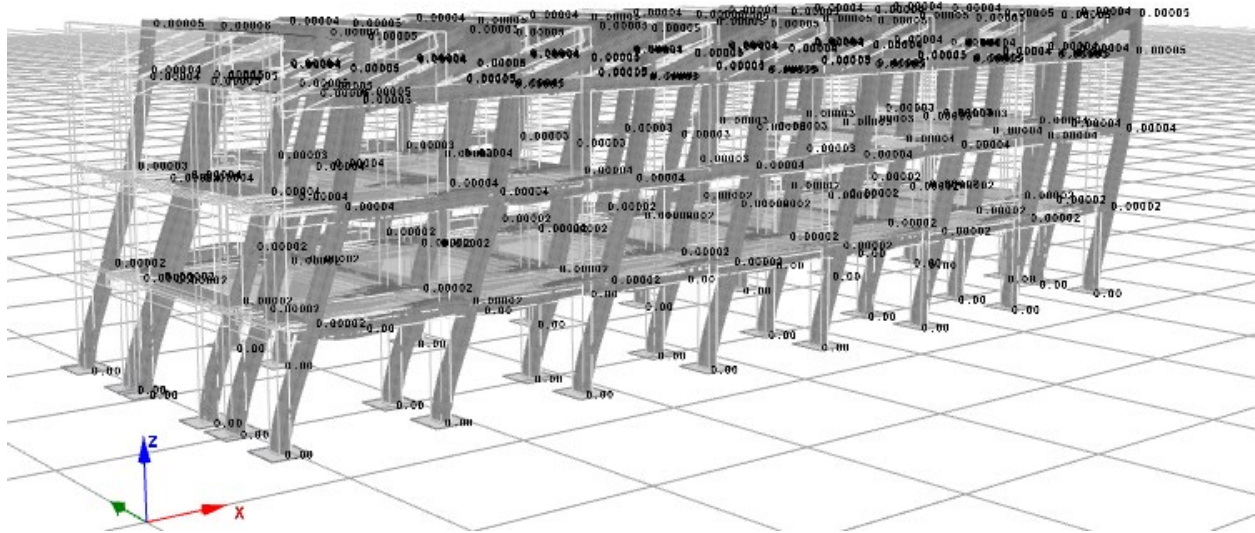
Mode	Period	[Individual Mode]		[Uz]	[Rx]	[Ry]	[Rz]
		[Ux]	[Uy]				
1	0.44421072	0.004083%	53.395875%	0.002952%	8.353326%	0.000114%	0.011646%
2	0.42337776	86.970305%	0.003552%	0.000004%	0.000740%	0.966122%	0.029103%
3	0.36003573	0.015902%	0.119550%	0.000016%	0.010853%	0.000143%	78.786929%
4	0.33047538	0.000008%	28.496167%	0.004433%	0.185239%	0.000017%	0.321748%
5	0.30324024	0.028532%	0.051343%	0.000001%	0.000235%	0.073768%	5.227038%
6	0.26919570	0.111210%	0.003020%	0.000000%	0.000832%	0.092779%	0.960859%
7	0.22066303	0.329923%	0.002391%	0.000001%	0.002394%	0.139319%	1.993772%
8	0.21048764	0.196359%	3.061338%	0.000043%	1.397684%	0.020233%	0.000439%
9	0.18708674	0.185943%	4.417508%	0.000165%	4.247381%	0.038943%	0.012303%
10	0.18153883	0.069418%	0.058064%	0.000004%	0.069154%	0.015073%	2.388939%

Ne tabelen me siper shohim qe perqindja me e madhe e mases eksitohet ne moden 1 me periode **0.4442** sek ne drejtimin y dhe ne moden 2 me periode **0.4233** sek sipas drejtimit x

moda 1 me periode 0.4442 sek sipas y



Moda 2 me periode 0.4233 sek sipas drejtimit x

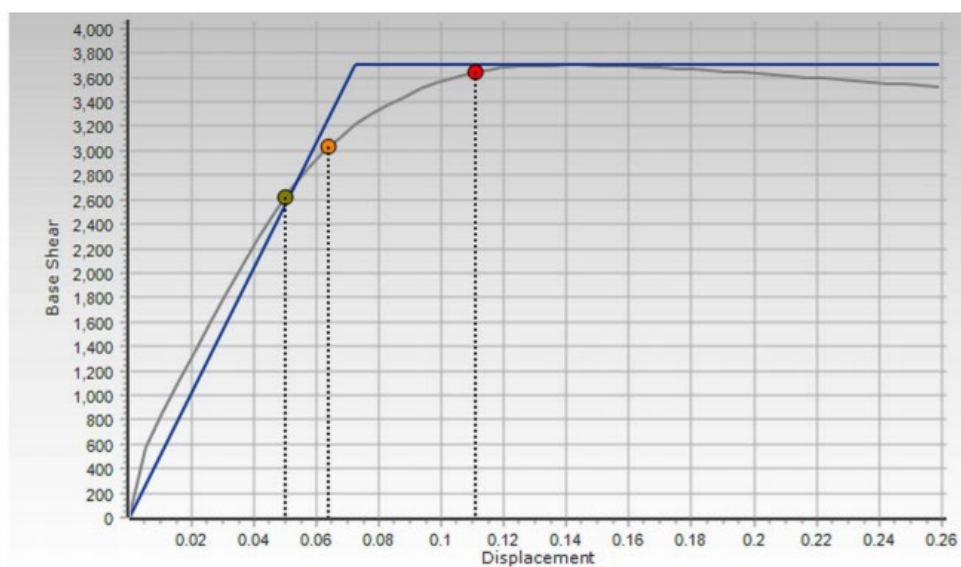


5. REZULTATET E ANALIZES PUSHOVER

Analiza statike jo-lineare eshte kryer me dy shperndarje vertikale te ngarkesave laterale: me ate uniforme dhe ate modale sipas 24 kombinimeve te pershkuara me siper, dhe ne sejcilin rast jane percaktuar kurbat kapacitive te spostimit target per gjendjet kufitare te caktuara. Me poshte po tregojeme disa nga te dhenat kurse komplet llogaritjet jepen ne diskun e llogaritjeve qe shoqeron kete relacion.

Analiza Pushover Nr.9: Uniforme +X+eccY

Kurba e Kapacitetit (EN 1998-1-2004 (E),Aneks B,B.3)



Ngurtesia Elastike, K_{el} (kN/m) : 110019,5746

Ngurtesia iniciale efektive, K_{ef} (kN/m): 51230,6370

Parametrat e Analizes Modale

Perida fundamentale, $T(s)$ 0,4234

Masa e sistemit ekuivalent **SDOF**, m^* ton 504.2581

Faktori i transformimit, Γ 1.7204

Perioda e sistemit ekuivalent **SDOF**, $T^*(s) = 2\pi \sqrt{m^*/K_{ef}}$: 0,6234 (EN 1998-1-2004(E), Annex B, (B8))

Akselerimi i pergjigjjes elastike dhe spostimi perkates (Target) sipas gjendjeve kufitare ne menyre te permbledhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme:

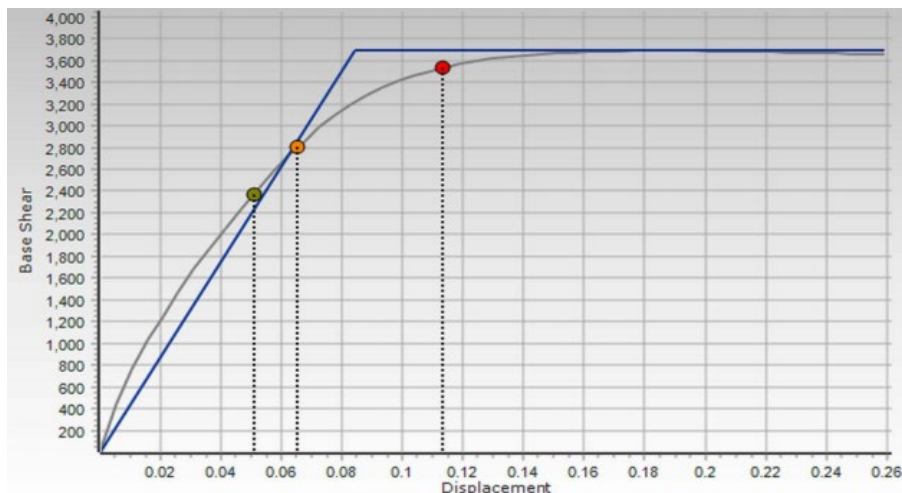
Akselerimi i pergjigjjes elastike (EN 1998-1-2004 (E),3.2)			
Gjendja Kufitare	Demt看 i limituar DL	Demt看 i Rende SD	Parandalim i Shkaterrimit NC
Periudha e kthimit (vite)	255	475	2475
Faktori I rendesise, γ_i	0.7795	1	1.7336
Akselerimi referues, $a_g = \gamma_i a_{gR}$ (g)	0.1871	0.24	0.4161
K_{ef} (KN/m):	51230.6370	51230.6370	51230.6370
$T^*(s) = 2\pi \sqrt{m^*/K_{ef}}$:	0,6234	0,6234	0,6234
Pergjigjja elastike ne Aksel. $S_e(T^*)$ (g)	0,3001	0,3850	0,6675

Spostimi Target (EN 1998-1-2004 (E), Aneksi B,B.5-B.6)			
Gjendja Kufitare	Demt看 i limituar DL	Demt看 i Rende SD	Parandalim i Shkaterrimit NC
Spostimi Target per SDOF ekuivalent dhe sjedhje elastike e pa kufizuar, $d^*_{et} = S_e(T^*)(T/2\pi)^2$ (cm)	2.8980	3.7176	6.4450
Spostimi Target per SDOF ekuivalent dhe sjedhje inelastike, d^*_{it} (cm)	2.8980	3.7176	6.4450
Spostimi Target , $d_t = \Gamma d^*_{it}$ (cm)	4.9856	6.3957	11.0878

Analiza Pushover Nr.14: Uniforme +Y - eccX

Kurba e Kapacitetit

(EN 1998-1-2004 (E),Aneks B,B.3)



Ngurtësia Elastike,**Kel** (kN/m) : 86646.6350

Ngurtësia initiale efektive, **Kef** (kN/m): 43939.8345

Parametrat e Analizes Modale

Perida fundamentale, **T(s)** 0,4442

Masa e sistemit ekuivalent **SDOF**, m*ton 213.2326

Faktori i transformimit, **Γ** 2.4978

Perioda e sistemit ekuivalent **SDOF**, **T* (s) = 2π sqrt(m*/Kef): 0,4377** (EN 1998-1-2004(E), Annex B, (B8))

Akselerimi I pergjigjigjes elastike dhe spostimi perkates sipas gjendjeve kufitare ne menyre te permblodhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme :

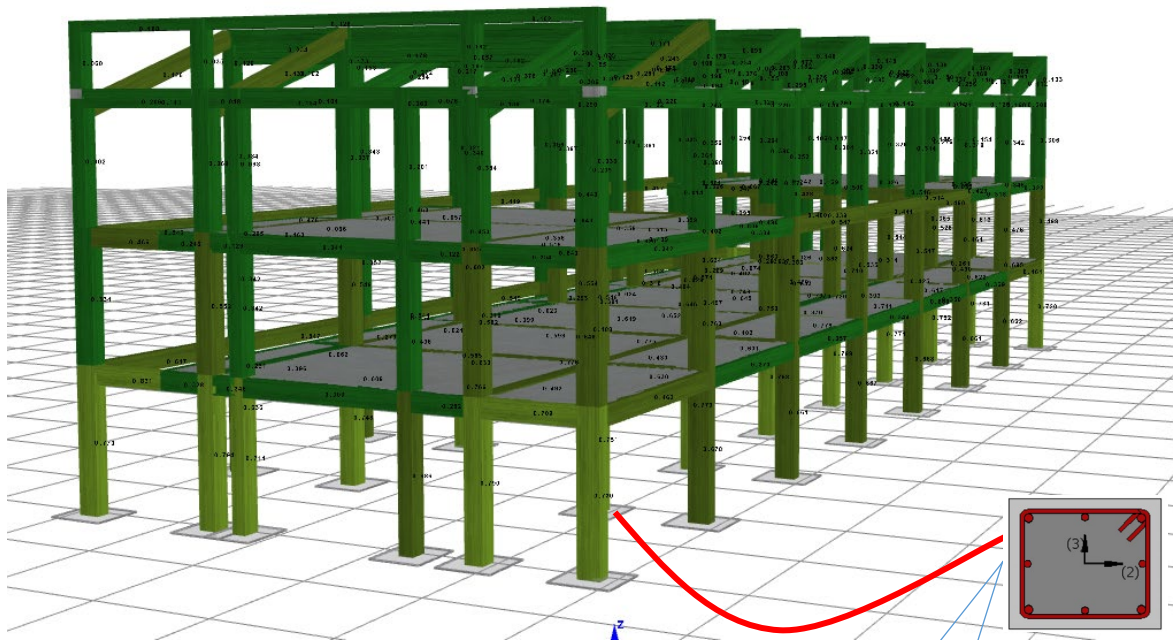
Akselerimi i pergjigjigjes elastike (EN 1998-1-2004 (E),3.2)			
Gjendja Kufitare	Dentim i limituar DL	Dentim i Rende SD	Parandalim i Shkaterrimit NC
Periudha e kthimit (vite)	255	475	2475
Faktori I rendesise, γ_i	0.7795	1.000	1.7336
Akselerimi referues, $a_g = \gamma_i a_{gR}$ (g)	0.1871	0.24	0.4161
Kef (KN/m):	43939.8345	43939.8345	43939.8345
$T^* (s) = 2\pi \sqrt{m^*/Kef}$:	0.4377	0.4377	0.4377
Pergjigjja elastike ne Aksel. Se(T^*) (g)	0,4274	0.5483	0.9506

Spostimi Target (EN 1998-1-2004 (E), Aneksi B,B.5-B.6)			
Gjendja Kufitare	Dëmtim i limituar DL	Dëmtim i Rende SD	Parandalim i Shkatërrimit NC
Spostimi Target për SDOF ekuivalent dhe sjedhje elastike e pa kufizuar, $d^*_{et} = S_e(T^*)(T/2\pi)^2$ (cm)	2.0348	2.6103	4.5254
Spostimi Target për SDOF ekuivalent dhe sjedhje inelastike, d^*_{it} (cm)	2.0348	2.6103	4.5254
Spostimi Target , $d_t = \Gamma d^*_{it}$ (cm)	5.0826	6.5201	11.3036

Kontrollet Globale të elementeve kritike

Per të gjithë elementet janë kryer kontrollet e nevojshme që kanë të bëjnë me ngurtësinë dhe duktilitetin sipas të gjitha gjendjeve kufitare. Me poshtë po ilustrime një shembull .(Kurse për gjithë elementet mund të shikoni në diskutim që shoqëron relacionin.)

Rotullimi i elementit sipas kordes për gjendjen e dëmtimit të limituar



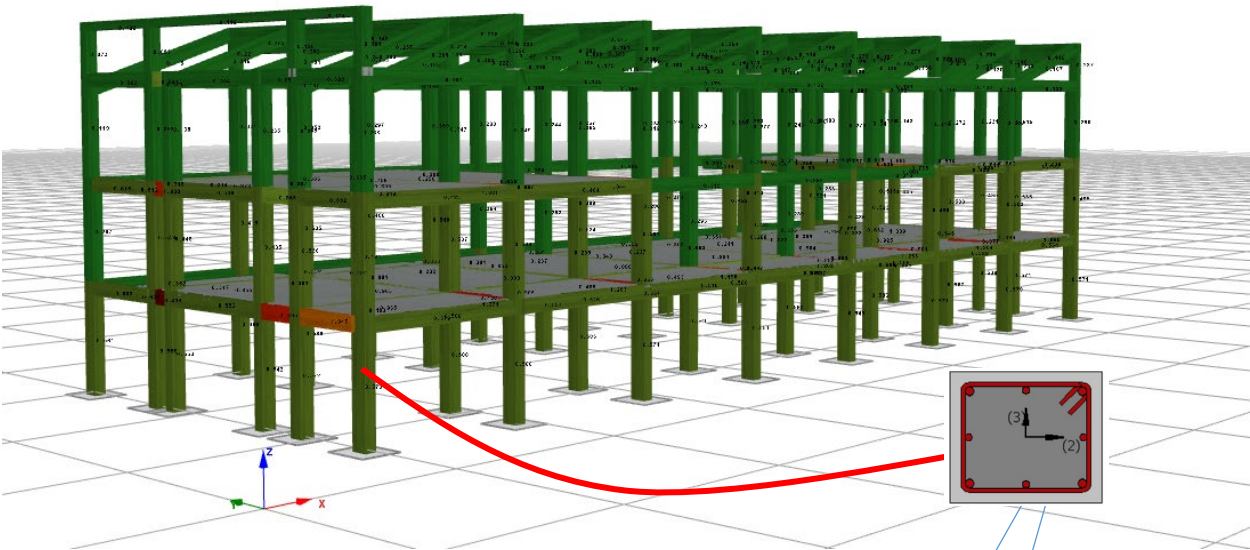
Chord Rotation Capacity
Critical Analyses

LS	Analysis	Ed.	Ax	h (m)	Lv (m)	αv_z (m)	d-d' (m)	dbL (m)	ϕ_y (1/m)	My (KNm)	VR,c (KN)	θ_y
D L	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,3	1,684	0	0,214	0,0187	0,013545	118,83	90,02	0,012588
	(3)		0,35	2,142	0	0,264	0,0187	0,01067	126,29	71,73	0,011964	
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,3	1,411	0	0,214	0,0187	0,013545	118,83	90,02	0,011427
	Uniform -X+eccY		(3)	0,35	1,354	0,264	0,264	0,0187	0,011104	140,63	86,79	0,010534
LS	Analysis	Ed.	Ax	h (m)	Lv (m)	N (KN)	$\max(0.01,\omega')/\max(0.01,\omega)$	α psx	α pf f _{t,e} (Mpa)	0,75 θ_u		
S D	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,3	1,616	233,22	1,3469	0,000945	0	0,028327		
	(3)		0,35	2,037	81,86	1,3469	0,001102	0	0,0321			
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,3	1,5	233,22	1,3469	0,000945	0	0,027596		
	Uniform -X+eccY		(3)	0,35	1,411	218,03	1,3469	0,001102	0	0,026109		
LS	Analysis	Ed.	Ax	h (m)	Lv (m)	N (KN)	$\max(0.01,\omega')/\max(0.01,\omega)$	α psx	α pf f _{t,e} (Mpa)	θ_u		
N C	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,3	1,588	238,94	1,3469	0,000945	0	0,037413		
	(3)		0,35	1,584	254,81	1,3469	0,001102	0	0,035497			
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,3	1,637	238,94	1,3469	0,000945	0	0,037814		
	Modal -X+eccY		(3)	0,35	1,565	254,81	1,3469	0,001102	0	0,035346		

Chord Rotation Checks
Critical Analyses

Limit State	Critical Analysis	Edge	Local Axis	θ_S	θ_R	Performance Ratio	Check Result
D L	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,008701	0,012588	0,6912	Ok
	Modal -Y-eccX		(3)	0,007506	0,011964	0,6274	Ok
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,005269	0,011427	0,4611	Ok
	Uniform -X+eccY		(3)	0,005269	0,010534	0,3328	Ok
S D	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,011512	0,028327	0,4064	Ok
	Modal -Y-eccX		(3)	0,009679	0,0321	0,3015	Ok
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,007268	0,027596	0,2634	Ok
	Uniform -X+eccY		(3)	0,007268	0,026109	0,1834	Ok
N C	Modal +Y+eccX	Start	(2)	0,022764	0,037413	0,6085	Ok
	Modal -X+eccY		(3)	0,018143	0,035497	0,5111	Ok
	Modal +Y+eccX	End	(2)	0,017577	0,037814	0,4648	Ok
	Modal -X+eccY		(3)	0,017577	0,035346	0,375	Ok

Kontrolli ne force prerese per gjendjen e demtimit te limituar



Shear Capacity
Critical Analyses

LS	Analysis	Ed.	Ax	h (m)	Lv (m)	N (KN)	x (m)	Ac (m2)	$\mu\Delta pl$	Vw,s (KN)	Vw,f (KN)	VR (KN)
D L	Uniform -X+eccY	Start	(2)	0,35	1,701	205,7	0,124	0,0921	0	160,27	0	172,43
	Modal +Y+eccX		(3)	0,3	1,684	224,01	0,106	0,0899	0	129,91	0	143,12
	Uniform -X+eccY	End	(2)	0,35	1,354	205,7	0,138	0,0921	0	160,27	0	186,99
	Modal +Y+eccX		(3)	0,3	1,411	224,01	0,108	0,0899	0	129,91	0	147,4
S D	Uniform -X+eccY	Start	(2)	0,35	1,654	218,03	0,12	0,0921	0	160,27	0	175,15
	Modal +Y+eccX		(3)	0,3	1,616	233,22	0,098	0,0899	0	129,91	0	143,93
	Uniform -X+eccY	End	(2)	0,35	1,411	218,03	0,135	0,0921	0	160,27	0	185,36
	Modal +Y+eccX		(3)	0,3	1,5	233,22	0,104	0,0899	0	129,91	0	143,93
N C	Modal -X+eccY	Start	(2)	0,35	1,584	254,81	0,103	0,0921	0,738	160,27	0	176,37
	Uniform +Y+eccX		(3)	0,3	1,617	250,54	0,093	0,0899	0,449	129,91	0	142,94
	Modal -X+eccY	End	(2)	0,35	1,565	254,81	0,108	0,0921	0,166	160,27	0	181,87
	Uniform +Y+eccX		(3)	0,3	1,561	250,54	0,096	0,0899	0,112	129,91	0	145,15

Shear Checks
Critical Analyses

Limit State	Critical Analysis	Edge	Local Axis	VS (KN)	VR (KN)	Performance Ratio	Check Result
D L	Uniform -X+eccY	Start	(2)	67,51	172,43	0,3915	Ok
	Modal +Y+eccX		(3)	62,34	143,12	0,4356	Ok
	Uniform -X+eccY	End	(2)	67,51	186,99	0,361	Ok
	Modal +Y+eccX		(3)	62,34	147,4	0,423	Ok
S D	Uniform -X+eccY	Start	(2)	79,83	175,15	0,4558	Ok
	Modal +Y+eccX		(3)	70,16	143,93	0,4875	Ok
	Uniform -X+eccY	End	(2)	79,83	185,36	0,4307	Ok
	Modal +Y+eccX		(3)	70,16	143,93	0,4875	Ok
N C	Modal -X+eccY	Start	(2)	94,88	176,37	0,5379	Ok
	Uniform +Y+eccX		(3)	76,52	142,94	0,5353	Ok
	Modal -X+eccY	End	(2)	94,88	181,87	0,5217	Ok
	Uniform +Y+eccX		(3)	76,52	145,15	0,5272	Ok

11.KONKLuzion

Ne baze rezultateve te llogaritjeve te mesiperme, kemi arritur ne perfundim qe:

Godina ne fjale (Struktura 1) nuk paraqet problem ne drejtim te qendrueshmerise globale per sa i perket qendrueshmerise edhe ne rastin e nje eventi sizmik sic percaktohet nga normat duke konsideruar edhe nderhyrjet qe parashikon projekti per adaptimin e saj.

Me gjithë kete eshte domosdoshmerisht e nevojshme reabilitimi i nje kollone anesore te demtuar.

Konst. Ing. Edison DRISHTI

Tirane 2025