



Studio PNI 2001

Projektim

Ndërtim

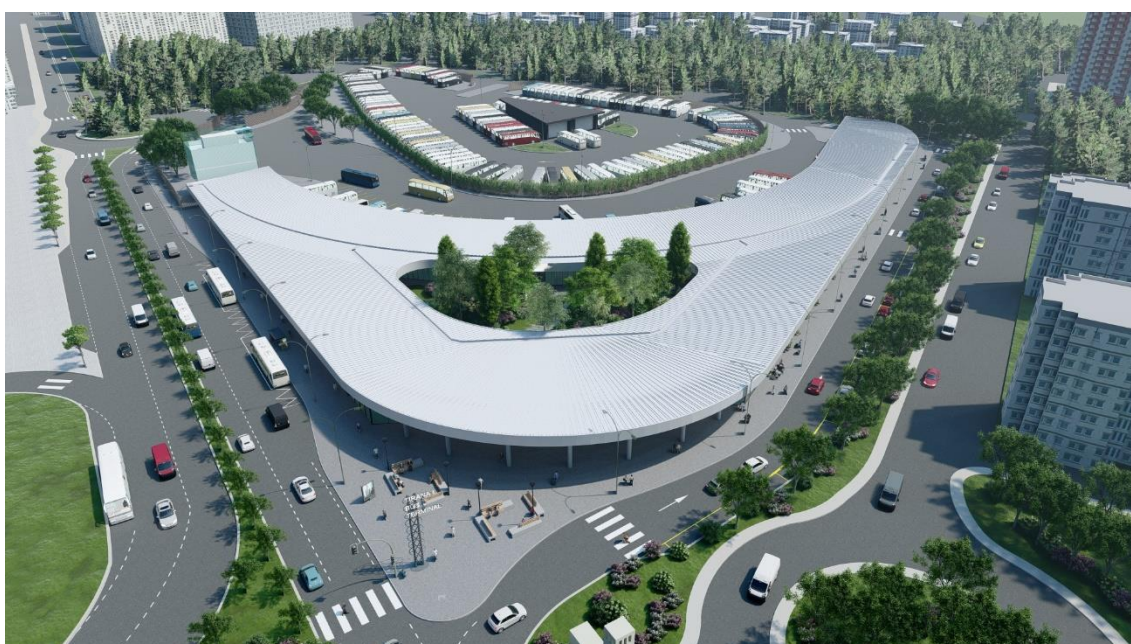
Informatizim

Adresa: Rruga "Themistokli Gërmenji", Pallati Nr.10, Ap.4, Tiranë

Kontakt: ☎ +355 4 238 414 e-mail : pni_2001@yahoo.com

RAPORT TEKNIK

(PROJEKT ZBATIM – **GODINË SHËRBIMI**)



**Objekti : Ndërtimi i Terminalit Verior të
Transportit Publik Tiranë**

Adresa: Rruga "Kastriotët" pranë mbikalimit të Kamzës

POROSITËS : Bashkia TIRANË

PËRGATITI: Arian Lako

Tiranë, 2021

Përmbajtja e kapitujve dhe nën kapitujve

1	TË PËRGJITHSHME	2
1.1	QËLLIMI I RAPORTIT	2
1.2	KRITERET DHE NORMAT E PROJEKTIMIT	2
1.2.1	Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare (KTP)	2
1.2.2	Kushtet Teknike të Projektimit Evropianë (Eurocode).....	3
1.2.3	Standarde dhe Rregulla Teknike të referuara.....	3
1.3	NJËSITË.....	3
2	TË DHËNAT GJEOTEKNIKE	4
2.1	TË PËRGJITHSHME	4
2.2	IDENTIFIKIMI I KARAKTERISTIKAVE TË TRUALLIT SIPAS KATEGORISË 3.1 TEK EN 1998-1	5
3	TË DHËNA TOPOGRAFIKE	6
4	TË DHËNA SIZMIKE	7
4.1	TË PËRGJITHSHME	7
4.2	SHPEJTIMI MAKSIMAL REFERENCË I TRUALLIT.....	8
4.3	VLERËSIMI I LËVIZJEVE SIZMIKE TË TRUALLIT	8
4.4	KËRKESA PËR DUKTILITET	8
4.5	VEPRIMI SIZMIK HORIZONTAL	9
4.6	ANALIZA MODALE SIPAS SPEKTRIT TË REAGIMIT	10
4.7	FAKTORI I SJELLJES (KLASA E DUKTILITETIT)	11
5	TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM	12
5.1	JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË	12
5.1.1	Kërkesat e durueshmërisë	12
5.1.2	Kushtet Mjedisore.....	12
5.1.3	Jetëgjatësia Projektuese	13
5.2	PËRCAKTIMI I KLASËS SË BETONIT.....	13
5.2.1	Klasa e betonit në funksion të kushteve mjedisore.....	13
5.2.2	Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut	14
5.3	FAKTORI I RËNDËSISË SË STRUKTURËS	15
5.4	VETITË FIZIKO – MEKANIKE TË MATERIALEVE.....	16
5.4.1	Klasat e Betonit.....	16
5.4.2	Armatura e Çelikut.....	17
5.4.3	Çeliku Strukturore.....	17
5.5	NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE	18
5.5.1	Të Përgjithshme.....	18
5.5.2	Klasifikime thelbësore të ngarkesave.....	18
5.5.3	Klasifikimi i veprimeve	18
5.5.4	Ngarkesat e përhershme (të vdekura) G	19
5.5.5	Ngarkesat e përkohshme (e ushtruara) Q	19
5.6	KOMBINIMET E NGARKESAVE	20
5.6.1	Kombinimi i veprimeve për ULS	20
5.6.2	Kombinimi i veçantë – Veprim sizmik.....	21
6	LLOGARITJET STRUKTURORE	23
6.1	TË PËRGJITHSHME	23
6.2	INFORMACION I PËRGJITHSHËM MBI SKEMËN STRUKTURORE.....	23
6.3	PËRSHKRIMI I SKEMËS KONSTRUKTORE TË OBJEKTIT	25
6.4	ELEMENTËVE STRUKTUROR	25
6.4.1	THEMELET.....	25
6.4.2	NYJET STRUKTURORE.....	25
6.4.3	KOLONAT	25
6.4.4	TRARËT	26
6.4.5	SOLETAT.....	26
6.5	KONTROLLI I RREGULLSISË NË PLAN DHE LARTËSI.....	26
6.6	FOTO 3 DIMENSIONALE NGA ANALIZA	26
6.7	SISTEMET E REFERENCËS SË PËRDORUR.....	27
6.7.1	Sistemi i referimit global për ramat hapësinorë.....	27
6.7.2	Sistemi lokal i referencës për elementët (trarë dhe kolona)	27
6.7.3	Sistemi lokal i referencës për elementët shell.....	27
6.8	ANALIZA MODALE.....	28
6.8.1	SPEKTRI ELASTIK DHE I PROJEKTIMIT	28
6.8.2	FORMAT E LËKUNDJEVE.....	28
6.9	FORCAT E BRENDSHME NËPËR ELEMENTË STRUKTURORË	29
6.10	VERIFIKIME GLOBAL	30
6.10.1	Verifikimi i përgjithshëm.....	30
6.10.2	Verifikimi i qendrës së masës dhe qendrës së ngurtësisë	30
6.10.3	Verifikimi i zhvendosjeve ndërmjet kateve (drifteve).....	31
6.11	PROJEKTIMI I ELEMENTËVE BETONARME.....	31
6.12	PROJEKTIMI I THEMELEVE.....	32

1 TË PËRGJITHSHME

1.1 QËLLIMI I RAPORTIT

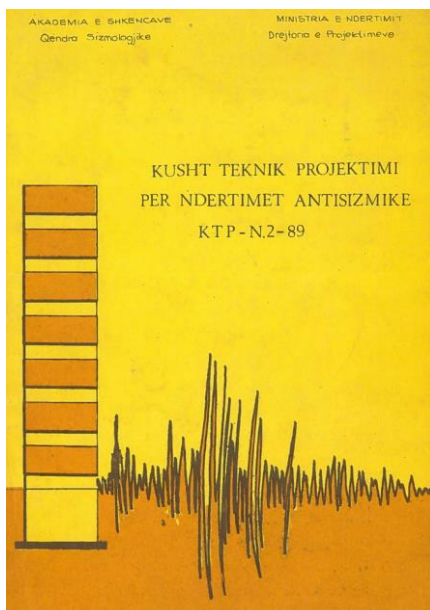
Në këtë raport prezantohet në mënyrë të përmbledhur të dhënat që janë marrë në konsideratë dhe relacioni i llogaritjeve për projektimin e godinave me konstrukcion beton arme dhe metalike, konkretisht për objektin: **“NDËRTIMI I TERMINALIT VERIOR TË TRANSPORTIT PUBLIK, TIRANË”**.

1.2 KRITERET DHE NORMAT E PROJEKTIMIT

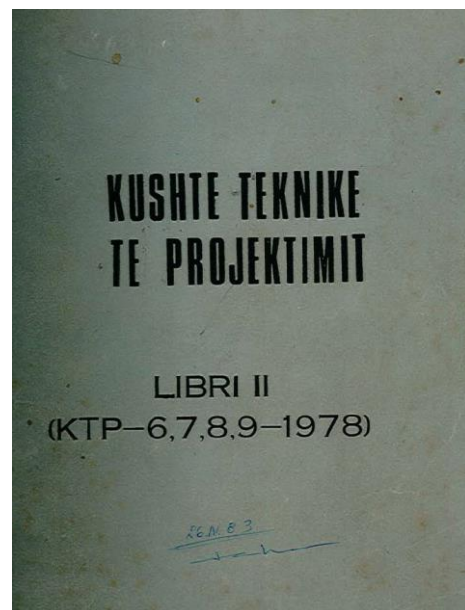
Për projektin e kësaj godine/strukture do të mbështetemi në Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare (KTP) dhe në kushtet teknike të projektimit evropianë (Eurocode) dhe kërkesat e Klientit. Më poshtë është paraqitur një përshkrim i shkurtër i Eurokodeve që do të përdoren. Vlerësimet strukturore, duke përfshirë rregullat e përgjithshme, konceptet bazë të projektimit, veprimet e ngarkesave në strukturë janë gjithashtu në përputhje me kushtet teknike evropiane (EN).

1.2.1 Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare (KTP).

Në aplikimin e Rregullave Teknike referohen dhe respektohen Standardet dhe Rregullat Teknike të Projektimit në fuqi në vendin tonë, KTP siç është:



KUSHTET TEKNIKE TË PROJEKTIMIT
PËR NDËRTIMET ANTISIZMIKE, KTP – N.2 - 89



KUSHTET TEKNIKE TË PROJEKTIMIT
LIBRI II (KTP – 6, 7, 8, 9 – 1978)

1.2.2 Kushtet Teknike të Projektimit Evropianë (Eurocode)

Për vlerësimin strukturorë, rregullat e përgjithshme, parimet e projektimit konceptual, veprimet në struktura dhe për hartimin e projektit të përmirësimit strukturorë do të aplikohet Standardet dhe Rregullat Teknike të Projektimit Evropiane (Eurokodet).

Më poshtë është paraqitur një përshkrim i shkurtër i Eurokodeve që do të përdoren:

- Eurocode 0 (EN 1990) – Bazat e projektimit strukturor;
- Eurocode 1 (EN 1991) – Veprime mbi strukturat;
 - Pjesa 1-1: Densitetet, pesha-vetjake dhe ngarkesat e ushtruara;
 - Pjesa 1-3: Ngarkesat e dëborës;
 - Pjesa 1-4: Ngarkesat e erës;
 - Pjesa 1-5: Veprimet termike;
 - Pjesa 1-6: Veprimet gjatë zbatimit;
 - Pjesa 1-7: Veprimet aksidentale nga goditjet dhe shpërthimet;
- Eurocode 2 (EN 1992) – Projektimi i strukturave prej betoni;
 - Pjesa 1-1: Rregulla të përgjithshme dhe rregullat për ndërtesat;
- Eurocode 7 (EN 1997) – Projektimi gjeoteknike;
 - Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme
- Eurocode 8 (EN 1998) – Projektimi i strukturave rezistence ndaj tërmeti;
 - Pjesa 1: Rregulla të përgjithshme, veprimet sizmike dhe rregullat për ndërtesat;
 - Pjesa 5: Themelet, strukturat mbajtëse dhe aspekte gjeoteknike;

Shënim: Nisur nga periudha e gjatë kohore në të cilën janë formuluar standardet shqiptare, d.m.th. ato janë akoma të pa rinovuara, struktura do të llogaritet kryesisht referuar normave evropiane EC, dhe vetëm ku do të jetë e nevojshme apo e domosdoshme do të përdoren standardet KTP

1.2.3 Standarde dhe Rregulla Teknike të referuara

Përveç referencave të përgjithshme, në kushtet teknike citohen, në vendet përkatëse, edhe këto referenca të tjera:

- ISO 1000: Njësitë e Sistemit Ndërkombëtar (S.I.) dhe rekomandimet për përdorimin e shumëfishave, nënfishave të tyre, si dhe disa njësi të tjera;
- ISO 8930: Parimet e përgjithshme mbi sigurinë (besueshmërinë–riliabilitetin) e konstruksioneve – Lista e termave ekuivalente;
- EN 1090–1: Zbatimi i konstruksioneve metalike–Rregulla të përgjithshme dhe rregulla për ndërtesat;
- EN 10025: Produkte hekuri (çeliku) të palënguar (jo aliazh), të përpunuar në të nxehtë–Kushte teknike të dorëzimit (furnizimit);
- EN 1337–1: Mbështetjet strukturore – Kërkesa të përgjithshme;

1.3 NJËSITË

Sistemi i njësive që do të përdoret në llogaritjet dhe projektimin e strukturës është sistemi S.I. Më poshtë janë dhen njësitet që do të përdoren:

- | | |
|---------------------------------|--|
| - Forcat dhe Ngarkesat | kN, kN/m, kN/m ² ; |
| - Densiteti dhe masa | kg/m ³ , t/m ³ , kg, t; |
| - Pesha njësi (Pesha specifike) | kN/m ³ ; |
| - Sforcimet dhe forcat | N/mm ² (MN/m ² or MPa), kN/m ² (kPa); |
| - Momentet | kNm; |
| - Nxitimi i truallit | m/s ² , g (= 9,81 m/s ²); |

2 TË DHËNAT GJEOTEKNIKE

2.1 TË PËRGJITHSHME

Të dhënat gjeoteknike që u përdorën në këtë raport u morën nga studimet gjeoteknike që janë bërë në vendin ku do të ndërtohet godina e re. Nga të dhënat e studimit do marrim karakteristikat mekanike të shtresave përbërëse të terrenit ekzistues si dhe kategorinë e trullit sipas tipeve që jepen në tabelën 3.1 tek EN 1998-1.



GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, GEOTECHNICAL & GEOPHYSICAL
STUDIES, LABORATORY TESTING FOR GEOTECHNICAL &
CONSTRUCTION MATERIALS

INVESTIGIME GJEOLGJIKE, STUDIME GJEOTEKNIKE & GJEOFIZIKE,
LABORATOR PER KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE



LT 067 11 03 21

RAPORT

GJEOLGO-INXHIKIERIK NE ZONEN E "TERMINALIT TE RI VERIOR"

PRANE RRUGES "KASTRIOTET", TIRANE

Autor: Ing. Gjeolog Skender ALLKJA
Ing. Gjeolog Besian XHAGOLLI
Ing. Gjeoteknik Ardita MALAJ

Porosites: "Grimshaw Albania" & "Infra Plan" L.t.d

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Picar Vore
Kontakti, Tel: +355 4 4500 884; +355 4 4500 885
Mob: ++ 355 682074332, Mob: ++ 355 68 2031 906; Mob: ++ 355 684071577
E-mail: skender.allkja@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com



EN ISO 9001:2015 No. 010140786
ISO 9001:2011 No. 20 106 122007136
EN ISO 14001:2015 No. 04 0160106
OHSAS 18001:2007 No. 030120119
Petro 90 2012 No. 020130015

Figura 1 Studimi Gjeologo – Inxhinierike

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me kushtet gjeologo – inxhinierike të sheshit të ndërtimit, shiko studimin përkatës.

2.2 IDENTIFIKIMI I KARAKTERISTIKAVE TË TRUALLIT SIPAS KATEGORISË 3.1 TEK EN 1998-1

Kushtet Gjeologjike dhe Gjeoteknike janë mjaft të rëndësishme për sjelljen globale të strukturës. Në funksion të veprimit sizmikë dhe tipit të truallit llogaritet forca totale horizontale që vepron në strukturë nën veprimin e forcës sizmike.

Për të marrë parasysh ndikimin e kushteve lokale të truallit në veprimin sizmik, mund të përdoren tipat e truallit A, B, C, D dhe F, të përshkruar nëpërmjet profileve stratigrafike dhe parametrave të dhënë në Tabelën 3.1 tek EN 1998-1. Kjo mund të bëhet gjithashtu duke marrë parasysh, në mënyrë plotësuese, ndikimin e gjeologjisë së thellë në veprimin sizmik.

Bazuar në 3.1 tek EN 1998-1, jepen të gjitha tipet e tokës në funksion të shpejtësisë mesatare të valëve prerëse $v_{s,30}$. Më poshtë është paraqitur tabela e klasifikimit:

Tabela 1 Tabela 3.2: Tipet e truallit

Tipi i truallit	Përshkrim i profilit stratigrafik	Parametrat		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (goditje/30cm)	c_u (kPa)
A	Shkëmb ose formacion tjetër gjeologjik i ngjashëm me shkëmbin, duke përfshirë të shumtën 5 m material më të dobët në sipërfaqe	> 800	–	–
B	Depozitime me rërë shumë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë shumë të ngurtë, të paktën me disa dhjetëra metra trashësi, të karakterizuara nga një rritje graduale e vetive mekanike, me rritjen e thellësisë	360 – 800	> 50	> 250
C	Depozitime të thella me rërë të ngjeshur, ose gjysmë të ngjeshur, zhavorr ose argjilë të ngurta, me trashësi nga disa dhjetëra në disa qindra metra	180 – 360	15 – 50	70 – 250
D	Depozitime dherash të palidhur deri gjysmë të palidhur (me ose pa disa shtresa të buta lidhëse kohezive), ose depozitime dherash që në masën mbizotëruese janë të buta (të dobëta) deri në të forta, të lidhura	< 180	< 15	< 70
E	Një profil dheu që ka një shtresë sipërfaqësore aluvionesh me vlera v_s të tipit C dhe D dhe trashësi që ndryshon nga rreth 5 m deri në 20 m, e vendosur mbi një material të ngurtë mbështetës me $v_s > 800$ m/sek			
S_1	Depozitime që kanë ose përmbajnë një shtresë prej të paktën 10 m trashësi me argjila/lymra të buta me tregues (indeks) të lartë plasticiteti ($PI > 40$) dhe nivel të lartë ujërash nëntokësore	< 100 (tregues)	–	10 – 20
S_2	Depozitime dherash të lëngëzueshme, argjilash të ndjeshme (të dobëta) ose çdo profil tjetër dheu që nuk përfshihet në tipat A-E ose S_1			

Për strukturën e re në fjalë, bazuar në studimin gjeologjik dhe sizmike të dhënë më sipër:

- Tipi i truallit: **Kategoria B**



GEOLOGICAL INVESTIGATIONS, GEOTECHNICAL & GEOPHYSICAL STUDIES, LABORATORY
TESTING FOR GEOTECHNICAL & CONSTRUCTION MATERIALS

INVESTIGIME GJEOLGJIKE, STUDIME GJEOTEKNIKE & GJEOFIZIKE,
LABORATOR PËR KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDËRTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE



8.0 PËRFUNDIME

Mbështetur në materialin e trajtuar në këtë studim inxhiniero-sizmologjik për vlerësimin e rrezikut sizmik me programin kompjuterik SHAKE 2000 te sheshit te ndërtimit te “Terminalit te Ri Verior” ne rugen “Kastriotet”, ne Tirane, nxirren këto përfundime kryesore:

1. Sheshi i ndërtimit në studim klasifikohet si truall i kategorisë së II-të sipas KTP-N.2-89, truall i klasës B sipas Eurokodit 8 (EC-8, 2003).

Figura 2 Kategoria e truallit bazuar në studimin Gjeologo – Inxhinierike

3 TË DHËNA TOPOGRAFIKE

Studimi topografik konsiston në rilevimin e gjendjes ekzistuese të objektit dhe zonës përreth.

Në përputhje me EN1998-5, i cili jep faktorin e amplifikimit topografik, janë disa faktorë amplifikimi të thjeshtuar që jepen në Aneksin A tek EN1998-5, për veprimin sizmik të përdorur në verifikimin e qëndrueshmërisë së pjerrësive të tokës. Në një përafrim të parë, faktorë të tillë, të shënuar me S_T , janë konsideruar të pavarur nga perioda kryesore (bazë) e lëkundjeve, prandaj ordinatat e spektrit elastik të projektimit shumëzohen me një faktor konstant shkalle të dhënë në EN1998-1:2004. Këshillohet që këto faktorë të amplifikimit të aplikohen sipas rastit, kur pjerrësitë kanë parregullsi dy-dimensionale topografike, si në rastin e kreshtave të zgjatura dhe shkëmbinjve bregdetare me të lartë se 30m.

Për këndet mesatare të pjerrësisë më të vogla së 15° efektet topografike mund të neglizhohen, ndërkohë që rekomandohet një studim i veçantë në rastin e një topografie lokale të çrregullt. Për kënd më të mëdha janë të aplikueshme udhëzimet në vijim.

- Shkëmbinjtë *bregdetare të izoluar dhe pjerrësitë*. Një vlerë e $S_T \geq 1,2$ këshillohet që të përdoret për zonat afër majës së kreshtës.
- *Kreshta me gjerësi kreshtore shumë më të vogël së gjerësia e bazës*. Pranë majës së pjerrësive për kënde mesatare të pjerrësisë më të mëdha së 30° këshillohet të përdoret një vlerë e $S_T \geq 1,4$ dhe për kënde me pjerrësi më të vogla këshillohet të përdoret një vlerë e $S_T \geq 1,2$.
- *Prezenca e një shtrese të shkrifët sipërfaqësore*. Në prezencë të një shtrese të shkrifët sipërfaqësore, vlera më e vogël e S_T e dhënë në a) dhe b) këshillohet të zmadhohet më të paktën 20%.
- *Ndryshimi hapësinor i faktorit të amplifikimit*. Mund të supozohet se vlera e S_T zvogëlohet në mënyrë lineare me lartësinë përmbi bazën e shkëmbit bregdetar ose kreshtës dhe pranohet sa njësia në bazë.

Në përgjithësi, amplifikimi sizmik zvogëlohet me shpejtësi kundrejt thellësisë brenda kreshtës. Për këtë arsye, efektet topografike që duhen marrë parasysh në analizat e qëndrueshmërisë janë më të mëdha dhe përgjithësisht sipërfaqësore përgjatë kreshtave kurrizore dhe shumë më të vogla në rrëshqitje të thella ku sipërfaqja e shkatërrimit kalon afër bazës. Në rastin e fundit, nëse përdoret metoda pseudo – statike e analizës, efektet topografike mund të neglizhohen.

Në rastin e strukturës në fjalë, pjerrësia e terrenit ekzistues është më e vogël së 15° , kështu që faktori i amplifikimi merret i barabartë me $S_T = 1.0$.

4 TË DHËNA SIZMIKE

4.1 TË PËRGJITHSHME

Të dhënat sizmike që u përdorën në këtë raport u morën nga studimi sizmik që është bërë në vendin ku do të ndërtohet godina. Nga të dhënat e studimit do marrim parametrat projektues të tërmetit të projektimit, konform EN 1998-1.



GEOTECHNICAL INVESTIGATIONS, GEOTECHNICAL & GEOPHYSICAL
STUDIES, LABORATORY TESTING FOR GEOTECHNICAL &
CONSTRUCTION MATERIALS

INVESTIGIME GJEOLGJIKE, STUDIME GJEOTEKNIKE & GJEOFIZIKE,
LABORATOR PER KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE



LT 067 11 03 21

STUDIM

INXHINIERO-SIZMOLOGJIK I ZONES KU DO TE NDERTOHEHET "TERMINALI

I RI VERIOR", NE ANE TE RRUGES "KASTRIOTET", TIRANE

Autor: Prof. Dr. Shyqri ALIAJ
Ing. Gjeolog Skender ALLKJA
Ing. Gjeolog Besian XHAGOLLI

Porosites: "Grimashaw" & "Infra-Plan" Sh.p.k

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Picar Vore
Kontakt, Tel: +355 4 4500 884; +355 4 4500 885
Mob: ++ 355 682074332, Mob: ++ 355 68 2031 906; Mob: ++ 355 684071577
E-mail: skender.allkja@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com

TUV
AUSTRIA
HELLAS

EN ISO 9001:2015 No. 01 014 0798
ISO 9001:2011 No. 20 104 122007134
EN ISO 14001:2015 No. 04 016 008
OHSAS 18001:2007 No. 03012019
Pass 992012 No. 02813005

Figura 3 Studimi Inxhiniero - Sizmologjik

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me kushtet sizmologjike shiko studimin përkatës.

4.2 SHPEJTIMI MAKSIMAL REFERENCË I TRUALLIT

Vlera e shpejtimit maksimal referencë të truallit për zonën ku do të ndërtohet objekti, bazuar në studimin sizmik të përmendur mësipërm, është:

Vendodhja: **Tiranë**

PGA=: **0.293g**

për një periudhë rikthimi 475 vjet, sipas EN 1998-1. Mbështetur në rezultatet e studimit gjeologjik dhe gjeoteknike përcaktojmë kategorinë e truallit sipas EN 1998-1.



GEOLOGICAL INVESTIGATIONS, GEOTECHNICAL & GEOPHYSICAL STUDIES, LABORATORY
TESTING FOR GEOTECHNICAL & CONSTRUCTION MATERIALS

INVESTIGIME GJEOLGJIKE, STUDIME GJEOTEKNIKE & GJEOFIZIKE,
LABORATOR PËR KRYERJEN E PROVAVE TË MATERIALEVE TË NDËRTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE



LT 067 11 03 21

8.0 PËRFUNDIME

Mbështetur në materialin e trajtuar në këtë studim inxhinierio-sizmologjik për vlerësimin e rrezikut sizmik me programin kompjuterik SHAKE 2000 të sheshit të ndërtimit të “Terminalit të Ri Verior” në rruçën “Kastriotet”, në Tiranë, nxirren këto përfundime kryesore:

2. Parametrat kryesore të rrezikut sizmik të sheshit të ndërtimit në studim në kushte truall shkëmbor janë: a) për periudhë përsëritje 95 vjet: shpejtimi maksimal PGA = 0.144 g b) për periudhë përsëritje 475 vjet: shpejtimi maksimal PGA = 0.293 g.

Figura 4 Vlera e shpejtimit maksimal të truallit referencë

4.3 VLERËSIMI I LËVIZJEVE SIZMIKE TË TRUALLIT

Intensiteti “projektues” sizmik i lëvizjeve në sheshin e ndërtimit shprehet nëpërmjet shpejtimit maksimal sizmik, a_g , që mund të shkaktohen në një truall të fortë (shkëmb) nga veprimi i “tërmetit të projektimit”.

Vlerësimi i rrezikut sizmik bazohet në konceptin e hershëm të “intensitetit” I, konvertimi i të cilit në shpejtimit sizmik, siç dihet, nuk është aq i drejtpërdrejtë. Për aplikime projektuese të në janë në përdorim edhe harta të mikrozonimit sizmik të mjaft qendrave të banuara të vendit, ku paraqitet e rrezikut sizmik jepen në forma më të hollësishme. Por, aktualisht, në përshtatje edhe me kërkesat e sotme, Instituti i Sizmologjisë është i angazhuar për përgatitjen e hartave të reja të rrezikut sizmik, me vlerësime të drejtpërdrejta sipas shpejtimit sizmik, mbështetur në konceptime probabilitare. Kjo po krijon edhe të në një bazë të nevojshme për mundësimin e analizave bashkëkohore sizmike të strukturave ndërtimore.

4.4 KËRKESA PËR DUKTILITET

Për konsiderimin e efekteve sizmike, metodë kryesore është metoda e spektrave të reagimit. Spektrat elastikë paraprijnë dhe mbështesin përcaktimin e spektrave të projektimit. Këta të fundit marrin parasysh hyrjen e strukturave në stadin plastik të punës gjatë tërmeteve të fortë, çka lidhet me nevojën që ato të posedojnë në shkallë të mjaftueshme, veç soliditetit, edhe duktilitet. Ky sigurohet në se zonat potenciale të çernierave plastike realizohen me kapacitete rrotulluese të larta apo me duktilitet të mjaftueshëm kubaturë në seksionet përkatëse. Praktikisht, konsiderimi i duktiliteti bëhet gjatë kalimit nga spektri i reagimit elastik në atë të projektimit, nëpërmjet faktorit “q” të sjelljes të strukturave. Sipas EC8, shprehja e përgjithshme e kufirit të sipërm të këtij faktori është:

$$q = q_0 \cdot k_w \geq 1.50$$

Ku:

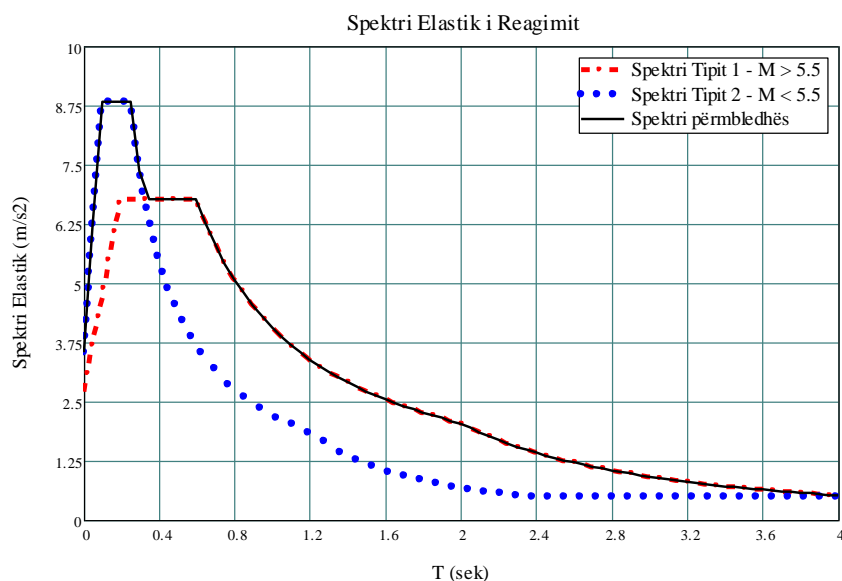
k_w faktori që pasqyron mënyrën mbizotëruese të shkatërrimit strukturor (merret i barabartë me 1,0 për sistemet tip ramë dhe sistemet dualë që ekuivalentohen si sisteme me rama);

q_0 vlera bazë e duktilitetit, që varet nga tipi i sistemit strukturor dhe nga rregullsia e tij në lartësi (varion nga 1,5 deri në rreth 5,0). Vlera q_0 pasqyron drejtpërdrejt edhe “mbi-rezistencën” e sistemit. Mbi-rezistenca mund të shprehet nëpërmjet raportit α_u / α_1 i konsideruar ky si raporti i veprimit sizmik që i përgjigjet krijimit të mekanizmit të plotë plastik në strukturë, kundrejt veprimit sizmik që shkakton aty çernierën e parë plastike. Vlerat e raportit α_u / α_1 pasqyrojnë edhe ndikimin e shkallës së pacaktueshmerisë statike të sistemit. Ramat me shkallë të lartë hiperstaticiteti kanë kapacitete për të përthithur sasi të mëdha energjie sizmike; prandaj, për ‘to mund të pranohen vlera relativisht të rritura α_u / α_1 .

Adoptimi i vlerave “ q ” argumentohet nga tërësia e karakteristikave fiziko-mekanike dhe strukturore të ndërtesës. Ato diktohen edhe nga zgjedhja e vetë projektuesit, e lidhur kjo me shkallën e deformues mërisë që i caktohet strukturës (duktiliteti).

4.5 VEPRIMI SIZMIK HORIZONTAL

Bazuar në EN 1998-1, i cili kërkon të merren në konsideratë dy tipe spektrash të reagimit elastik, të dalluar me numrat “1” dhe “2”. Këto tipe diferencohen duke u bazuar në nocionin e magnitudës, sipas shkallës së Rihterit. Si kriter shërben niveli 5.5 i magnitudës M_s , referuar valëve sipërfaqësore të tërmeteve që mund të prekin zonën e ndërtimit. Nëse tërmeti më i madh që pritet aty e ka magnitudën M_s jo më të madhe se 5.5 atëherë rekomandohet spektri i tipit “2”; përndryshe, përdoret tipi “1”.



Në se të dhënat sizmologjike nuk përcaktojnë në mënyrë të vetme burimin e mundshëm sizmik si dhe nivelin e magnitudës maksimale të pritshme, atëherë, për të qenë i sigurt, projektuesi do të duhej që të aplikonte të dy spektrat e rekomanduar në EN 1998-1. Në këto raste, për thjeshtësi, mund të rezultonte i përshtatshëm edhe përdorimi i kurbave spektrale “mbështjellëse”, që konsiderojnë vlerat maksimale të zgjedhura nga krahasimi i dy kurbave bazë spektrale. Kjo mënyrë mund të aplikohet si për spektrat elastikë ashtu edhe ato të projektimit.

Për analizën sizmike kundrejt një veprimi horizontal sizmik, EN 1998-1 jep shprehjet e mëposhtëm të “spektrave të projektimit”, $S_d(T)$:

$$0 \leq T \leq T_B \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T \geq T_D \quad S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

ku:

a_g shpejtimi i projektimit në tipin A të truallit, që llogaritet nga: $a_g = \gamma_I a_{gR}$;

a_{gR} përcaktohet sipas hartave të vlerësimit probabilitar të shpejtimeve sizmike për periodën e përsëritjes së referencës (475 vjet);

γ_I është faktori i rëndësisë (për objekte “të zakonshëm” merret 1.0 ndërsa për objekte si shkolla apo spitalet ky koeficient merret 1.2, në rastin tonë është 1.

Vlerat e madhësive T_B , T_C (kufijtë e degës të shpejtit spektral elastik konstant), T_D (kjo vlerë përcakton fillimin e rendit të reagimit me zhvendosje konstante në spektrin elastik) dhe S (parametri i truallit, që klasifikohet në njërin prej 5 klasave kryesore të trojeve: A, B, C, D dhe E), përcaktohen sipas vlerësimeve përkatëse në EN 1998-1;

β është një faktor-i ashtuquajtur i “kufirit të poshtëm”-që rekomandohet të ketë vlerën 0,2.

4.6 ANALIZA MODALE SIPAS SPEKTRIT TË REAGIMIT

Ky tip analize aplikohet në ndërtesat që nuk kënaqin kushtet e dhëna për analizën sipas forcës anësore. Në këto raste duhet konsideruar reagimi i të gjitha formave të lëkundjeve që kontribuojnë në mënyrë të ndjeshme në reagimin global. Praktikisht, konsiderimi i ndikimit të formave më të larta mund të ndërpritet:

- kur shuma e masave modale efektive të formave të lëkundjeve të konsideruara është të paktën sa 90% e masës totale të strukturës; ose
- kur janë marrë parasysh të gjitha format e lëkundjeve me masa modale efektive më të mëdha se 5% të masës totale.

Kombinimi i reagimeve të ndryshme modale bëhet sipas dy mënyrave vijuese:

I.– Kur të gjitha reagimet e rëndësishme modale konsiderohen të pavarura njëra nga tjetra (për çdo dy forma lëkundjesh “i” dhe “j” duhet të kemi $T_j \leq 0,9 T_i$), vlera maksimale E_E e një efekti çfarëdo të veprimit sizmik mund të merret me anë të shprehjes së mirënjohur të “rrënjës katrore të shumës së katrorëve”, si:

$$E_E = \sqrt{\sum E_{Ei}^2}$$

ku:

E_E – efekti i veprimit sizmik që shqyrtohet si forcë, zhvendosje, etj.;

E_{Ei} – vlera e këtij efekti, që i përgjigjet formës “i” të lëkundjeve.

II.– Në se pika (I) e mësipërme nuk kënaqet, përdoren metodika më të sakta për kombinimin e maksimumeve modale, sikurse është p.sh. “kombinimi i plotë kuadratik”.

4.7 FAKTORI I SJELLJES (KLASA E DUKTILITETIT)

Koeficienti i reduktimit të veprimit sizmik, faktori i sjelljes “q” është përcaktuar duke u bazuar në EN 1998-1. Është zgjedhur klasa e mesme e duktilitetit “DCM”.

Vlera kufitare e sipërme e faktorit të sjelljes q , që përcaktohet në 3.2.2.5(3) tek EN 1998-1 për të marrë parasysh kapacitetin e disipimit të energjisë, duhet të përcaktohet për çdo drejtim projektues, që mund të jenë horizontal dhe vertikal.

Për ndërtesat që janë të rregullta në lartësi në përputhje me 4.2.3.3 tek EN 1998-1, për tipet e ndryshëm strukturorë vlerat bazë të q_0 jepen në Tabelën 5.1.

Tabela 2 Tabela 5.1: Vlera bazë q_0 e faktorit të sjelljes për sisteme të rregullt në lartësi

TIPI STRUKTUROR	DCM	DCH
Sistem ramë, sistem dual, sistem me mure të çiftuara	3,0 α_u/α_1	4,5 α_u/α_1
Sistem me mure	3,0	4,0 α_u/α_1
Sistem me fleksibilitet përdredhës	2,0	3,0
Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur	1,5	2,0

Ndërtesat të cilat nuk janë të rregullta në lartësi, këshillohet që q_0 të reduktohet me 20%.

Kur faktori shumëzues α_u/α_1 nuk vlerësohet nëpërmjet llogaritjeve explicite, për ndërtesat që janë të rregullta në plan mund të përdoren vlerat vijuese të përafërta të α_u/α_1 .

a) Rama ose sisteme duale me rama ekuivalente.

- Ndërtesat njëkatëshe: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- Ramat shumëkatëshe me një hapësirë: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;
- Ramat shumëkatëshe me shumë hapësira ose struktura duale me rama ekuivalente: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,3$;

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

- sisteme me mure me vetëm dy mure të paçiftuara sipas drejtimit horizontal: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,0$;
- sisteme të tjera me mure të paçiftuara: $\alpha_u/\alpha_1 = 1,1$;
- sisteme duale me mure ekuivalente ose me mure të çiftuara $\alpha_u/\alpha_1 = 1,2$;

Bazuar në 5.2.2.2 tek EN 1998-1, për strukturën në fjalë, vlerësojmë si më poshtë:

- Faktori i sjelljes: **3.30**

5 TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM

Në këtë kapitull janë dhënë disa kërkesa të tjera që nevojiten për vlerësimin dhe projektimin e struktura të reja bazuar në rregullat dhe normat evropiane të projektimit.

5.1 JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË

5.1.1 Kërkesat e durueshmërisë

Një strukturë e qëndrueshme duhet të plotësojë kërkesat e shërbimit, forcën dhe stabilitetin gjatë gjithë jetëgjatësisë së saj projektuese, pa humbje të konsiderueshme të shërbimeve apo të mirëmbajtjes së pa parashikuar. Kërkesat e mbrojtjes së strukturës do të përcaktohen duke marrë në konsideratë përdorimin e synuar të saj, jetëgjatësinë projektuese, programin dhe veprimet kryesore. Mbrojtja ndaj gërryerjeve të shufrave të çelikut varet nga densiteti, kualiteti dhe trashësia e shtresës mbrojtëse dhe e madhësisë së plasaritjeve në beton. Densiteti dhe kualiteti i shtresës mbrojtëse arrihet duke kontrolli i koeficientit maksimal ujë/çimento dhe përmbajtjen minimale të çimentos dhe mund të jenë të lidhura me një klasë minimale të forcës së betonit.

5.1.2 Kushtet Mjedisore

Kushtet e ekspozimit janë kushtet kimike dhe fizike të cilat struktura është e ekspozuar përveç veprimeve mekanike. Kushtet mjedisore klasifikohen sipas Tabelës 4.1 të EN 1992-1-1, e cila bazohet në EN 206-1. Sipas tabelës së sipërpërmendur, elementët strukturorë që do të projektohen (në lidhje me korrozionin) i takojnë klasës:

- X0 Për betone brenda ndërtesave me shume pak lagështi;
- XC1 E thate ose vazhdimisht e lagësht.
- XC2 E lagësht dhe rrallë herë e thatë, Betoni shpeshherë subjekt i ujit. Themele.
- XC4 E thatë dhe e lagësht ciklike: Sipërfaqe betoni që i nënshtrohen kontaktit me ujin, por që nuk bëjnë pjesë në klasën e ekspozimit XC2.

Sipas EN 1992-1, 4.4.1.2(12): Kur pritet sulm ngrirje/shkrirje ose kimik mbi betonin (klasat XF dhe XA), pritet që t'i kushtohet vëmendje e veçantë recetës së betonit (shih EN 206-1 Seksioni 6). Shtresa mbrojtëse në përputhje me 4.4 tek EN 1992-1-1 është zakonisht e mjaftueshme për situata të tilla. **Të bëhet analiza e ujërave nëntokësore dhe e ajrit për të kontrolluar përbërjen kimike të tyre. Mbi bazën e saj të gjykohet mbi shkallën e aktivitetit kimik mbi strukturë dhe për çdo rast të shtohen në beton elementët kimik mbrojtës.**

Table 4.1: Exposure classes related to environmental conditions in accordance with EN 206-1

Class designation	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
1 No risk of corrosion or attack		
X0	For concrete without reinforcement or embedded metal: all exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack For concrete with reinforcement or embedded metal: very dry	Concrete inside buildings with very low air humidity
2 Corrosion induced by carbonation		
XC1	Dry or permanently wet	Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water
XC2	Wet, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact Many foundations
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate or high air humidity External concrete sheltered from rain
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to water contact, not within exposure class XC2

Figura 5 Pjesë nga Tabela 4.1 e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së ekspozimit për betonit

5.1.3 Jetëgjatësia Projektuese

Jetëgjatësia projektuese është përcaktuar duke u bazuar në EN 1990 siç përmendet më poshtë:

“periudha gjatë së cilës supozohet se një strukturë, ose pjesë të saj, përdoren për qëllimin e planifikuar, me mirëmbajtjen të parashikuar, por pa pasur të domosdoshme riparime të mëdha”.

Jetëgjatësia projektuese duhet të specifikohet, siç është e nevojshme për përcaktimin e veprimeve të projektimit (p.sh reagimet sizmike), karakteristikat e materialeve (p.sh lodhja), për zhvillimin e strategjive të mirëmbajtjes, etj.

Tabela 3 Tabela 2.1 në EN 1990 jep vlerat indikative të jetëgjatësisë projektuese

Kategoritë e jetëgjatësisë projektuese	Vlerat treguese të jetëgjatësisë (në vjet)	Shembuj
1	10	Struktura të përkohshme
2	10 to 25	Pjesë të zëvendësueshme të strukturave p.sh trarë urash,, mbështetjet etj
3	15 to 30	Struktura bujqësore dhe struktura të ngjashme
4	50	Struktura banimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura monumentale, urat dhe struktura të tjera të inxhinierisë civile

Jetëgjatësia projektuese për ndërtesat e banimit dhe struktura të tjera të zakonshme **50 vjet**.

5.2 PËRCAKTIMI I KLASËS SË BETONIT

5.2.1 Klasa e betonit në funksion të kushteve mjedisore

Përcaktimi i duhur dhe më jetëgjatë i klasës së betonit bëhet për të mbrojtur betonin nga agjentët e ndryshëm të jashtëm dhe mbrojtjen e armaturës së çelikut nga gërryerjet, kjo kërkon marrjen në konsideratë të përbërjes së betonit.

Për klasat e ekspozimit të zgjedhura me lart, në përputhje me Tabelën E.1N në EN 1992.1.1, është përcaktuar klasa e betonit siç jepet më poshtë:

Klasat e ekspozimit në përputhje me Tabelën 4.1										
Korrozioni										
	Korrozion i shkaktuar nga karbonizimi				Korrozioni i shkaktuar nga kloruri			Korrozioni i shkaktuar nga kloruri i ujit të detit		
	XC1	XC2	XC3	XC4	XD1	XD2	XD3	XS1	XS2	XS3
Tregues i klasës së betonit	C20/25	C25/30	C30/37		C30/37		C35/45	C30/37	C35/45	
Dëmtimet në Beton										
	Nuk ka rrezik	Ngrije/shkrije			Sulmi kimik					
	X0	XF1	XF2	XF3	XA1	XA2		XA3		
Tregues i klasës së betonit	C12/15	C30/37	C25/30	C30/37	C30/37			C35/45		

Tabela 4 Tabela E.1N e EN 1992-1-1, përshkrimi i klasës së betonit për kategori të ndryshme ekspozimi

Ndërkohë, duke u bazuar në Eurocode 8, në kapitujt që flasin për projektimin e strukturave me duktiliteti të mesëm dhe me duktiliteti të lart, minimumi i klasës së betonit për elementët kryesorë sizmikë është C16/20 për strukturat DCM (Klasë duktiliteti të mesme) dhe C20/25 për strukturat DCH (Klasë duktiliteti të lartë).

Përfundimisht, duke u bazuar në dy Euro kodet, Euro kodin 2 dhe Euro kodin 8, klasa minimale e betonit që do të përdoret është C20/25.

5.2.2 Shtresa mbrojtëse e armaturës së çelikut

Shtresa mbrojtëse minimale duhet të përmbushë dy kritere, lidhjen e çelikut me betonin dhe durueshmërinë. Shtresa mbrojtëse është distanca ndërmjet sipërfaqes së armaturës së mbyllur (përfshirë shufrat e kthyer, stafat) deri në sipërfaqen më të afërt të betonit.

Shtresa mbrojtëse është përcaktuar si një minimum i shtresës, c_{min} , plus një tolerance (devijim) të lejueshëm projektues, ΔC_{dev} :

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur}; 10\text{mm}\}$$

$c_{min,b}$ (lidhja e çelikut me betonin) jepet në Tab. 4.2 të EN 1992-1-1 si:

$$c_{min,b} = \text{diametri i shufrës (përmasa maksimale e agregatëve} \leq 32 \text{ mm)}$$

Shtresa mbrojtëse minimale, c_{min} , duhet të përdoret që të sigurojë:

- Transmetimin e sigurt të forcave hekur-beton;
- Të mbrojë armaturën e çelikut kundrejt gërryerjeve (durueshmëria);
- Një rezistencë të qëndrueshme kundrejt zjarrit;

Vlera më e madhe e c_{min} që do të përdoret duhet të sigurohet duke plotësuar dy kriteret për lidhjet hekur-beton dhe kushtet e mjedisit:

$$c_{min} = \max \{c_{min,b}; c_{min,dur} + \Delta c_{dur,\gamma} - \Delta c_{dur,st} - \Delta c_{dur,add}; 10 \text{ mm}\}$$

Ku:

$c_{min,b}$	<i>min.i shtresës mbrojtëse për shkak të lidhjes së kërkuar hekur-beton;</i>
$c_{min,dur}$	<i>min.i shtresës mbrojtëse për shkak të kushteve të mjedisit;</i>
$\Delta c_{dur,\gamma}$	<i>element sigurie shtesë;</i>
$\Delta c_{dur,st}$	<i>reduktim i shtresës mbrojtëse për përdorim të çeliku inoks;</i>
$\Delta c_{dur,add}$	<i>reduktim i shtresës mbrojtëse për përdorim të mbrojtjeve shtesë;</i>

Në mënyrë që të sigurojë një transmetim të sigurt të forcave dhe për të siguruar një ngjeshje të kënaqshme të betonit, minimumi i shtresës mbrojtëse nuk duhet të jetë më pak se $c_{min,b}$, e cila jepet në tabelën 4.2 të EN 1992-1-1.

Kështu për shufra të ndryshme (dhe madhësia maksimale nominale e agregatit është më e vogël se 32mm), $c_{min,b}$, është i barabartë me diametrin e shufrës, e cila është e ndryshueshme nga një element tek tjetri, por nuk është më i madh se 20mm.

Vlerat minimale të shtresës mbrojtëse për armaturë në beton më peshë normale për shkak të klasës së ekspozimit dhe klasës strukturore është dhënë nga $c_{min,dur}$.

Klasa strukturore e rekomanduar (jetëgjatësia projektuese 50 vjet) është **S4** për beton më rezistencë jepet në Aneksin E të EN 1992-1-1.

Vlerat rekomanduese për $c_{min,dur}$ për armaturën e çelikut merren në tabelën 4.4N tek EN 1992-1-1 (shih më poshtë), është 30mm.

Vlera e rekomanduara për $\Delta c_{dur,\gamma}$, $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ është 0mm.

Kështu c_{min} është: $c_{min} = \max(20\text{mm}; 30\text{mm}; 10\text{mm}) = 30\text{mm}$

Vlera e rekomanduar për ΔC_{dev} është 10mm. Kjo vlerë është konsideruar në projektim si vlerë që varion nga 0 në 10mm, në varësi të mundësisë për një kontroll të kënaqshëm të cilësisë.

Në rastin tonë, vlera e $c_{min,dur}$ është: 35mm (për Klasë Strukturore S5 dhe klasë ekspozimi XC4).

Shtresa mbrojtëse e normuar, e cila gjendet në vizatime dhe që përdoret në llogaritje, merret duke shtuar vlerës minimale një devijim të mundshëm për të garantuar se kjo vlerë minimale do respektohet gjatë zbatimit.

$$c_{nom} = c_{min} + \Delta C_{dev} \quad \Delta C_{dev} = 10\text{mm (vlerë e rekomanduar 4.4.1.3 (1)P)}$$

Përfundimisht: $c_{nom}=30\text{mm}$ për elementët e rinj strukturorë betonarme.

5.3 FAKTORI I RËNDËSISË SË STRUKTURËS

Diferencimi i besueshmërisë realizohet duke i klasifikuar strukturat në klasa të ndryshme rëndësie (EN 1998-1, 2.1(3)P). Për çdo klasë rëndësie caktohet një faktor rëndësie γ_I . Më e përshtatshme është që kur ka mundësi ky faktor këshillohet të nxirret i tillë që t'i korrespondojë një vlerë më të lartë ose më të ulët të periodës së veprimit sizmik (duke mbajtur parasysh periodën referencë të rikthimit), si një mënyrë e përshtatshme kjo për projektimin e kategorive të veçanta të strukturave (shih 3.2.1(3)).

Faktori i rëndësisë për ndërtesat është një faktor mjaft i rëndësishëm në projektimin e ndërtesave. Duke u bazuar në EN1998-1, Tabela 4.3 do të marrim faktorët e rëndësisë për klasa të ndryshme të ndërtesave.

Klasa e rëndësisë	Ndërtesat
I	Ndërtesa të një rëndësie të vogël për sigurinë publike, p.sh. ndërtesa bujqësore etj.
II	Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive të tjera
III	Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështimin e rrydhojave që shkakton një shembje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucione kulturore etj.
IV	Ndërtesa, integriteti gjatë tërmetit i të cilave është me rëndësi jetësore për mbrojtjen civile, si p.sh. spitalet, stacionet e zjarrfikëseve, centralet energjetike etj.

Tabela 5 Tabela 4.3, EN 1998-1, Faktorët e rëndësisë për ndërtesat

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

$$a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$$

a_{gR} është shpejtimi referencë maksimal (pik) i truallit, në truall të tipit A

a_g është shpejtimi projektues i truallit, në truall të tipit A

γ_I është faktori i rëndësisë (i përcaktuar për PR në TL vite ose nga klasat e rëndësisë)

Objekti që do të llogaritet është një **Strukturë e zakonshme** ku do të ketë një numër normal lëvizjesh nga njerëzit. Duke u bazuar në tabelën e mësipërme objekti në fjalë hyn në **kategorinë II**. (Ndërtesa të zakonshme, që nuk u përkasin kategorive të tjera.)

Vlerat e faktorit të rëndësisë γ_{IR} mund të merren në Aneksin Kombëtar të çdo vendi. Vlerat e faktorit të rëndësisë mund të jenë të ndryshme për vende të ndryshme në funksion të rrezikut sizmik të zonës ku ndërtohet objekti dhe në funksion të shkallës së sigurisë së objektit. Vlerat e rekomanduara të faktorit të rëndësisë për klasat I, III dhe IV janë të barabarta me 0.8, 1.2 dhe 1.4.

Bazuar në 4.2.4 tek EN 1998-1, për strukturën në fjalë, vlerësojmë si më poshtë:

- Klasa dhe faktori i rëndësisë: **1.0**

5.4 VETITË FIZIKO – MEKANIKE TË MATERIALEVE

Materialet që do të përdoren për projektimin e strukturës (betoni dhe çeliku) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në Eurokodin 2 si dhe në Eurokodin 8.

EN 1998-1, 5.5.1(3)P kërkon që në elementët parësorë sizmikë të përdoret çelik armimi sipas EN 1992, Tabela C.1. EN 1998-1, 5.5.1(1)P kërkon që të mos përdoret klasë betoni më e ulët se C20/25 për klasë duktiliteti DCH.

Zgjedhja e materialeve u kushtëzua edhe nga respektimi i klasave orientuese të Tabela E.1N të EN 1992-1. Betoni dhe çeliku i armimit për strukturën janë si më poshtë (EN 1992-1-1).

5.4.1 Klasat e Betonit

Klasat e betonit **C25/30** dhe **C30/37** janë përdorur për disa elementë strukturorë.

Zgjedhja e klasës së betonit është bërë dukë u bazuar mbi:

1. *Klasat indikativë të rezistencës së betonit nga Eurocode 2 dhe Eurocode 8, minimi i kërkesave është dhënë në paragrafin e mësipërm;*
2. *Projektimi paraprakë strukturorë që çon në optimizmin e përdorimit të materialeve.*

Karakteristikat mekanike për këtë rezistencë të klasës së betonit, marrë nga EN 1992-1-1:

Tabela 6 Karakteristikat e betonit C25/30 dhe C30/37

f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
25	1.5	16.67	2.6	1.93	0.21	0.35	24*	33	2	31.0
f_{ck} (MPa)	γ_c	f_{cd} (MPa)	f_{ctm} (MPa)	f_{ctd} (MPa)	ϵ_c (%)	ϵ_{cu2} (%)	γ (kN/m ³)	f_{cm} (MPa)	n	E_{cm} (GPa)
30	1.5	20	2.9	1.93	0.22	0.35	24*	38	2	33.0

*densitetit mund të rritet me kN/m³ për betonin e armuar;

*Simbolet e përdorura në tabelën e mësipërme janë në përputhje me EN 1992-1-1.

Marrëdhëniet sforcim-deformim të betonit për projektimin e seksioneve tërthore paraqiten më poshtë:

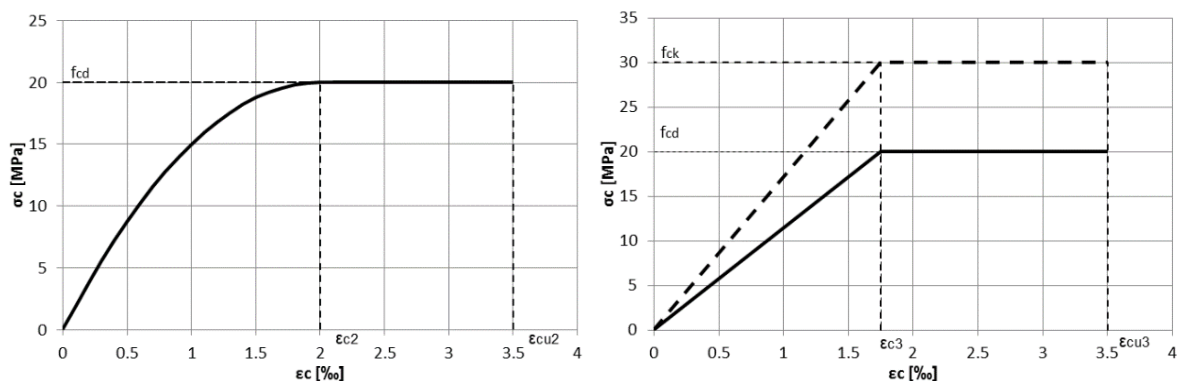


Figura 6 Diagramat sforcim – deformim për betonin

Klasat e betonit më të përdorshme për elementët strukturorë janë **C25/30** dhe **C30/37**.

5.4.2 Armatura e Çelikut

Armatura e Çelikut që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Duke u bazuar në EC2, armatura e çelikut që do të përdoret është e klasave A, B ose C, Tabela C.1. Duke u bazuar në EC8, në zonat kritike të elementëve kryesore sizmike me klasë duktiliteti të mesme DCM, duhet të përdoret armatura e çelikut e klasës B ose C sipas EN 1992-1-1:2004, Tabela C.1 (tabela e mëposhtme).

Forma e produktit		Shufrat dhe kavot			Rrjetë teli			Kërkesat ose vlera kuantile (%)					
Klasa		A	B	C	A	B	C	-					
Rezistenca karakteristike në rrjedhshmëri f_{yk} ose $f_{0,2k}$ (MPa)		400 deri në 600						5.0					
Vlera minimale e $k=(f_t/f_y)_k$		≥1.05	≥1.08	≥1.05 <1.35	≥1.05	≥1.08	≥1.05 <1.35	10.0					
Deformimi karakteristik për forcën maksimale, ϵ_{uk} (%)		≥2.5	≥5.0	≥7.5	≥2.5	≥5.0	≥7.5	10.0					
Përkulshmëria		Testi në përkulje/ ri-përkulje			-								
Rezistenca në forcë prerëse		-			0.3A F_{yk} (A është sip. e telit)			Minimum					
Devijimi maksimal nga masa nominale (Shufër individuale ose telit) (%)	Madhësia nominale e shufrës (mm)							5.0					
									≤8				±6.0
									>8				±4.5

Tabela 7 Tabela C.1 e EN 1998-1-1, përshkrimi I karakteristikave të armaturës së çelikut

Për të gjithë elementët strukturorë, armatura e çelikut e zgjedhur do të jetë e klasës **B** me karakteristikat e përshkruara në tabelën e mësipërme. Vlera e rezistencës në rrjedhshmëri është $f_{yk}=500\text{MPa}$. Referuar euro kodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

5.4.3 Çeliku Strukturorë

Çeliku strukturorë që do të përdoret për strukturat metalike që do të bëhen në kuadër të këtij projekti do të jetë i klasës **S235**, duke u bazuar në EN 10025-2. Në Tabelën e mëposhtme jepet në mënyrë të përmblëdhur karakteristikat kryesore të çelikut strukturorë:

Tabela 8 Karakteristikat e çelikut strukturorë S235

f_y	MPa	235
f_u	MPa	430
E_s	GPa	210

Vlerat e dhëna në tabelën e mësipërme i korrespondojnë elementëve prej çeliku më trashësi nominal jo më të madhe se 40mm.

5.5 NGARKESAT, VEPRIMET DHE KOMBINIMET E TYRE

5.5.1 Të Përgjithshme

Ngarkesat dhe veprimet janë shkaqet nga të cilët mund të lindin sforcime, deformime, vibrime etj. në elementët e strukturës ose në strukturën në tërësi.

Veprimet sipas ndryshimit të madhësisë së tyre në kohës i klasifikojmë, si më poshtë:

- **Veprime të përhershme (G)**, p.sh: peshat vetjake të strukturave, të pajisjeve të fiksuara dhe shtresave rrugore, veprime jo të drejtpërdrejta të shkaktuara nga tkurrja e betonit dhe cedimet jo të njëtrajtshme;
- **Veprime të ndryshueshme (Q)**, p.sh: ngarkesat e ushtruara në mbi strukturë, trarë;
- **Veprimet e erës ose ngarkesat e dëborës**;
- **Veprime aksidentale (A)**, p.sh: veprimet sizmike, shpërthimet ose goditjet etj.;

5.5.2 Klasifikime thelbësore të ngarkesave

Me termin “ngarkesë” nënkuptohen veprimet e drejtpërdrejta ,d.m.th. forcat e përqendruara dhe të shpërndara që veprojnë mbi strukture dhe me termin “veprim” nënkuptohen veprimet e tërthorta që bëhen shkak për deformime si p.sh deformimet nga ndryshimet e temperaturës, nga ulja dhe mbufatja e betonit, cedime të themeleve etj.

Në përgjithësi, duke u mbështetur edhe tek EC1,do të përdorim për lehtësi vetëm termin “veprim”, por duke nënkuptuar sa me sipër.

5.5.3 Klasifikimi i veprimeve

5.5.3.1 Sipas ndryshimit të kohës

- a) Veprime të përhershme “G” si pesha vetjake, pajisjet fikse, shtrimet në rrugë etj.;
- b) Veprime të përkohshme (të ndryshueshme) “Q” si mbingarkesat, ngarkesa e erës etj.;
- c) Veprimet e jashtëzakonshme “A” si shpërthimet, plasjet, etj.
- d) Veprimi sizmik “AE” që lind për shkak të tërmetit.

5.5.3.2 Sipas ndryshimit në hapësirë

- a)Veprime fikse (pesha veriake).
- b)Veprime të lira (si p.sh. mbingarkesat e lëvizshme, ngarkesa e erës dhe e dëborës).

5.5.3.3 Sipas natyrës së tyre dhe/ose përgjigjes strukturore

- a) Veprime statike që nuk shkaktojnë nxitime të rëndësishme të strukturës ose të elementeve strukturor.
- b) Veprime dinamike që provokojnë nxitime të rëndësishme të strukturës dhe të elementëve strukturore (në shume raste efektet dinamike llogariten duke u nisur nga veprime thujse statike duke futur forca statike ekuivalente të rritura). Ka raste kur disa veprime “Q” mund të konsiderohen të jashtëzakonshme, si p.sh. ngarkesa e dëborës etj.
- c) Veprimet indirekte mund të jenë si të përhershme “Gind “ (cedimet) ashtu edhe të përkohshme “Qind “(efektet termike të cilat duhet të trajtohen).

Në shumicën e rasteve vlerat përfaqësuese të një veprimi të ndryshueshëm “Q” paraqiten si produkt të vlerave karakteristike me koeficientet e kombinimit.(jepen si pjese të vlerave karakteristike)

Para se të japim koeficientet e kombinimit, po paraqesim kategoritë e ndërtesave, në mënyre që të kuptohet sa me sakte sa vijon.

5.5.4 Ngarkesat e përhershme (të vdekura) G

Pesha vetjake është llogaritur me ndihmën e vizatimeve, duke përdorur vlerat e normuara të përmasave të paraqitura dhe duke përdorur vlerat e peshave volumore të sugjeruara në EN 1991-1. Pesha vetjake e trarëve, kolonave, harqeve, soletave dhe elementëve të tjerë strukturorë është marrë në konsideratë si një ngarkesë uniformisht e shpërndarë në gjatësi ose në sipërfaqe (në varësi të gjeometrisë), e llogaritur nëpërmjet përmasave nominale.

Aneksi A tek EN 1991-1 – Tabela për peshat vëllimore nominale të materialeve të ndërtimit.

Më poshtë janë dhënë peshat vëllimore të materialeve që do të përdoren:

Tabela 9: Peshat vëllimore për materiale të ndryshëm në përputhje me EN1991

Materiali	Pesha vëllimore (kN/m ³)
Beton (pesha vëllimore, pa hekur)	24.0
Beton (pesha vëllimore, me hekur)	25.0
Llaç çimento	23.0
Llaç gipsi	18.0
Çelik	78.5
Qelqi (në fletët)	25.0
Zhavorr dhe rërë	20.0
Druri (shih EN 338 për klasat e fortësisë së drurit)	4.50
Alumini	27.0

5.5.5 Ngarkesat e përkohshme (e ushtruara) Q

Ngarkesat e ushtruara në katet e ndërtesës, trarë dhe në çatinë janë marrë në përputhje me Eurokodin për këtë vlerësimin strukturor të strukturës.

Tabela 6.1 dhe Tabela 6.2 bazuar në EN 1991-1 japin kategoritë e përdorimit dhe vlerat korresponduese të ngarkesave të ushtruara me vlerat e rekomanduara (të nënvizuara) për projektimin e strukturave sipas Eurokodeve. Kategoritë e përdorimit që i takojnë ndërtesës sonë janë:

Kategoria A --> Sipërfaqe për aktivitete rezidenciale dhe të brendshëm;

Kategoria B --> Sipërfaqe për zyra;

Kategoria C --> Sipërfaqe ku njerëzit mund të mbledhen për aktivitete të ndryshme.

Kategoria C1 --> Sipërfaqe me tavolina, kade, restorante etj.

Kategoria C2 --> Sipërfaqe me vende fikse, kinema, salla konferencash etj.

Kategoria C3 --> Sipërfaqe pa pengesa për lëvizjen e njerëzve etj.

Kategoria C4 --> Sipërfaqe me aktivitet të mundshëm fizik etj.

Kategoria C5 --> Sipërfaqe me dendësi të madhe të njerëzve/turma etj.

Table 6.1 - Categories of use		
Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B and D1)	<p>C1: Areas with tables, etc. E.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions.</p> <p>C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms.</p> <p>C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts.</p> <p>C4: Areas with possible physical activities, a.g. dance halls, gymnastic rooms, stages.</p> <p>C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.</p>
D	Shopping areas	<p>D1: Areas in general retail shops</p> <p>D2: Areas in department stores</p>
1) Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see table 6.3		
NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex		
NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2		
NOTE 3 See 6.3.2 for storage of industrial activity		

Table 6.2- Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings		
Categories of loaded areas	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Category A		
-Floors	1.5 to 2.0	2.0 to 3.0
-Stairs	2.0 to 4.0	2.0 to 4.0
-Balconies	2.5 to 4.0	2.0 to 3.0
Category B	2.0 to 3.0	1.5 to 4.5
Category C		
-C1	2.0 to 3.0	3.0 to 4.0
-C2	3.0 to 4.0	2.5 to 7.0(4.0)
-C3	3.0 to 5.0	4.0 to 7.0
-C4	4.5 to 5.0	3.5 to 7.0
-C5	5.0 to 7.5	3.5 to 4.5
Category D		
D1	4.0 to 5.0	3.5 to 7.0(4.0)
D2	4.0 to 5.0	3.5 to 7.0

Figura 7 Tabela 6.1 nga EN1991-1-1, Kategoritë e përdorimit dhe Ngarkesat e ushtruara në ndërtesa

5.5.5.1 Ngarkesat e përkohshme në soleta

Ngarkesa e përkohshme që vepron në soletë duke iu referuar Tabelës 6.2 të EC-1 është $q_k = 2.0 - 3.0 \text{ kN/m}^2$ për sipërfaqet e zyrave si dhe $q_k = 3.0 - 5.0 \text{ kN/m}^2$ për sipërfaqet me aktivitet të mundshëm fizik (kulla e vrojtimit) referuar gjithmonë kategorisë C.

Në rastin në shqyrtim ngarkesa e përkohshme për llogaritjen e strukturës është marr m^2 dhe është $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$ në katet e shërbimit tek kulla e vrojtimit dhe $q_k = 5.0 \text{ kN/m}^2$ në sipërfaqet e terminalit.

5.6 KOMBINIMET E NGARKESAVE

Kombinimet e ngarkesave dhe veprimeve janë llogaritur në përputhje me EN 1990 dhe dispozitat e veçanta për strukturat rezistence ndaj tërmetejeve që jepen në EN 1998-1

5.6.1 Kombinimi i veprimeve për ULS

5.6.1.1 Kombinimi kryesor

Referuar paragrafit 6.4.3.2 të EN 1990, kombinimi themelor mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{Gj} \cdot G_{k,j} + \gamma_{Q,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Qi} \cdot \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Për situatat e vazhdueshme të projektimit, kombinimi i mësipërm mund të shkruhet:

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LMI} + Q_F) + \gamma_{Fw} \cdot \psi_{0,Fw} \cdot F_W^*$$

$$\gamma_{Gj} \cdot (G_S + G_P + G_F + G_{PS}) + \gamma_{Q,1} \cdot (Q_{LMI} + Q_F) + \gamma_T \cdot \psi_{0,T} \cdot T$$

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 1.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

Q_c – Ngarkesat ndërtimit

$$\gamma_{Gj} = \begin{cases} 1.05 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0.95 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases} \quad \gamma_{Q,1} = \begin{cases} 1.35 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0.00 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

$$\gamma_{Fw^*}, \gamma_T, \gamma_{Sn} = \begin{cases} 1.5 & \text{përveprimete pafavorshme} \\ 0 & \text{përveprimete favorshme} \end{cases}$$

$$\psi_{0,Fw^*} = 1; \psi_{0,T} = 1, \psi_{0,Sn} = 1$$

5.6.1.2 Kombinimi i veprimeve për situata projektuese aksidentale jo-sizmike

Sipas Euro kodit “Bazat e Projektimit”– EN 1990:2002 vlerësimi i efekteve do të duhej të bëhej sipas formatit të përgjithshëm vijues:

$$E_d = \gamma_{Sd} E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1}; \gamma_{q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

ku:

γ_{Sd} koeficient i pjesshëm që lidhet me mos njohjen e forcës dhe/ose mënyrën e veprimit të saj;

E efekti i forcës;

E_d vlera projektuese e efektit të veprimit;

$\gamma_{g,j}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përhershme “j”, i cili merr parasysh mundësinë e devijimit të pafavorshëm të vlerës së forcës nga vlera e tij përfaqësuese;

$G_{k,j}$ vlera karakteristike e veprimit të përhershëm G_j ;

γ_p koeficient i pjesshëm për veprimin nga paranderja;

P vlera përfaqësuese përkatëse e veprimit nga paranderja;

$\gamma_{q,1}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përkohshme “j”, i cili merr parasysh mundësinë e devijimit të pafavorshëm të vlerës së forcës nga vlera e tij përfaqësuese;

$Q_{k,1}$ vlera karakteristike e veprimit të përkohshëm (variabël) kryesor “1”;

$\gamma_{q,i}$ koeficient i pjesshëm për ngarkesat e përkohshme “i”;

$\Psi_{0,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesën e përkohshme “i”;

$Q_{k,i}$ vlera karakteristike e veprimit shoqërues të përkohshëm (variabël) “i”.

Kombinimi i efekteve të forcave që do të konsiderohet do të bazohet në vlera projektuese e veprimit të përkohshëm kryesor vlera projektuese e kombinimit shoqërues të veprimit të përkohshëm

$$E_d = E \left\{ \gamma_{g,j} G_{k,j}; \gamma_p P; \gamma_{q,1} Q_{k,1} \right\} \quad j \geq 1; i \geq 1$$

Kombinimi i forcave në kllapa $\{ \}$ mund të shprehet si:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{g,j} G_{k,j} + \gamma_p P + \gamma_{q,1} Q_{k,1} + \sum_{i \geq 1} \gamma_{q,i} \Psi_{0,i} Q_{k,i}$$

Në këtë kombinim është marrë parasysh dhe efekti i ndryshimit të temperaturës dhe forcat që sjell ky ndryshim në strukturën tonë.

5.6.2 Kombinimi i veçantë – Veprim sizmik

Referuar seksionit 6.4.3.3 të EC0, kombinimi sizmik mund të shkruhet:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + \gamma_I \cdot A_{Ed} + \sum_{i > 1} \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i}$$

5.6.2.1 Kombinimet e veprimit sizmik me veprime të tjera

Vlera projektuese E_d e efekteve të veprimeve me situatën projektuese sizmike, kombinimin e veçantë me ngarkesën sizmike, duhet të përcaktohet në përputhje me kushtet teknike në fuqi mbi kombinimet e ngarkesave (në Euro kodin EN 1990:2002)

Efektet inerciale të veprimit sizmik projektues, duhet të vlerësohen duke marrë parasysh praninë e masave që u përgjigjen të gjitha ngarkesave peshë që shfaqen (paraqiten) në kombinimin vijues të veprimeve:

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

- G_{kj} veprimi konstant (ngarkesa e përhershme);
- $Q_{k,i}$ veprimi variabël (ngarkesa e përkohshme);
- $\Psi_{E,i}$ koeficienti i kombinimit për ngarkesën e përkohshme (veprimin variabël) i .

Vlerat e rekomanduara për faktorët Ψ_0 dhe Ψ_2 jepen në **Tabelën 2.6**, hartuar mbi bazën e tabelës A.1.1 të Euro kodit EN 1990: 2002 (Bazat e Projektimit).

Në shprehjen më lart $\Psi_{E,i}$ është koeficienti i kombinimit për veprimin variabël Q_i i cili mban parasysh probabilitetin që të gjitha ngarkesat $\Psi_{0,i} \cdot Q_{ki}$ (për gjendjen kufitare të kufizimit të dëmtimeve) ose $\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ (për gjendjen e fundit kufitare – **ULS**) të ndodhen në të gjithë strukturën në momentin (në rastin) e tërmetit ($\Psi_{E,i}$ merret duke shumëzuar $\Psi_{0,i}$ ose $\Psi_{2,i}$ me koeficientin φ). Koeficientet e kombinimit $\Psi_{E,i}$ marrin parasysh mundësinë që ngarkesat $\Psi_{2,i} \cdot Q_{ki}$ të mos jenë të pranishme në të gjithë strukturën gjatë kohës së ndodhjes së tërmetit. Këta koeficiente mund të marrin parasysh gjithashtu pjesëmarrjen e reduktuar të masave në lëvizjen që kryen struktura për shkak të lidhjes jo të ngurtë midis tyre.

Vlerat $\Psi_{2,i}$ jepen në Rregullat Teknike përkatëse në fuqi që trajtojnë kombinimin e ngarkesave (tek Euro kodet, Euro kodi EN 1990:2002), kurse vlerat $\Psi_{E,i}$ jepen në përcaktimet përkatëse të këtyre Rregullave Teknike të Projektimit antisizmik, adoptuar sipas EC8.

5.6.2.2 Kombinimet e veprimeve për Gjendjet Kufitare të Shërbimit (SLS)

Kombinimi i veprimeve në një situatë projektuese të caktuar duhet të jetë i përshtatshëm për kërkesat e shërbyeshmërisë dhe të performancës që kërkohet të verifikohen.

Simbolikisht, kombinimet e veprimeve për gjendet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të EN 1990:

Kombinimi karakteristik:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi karakteristik përdoret normalisht për gjendet kufitare të pakthyeshme.

Kombinimi i shpeshtë:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi i shpeshtë përdoret normalisht për gjendet kufitare të pakthyeshme.

Kombinimi thujse i përhershëm:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

Kombinimi thujse i përhershëm përdoret për efektet afatgjatë dhe për pamjen e strukturës.

Kombinimi jo-i-shpeshtë i veprimeve

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,inf} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{1,i} \cdot Q_{k,i}$$

6 LLOGARITJET STRUKTURE

6.1 TË PËRGJITHSHME

Për të hartuar projektin konstruktiv të kësaj godinë, të gjitha llogaritjet konstruktive, statike, dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tre dimensionale të objektit si përsa i takon konstruksionit (themelet, kolonat, muret soletat) ashtu edhe ngarkesave. Modelimin është realizuar duke u bazuar në konceptin e metodës së analizës së elementeve të fundëm (MEF), metodë kjo që siç dihet krijon mundësinë e informatizimit të strukturës. Për kryerjen e këtyre llogaritjeve janë përdorur dy programe (software) kompjuteri:

- **CDSWin**: i cili kryen si llogaritjet ashtu edhe përpunimin paraprak të projektit;
- **SAP2000**: i cili është përdorur për kontrollin e strukturës nën efektin dinamik;

Analiza e të gjithë elementëve të objektit është bërë duke përdorur programin analizues CDSWin dhe SAP2000 (Computers and Structures, Inc. (CSI)). Të gjithë elementët e strukturës janë modeluar në tipin e seksionit “shell” ose “frame”. Programi analizues ka 4 lloje të elementëve: shell, frame, tendon dhe cable section. Në funksion të strukturës janë pranuar elementin “shell” ose “frame”.

6.2 INFORMACION I PËRGJITHSHËM MBI SKEMËN STRUKTURE

Sistemi strukturorë për të cilin është llogaritur dhe projektuar është sistem sisteme ramë tredimensionalë hapësinor betonarme një katëshe. Elementët kryesorë mbajtës janë themelet, kolumnat dhe trarët. Struktura nuk është e ndarë me fugë sizmike duke patur parasysh shtrirjen e saj në plan dhe lartësi e cila është e rregullt. Struktura ngrihet 1 kat mbi tokë.

Më poshtë janë paraqitur disa pamje tre dimensionale të godinës dhe prerje në lartësi.

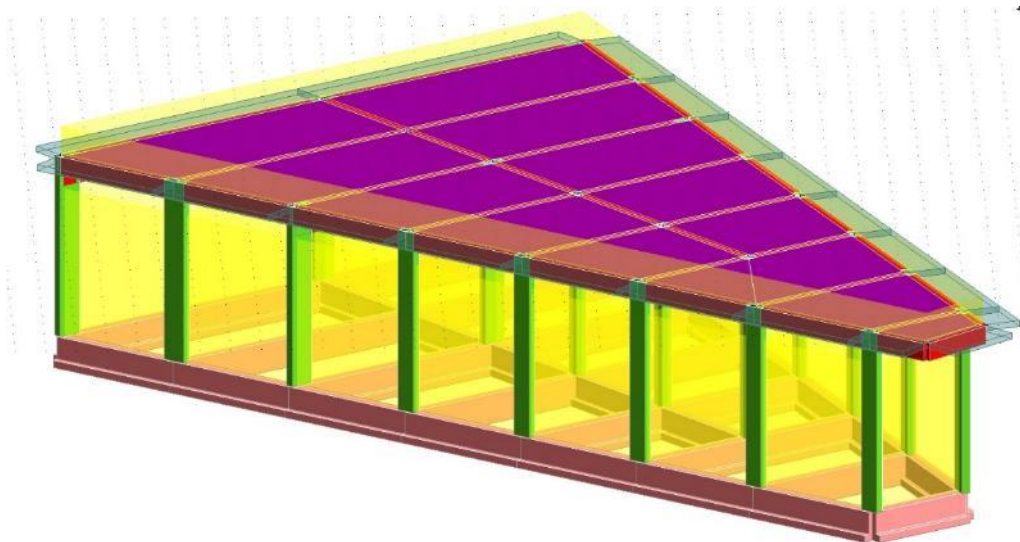


Figura 8 Pamje 3D e strukturës

Ndërtimi i Terminalit Verior të Transportit Publik Tiranë

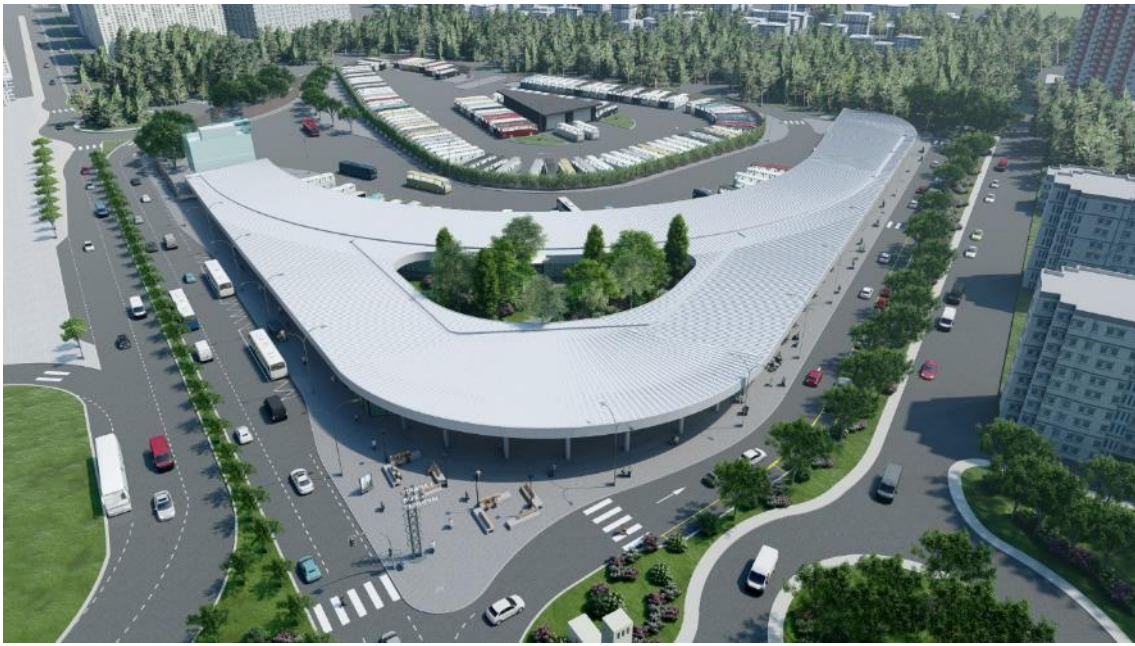


Figura 9 Pamje të godinës në 3D (Arkitektura)

6.3 PËRSHKRIMI I SKEMËS KONSTRUKTORE TË OBJEKTIT

Nisur nga zgjidhja arkitektonike si dhe dimensionet në plan, skema strukturore e objektit është konceptuar e përbërë nga 1 strukturë e vetme. Në përgjithësi struktura paraqitet relativisht e rregullta në plan, kjo edhe për shkak të funksionit të arkitekturës. Nga llogaritjet modale të strukturave, nga shpërndarja e kolonave që kemi bërë, kemi arritur në konkluzionin që strukturat konsiderohet një strukturë shumë e shtangë, me modën e para me vlerë afërsisht **0.45sek.** dhe dy format e para të lëkundjeve janë translative (jo përdredhje) kurse forma e tretë është në rrotullim (përdredhje), siç do e shohim edhe në kapitullin në vazhdim.

6.4 ELEMENTËVE STRUKTUROR

6.4.1 THEMELET

Themelet, zënë vendin kryesor për nga rëndësia, në hierarkinë e elementëve strukturorë. Kështu që ato duhet të projektohen dhe përballojnë forcat brenda stadiit elastik të reagimit të tyre. Në rastin konkret, godina mbështetet mbi trarë të vazhduar. Poshtë trarëve të themelit do të vendoset një shtresë betoni me trashësi 10cm (me klasë më të ulët se ajo e themeleve, zakonisht M100), që shërben si shtresë niveluese ose siç quhet zakonisht si shtresa e pastërtisë. Poshtë kësaj shtresë do të vendoset një shtresë zhavorri e ngjeshur me trashësi 20-30cm që duhet të jetë i kompaktuar, nuk duhet të vihet shtresa e betonit deri në momentin që treguesi i kompaksisë i zhavorrit të arrijë një vlerë prej (95-100)%. Vetëm në zona të caktuara, ku do të hasen zona me karakteristika më të dobëta gjeologjike, shtresa e zhavorrit mund të jetë më e trashë por kjo do të aplikohet nëse është e nevojshme, pas gërmimit të themeleve dhe verifikimit të formacionit gjeologjik nga Inxhinieri gjeolog. Sforcimet e lejuara në tabanin e themelit, sipas raportit gjeologo – inxhinierik përkatës, shtresa Nr.3 rezultojnë 2.20 kg/cm^2 .

Themelet e objektit (strukturës), që ngrihet në lartësi një kat mbi tokë janë projektuar të bashkuar d.m.th. pa ndarje me fugë për shkak të disnivelit të tyre, mbasi sigurohet më mirë kontrolli i uljeve të diferencuara për shkak të uniformitetit të formacionin gjeologjik.

Po kështu, efekti nga temperatura nuk është i konsiderueshëm (është relativisht i ulët) në themele. Themelet b/a janë llogaritur me beton marka M-300 (C25/30) me koeficient sigurie $\gamma_c=1.5$ dhe armaturë Çelik B500b. (Kufiri i rrjedhshmërisë 5000 kg/cm^2 , $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

6.4.2 NYJET STRUKTURORE

Nyjet betonarme janë elementët më të rëndësishëm përse i përket sistemeve betonarme, veçanërisht në ato tip ramë dhe dual. Ato duhet të qëndrojnë të pa dëmtuara (pra në stadin elastik të reagimit) edhe në rast tërmetesh të fortë. Nyjet janë parashikuar të mos kalojnë në fazën plastike, pra ato do të ngelen të pa dëmtuara gjatë krijimit të çernierave plastike në trarë apo kolona. **Për pasojë, gjatë betonimit të trarëve një kujdes i veçantë duhet të tregohet në shtrëngimin e shufrave të kolonave në zonën e nyjës, duke respektuar me rigorozitet projektin siç jepet.**

6.4.3 KOLONAT

Kolonat janë të shpërndara sipas akseve dhe kanë hap të ndryshëm dhe përmasa të ndryshme. Shumica e kolonave është në formë drejtëkëndore (30x60)cm dhe (30x80)cm, por dhe forma katrorë (40x40)cm. Përmasat e kolonave nuk reduktohen në gjatësi duke sjell që të kemi një strukturë të rregullt.

Kolonat janë llogaritur me beton marka M-370 (C30/37) me koeficient sigurie $\gamma_c=1.5$ dhe armaturë Çelik B500b. (Kufiri i rrjedhshmërisë 5000 kg/cm^2 , koef. sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

6.4.4 TRARËT

Sistemi i trarëve në këtë strukturë është i rregullt. Duke parë godina është një kat dhe lartësia e këtij kati është goxha e madhe, trarët që janë përdorur janë trarë të thellë.

Trarët janë llogaritur me beton marka M-370 (C30/37) me koeficient sigurie $\gamma_c=1.5$ dhe armaturë Çelik B500b. (Kufiri i rrjedhshmërisë 5000 kg/cm^2 , koef. sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

6.4.5 SOLETAT

Për të siguruar një sjellje sa me uniforme të strukturës nën efektin e forcave sizmike, soleta e katit përdhe është konceptuar si soleta monolite të hedhura në të dy drejtimet me lartësi 20cm. Soleta është e mbështetura në perimetër, në rrjetin e trarëve. Ngarkesat e soletave jepen në paragrafin e Ngarkesave dhe Veprimet.

Soletat janë llogaritur me beton marka M-300 (C25/30) me koeficient sigurie $\gamma_c=1.5$ dhe armaturë Çelik B500b. (Kufiri i rrjedhshmërisë 5000 kg/cm^2 , koeficient sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$).

6.5 KONTROLLI I RREGULLSISË NË PLAN DHE LARTËSI

- **Kontrolli për rregullsinë në plan**
 - Struktura është simetrike në plan në drejtim të ngurtësisë dhe shpërndarjes së masës;
 - Konfiguracioni në plan është kompakt, struktura nuk ka qoshe të dala;

Si konkluzion, struktura është e rregullt në plan.

- **Kontrolli për rregullsinë në lartësi**
 - Struktura nuk është e rregullt në lartësi sepse ngurtësia ndryshon në vlera të konsiderueshme nga njëri kat në tjetrin.

Si konkluzion, struktura nuk është e rregullt në lartësi.

6.6 FOTO 3 DIMENSIONALE NGA ANALIZA

Më poshtë janë paraqitur foto nga analiza në programin strukturore:

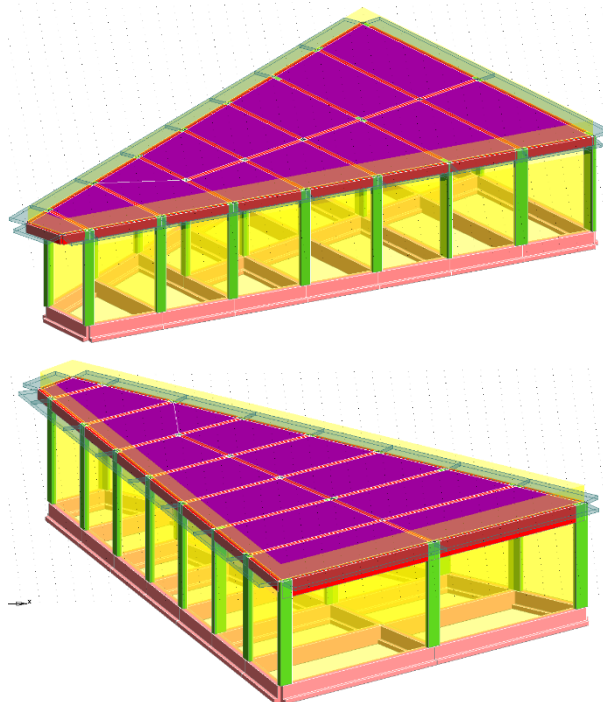


Figura 10 Foto 3 Dimensionale nga programi (struktura)

6.7 SISTEMET E REFERENCËS SË PËRDORUR

6.7.1 Sistemi i referimit global për ramat hapësinorë

Sistemi i referimit global konsiston në tre akse ortogonale kartezianë, ku aksi Z është aksi vertikal lart. Rrotullimet janë pozitive në qoftë bëjmë marrëveshjen me vektor-aks.

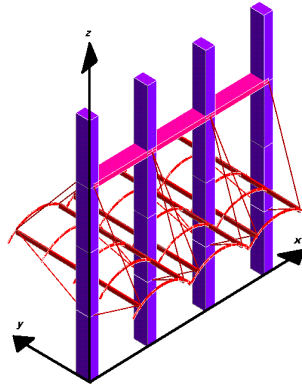


Figura 11 Sistemi global i referencës për ramat hapësinore

6.7.2 Sistemi lokal i referencës për elementët (trarë dhe kolona)

Sistemi i referimit lokal për elementët konsiston në tre akse ortogonale kartezianë, ku aksi Z është aksi që përkon me aksin gjatësorë të elementit, me drejtimin nga pika fillestare (i) deri në pikën përfundimtare (f).

Për trarët, aksi X përkon me aksin horizontal dhe aksi Y përkon me aksin vertikal. Për kolonat, aksi X dhe Y përkojnë me akset X dhe Y në sistemi global të referencës në qoftë se seksioni nuk është i rrotulluar, në qoftë se seksioni është i rrotulluar, këndi ndërmjet X (Y) akseve lokale dhe X (Y) të akseve globale është i barabartë me kënd të rrotullimit të seksionit:

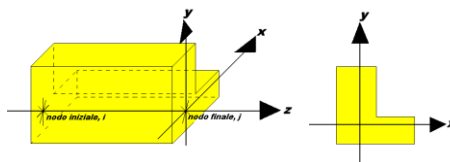


Figura 12 Sistemi lokal i referencës për elementët

6.7.3 Sistemi lokal i referencës për elementët shell

Sistemi i referimit lokal për elementët dy dimensional konsiston në tre akse ortogonale kartezianë, ku aksi X koincident me drejtimin e akseve 1 dhe 2 të nyjeve hyrëse, aksi Y është ortogonal me aksin X dhe është i shtrirë në planin e elementit shell, aksi Z shtrihet në drejtim të trashësisë së elementit shell.

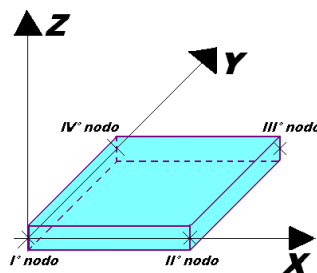


Figura 13 Sistemi lokal i referencës për elementët shell

6.8 ANALIZA MODALE

Rezultatet e analizës modale për strukturën janë paraqitur më poshtë në mënyrë grafike.

6.8.1 SPEKTRI ELASTIK DHE I PROJEKTIMIT

Rezultatet e analizës modale për strukturën në fjalë, është paraqitur më poshtë në mënyrë grafike. Më poshtë po japim diagramat e spektrit elastik dhe atë të projektimit për të cilën struktura është llogaritur:

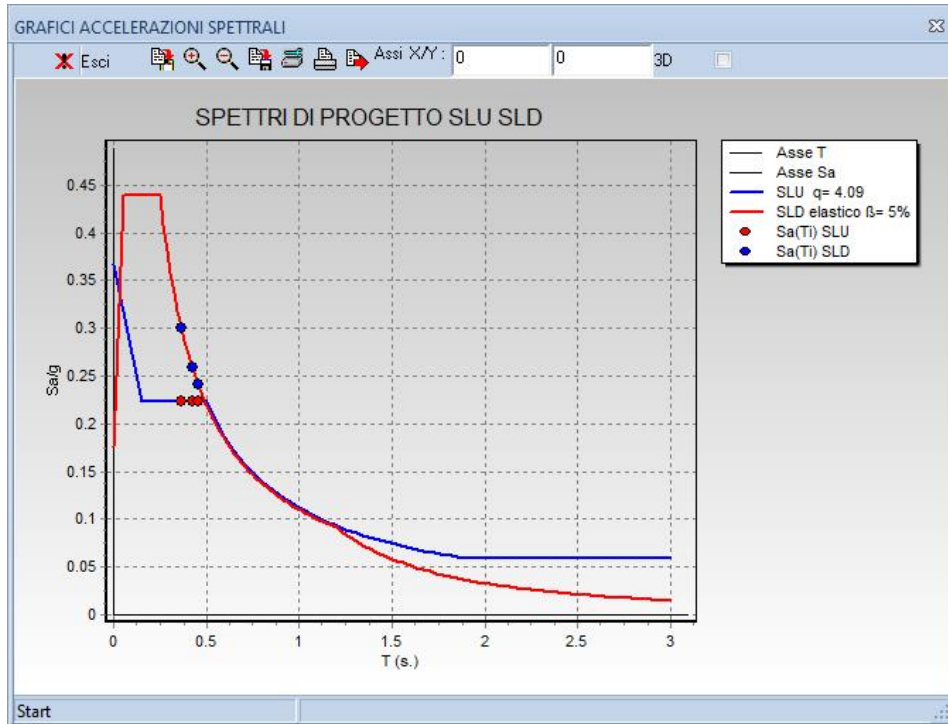


Figura 14 Spektri elastik dhe i projektimit i marrë në konsideratë

6.8.2 FORMAT E LËKUNDJEVE

Rezultatet e analizës modale janë ilustruara në figurat e mëposhtme;

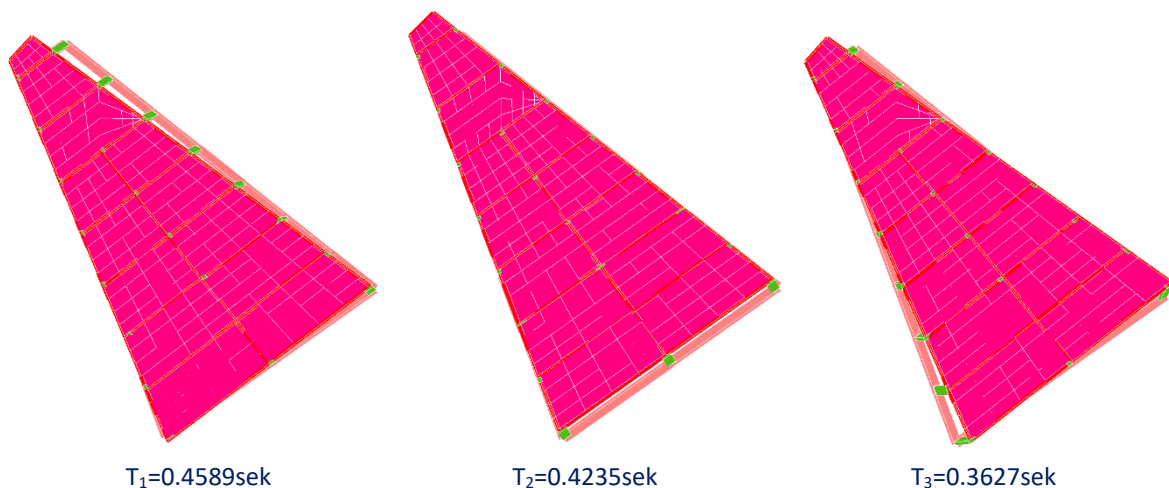


Figura 15 Format e lëkundjeve

6.9 FORCAT E BRENDSHME NËPËR ELEMENTË STRUKTURORË

Forcat e brendshme projektuese për secilin element do përshkruhen më poshtë:

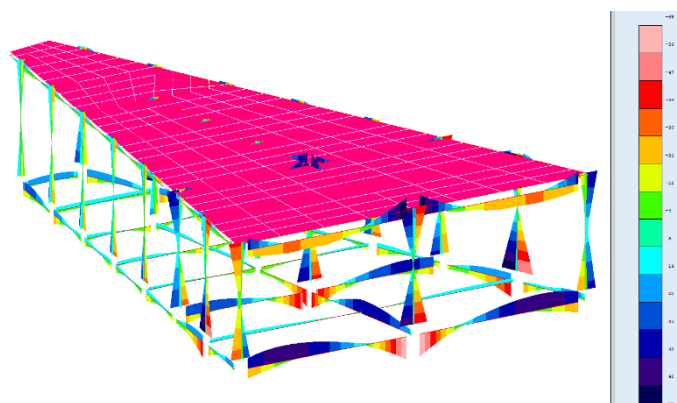


Figura 16 Momenti përkulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

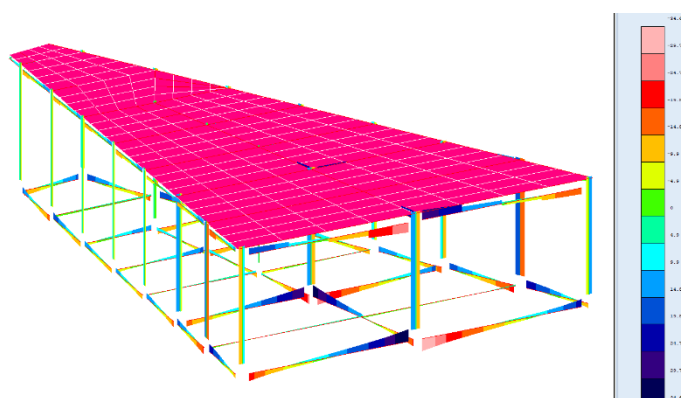


Figura 17 Forca prerëse për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

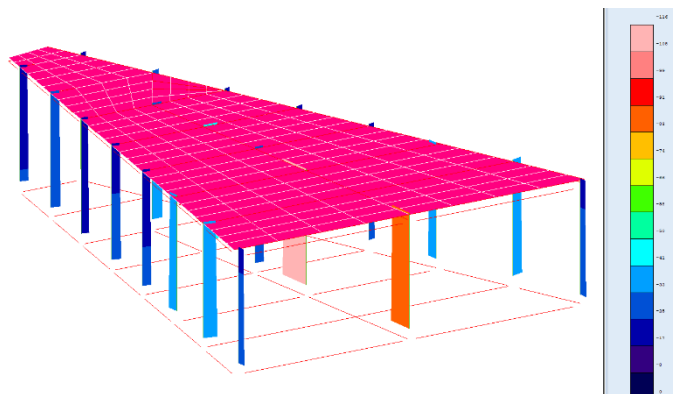


Figura 18 Forca Normale për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

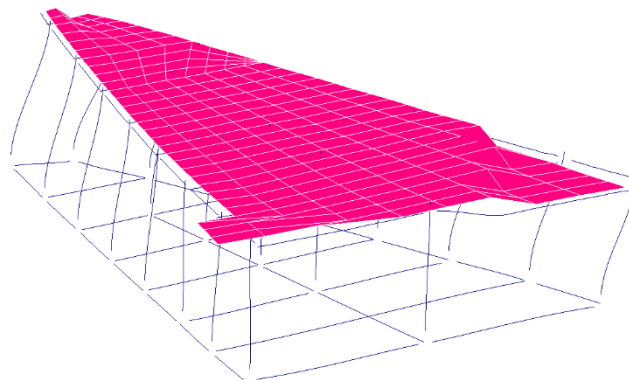


Figura 19 Zhvendosja maksimale e strukturës sipas kombinimit sizmikë

6.10 VERIFIKIME GLOBAL

6.10.1 Verifikimi i përgjithshëm

Më poshtë po paraqesim verifikimin global të strukturave nga programi analizues.

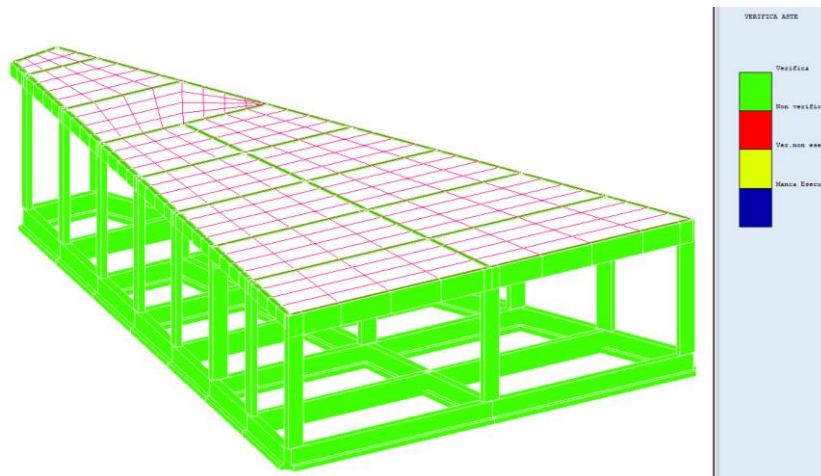


Figura 20 Verifikimi global

Shënim: Me verifikimin global të strukturës nënkuptohet që struktura është llogarit dhe është kontrolluar për gjendjen e fundit kufitare (ULS) dhe për gjendjen e fundit të shërbimit (SLS). Të gjithë elementët strukturorë (kolonat, muret, trarët, soletat dhe themelet) e strukturës së re janë projektuar në përputhje me Eurocode dhe plotësojnë të gjitha pikat e mëposhtme:

- Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS;
- Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS;
- Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristik SLS të veprimeve;
- Kontrolli i plasaritjeve;
- Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth);
- Verifikimet e shpimit (Punching shear);

6.10.2 Verifikimi i qendrës së masës dhe qendrës së ngurtësisë

Për të strukturën në fjalë, qendra e masës nuk ndodhet në një zonë që përputhet me zonën e qendrës së ngurtësisë, por për shkak të lartësisë së vogël nuk ndikon në sjelljen e strukturës. Si rezultat, sjellja e strukturës kundrejt ngarkesave të jashtme është e rregullt. Më poshtë po japim verifikimet globale të projektimit të strukturën.

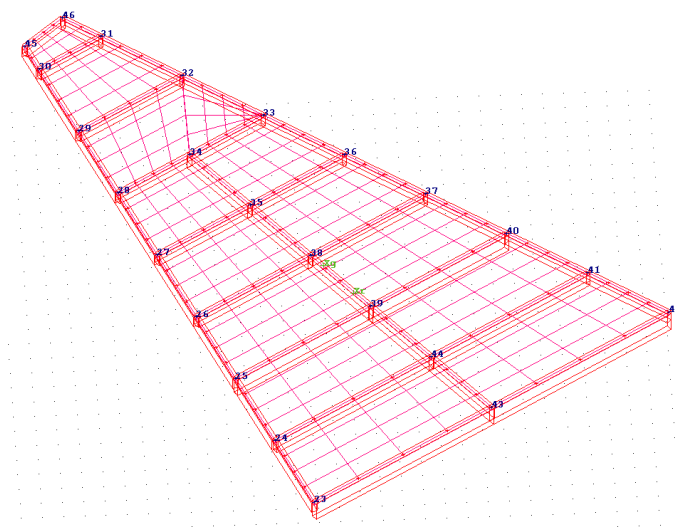


Figura 21 Qendra e masës dhe ajo e ngurtësisë

6.10.3 Verifikimi i zhvendosjeve ndërmjet kateve (drifteve)

Në figurat e mëposhtme janë ilustruara kontrolli i drifteve.

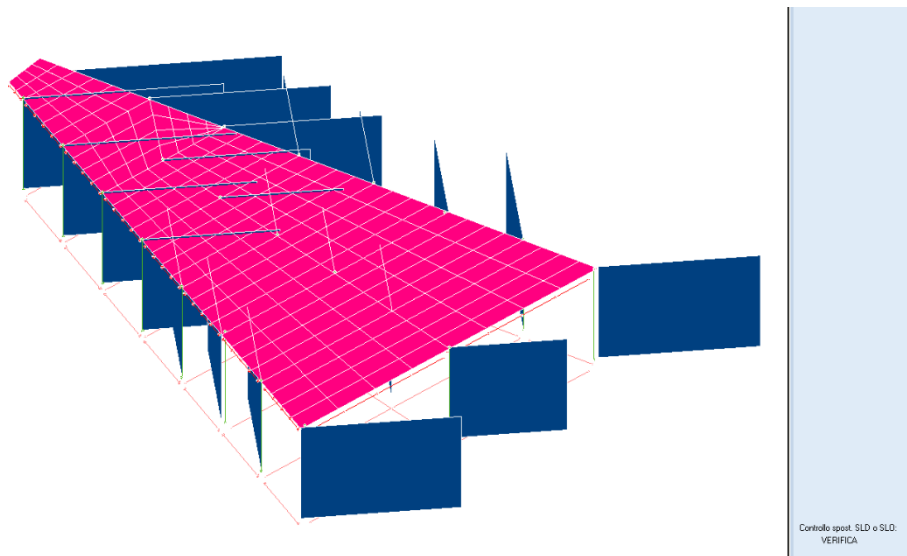


Figura 22 Verifikimi i drifteve (Zhvendosjet ndërmjet kateve)

Zhvendosjet ndërmjet kateve janë brenda vlerave të lejuara.

6.11 PROJEKTIMI I ELEMENTËVE BETONARME

Më poshtë do të paraqesim projektimin e elementëve kundrejt ngarkesave, si dhe kontrollin e tyre për gjendjen e fundit kufitare (ULS) dhe atë të shërbimit (SLS). Sasia e armaturës për elementë të ndryshëm strukturorë është paraqitur më poshtë në figurë, ku sasia e armaturës kryesore është përshkruar si “densitet” me njësinë cm^2 për 1 metër gjatësi të elementit.

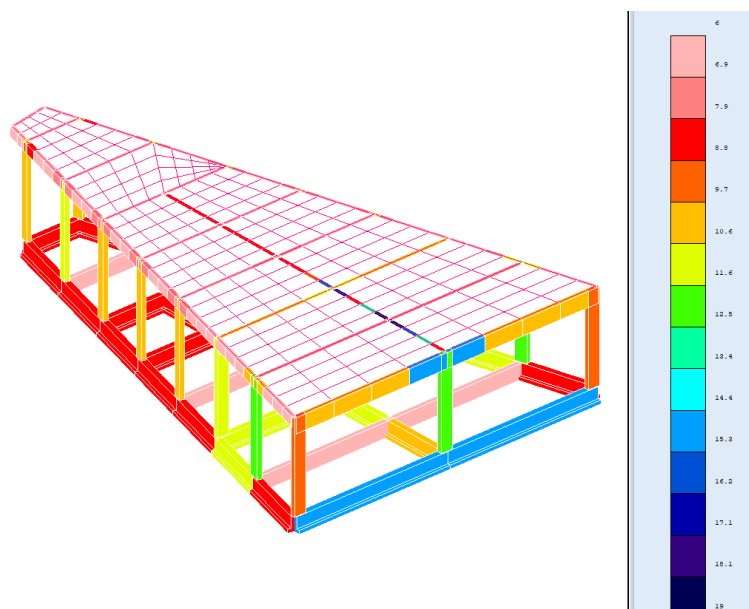


Figura 23 Sipërfaqja e armaturës gjatësore për elementët strukturorë

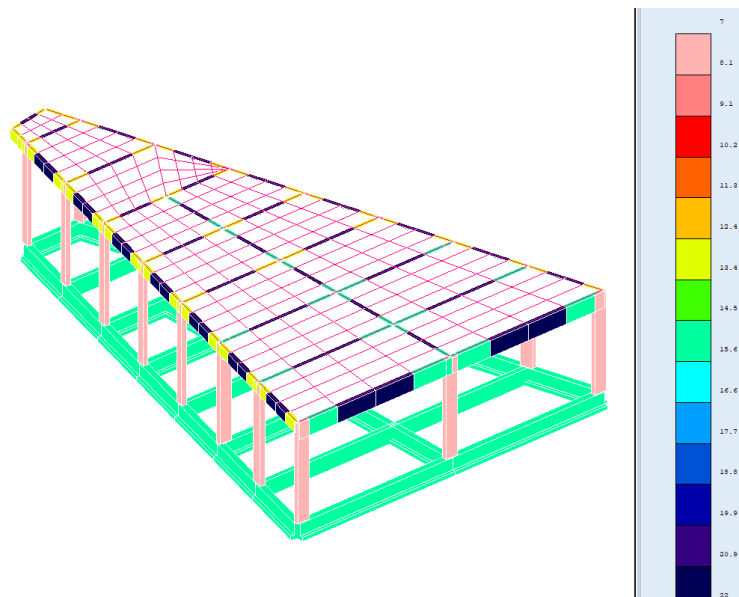


Figura 24 Sipërfaqja e armaturës në prerje për elementët strukturorë

Shënim: Të gjithë elementët strukturorë (kolonat, trarët, soletat dhe themelet) e strukturës së re janë projektuar në përputhje më Eurocode dhe plotësojnë të gjitha pikat e mëposhtme:

- Minimumi dhe maksimumi i sasisë së armaturës gjatësore për kombinimin ULS;
- Projektimi dhe kontrolli për forcën prerëse për shkak të ULS;
- Kufizimi i sforcimeve në beton dhe çelik kundrejt kombinimit karakteristikë SLS të veprimeve;
- Kontrolli i plasaritjeve;
- Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth);
- Verifikimet e shpimit (Punching shear);

6.12 PROJEKTIMI I THEMELEVE

Themelet janë projektuar si trarë të vazhduar në formë T-je (Strip Foundation). Ky lloj themeli është përcaktuar duke u bazuar në kushtet dhe konditat gjeologjike të zonë ku do të ndërtohet objekti. Më poshtë po japim sforcimet në themele për shkak të ngarkesave që vijnë nga mbi struktura. Figura e më poshtë paraqet sforcimet në tokë:

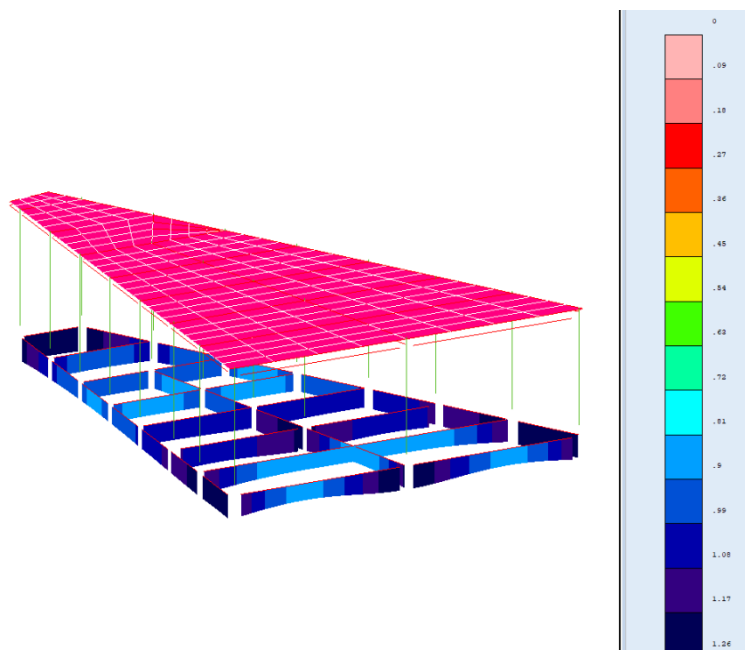


Figura 25 Verifikimi i sforcimeve në tokë max. 1.26 (kg/cm²)