



REPUBLIKA E SHQIPERISË



UNIVERSITETI POLITEKNIK I TIRANËS
REKTORATI
DREJTORIA E SHËRBIMEVE NDAJ TË TRETËVE

RELACION TEKNIK I PROJEKTIT KONSTRUKTIV
PROJEKTI I ZBATIMIT

**OBJEKTI: “HARTIMI I PROJEKTIT TË RIKONSTRUKSIONIT DHE
PROJEKTIT TË MURIT MBAJTËS/PËRFORCUES TË OBJEKTIT
GODINA NR. 34, 2 KATËSHE (KOMANDA E DISTRIKTIT DETAR)
KEPI PALIT”**

**POROSITËS: INSTITUTI I GJEOGRAFISË DHE
INFRASTRUKTURËS USHTARAKE**

Hartoi:

 **Inxh. Altin BIDAJ**

Inxh. Marjo HYSENLLIU



RELACION TEKNIK



“Riforcimi Strukturor dhe Rikonstruksioni i Godines 2 kateshe nr.34 me emertim Komanda e Distriktit Detar, te Kepi i Palit ne Durres”

Objekti: Rikonstruksioni i godines 2-kateshe nr.34 te Komendes Detare
Adresa: Kepi i Palit, Durres
Porosites: Komanda e Distriktit Detar, Ministria e Mbrojtjes e Shqiperise
Inxhinieret strukturiste: Ing Altin Bidaj Nr.Lic. K.2034/1
Ing. Marjo Hysenlliu Nr.Lic. K.2496



PËRMBAJTJA:

1. Përshkrim i përgjithshëm
2. Karakteristikat e materialeve ekzistuese të elementëve strukturorë
3. Analiza Strukturore e Objektivit 2 katesh nr.34 tek Kepi i Palit
4. Ngarkesat e vendosura dhe kombinimet e tyre
5. Analizat dhe llojet e tyre
6. Analiza pushover, spektrale dhe vlerëmi i performancës së objektit
7. Krahasimi i dëmeve nga tërmeti me analizën sizmike.
8. Nderhyrjet per rikonstrukcionin e objektit tone
9. Referencat

1. PËRSHKRIM I PËRSGJITHSHËM

Objekti qe do te rehabilitohet eshte nje godinë shërbimi **2 kateshe** plus një kat të pjesshëm nëntokesor sipërfaqe totale rreth **1435 m²** qe ndodhet në Bishtin e Pallës, Durrës. Ndërtimi i godinës ka filluar ne vitin 2004 dhe ka përfunduar në vitin 2005 me strukturë me rama hapësimore betonarme.

Objekti ka një strukturë jo-të rregullt gjeometrike në plan dhe përmasa, ku vërehen dy pjesë të vecanta 1-katëshe dhe podrum vetëm në një zonë të pjesës 2-katëshe. Kati podrum ka një lartësi prej 2.5 m, kurse kati i përdhe dhe kati i parë ka një lartësi prej 3.15 m. Struktura është konceptuar si strukturë me sistem ramash mbajtese ba tra-kolonë, të shpërndara këto në mënyrë të njëtrajtshme në shumicën e planit te objektit. Objekti është ndërtuar në një zonë sizmike dhe si e tillë, kërkesat sizmike janë relativisht të larta.



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres



Fig 1. Pamje satelitore te ndertesës nr.34 tek Kepi i Palit

Midis kateve të strukturës, vërehet se ka vazhdimësi të elementeve strukturorë dhe nuk ka probleme diskontinuiteti. Megjithatë vihet re që pjesët një-katëshe krijojnë efektin e përdredhjes dhe nuk janë lidhur sic duhet me strukturën dy-katëshe. Në bazë të vëzhgimeve, u zbulua se Godina nr.34 pësoi dëme të lehta jo-strukturore gjatë tërmetit të 26 Nëntorit, duke përfshirë carje te pjesëve të suvasë ne muret perimetrale, ulje apo cedim te dyshemese se katit perdhe, etj.



Fig.2 Pamje të fasadës së mbrapme të objektit



[Handwritten signature]

Relacion per forcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Nuk vihet re demtimi i kollonave dhe trareve te ketij objekti me strukture mbajtese betonarme. Dëmet më të vërejtura në këtë godinë janë plasaritja e suvasë, si dhe shkëputja e dyshemese se katit perdhe per shkak te cedimit te saj.

Prezenca e lartë e lagështirës sidomos në podrum ka sjell degradimin e lartë të materialeve dhe dëme në disa pjesë të strukturës kryesisht në soletat e tavanit dhe në muret perimetrale. Kjo vjen si arsye e mungesës ose realizimit keq të hidroizolimit në këtë pjesë të objektit. Ky problem duhet të zgjidhet gjatë rikonstrukcionit të objektit.



Fig.3 Pamje nga pjesa e shkeputur e trotuarit te pasem te objektit



Figura 4: Pamje nga muret dhe taveni me lageshtire i katit te fundit te godines



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Në muret perimetrale sidomos në dy katet e sipërme edhe në fasadë janë vërejtur dëme, që lidhen jo vetëm me lëkundjet e tërmetit por edhe me degradimin e materialeve të përdorura. Sipas EC-8 edhe pjesët jo-strukturore të objektit duhet të lidhen dhe të mos dëmtohen nga tërmete me periudhë rikthimi 95vjecare. Edhe këto pjesë kanë nevojë për riparimet përkatëse.



Figura 6: Pamje nga dyshemeja e demtuar ne katin perdhe

2. Karakteristikat e materialeve ekzistuese të elementëve strukturorë

Të dhënat për materialet ekzistuese janë marrë nga provat laboratorike që janë kryer në objekt në kuadër të kësaj akt-ekspertize nga Altea&GeoStudio2000. Për sa i përket betonit, në strukturë testet janë kryer sipas SSH EN 12504-2:2012 me sklerometër. Nga të dhënat e provave janë për soletat e secilin element dhe kat janë marrë vlerat si më poshtë:


Mostra	Pozicioni	Elementi	Përmasat	Rezistenca në shtypje
1	Kati përdhe	K1	30 cm x 30 cm	23.0 N/mm ²
2	Kati podrum	K2	30 cm x 30 cm	21.5 N/mm ²
3	Kati podrum	K3	30 cm x 30 cm	18.0 N/mm ²
4	Kati podrum	K4	30 cm x 30 cm	24.5 N/mm ²
5	Kati podrum	K5	30 cm x 30 cm	24.5 N/mm ²

Tabela 1: Të dhënat e provave në shtypje të soletave



Relacion per rforcimin dhe rikonstruksin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Nisur nga vlerat e mësipërme konkludohet se në objekt është përdorur beton C20/25, i cili ka vlera të pëlqyeshme të rezistencës dhe ngurtësisë së elementëve. Në figurat e mëposhtme jepen karakteristikat fiziko-mekanike të betonit C20/25 që janë futur në programin llogaritës Etabs 2018 për objektin.

General Data		
Material Name	C20/25	
Material Type	Concrete	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color	 Change...	
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
Weight per Unit Volume	24 9926	kN/m ³
Mass per Unit Volume	2548 538	kg/m ³

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	30000	MPa
Poisson's Ratio, U	0.2	
Coefficient of Thermal Expansion, A	0.00001	1/C
Shear Modulus, G	12500	MPa

Figura 7. Karakteristikat fiziko-mekanike të betonit C 20/25

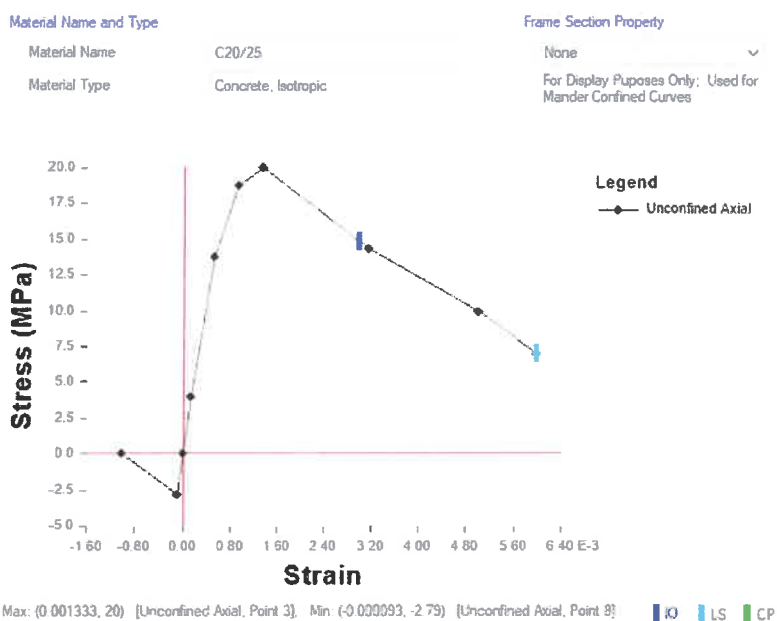



Figura 8. Kurba e kapacitetit sforcim-deformim e betonit C 20/25



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Përfundimisht nga testet laboratorike celiku është i tipit S275 sipas EC i përdorur ky për armaturën përforcuese tërthore e gjatësore. Më poshtë po jepen karakteristikat fiziko-mekanike të tyre dhe të dhënat që futen në program:

General Data		
Material Name	S275	
Material Type	Steel	
Directional Symmetry Type	Isotropic	
Material Display Color		
Material Notes	Modify/Show Notes...	

Material Weight and Mass		
Weight per Unit Volume	76.9729	kN/m ³
Mass per Unit Volume	7849.047	kg/m ³

Mechanical Property Data		
Modulus of Elasticity, E	210000	MPa
Poisson's Ratio, ν	0.3	
Coefficient of Thermal Expansion, α	0.0000117	1/C
Shear Modulus, G	80769.23	MPa

Figura 9. Karakteristikat mekanike bazë për celikun S275

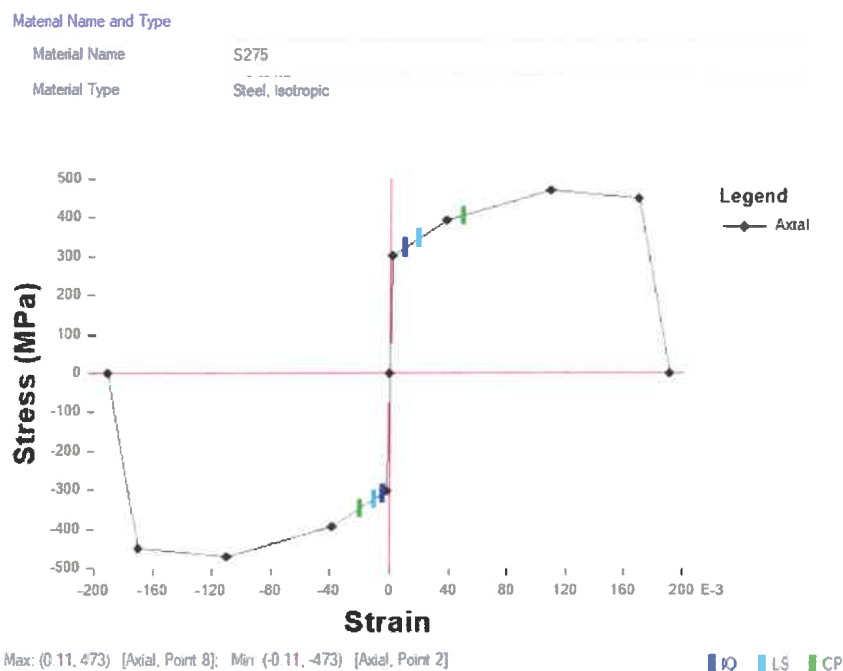


Figura 10. Kurba e kapacitetit sforcim-deformim e celikut S235



3. Analiza Strukturore e Objektivit 2 katesh nr.34 tek Kepi i Palit

Modeli matematikor përfaqëson një idealizim të një numri të caktuar elementesh si shell, frame, link, tendon dhe joint. Këto objekte brenda programit kompjuterik përdoren për të përfaqësuar muret, soletat, kolonat, traret dhe objekte të tjerë fizikë. Sistemet konstruktive përfaqësohen nga një rrjet tre dimensional. Sisteme reale tepër komplekse mund të përfaqësohen me modele matematikore më të thjeshtuara. Duke përdorur metoden e llogaritjes me elementë të fundëm merren rezultate shumë të sakta në lidhje me focat e jashtme dhe ato të brëndshme. Rezultatet përfaqësojnë edhe sjelljen në përdredhje ose atë jashtë-planit.

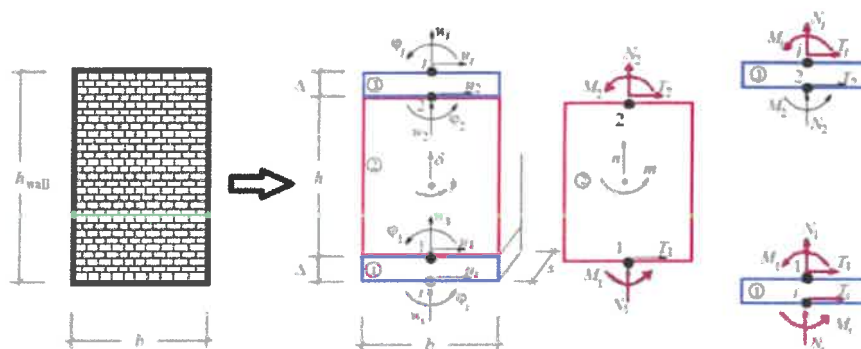


Figura 11. Modeli matematik makro i përdorur nga programi kompjuterik 3muri [Gambrotta L. et.al., 1996]

Modeli i strukturës, EN 1998-1, duhet të përfaqësojë shpërndarjen e shtangësisë dhe masës në mënyrë të tillë që të merren në konsideratë të gjitha deformimet dhe forcat e inercisë me vlera domethënëse, që lindin gjatë veprimit sizmik. Në rastin e analizave jo-lineare, modeli duhet të paraqesë në mënyrë të përshtatshme edhe shpërndarjen e rezistencave (aftësi mbajtëse të elementëve strukturorë). Modeli duhet të marrë gjithashtu në konsideratë edhe ndikimin e nyjeve tra-kolonë në reagimin e strukturës. Elementët jo-strukturorë që mund të influencojnë reagimin e elementëve parësorë sizmike të strukturës, duhet të paraqiten dhe trajtohen me kujdes. Në përgjithësi, struktura mund të konceptohet e përbërë nga një numër i caktuar sistemesh rezistues ndaj ngarkesave peshë dhe forcave anësore, të lidhur midis tyre nga diafragma horizontale. Në rastet kur soleta mund të konsiderohet si diafragmë horizontale (një soletë konsiderohet si diafragmë atëherë kur pasi modelohet me shtangësinë reale të saj në plan, deformimet/ zhvendosjet horizontale që ajo pëson, nuk i kalojnë më shumë se në masën 10% ato të një diafragme ideale, lidhur me rastin e veprimit sizmik), masat dhe momentet e inercisë të çdo kati mund të përqëndrohen në qendrën e gravitetit të saj. Për strukturat e rregullta në plan, analiza mund të thjeshtohet duke përdorur dy modele planare, një për çdo drejtim (nuk është rasti i strukturës së projektuar). Në mungesë të një analize më të detajuar të plasaritjes së elementëve strukturorë, shtangësia e tyre lidhur me përkuljen dhe prerjen, duhet të merren të shumtën sa gjysma e shtangësisë referuar elementëve të pa plasaritjes. Përgjithësisht kjo vlerë, në parim varet edhe nga natyra dhe vlera e forcës aksiale



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Shtangësia e mureve mbushës që ndikojnë në mënyrë të theksuar në shtangësinë totale të strukturës, duhet të merret në konsideratë në model. Deformueshmëria e themeleve duhet të merret në konsideratë në model. Masat në strukturë dhe të hedhura në model, duhet të përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4. Rekomandohet të merret në konsideratë edhe jashtëqendërsia aksidentale $e_{ai} = \pm 0.05L_i$ (është marrë në konsideratë.)

Struktura ekzistuese është modeluar në programet kompjuterike Etabs2018. Për elementët e godinës, karakteristikat fiziko-mekanike të materialeve janë marrë sic u diskutua në kapiullin e mësipërm.

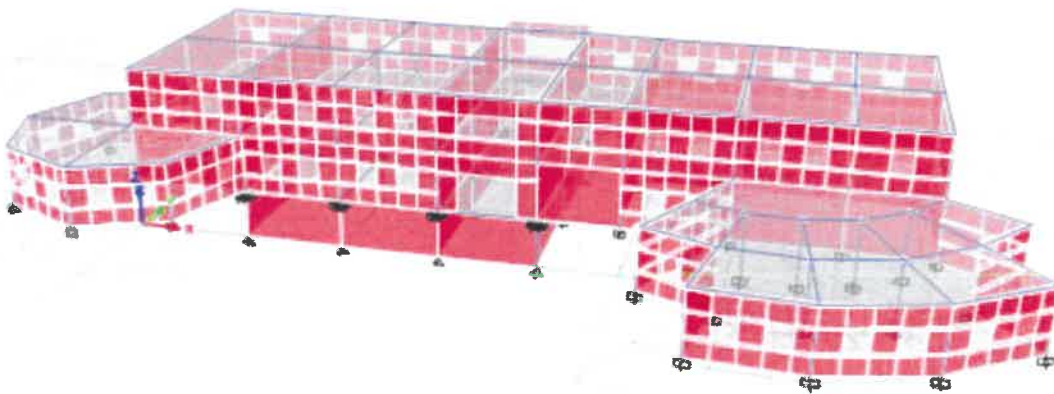


Figura 12: Pamje 3d e modelit të godinës fasada e perparme

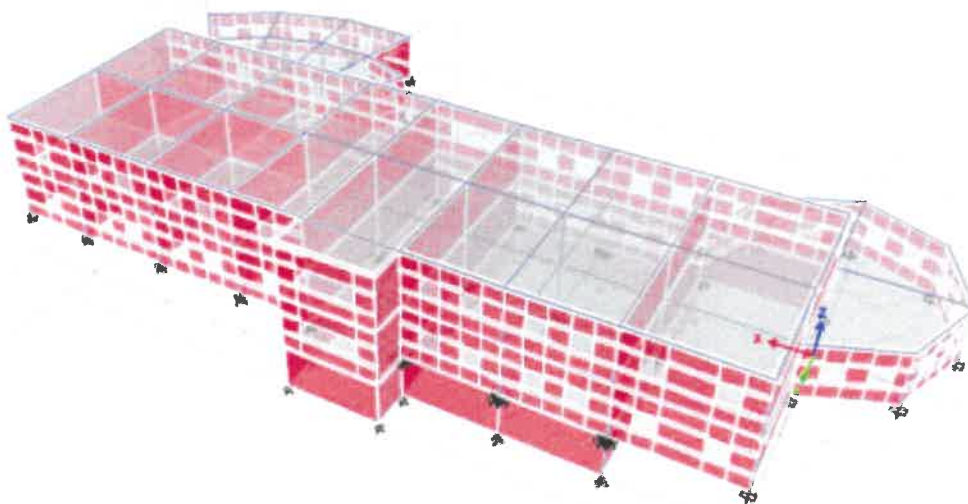


Figura 13. Pamje 2d e modelit të godinës fasada e mbrapme



3.1 Analiza modale e strukturës

Modeli i është nështruar fillimisht analizës modale. Pasi është modeluar objekti fillimisht i është nështruar analizës modale, për të bërë verifikimet paraprake mbi rregullsinë struktore dhe lëkundjet e vibrimet vetjake të strukturës. Me anë të programit llogaritës, analiza modale e strukturës mund të realizohet lehtësisht për objekte me shumë shkallë lirie. Ekuacioni bazë i dinamikës për një sistem me shumë shkallë lirie dinamike është si më poshtë:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

Ku:

$[M]$ – matrica e masës $[C]$ – matrica e shuarjes

$[F]$ – Vektori I forcës në cdo kat $\{I\}$ – vektori i zhvendosjes së ndërkatit (masës) kur aplikohet një forcë njësi sipas secilit kat \ddot{u}_g – nxitimi I truallit

Duke marrë një vektor sipas formës së lëkundjeve $\{\phi\}$, I cili nuk varet nga koha, dhe duke pranuar një vektor relativ zhvendosjeje U , për sistemin me shumë shkallë lirie mund të shkruajmë:

$$U = \{\phi\}u_t$$

Ku u_t është zhvendosja në katin e fundit ekuacioni diferencial dinamik bazë mund të rishkruhet:

$$[M]\{\phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\phi\}\dot{u}_t + [K]\{\phi\}u_t = -[M]\{I\}\ddot{u}_g$$

Për të përcaktuar matricën modale të lëkundjeve të lira $\{\phi\}$, fillimisht për objektin bëhet një analizë modale për lëkundje të lira të strukturës. Kjo bëhet për të përcaktuar frekuencën natyrale të lëkundjeve ω_i për cdo mod të lëkundjeve, dhe forma e lëkundjeve $\{\phi\}_i$.

Ekuacioni i cili përdoret për të llogaritur $\{\phi\}_i$ është:

$$([k] - \omega_i^2[m]) * \{\phi\}_i = 0$$

Kurse për frekuencat natyrale të lëkundjeve ω_i për secilin mod:

$$\det|[k] - \omega_i^2[m]| = 0$$

Në figurat e mëposhtme janë dhënë modelet 3-dimensionale për 3 format e para të lëkundjeve të objektit. Vihet re se modi i dytë i lëkundjeve ka prezencë të vogël të përdredhjes dhe përkuljes. Kjo vjen nga fakti se sic u theksua dhe më herët materialet e përdorura lënë për të dëshiruar, dhe gjithashtu kanë degradim. Gjithashtu pjesët 1-katëshe, të cilat nuk janë të ndara me fugë sizmike i nënshtohen fenomenit të përdredhjes. Perioda e lëkundjeve është më e më e ulët se ato me rama me skelet betonarme. Perioda e pritshme e godinave me muraturë mbajtëse sipas EC-8 është $T=0.045*n_{kateve} = 0.18s$, kurse betonarme $T=0.1*n_{kateve} = 0.4s$



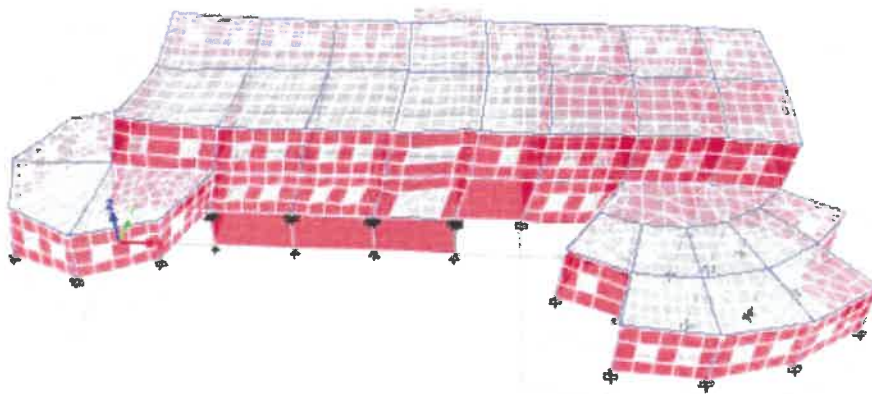


Figura 14. Modi i parë i lëkundjeve

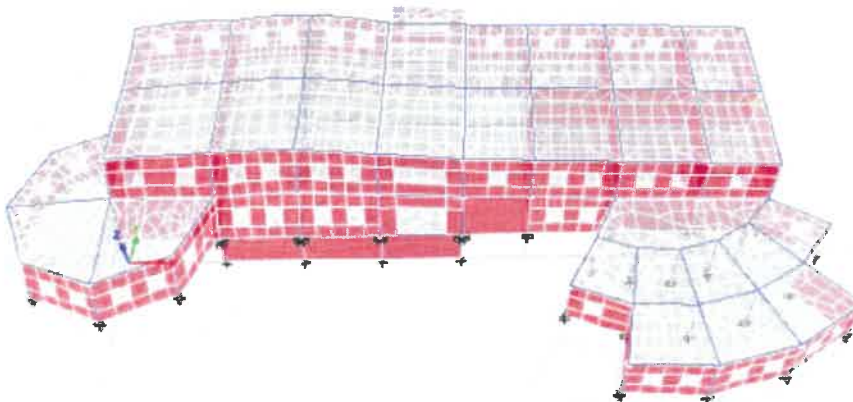


Figura 15. Modi i dytë i lëkundjeve

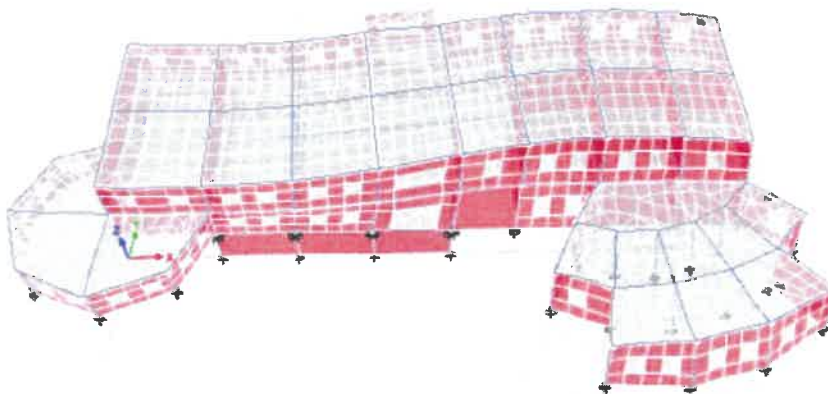


Figura 16. Modi i tretë i lëkundjeve



[Handwritten signature]

Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Analiza	Modi	Perioda	Frekuenca	Frekeunca rrethore	Frekuenca ciklike katrore
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.1475	6.779661017	21.28813559	453.184717
Modal	2	0.13821	7.235142119	22.71834625	516.1232565
Modal	3	0.11535	8.66873065	27.21981424	740.9182873
Modal	4	0.08714	11.47540984	36.03278689	1298.361731
Modal	5	0.08321	12.01716738	37.73390558	1423.84763
Modal	6	0.07929	12.61261261	39.6036036	1568.445418
Modal	7	0.04393	22.76422764	71.4796748	5109.343909
Modal	8	0.03964	25.22522523	79.20720721	6273.781674
Modal	9	0.03607	27.72277228	87.04950495	7577.616312
Modal	10	0.03036	32.94117647	103.4352941	10698.86007
Modal	11	0.02321	43.07692308	135.2615385	18295.68379
Modal	12	0.01929	51.85185185	162.8148148	26508.66392

Tabela 2: Të dhënat bazë të analizës modale të strukturës

Modi	Perioda	UX	UY	UZ	$\sum U_x$	$\sum U_y$	$\sum U_z$
	sec						
1	0.1475	0.0088	0.7484	0	0.0088	0.7484	0
2	0.13821	0.7875	0.0213	0	0.7963	0.7697	0
3	0.11535	0.0579	0.0462	0	0.8542	0.8159	0
4	0.08714	0.024	0.0322	0	0.8782	0.8481	0
5	0.08321	0.0077	0.073	0	0.886	0.9211	0
6	0.07929	0.0054	0.0234	0	0.8914	0.9445	0
7	0.04393	0.0414	0.0039	0	0.9328	0.9484	0



[Handwritten signature]

Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

8	0.03964	0.004	0.0076	0	0.9368	0.956	0
9	0.03607	0.0288	0.0011	0	0.9656	0.9571	0
10	0.03036	0.0005	2.702E-05	0	0.9661	0.9571	0
11	0.02321	0.0001	0.0039	0	0.9662	0.961	0
12	0.01929	0.0007	0.006	0	0.9669	0.9671	0

Tabela 3: Raportet modale të masës pjesëmarrëse për secilin mod pjesa e parë

Modi	Perioda	RX	RY	RZ	ΣR_x	ΣR_y	ΣR_z
	sec						
1	0.1475	0.0161	0.4942	0.0019	0.0161	0.4942	0.0019
2	0.13821	0.3992	0.0192	0.0857	0.4153	0.5133	0.0877
3	0.11535	0.0993	0.0001	0.4114	0.5146	0.5134	0.499
4	0.08714	0.0038	0.0041	0.0001	0.5184	0.5176	0.4992
5	0.08321	0.0003	0.0032	0.0007	0.5186	0.5208	0.4999
6	0.07929	0.0023	0.0003	0.1354	0.5209	0.5211	0.6352
7	0.04393	0.0088	2.739E-05	0.0327	0.5298	0.5211	0.6679
8	0.03964	0.0002	0.0387	0.0227	0.53	0.5598	0.6906
9	0.03607	0.0336	4.785E-05	0.0039	0.5636	0.5599	0.6944
10	0.03036	2.866E-05	0.0051	0.0035	0.5636	0.5649	0.698
11	0.02321	0.0024	0.0077	0.003	0.5661	0.5727	0.7009
12	0.01929	0.0004	0.0019	0.0054	0.5664	0.5745	0.7063

Tabela 4: Raportet modale të masës pjesëmarrëse për secilin mod pjesa e dytë

Mode	Period	UX	UY	UZ	RX	RY	RZ	Masa modale	Ngurtësia modale



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

	sec	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m	kN-m-s ²	kN-m
1	0.1475	-3.3E-05	6E-06	0	- 0.013117	-0.072665	0.02632	1E-06	0.04221
2	0.13821	-6E-06	-2.9E-05	0	0.065311	-0.014316	0.174618	1E-06	0.04568
3	0.11535	-2.108E- 07	-1.5E-05	0	0.032571	-0.000985	-0.382562	1E-06	0.05782
4	0.08714	-2E-06	-7E-06	0	0.006346	-0.006642	-0.006631	1E-06	0.08952
5	0.08321	-4E-06	2E-06	0	-0.00164	-0.005862	-0.015544	1E-06	0.09067
6	0.07929	-9E-06	1E-06	0	0.004969	0.001838	-0.219438	1E-06	0.11047
7	0.04393	2.022E- 07	-2.319E- 07	0	0.009722	-0.000541	0.107804	1E-06	0.12235
8	0.03964	7E-06	3.805E- 07	0	- 0.001556	-0.020336	-0.08984	1E-06	0.13678
9	0.03607	1E-06	7E-06	0	0.018948	-0.000715	-0.037137	1E-06	0.14988
10	0.03036	4E-06	4E-06	0	0.000553	-0.007347	0.03553	1E-06	0.1526
11	0.02321	-2E-06	3.588E- 07	0	- 0.005114	-0.009095	-0.032406	1E-06	0.16698
12	0.01929	2E-06	-4E-06	0	0.001995	-0.00445	0.043691	1E-06	0.17924

Tabela 5: Faktorët modalë të pjesëmarrjes

Analiza	Përbërsja sipas	Drejtimi	Statike	Dinamike
			%	%
Modal	Nxitimit	UX	98.43	82.55
Modal	Nxitimit	UY	98.11	80.5
Modal	Nxitimit	UZ	0	0

Tabela 6: Raportet e Pjesëmarrjes për Ngarkesën Modale



[Handwritten signature in blue ink]

4. Ngarkesat e vendosura dhe kombinimet e tyre

Modeli është ngarkuar me ngarkesat llogaritese dhe koeficientet perkatte sipas EC-1.

Ngarkesat e përhershme janë si më poshtë:

-soleta 15cm $g_s=320 \text{ daN/cm}^2$

-pallakat dhe shtresat për nivelim $g_{sh}= 170 \text{ daN/cm}^2$

-ngarkesa e përhershme $g = 500 \text{ daN/cm}^2$

Ngarkesat e përkohshme:

-ngarkesa e përkohshme për ambiente shërbimi $p = 200 \text{ daN/cm}^2$

-ngarkesa e përkohshme për catinë $p = 200 \text{ daN/cm}^2$

-ngarkesa e përkohshme për shkallët dhe ambientet konsol $p = 500 \text{ daN/cm}^2$

Ngarkesat sizmike:

-Nxitimi maksimal i truallit për kushtin e mos-shembjes: $ag=0.259g$

-Nxitimi maksimal i truallit për kushtin e dëmtimeve të kufizuara: $ag=0.119g$

-Kategoria e truallit: D -Koef i shuarjes $\zeta=5\%$

-Koef rëndësisë $kr=1.2$ -Spektri Tipi I

Ngarkesat janë kombinuar sipas EC-8. Kombinimet e tyre dhe koeficientet perkatës janë përmbledhur në tabelat e mëposhtme:

Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike
	g	p	s
DCon1	1	-	-
DCon2	1.35	1.5	-
DCon3	1	0.3	1
DCon4	1	0.3	-1
DCon5	1	-	1
DCon6	1	-	-1

Tabela 7: Kombinimet e ngarkesave për trarët

Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike
	g	p	s
DCon1	1.35	-	-
DCon2	1.35	1.5	-



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

DCon3	1	0.3	1
DCon4	1	0.3	-1
DCon5	1	-	1
DCon6	1	-	-1

Tabela 8: Kombinimet e ngarkesave për soletat dhe muraturën

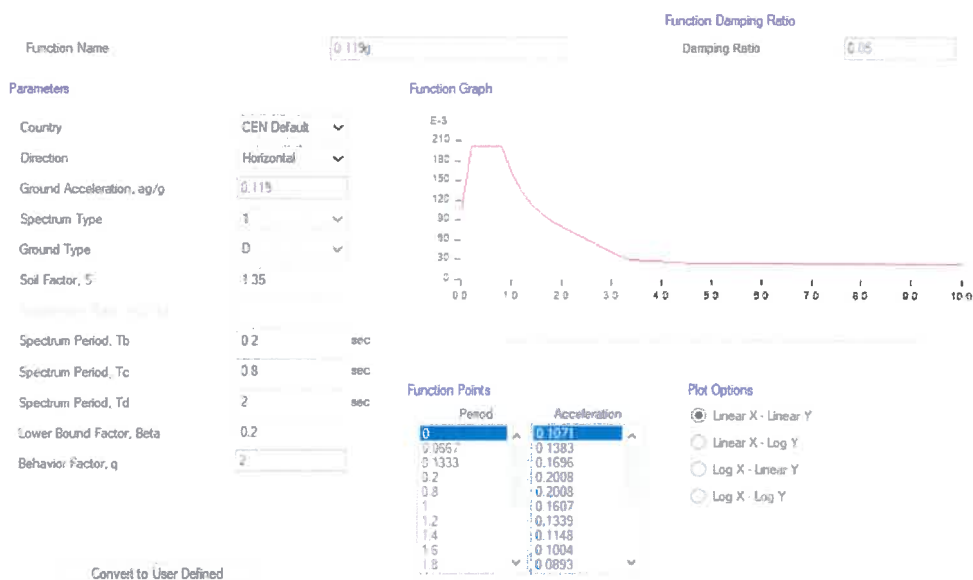


Figura 17: Parametrat e spektrit të tërmetit për kushtin e dëmtimeve të kufizuara

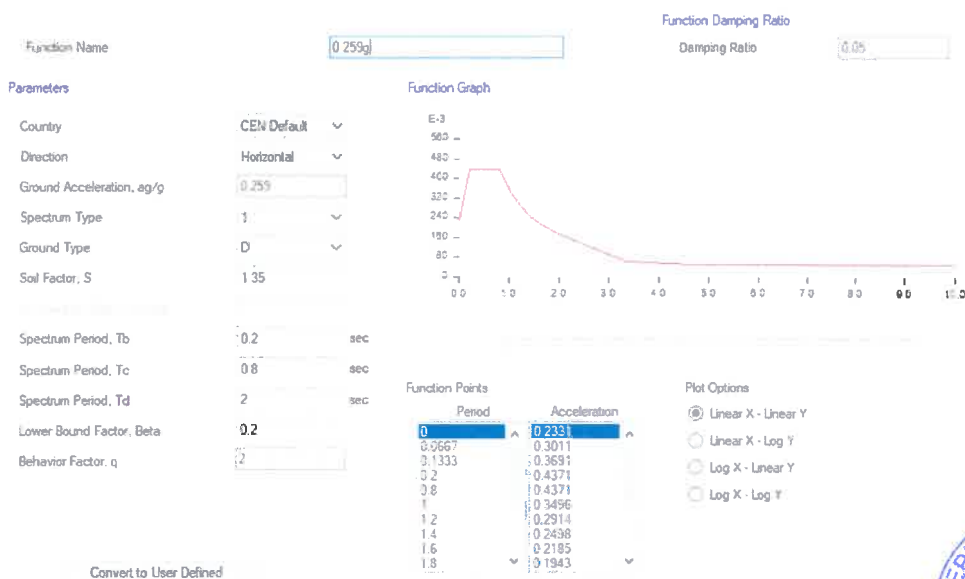


Figura 18: Parametrat e spektrit të tërmetit për kushtin e mos-shembjes



5. Analizat dhe llojet e tyre

Analizat mund të jenë lineare ose jo-lineare. Të gjitha analizat mund të jenë lineare dhe vetëm analizat statike dhe analizat që paraqiten në funksion të kohës mund të jenë jo-lineare. Ndryshimi midis këtyre analizave është shumë i rëndësishëm. Gjatë analizës lineare, ajo fillon me strukturë në gjendje të pasforcuar (ajo nuk përmban ngarkesa nga analiza të tjera të kryera më parë, megjithëse mund të përdorë ngurtësinë pas një analize të para-kryer jo-lineare). Karakteristikat e strukturës si rezistenca, ngurtësia, shuarja, etj., qëndrojnë konstante. Të gjitha zhvendosjet, sforcimet, reaksionet, etj., janë në përpjestim të drejtë me amplitudën e ngarkesave të aplikuara - rezultatet e analizave të ndryshme lineare mund të superpozohen.

Gjatë analizës jo-lineare, karakteristikat e strukturës ndryshojnë në lidhje me kohën, deformimin, dhe ngarkimin. Shkalla e jo-linearitetit varet nga karakteristikat e elementëve strukturorë dhe jo- strukturorë të vendosur në model, nga ngarkesat dhe mënyra e ngarkimit si dhe parametrat e specifikuar për analizën. Analiza mund të vazhdojë nga faza finale e një analize jo-lineare të kryer më parë, pra ndodhet nën veprimin e ngarkesave, sforcimeve, ka deformimet etj., të analizës së parë. Për shkak të mundësisë së ndryshimit të karakteristikave të strukturës dhe të mundësisë së ekzistencës së kushteve fillestare jo-zero, përgjigja e strukturës mund të mos jetë proporcionale (përpjestimore) me ngarkimin. Për këtë arsye rezultatet e analizave të ndryshme jo-lineare nuk mund të superpozohen.

Analizat lineare me të “zakonshme” janë:

- analiza statike (*static analysis*)
- analiza modale (*modal analysis*)
- analiza spektrale (*response spectrum analysis*)
- analizat e paraqitura si funksione kohore (*time – history analysis*)
- analizat e ngarkesave të levizëshme (*moving load analysis*), etj..

Analizat jo-lineare me të “zakonshme” janë:

- Analizat statike jo-lineare (*nonlinear static analysis*)
- Analizat spektrale jo-lineare (*nonlinear spectrum based analysis*)
- Analizat jo-lineare të paraqitura si funksione kohore (*nonlinear time-history analysis*)

5.1 Analizat statike dhe dinamike të objektit dhe rezultatet e tyre

Në llogaritjen që do bëhet me ngarkim për strukturën, sic u tha më lart, do të bëhet analiza jo-lineare statike dhe ajo dinamike. Analiza statike me kombinimet e mësipërme është përsërtitur sipas kombinimeve për soletat, trarët betonarme dhe muret betonarme. Për secilin nga këto elementë kombinimet që japin vlerat ekstremale për sforcimet dhe forcat e brëndshme që do përdoren më tej për të dhënë konkluzione mbi gjëndjen e sforcuar të elementëve në strukturë. Më poshtë do të jepen llogaritjet e kryera për secilin prej elementëve si soleta, mure dhe ramat trarë.

Zhvendosjet absolute dhe relative janë llogaritur duke konsideruar seksionet e plasarit të elementëve beton/arme, pa konsideruar ngurtësinë e muraturës mbushëse dhe duke konsideruar bashkëveprimin truall-strukturë (në rast të marrjes së nyjeve të ngurta do të vëreheshin zhvendosje më të reduktuara).



5.2 Rezultatet e analizave për soletat (elementët e ndërkatit)

Kombinimet e soletave janë të ndryshme ku aplikohen me rradhë forcat gravitacionale maksimale së bashku me ato të përkohshme, dhe më pas ato sizmike. Kryesisht kombinimi $1.35g + 1.5p$ jepet vlerat maksimale të sforcimeve dhe momenteve përkulëse për sa i përket soletave.

Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike
	g	p	s
DCon1	1.35	-	-
DCon2	1.35	1.5	-
DCon3	1	0.3	1
DCon4	1	0.3	-1
DCon5	1	-	1
DCon6	1	-	-1

Tabela 9: Kombinimet e ngarkesave për soletat

Kryesisht vlerat e faktorëve kanë një tejkalim të lehtë të vlerave të lejuara sidomos në soletën midis katit të dytë dhe të tretë, për ngarkimin dinamik $g+0.3p+s$ sipas drejtimit të shkurtër. Në këtë pjesë të soletës janë vënë re dhe dëme të lehta gjatë ekspertimit.

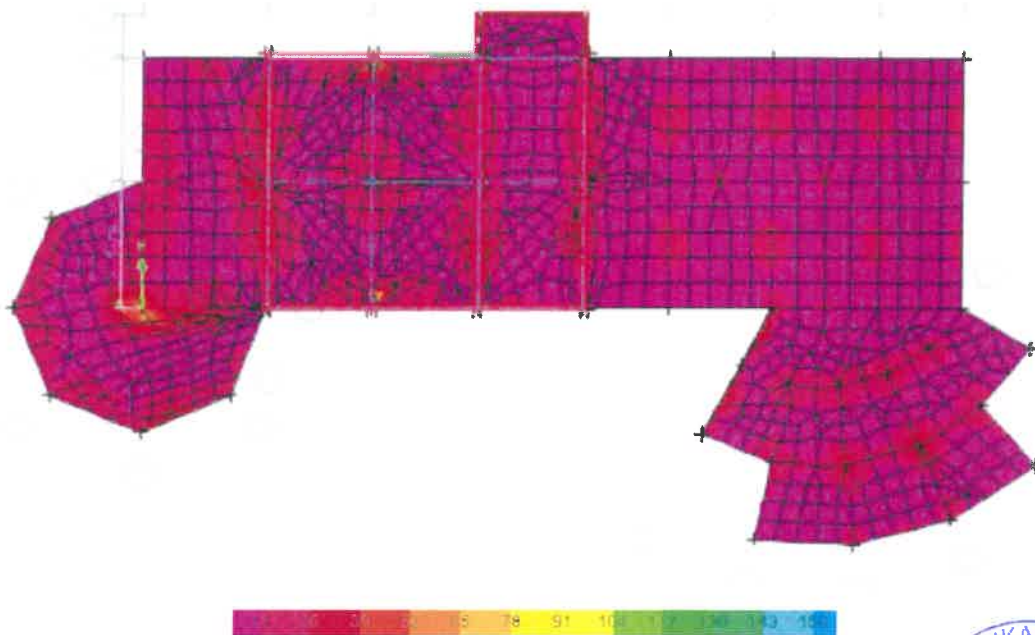


Figura 19: Momenti maksimal (kNm) për soletën e katit përdhe nga kombinimi sizmik



[Firmë]



Figura 20: Momenti maksimal (kNm) për soletën e katit parë nga kombinimi sizmik

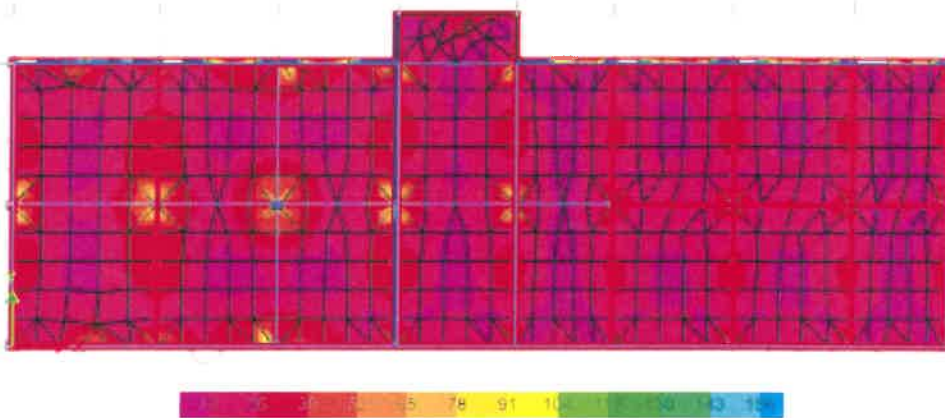


Figura 21: Momenti maksimal (kNm) për soletën e katit të dytë nga kombinimi sizmik

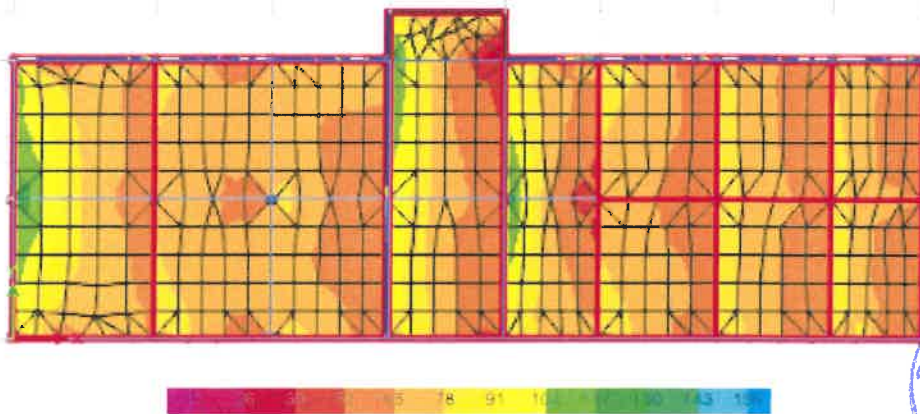


Figura 22: Forca prerëse maksimale (kNm) për soletën e katit të dytë nga kombinimi sizmik



A handwritten signature in blue ink, located at the bottom right of the page.



Figura 23: Forca prerëse maksimale (kNm) për soletën e katit të parë nga kombinimi sizmik

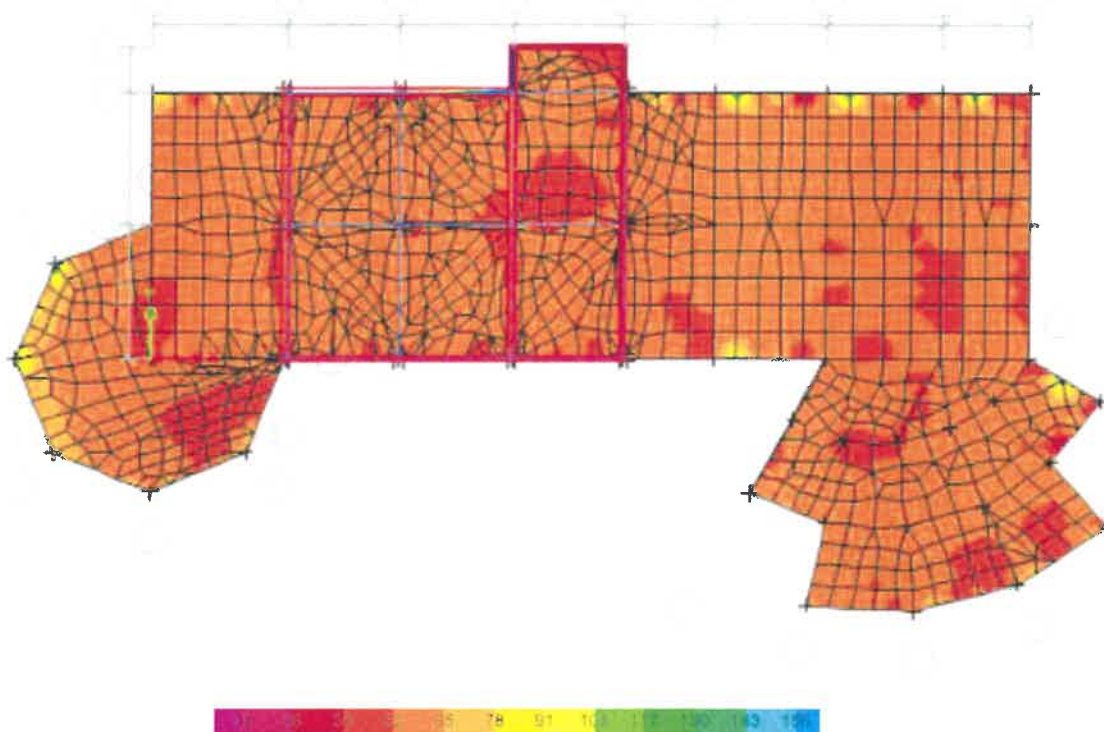


Figura 24: Forca prerëse maksimale (kNm) për soletën e katit përdhe nga kombinimi sizmik



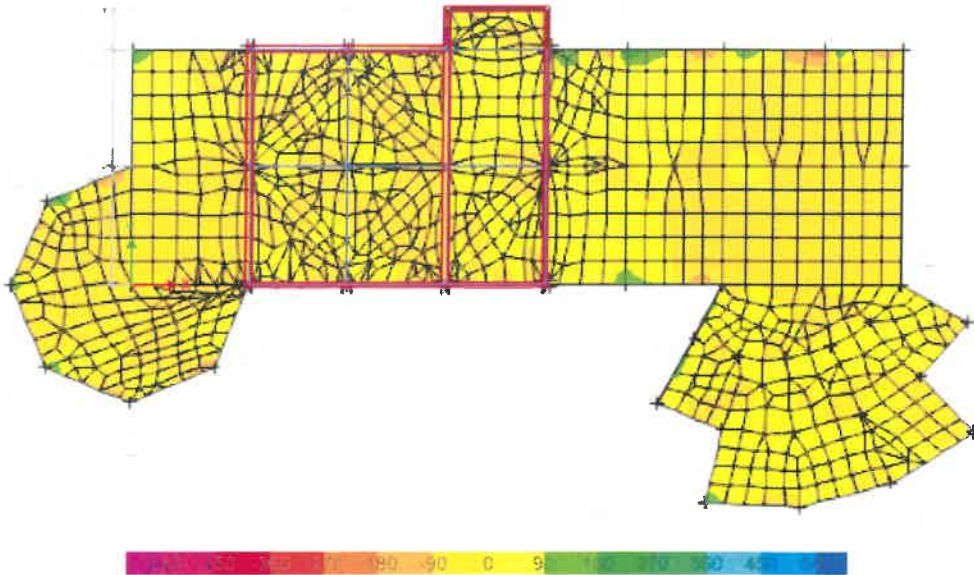


Figura 25: Sforcimet normale (kN/m²) për soletën e katit përdhe nga kombinimi sizmik

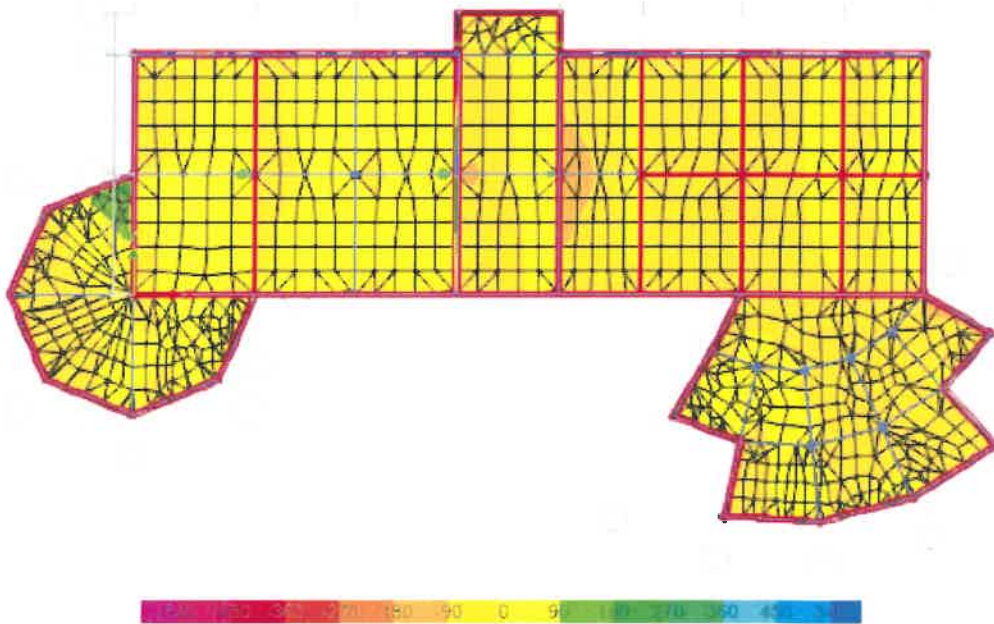


Figura 26: Sforcimet normale (kN/m²) për soletën e katit parë nga kombinimi sizmik

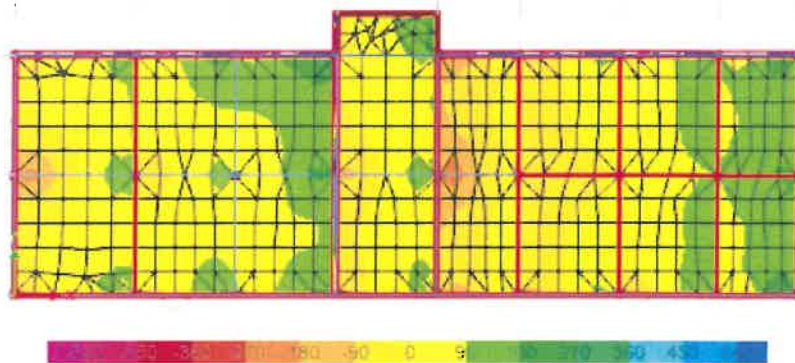


Figura 27: Sforcimet normale (kN/m²) për soletën e katit dytë nga kombinimi sizmik



[Handwritten signature]

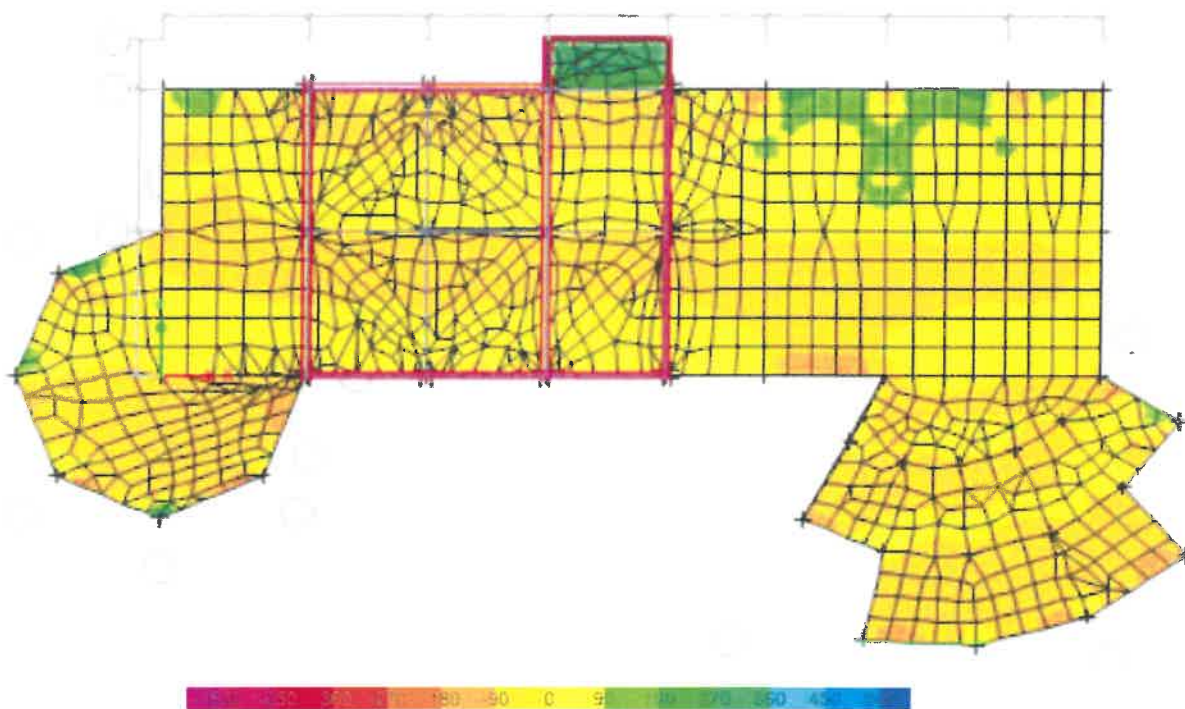


Figura 28: Sforcimet tangenciale (kN/m²) për soletën e katit përdhe nga kombinimi sizmik

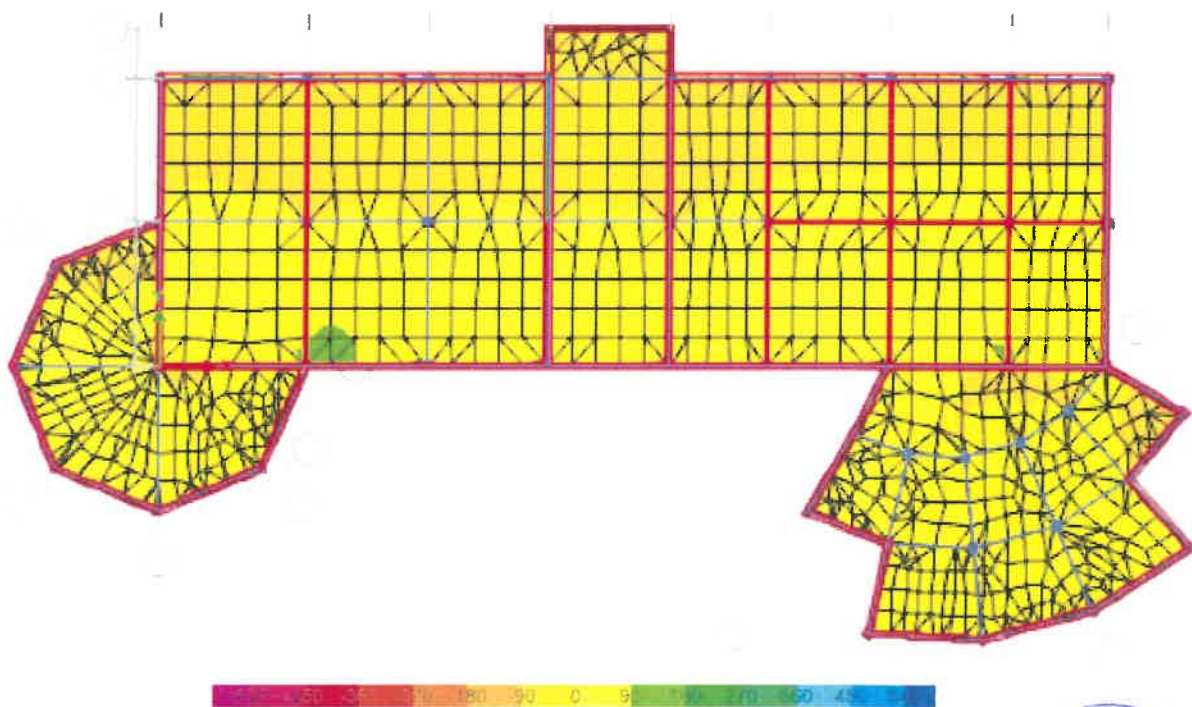


Figura 29: Sforcimet tangenciale (kN/m²) për soletën e katit të parë nga kombinimi sizmik



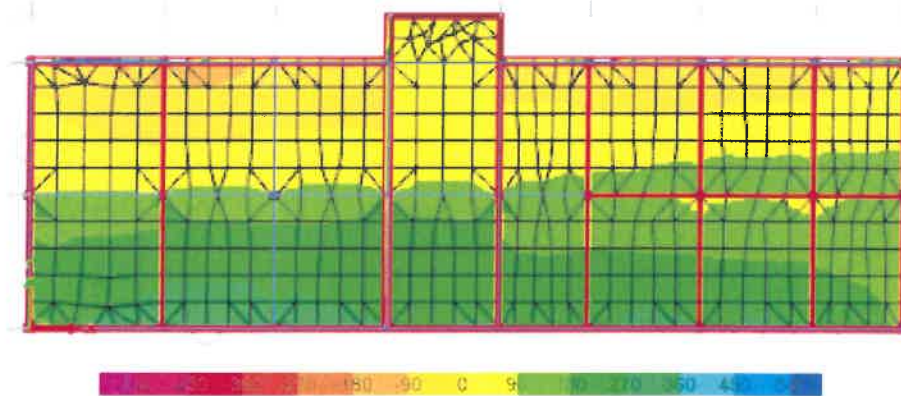


Figura 30: Sforcimet tangenciale (kN/m²) për soletën e katit dytë nga kombinimi sizmik

5.3 Rezultatet e analizave për muret (diafragmat)

Kombinimet e ngarkesave për muret mbajtëse janë të ngjashme me ato të soletave ku aplikohen me rradhë forcat gravitacionale maksimale së bashku me ato të përkohshme, dhe më pas ato sizmike. Kryesisht kombinimet sizmike japin vlerat maksimale të sforcimeve dhe momenteve përkulëse për sa i përket mureve ku prevalojnë kombinimet sipas drejtimit të shkurtër.

Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike
	g	p	s
DCon1	1.35	-	-
DCon2	1.35	1.5	-
DCon3	1	0.3	1
DCon4	1	0.3	-1
DCon5	1	-	1
DCon6	1	-	-1

Tabela 10: Kombinimet e ngarkesave për muret

Në rastin e mureve forcat e brëndshme sidomos forca prerëse e tejkalon vlerat e lejuara, kur konsiderojmë spektrin 0.25g. Pjesët më të dëmtuara sipas këtij simulimi, janë zonat midis pjesëve 1-katëshe me atë 2-katëshe ku ndihet efekti i përkuljes jashtë planit. Sic u theksua dhe më sipër, ngaqë sistemi tra-kolonë është i pamjaftueshëm, dhe gjithashtu ka lidhje jo të mirë me muraturën jo-mbajtëse, kjo e fundit merr ngarkesa shtesë, të cilat sjellin dëmtimet e saj. Edhe në dëmet ekzistuese vihet re që këto janë pjesët më të dëmtuara ku ka dhe shkëputje të mureve nga sistemi tra-kolonë dhe nga soletat e ndërkatit. Rekomandimet për



[Handwritten signature]

ndërhyrjet që duhet të bëhen do të jepen si kapitull i veçantë, por muratura ka nevojë për përforcim (këmishim beton-arme dhe tokretizim nga jashtë).

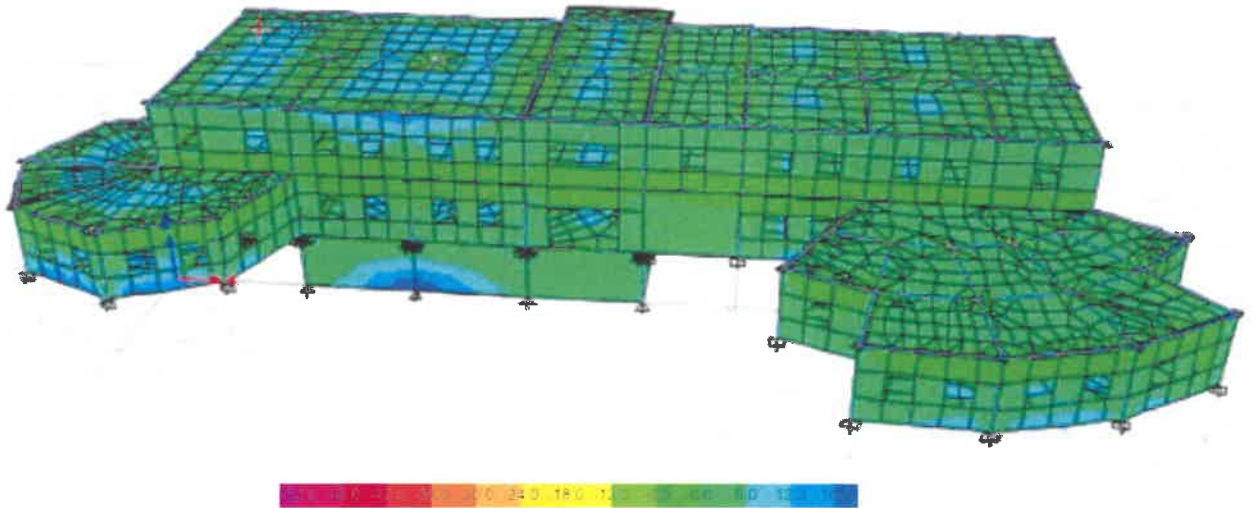


Figura 31: Momenti përkulës maksimal (kNm) kombinimi i tretë i ngarkesave

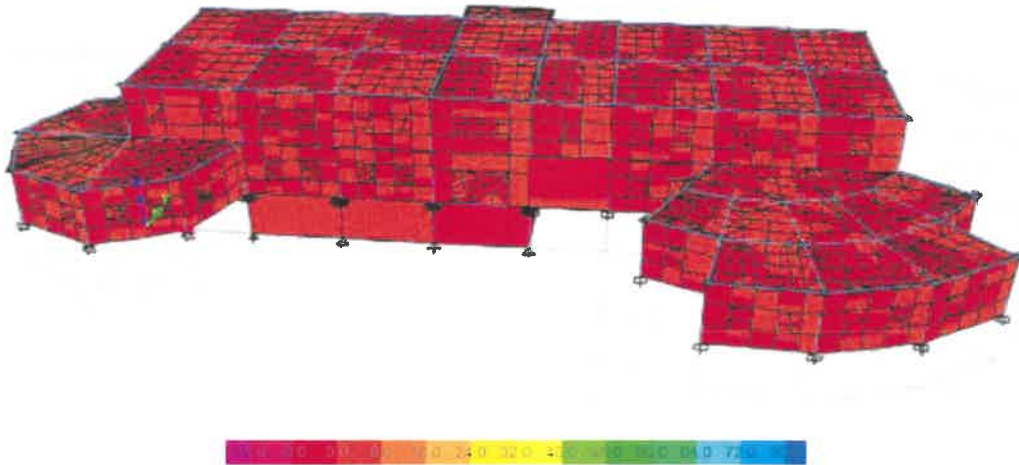


Figura 32: Forca prerëse maksimale (kN) kombinimi i tretë i ngarkesave

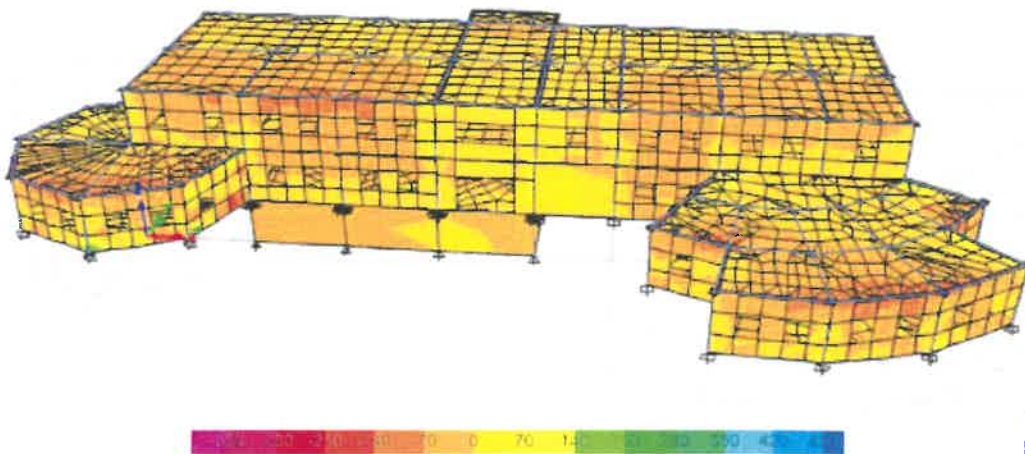


Figura 33: Sforcimet normale (kN/m^2) sipas x për kombinimin e tretë të ngarkesave



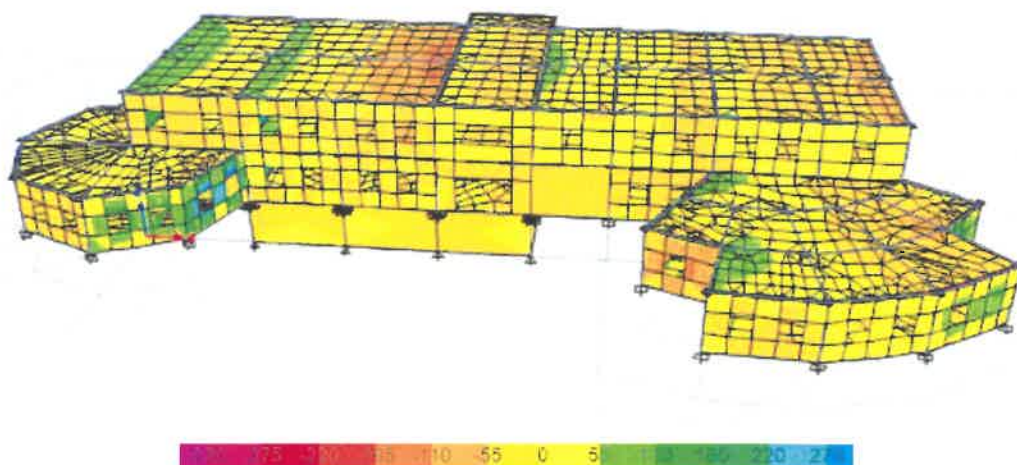


Figura 34: Sforcimet tangenciale maksimale (kN/m²) për komb e tretë të ngarkesave

5.4 Rezultatet e analizave për trarët, kolonat dhe themelet

Kombinimet e ramave janë të ndryshme ku aplikohen me rradhë forcat gravitacionale maksimale së bashku me ato të përkohshme, dhe më pas ato sizmike. Kryesisht kombinimi sizmik jep vlerat maksimale të sforcimeve dhe deformimeve sepse ndikon në rritjen e forcës prerëse në to, duke qënë se ato punojnë në përkulje me prerje nga vetë forcat gravitacionale.

Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike	Kombinimi	Ngarkesa e perhershme	Ngarkesa e përkohshme	Ngarkesa sizmike
	g	p	s		g	p	s
DCon1	1	-	-	DCon4	1	0.3	-1
DCon2	1.35	1.5	-	DCon5	1	-	1
DCon3	1	0.3	1	DCon6	1	-	-1

Tabela 11: Kombinimet e ngarkesave për ramat

Për sa i përket trarëve dhe kolonave përgjithsisht vlerat e sforcimeve janë të pranueshme dhe brenda limiteve të lejuara, por në disa pjesë vihen re tejkallime të tyre për spektrin 0.259g. Armimi i kolonave është shumë i thjeshtë dhe me shumë pak material celiku. Rama nuk krijon dot një skelet të mirëfilltë për objektin dhe si pasojë objekti mbingarkon muret jo-mbajtës. Në mënyrë indirekte kjo sjell dëmtimin e mureve nga forca e madhe që tejcohet në to. Për sa i përket themeleve vlerat dalin në kufi me ato të lejuara, por gjithsesi në projekt



rekomandohet të bëhet përforcimi i pjesshëm i tyre, duke qënë se këto elemente janë shumë i rëndësishëm strukturor, ndaj koeficientët e sigurisë për to janë dhe më të lartë.

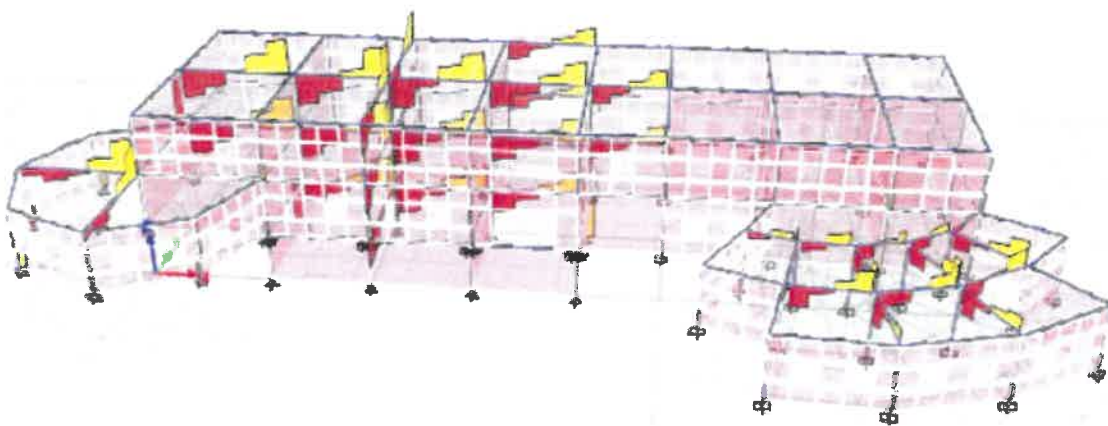


Figura 35. Forca prerëse në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmik

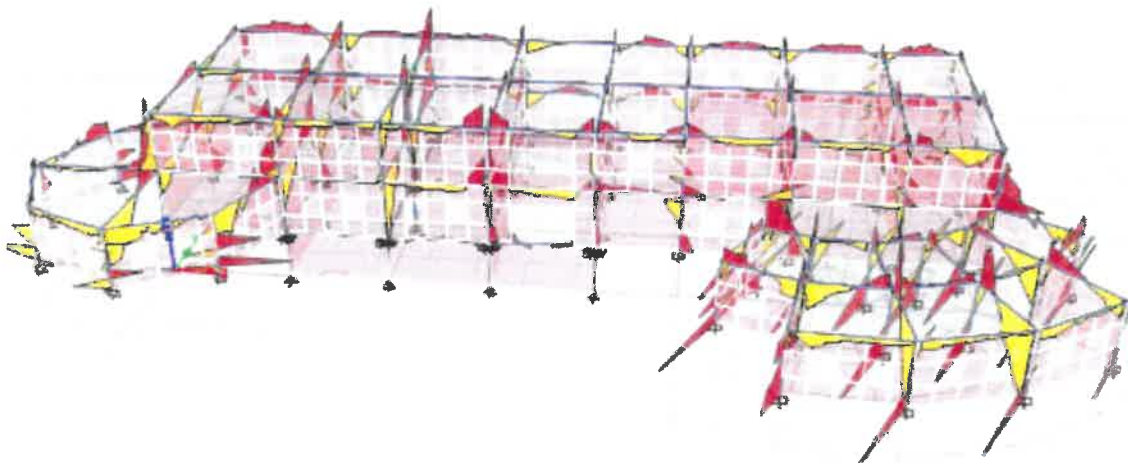


Figura 36. Momentet përkulëse në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmike

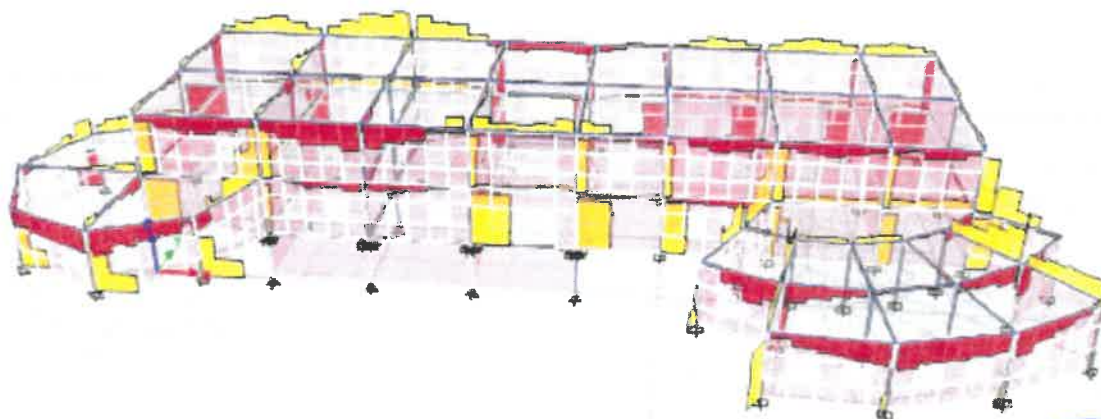


Figura 37. Forca normale në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmik



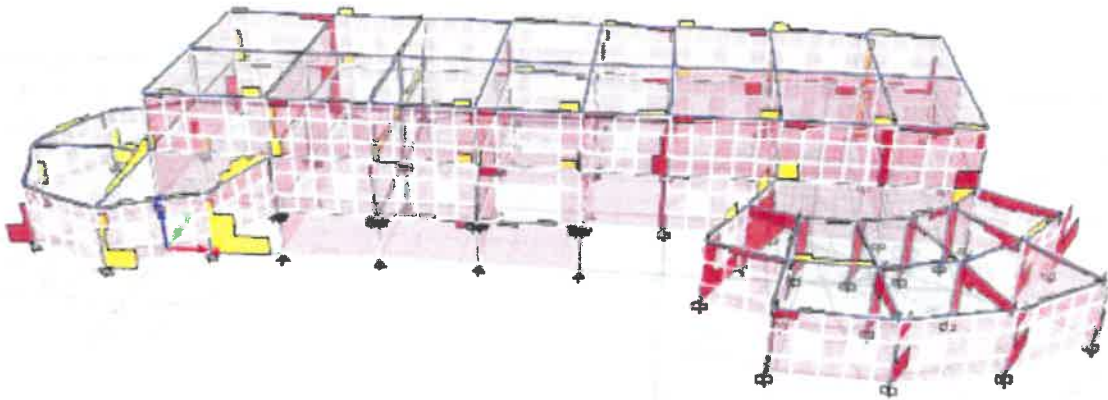


Figura 38. Forca prerëse në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmik

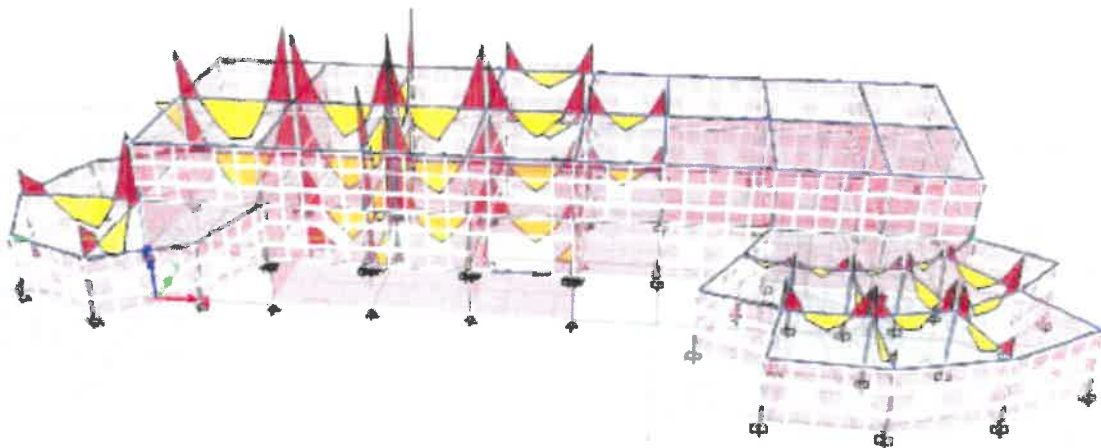


Figura 39. Momentet përkulëse në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmike

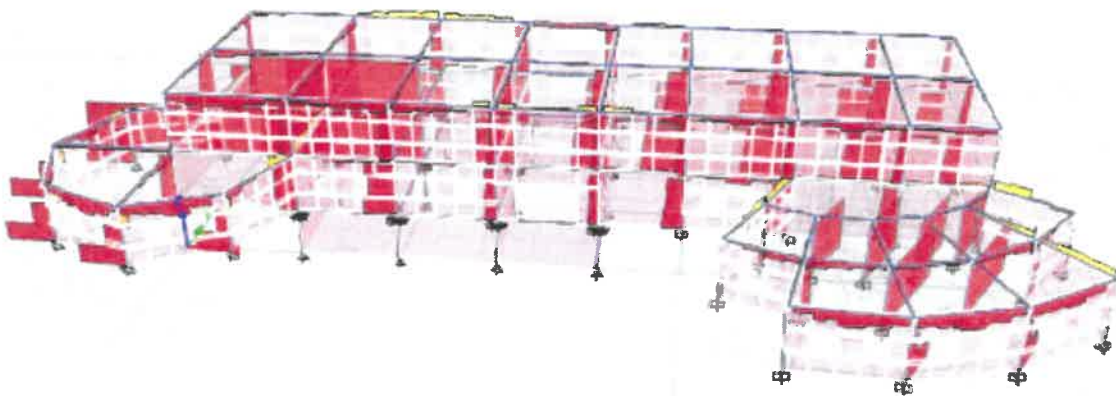


Figura 40. Forca normale në ramat tra-kolonë nga kombinimi sizmik

5.5 Rezultatet e analizave për zhvendosjet dhe deformimet e modelit kompjuterik



Relacion per rforcimin dhe rikonstruksin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

Zhvendosjet absolute dhe relative janë llogaritur duke konsideruar seksionet e plasaritur të elementëve beton/arme, dhe muraturë pa konsideruar ngurtësinë e muraturës mbushëse, pa konsideruar efektin shtërngues të mbushjes në katin nëntokë dhe duke konsideruar bashkëveprimin truall-strukturë (në rast të marrjes së nyjeve të ngurta do të vëreheshin zhvendosje më të reduktuara). Deformimet absolute të strukturës më poshtë do të paraqiten për secilin nga kombinimet e ngarkesave. Për secilin kat është dhënë deformimi në nivelin e soletës, për të dy drejtimet x dhe y. Zhvendosjet absolute dhe driftet për disa kombinime sidomos ato sizmike kalojnë vlerat e lejuara dhe nuk kënaqin kërkesat e EN1998-1.



Figura 41: Deformimi i strukturës nga kombinimi i parë i ngarkesave për muret

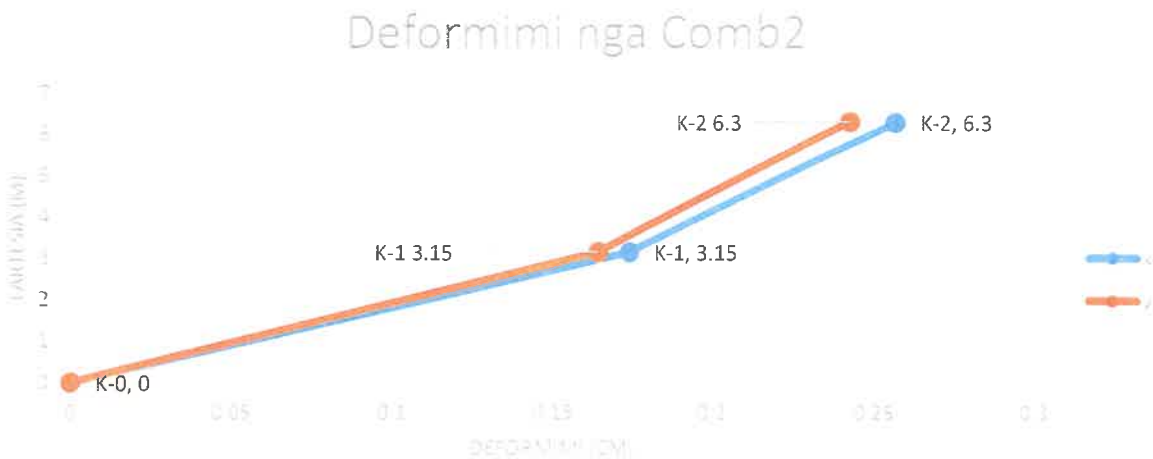


Figura 42: Deformimi i strukturës nga kombinimi i dytë i ngarkesave për muret



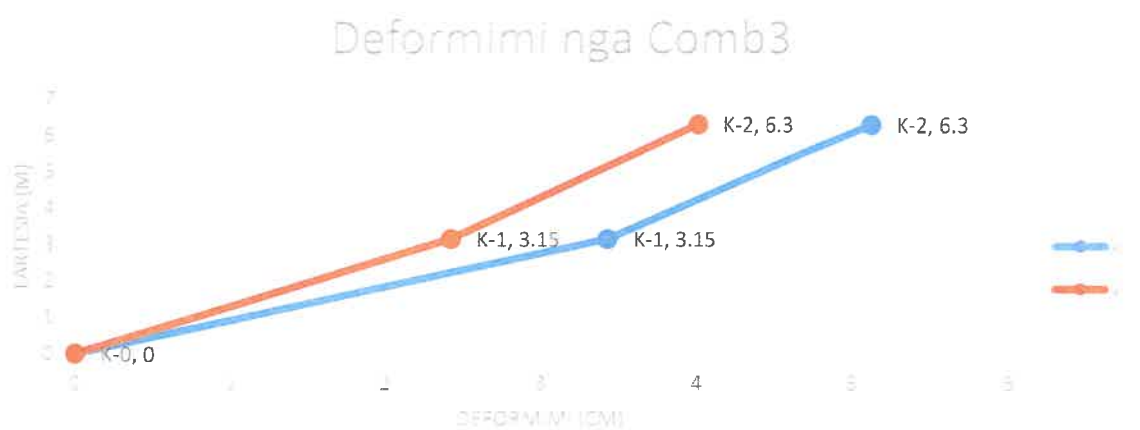


Figura 43: Deformimi i strukturës nga kombinimi i tretë i ngarkesave për muret

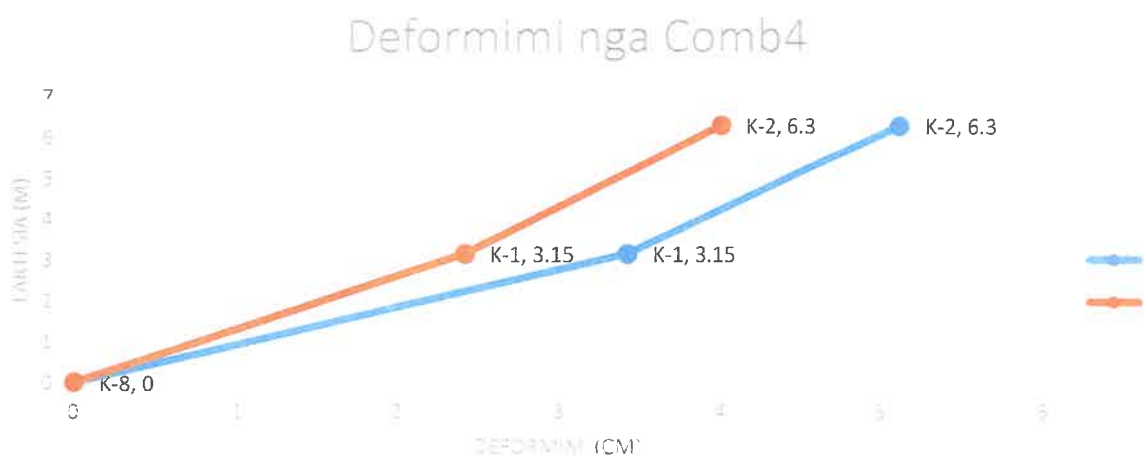


Figura 44: Deformimi i strukturës nga kombinimi i katërt i ngarkesave për muret



Figura 45: Deformimi i strukturës nga kombinimi i pestë i ngarkesave për muret



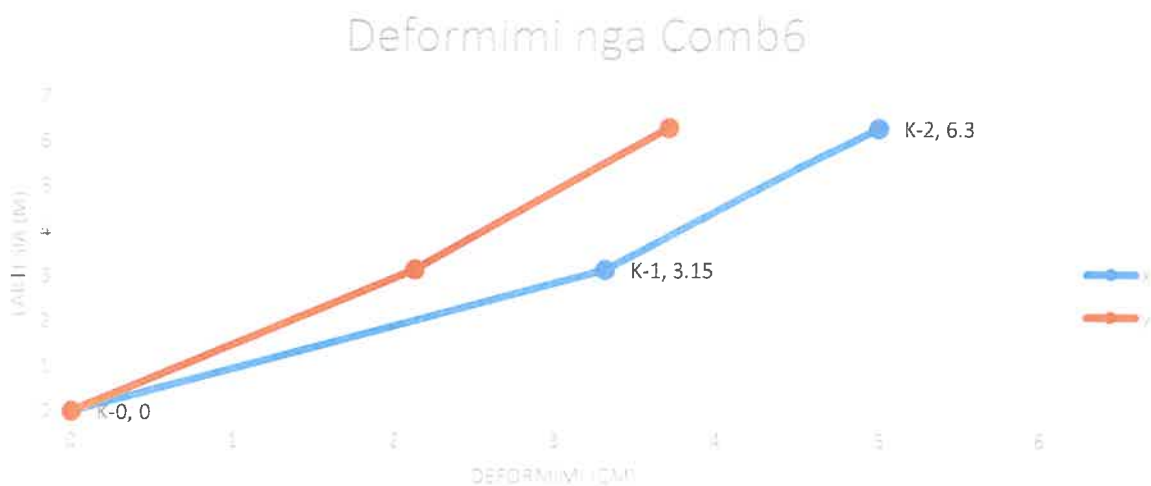


Figura 46: Deformimi i strukturës nga kombinimi i gjashtë i ngarkesave për muret

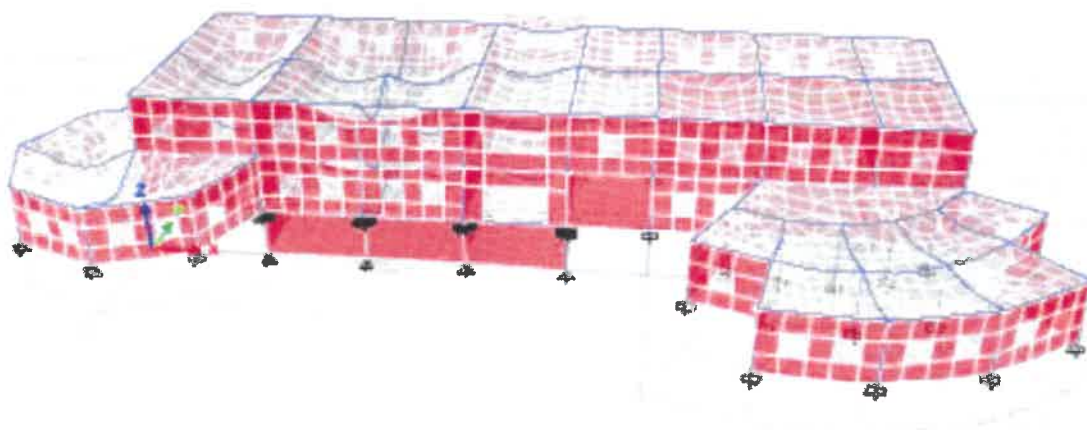


Figura 47: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i parë i ngarkesave për muret

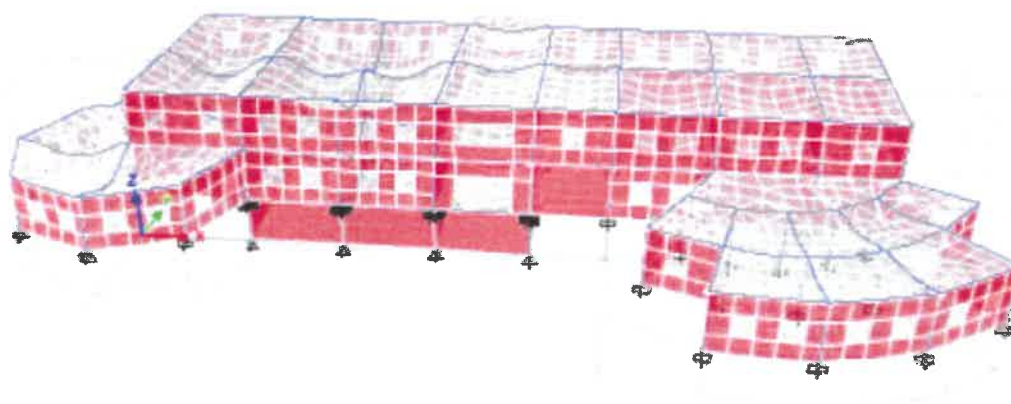


Figura 48: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i dytë i ngarkesave për muret



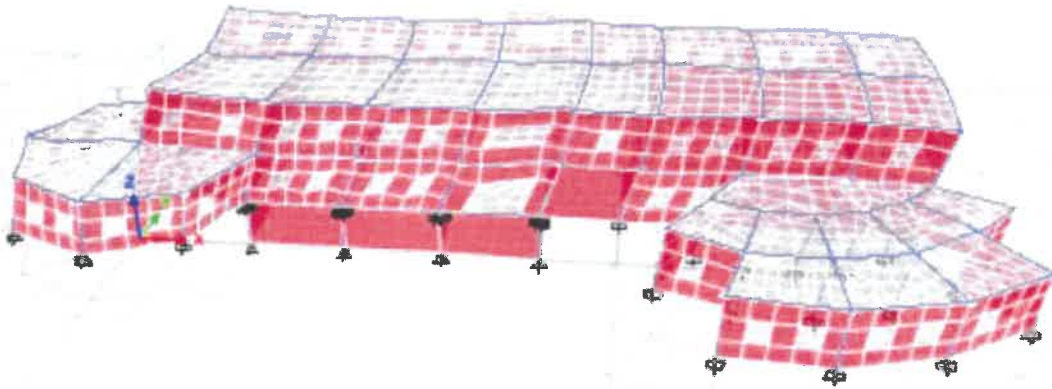


Figura 49: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i tretë i ngarkesave për muret

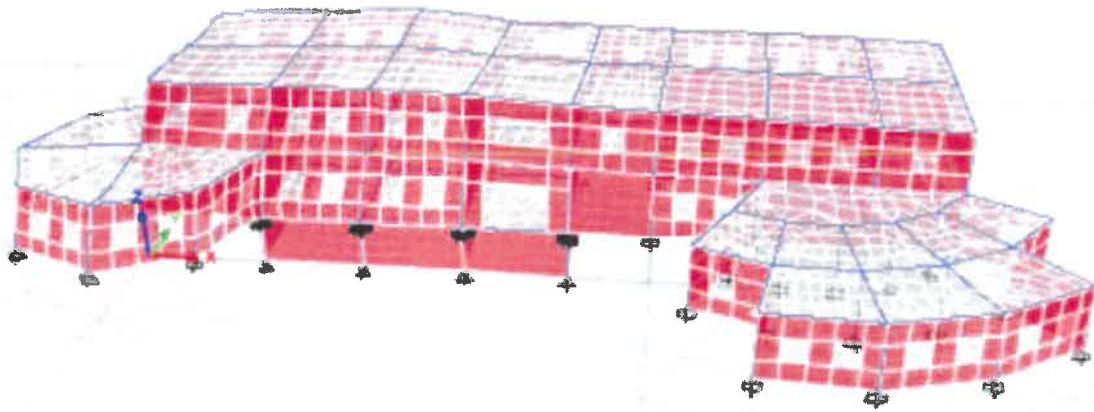


Figura 50: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i katërt i ngarkesave për muret

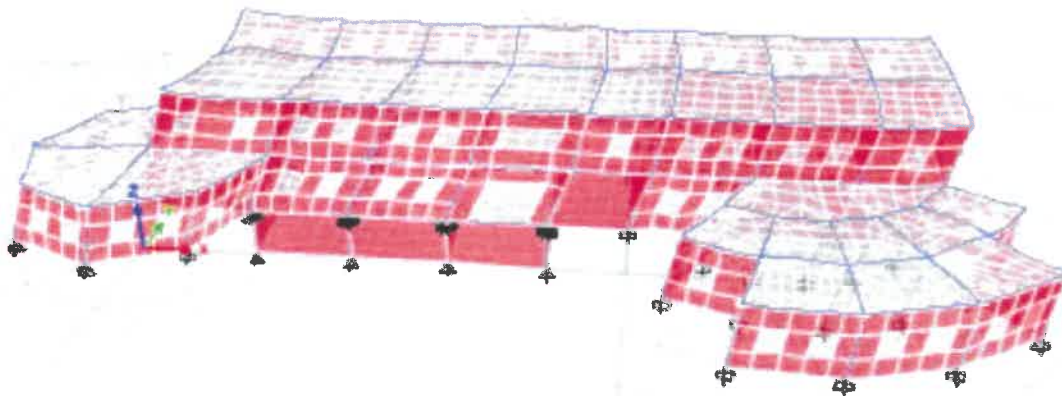


Figura 51: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i pestë i ngarkesave për muret



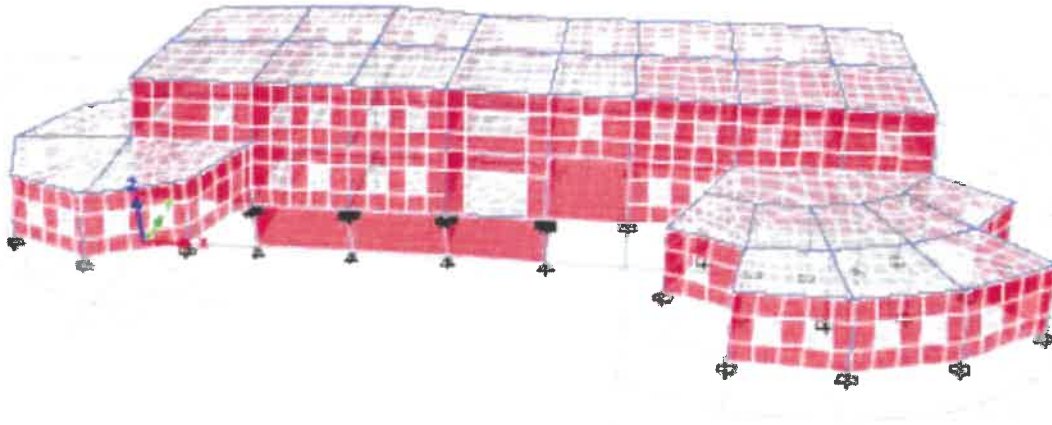


Figura 52: Deformimi i strukturës 3D nga kombinimi i gjashtë i ngarkesave për muret

6. Analiza pushover, spektrale dhe vlerëmi i performancës së objektit

Metoda që përdoret për vlerësimin e kapacitetit strukturor të ndërtesës është ajo e analizës Push-Over, e cila është një analizë e tipit Nonlinear Static. Në këtë analizë të dhënat për veprimin seizmik merren duke i dhënë strukturës një zhvendosje të njohur një pikë të caktuar. Kjo zhvendosje aplikohet në mënyrë të njëtrajtshme ku reagimi i strukturës monitorohet në mënyrë të vazhdueshme duke krijuar kurbën e kapacitetit strukturor deri në momentin e krijimit të cernierave plastike në trarë dhe kolona. Duke krahasuar rezultatet e zhvendosjeve të marra nga analiza Response Spectrum (veprimi seizmik dhe ngarkesat vertikale) dhe ajo Push-Over (kapaciteti i strukturës), bëhet vlerësimi i gjendjes së ndërtesës dhe aftësisë së saj për të përmbushur kushtet e sigurisë dhe shërbimit. Më poshtë po japim rezultatet e analizës pushover.

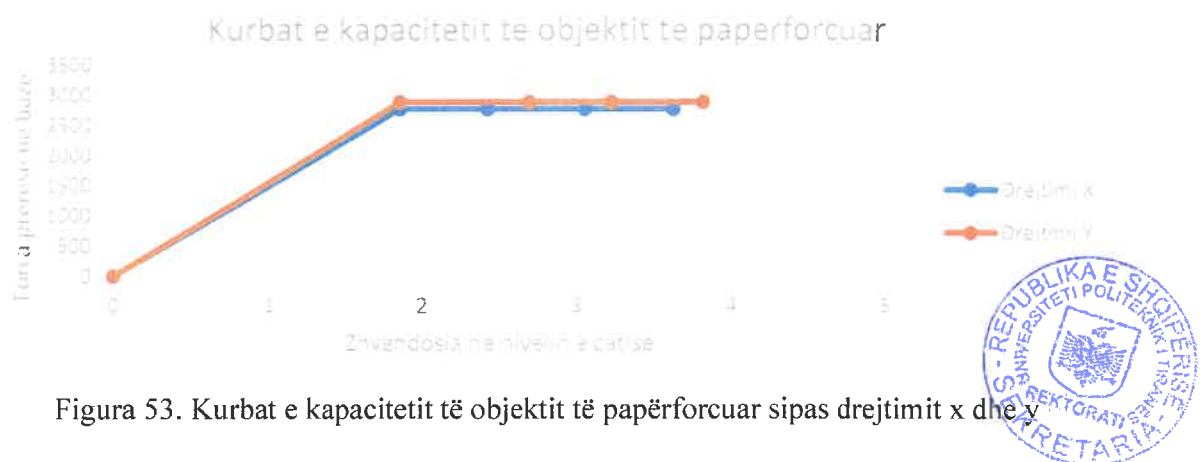


Figura 53. Kurbat e kapacitetit të objektit të papërfortuar sipas drejtimit x dhe y

Relacion per rforcimin dhe rikonstruksionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

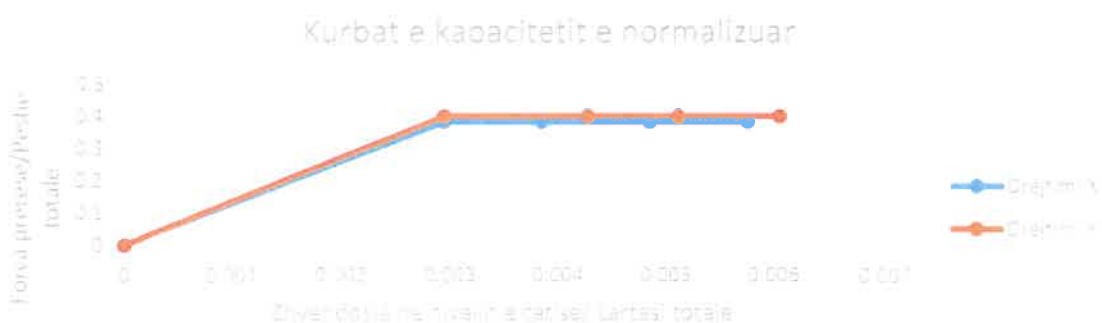


Figura 54. Kurba e kapacitetit e normalizuar të objektit të papërforcuar sipas drejtimit x dhe y

Drejtimi	Forca prerese max	Pesha e strukturës	Zhvendosja DL	Zhvendosja SD	Zhvendosja NC	Zhvendosja ult
X	2763 kN	7219 kN	1.85 cm	2.42 cm	3.05 cm	3.62 cm
Y	2878 kN	7219 kN	1.85 cm	2.69 cm	3.22 cm	3.81 cm

Tabela 12. Të dhënat e kapacitetit të objektit sipas drejtimit x dhe y

Drejtimi	Forca e normalizuar	Deformimi DL	Deformimi DL	Deformimi DL	Deformimi DL
X	0.382739992	0.002936508	0.00384127	0.00484127	0.005746032
Y	0.398670176	0.002936508	0.004269841	0.005111111	0.006047619

Tabela 13. Të dhënat e kapacitetit të normalizuara të objektit sipas drejtimit x dhe y

Pas kësaj analiza duke bërë krahasimin ndërmjet kapacitetit të strukturës me spektrin e projektimit të tërmetit për kushtin e mos-shembjes dhe kushtin e dëmeve të limituara. Sipas EC-8, që objekti të garantojë performancën e duhur sizmike duhet që për tërmetin me periudhë përsëritje 95 vjet pra me nivel $ag=0.119g$ në rastin tonë, duhet të performojë në nivelin DL (damage limitation), kurse për tërmetin me periudhë përsëritje 475 vjet pra me nivel $ag=0.259g$ në rastin tonë, duhet të performojë në nivelin SD (significant damage). Procedura e ndjekur në këtë rast është sipas EC-8 duke bërë krahasimin e kapacitetit dhe tërmetit në formatin spektral Sa-Sd. Kapaciteti i strukturës merret sipas y duke qënë se sipas tij struktura ka performancë më të dobët.

Në fig e mëposhtme jepet ky krahasim ku vihet re se struktura ka kaluar nivelin e performancës DL dhe ndodhet në fazën e SD, për tërmetin me periudhë përsëritje 95 vjet pra me nivel $ag=0.119g$. Kjo do të thotë që objekti nuk plotëson kushtin e limitimit të dëmeve sipas EC-8. Duke bërë të njëjtin krahasim këtë herë për tërmetin me periudhë përsëritje 475 vjet pra me nivel $ag=0.259g$ vihet re se struktura e ka kaluar nivelin e performancës NC, pra



ndodhet në prag kolapsi. Kjo do të thotë që edhe kushti i mos-shembjes nuk plotësohet dhe objekti ka rrezik për tërmet me periudhë përsëritje 475 vjet.

Pra sipas EC-8 objekti nuk plotëson kushtin e dëmeve të limituara dhe kushtin e mos-shembjes. Objekti ka nevojë të përforcohet.

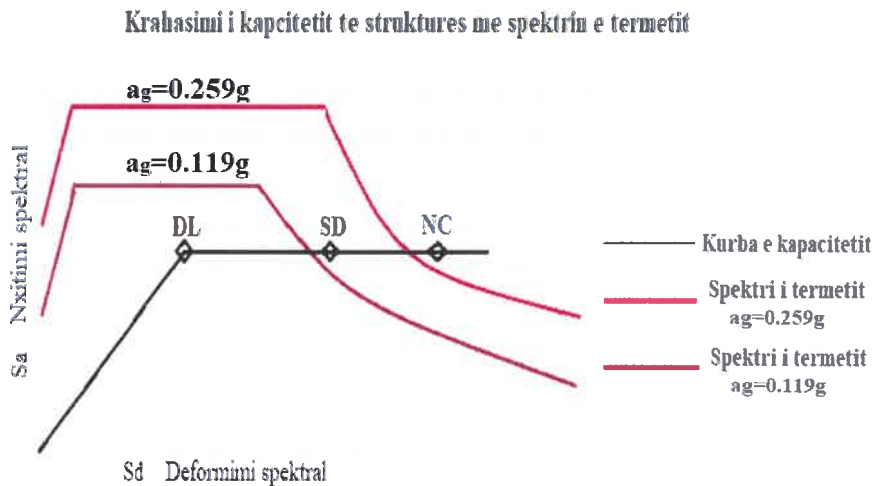


Figura 55. Krahasimi i kapacitetit te struktures me spektrin e termetit

7. Krahasimi i dëmeve nga tërmeti me analizën sizmike.

Sic u tregua dhe më lart, struktura pas tërmetit ka dëme të lehta kryesisht në pjesën e muraturës mbajtëse si dhe në disa elementë mbajtëse. Edhe gjatë analizës pushover dhe më pas analizës së forcave të brëndshme u vërejt se sforcimet më të mëdha janë pikërisht në këto elemente. Duke qënë se Analiza për tërmet të nivelit 0.259g, i cili i përgjigjet një tërmeti me periudhë rikthimi prej 475 vitesh për zonën, e projekton strukturën në nivelin e performancës NC Near Colapse ose fazë pranë shkatërrimit.

Sipas EC-8 për këtë nivel tërmeti struktura nuk duhet të kalonte nivelin e performancës SD, që do të thotë objekti ka nevojë të përforcohet për të rritur kapacitetin dhe performancën e tij strukturore. Duke qënë se dëmet në të janë nën mesatare, dhe përgjithesisht të riparueshme, objekti mund të rikonstruktohet brenda kostove ekonomike të pranueshme, sipas mendimit të ekipit tonë.

8. Nderhyrjet per rikonstruksionin e objektit tone

Duke konsideruar nivelin e dëmtimit të elementëve strukturorë dhe analizat statike, dinamike e sizmike të modelit të godinës, rekomandohet që në objekt të bëhen ndërhyrjet e mëposhtme.



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

për të rritur kapacitetin mbajtës të objektit dhe për të garantuar kushtin e dëmeve të limituara dhe të mos-shembjes sipas EC-8:

- Përforcimin e nje pjese te kollonave me anë të këmishit beton-arme. Duke qënë se objekti ka hapësira të mëdha kjo teknikë mund të realizohet pa prishur funksionin arkitektonik të ambjenteve.

- Përforcimin e e nje pjese te mureve perimetrare me anë të tokretizimit dhe këmishimit beton-arme. Duke qënë se objekti ka hapësira të mëdha kjo teknikë mund të realizohet pa prishur funksionin arkitektonik të ambjenteve.

- Përforcimin e nje pjese te themeleve për të rritur thellësinë e zhytjes së objektit, që të ndihmojë punën në prerje të sistemit strukturor.

- Hidroizolim e objektit sidomos në pjesën e sipërme te tarracës se kafazit te shkalleve, ne katin perdhe nga ana e trotuarit, si dhe ne podrum ku ai është shumë problematik.

Në bazë të specifikave që kanë pozicionet e ndryshme të elementeve të dëmtuar, mund të përdoren mënyra të ndryshme për realizimin me sukses të riparimeve apo përforcimeve të tyre. Në këtë objekt janë parashikuar të përdoren një ose disa prej tre mënyrave të paraqitura më poshtë. Në figurën e mëposhtme përshkruhen disa nga metodikat si:

- përdorimi i kallëpeve dhe vibrimi tradicional i materialit të riparimit
- përdorimi i kallëpeve të mbyllur dhe mbushja me pompim e materialit të riparimit
- mbushja direkte me pompimin e materialit të riparimit pa përdorim kallëpi

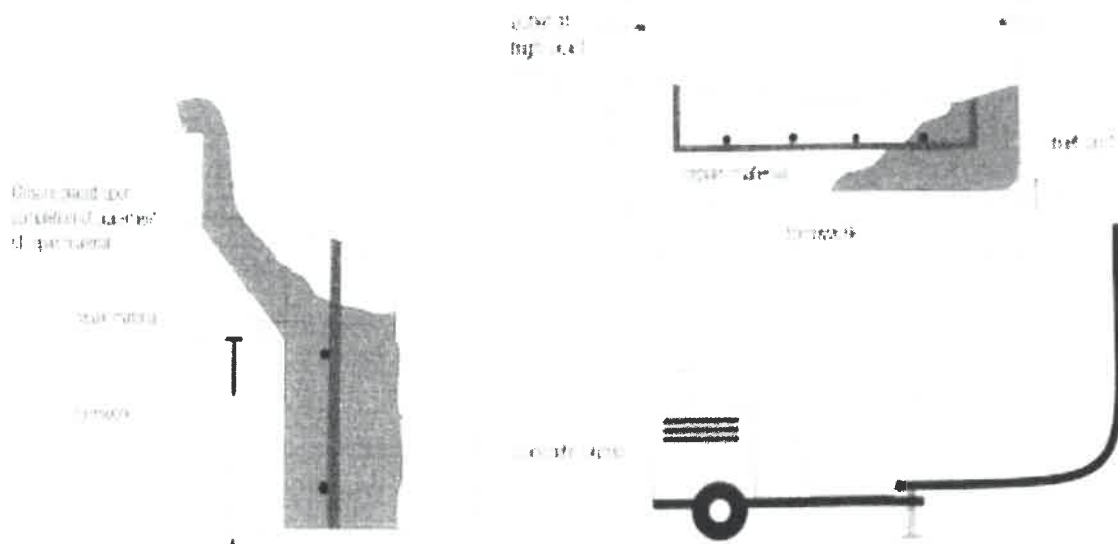


Fig 56. Metodikat e ndryshme për realizimin në objekt të këmishimit te mureve



[Handwritten signature]

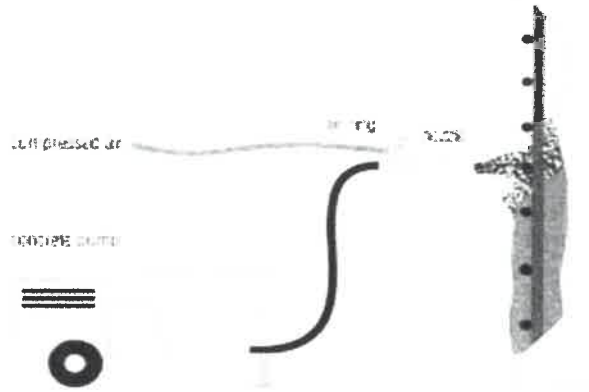


Fig 57. Metodikat e ndryshme për realizimin në objekt të xhaketit (këmishimit) betonarme

9. REFERENCAT

- [1] KTP-N.2-89 Kushtet teknike të projektimit për Ndërtimet Antisizmike, Akademia e Shkencave, Tiranë
- [2] Eurocode 0, EN 1990:2002/A1:2005 - Basis of Structural Design
- [3] Eurocode 1 EN 1991-1-1:2002, Eurocode 1: Actions on Structures
- [4] Eurocode 2: Design of Concrete Structures EN 1992-1-1:2004 Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [5] Eurocode 3: Design of steel structures EN 1993-1-1-2005 – Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [6] Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings
- [7] Eurocode 5: Design of timber structures - Part 1-1: General - Common rules and rules for buildings
- [8] Eurocode 6: European masonry design code. (2005). EN 1996-1. “Design of masonry structures. Part 1: General rules for reinforced and unreinforced masonry structures”.
- [9] Eurocode 7 : Geotechnical design
- [10] Eurocode 8 European seismic design code. (2004). EN 1998-1. “Design of structures for earthquake resistance. Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings
- [11] Rehabilitation of Buildings in Seismic Zones, Jirsa, Construction and Repair, Feb. 1995



Relacion per rforcimin dhe rikonstrukcionin e godines 2 kateshe nr.34 te Kepi i Palit, Durres

- [12] Foundation Analysis and Design, McGraw-Hill, 1991 (Josepf E. Bowles)
- [13] Geotechnical Earthquake Engineering, Prentice Hall, 1996 (Steven L. Kramer)
- [14] Repair of Buildings Damaged by Earthquakes, United Nations, N.Y. (January, 2007)
- [15] Aliaj Sh., "Harta e carjeve sizmo-tektonike të Shqipërisë në shkallë 1:200.000" IGJEUM, Tirana (2000)
- [16] Bilgin H. and Hysenlliu M. "Comparison of near and far-fault ground motion effects on low and mid-rise masonry buildings", Journal of Building Engineering
- [17] Hysenlliu M. and Bidaj A. "Evaluation of capacity and seismic performance of brick masonry buildings with and without structural interventions", International Symposium for Environmental Science and Engineering Research ISESER 2019 Konya, Turkey, (2019)
- [18] Hysenlliu M. and Bilgin H. "The use of macro element approach for the seismic risk assessment of brick masonry buildings", CRIT-RE-BUILT, (2019)
- [19] Hysenlliu M. Bidaj A. Bilgin H. "Analiza e performances e ndërtesave muraturë me dhe pa ndërhyrje", "Buletini I Shkencave Teknike", Universiteti Politeknik I Tiranës (2020)

Altin
Bidaj

Digitally signed by Altin
Bidaj
Date: 2024.05.18
07:03:30 +02'00'

