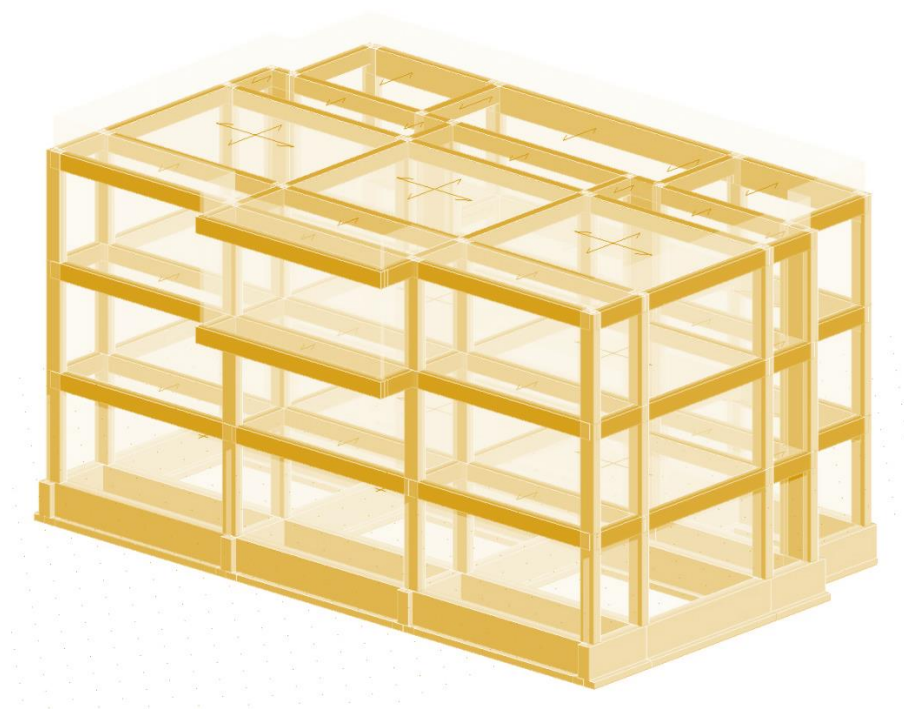




RAPORTI TEKNIK

(PROJEKTI KONSTRUKTIV I STRUKTURAVE TË REJA)



Objekti : Rikonstrukcion i shkollës së mesme "Besnik Sykja" dhe ndërtim palestre

Adresa: Rruga Kristo Floqi, Njësia Bashkiake Nr.5 Tiranë

POROSITËS : Bashkia Tiranë

PËRGATITI: Studio-REBUS

Studio PNI-2001

Tiranë, 2021

Përmbajtja e kapitujve dhe nën kapitujve

1	TË PËRGJITHSHME	3
1.1	QËLLIMI I RAPORTIT	3
1.2	KRITERET DHE NORMAT E PROJEKTIMIT	3
1.2.1	Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare (KTP)	3
1.2.2	Kushtet Teknike të Projektimit Evropianë (Eurocode).....	4
1.2.3	Standarde dhe Rregulla Teknike të referuara	4
1.3	NJËSITË	4
2	TË DHËNAT GJEOTEKNIKE	5
2.1	TË PËRGJITHSHME	5
2.2	IDENTIFIKIMI I KARAKTERISTIKAVE TË TRUALLIT SIPAS KATEGORISË 3.1 TEK EN 1998-1.....	6
3	TË DHËNA TOPOGRAFIKE	7
4	TË DHËNA SIZMIKE	8
4.1	TË PËRGJITHSHME	8
4.2	SHPEJTIMI MAKSIMAL REFERENCË I TRUALLIT	9
4.3	VLERËSIMI I LËVIZJEVE SIZMIKE TË TRUALLIT	9
4.4	KËRKESA PËR DUKTILITET	10
4.5	VEPRIMI SIZMIK HORIZONTAL	10
4.6	ANALIZA MODALE SIPAS SPEKTRIT TË REAGIMIT	11
4.7	FAKTORI I SJELLJES (KLASA E DUKTILITETIT)	12
5	TË DHËNA DHE KËRKESA PËR PROJEKTIM	13
5.1	JETËGJATËSIA PROJEKTUESE DHE KËRKESAT E DURUESHMËRISË	13
5.1.1	Kërkesat e durueshmërisë	13
5.1.2	Kushtet Mjedisore.....	13
5.1.3	Jetëgjatësia Projektuese	13
5.2	PËRCAKTIMI I KLASËS SË BETONIT	14
5.2.1	Klasa e betonit në funksion të kushteve mjedisore.....	14
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	21
5.6.1	Kombinimi i veprimeve për ULS	21
5.6.2	Kombinimi i veçantë – Veprim sizmik.....	22
6	RREGULLA TË PËRGJITHSHME BAZUAR NË EC	24
6.1	KERKESAT TË PËRGJITHSHME PËR NDËRTESAT NË LIDHJE ME VEPRIMIN SIZMIK.....	24
6.1.1	Kërkesa e mos-shembjes (No-collapse requirement)	24
6.1.2	Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (Damage limitation requirement).....	24
6.1.3	Bazat e llogaritjes konceptuale	24
6.2	SISTEMI STRUKTUROR DHE ELEMENTËT STRUKTUROR	26
6.3	RREGULLA SPECIFIKE PËR OBJEKTET BETON-ARME	27
6.3.1	Përkufizime të elementeve strukturore në baze të EC8:	27
6.3.2	Përkufizime të sistemeve strukturore	27
6.3.3	Duktiliteti	28
6.3.4	Duktiliteti-kërkesë kryesore e projektimit antisizmik.....	28
6.3.5	Përkufizimet e duktilitetit	29
6.3.6	Faktorët që ndikojnë në madhësinë e duktilitetit	30
6.3.7	Kapaciteti disipues (shuarës) i energjisë dhe klasat e duktilitetit	31
6.3.8	Marrëdhëniet “duktilitet-rezistence - ngurtësi”.....	31
6.4	PROJEKTIMI PËR KLASËN E MESME TË DUKTILITETIT (DCM).....	32
6.4.1	Kërkesat për materialet	32
6.4.2	Kërkesat gjeometrike	32
7	LLOGARITJET STRUKTURORE	37
7.1	TË PËRGJITHSHME	37
7.2	INFORMACION I PËRGJITHSHËM MBI SKEMËN STRUKTURORE	37
7.3	PËRSHKRIMI I SKEMËS KONSTRUKTORE TË OBJEKTIT	39
7.4	ELEMENTËVE STRUKTUROR	39
7.4.1	THEMELET.....	39
7.4.2	NYJET	39
7.4.3	KOLONAT DHE MURET	40
7.4.4	TRARËT.....	40
7.4.5	SOLETAT.....	40

Rikonstruksion i shkollës së mesme "Besnik Sykja" dhe ndërtim palestres

7.5	KONCEPTI PROJEKTUES	40
7.6	KONTROLLI I RREGULLSISË NË PLAN DHE LARTËSI.....	41
7.6.1	Shtesa e re	41
7.6.2	Palestra.....	41
7.7	FOTO 3 DIMENSIONALE NGA ANALIZA	42
7.7.1	Shtesa e re	42
7.7.2	Palestra.....	42
7.8	SISTEMET E REFERENCËS SË PËRDORUR	43
7.8.1	Sistemi i referimit global për ramat hapësinorë.....	43
7.8.2	Sistemi lokal i referencës për elementët (trarë dhe kolona)	43
7.8.3	Sistemi lokal i referencës për elementët shell.....	43
7.9	ANALIZA MODALE.....	44
7.9.1	Spektri i projektimit, $S_{e(d)}$	44
7.9.2	Analiza modale për shtesën e re.....	45
7.9.3	Analiza modale për palestrën	46
7.10	FORCAT E BRËNDSHME NË ELEMENTËT STRUKTURORË	47
7.10.1	Forcat e brendshme për strukturën e shtesës së re.....	47
7.10.2	Forcat e brendshme për strukturën e palestrës.....	48
7.11	VERIFIKIME GLOBAL	49
7.11.1	Verifikimi i Përgjithshëm.....	49
7.11.2	Verifikimi i qendrës së masës dhe qendrës së ngurtësisë	50
7.11.3	Verifikimi i zhvendosjeve ndërmjet kateve (drifteve).....	51
7.12	PROJEKTIMI I ELEMENTËVE BETONARME	52
7.12.1	Struktura e Shtesës së re.....	52
7.12.2	Struktura e Palestrës.....	53
7.13	PROJEKTIMI I THEMELEVE	54
7.13.1	Rezultatet e llogaritjeve të plintave nga programi	55

PËRMBAJTJA E FIGURAVE

Figura 1	Studimi Gjeologe – Inxhinierike.....	5
Figura 2	Përcaktimi i kategorisë së truallit	6
Figura 3	Studimi Inxhiniero - Sizmologjik	8
Figura 4	Vlera e shpejtimit maksimal të truallit referencë	9
Figura 5	Diagramat sforcim – deformim për betonin.....	16
Figura 6	Tabela 6.1 nga EN1991-1-1, Kategoritë e përdorimit dhe Ngarkesat e ushtruara në ndërtesa.....	20
Figura 7	Pamje të godinës në 3D (Struktura)	38
Figura 8	Prerjet arkitekturore të objektit	38
Figura 9	Plan - Sistemimi.....	38
Figura 10	Foto 3 Dimensionale nga programi, Shtesa e re	42
Figura 11	Foto 3 Dimensionale nga programi, Palestra	42
Figura 12	Sistemi global i referencës për ramat hapësinore	43
Figura 13	Sistemi lokal i referencës për elementët.....	43
Figura 14	Sistemi lokal i referencës për elementët shell.....	43
Figura 15	Spektri elastik dhe i projektimit i marrë në konsideratë – Shtesa e re	44
Figura 16	Spektri elastik dhe i projektimit i marrë në konsideratë – Palestra	44
Figura 17	Format e lëkundjeve dhe vlerat e periodave kryesore, Struktura e Shtesës së re.....	45
Figura 18	Format e lëkundjeve dhe vlerat e periodave kryesore, Struktura e Palestrës	46
Figura 19	Momenti për kulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm.....	47
Figura 20	Forca prerëse për shkak të kombinimit më të rrezikshëm	47
Figura 21	Forca Normale për shkak të kombinimit më të rrezikshëm.....	47
Figura 22	Momenti për kulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm.....	48
Figura 23	Forca prerëse për shkak të kombinimit më të rrezikshëm	48
Figura 24	Forca Normale për shkak të kombinimit më të rrezikshëm.....	48
Figura 25	Verifikimi global për strukturën e shtesën e re	49
Figura 26	Verifikimi global për strukturën e palestrës	49
Figura 27	Qendra e masës dhe ajo e ngurtësisë për strukturën e shtesën e re	50
Figura 28	Qendra e masës dhe ajo e ngurtësisë për strukturën e palestrës	50
Figura 29	Verifikimi i drifteve (Zhvendosjet ndërmjet kateve) - për strukturën e shtesës së re	51
Figura 30	Verifikimi i drifteve (Zhvendosjet ndërmjet kateve) - për strukturën e palestrës	51
Figura 31	Sipërfaqja e armaturës gjatësore për elementët strukturorë	52
Figura 32	Sipërfaqja e armaturës në prerje për elementët strukturorë.....	52
Figura 33	Sipërfaqja e armaturës gjatësore për elementët strukturorë	53
Figura 34	Sipërfaqja e armaturës në prerje për elementët strukturorë.....	53
Figura 35	Verifikimi i sforcimeve në tokë max. 0.854 (kg/cm ²) – Struktura e shtesës së re	54
Figura 36	Verifikimi i sforcimeve në tokë – Struktura e palestrës.....	54

1 TË PËRGJITHSHME

1.1 QËLLIMI I RAPORTIT

Ky raport prezanton në mënyrë të përmbledhur relacionin e llogaritjeve për projektimin e godinave me konstruksion beton arme dhe konkretisht në objektin : **"Rikonstrukcion i shkollës së mesme "Besnik Sykja" dhe ndërtim palestër"**.

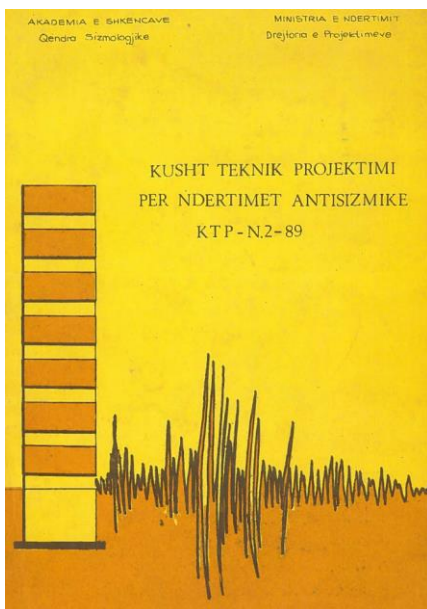
Në kuadër të këtij projekti, në shkollën ekzistuese dhe në hapësirat e saj përreth do të ndërtohen godina të reja me strukturë prej betoni të armuar, dhe konkretisht, përballë godinës ekzistuese do të ndërtohet një godinë e re 3 kate mbi tokë që do të shërbejë si klasa dhe ambiente të tjera shërbimi të shkollës dhe në krah të godinës ekzistuese një palestër e re e mbyllur betonarme që do të shërbejë për aktivitetet fizike por jo vetëm të shkollës.

1.2 KRITERET DHE NORMAT E PROJEKTIMIT

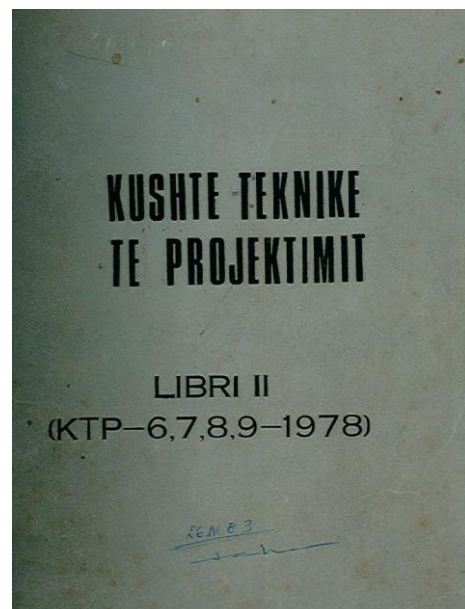
Për projektin e kësaj godine/strukture do të mbështetemi në Kushtet Teknike të Projektimit Shqiptare (KTP) dhe në kushtet teknike të projektimit evropianë (Eurocode) dhe kërkesat e Klientit. Më poshtë është paraqitur një përshkrim i shkurtër i Eurokodeve që do të përdoren. Vlerësimet strukturore, duke 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 përmirësimin 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 palëguar (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 truallit sipas tipeve që jepen në tabelën 3.1 tek EN 1998-1.



LABORATORY TESTING for CONSTRUCTION MATERIALS
& GEOTECHNICAL STUDY
LABORATOR per KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE

RAPORT

MBI KUSHTET GJEOLIGO-INXHINIERIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT TE GODINES SE "SHKOLLES BESNIK SYKJA", NE "VASIL SHANTO", NE TIRANE



Lab P-12

Lab D - 12,3
(096)

QM 7,2,1

Tirane, Shkurt 2021

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Picar Vore
Kontakt, Tel: +355 4 4500 884; +355 4 4500 885
Mob: ++ 355 682074332, Mob: ++ 355 68 203 1906; Mob: ++ 355 684071577
E-mail: skender.alkja@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com

TUV
AUSTRIA
HILFAS
EN ISO 9001:2015 No. 010140786
SGS-CP-21011 No. 01108122507136
EN ISO 14001:2015 No. 04 016008
OHSAS 18001:2007 No. 030130103
Pava 01.2017.2 No.026130109

DA
LT 067 21 03 17

Figura 1 Studimi Gjeologe – Inxhinierike

Shënim: Për më shumë informacione në lidhje me kushtet gjeologjike – 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 sizmik të dhënë më sipër:

- Tipi i truallit: **Kategoria C**

8.0 PËRFUNDIME

Mbështetur në materialin e trajtuar në këtë studim inxhiniero-sizmologjik për vleresimin e rrezikut sizmik me programin kompjuterik "SHAKE 2000" te sheshit te ndërtimit të "Shkolles Besnik Sykja" ne rugen "Vasil Shanto", 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 "C" sipas Eurokodit 8 (EC-8, 2003).

Figura 2 Përcaktimi i kategorisë së truallit

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.

- *Shkëmbinj të 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 njëzia 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.



LABORATORY TESTING for CONSTRUCTION MATERIALS
& GEOTECHNICAL STUDY
LABORATOR per KRYERJEN E PROVAVE TE MATERIALEVE TE NDERTIMIT
& STUDIMEVE GJEOTEKNIKE

STUDIM

INXHINIERIKO-SIZMOLOGJIKE TE SHESHIT TE NDERTIMIT TE

“SHKOLLES BESNIK SYKJA” NE ANE TE RRUGES “VASIL SHANTO”, NE TIRANE



Lab P-12

Lab D - 12,3
(119)

QM 7,2,1

Tirane, Shkurt 2021

Adresa: Autostrada Tirane-Durres km 12, Pjekar 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.alkia@alteageostudio.com
Website: www.alteageostudio.com

TÜV
A U S T R I A
H E I L A S
EN ISO 9001:2015 No. 010140796
ISO 14001:2015 No. 2011061125007136
EN ISO 14001:2015 No. 040161000
OHSAS 18001:2007 No. 03010019
Prest. 9/9/2012 No. 026130105

DA
LT 067 21 03 17

Figura 3 Studimi Inxhiniero - Sizmologjik

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

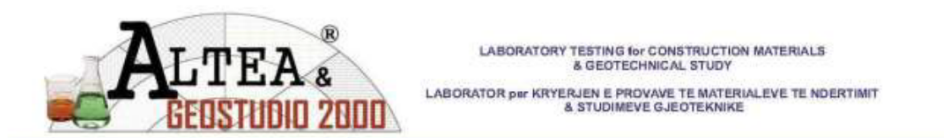
4.2 SHPEJTIMI MAKSIMAL REFERENCË I TRUALLIT

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

Vendodhja: **Tiranë**

PGA=: **0.248g**

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.



8.0 PËRFUNDIME

Mbështetur në materialin e trajtuar në këtë studim inxhiniero-sizmologjik për vlerësimin e rrezikut sizmik me programin kompjuterik "SHAKE 2000" të sheshit të ndërtimit të "Shkolles Besnik Sykja" në rrugën "Vasil Shanto", në Tiranë, 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 "C" sipas Eurokodit 8 (EC-8, 2003).

2. Parametrat kryesore të rrezikut sizmik të sheshit të ndërtimit në studim në kushte trualli shkëmbor ($V_s, 30 = 760 \text{ m/sek}$) janë: a) për periudhë përsëritje 475 vjet: shpejtimi maksimal $PGA = 0.248 \text{ g}$, ndërsa shpejtimi spektral në periodën 0.2 sek $S_a(0.2 \text{ sek}) = 0.595 \text{ g}$ dhe për periodën 1.0 sek $S_a(1.0 \text{ sek}) = 0.173 \text{ g}$.

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:

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

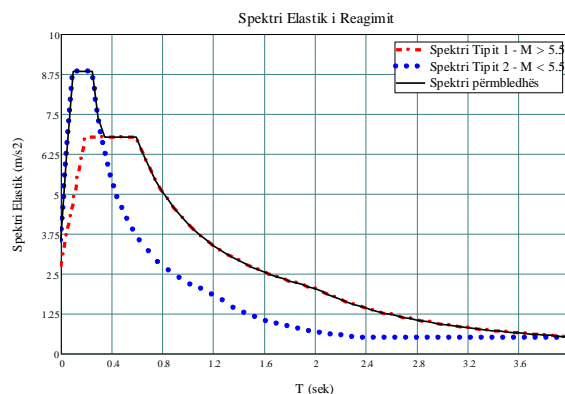
Ku:

- 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 shuarjes së 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 e qarta, 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: **3.90**

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:

XC1 E thate ose vazhdimisht e lagësht.

XC2 E lagësht dhe rrallë herë e thatë, Betoni shpeshherë subjekt i ujit. Themele.

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.**

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 indikativë 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 kthyera, 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:

$c_{min,b}$ min.i shtresës mbrojtëse për shkak të lidhjes së kërkuar hekur-beton;

$c_{min,dur}$ min.i shtresës mbrojtëse për shkak të kushteve të mjedisit;

$\Delta c_{dur,\gamma}$ element sigurie shtesë;

$\Delta c_{dur,st}$ reduktim i shtresës mbrojtëse për përdorim të çeliku inoks;

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 rekomanduar për Δc_{dur} , $\Delta c_{dur,st}$, $\Delta c_{dur,add}$ 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: $c_{nom} = 25 \text{ mm}$ për elementët e rinjës 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 këndvështrimin e rrjedhëve që shkakton një shembje, p.sh. shkolla, salla mbledhesh, 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 **SHKOLLË** ku do të ketë një numër shumë të madh lëvizjesh nga njerëzit. Duke u bazuar në tabelën e mësipërme objekti në fjalë hyn në **kategorinë III.**(*Ndërtesa, rezistenca sizmike e të cilave është me rëndësi në këndvështrimin e rrjedhojave që shkakton një shembje, p.sh. shkolla, salla mbledhjesh, institucione kulturore etj.*)

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: **1.2**

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

Klasa e betonit **C25/30** është përdorur për elementët strukturorë të rinjë.

Zgjedhja e klasës së betonit është bërë duke 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

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

*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:

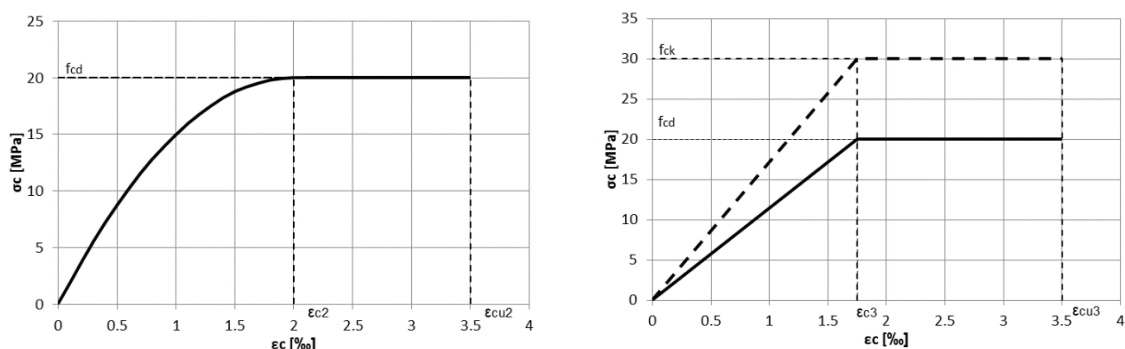


Figura 5 Diagramat sforcim – deformim për betonin

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

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 përshkuara 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 variabile).
- 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
Qelqi (në fletët)	25.0
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 strukturorë 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 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.

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		

Categories of loaded areas	q _k [kN/m ²]	Q _k [kN]
Category A		
-Floors	1.5 to <u>2.0</u>	2.0 to 3.0
-Stairs	<u>2.0</u> to 4.0	2.0 to 4.0
-Balconies	<u>2.5</u> to 4.0	2.0 to 3.0
Category B	2.0 to <u>3.0</u>	1.5 to <u>4.5</u>
Category C		
-C1	<u>2.0</u> to <u>3.0</u>	<u>3.0</u> to <u>4.0</u>
-C2	3.0 to <u>4.0</u>	2.5 to <u>7.0(4.0)</u>
-C3	3.0 to <u>5.0</u>	4.0 to 7.0
-C4	4.5 to <u>5.0</u>	3.5 to <u>7.0</u>
-C5	<u>5.0</u> to 7.5	3.5 to <u>4.5</u>
Category D		
D1	<u>4.0</u> to 5.0	3.5 to <u>7.0(4.0)</u>
D2	4.0 to <u>5.0</u>	3.5 to <u>7.0</u>

Figura 6 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 së mësipërme Tab. 6.2 të EC-1 është $q_k = 2.0-3.0$ kN/m² për sipërfaqet e shkollave (klasat e mësimi) si dhe $q_k = 3.0-5.0$ kN/m² për sipërfaqet me aktivitet të mundshëm fizik (palestra, fusha sportive, salla konferencash etj), referuar gjithmonë kategorisë C. Në rastin në shqyrtim ngarkesa e përkohshme për llogaritjen e strukturës është marr për m² dhe është $q_k = 5.0$ kN/m² në katet e palestrave, sallave të konferencave dhe sipërfaqeve më me aktivitet të mundshëm fizik dhe $q_k = 3.0$ kN/m² në klasat e mësimi ose në sipërfaqet e thera të shkollës, kafe, restorant, salla etj.

5.5.5.2 Ngarkesat e përkohshme nga muret e brendshëm (të lëvizshëm)

Muret e brendshëm në përgjithësi janë mure tulle (20cm tulla të lehtësuara+3cm suva). Ngarkesa e murit/m² sipas llogaritjeve ka dalë $g_{mur,b} = 1.54$ kN/m². Duke iu referuar pikës 6.3.1.2(8) të EC-1:

Kjo ngarkesë varet nga vetë pesha e mureve ndarëse dhe merret si më poshtë:

për mure ndarëse me peshë vetjake ≤ 1.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=0.5$ kN/m²;

për mure ndarëse me peshë vetjake ≤ 2.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=0.8$ kN/m²;

për mure ndarëse me peshë veriake ≤ 3.0 kN/ml gjatësi muri, $q_k=1.2$ kN/m²;

Muret me ngarkesë më të madhe merren parasysh duke u bazuar tek:

pozicioni dhe drejtimi i mureve forma strukturore e soletave. Ngarkesa e mureve të lëvizshme konvertohet në ngarkesë njëtrajtësisht të shpërndarë në soletë me vlerë $q_k = 1.2$ kN/m².

Pra ngarkesa totale e përkohshme që vepron në katin tip është $3+1.2 = 4.2$ kN/m². Për sipërfaqe më të mëdha se A_0 (10 m²) të ambienteve është e mundur që ngarkesa të reduktohet me një koeficient $\alpha_A = 5/7\psi_0 + A_0 / A \leq 1.0$ sipas pikës 6.3.1.2(10) të EN 1991 1-1: 2002. Në tabelën e mëposhtme jepen sipërfaqet, koeficientet e reduktimit dhe ngarkesat e përkohshme për çdo sipërfaqe.

5.5.5.3 Ngarkesat e përkohshme në ballkone

Ngarkesa e përkohshme në ballkone dhe shkallë duke iu referuar Tabela 6.2 (Aneksit A) të EN 1991-1-1: është marrë $q_k = 2.0-4.0$ kN/m². koeficienti i reduktimit në ballkone është $\alpha_A = 1$.

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 tërmeteve 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:

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

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

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

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

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

Q_c – Ngarkesat e ndërtimit

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

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

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

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 shoqëruar 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:

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

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 gjendjet kufitare të shërbyeshmërisë paraqiten me shprehjet e mëposhtme, referuar paragrafit 6.5.3 të EN 1990:

Kombinimi karakteristik:

Rikonstrukcion i shkollës së mesme "Besnik Sykja" dhe ndërtim palestres

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

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

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

6 RREGULLA TË PËRGJITHSHME BAZUAR NË EC

6.1 KERKESAT TË PËRGJITHSHME PËR NDËRTESET NË LIDHJE ME VEPRIMIN SIZMIK

Strukturat në rajonet (zonat) sizmike, duhet të llogariten dhe të detajohen në mënyrë të tillë që të plotësohen sa me mire kërkesat e mëposhtme:

6.1.1 Kërkesa e mos-shembjes (*No-collapse requirement*)

Si kriter projektimi që i përgjigjet kësaj kërkesë është mundësia e përballimit të një tërmeti të fortë dhe relativisht të fortë që mund të ndodhë gjatë jetëgjatësisë së objektit, në mënyrë të tillë që të mos ketë të tilla dëmtime strukturore se përmbysje, rrëshqitje, shembje, shkatërrime globale apo lokale të ndërtesës, që do të ishin të rrezikshme sidomos për sigurinë e njerëzve. Projektimi duhet të sigurojë atë që, pas tërmetit, struktura të ruajë akoma një integritet strukturor dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm. Tërmeti korrespondues i kësaj kërkesë cilësohet "tërmet projektimi", kurse niveli i projektimit që u referohet kriterëve të mësipërme njihet me emërtimin "Projektim sipas gjendjes së fundit kufitare." për shkurt ULS (*Ultimate Limit State*).

Sipas kësaj kërkesë baze, sistemi strukturor duhet të verifikohet përsa i përket rezistencës së mjaftueshme dhe kapacitetit shuarës (disipues) të energjisë sizmike, karakteristika këto të lidhura me shfrytëzimin e mundshëm të reagimit jo linear të strukturave.

"Ballanca" midis rezistencës adekuatë dhe kapacitetit shuarës të energjisë realizohet mbi bazën e klasifikimit të duktilitetit të strukturave dhe faktorëve sasiore korrespondues.

Ashtu siç edhe u prek disi më sipër, veprimi projektues sizmik shprehet nëpërmjet:

a) veprimit sizmik të referencës që lidhet me një probabilitet referencë kapërcimi të tij, PNCR, në 50 vjet ose me një periode përsëritëse referencë, TNCR dhe b) faktorit të rëndësisë.

Shënim :Vlerat për PNCR ose TNCR janë: PNCR=10% dhe TNCR=475 vjet. (NCR-No Collapse Requirement)

6.1.2 Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (*Damage limitation requirement*)

Struktura duhet të projektohet dhe ndërtohet e tillë që një veprim sizmik, i cili kundrejt veprimit sizmik projektues, ka një probabilitet më të madh që të ndodhë-ajo ta përballojë pa pësuar dëmtime dhe kufizime përkatëse përdorim(funksionaliteti),kostoja e të cilave do të ishte shumë e lartë në krahasim me koston e vetë strukturës.

Veprimi sizmik që duhet të merret parasysh për "Kërkesën e kufizimit të dëmtimeve" ka një probabilitet kapërcimi, PDLR, në 10 vjet dhe një periode përsëritje, TDLR. në mungesë të të dhënave më të sakta, për kontrollin e "Kërkesës së reduktimit të dëmtimeve" ndaj veprimit sizmik projektues llogaritet.

Shënim :Vlerat për PDLR ose TDLR janë: PDLR=10% dhe TDLR=95 vjet.

Në rajonet sizmike, rreziku sizmik duhet të merret parasysh në fazën fillestare të llogaritjes konceptuale të strukturës, duke aktivizuar kështu krijimin e sistemeve strukturore të cilët me kosto sa më të ulët të arrijnë të kënaqin kërkesat baze të mësipërme.

6.1.3 Bazat e llogaritjes konceptuale

- Thjeshtësia strukturore;
- Uniformiteti dhe simetria;
- Rezistenca dhe shtangësia bi - dimensionale(dy-drejtmore);
- Rezistenca dhe shtangësia në përdredhje;
- Sjellja në trajte diafragme e ndërkatit;
- Themele të zgjedhura dhe të projektuara mirë;

6.1.3.1 Thjeshtësia strukturore

Thjeshtësia strukturore karakterizuar nga ekzistenca e mënyrave (rrugëve) të pastra dhe direkte për transmetimin e forcave sizmike, është një objektiv i rëndësishëm që duhet të ndiqet, që në fazën e modelimit, ashtu dhe të analizës, dimensionimit, detajimit dhe ndërtimit sit e strukturave subjekte të shume me pak pasigurive dhe të atyre për të cilat parashikimi i sjelljes sizmike është mjaft real.

6.1.3.2 Uniformiteti dhe simetria

Uniformiteti në plan karakterizohet nga një shpërndarje e barabartë e elementeve strukturorë, e cila lejon transmetim të shkurtër dhe direkt të forcave të inercisë të lindura në masat e shpërndara të ndërtesës. Uniformiteti në zhvillimin e strukturës në lartësi është gjithashtu i rëndësishëm, duke qenë se ai tenton të eliminojë krijimin e zonave të ndjeshme ku përqendrimet e sforcimeve ose kërkesat e duktilitetit mund të shkaktojnë kolapsin e parakohshëm të objektit.

Një marrëdhënie e ngushtë dhe e drejtë midis shpërndarjes së masave dhe shpërndarjes së rezistencës dhe ngurtësisë, eliminon jashtëqëndërsitë e mëdha midis masës dhe ngurtësisë. Në qofte se objekti ka një konfiguracion simetrik ose thujse simetrik, një planifikim simetrik i elementeve strukturore, të cilët do të shpërndareshin mire në plan, është një tregues i mire për arritjen e uniformitetit.

Aplikimi i shpërndarjes së njëtrajtshme të elementeve strukturore, lejon një rishpërndarje me të favorshme të forcave të brendshme dhe një shtirje të shpërndarjes së energjisë përgjatë së gjithë strukturës.

6.1.3.3 Rezistenca dhe shtangësia bi-dimensinale (dy-drejtimore)

Lëvizja horizontale sizmike është një fenomen bi-direksional (nuk mund të parashikohet drejtimi i sakte i veprimit në plan). Kështu objekti duhet të jete në gjendje t'i rezistojë veprimeve horizontale në shume drejtime (këto mund të projektohen për lehtësi në dy drejtime kryesore).

Për të kënaqur këtë kusht, elementët strukturore duhet të vendosen dhe rregullohen në një sistem (kuadër) plan ortogonal, duke siguruar karakteristika të rezistencës dhe të ngurtësisë të ngjashme në të dy drejtimet kryesore.

Zgjedhja e karakteristikave të ngurtësisë së strukturës, për të minimizuar efektet e veprimit sizmik, duhet të limitojë gjithashtu zhvillimin e deformimeve të mëdha të cilat mund të çojnë në paqëndrueshmëri të tjera të shoqëruara me efekte të rendit të dyte ose me dëme të tepërta. Efekti "P-Δ" i kombinuar me reagimin inelastik të strukturës mund të çojë në një reduktim të konsiderueshëm të kapaciteteve mbajtëse të elementeve rezistues vertikale për shkak të rritjes së momenteve përkulës. Mund të shkaktohen kështu situata dhe fenomene të in stabilitetit strukturor.

6.1.3.4 Rezistenca dhe shtangësia në përdredhje

Përveç rezistencës dhe ngurtësisë së sipër trajtuar, objekti ,struktura duhet të paraqesë rezistence dhe ngurtësi të mjaftueshme edhe në përdredhje. Në mënyrë që të limitojë zhvillimin e lëvizjeve përdredhëse të cilat tentojnë të sforcuojnë në mënyrë jo uniforme elementët strukturore. Në këtë linje, përparësi paraqet përqendrimi i elementeve kryesore rezistues ndaj veprimit sizmik në periferinë e strukturës.(muret mbajtëse periferike).

6.1.3.5 Sjellja në trajte diafragme e ndërkatit

Në ndërtesa, dyshemetë (përfshire tarracat), luajnë rol shume të rëndësishëm në sjelljen e përgjithshme sizmike të strukturës. Ato sillen si diafragma horizontale të cilat marrin dhe transmetojnë forcat e inercisë tek sistemet strukturore vertikale dhe sigurojnë që këto sisteme të punojnë bashke për të përballuar veprimin sizmik.

Sjellja e ndërkateve si diafragma është veçanërisht e përshtatshme në rastet e shpërndarjeve komplekse dhe jo uniforme të sistemeve vertikale, ose kur sistemet që janë me karakteristika të deformues mërisë horizontale të ndryshme, përdoren së bashku.(sistemet duale).

Sistemet horizontale, dyshemetë (nderkatet) dhe tarracat duhet të kenë rezistence dhe ngurtësi në plan por edhe lidhje efektive me sistemet strukturore vertikale.

Kujdes i veçantë duhet të tregohet në rastet e ndërkateve (dysHEMEVE, soletave) jo-kompakte ose me forma shume të zgjatura dhe të gjera.

Ngurtësia dhe rezistenca e diafragmave në plan, duhet të sigurojë shpërndarjen e forcave horizontale inerciale tek sistemet vertikale strukturore, në përputhje me analizën e marrë.

6.1.3.6 Themele të zgjedhura dhe të projektuara mire

Duke konsideruar veprimin sizmik, llogaritja dhe detajimi i themeleve dhe i lidhjeve me mbi strukturën, duhet të siguroje që i gjithë objekti të jete uniformisht i eksituar nga një veprim sizmik. Nga sa me sipër, deduktojmë se reagimi i strukturës në veprimin sizmik do të varet mjaft nga rregullsia e saj.

6.1.3.7 Kriteret e rregullsisë në plan dhe në lartësi

Me qëllimin e llogaritjes sizmike, strukturat e objekteve janë kategorizuar në:

- a) të rregullta
- b) të parregullta.

Ky dallim ka ndikim në këto aspekte të llogaritjes sizmike:

- modeli strukturor i cili mund të jete model planar ose hapësinor;
- metoda e analizës e cila mund të jete një analize e thjeshtuar e spektrit të reagimit ose një analize modale;
- vlera e faktorit të sjelljes "q" e cila do të zvogëlohet për objektet me parregullsi në lartësi. (faktor i sjelljes "q" do të trajtohet mëposhtëm).

6.1.3.7.1 Kriteret për rregullsi në plan.

Qe objektet të konsiderohen si të rregullta në plan, ato duhet të plotësojnë këto kushte:

- a) Duke siguruar ngurtësinë dhe shpërndarjen e masës, struktura e objektit duhet të jete pothuajse simetrike (simetrike) në plan kundrejt të dy akseve.
- b) Konfiguracioni në plan duhet të jete kompakt, d.m.th çdo solete të kufizohet nga një kontur i mbyllur.
- c) Ngurtësia në plan e soletës (ndërkatis) duhet të jetë mjaftueshmërisht e madhe në krahasim me ngurtësinë e elementeve vertikale strukturorë, në mënyrë që deformimi i saj të ketë një efekt të vogël në shpërndarjen e forcave përgjatë këtyre elementëve etj.

6.1.3.7.2 Kriteret për rregullsi në lartësi

Qe objektet të konsiderohen si të rregullta në lartësi, ato duhet të plotësojnë këto kushte:

- a) të gjithë elementët mbajtës të strukturës duhet të ngrihen në mënyrë të pandërprere për gjithë lartësinë e ndërtesës, duke filluar nga themelet dhe duke përfunduar në krye, ose kur janë të pranishme pengesa, deri në krye të një zone të përshtatshme.
- b) Ngurtësia anësore dhe masa e çdo kati duhet të mbetet konstante ose të reduktohet gradualisht, pa sjelle ndryshime, që nga baza dhe deri në krye të objektit.
- c) në sistemet me skelet, raporti i rezistencës faktike të katit me rezistencën e kërkuar nga analiza nuk duhet të variojë në mënyrë jo proporcionale midis kateve fqinje.

6.2 SISTEMI STRUKTOROR DHE ELEMENTËT STRUKTOROR

Përcaktimi i sistemit strukturor, mënyrës se vendosjes se elementeve dhe i përmasave të tyre, është një proces që kërkon njohje shume të mira dhe eksperience. Shpesh, kjo e fundit është edhe çelësi i arritjes se shpejte të një zgjidhje e pranueshme.

Përmasat e elementeve strukturore do të varen nga

- a) materiali i përdorur për realizimin e tyre;
- b) sistemi strukturor i zgjedhur;
- c) lloji dhe forma e objektit;
- d) vendi ku do të ndërtohet objekti;

- e) kushtet e veçanta në të cilat mund të ndodhet objekti;
- f) ngarkesat;
- g) kushtet teknike në fuqi, etj.

Në mënyrë që të mund ti zbatojmë sa me sakte këto rregulla dhe procedura duhet të njihemi me disa koncepte të reja dhe shume të nevojshme.

6.3 RREGULLA SPECIFIKE PËR OBJEKTET BETON-ARME.

6.3.1 Përkufizime i elementeve strukturore në baze të EC8:

- **Rajon kritik (ose zonë disipative):** Rajon i një elementi sizmik parësor, ku ndodh kombinimi më i pafavorshëm i efekteve të veprimeve apo formave (M, N, V, T) dhe ku mund të formohen çerniera plastike. Për çdo tip elementi sizmik parësor, gjatësia e rajonit kritik përcaktohet në pikën (paragrafin) përkatës të këtij Seksioni.
- **Tra:** Element strukturor (përgjithësisht horizontal), që i nënshtrohet kryesisht ngarkesave tërthore dhe një force aksiale projektuese të normalizuar jo më të madhe se 0,1 (shtypja konsiderohet pozitive).
- **Kollonë:** Element strukturor (përgjithësisht vertikal), që mban ngarkesa peshë nëpërmjet shtypjes aksiale ose që i nënshtrohet një force aksiale projektuese të normalizuar $vd = NEd / A_c \cdot f_{cd}$ më të madhe se 0,1.
- **Mur:** Element strukturor (përgjithësisht vertikal), që mban elementë të tjerë dhe që ka një seksion tërthor të zgatur, me një raport të gjatësisë ndaj trashësisë të tij $l_w / b_w > 4$.
- **Mur duktil:** Mur i fiksuar në bazë në mënyrë të tillë që pengohet rrotullimi relativ i bazës kundrejt pjesës tjetër të sistemit strukturor, i projektuar dhe i detajuar (me detajim) të tillë që të shuajë energji në një zonë çernierë plastike përkulëse, që nuk ka hapësira (boshllëqe) ose shpime të mëdha menjëherë sipër bazës së tij.
- **Mur me përmasa të mëdha i armuar lehtë:** Mur me përmasa të mëdha të seksioneve tërthore (përmasa horizontale l_w të paktën e barabartë me 4,0m ose sa dy të tretat e lartësisë h_w të murit (konsiderohet ajo që është më e vogël), për shkak të cilave pritët që të shfaqen plasaritje të kufizuara dhe sjellje in elastike në situatën sizmike projektuese.

Shënim: Pritet që një mur i tillë të transformojë energjinë sizmike në energji potenciale (nëpërmjet një ngritje të përkohshme të masave të strukturës) si dhe në energji të disipuar (të shuar) në truall nëpërmjet lëkundjes rrotulluese si trup i ngurtë ("rocking"), etj. Ky mur mund të projektohet efektivisht për konsumim (disipim) energjie nëpërmjet çernierës plastike në bazë, për shkak të dimensioneve të tij ose për shkak të mungesës së inkastrimit në bazë, apo të bashkimit me mure tërthore të përmasave të mëdha që pengojnë rrotullimin në bazë të çernierës plastike.

- **Mur i çiftëzuar (i lidhur):** Element strukturor i përbërë nga dy ose më shumë mure të veçantë, të lidhur sipas një modeli të rregullt me anë trarësh duktile të konceptuar në mënyrë adekuate (trarë çiftëzues—"coupling beams"), të aftë për të zvogëluar, të paktën me 25%, shumën e momenteve përkulës në bazë, të cilët do të shfaqeshin në muret e veçantë në kushtet e një pune të ndarë nga njëri tjetri.

6.3.2 Përkufizime të sistemeve strukturore

6.3.2.1 Sistem me mure

Sistem strukturor në të cilin të dyja ngarkesat, vertikale dhe anësore, përballohen kryesisht nga mure strukturore vertikale, të çiftëzuar ose jo, rezistenca në përkulje e të cilëve në bazën e ndërtesës kalon madhësinë prej 65% të rezistencës totale në prerje të gjithë sistemit strukturor.

Shënim: Në këtë përkufizim dhe në ato që vijojnë, pjesa e rezistencës në prerje mund të zëvendësohet nga pjesa e forcave prerëse në situatën sizmike projektuese.

6.3.2.2 Sistem me rama

Sistem strukturor në të cilin të dyja ngarkesat, vertikale dhe anësore, përballohen kryesisht nga rama hapësinore, rezistenca në prerje e të cilave në bazën e ndërtesës kalon madhësinë prej 65% të rezistencës totale në prerje të gjithë sistemit strukturor.

6.3.2.3 Sistem dual

Sistem strukturor në të cilin përballimi i ngarkesave vertikale sigurohet kryesisht nga një rama hapësinore, ndërkohë që në rezistencën ndaj ngarkesave anësore kontribuojnë pjesërisht sistemi rama dhe pjesërisht muret strukturorë, të veçuar këta ose të lidhur (të çiftëzuar) midis tyre.

6.3.2.4 Sistem dual me rama-ekuivalente

Sistem dual në të cilin rezistenca në prerje e sistemit me rama në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale të gjithë sistemit strukturor.

6.3.2.5 Sistem dual me mure-ekuivalente

Sistem dual në të cilin rezistenca në prerje e mureve në bazën e ndërtesës është më e madhe se 50% e rezistencës sizmike totale të gjithë sistemit strukturor.

6.3.2.6 Sistem me fleksibilitet përdredhës (i përkulshëm nga përdredhja)

Sistem dual ose me mure që nuk ka një ngurtësi përdredhëse minimale si p.sh. një sistem strukturor që përbëhet nga rama të përkulshme (fleksibël) të kombinuara me mure të përqendruar afër qendrës së ndërtesës në plan.

Shënim: Ky përkufizim nuk përfshin sistemet me mure të cilët përmbajnë mjaft boshllëqe (shpime) përreth pajisjeve dhe shërbimeve vertikale. Për sisteme të tillë do të duhej që përkufizimi më i përshtatshëm i konfigurimit të përgjithshëm përkatës të jepet rast pas rasti.

6.3.2.7 Sistem i tipit lavjerrës i përmbysur

Sistem në të cilin 50% ose më shumë e masës së tij ndodhet në pjesën e 1/3 të lartësisë së ndërtesës, të marrë nga sipër, ose ku konsumimi (disipimi) i energjisë bëhet kryesisht në bazën e një elementi të vetëm strukturor të ndërtesës .

Shënim: Nuk i përkasin kësaj kategorie ramat një-katëshe me nivelin e sipërm (kreun) të kolonave të lidhur sipas të dy drejtimeve kryesore të ndërtesës dhe ku vlera e ngarkesës

6.3.3 Duktiliteti

Duktiliteti i elementeve strukturore dhe strukturave në tërësinë e tyre, konsiderohet sot si një faktor i rëndësishëm për vlerësimin e kapaciteteve që ato posedojnë për përballimin e ngarkesave të ndryshme, në veçanti veprimeve sizmike.

Duktiliteti dallohet nga soliditeti apo rezistenca, por në thelb, edhe duktiliteti konceptohet si një cilësi apo aftësi për të ofruar qëndrësë (rezistence) ndaj veprimeve të jashtme, veçse jo në stadin elastik por në atë plastik (inelastik) të deformimeve.

Pra, për elementët apo strukturat që kanë këtë aftësi d.m.th që mund të përballojnë deformime in elastike jo lineare, pa reduktime të konsiderueshme të aftësisë mbajtëse (kapacitetit) të tyre, thuhet se ato janë duktile, kanë duktilitet.

Si i tillë ,duktiliteti është i lidhur me karakteristikat plastike të materialeve ndërtimore si dhe me mënyrën e reagimit inelastik të strukturave.

6.3.4 Duktiliteti-kërkesë kryesore e projektimit antisizmik

Shumica e ndërtesave betonarme apo çeliku, përfshi këtu edhe ato të projektuara sipas kodeve antisizmike, posedojnë një soliditet të moderuar, të reduktuar në krahasim me atë që do të vërehej gjatë një reagimi të supozuar si krejtësisht elastik ndaj tërmetejeve të forte eventuale.

Përballimi i plotë i forcave të brendshme që do të rezultojnë gjatë atij reagimi do të kërkonte përmasa dhe detajime tepër të rënduara, zakonisht përtej mundësive reale ekonomike.

Minimizimi i dëmtimeve në këto ndërtesa si dhe sigurimi i qëndrësës ("mbijetesës") se tyre në raste tërmetesh të forte arrihet duke i projektuar dhe ndërtuar ato në mënyrë që të ofrojnë rezistence edhe në stadin inelastik të reagimit. Në terma të thjeshtuara, pikërisht kjo cilësi e strukturave dhe komponentëve të tyre quhet "duktilitet".

Duktiliteti nënkupton vetinë për të lejuar (përpara një shkatërrimi të mundshëm) deformime relativisht të mëdha pa pas reduktime të ndjeshme të aftësisë mbajtëse.

Gjithashtu në kushtet e ngarkimeve dhe shkarkimeve të përsëritura në këtë veti shprehet edhe kapaciteti për të absorbuar energji nëpërmjet reagimeve ciklike hysterike si ato që tregohen në figurën e mëposhtme. Për rastin e një elementi betonarme me ngarkese përkulëse.

Siç duket edhe nga figura, realizimi i cikleve histeresis në vazhdimësi, duke ruajtur pothuajse të pandryshueshme amplitudën e forcës, shoqërohet me rritjen e vazhdueshme të deformimeve të elementit, zvogëlimin e ngurtësisë, por nuk kemi shkatërrim të tij.

Kufiri i karakteristikave duktile në një element apo strukturë ,fizikisht është i lidhur me një kufi të caktuar degradimi apo reduktimi të soliditetit, që në figurën e mëposhtme është treguar me piken "C". Megjithëse arritja e këtij kufiri shpesh emërtohet "kolaps". Në fakt, pa arritur shkatërrimi i vërtete i elementit, mund të ketë akoma vend për deformime shtese përtej kësaj gjendjeje. Por kjo "rezerve finale" nuk merret parasysh gjate analizave.

Një shkatërrim duktil "i përfaqësuar" pikërisht nga vija OABC, dallohet kështu nga një shkatërrim i tipit të thyeshëm apo amorf ,qe jepet nga vija të tipi OAD.

Shkatërrimet e thyeshme (amorf), implikojnë humbjen e menjëhershme dhe pothuaj të plote të soliditetit, dizintegrimin shpesh të plote të elementit apo strukturës, dhe mungesën e një paralajmërimi. Prandaj shkatërrimet e tipit të thyeshëm duhet të shmangen nëpërmjet një projektimi të përshtatshëm dhe zbatimit korrekt të punimeve të ndërtimit.

Shënim :Diagrama e idealizuar elasto-plastike do të trajtohet në bashkëlidhur me konceptin e çernierës plastike.

6.3.5 Përkufizimet e duktilitetit

Le të mbështetemi tek figura e mëposhtme. Duke iu referuar zhvendosjeve lineare, duktiliteti i elementit përkufizohet si raport i zhvendosjes totale Δ në një moment të dhënë të reagimit kundrejt asaj të fillimit të rrjedhshmërisë Δ_y .

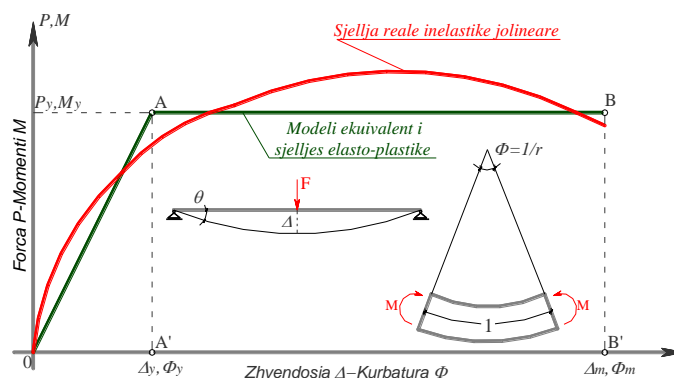
Në qofte se shënojmë duktilitetin me μ , si zakonisht në literaturën teknike ,do të kemi:

$$\mu = \frac{\Delta}{\Delta_y} \geq 1$$

Themi se duktiliteti ezaurohet plotësisht kur arrihet vlera maksimale μ_u e duktilitetit të disponueshem (të posedueshëm) nga elementi apo struktura. Në këtë gjendje ,që shënon edhe prapen e shkatërrimit, kemi:

$$\mu = \frac{\Delta_u}{\Delta_y}$$

Duktiliteti i disponueshem μ_u shpreh kapacitetin duktil të elementit apo strukturës.



Në "rang elementi", duktiliteti, përveçse nga marrëdhënia " $P - \Delta$ ", mund të vlerësohet edhe nga marrëdhënia ndërmjet momentit maksimal " M " dhe këndit të rrotullimit " θ ".

Merret kështu duktiliteti në rrotullim " μ_θ ". Ky jepet si raport i këndit të rrotullimit të plote maksimal, " θ_u ", kundrejt këndit të rrotullimit në pragun e rrjedhshmërisë " θ_y ":

$$\mu_\theta = \frac{\theta_u}{\theta_y}$$

Nga kurba e marrëdhënies ndërmjet momentit " M " dhe kubaturës " Φ " (analoge me atë)

6.3.6 Faktorët që ndikojnë në madhësinë e duktilitetit

Disa nga faktorët kryesorë nga të cilët varet duktiliteti janë:

- a) cilësia e materialeve ndërtimore dhe vetitë fiziko-mekanike të tyre;
- b) forma e seksioneve tërthore dhe në përgjithësi, gjeometria e elementeve përbërës strukturore dhe e strukturave në tërësinë e tyre (Për të patur duktilitet të ngritur duhen respektuar kërkesat për rregullsi apo simetri strukturore.)
- c) lidhjet ndërmjet elementeve strukturore dhe mënyra e realizimit të tyre;
- d) natyra e nderjeve mbizotëruese (të përkuljes, të shtypjes, prerjes);
- e) mënyra e aplikimit të ngarkesave gjatë procesit të ngarkim-shkarkimit statike apo dinamike (por për thjeshtësi në shume raste pranohet që duktiliteti dinamik të merret sa ai statik).

Në strukturat komplekse, vlerësimet sasiore numerike të faktorëve të ndryshëm të duktilitetit dhe marrëdhëniet ndërmjet tyre janë përgjithësisht mjaft të vështira për tu përcaktuar. Kjo sepse për tëto kërkohet trajtimi duhur i varianteve të shumta të kurbave veprim –reagim.

Po kështu duhen konsideruar edhe mundësitë e ndryshme të plastifikimit dhe evoluimit të mekanizmave të shkatërrimit pas krijimit të një numri të mjaftueshëm "cernierash plastike".

Shënim: Koncepti i çernierës plastike do trajtohet në vijim.

Në rastin e sistemeve statikisht të pacaktuar, mundësitë e krijimit të këtyre çernierave janë të shumta dhe se ato shtohen me rritjen e shkallës së pacaktueshmërisë statike.

Që strukturat të reagojnë mire në stadin inelastik, duhet që në radhë të parë, ato të realizohen me materiale duktile, siç është veçanërisht çeliku.

Por, edhe për këtë material duhet patur parasysh që, kur ai i nënshtrohet shtypjes së madhe aksiale, zhvillimi i deformimeve të mëdha inelastike, mund të interferohet me humbjen e parakohshme të qëndrueshmërisë, çka sigurisht do të çonte në shkatërrim të strukturave mbajtëse. Betoni, guri dhe tulla, janë materiale tipike amorfe.

Ato, siç dihet punojnë shume keq në tërheqje. Rezistenca në shtypje e tyre, mund të jete edhe me e lartë, por nëse nuk merren masa të veçanta përmirësuese konstruktive, deformimet maksimale kufitare në shtypje rezultojnë tepër të ulëta. Prandaj, strukturat mbajtëse prej betoni, muraturë apo druri, paraqesin kufizime përdorimi për rajonet me sizmicitet të ngritur.

Në praktiken e ndërtimit masat përmirësuese të reagimit sizmik të strukturave të tilla, konsistojnë në princip në bashkimet e përshtatshme të materialeve ndërtimore amorfe me hekurin (çelikon) në mënyrë që të realizohen elemente duktile të aftë për t'iu përgjigjur kërkesave për deformime të mëdha inelastike, të imponuara nga tërmetet e forte.

Konceptimi, realizimi dhe shfrytëzimi i duktilitetit dhe rezistencës post-elastike të elementeve strukturore është një metode dhe praktike e zakonshme e projektimit bashkëkohor në vendet sizmike të botes.

Në masat e marra për të realizuar një reagim të përshtatshëm duktil, arti i detajimit krahas llogaritjeve analitike të nevojshme, merr një rëndësi të veçantë.

Edhe faktet e analizat inxhinierike të dëmtimeve të ndërtesave nga tërmetet kanë treguar se vetitë duktile shfaqen të diferencuara në strukturat e tipeve të ndryshme dhe të ndërtuara me materiale të ndryshme. Strukturat metalike reagojnë me mire ndaj tërmeteve, krahasuar me strukturat e tjera.

Krahas duktilitetit, si avantazh tjetër antisizmik i strukturave metalike, vlerësohet gjithashtu raporti i lartë "rezistence materiali-mase material", çka shprehet me faktin që në këto struktura relativisht të lehta, shfaqen forca inerciale sizmike relativisht të vogla. Por, nëpërmjet një projektimi dhe zbatimi të kujdesshëm, të tilla që veç kërkesave specifike të duktilitetit, mund të arrihet në atë që edhe konstruksionet betonarme të sillen si konstruksione antisizmike mjaft të përshtatshme.

6.3.7 Kapaciteti disipues (shuarës) i energjisë dhe klasat e duktilitetit

Llogaritja e objekteve b/arme antisizmike duhet ta pajisë strukturën me një kapacitet të duhur për shuarjen e energjisë, pa një ulje (zvogëlim) të dukshëm të qëndrueshmërisë së saj kundrejt ngarkesave horizontale dhe vertikale.

Në situatat e llogaritjeve sizmike, të gjithë elementët strukturorë duhet të kenë rezistencën e duhur dhe mundësinë e deformimit përtej fazës lineare, kërkuar në zonat kritike (zona shuarse-zona të elementeve parësore sizmike, ku ndodh kombinimi me i rrezikshëm i efekteve të veprimeve të (M,N,V , T) dhe ku krijohen çernierat plastike).

Shtirja e zonave kritike përcaktohet për çdo element parësor sizmik në mënyrë specifike në funksion të kushteve të punës.), madhësi të cilat duhet të jenë konform duktilitetit të plote (përgjithshëm) të marre në llogaritje.

Strukturat b/arme mund të llogariten për një kapacitet të ulet të shuarjes së energjisë dhe për një duktilitet të ulet .(DCL)

Klasa "L" (low-e ulet) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas EC2,por me disa plotësime për të theksuar duktilitetin që zotërojnë strukturat;

Për ndërtesa të cilat nuk janë të izoluara në baze (mënyre e realizimit të bazës së strukturës duke përdorur amortizatorë të fuqishëm),llogaritja sipas kësaj alternative, është e rekomanduar vetëm për rastet e tërmeteve të vogla.

Për objektet e tjera antisizmike nga ato të sipër përmendura, llogaritjet duhet të kryhen për një kapacitet shuarës të energjisë dhe një sjellje duktile të përgjithshme.

Sjellja e përgjithshme duktile është e siguruar nëse kërkesat e duktilitetit përfshijnë një volum të madh të strukturës, janë të ndara në elemente të ndryshëm të saj dhe në pozicione të ndryshme në të gjitha katet.

6.3.7.1 1.me duktilitet të mesëm (DCM); 2.me duktilitet të lartë (DCH).

Klasa "M" (medium-e mesme) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas disa përcaktimeve të posaçme, të cilat i japin strukturës aftësi për t`u futur ndjeshëm në fazën inelastike, pa pësuar deformime apo dëmtime të karakterit thyerës (amorf).

Klasa "H" (high-e lartë) e duktilitetit, u korrespondon strukturave për të cilat projektimi realizohet i tilla që të sigurojë zhvillimin e deformacioneve plastike në përputhje me mekanizmat e zgjedhur në mënyrë të përshtatshme (stabile), duke realizuar konsumin më të madh histeretik (cikli Histerezis) të energjisë sizmike të komunikuar nëpërmjet themeleve.

Pra, për të siguruar rritjen e duhur të duktilitetit në klasat "M" dhe "H", duhet të merren masa specifike për të gjithë elementët strukturorë.

Kuptohet që në vendin tonë ,mundësia e realizimit të sakte të punimeve në përputhje me projektin ,specifike dhe të komplikuar siç kërkohen me sipër, është mjaft e vogël (faktori kryesor është numri i vogël i punëtorëve të kualifikuar).Kjo e bën shumë të vështirë realizimin e strukturave me "DCH", prandaj tentohet që të paktën të arrihet klasa e mesme e duktilitetit.

Në rastin tonë ,objekti do të llogaritet dhe detajohet për një duktilitet të mesëm DCM.

6.3.8 Marrëdhëniet "duktilitet-rezistence - ngurtësi".

Kombinimi i cilësive duktile me kërkesat e ngurtësisë dhe të rezistencës, konsiderohet se realizon një projektim adekuat (optimal) të strukturave ndërtimore. Në mënyrë që të jemi të sigurt për shmangien e një shkatërrimi të tipit amorf, duhet të bëjmë verifikimin vijues:

Duktiliteti që kërkon veprimi i dhënë sizmik, d.m.th. tërmeti i projektimit, duhet të jetë me i vogël se duktiliteti që posedon realisht struktura në gjendjen kufitare të saj në prag të shkatërrimit.

Këtu duhet pasur parasysh edhe fakti që shpesh here kërkesat për rritjen e shkallës së duktilitetit bien ndesh me ato të rezistencës dhe ngurtësisë.

Në këto kushte, e sidomos në rastin e strukturave beton-arme, bëhet praktikisht e pamundur arritja e zgjidhjeve të plota, optimale, përse i përket duktilitetit strukturor. Sidoqoftë, nëpërmjet përmasimeve dhe armimeve korrekte e duke përdorur në radhë të pare betone të klasave të larta dhe çeliqe relativisht të bute si dhe duke aplikuar vlera jo të larta të përqindjeve të armimit, mund të arrihen parametra të përmirësuar të deformimeve post-elastike, pa krijuar probleme për rezistencën dhe rigjeditetin.

Duhet pasur parasysh që duktilitet me i madh mund të arrihet në elementët që punojnë thjesht në përkulje dhe me pak në ata që punojnë në shtypje me përkulje, me forca të vogla shtypëse.

Duktiliteti bie mjaft me shfaqjen e forcave të mëdha shtypëse, e sidomos kur ka edhe forca prerëse të mëdha. Por lidhur me duktilitetin mund të theksojmë edhe "anën tjetër të medaljes": mundet që duke i kushtuar rëndësi këtij faktori të kalohet në teprime të përdorimit të strukturave duktile.

Absolutizimi i këtij faktori bëhet i rrezikshëm, mbasi ai implikon nën vleftësimin apo mos-marrjen parasysh të dy faktorëve të tjerë të rëndësishëm, siç janë rezistenca dhe ngurtësia. Vetëm në kompleksin e tyre këta tre faktorë (duktiliteti, rezistenca, ngurtësia) sigurojnë reagim normal të strukturave ndaj ngarkesave të ndryshme, veçanërisht atyre sizmike. Duktiliteti i tepruar, mund të çojë në atë që, për shkak të zhvendosjeve të mëdha post-elastike, elementët strukturorë të pësojnë deformime shumë të mëdha të pakthyeshme. këto deformime mund të shkaktojnë efekte të rrezikshme për tërësinë e konstruksionit siç janë efektet " $P - \Delta$ ".

6.4 PROJEKTIMI PËR KLASËN E MESME TË DUKTILITETIT (DCM)

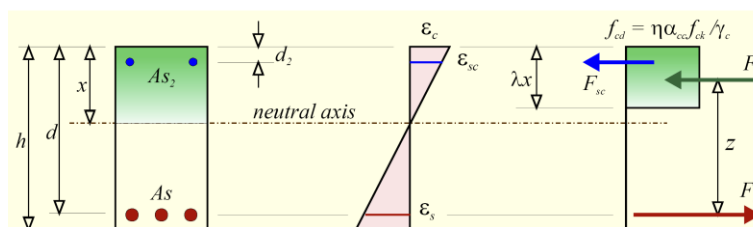
6.4.1 Kërkesat për materialet

Në elementët sizmike primare nuk lejohet përdorimi i klasës së betonit me të ulet se C16/20. Përveç kësaj kërkesë, të cilën e kemi plotësuar, ka edhe kërkesa të tjera të cilat lidhen me armaturën e përdorur që do të trajtohen me pas.

6.4.2 Kërkesat gjeometrike

6.4.2.1 Trarët b/a

Duhet të kryhet transmetimi (transferimi) efektiv i momenteve ciklike nga një tra parësor sizmik tek një kolonë nëpërmjet kufizimit të jashtëqëndërsisë të aksit të traut kundrejt atij të kolonës me të cilin ai lidhet.



Seksioni

Deformim

Sforcim

Konsiderohet se kënaqja e rregullit të pikës së mësipërme është e plotësuar kur kufizohet largësia midis akseve të qendrave të rëndësës të te dy elementeve në më pak se " $b_c/4$ ",

ku " b_c " është përmasa me e madhe e seksionit tërthor të kolonës normal me aksin gjatësor të traut. Për të përfituar nga efekti i favorshëm i shtypjes së kolonës për aderencën (kohezionin) e shufrave horizontale që kalojnë nëpër nyje, gjerësia " b_w " e një trau parësor sizmik duhet të kënaqë kushtin:

$$b_w \leq \min \{b_c + h_w; 2b_c\}$$

ku:

h_w lartësia e trarit;

b_c përmasa më e madhe e seksionit tërthor të kolonës normal me aksin gjatësor të trau

Kujtojmë gjithashtu që për trarët parësore duhet të respektohen kushtet:

Gjerësia e trarëve parësore sizmike nuk duhet të jetë më e vogël se 200mm dhe raporti i gjerësisë ndaj lartësisë të brinjëve të trarëve parësore sizmike duhet të kënaqë dy kushtet vijuese:

Për situatën projektuese të qëndrueshme (kombinimin kryesor të ngarkesave):

$$\frac{l_{tot}}{b} \leq \frac{50}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{Dhe} \quad \frac{h}{b} \leq 2.50$$

Për situatën projektuese kalimtare (kombinimin shtesë të ngarkesave):

$$\frac{l_{tot}}{b} \leq \frac{70}{(h/b)^{1/3}} \quad \text{Dhe} \quad \frac{h}{b} \leq 3.50$$

ku:

l_{tot} largësia midis lidhjeve ndaj përdredhjes (hapësira dritë);

h lartësia totale e traut në pjesën qendrore të l_{tot} ;

b gjerësia e pllakës që punon në shtypje;

6.4.2.2 Kolonat

Gjatë dimensionimit të elementit strukturor tra për duktilitet lokal duhet të kemi parasysh disa kritere të rëndësishëm që duhet të kemi parasysh. Këto kritere janë trajtuar në mënyre të përmbledhur të shprehur si vijon:

Me përjashtim të rasteve kur $\theta \leq 0.1$ do të duhej që, referuar përkuljes brenda një plani paralel me përmasën e konsideruar të kolonës, përmasat e seksioneve tërthore të kolonave parësore sizmike të mos jenë më të vogla se një e dhjeta e largësisë më të madhe midis pikës së kontrafleksionit (infleksionit) dhe skajeve të kolonave. Ku θ koeficienti i ndikimit apo i ndjeshmërisë që i referohet zhvendosjes relative midis kateve ("**interstorey drift sensitivity coefficient**") i cili llogaritet nga shprehja:

$$\theta = \frac{P_{tot} \cdot d_r}{V_{tot} \cdot h}$$

ku:

P_{tot} ngarkesa peshë totale në dhe sipër katit të konsideruar në situatën sizmike projektuese;

d_r zhvendosja projektuese midis kateve (**interstorey drift**), e vlerësuar si diferenca e zhvendosjes mesatare anësore d_s në nivelin më të lartë dhe në atë më të ulët të katit;

V_{tot} forca totale sizmike e katit;

h lartësia e katit.

6.4.2.3 Detajimi elementeve parësor për gjendjen e fundit kufitare (ULS)

A) TRARËT

Më poshtë po paqësim disa kritere të rëndësishëm që duhet të kemi parasysh gjatë detajimit të elementit strukturor tra për duktilitet lokal. Këto kritere janë trajtuar në mënyre të përmbledhur të shprehur si vijon:

Duhet të konsiderohen zona kritike zonat e një trau parësor sizmik që ndodhen brenda largësisë

$l_{cr} = 1.5 \cdot h_w$ (ku h_w -tragon lartësinë e traut) nga seksioni skajor ku futet në një nyje tra-kolonë, sikurse edhe nga të dy anët e një seksioni tjetër tërthor që tenton për të kaluar në rrjedhshmëri në situatën projektuese sizmike.

Në trarët parësore sizmike që mbajnë elemente vertikale jo të vazhduar (të ndërprere p.sh kolona drejtpërdrejte mbi trarë), do të duhej që të konsiderohen si kritike zonat deri në largësinë $2h_w$ nga secila anë e elementit vertikal të mbështetur.

Brenda zonave kritike të trarëve parësore sizmike kërkesa për duktilitet lokal kënaqet nëse sigurohet një vlerë μ_ϕ për faktorin e duktilitetit të kurbaturës, të tillë që të jetë të paktën sa vlera e dhënë më lart. Kjo konsiderohet se kënaqet nëse plotësohen kushtet vijuese:

Në zonën e shtypur vendoset një sasi armature që nuk është më pak se gjysma e sasisë së vendosur të armaturës së tërhequr, si shtesë kjo e armaturës së nevojshme në bazë të kontrollit (verifikimit) të gjendjes së fundit kufitare të traut (**ULS**) në situatën projektuese sizmike.

Përqindja e armaturës së tërhequr ρ nuk kalon një vlerë ρ_{max} të barabartë me:

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

ku:

ρ_{max} dhe ρ' janë të dyja të normalizuara kundrejt produktit $b \cdot d$ ku b është gjerësia e pllakës së poshtme (*bottom flanga*) të traut, dhe konsiderohet që në madhësinë ρ është përfshirë sasia e armaturës në soletë e vendosur paralel me trauin brenda gjerësisë efektive të pllakës.

Kushtet e domosdoshme të duktilitetit kënaqen në të gjithë gjatësinë e një trau parësor sizmik, nëse raporti (përqindja) e armaturës së tërhequr ρ nuk është në asnjë vend më i vogël se sa vlera minimale vijuese ρ_{min} :

$$\rho_{min} = 0.5 \cdot \left(\frac{f_{ctm}}{f_{yk}} \right)$$

Brenda zonave kritike të trarëve parësore sizmike duhet të sigurohet vendosja e stafave të mbyllura ("hoops") që plotësojnë kushtet vijuese:

Diametri i stafave d_{bw} është jo më i vogël se 6mm.

Largësia s e stafave nuk kalon madhësinë e përcaktuar nga kushti:

$$s = \min \{ h_w/4; 24d_{bw}; 175mm; 6d_{bl} \}$$

ku:

h_w largësia midis armaturës së sipërme dhe të poshtme;

d_{bw} diametri i stafave;

d_{bl} diametri minimal i shufrave gjatësore;

Stafa e pare vendoset jo më larg se 50mm nga seksioni skajor i traut

Detajimi i elementëve parësor për gjendjen e fundit kufitare (ULS)

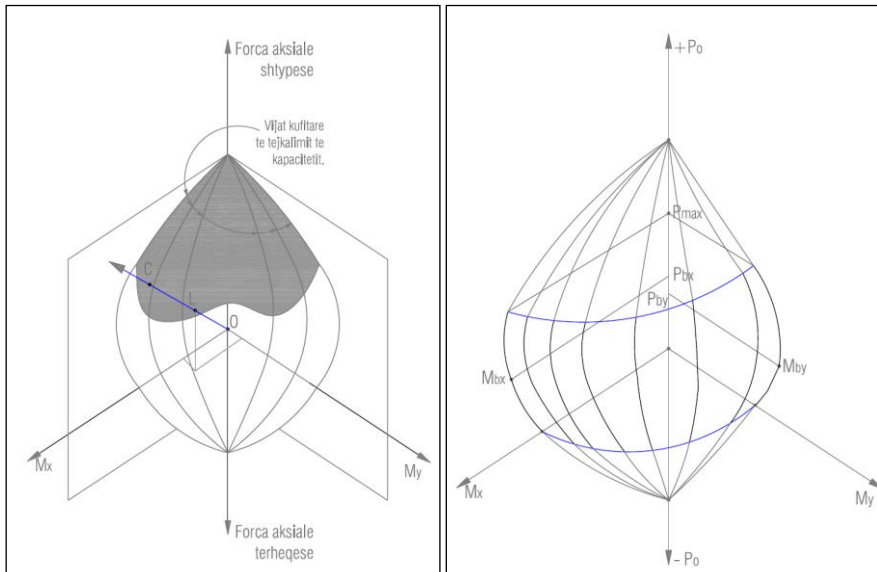
B) KOLONAT

Në projektimin e kolonave llogaritet armatura gjatësore, në qoftë se kjo armaturë gjatësore është e specifikuar, kushti për ngarkimin e kolonës jepet nga një raport të kapacitetit të kolonës cili jep një orientim të kushteve të ngarkimit të kolonës duke respektuar kapacitetin e saj. Procedura për armimin e kolonës ndjek disa hapa:

Gjenerohet një sipërfaqe interaksioni me një forcë aksiale-moment biaksial (kundrejt dy akseve x, y), për të gjitha tipet e ndryshme të seksioneve të kolonave. Një sipërfaqe tipike interaksioni paraqitet në figurën më poshtë (fig3). Kontrollohen kapacitetet e çdo kolonë për forcat aksiale dhe momentet të përfutuara nga çdo kombinim ngarkesash, në çdo skaj të kolonës. Ky hap shërben edhe për të llogaritur armaturën e kërkuar.

Llogariten armaturat në prerie për kolonën

Detajet për gjenerimin e sipërfaqes së interaksionit ndryshojnë nga kodi në kod. Kontrolli i kapacitetit bazohet në atë që pikat e ngarkesave të projektimit bien brenda volumit të interaksionit në një forcë hapësinore, siç tregohet në figurë.



Në kushtet për projektimin e kolonës futet edhe përcaktimi i një raporti për kapacitetin. Kjo bazohet në një raport të kushteve të nderjes së kolonës kundrejt mundësive reale të kapacitetit të saj. Ky kontroll fillon me futjen në diagramën e interaksionit të (N, M_x, M_y) si pika "L" në fig.4. Nëse pika ndodhet brenda volumit të hapësirës së interaksionit, atëherë mund të themi që kapaciteti i kolonës është i mjaftueshëm, në të kundërt kolona ka mbinderje.

Raporti i kapacitetit përcaktohet duke pasqyruar pikën "L" në sipërfaqen e interaksionit, pra duke përcaktuar pikën "C". Kjo pikë përcaktohet nga një interpolim linear tri-dimensional. Raporti kapacitiv jepet nga raporti: OL/OC .

Nëse $OL=OC$ (ose $CR=1$) atëherë pika shtrihet në sipërfaqen e interaksionit dhe kolona është në limit të kapacitetit;

Nëse $OL<OC$ (ose $CR<1$) atëherë pika shtrihet në hapësirën e interaksionit dhe kolona ka një kapacitet të mjaftueshëm;

Nëse $OL>OC$ (ose $CR>1$) atëherë pika shtrihet jashtë sipërfaqes së interaksionit dhe kolona ka nderje më të mëdha se ato që mund të përballojë;

Më poshtë po paraqesim disa kritere të rëndësishëm që duhet të kemi parasysh gjatë detajimit të elementit strukturor kolonë për duktilitet lokal. Trajtimi i këtyre kritere është bërë në mënyrë të përmbledhur meqenëse këto kritere do trajtohen në kapitullin vijues ku do tregojmë dhe ndikimin që kanë stafat në këtë element strukturor. Kriteret janë si më poshtë:

Përqindja total e armimit ρ_1 nuk duhet të jetë më pak se 0,01 (1%) dhe jo më i madh se 0,04 (4%). Në seksionet tërthorë simetrikë do të duhej të sigurohet armim simetrik ($\rho=\rho'$).

Duhet të konsiderohen zona kritike zonat që ndodhen brenda largësisë l_{cr} nga të dy seksionet skajore të një kolonë parësore sizmike. Nëse nuk kemi të dhënave të sakta atëherë gjatësia e zonës kritike l_{cr} mund të llogaritet si më poshtë :

$$l_{cr} = \max \{1.5 \cdot h_c; l_{cl}/6; 600mm\}$$

ku:

h_c përmasa më e madhe e seksionit tërthor të kolonës;

l_{cl} lartësia e pastër e kolonës.

Në se $l_{cl}/h_c < 3$ atëherë e gjithë lartësia e kolonës parësore duhet të konsiderohet si zonë kritike dhe duhet të armohet si e tillë që të evitohet shfaqja e efekteve të rëndit të dytë $P - \Delta$ që ndikon në uljen e ngurtësisë dhe rezistencës të elementit strukturor.

Në zonën kritike, në bazën e kolonave parësore sizmike do të duhej që të sigurohet një vlerë μ_ϕ e faktorit të duktilitetit të kurbaturës, e tillë që të jetë të paktën sa vlera e dhënë më lart. Në se për një vlerë të specifikuar të μ_ϕ kërkohet një vlerë deformimi në betoni më e madh se $\varepsilon_{cr,2} = 0.0035$ kudo në seksionin tërthor, atëherë kompensimi i humbjes së rezistencës për shkak të shpërthimit të betonit mund të arrihet nëpërmjet një shtrëngimi (kufizimi) adekuat të bërthamës të seksionit. Kjo kërkesë quhet e analizuar në se plotësohet kushti:

$$\alpha\omega_{wd} \geq 30\mu_\phi v_d \varepsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035$$

ku:

ω_{wd} raporti volume trik mekanik i stafave kufizuese (shtrënguese) në zonat kritike;

$$\omega_{wd} = \frac{\text{Vëllimi i stafave kufizuese } f_{yd}}{\text{Vëllimi i bërthamës së betonit } f_{cd}}$$

μ_ϕ vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit të kurbaturës;

v_d forca projektuese aksiale e normalizuar ($v_d = N_{ed} / A_c \cdot f_{cd}$), e cila nuk duhet të kalojë vlerën 0.55;

$\varepsilon_{sy,d}$ vlera projektuese e deformacionit të hekurit (çelikut) të tërhequr në gjendjen e rrjedhshmërisë.

7 LLOGARITJET STRUKTURE

7.1 TË PËRGJITHSHME

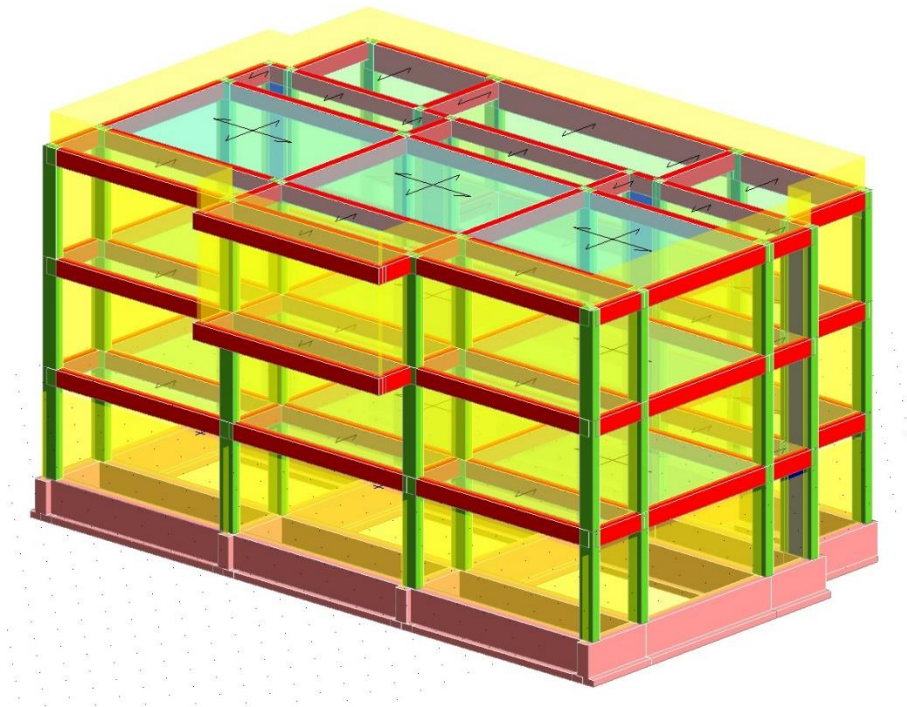
Për të hartuar projektin konstruktiv të kësaj godinë, të gjitha llogaritjet konstruktive, statike, dhe dinamike janë kryer mbi bazën e modelimit të plotë tre dimensionale të objektit si përsa i takon konstruksionit (themelet, kolonat, muret soletat) ashtu edhe ngarkesave. Modelimin është realizuar duke 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".

7.2 INFORMACION I PËRGJITHSHËM MBI SKEMËN STRUKTURE

Sistemi strukturorë për të cilin është llogaritur dhe projektuar është sistem sisteme ramë tredimensionalë hapësinor betonarme. Elementët kryesorë mbajtës janë themelet, kollonat 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 3 kate mbi tokë. Më poshtë janë paraqitur disa pamje tre dimensionale të godinës dhe prerje në lartësi.



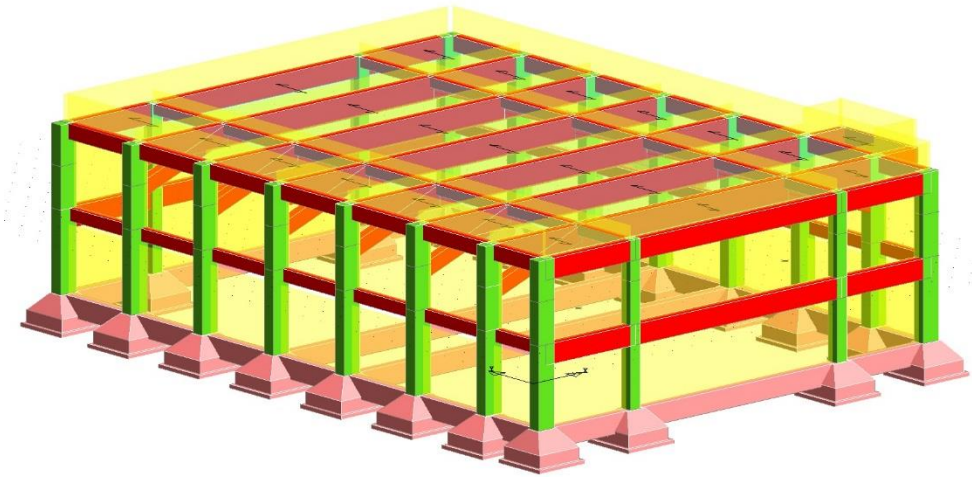


Figura 7 Pamje të godinës në 3D (Struktura)

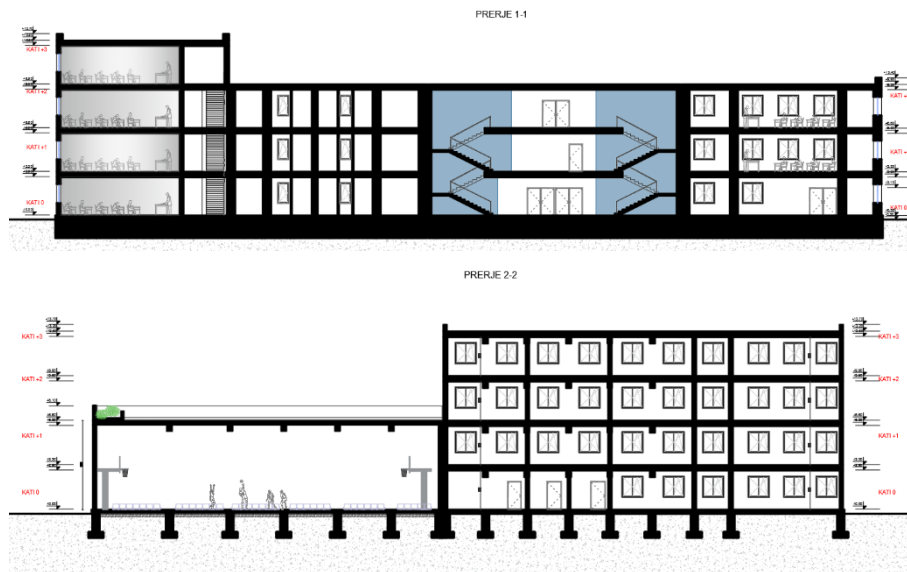


Figura 8 Prerjet arkitekturore të objektit

PLANET E SISTEMIMIT

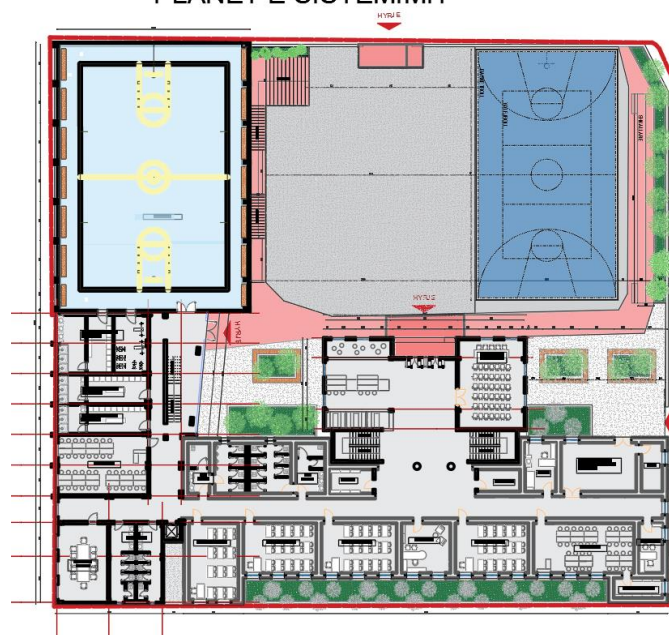


Figura 9 Plan - Sistemimi

7.3 PËRSHKRIMI I SKEMËS KONSTRUKTORE TË OBJEKTIT

Nisur nga zgjidhja arkitektonike si dhe dimensionet në plan të objekteve, skema strukturore e objektit është konceptuar e përbërë nga 1 pjesë e vetme (Kjo pjesa i përket shkollës dhe palestrës). Duke marrë parasysh dimensionet e objektit të rinjë nuk ishte e nevojshme që ai të ndahet me fuga sizmike, objektet e rinjë do të kenë fuga me objektet ekzistues. Në përgjithësi strukturat paraqiten relativisht të rregullta në plan dhe në lartësi, kjo edhe për shkak të funksionit të arkitekturës. Në strukturën e shkollës (shtesës së re), u pa e nevojshme vendosja e mureve b/a në planet e strukturave në mënyrë që të kemi një sjellje sa me duktilë të strukturës por dhe si pasojë e lidhjes së ramave që nuk kishin vazhdueshmëri në gjatësinë e tyre. Nga llogaritjet modale të strukturave, nga shpërndarja e kolonave që kemi bërë, kemi arritur në konkluzionin që strukturat konsiderohet një strukturë e shtangët me modat e para me vlerë afërsisht 0.40-0.70sek. 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. Objekti ka lartësi të njëjtë të kateve, duke filluar nga kati përdhe dhe deri në 3 kate mbi tokë. Kati përdhe ka një lartësi prej 3.30m dhe katet e tjerë kanë po të njëjtë lartësi 3.30m.

7.4 ELEMENTËVE STRUKTUROR

7.4.1 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 themele të tipit trarë të vazhduar dhe plinta të veçuar nën kollona të lidhur me trarë lidhës themeli. Poshtë themeleve, si në rastin e trarëve të vazhduar të shtesës së re por edhe në rastin e themeleve tip plint i veçuar nën kollona, do të vendoset një shtresë betoni me trashësi 5-10cm (me klasë më të ulët se ajo e themeleve), 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 30cm që duhet të jetë i kompaksuar, 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.2 rezultojnë 1.80 kg/cm².

Themelet e objektit (strukturës), që ngrihet në lartësi deri 3 kate mbi tokë janë projektuar të bashkuar dhe kanë lidhje sipas dy drejtimeve, shiko planet e themeleve, 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/cm², $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

7.4.2 NYJET

Nyjet betonarme janë elementët më të rëndësishëm pjesa 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.**

7.4.3 KOLONAT DHE MURET

Kolonat dhe Muret janë të shpërndara sipas akseve dhe kanë hap të ndryshëm dhe përmasa të ndryshme. Shumica e kolonave është në formë drejtkëndore (30x50)cm, (30x145)cm, (30x115)cm, (50x50)cm dhe (50x80)cm. Përmasat e kolonave nuk reduktohen në gjatësi duke sjell që të kemi një strukturë të rregullt.

Kolonat 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/cm², koef. sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

7.4.4 TRARËT

Sistemi i trarëve strukturorë në këto struktura është i rregullt në katet e objektit. Duke parë rëndësinë e objektit, janë përdorur trarë të thellë. Dimensionet e trarëve janë përmasave (30x50)cm, (30x80)cm përsa i përket shtesës së re dhe (40x60)cm, (40x90)cm, (40x80)cm pers palestrën.

Trarët 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/cm², koef. sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$)

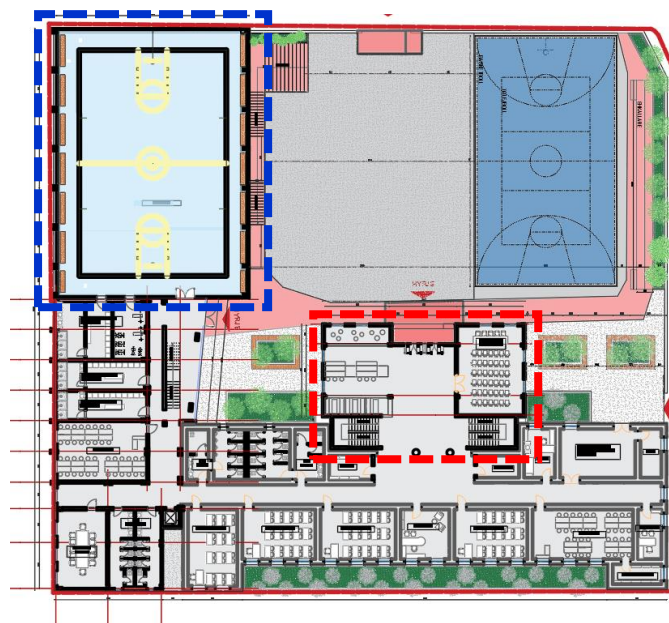
7.4.5 SOLETAT

Për të siguruar një sjellje sa me uniforme të strukturës nën efektin e forcave sizmike, ndërkatet (soletat tip) janë konceptuar si soleta monolite të hedhura në të dy drejtimet me lartësi 16.0cm. Ato janë të 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/cm², koef. sigurie $\gamma_s=1.15$ dhe zgjatim relative $\geq 12-18\%$).

7.5 KONCEPTI PROJEKTUES

Struktura është projektuar duke u bazuar në rregullat, normat dhe të dhënat që u paraqiten më lart. Strukturat nuk janë ndarë në pjesë të ndryshme me anën e fugave sizmike kjo për shkak të rregullsisë në plan dhe lartësia dhe për shkak të përmasave të rregullta dhe formave të ndryshme të rregullta, siç tregohet në figurën e mëposhtme:



Format e strukturave të mësipërme, përmbushin kriteret strukturorë të rregullsisë të përshkruar në Eurokodin 8 (EN 1998-1).

7.6 KONTROLLI I RREGULLSISË NË PLAN DHE LARTËSI

7.6.1 Shtesa e re

- **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 është e rregullt në lartësi sepse ngurtësia ndryshon në vlera të konsiderueshme nga njëri kat në tjetrin.

Si konkluzion, struktura **është e rregullt në lartësi.**

7.6.2 Palestra

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

Si konkluzion, struktura **është e rregullt në lartësi.**

7.7 FOTO 3 DIMENSIONALE NGA ANALIZA

Më poshtë janë paraqitur foto nga analiza në programin strukturore për secilën strukturë:

7.7.1 Shtesa e re

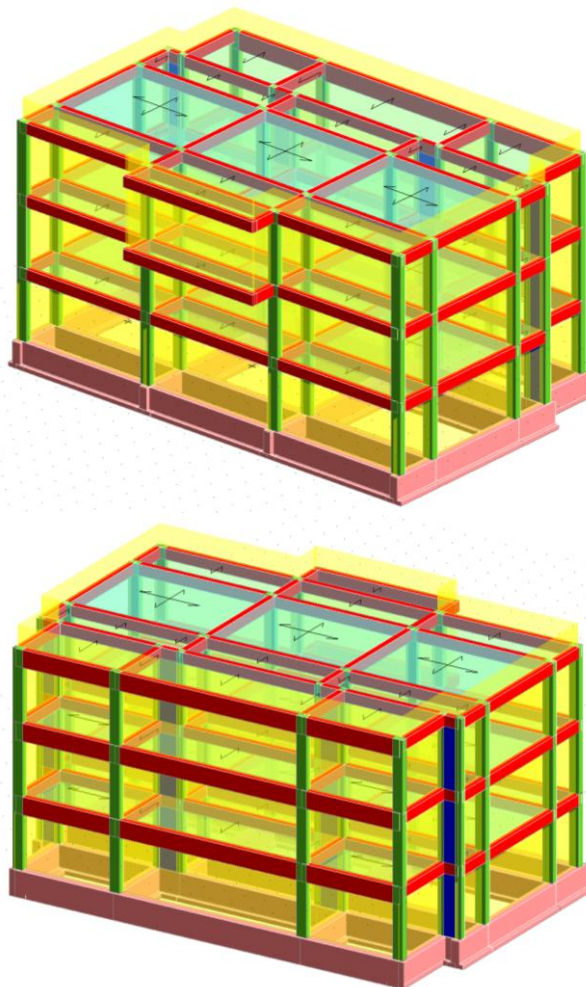


Figura 10 Foto 3 Dimensionale nga programi, **Shtesa e re**

7.7.2 Palestra

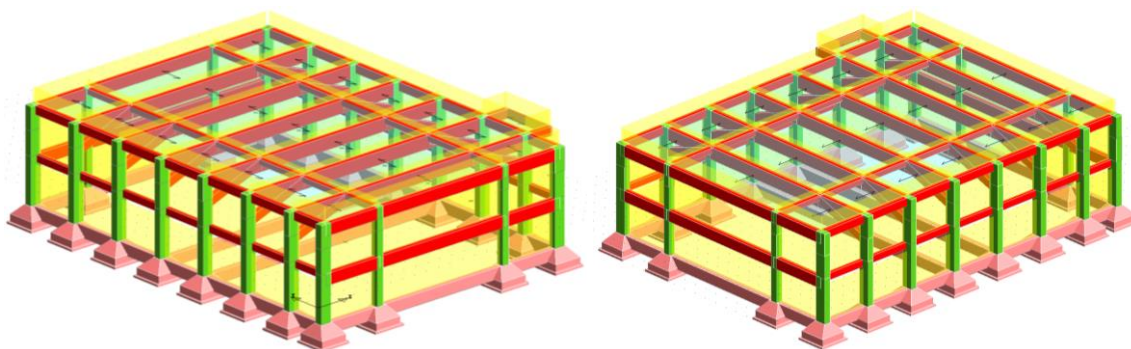


Figura 11 Foto 3 Dimensionale nga programi, **Palestra**

7.8 SISTEMET E REFERENCËS SË PËRDORUR

7.8.1 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.

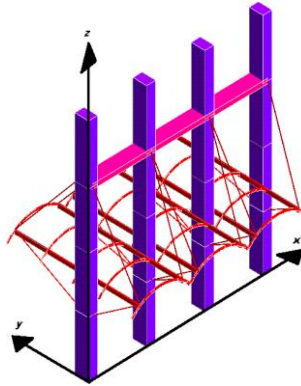


Figura 12 Sistemi global i referencës për ramat hapësinore

7.8.2 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:

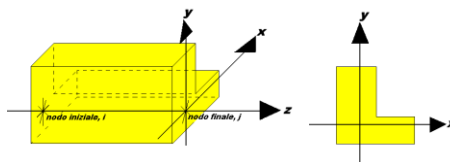


Figura 13 Sistemi lokal i referencës për elementët

7.8.3 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.

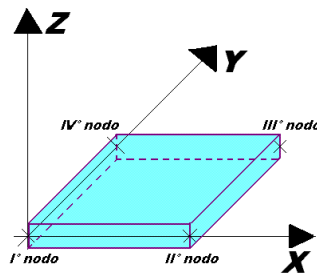


Figura 14 Sistemi lokal i referencës për elementët shell

7.9 ANALIZA MODALE

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

7.9.1 Spektri i projektimit, $S_{e(d)}$

Më poshtë po japim edhe diagramet e spektrit elastik dhe atë të projektimit për të cilën struktura është llogaritur struktura:

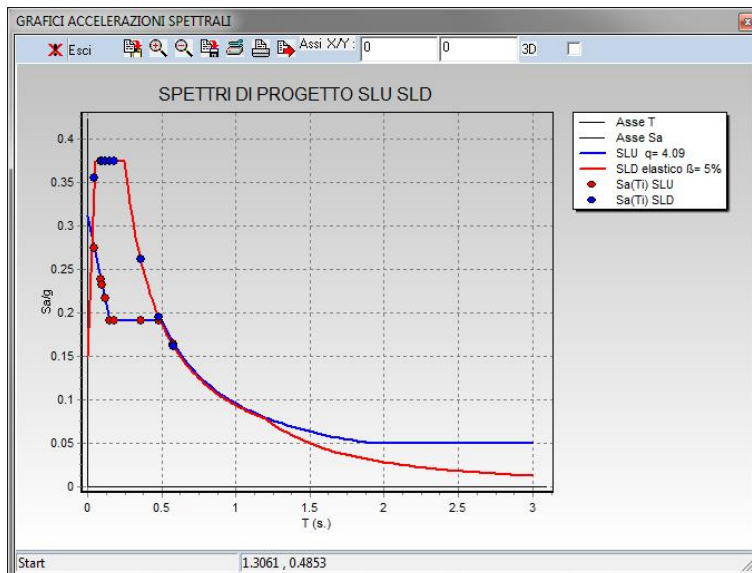


Figura 15 Spektri elastik dhe i projektimit i marrë në konsideratë – Shtesa e re

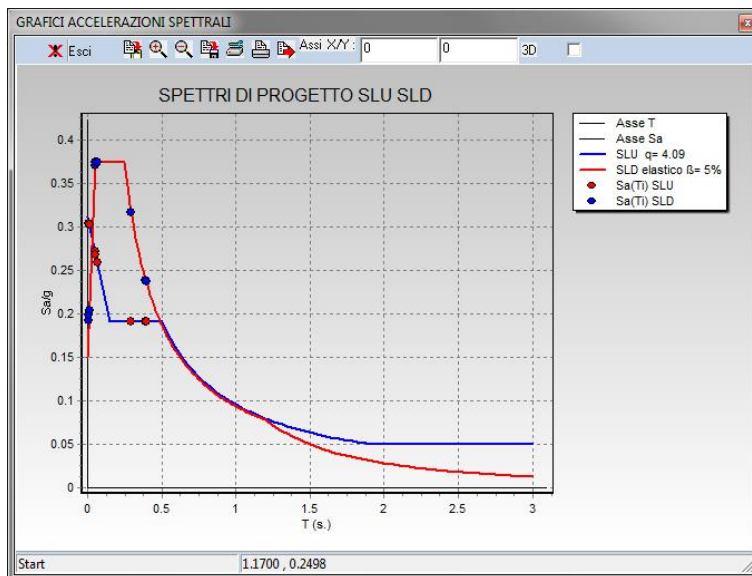
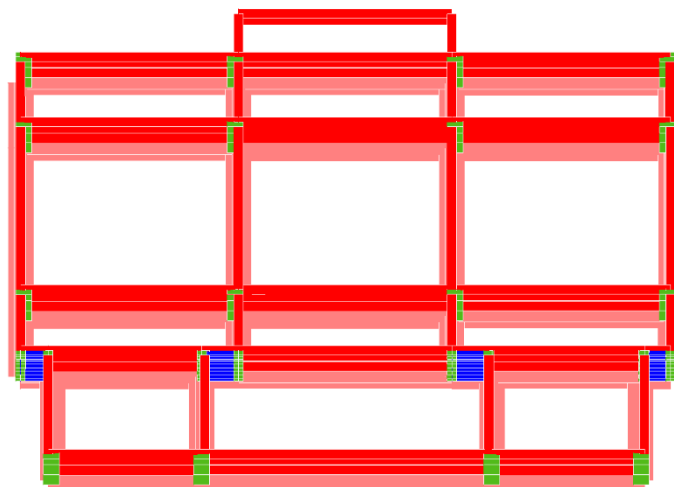


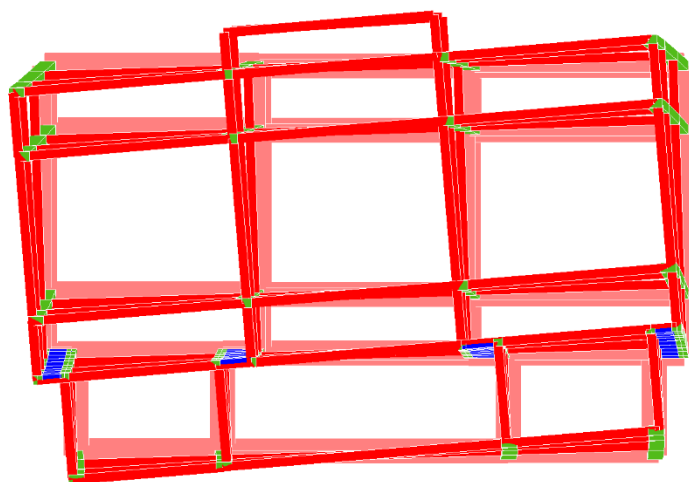
Figura 16 Spektri elastik dhe i projektimit i marrë në konsideratë – Palestra

7.9.2 Analiza modale për shtesën e re

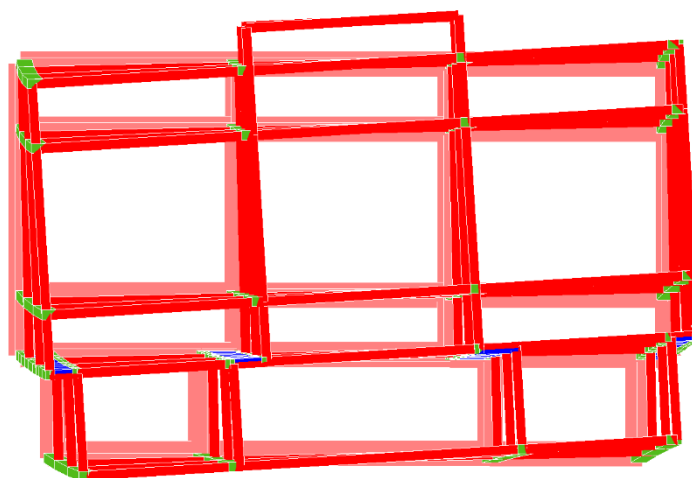
Rezultatet e analizës modale për strukturën e re të shtesës e re janë ilustruara në figurat e mëposhtme;



Moda 1, $T_1=0.579$ sek



Moda 2, $T_2=0.4816$ sek

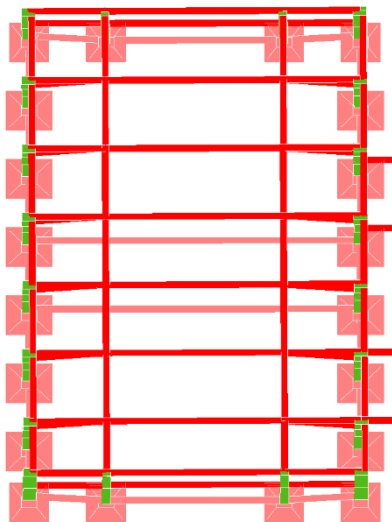


Moda 3, $T_3=0.3564$ sek

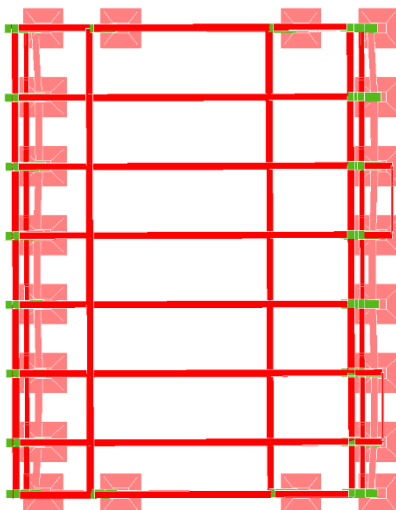
Figura 17 Format e lëkundjeve dhe vlerat e periodave kryesore, Struktura e Shtesës së re

7.9.3 Analiza modale për palestrën

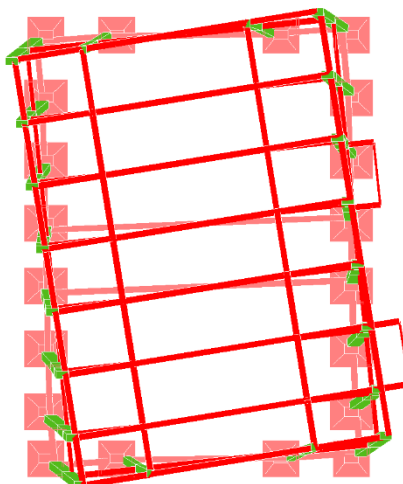
Rezultatet e analizës modale për strukturën e palestrës janë ilustruara në figurat e mëposhtme;



Moda 1, $T_1=0.13945$ sek



Moda 2, $T_2=0.13925$ sek



Moda 3, $T_3=0.2954$ sek

Figura 18 Format e lëkundjeve dhe vlerat e periodave kryesore, Struktura e Palestrës

7.10 FORCAT E BRËNDSHME NË ELEMENTËT STRUKTURORË

Forcat e brendshme projektuese për secilin element do përshkruhen në vijim në paragrafin korrespondues në këtë raport. Më poshtë paraqiten disa diagrama të forcave të brendshme.

7.10.1 Forcat e brendshme për strukturën e shtesës së re

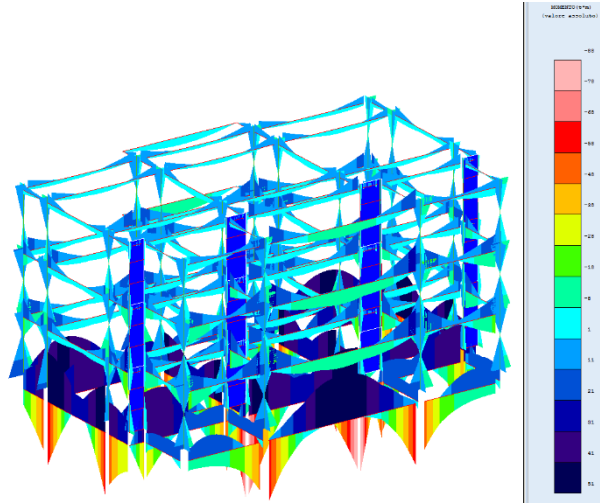


Figura 19 Momenti përkulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

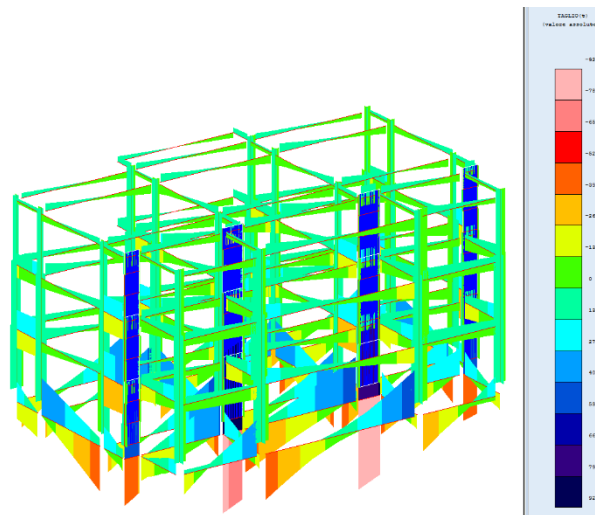


Figura 20 Forca prerëse për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

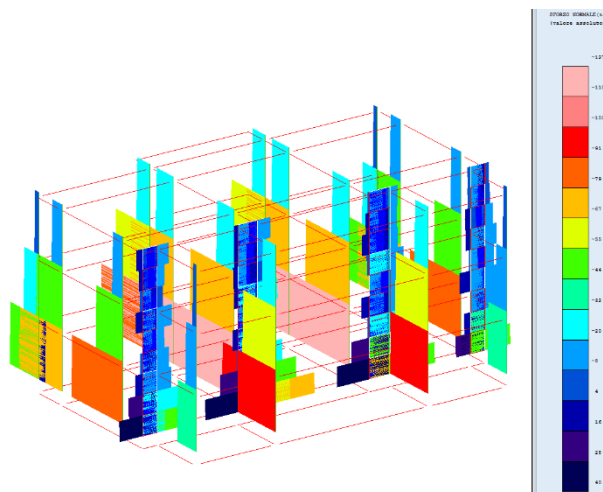


Figura 21 Forca Normale për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

7.10.2 Forcat e brendshme për strukturën e palestrës

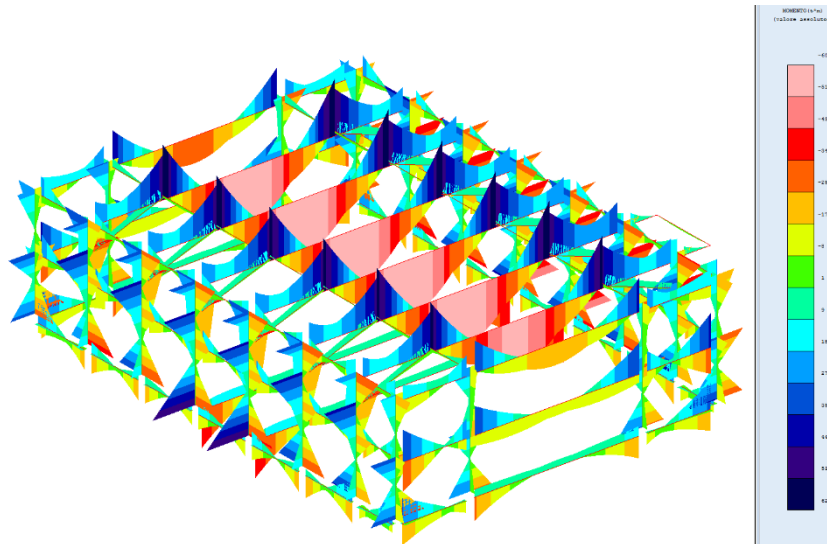


Figura 22 Momenti përkulës për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

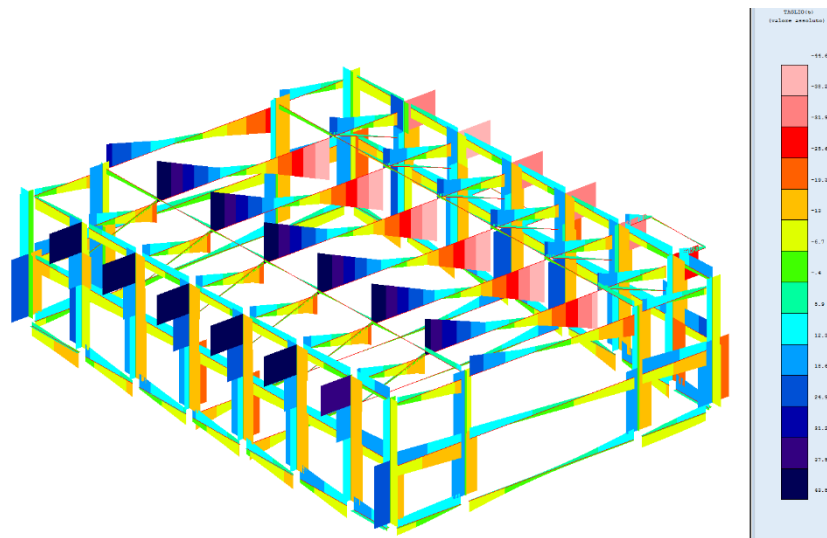


Figura 23 Forca prerëse për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

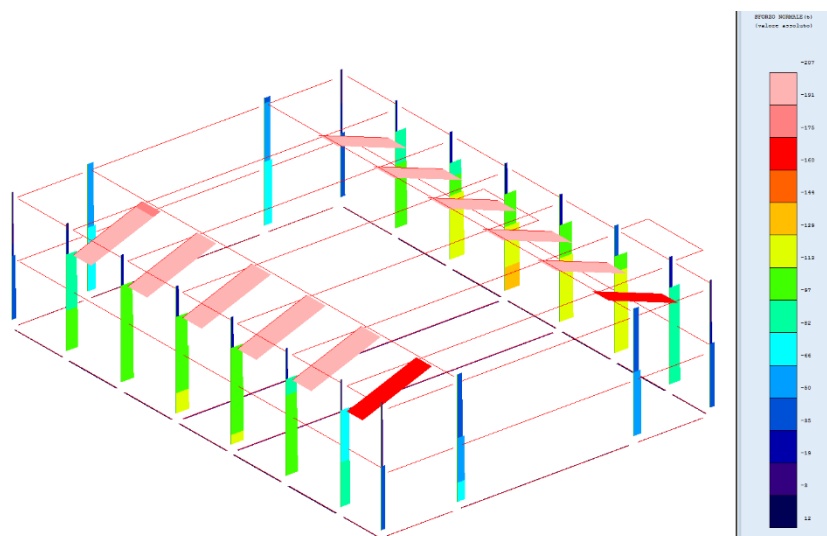


Figura 24 Forca Normale për shkak të kombinimit më të rrezikshëm

7.11 VERIFIKIME GLOBAL

7.11.1 Verifikimi i Përgjithshëm

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

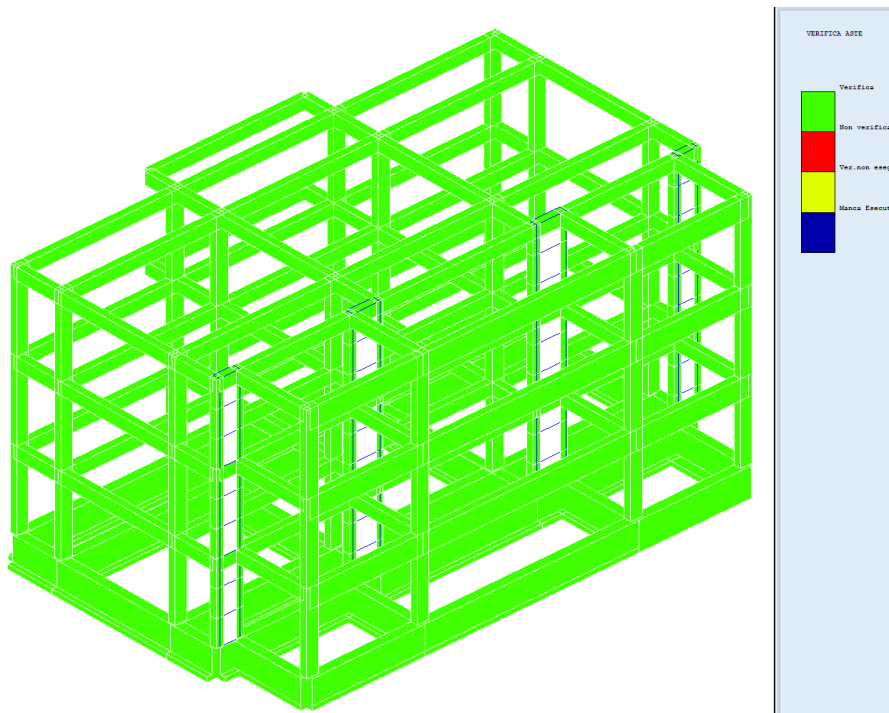


Figura 25 Verifikimi global për strukturën e shtesën e re

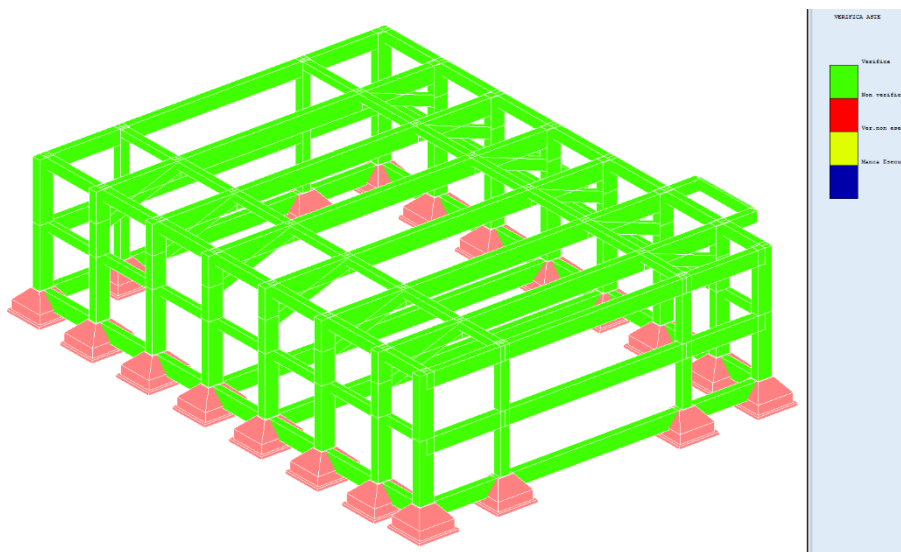


Figura 26 Verifikimi global për strukturën e palestrës

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 karakteristikë SLS të veprimeve;
- Kontrolli i plasaritjeve;
- Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth);
- Verifikimet e shpimit (Punching shear);

7.11.2 Verifikimi i qendrës së masës dhe qendrës së ngurtësisë

Për të gjitha strukturat, qendra e masës ndodhet në një zonë që përputhet me zonën e qendrës së ngurtësisë. Si rezultat, sjellja e strukturës kundrejt ngarkesave të jashtme është e rregullt. Më poshtë po japim verifikimet globale të projektimit të strukturës për secilën strukturë.

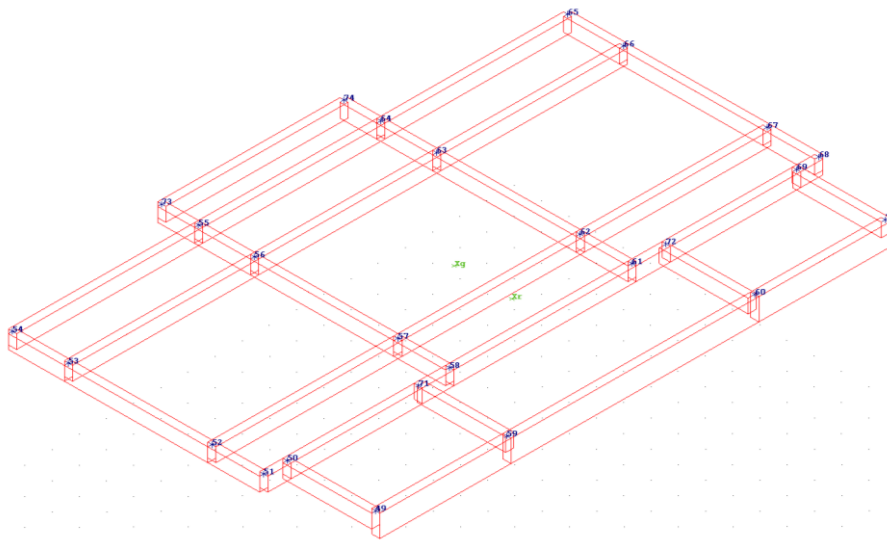


Figura 27 Qendra e masës dhe ajo e ngurtësisë për strukturën e shtesës e re

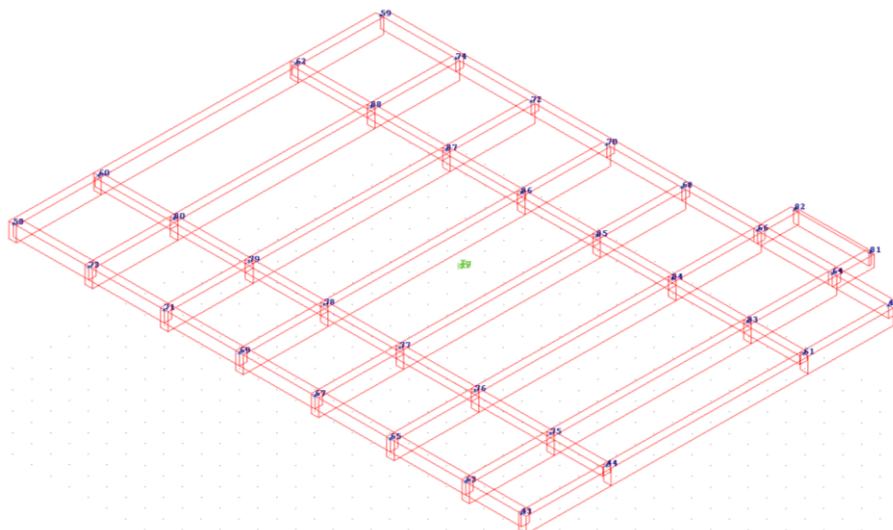


Figura 28 Qendra e masës dhe ajo e ngurtësisë për strukturën e palestrës

7.11.3 Verifikimi i zhvendosjeve ndërmjet kateve (drifteve)

Në figurat e mëposhtme janë ilustruara kontrolli i drifteve për secilin strukturë.

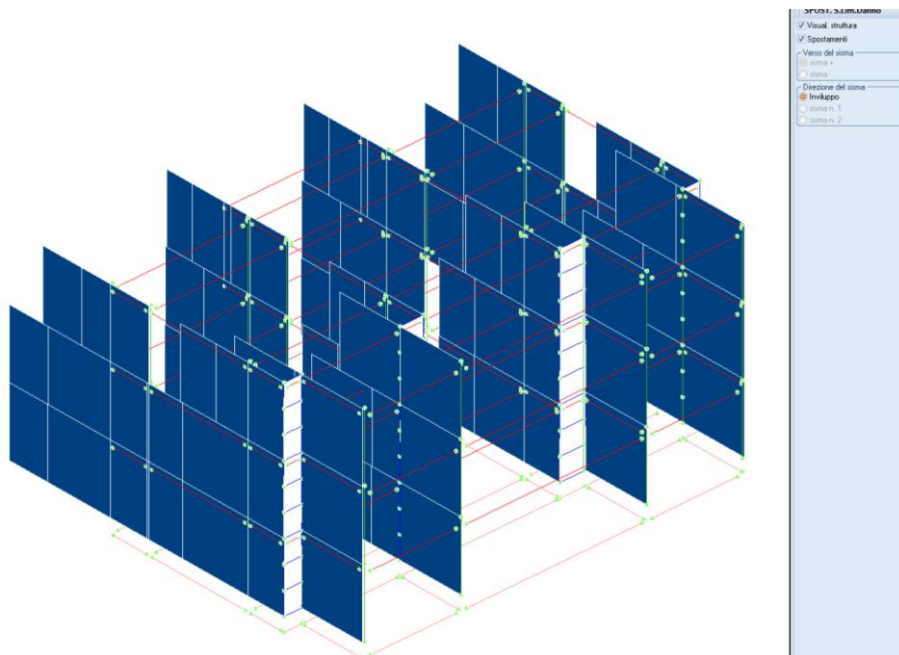


Figura 29 Verifikimi i drifteve (Zhvendosjet ndërmjet kateve) - për strukturën e shtesës së re

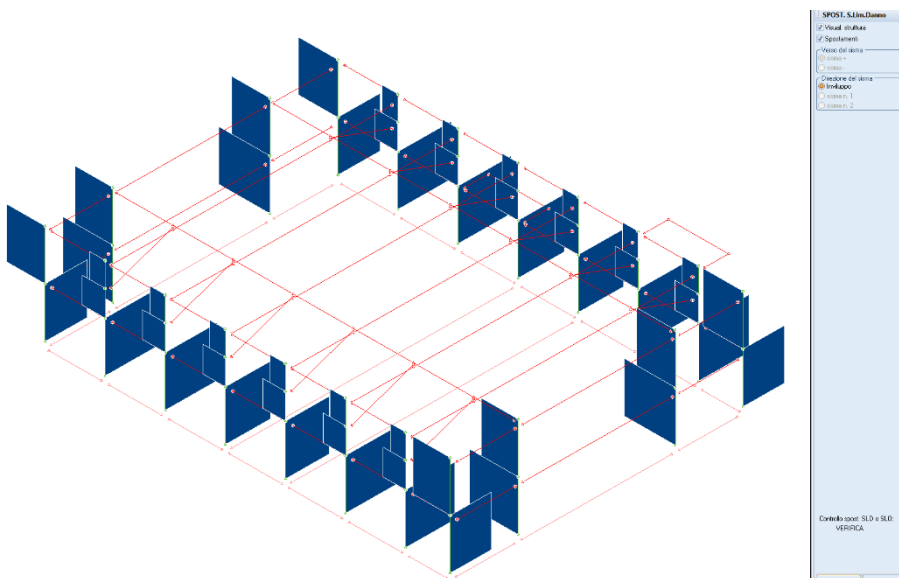


Figura 30 Verifikimi i drifteve (Zhvendosjet ndërmjet kateve) - për strukturën e palestrës
Zhvendosjet ndërmjet kateve janë brenda vlerave të lejuara për secilin nga strukturat.

7.12 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.

7.12.1 Struktura e Shtesës së re

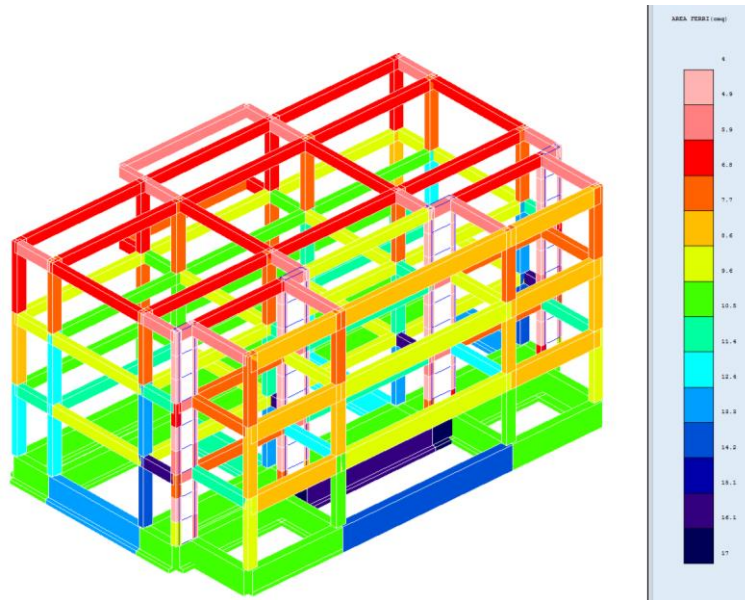


Figura 31 Sipërfaqja e armaturës gjatësore për elementët strukturorë

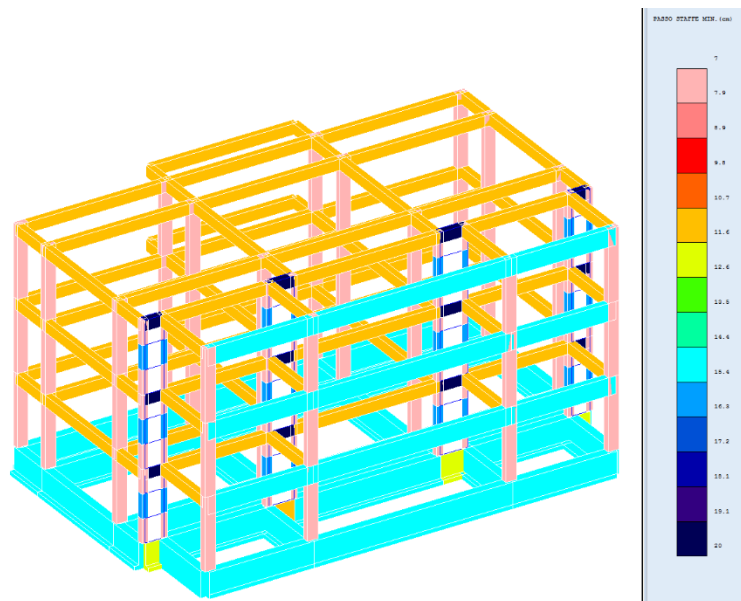


Figura 32 Sipërfaqja e armaturës në prerje për elementët strukturorë

7.12.2 Struktura e Palestrës

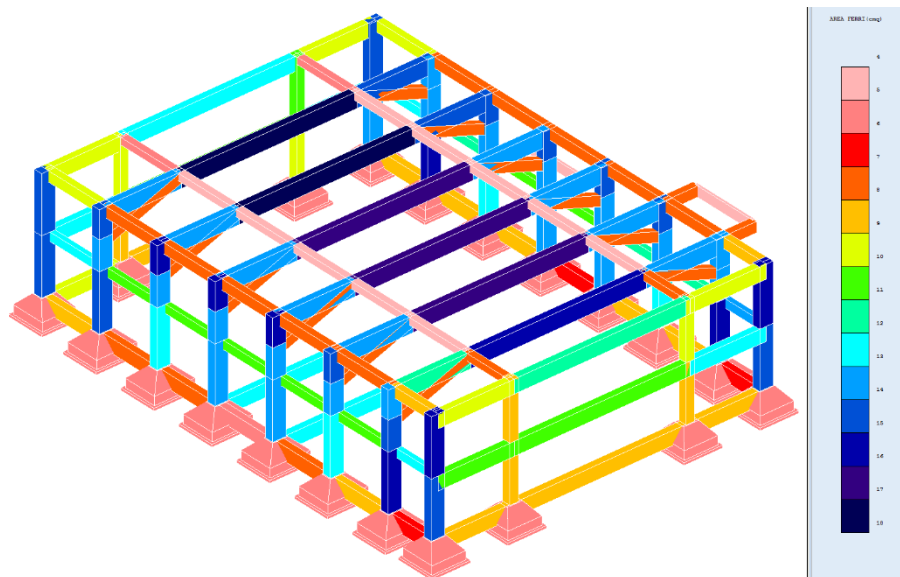


Figura 33 Sipërfaqja e armaturës gjatësore për elementët strukturorë

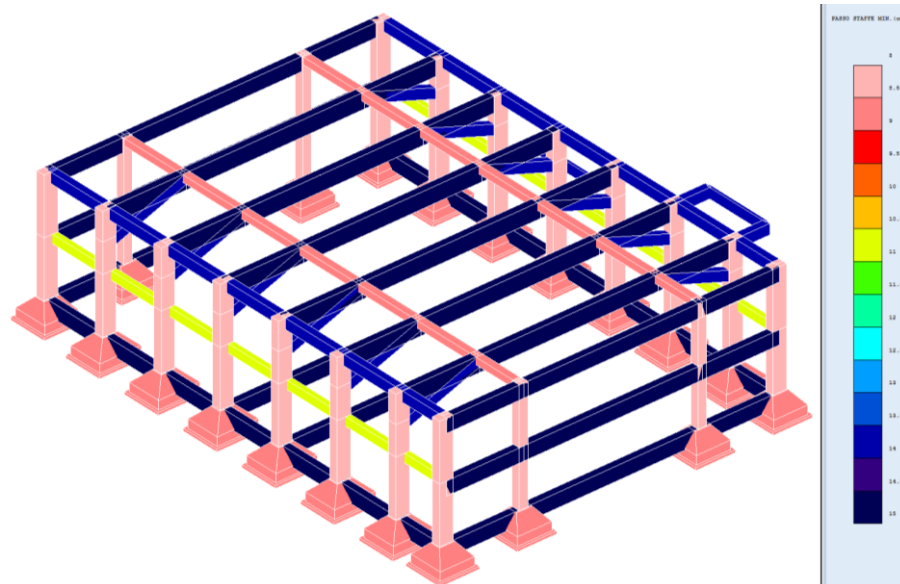


Figura 34 Sipërfaqja e armaturës në prerje për elementët strukturorë

Shënim: Të gjithë elementët strukturorë (kolonat, trarët, soletat dhe themelet) e strukturës së re janë projektuar në përputhje 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 karakteristikë SLS të veprimeve;
- Kontrolli i plasaritjeve;
- Kontrolli i uljeve dhe përcaktimi i koeficientit L/d (span/depth);
- Verifikimet e shpimit (Punching shear);

7.13 PROJEKTIMI I THEMELEVE

Themelet janë projektuar si trarë të vazhduar nën kollona dhe si themele të veçuar nën kollona, plinta elastikë. Ky lloj themeli është përcaktuar duke u bazuar në kushtet dhe konditat gjeologjike të zonë ku do të ndërtohet objekti. Themeli do të mbështetet në shtresat Nr.2 sipas studimit gjeologjik. Më poshtë po japim sforcimet në pllakën e themelit për shkak të ngarkesave që vijnë nga mbi struktura. Figura e më poshtë paraqet sforcimet në tokë:

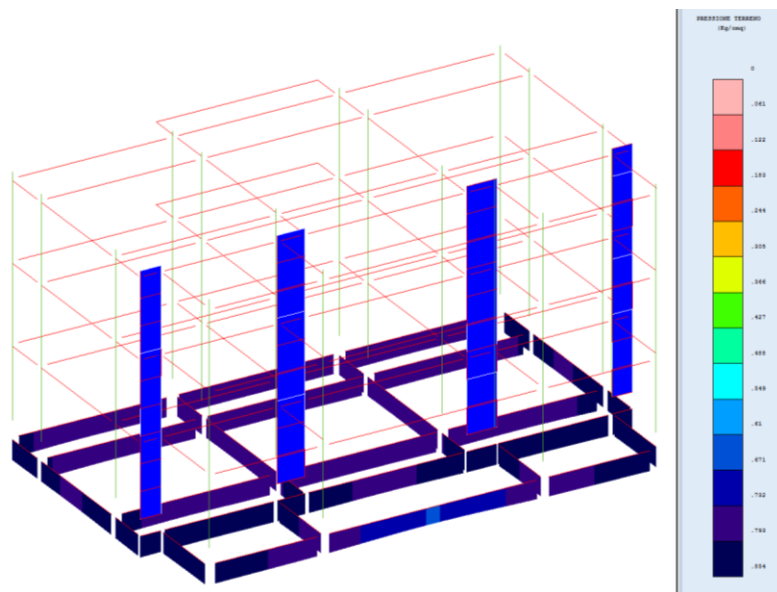


Figura 35 Verifikimi i sforcimeve në tokë max. $0.854 \text{ (kg/cm}^2\text{)}$ – Struktura e shtesës së re

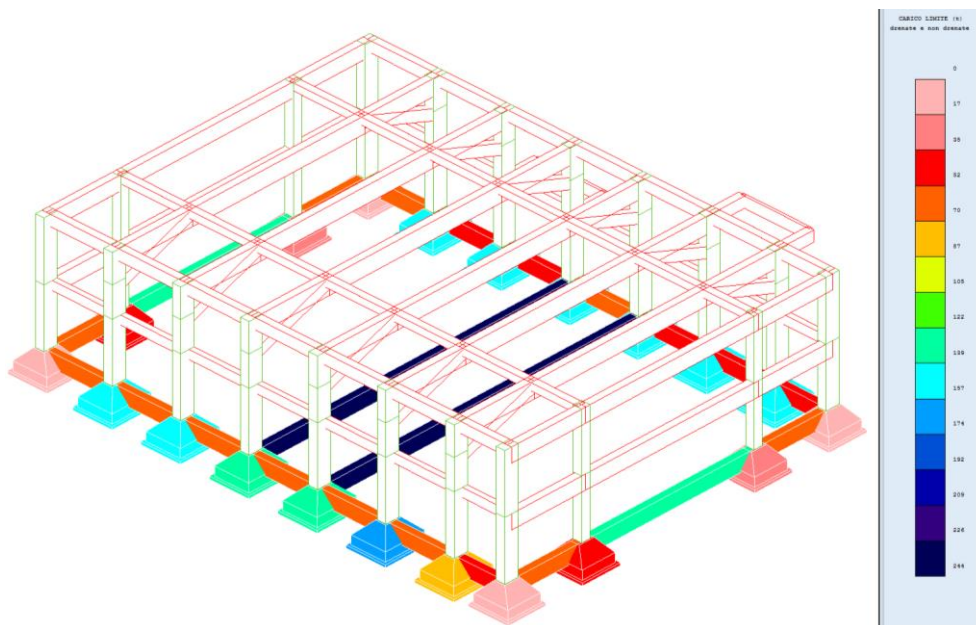


Figura 36 Verifikimi i sforcimeve në tokë – Struktura e palestrës

Më poshtë është paraqitur një tabelë që tregohen llogaritjet e sforcimeve në tabanin e secilit nga plintat dhe kontrolli i sforcimeve:

7.13.1 Rezultatet e llogaritjeve të plintave nga programi

CARICO LIMITE TRAVI WINKLER - S.L.U.														
IDENTIFICATIVO					DRENATE		NON DRENATE		RISULTATI					
Trave	Asta3d	Comb	Bx'	By'	GamEf	QLimV	GamEf	QLimV	N	Coeff.	Minimo	N/Ar	QLim/Ar	Status
N.ro	N.ro	N.ro	m	m	kg/mc	(t)	kg/mc	(t)	(t)	Sicur.	CoeSic	kg/cmq	kg/cmq	Verifica
1	1	A1/1	0.50	2.86	1960	80.1			11.8	6.80				OK
		A2/1	0.50	2.85	1960	52.4			8.8	5.94				OK
		X+ A2/7	0.48	2.82	1960	41.1			5.6	7.29				OK
		X- A2/14	0.49	2.97	1960	40.9			10.4	3.95	3.95	0.72	2.83	OK
		Y+ A2/28	0.50	2.69	1960	42.5			6.9	6.17				OK
		Y- A2/30	0.50	2.91	1960	44.8			9.7	4.63				OK
2	2	A1/1	0.50	3.89	1960	107.3			21.9	4.90				OK
		A2/1	0.50	3.88	1960	70.4			16.5	4.26				OK
		X+ A2/5	0.48	3.84	1960	52.4			11.9	4.39				OK
		X- A2/12	0.49	3.96	1960	52.6			15.9	3.31	3.31	0.83	2.73	OK
		Y+ A2/28	0.50	3.94	1960	59.4			14.8	4.02				OK
		Y- A2/30	0.50	3.90	1960	59.1			13.9	4.24				OK
3	3	A1/1	0.50	3.99	1960	109.8			23.8	4.62				OK
		A2/1	0.50	3.99	1960	72.0			18.0	4.01				OK
		X+ A2/5	0.49	3.95	1960	54.0			13.1	4.13				OK
		X- A2/12	0.49	3.99	1960	53.0			16.5	3.20	3.20	0.85	2.72	OK
		Y+ A2/28	0.50	3.95	1960	59.5			15.4	3.85				OK
		Y- A2/30	0.49	3.98	1960	59.9			15.1	3.97				OK
4	4	A1/1	0.50	4.00	1960	109.8			23.3	4.72				OK
		A2/1	0.50	4.00	1960	72.0			17.6	4.10				OK
		X+ A2/5	0.49	3.99	1960	55.4			12.4	4.48				OK
		X- A2/17	0.49	3.99	1960	53.1			16.4	3.24	3.24	0.84	2.72	OK
		Y+ A2/28	0.49	3.97	1960	59.8			15.0	3.99				OK
		Y- A2/33	0.49	3.97	1960	59.7			15.0	3.99				OK
5	5	A1/1	0.50	3.97	1960	109.4			24.2	4.52				OK
		A2/1	0.50	3.97	1960	71.7			18.3	3.92				OK
		X+ A2/8	0.49	3.95	1960	53.9			13.2	4.07				OK
		X- A2/17	0.49	3.97	1960	52.5			16.8	3.13	3.13	0.87	2.71	OK
		Y+ A2/27	0.50	3.99	1960	60.1			15.5	3.88				OK
		Y- A2/33	0.50	3.94	1960	59.3			15.5	3.82				OK
6	6	A1/1	0.50	3.94	1960	108.7			23.8	4.56				OK
		A2/1	0.50	3.94	1960	71.3			18.0	3.96				OK
		X+ A2/2	0.48	3.91	1960	52.8			13.2	4.01				OK
		X- A2/11	0.49	3.97	1960	52.5			16.6	3.16	3.16	0.86	2.72	OK
		Y+ A2/27	0.50	3.95	1960	59.4			15.5	3.84				OK
		Y- A2/33	0.50	3.97	1960	59.7			15.3	3.90				OK
7	7	A1/1	0.50	3.76	1960	103.8			18.1	5.74				OK
		A2/1	0.50	3.75	1960	68.0			13.6	5.00				OK
		X+ A2/2	0.48	3.62	1960	50.7			8.8	5.74				OK
		X- A2/11	0.49	3.95	1960	52.9			15.4	3.43	3.43	0.80	2.74	OK
		Y+ A2/27	0.50	3.95	1960	59.9			14.3	4.18				OK
		Y- A2/33	0.50	3.66	1960	56.6			10.8	5.24				OK
8	8	A1/1	0.50	2.85	1960	80.1			13.2	6.09				OK
		A2/1	0.50	2.85	1960	52.4			9.9	5.31				OK
		X+ A2/8	0.49	2.96	1960	40.5			11.2	3.62	3.62	0.77	2.80	OK
		X- A2/17	0.48	2.82	1960	40.7			6.5	6.31				OK
		Y+ A2/18	0.49	2.71	1960	42.2			7.8	5.44				OK
		Y- A2/24	0.50	2.93	1960	44.8			10.5	4.28				OK
9	9	A1/1	0.50	3.89	1960	107.4			24.5	4.39				OK
		A2/1	0.50	3.89	1960	70.4			18.5	3.81				OK
		X+ A2/2	0.49	3.95	1960	51.9			17.4	2.97	2.97	0.91	2.70	OK
		X- A2/11	0.49	3.86	1960	52.1			13.6	3.84				OK
		Y+ A2/18	0.49	3.93	1960	58.8			16.4	3.58				OK
		Y- A2/24	0.50	3.90	1960	58.5			15.4	3.79				OK
10	10	A1/1	0.50	3.97	1960	109.2			26.0	4.21				OK
		A2/1	0.50	3.97	1960	71.6			19.6	3.65				OK
		X+ A2/2	0.49	3.97	1960	52.2			17.9	2.92	2.92	0.92	2.69	OK
		X- A2/11	0.49	3.93	1960	53.3			14.4	3.69				OK

CARICO LIMITE TRAVI WINKLER - S.L.U.															
IDENTIFICATIVO					DRENATE		NON DRENATE		RISULTATI						
Trave	Asta3d	Comb		Bx'	By'	GamEf	QLimV	GamEf	QLimV	N	Coeff.	Minimo	N/Ar	QLim/Ar	Status
N.ro	N.ro	N.ro		m	m	kg/mc	(t)	kg/mc	(t)	(t)	Sicur.	CoeSic	kg/cmq	kg/cmq	Verifica
		Y+	A2/18	0.49	3.94	1960	58.7			16.8	3.49				OK
		Y-	A2/24	0.49	4.00	1960	59.8			16.4	3.65				OK
11	11		A1/1	0.50	3.98	1960	109.1			25.5	4.28				OK
			A2/1	0.50	3.98	1960	71.5			19.3	3.71				OK
		X+	A2/7	0.49	3.97	1960	52.3			17.8	2.94	2.94	0.92	2.69	OK
		X-	A2/14	0.49	3.96	1960	54.5			13.7	3.96				OK
		Y+	A2/18	0.49	3.99	1960	59.7			16.4	3.64				OK
		Y-	A2/23	0.49	3.95	1960	59.0			16.4	3.60				OK
12	12		A1/1	0.50	3.97	1960	109.3			27.1	4.03				OK
			A2/1	0.50	3.97	1960	71.7			20.5	3.49				OK
		X+	A2/7	0.49	3.97	1960	52.0			18.6	2.80	2.80	0.96	2.68	OK
		X-	A2/14	0.49	3.95	1960	53.4			15.1	3.54				OK
		Y+	A2/21	0.49	4.00	1960	59.5			17.3	3.44				OK
		Y-	A2/23	0.49	3.95	1960	58.8			17.4	3.38				OK
13	13		A1/1	0.50	3.91	1960	107.9			25.9	4.17				OK
			A2/1	0.50	3.91	1960	70.8			19.5	3.62				OK
		X+	A2/5	0.49	3.94	1960	51.6			17.8	2.90	2.90	0.93	2.69	OK
		X-	A2/12	0.49	3.88	1960	52.0			14.4	3.61				OK
		Y+	A2/21	0.50	3.91	1960	58.5			16.7	3.51				OK
		Y-	A2/23	0.49	3.94	1960	58.8			16.6	3.55				OK
14	14		A1/1	0.50	3.76	1960	104.0			19.0	5.46				OK
			A2/1	0.50	3.75	1960	68.0			14.3	4.76				OK
		X+	A2/5	0.49	3.94	1960	52.5			16.0	3.29	3.29	0.83	2.73	OK
		X-	A2/12	0.48	3.62	1960	50.7			9.4	5.39				OK
		Y+	A2/21	0.50	3.94	1960	59.5			14.8	4.02				OK
		Y-	A2/23	0.49	3.68	1960	56.3			11.5	4.92				OK
15	15		A1/1	0.50	4.38	1960	120.1			17.4	6.92				OK
			A2/1	0.50	4.38	1960	78.8			12.9	6.09				OK
		X+	A2/5	0.50	4.11	1960	63.3			12.9	4.90				OK
		X-	A2/12	0.50	4.27	1960	66.1			11.7	5.63				OK
		Y+	A2/21	0.49	4.43	1960	60.9			14.6	4.17	4.17	0.67	2.80	OK
		Y-	A2/23	0.48	3.98	1960	56.8			8.6	6.63				OK
16	16		A1/1	0.50	10.35	1960	278.1			41.4	6.72				OK
			A2/1	0.50	10.35	1960	183.1			30.6	5.98				OK
		X+	A2/5	0.50	8.64	1960	129.8			28.0	4.64				OK
		X-	A2/11	0.50	8.75	1960	131.7			27.9	4.72				OK
		Y+	A2/21	0.48	9.82	1960	131.0			29.7	4.41	4.41	0.62	2.76	OK
		Y-	A2/23	0.48	9.59	1960	129.8			24.7	5.26				OK
17	17		A1/1	0.50	10.36	1960	278.1			39.3	7.07				OK
			A2/1	0.50	10.36	1960	183.0			29.0	6.31				OK
		X+	A2/8	0.50	8.60	1960	129.7			27.0	4.81				OK
		X-	A2/14	0.50	8.70	1960	131.3			26.9	4.88				OK
		Y+	A2/18	0.48	9.55	1960	129.8			23.0	5.63				OK
		Y-	A2/24	0.48	9.82	1960	131.4			29.0	4.52	4.52	0.61	2.76	OK
18	18		A1/1	0.50	18.98	1960	505.1			57.2	8.83				OK
			A2/1	0.50	18.97	1960	332.7			42.7	7.80				OK
		X+	A2/5	0.50	16.47	1960	255.1			36.7	6.95				OK
		X-	A2/11	0.50	15.61	1960	241.0			36.7	6.57	6.57	0.47	3.10	OK
		Y+	A2/27	0.50	17.95	1960	256.7			36.7	7.00				OK
		Y-	A2/33	0.50	17.98	1960	258.1			36.7	7.02				OK
19	19		A1/1	0.50	4.41	1960	120.8			16.9	7.16				OK
			A2/1	0.50	4.41	1960	79.3			12.6	6.31				OK
		X+	A2/8	0.50	4.16	1960	64.1			13.0	4.93				OK
		X-	A2/17	0.50	4.25	1960	65.7			11.5	5.71				OK
		Y+	A2/18	0.48	3.97	1960	56.7			7.9	7.22				OK
		Y-	A2/24	0.49	4.47	1960	61.3			14.9	4.11	4.11	0.68	2.79	OK
20	20		A1/1	0.50	19.18	1960	510.8			56.0	9.12				OK
			A2/1	0.50	19.18	1960	336.6			41.7	8.07				OK
		X+	A2/2	0.50	16.24	1960	252.2			36.0	7.00				OK
		X-	A2/14	0.50	15.76	1960	243.9			35.9	6.79	6.79	0.46	3.10	OK

CARICO LIMITE TRAVI WINKLER - S.L.U.															
IDENTIFICATIVO					DRENATE		NON DRENATE		RISULTATI						
Trave	Asta3d	Comb		Bx'	By'	GamEf	QLimV	GamEf	QLimV	N	Coeff.	Minimo	N/Ar	QLim/Ar	Status
N.ro	N.ro	N.ro		m	m	kg/mc	(t)	kg/mc	(t)	(t)	Sicur.	CoeSic	kg/cm ^q	kg/cm ^q	Verifica
		Y+	A2/28	0.50	18.16	1960	261.4			36.1	7.24				OK
		Y-	A2/30	0.50	18.11	1960	260.3			35.8	7.27				OK
21	21		A1/1	0.50	4.48	1960	122.4			17.5	7.01				OK
			A2/1	0.50	4.48	1960	80.4			13.0	6.19				OK
		X+	A2/7	0.50	4.20	1960	64.9			12.0	5.42				OK
		X-	A2/14	0.50	4.22	1960	64.8			13.4	4.85				OK
		Y-	A2/23	0.49	4.36	1960	59.5			15.1	3.95	3.95	0.70	2.78	OK
		Y+	A2/28	0.48	4.08	1960	58.4			7.9	7.35				OK
22	22		A1/1	0.50	4.42	1960	121.1			17.4	6.95				OK
			A2/1	0.50	4.42	1960	79.5			13.0	6.12				OK
		X+	A2/2	0.50	4.24	1960	65.5			11.9	5.52				OK
		X-	A2/11	0.50	4.14	1960	63.8			13.0	4.91				OK
		Y+	A2/27	0.49	4.44	1960	60.9			14.8	4.11	4.11	0.68	2.79	OK
		Y-	A2/33	0.48	4.06	1960	58.0			8.4	6.91				OK

Sforcimet e tokës nga analiza e kryer në program janë më të vogla se sforcimet e paraqitura në raportin gjeologjik, në shtresën që do të mbështetet struktura.

Pergatiti

STUDO-REBUS+PNI-2001

Administratori

Reman Toska