

RELACION TEKNIK

QENDRA RINORE

BASHKIA BERAT

TIRANË, 2020

ING. ELVIS SARAÇI NR.LIC-K.2094/1

PËRMBAJTJA

1.	PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM	6
2.	KUSHTET GJEOLLOJKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT	8
2.1	RAPORTI GJEOLLOGO-INXHINIERIK I SHESHIT TË NDËRTIMIT	8
2.2	PUNIMET E GËRMIMIT	8
3.	KUSHTET SIZMIKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT	9
3.1	POTENCIALI I LËNGËZIMIT NË SHESHIN E NDËRTIMIT	10
4.	PROJEKTIMI STRUKTUROR	11
4.1	KODET E PROJEKTIMIT, NORMAT DHE STANDARDET	11
4.2	NORMA DHE STANDARDE	11
4.3	NJËSITË MATËSE	12
4.4	MATERIALET	12
4.5	KËRKESAT PËR STRUKTURAT NË LIDHJE ME VEPRIMIN SIZMIK	14
4.5.1	Kërkesa e mos-shembjes (No-collapse requirement).....	14
4.5.2	Kërkesa e kufizimit të dëmtimeve (Damage limitation requirement).....	14
4.6	FAKTORI I RËNDËSISË	14
4.7	PARIMET E PROJEKTIMIT STRUKTUROR	15
4.7.1	Thjeshtësia strukturore	15
4.7.2	Uniformiteti dhe simetria	15
4.7.3	Rezistenca dhe shtangesia bi-direksionale	16
4.7.4	Rezistenca dhe shtangësia në përdredhje	16
4.7.5	Sjellja në trajtë diafragme e ndërkatit	16
4.7.6	Themele të zgjedhura dhe të projektuara mirë	16
4.7.7	Komente mbi parimet e Projektimit Struktural	16
4.8	RREGULLSIA STRUKTURE	17
4.8.1	Rregullsia në lartësi.....	17
4.8.2	Rregullsia në plan.....	17
4.8.3	Komente rregullsinë strukturore	17
4.9	KLASA E DUKTILITETIT TË STRUKTURËS	18
4.10	SISTEMI STRUKTUROR	20
4.11	Ngarkesat dhe veprimet	23
4.11.1	Klasifikime thelbësore të ngarkesave.....	23
4.11.2	Ngarkesat e përherëshme	23
4.11.3	Ngarkesat e përkohëshme	25
4.11.4	Reduktimi i ngarkesave të përkohëshme.....	26
4.12	VEPRIMI SIZMIK	27

4.12.1	Spektri elastik.....	27
4.12.2	Spektri i projektimit	28
4.13	KOMPONENTET E VEPRIMIT SIZMIK.....	29
4.13.1	Komponentet horizontale të veprimit sizmik.....	29
4.13.2	Komponentja vertikale e veprimit sizmik “ a_{vg} ”	30
4.14	MASA E STRUKTURËS	30
4.15	KOMBINIMET E NGARKESAVE/ VEPRIMEVE	31
4.16	MODELIMI I STRUKTURËS	32
4.17	ANALIZA E STRUKTURËS.....	33
5.	REFERENCA	35

LISTA E FIGURAVE

Fig. 1: Pamje 3D (rendera) të strukturës [1]	7
Fig. 3: Harta sizmike e Shqipërisë (Intensiteti sipas MSK-64) [3].....	9
Fig. 4: Harta sizmike e Shqipërisë (a_{gR} , $T_R=475$ vjet) [3]	9
Fig. 5: Metoda “Abrams” e matjes së konsistencës së betonit	12
Fig. 6: Marrëdhënie tipike ngarkesë-zhvendosje për një element b/arme në përkulje [20].....	18
Fig. 6: Plani i themeleve – Kuota -3.000	20
Fig. 7: Planvendosja e kolonave & mureve strukturorë – Kuota -3.000.....	20
Fig. 8: Plani i strukturave – Kuota ± 0.000	21
Fig. 9: Planvendosja e kolonave & mureve strukturorë – Kuota ± 0.000	21
Fig. 10: Planvendosja e kolonave & mureve strukturorë – Kuota +3.500.....	22
Fig. 12: Detaji i soletave me traveta dhe mbushje polistireni.....	24
Fig. 13: Soleta me traveta dhe mbushje te lehtësuar polistireni	24
Fig. 14: Spektri Elastik dhe Spektri i Projektimit - $q=3.30$	28
Fig. 16: Metodatat e analizës së strukturave.....	34

LISTA E TABELAVE

Tab. 1: Klasat e konsistencës së betonit.....	13
Tab. 2: Vlerat e faktorit të rëndësisë së strukturave.....	14
Tab. 3: Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (indicative design working life).....	15
Tab. 4: Pesha njësi e soletës me traveta, $t=30\text{cm}$	23
Tab. 5: Kategorizimi i ndërtesave në funksion të shfrytëzimit.....	25
Tab. 6: Ngarkesat e përkohëshme në ndërtesa.....	26
Tab. 7: Vlerat e parametrave që përshkruajnë Spektrin Elastik të Tipit 1	27
Tab. 8: Vlerat e parametrave që përshkruajnë Spektrin Elastik të Tipit 2.....	27
Tab. 9: Vlerat e koeficientit $\psi_{2,i}$	31
Tab. 10: Vlerat e koeficientit φ	31

1. PËRSHKRIM I PËRGJITHSHËM

Në fokus të këtij relacioni teknik është objekti: **“Godina e kabinës elektrike, depozitës së ujit me pompat, zyra administratorit dhe magazinime” - Godina e kabinës elektrike, depozitës së ujit me pompat, zyra administratorit dhe magazinime - Grup banimi & rekreacioni – ndërtesa individuale banimi me 1, 2 & 3-kate me 1-kat nëntokë – Mullet, Nj. A. Petrelë, Bashkia Tiranë.**

Ky objekt, është projektuar nga Ark. Koço Kaskaviqi [1], dhe është llogaritur e detajuar nga pikëpamja strukturore nga Dr. Ing. Esmerald Filaj [2].

Në këndvështrimin funksional, objekti do të shërbejë pas rikonstruksionit dhe ndryshimit të destinacionit si objekt shërbimi. Konkretisht, nga ana e arkitektit është menduar që:

Lartësitë e kateve janë si më poshtë vijon:

- KATI NËNTOKË 3.000m
- KATI PËRDHE 3.500 m
- KATI I PARË 3.500 m
- KATI I DYTË 2.500 m

Lartësia totale e objektit arrin në +9.500m referuar kuotës ± 0.000 të projektit arkitektonik.

Forma planimetrike e objektit është relativisht e rregullt, dhe relativisht e pandryshueshme në altimetri.





Fig. 1: Pamje 3D (rendera) të strukturës [1]

2. KUSHTET GJEOLOGJIKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT

2.1 RAPORTI GJEOLIGO-INXHINIERIK I SHESHIT TË NDËRTIMIT

Studimi gjeologo-inxhinierik nuk është vendosur në dispozicion të inxhinierit strukturist. Verifikimet e sakta referuar strukture dhe kushteve të bazamentit do të bëhen pas përcaktimit realizimit të studimit në fjalë. Nuk lejohet absolutisht të kryhen punime për zbatimin e objektit pa miratimin e inxhinierit strukturist.

2.2 PUNIMET E GËRMIMIT

Gërmimet do të jenë në terren të kontrolluar dhe në distance nga objektet e realizuar me parë – sidoqoftë nevojitet kontrolli konstant dhe punimi i skarpave me pjerrësi 1:1.5 – të realizohet mbrojtja e tyre e përkohëshme nëse paraqitet e nevojshme. Të merren masa për largimin e ujërave sipërfaqesore dhe nëntokesore me sisteme drenazhi – pompimet të jenë të kontrolluar dhe të merren masa për realizimin e pusëve të zhavorrit duke evituar prishjen e strukture së bazamentit gjatë pompimeve. Themelet janë projektuar në formë pllake me trashësi 40cm.

3. KUSHTET SIZMIKE TË SHESHIT TË NDËRTIMIT



Fig. 2: Harta sizmike e Shqipërisë
(Intensiteti sipas MSK-64) [3]

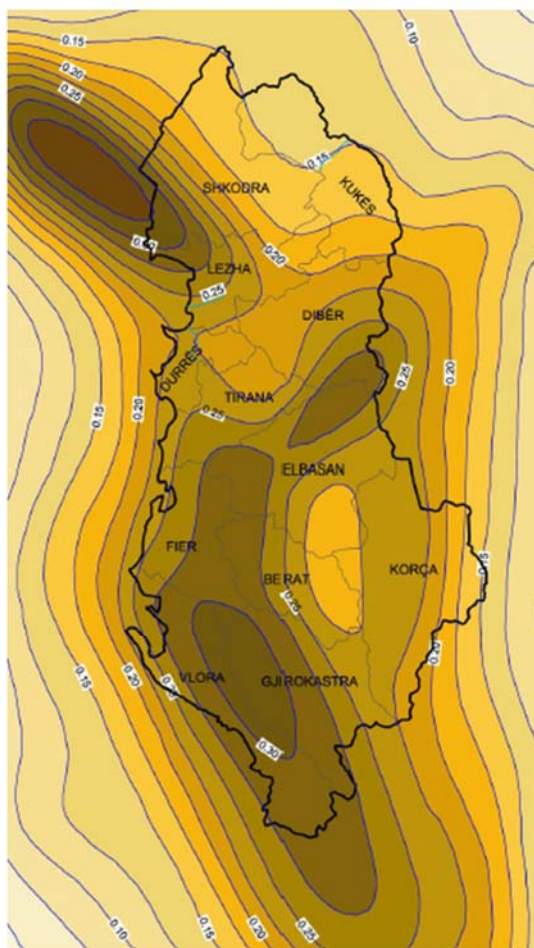


Fig. 3: Harta sizmike e Shqipërisë
(a_{gR} , $T_R=475$ vjet) [3]

Studimi sizmik nuk është vendosur në dispozicion të inxhinierëve strukturistë – ligji nuk e kërkon për objektet me lartësi të ulët në 5-kat mbi tokë. Nisur nga lartësia e strukturës dhe efektet sizmike të cilat mund të verifikohen, kjo mungesë nuk gjykohet e rëndësishme. Sidoqoftë, është marrë në konsideratë një vlerë referuese e nxitimit (Peak Ground Acceleration) bazuar në tekstin me titull “Sizmiciteti, Sizmotektonika dhe Vlerësimi i Rrezikut Sizmik në Shqipëri”, i autorëve Aliaj Sh., Koçi S., Muço B., Sulstarova E., 2010. [4], saktësisht $a_{gR}=0.272g$ (probabiliteti i ndodhjes së ngjarjes sizmike 10% në 50vjet). Kjo vlerë referuar trullit të tipit A, është modifikuar në mungesë të parametrave dinamikë të paketës së shtresave mbi bazën e një gjykimi inxhinierik, nisur nga vërejtjet e kryera në terren – konkretisht është pranuar që truallit është i kategorisë C (shiko trajtimin e spektrit elastik në vijim të relacionit).

Bazuar në sa më sipër dhe në shprehjet e përcaktuara në Eurokodin 8, EN 1998-1, do të ndërtohet spektri i reagimit, përkatësisht, elastik dhe i projektimit (lexo në vijim). Theksohet se vlera e faktorit të amplifikimit dinamik (DAF) është përcaktuar sipas rekomandimeve të dhëna në këtë kod.

3.1 POTENCIALI I LËNGËZIMIT NË SHESHIN E NDËRTIMIT

Studimi sizmik duhet normalisht të shprehet për *Vlerësimin cilësor të potencialit të lëngëzimit të sheshit të ndërtimit*, çka nuk vërehet.

Mbi bazën e literaturës teknike (Martin & Lew, 1999), për të vendosur nëse është e nevojshme kryerja e punimeve të posaçme për vlerësimin sasior të lëngëzimit të truallit, mund të përdoren kriteret e mëposhtme:

1. Nëse vlerësohet se nivelet historike, të sotme apo të ardhshme të ujërave nëntokësore janë më të thella se 15m nga sipërfaqja, vlerësimet sasimore janë të panevojshme.
2. Nëse trualli ku do të mbështeten themelet është “shkëmb rrënjësor” (bedrock) ose i ngjashëm me ‘të, ai mund të konsiderohet i palëngëzueshëm dhe nuk kërkohet të realizohen punime të posaçme për vlerësimin e potencialit lëngëzues të tij.
3. Në qoftë se numri i korrigjuar i goditjeve të penetrometrit standard (N1)60 është më i madh ose i barabartë me 30 në të gjitha mostrat me një numer të besueshëm provash, vlerësimet sasimore të lëngëzimit janë të panevojshme.
4. Në qoftë se gjatë studimit të sheshit të ndërtimit ndeshen troje me përmbajtje argjilore, ato mund të konsiderohen të palëngëzueshme. Për qëllimet e këtij vlerësimi, troje argjilore janë ato që kanë përmbajtje të materialit argjilor (përmasa të korrozave <0.005mm) më të madhe se 15%.

Ne mungese të studimit gjeologo-inxhinierik nuk mund të gjykohej mbi potencialin e lëngëzimit të sheshit të ndërtimit. Nuk ka asnjë të dhënë historike që një fenomen i tillë të jete vërejtur në territorin e Bashkisë Berat.

4. PROJEKTIMI STRUKTUROR

Në këtë kapitull të relacionit, do të paraqitet në mënyrë të detajuar gjithçka që është konsideruar në projektimin e strukturës së objektit.

4.1 KODET E PROJEKTIMIT, NORMAT DHE STANDARDET

Projektimi i strukturës është mbështetur në principet dhe rekomandimet e Kushteve Shqiptare të Projektimit (ende në ligjërisht në fuqi), por më së shumti në principet dhe rekomandimet e kodeve strukturore europiane. Më konkretisht:

➤ Kushtet Teknike të Projektimit KTP-1978 [5-7]

➤ Libri I, KTP - 1, 2, 3, 4, 5 - 1978

1. Kriteria projektimi për veprat e industrisë mekanike, të pasurimit të mineraleve, depove e stallave.
2. Kushtet teknike të projektimit për ndërtimet në zonat sizmike.
3. Klasifikimi i veprave ekonomike e shoqërore.
4. Kategorizimi dhe klasifikimi i veprave hidroteknike.
5. Klasifikimi i dherave jo-shkëmborë që shërbejnë si bazament për veprat inxhinierike.

➤ Libri II, KTP - 6, 7, 8, 9 - 1978

6. Përcaktimi i ngarkesave në objektet shoqërore-ekonomike.
7. Përcaktimi i ngarkesës së erës.
8. Përcaktimi i ngarkesës së dëborës.
9. Llogaritja e mureve dhe e themeleve me teorinë e gjendjes kufitare.

➤ Libri III, KTP - 10 - 1978

10. Kriteria projektimi. Llogaritja e konstruksioneve prej çeliku

➤ Kushtet Teknike të Projektimit KTP-1989 [8]

Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike KTP-N.2-89

➤ Eurokodet [9-17]

- EN 1990 - Eurocode 0 - Basis of Structural Design - Bazat e projektimit strukturor.
- EN 1991 - Eurocode 1 - Actions on structures - Veprimet në struktura.
- EN 1992 - Eurocode 2 - Design of concrete structures - Projektimi i strukturave beton-arme.
- EN 1993 - Eurocode 3 - Design of steel structures - Projektimi i strukturave prej çeliku.
- EN 1996 - Eurocode 6 - Design of masonry structures - Projektimi i strukturave me murature
- EN 1997 - Eurocode 7 - Geotechnical design - Projektimi gjeoteknik.
- EN 1998 - Eurocode 8 - Design of structures for earthquake resistance - Projektimi i strukturave antisizmike.

4.2 NORMA DHE STANDARDE

Në vijim renditen normat dhe standardet që janë marrë në konsideratë në plotësim apo komplementim të kodeve të projektimit të sipër-listuar [18].

- **ISO 1000** - SI units and recommendations for the use of their multiples and of certain

other units - Njësitë e Sistemit Ndërkombëtar (SI), dhe rekomandimet për përdorimin e shumëfishave e nënfishave të tyre, dhe disa njësi të tjera.

- ➔ **ISO 8930:1987** - General principles on reliability for structures - List of equivalent terms - Parimet e përgjithshme mbi besueshmërinë e strukturave - Lista e termave ekuivalente.
- ➔ **EN 206-1** - Concrete: Specification, performance, production and conformity - Betoni: Specifikime, performanca, prodhimi dhe konformiteti/ përputhshmeria.
- ➔ **EN 10080** - Steel for reinforcement of concrete - Çeliku i ndërtimit (për beton të armuar).
- ➔ **EN ISO 17760** - Permitted welding process for reinforcement - Procesi i duhur i saldimit të çelikut të ndërtimit.
- ➔ **EN 13670** - Execution of concrete structures - Realizimi i strukturave të betonit

4.3 NJËSITË MATËSE

Njësitë matëse që janë përdorur gjatë projektimit të strukturës janë në përputhje me Sistemin Ndërkombëtar (SI ISO 1000):

- | | |
|-----------------------------|---|
| ➔ Ngarkesat dhe forcat: | kN, kNm, kN/m ² |
| ➔ Masa dhe masa volumore: | kg, t, kg/m ³ , t/m ³ |
| ➔ Pesha volumore: | kN/m ³ |
| ➔ Rezistencat dhe sforcimet | N/mm ² , MPa, kN/m ² , kPa, daN/cm ² |
| ➔ Momentet (përkulëse, ...) | kNm |
| ➔ Nxitimi | m/s ² , (g=9.81m/s ²) |

4.4 MATERIALET

Materialet që do të përdoren për realizimin e strukturës beton/arme janë në përputhje me rekomandimet e Eurokodit 2 [11], EN 1992-1.1, Section 3, dhe Eurokodit 8 [17].

➔ Betonet

Betoni që do të përdoret për elementët e strukturës do të jetë i klasave të ndryshme të rezistencës dhe konsistencës, në funksion të elementeve strukturorë. Në çdo rast, klasa e betonit duhet të respektohet rigorozisht, sipas shënimeve teknike që shoqerojnë çdo fletë të projektit të zbatimit.

Përveç klasës referuar rezistencës, betoni duhet të respektojë edhe klasën e konsistencës si dhe të ekspozicionit, [11]. Konsistenca është një parametër shumë i rëndësishëm i betonit dhe përgjithësisht shpreh gjendjen e betonit të freskët, ose më saktë akoma “rrjedhshmërinë” e betonit të freskët.



Fig. 4: Metoda “Abrams” e matjes së konsistencës së betonit

C25/30

- themelet
- kolonat
- trarët
- soletat

Shpesh konsistenca identifikohet edhe me “punueshmërinë” e betonit, pavarësisht se nuk është e njëjta gjë, dhe betone me konsistencë të njëjtë mund të kenë edhe shkallë të ndryshme punueshmërie. Matja e konsistencës rekomandohet të bëhet në terren, me anë të konit standard (baza e madhe 203mm, baza e vogël 102mm, lartësia 305mm) (metoda Abrams). Në bazë të Standardit European EN 206-1:2000, dallohen pesë klasa:

Tab. 1: Klasat e konsistencës së betonit

<i>Klasa e konsistences</i>	<i>Ulja e konit (mm)</i>
<i>S1</i>	10 - 40
<i>S2</i>	50 - 90
<i>S3</i>	100 - 150
<i>S4</i>	160-210
<i>S5</i>	≥220

Për elementet strukturorë, rekomandohen këto klasa të konsistencës:

- themelet - Klasa S2
- muret strukturorë, trarët, kolonat, soletat - Klasa S3
- shkallët - Klasa S2

Përsa i përket klasës së ekspozicionit, rekomandohet sa më poshtë [11]:

- themelet - Klasa XC2
- muret strukturorë, kolonat - Klasa XC1
- kolonat - Klasa XC1
- trarët - Klasa XC1
- soletat - Klasa XC1
- shkallët - Klasa XC1
- betoni i varfër - Klasa X0

➤ Çeliku

Çeliku i ndërtimit që do të përdoret për të armuar elementët e strukturës, do të jetë i klasës B ose C, sipas Eurokodit 2 [11]. Shufrat duhet të jenë të viaskuara në menyrë që të rritet aderenca me betonit. Rekomandohet prodhim italian ose grek, p.sh. Sidenor - zgjedhja mbetet përgjegjësi e investitorit.

S500s

- për të gjithë elementët beton/arme të strukturës

S275

- për të gjithë elementët strukturorë të çelikut

4.5 KËRKESAT PËR STRUKTURAT NË LIDHJE ME VEPRIMIN SIZMIK

Struktura e objektit është projektuar në mënyrë që të kënaqë kërkesat e mëposhtme [17].

4.5.1 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 projektuar të objektit, në mënyrë të tillë që të mos ketë dëmtime strukturore si përmbysje, rrëshkitje, shëmbje, shkatërrime globale apo lokale të strukturës, që do të ishin të rrezikshme sidomos për sigurinë e njerëzve. Projektimi duhet të sigurojë atë që, pas tërmetit, struktura të ruajë akoma integritetin e saj dhe kapacitet mbajtës të konsiderueshëm (të lejojë rikonstrukcion nëse kjo sipërmarrje gjykohet teknikisht dhe ekonomikisht e mundur).

Tërmeti korrespondues i kësaj kërkesë cilësohet si “tërmet projektimi”, (shiko Kapitullin 3, $P_{NCR}=10\%$ në 50 vjet, dhe $T_{NCR}=475$ vjet), kurse niveli i projektimit që u referohet kritereve të mësipërme njihet me emërtimin “Projektim sipas gjendjes së fundme kufitare”, për shkurt ULS (Ultimate Limit State).

Sipas kësaj kërkesë bazë, sistemi strukturor duhet të verifikohet përsa i përket aftësisë mbajtëse dhe kapacitetit shuarës (disipues) të energjisë sizmike, karakteristika këto të lidhura me shfrytëzimin e mundshëm të reagimit jolinear të elementëve strukturorë.

4.5.2 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 përkatese në përdorim (funksionalitet), 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 këto karakteristika: $P_{DLR}=10\%$ në 10 vjet, dhe $T_{DLR}=95$ vjet.

P - probability of exceedance - probabiliteti i ndodhjes;

T - return period - perioda e rikthimit.

4.6 FAKTORI I RËNDËSISË

Tab. 2: Vlerat e faktorit të rëndësisë së strukturave

KATEGORIA	OBJEKTET	γ_I
I	Objekte me rëndësi të vogël në lidhje me jetën e njerëzve (depo, stalla, etj).	0,8
II	Objekte të zakonshme që nuk përfshihen në kategoritë e tjera.	1,0
III	Objekte, dëmtimi apo shembja e të cilave, do të kishte pasoja të mëdha në jetë njerëzish (shkollat, teatrot)	1,2
IV	Objekte, funksionimi i të cilave gjatë dhe mbas tërmetit ka rëndësi themelore për mbrojtjen civile (spitalet, repartet zjarrfikëse, etj).	1,4

Sipas EC8 [17], ndërtesat do të klasifikohen në 4 kategori apo “klasa rëndësie”, në varësi të pasojave për rrezikimin e jetës së njerëzve nga shembja apo dëmtimi i madh i tyre, të rëndësisë

që mund të kenë për sigurinë publike dhe për mbrojtjen civile në periudhën imediate mbas tërmetejeve, si dhe në varësi të pasojave ekonomike dhe sociale për shkak të shembjes së mundshme apo dëmtimit të madh të tyre. Në tabelën 2 jepen vlerat e “faktorit të rëndësisë” në funksion të kategorive të objekteve.

Në rastin e strukturës së projektuar, vlera e faktorit të rëndësisë lidhet me kategorinë e tretë të cilësuar më sipër, pra ka vlerën 1.2.

Tab. 3: Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (indicative design working life)

<i>Kategoria e jetëgjatësisë projektuese</i>	<i>Treguesi i jetëgjatësisë projektuese (vite)</i>	<i>Shembuj</i>
1	10	Struktura të përkohëshme (1)
2	10 deri 25	Pjesë strukturore të zëvendësueshme (p.sh. trarë vinç-ure, aparate)
3	15 deri 30	Struktura bujqësore dhe të ngjashme
4	50	Struktura ndërtimi dhe struktura të tjera të zakonshme
5	100	Struktura ndërtimi monumentale, ura, etj.
<i>(1) Këshillohet që strukturat apo pjesët e strukturave që çmontohen me qëllim ripërdorimin, të mos konsiderohen si të përkohëshme.</i>		

Në terma të jetëgjatësisë për të cilën është projektuar struktura, e shprehur kjo në vite, mund të themi se ajo bën pjesë në Kategorinë 4, sipas tabelës së mësipërme [17].

4.7 PARIMET E PROJEKTIMIT STRUKTOROR

Në funksion të projektimit sa më të saktë të strukturës, janë konsideruar këto parime:

- ➔ Thjeshtësia strukturore
- ➔ Uniformiteti dhe simetria
- ➔ Rezistenca dhe shtangësia bi-direksionale
- ➔ Rezistenca dhe shtangësia në përdredhje
- ➔ Sjellja në trajtë diafragme e ndërkatit
- ➔ Themele të zgjedhura dhe të projektuara mirë.

4.7.1 Thjeshtësia strukturore

Thjeshtësia strukturore nënkupton ekzistencën e “rrugëve” direkte për transmetimin e forcave inerciale anësore dhe jo vetëm, dhe në vetvete është një objektiv i rëndësishëm që duhet të arrihet, si në fazën e modelimit, ashtu dhe të analizës, dimensionimit, detajimit dhe ndërtimit të strukturave.

4.7.2 Uniformiteti dhe simetria

Uniformiteti në plan karakterizohet (parimisht) nga një shpërndarje e barabartë e elementëve strukturorë, e cila lejon transmetim 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 qënë se ai tenton të eliminojë krijimin e zonave të ndjeshme ku përqëndrimet 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. Aplikimi i shpërndarjes së njëtrajtshme të elementëve strukturorë, lejon një rishpërndarje më të favorëshme të forcave të brendshme dhe një shtirje të shpërndarjes së energjisë përgjatë së gjithë strukturës.

4.7.3 Rezistenca dhe shtangesia bi-direksionale

Lëkundja sizmike horizontale është një fenomen bi-direksional. Kështu struktura duhet të jetë në gjendje t'i rezistojë veprimeve horizontale në shumë drejtime (këto mund të projektohen për lehtësi në dy drejtime kryesore).

Për të kenatur këtë kusht, elementët strukturorë 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 dytë ose me dëme të tepërta.

4.7.4 Rezistenca dhe shtangësia në përdredhje

Përvec rezistencës dhe ngurtësisë së sipër trajtuar, objekti/ struktura, duhet të paraqesë rezistencë dhe ngurtësi të mjaftueshme edhe në përdredhje, në mënyrë që të limitojë zhvillimin e lëvizjeve përdredhëse të cilat tentojnë të sforcjnë në mënyrë jouniforme elementët strukturorë. Në këtë linjë, përparësi paraqet përqëndrimi i elementëve kryesorë rezistues ndaj veprimit sizmik në periferinë e strukturës.

4.7.5 Sjellja në trajtë diafragme e ndërkatit

Në ndërtesa, soletat (përfshirë tarracat), luajnë rol shumë të rëndësishëm në sjelljen e përgjithshme sizmike të strukturës. Ato sillen si diafragma horizontale të cilat marrin dhe transmetojnë forcat e inercisë tek sistemet strukturale vertikale dhe sigurojnë që këto sisteme të punojnë bashkë për të përballuar veprimin sizmik. Sjellja e ndërkateve si diafragma është veçanërisht e përshtatshme në rastet e shpërndarjeve komplekse dhe jouniforme të sistemeve vertikale, ose kur sistemet që janë me karakteristika të deformueshmërisë horizontale të ndryshme, përdoren së bashku (sistemet duale). Sistemet horizontale, dyshemetë (ndërkate) dhe tarracat duhet të kenë rezistencë dhe ngurtësi në plan por edhe lidhje efektive me sistemet strukturale vertikale.

4.7.6 Themele të zgjedhura dhe të projektuar mirë

Duke konsideruar veprimin sizmik, llogaritja dhe konstruimi i themeleve dhe i lidhjeve me mbistrukturën, duhet të sigurojë që i gjithë objekti të jetë uniformisht i eksituar nga një veprim sizmik.

4.7.7 Komente mbi parimet e Projektimit Strukturor

Konkretisht, struktura e objektit të projektuar është e përcaktuar në gjeometri nga projekti arkitektonik dhe destinacioni. Elementët strukturorë, janë të lexueshem qartë, dhe transmetimi i forcave, pavarësisht shkakut të lindjes së tyre, bëhet në mënyrë direkte sipas një rruge logjike. Lidhja e elementeve vertikalë strukturale bëhet nëpërmjet soletave. Këto të fundit janë llogaritur që të kenë jo vetëm shtangësi në përkulje, por edhe të jenë sa më pranë sjelljes diafragmatike.

4.8 RREGULLSIA STRUKTURE

“Rregullia strukturore” konsiderohet si një prej parimeve bazë të kodeve antisizmike [17] (EN 1998-1, 4.2.3). Garantimi i këtij “faktor” mundëson kushtet fillestare, në parim, për të projektuar struktura të sigurta dhe me reagim sizmik të pranueshëm. Kuptimi cilësor i “Rregullise strukturore” është gati intuitiv, ndërsa, përcaktimet sasiore paraqiten mjaft të vështira. Përgjithësisht, “Rregullia strukturore” ndahet në dy aspekte bazë [19]:

- rregullia në vertikalisht, ose “Rregullia në lartësi”;
- rregullia në konfigurimin planimetrik, ose “Rregullia në plan”.

4.8.1 Rregullia në lartësi

Termi “Rregullsi në lartësi” në kuptimin e përgjithshëm paraqet një situatë kur struktura është vizualisht e rregullt, e vazhduar, monotone në lartësi, dhe futet në konturet e asaj çka quhet “e rregullt”. Në konceptin strukturor, ky term përdoret për të treguar aftësinë e strukturës për të shpërndarë në mënyrë uniforme në lartësi kërkesat e duktilitetit apo dëmtimet eventuale strukturore.

Kjo aftësi është e lidhur ngushtë me shpërndarjen në lartësi të masës, ngurtësisë dhe rezistencës së strukture. Do të dallojmë:

- (Pa)rregullsi në masë;
- Parregullsi gjeometrike
- Parregullsi me pasojë krijimin e mekanizmit të katit të butë (soft story);
- Parregullsi me pasojë krijimin e mekanizmit të katit të dobët (weak story);
- Parregullsi e shprehur me jo-vazhdueshmëri të elementëve vertikalë strukturorë;
- Parregullsi lidhur me pozicionimin e strukturave në terrene të pjerrët;
- Parregullsi lidhur me shpërndarjen e mureve mbushës në lartësi të strukturës.

4.8.2 Rregullia në plan

Termi “Rregullsi në plan” në kuptimin e përgjithshëm paraqet një situatë kur struktura është vizualisht e rregullt nga pikëpamja planimetrike, me formë të thjeshtë (p.sh drejtkëndore), me përmasa të krahasueshme në të dy drejtimet, me akse të vazhduar në të dy drejtimet, pa hapje të mëdha në ndërkate, etj., dhe futet në konturet e asaj çka quhet “e rregullt”. Në konceptin strukturor, ky term përdoret për të treguar aftësinë e strukturës për të shpërndarë në mënyrë uniforme në plan kërkesat e duktilitetit apo dëmtimet eventuale strukturore.

Kjo aftësi është e lidhur ngushtë me shpërndarjen në plan të masës, ngurtësisë dhe rezistencës së strukture. Do të dallojmë:

- (Pa)rregullsi gjeometrike;
- Jo-vazhdueshmëri e diafragmave;
- Shpërndarje jo-uniforme e ngurtësisë dhe masës në plan;
- Sistemet jo-paralele;
- Parregullsi për shkak të shpërndarjes së mureve mbushës në plan.

4.8.3 Komente rregullsinë strukturore

Struktura e objektit, paraqitet relativisht e rregullt në plan dhe në lartësi. Nuk ekziston mundësia e krijimit të fenomeneve të “katit të butë” apo “katit të dobët” në lartësi.

4.9 KLASA E DUKTILITETIT TË STRUKTURËS

Duktiliteti i elementëve strukturorë 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 qëndrueshmëri (rezistencë) 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 inelastike, jolineare, 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 elasto-plastike të materialeve ndërtimore si dhe me mënyrën e reagimit inelastik të strukturave.

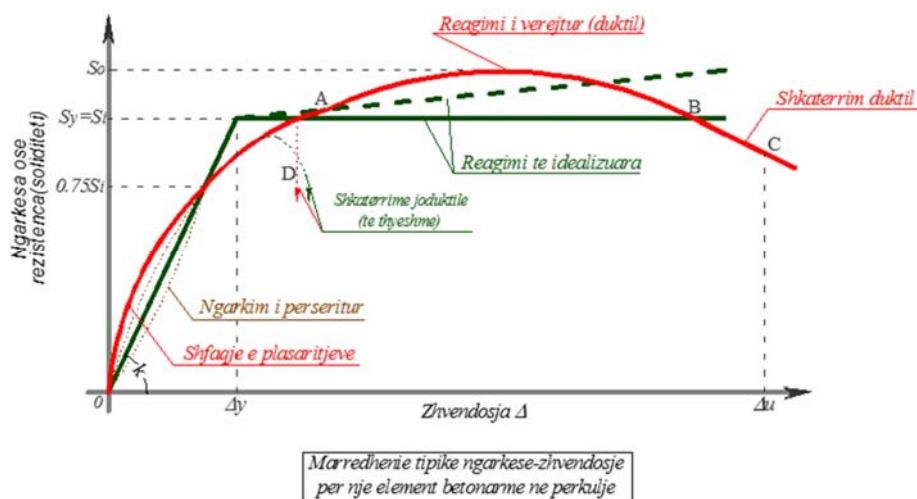


Fig. 5: Marrëdhënie tipike ngarkesë-zhvendosje për një element betonarme në përkulje [20]

Disa nga faktorët kryesorë nga të cilët varet duktiliteti janë:

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

Strukturat mund të projektohen për këto klasa duktiliteti [17], [20], [21]:

- **DCL** - Klasa "L" (low - e ulët) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas EC2, por me disa plotësime për të theksuar duktilitetin që zotërojnë;
- **DCM** - Klasa "M" (medium - e mesme) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të projektuara sipas disa përcaktimeve të posaçme të cilat i japin atyre aftësi për t'u futur ndjeshëm në fazën inelastike, pa pësuar deformime apo dëmtime amorfe.

- ➔ **DCH** - Klasa “H” (high - e lartë) e duktilitetit, u korrespondon strukturave të cilat projektohen në mënyrë të tillë që të sigurohet zhvillimi i deformacioneve post-elastike dhe konsumi/ disipimi më i madh i mundshëm i energjisë sizmike si rezultat i mekanizmave përshtatshmërisht të zgjedhur.

Klasa e duktilitetit e pranuar për strukturën e projektuar është “DCL” dhe faktori i sjelljes është pranuar $q=3.3$.

4.10 SISTEMI STRUKTUROR

Bazuar në projektin arkitektonik por dhe në principet bazë të kodeve antisizmike të sipërlistuar, u arrit në përfundimin që sistemi strukturor i zgjedhur të jetë “sistem tip ramë” (frame system) [17] – është e vështirë të bëhet një përcaktim i saktë. Podrumi do të konsiderohet si pjesë e themelut dhe konturohet nga mure me trashësi 30cm. Në vijim paraqiten planvendosjet e elementëve vertikalë dhe planet e strukturave [2].

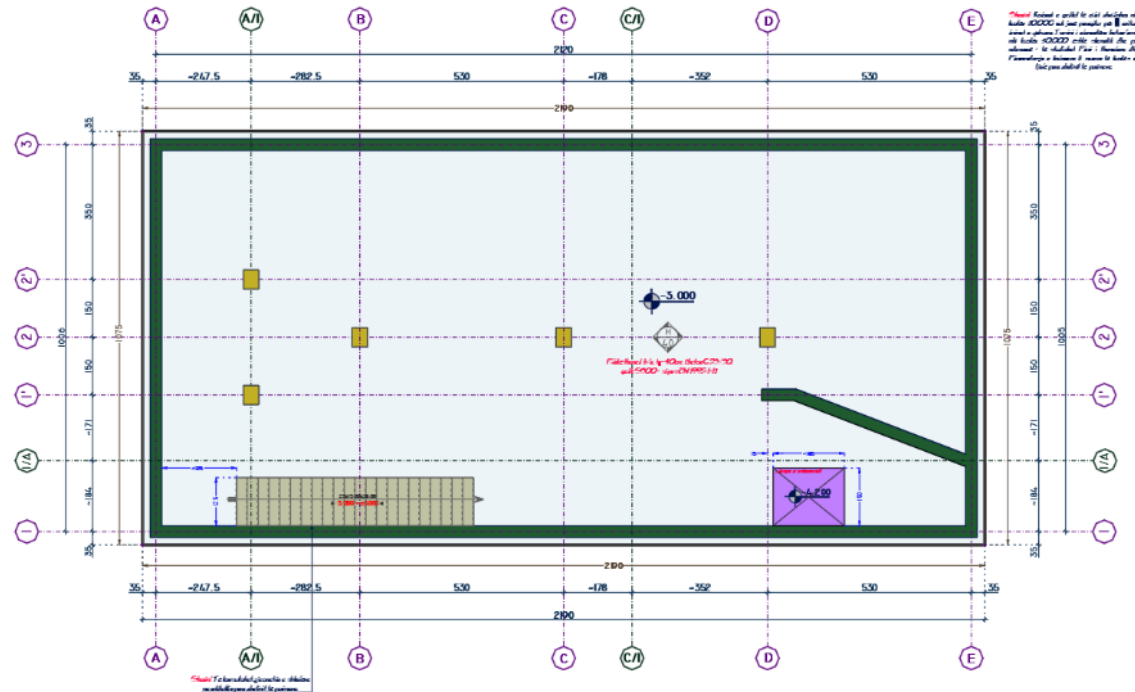


Fig. 6: Plani i themeleve – Kuota -3.000

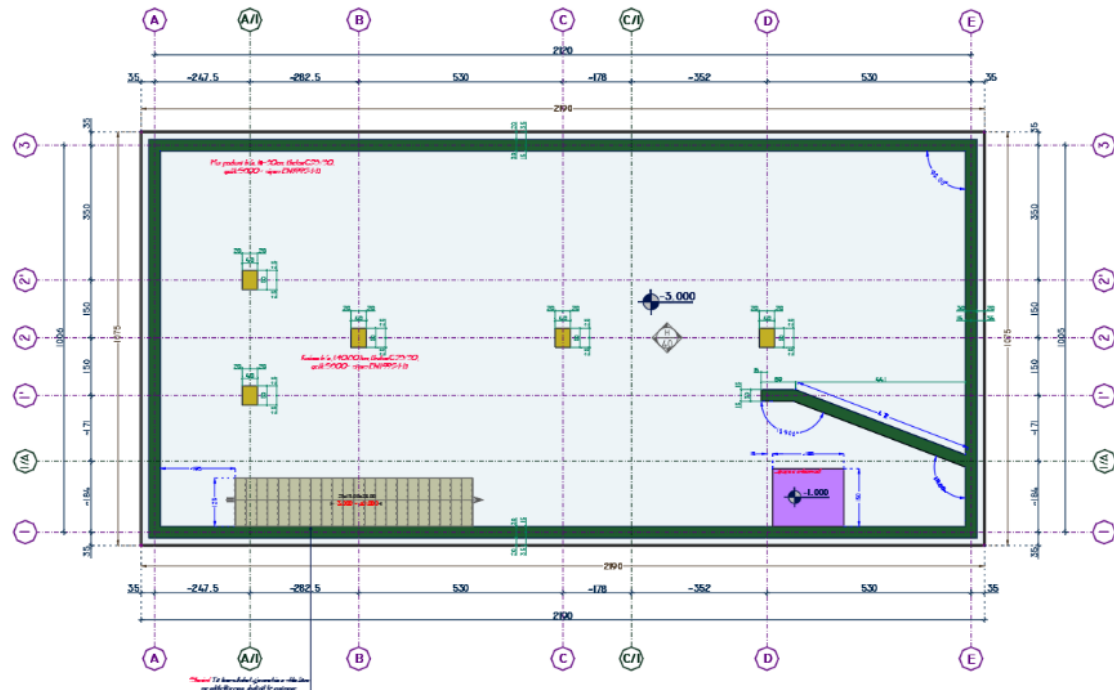


Fig. 7: Planvendosja e kolonave & mureve strukturorë – Kuota -3.000

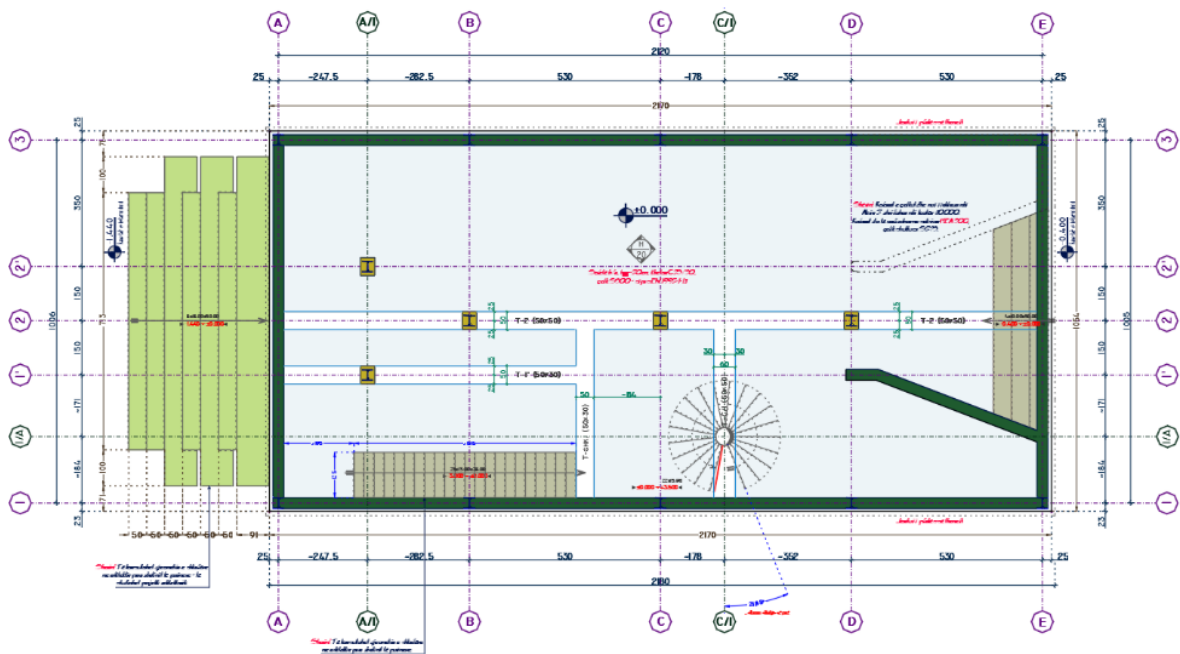


Fig. 8: Plani i strukturave – Kuota ±0.000

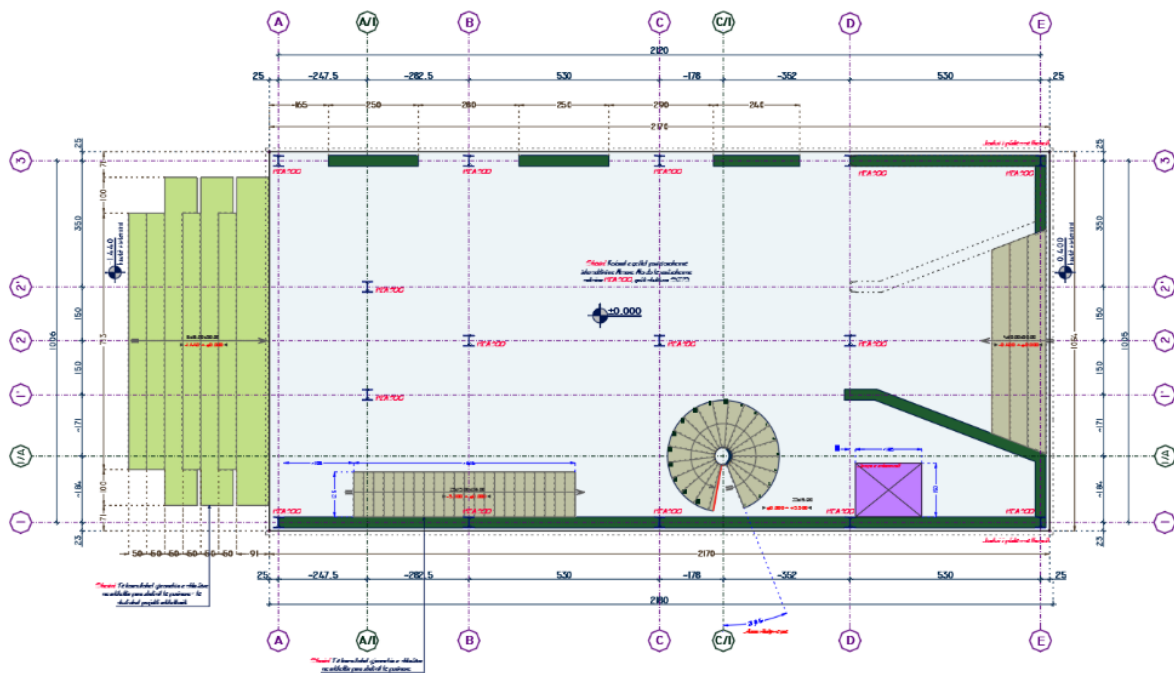


Fig. 9: Planvendosja e kolonave & mureve strukturorë – Kuota ±0.000



4.11 NGARKESAT DHE VEPRIMET

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

4.11.1 Klasifikime thelbësore të ngarkesave

Me termin "ngarkesë" nënkuptohen veprimet e drejtpërdrejta, domethënë forcat e përqëndruara dhe të shpërndara që veprojnë mbi strukturë, ndërsa me termin "veprim" nënkuptohen veprimet e tërthorta që bëhen shkak për lindjen e forcave të brendshme, sforcimeve dhe/apo deformimeve, si p.sh deformimet nga ndryshimet e temperaturës, deformimet nga ulja dhe tkurrja e betonit, çedimet e themeleve, veprimi sizmik që i dikton strukturës shpejtime (pra edhe forca inerciale) si rezultat i bashkëveprimit trull-strukturë, etj. Ngarkesat dhe veprimet janë klasifikuar [5], [10]:

- ➔ Sipas ndryshimit të kohës
 - ngarkesa/ veprime të përherëshme "G", si p.sh ngarkesat peshë;
 - ngarkesa/ veprime të përkohëshme (të ndryshueshme) "Q" si p.sh, ngarkesat peshë të njerëzve në një strukturë, ngarkesat peshë të makinave, ngarkesa e deborës, etj;
 - veprimet e jashtëzakonshme "A" si shpërthimet, plasjet, etj;
 - veprimi sizmik "A_E".
- ➔ Sipas ndryshimit në hapësirë
 - ngarkesa/ veprime fikse (pesha vetiake);
 - ngarkesa/ veprime (si p.sh mbingarkesat e lëvizshme, ngarkesa e erës dhe e dëborës);
- ➔ Sipas natyrës së tyre dhe/ose përgjigjes strukturore
 - Veprime statike që nuk shkaktojnë nxitime të rëndësishme të strukturës ose të elementëve strukturore;
 - Veprime dinamike që provokojnë nxitime të rëndësishme të strukturës dhe të elementëve strukturore (në shumë raste efektet dinamike llogariten duke u nisur nga veprime thujse-statike, duke konsideruar forca statike ekuivalente të rritura).

Në shumicën e rasteve vlerat perfaqësuese të një veprimi të ndryshueshëm "Q" paraqiten si produkt i vlerave karakteristike me koeficientet e kombinimit, vlera e së cilëve lidhet drejtpërdrejt me kategorinë e ndërtesës në funksion të shfrytëzimit të saj.

4.11.2 Ngarkesat e përherëshme

Ngarkesat e përherëshme që veprojnë në strukturë janë kryesisht ngarkesat peshë të elementëve strukturore dhe jo-strukturore, duke përfshirë këtu edhe peshën e elementëve të rifiniturës, paneleve të muraturës apo edhe të elementëve të tjerë që mundësojnë funksionimin e objektit, të lidhur me strukturën.

Tab. 4: Peshë njësi e soletës me traveta, t=30cm

Emërtimi	Trashësia (m)	Pesha volumore (kN/m ³)	Pesha (kN/m ²)
suvatim + rrjetë	0.02	18.0	0.36
polistiren	-----	0.15	0.0285
penobeton	0.06	6.00	0.40
llustër çimento	0.02	22.0	0.44
pllaka qeramike	0.015	20.0	0.30
beton C20/25	-----	25.0	2.75
			4.28

Ngarkesa e tarracës, duke marrë në konsideratë edhe shtesat në peshë për shkak të hidroizolimit dhe punimit me pjerrësi të mbushjes së penobetonit, rritet me rreth 1 kN/m^2 referuar peshës së soletës tip pllakë me trashësi 30 cm .

(Figura e paraqitur është thjesht për arsye ilustruese dhe për të kuptuar tabelën e ngarkesave – betoni i soletës është i klasës $\text{C}20/25$ siç u theksua më sipër.).

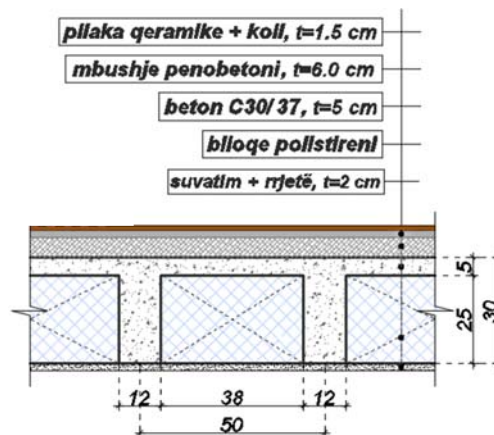


Fig. 11: Detaji i soletave me traveta dhe mbushje polistireni

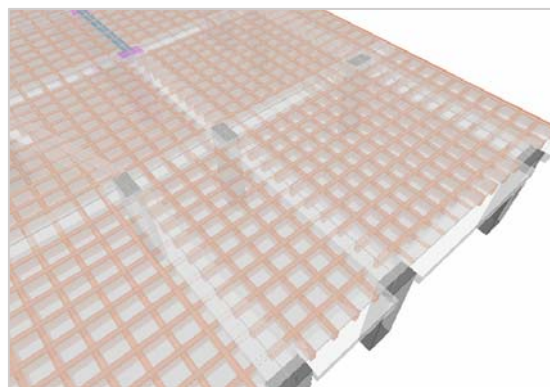
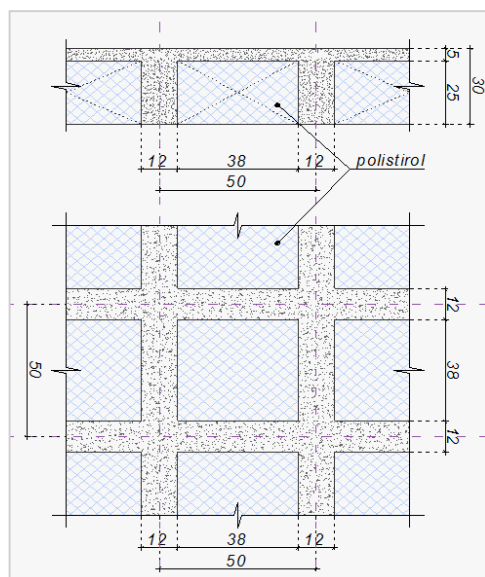


Fig. 12: Soleta me traveta dhe mbushje të lehtësuar polistireni

Aplikimi i ngarkesave uniformisht të shpërndara në sipërfaqe referuar specifikave të programit llogaritës mundëson një rritje të lehtë (nënkuptohet zona e intersektimit tra-soletë ku realisht programi e konsideron si zonë me ngarkesë përtej peshës vetjake të tra-ut).

- Pesha e soletes me llamarine të vlezuar me trashësi 1 mm dhe beton, me trashësi totale 15 cm , është rreth 2.5 kN/m^2 .
- Pesha e mureve mbushës 25 cm është marrë në rreth 3.0 kN/m^2 .
- Pesha e mureve mbushës 12 cm është marrë në rreth 2.0 kN/m^2 .

4.11.3 Ngarkesat e përkohëshme

Ngarkesat e përkohëshme që veprojnë në strukturë janë kryesisht ngarkesat peshë të shfrytëzimit të strukturës (por me natyrë të përkohëshme).

Tab. 5: Kategorizimi i ndërtesave në funksion të shfrytëzimit

KATEGORIA	PERDORIMI SPECIFIK	SHEMBULL
A	Sipërfaqe për aktivitet privat dhe rezidencial	Dhoma në ndërtesa rezidenciale dhe shtëpi.
		Dhoma dhe korsi të spitaleve.
		Dhoma gjumi në hotele dhe banesa.
		Kuzhina dhe banjo.
B	Sipërfaqe zyresh	Zyrat e KESH-it
C	Sipërfaqe ku njerezit mund të mbliidhen (me përjashtim të sipërfaqeve të parashikuara në rastet A, B, D, E)	C ₁ : Sipërfaqe me tavolina (shkolla, restorante...).
		C ₂ : Sipërfaqe me ndenjese fikse (teater, kinema...).
		C ₃ : Sipërfaqe pa pengesa për njerez në levizje (muzeume...).
		C ₄ : Sipërfaqe me aktivitete të mundshme fizike (palestra...).
D	Sipërfaqe për blerje	C ₅ : Sipërfaqe për turma (godina për evenimente, ekspozita...).
		D ₁ : Sipërfaqe për blerje (magazina, kancelari...).
E	Sipërfaqe të konceptuara për grumbullim sendesh përfshirë sipërfaqet e hyrjes	Sipërfaqe për përdorim për magazinim, përfshirë biblioteka.

Në vijim paraqitet kategorizimi i ndërtesave në funksion të shfrytëzimit (destinacionit) të tyre [10]. Mbi këtë kategorizim, do të bëhet vlerësimi i vlerave karakteristike të ngarkesave të përkohëshme.

Tab. 6: Ngarkesat e përkohëshme në ndërtesa

SIPERFAQJA E NGARKIMIT	$q_k(kN/m^2)$	$Q_k(kN)$
KATEGORIA A		
<i>Te pergjithshme</i>	2	2
<i>Shkalle</i>	3	2
<i>Ballkone</i>	4	2
KATEGORIA B	3	2
KATEGORIA C		
<i>C1</i>	3	4
<i>C2</i>	4	4
<i>C3</i>	5	4
<i>C4</i>	5	7
<i>C5</i>	5	4
KATEGORIA D		
<i>D1</i>	5	4
<i>D2</i>	5	4
KATEGORIA E	6	7

➤ Kati përdhe i strukturës i korrespondon Kategorisë C₁ me intensitet ngarkimi $q_k=5.0kN/m^2$ dhe $Q_k=4.0kN$.

➤ Katet tip të strukturës së projektuar i korrespondojnë Kategorisë C₁ me intensitet ngarkimi $q_k=5.0kN/m^2$ dhe $Q_k=4.0kN$.

➤ Tarraca është e shfrytëzueshme me intensitet ngarkimi $q_k=3.0kN/m^2$.

Edhe aplikimi i këtyre ngarkesave, ashtu si për ato të përhershme, është bërë në sipërfaqe.

4.11.4 Reduktimi i ngarkesave të përkohëshme

Për projektimin e elementëve të një solete të një kati mbingarkesat nga një vend i vetëm mund të reduktohen në përputhje me sipërfaqen e kushtëzuar, me anën e një faktori reduktimi “ α_A ” [10]. Faktori i reduktimit “ α_A ” për kategoritë A dhe E përcaktohet si vijon:

$$\alpha_A = \frac{5}{7} \psi_0 + \frac{A_0}{A} \leq 1 \text{ --- per kategorite A } \wedge \text{ E}$$

$$A_0 = 10m^2 \quad (4.7)$$

A --- sipërfaqja e ngarkuar

$$\alpha_A \geq 0,6 \text{ --- per kategorite C } \wedge \text{ D}$$

Për projektimin e kolonave ose të mureve që veprojnë si diafragma të ngarkuara në plane të ndryshme, ngarkesa mbi soletën e çdo kati duhet të supozohet uniformisht e shpërndarë.

Kur mbingarkesat nga kate të ndryshme janë të konsiderueshme, ngarkesat mund të reduktohen me një faktor reduktimi “ α_n ”. Faktori i reduktimit “ α_n ” për kategoritë A dhe E përcaktohet si më poshtë:

$$\alpha_n = [2 + (n - 2) \cdot \psi_0] / n \quad (4.8)$$

n --- numri i kateve ($n > 2$).

4.12 VEPRIMI SIZMIK

4.12.1 Spektri elastik

Në vijim paraqitet spektri elastik i reagimit për:

- ✦ Truall të kategorisë C (i supozuar në mungesë të studimit gjeologo-inxhinierik)
- ✦ $PGA=0.272g$
- ✦ $S=1.15$ (në tabela jepen vlerat e rekomanduara nga EC8)
- ✦ $T_B(s)=0.2$ sek
- ✦ $T_C(s)=0.60$ sek
- ✦ $T_D(s)=2.00$ sek

dhe bazuar në shprehjet e përcaktuara në Eurokodin 8, EN 1998-1, 3.2.2.2 [16], të referuara në studimin sizmik si “formulat (3-6)”.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2.5 - 1) \right] \quad (4.9)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \quad (4.10)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (4.11)$$

$$T_D \leq T \leq 4.0s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2.5 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \quad (4.12)$$

Tab. 7: Vlerat e parametrave që përshkruajnë Spektrin Elastik të Tipit 1

TYPE 1				
Ground type	<i>S</i>	<i>T_B(s)</i>	<i>T_C(s)</i>	<i>T_D(s)</i>
<i>A</i>	1,00	0,15	0,40	2,00
<i>B</i>	1,20	0,15	0,50	2,00
<i>C</i>	1,15	0,20	0,60	2,00
<i>D</i>	1,35	0,20	0,80	2,00
<i>E</i>	1,40	0,15	0,50	2,00

Tab. 8: Vlerat e parametrave që përshkruajnë Spektrin Elastik të Tipit 2

TYPE 2				
Ground type	<i>S</i>	<i>T_B(s)</i>	<i>T_C(s)</i>	<i>T_D(s)</i>
<i>A</i>	1,00	0,05	0,25	1,20
<i>B</i>	1,35	0,05	0,25	1,20
<i>C</i>	1,50	0,10	0,25	1,20
<i>D</i>	1,80	0,10	0,30	1,20
<i>E</i>	1,60	0,05	0,25	1,20

Nga parametrat e pranuar referuar veprimt sizmik, vërehet se kemi të bëjmë me spektër reagimi të Tipit I (Magnitudë $M = (5.5 \div 7.0)$ sipas shkallës Richter).

4.12.2 Spektri i projektimit

Spektri i projektimit do të ndërtohet bazuar në shprehjet e përcaktuara në Eurokodin 8, EN 1998-1, 3.2.2.5 [17].

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (4.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \quad (4.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (4.16)$$

Në këto shprehje, parametri “q” shpreh të ashtuquajturin “faktor të sjelljes” së strukturës, apo “duktilitetin e strukturës”. Ky faktor do të merret **q=3.30**. Për të kapur efektet të cilat janë karakteristike për tërmetet e Tipit II, me magnitudë nën M=5.5, janë konsideruar të dy Tipet e cilësuar në [17] dhe mbështjellëset paraqiten në grafikun e mëposhtëm.

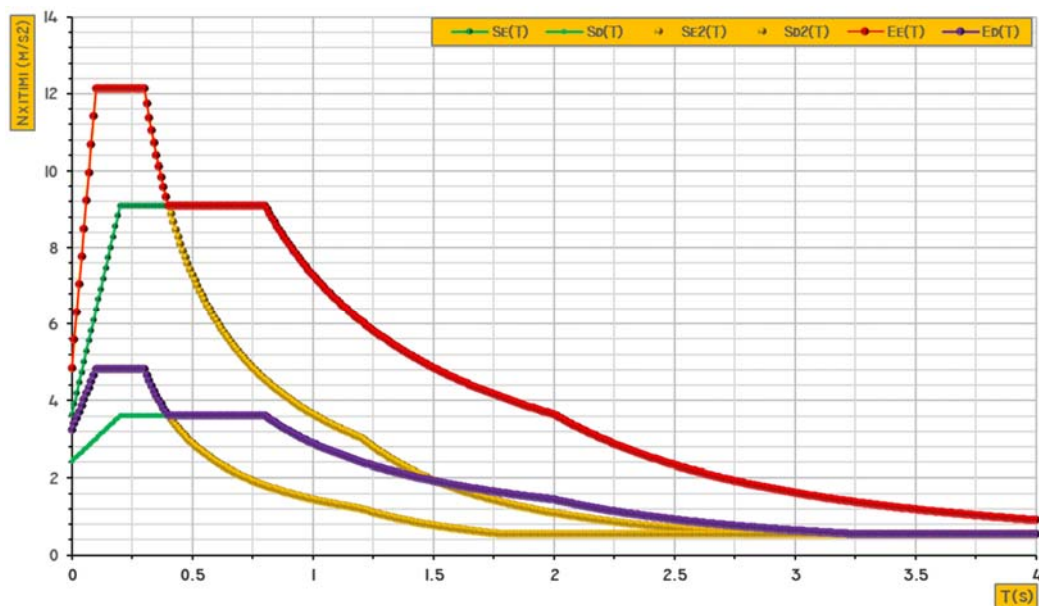


Fig. 13: Spektri Elastik dhe Spektri i Projektimit - q=3.30

4.13 KOMPONENTET E VEPRIMIT SIZMIK

4.13.1 Komponentet horizontale të veprimit sizmik

Në përgjithësi komponentet horizontale të veprimit sizmik do të konsiderohen që veprojnë në mënyrë të njëkohëshme. Kombinimi i komponenteve horizontale të veprimit sizmik mund të merret parasysh si vijon:

- Reagimi strukturor ndaj secilit komponent, duhet të vlerësohet në mënyrë të veçantë (me vehte), duke zbatuar rregullat e kombinimit për reagimet modale.
- Vlera maksimale e çdo efekti në strukturë për shkak të të dy komponenteve horizontale të veprimit sizmik, mund të vlerësohet më tej, nëpërmjet rrënjës katrore të shumës së katrorëve (SRSS-Sum Root of the Sum Squares) të vlerave të efektit për shkak të secilës komponente horizontale.
- Për vlerësimin e vlerave të njëkohëshme të mundshme (probabël) të efekteve nga më shumë se një veprim, për shkak të të dy komponenteve horizontale të veprimit sizmik, mund të përdoren modele më të saktë.

Si alternativë, kundrejt vlerësimeve b) dhe c), efektet e veprimit për shkak të kombinimit të komponenteve horizontale të veprimit sizmik mund të llogariten duke përdorur kombinimet vijuese:

$$E_{Edx} + 0.3 \cdot E_{Edy}$$

$$0.3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy}$$

E_{Edx} --- efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit të zgjedhur horizontal x të strukturës; (4.17)

E_{Edy} --- efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas aksit horizontal ortogonal y të strukturës.

me “+” --- duhet nënkuptuar “të kombinohet me”.

Nëse për drejtime të ndryshme horizontale, sistemi strukturor ose klasifikimi i rregullsisë së strukturës në lartësi është i ndryshëm, vlera e faktorit të sjelljes “q” mund të jetë gjithashtu e ndryshme. Shenja e secilit komponent në kombinimet e mësipërme, duhet të merret e tillë që t’i përgjigjet rastit më të pafavorshëm për efektin e veprimit që shqyrtohet. Do të duhej që, kur përdoret analiza statike jo-lineare (“pushover”) dhe aplikohet një model hapësinor, të aplikohen rregullat e mësipërme, duke konsideruar si “ E_{Edx} ” forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes objektive (“target”) në drejtimin x dhe si “ E_{Edy} ” forcat dhe deformimet për shkak të aplikimit të zhvendosjes objektive (“target”) në drejtimin y. Forcat inerciale që rezultojnë nga kombinimi, duhet të mos kapërcejnë kapacitetet (aftësitë mbajtëse) korresponduese (**nuk është përdorur analize jo-lineare për projektimin e strukturës**).

Kur përdoret analiza jo-lineare kohore (“time-history”) dhe përdoret një model hapësinor i strukturës, duhet të merren akselogramat që veprojnë në mënyrë të njëkohëshme në të dy drejtimet horizontale. (**nuk është përdorur analizë jo-lineare kohore për projektimin e strukturës**).

Për strukturat që kënaqin kriteret e rregullsisë në plan dhe në të cilat muret, apo sisteme të pavarur kontraventues janë të vetmit elementë primarë sizmikë në të dy drejtimet

kryesore horizontale, veprimi sizmik mund të supozohet se vepron i veçuar (me vakte) dhe pa kombinimet e mësipërme, sipas të dy akseve kryesore ortogonale horizontale të strukturës.

4.13.2 Komponentja vertikale e veprimit sizmik “ a_{vg} ”

Nëse madhësia “ a_{vg} ” është më e madhe se $0,25g$ ($\approx 2,5m/s^2$), do të duhej që komponentja vertikale e veprimit sizmik EN 1998-1, 3.2.2.3 [17], të merret parasysh në rastet e mëposhtme:

- ✦ për elementët strukturorë horizontalë, ose afërsisht horizontalë, që kanë një hapësirë drite (gjatësi) 20m dhe më tepër;
- ✦ për komponentët horizontale ose afërsisht horizontalë të paranderur;
- ✦ për trarët që mbajnë kolona;
- ✦ në strukturat me izolim në bazë (“base-isolated structures”).

Analiza për përcaktimin e efekteve të komponentes vertikale të veprimit sizmik, mund të bazohet në një model pjesor të strukturës, i cili përfshin elementet mbi të cilët supozohet se vepron komponentja vertikale (p.sh ata të listuar në pikat e mësipërme) dhe që merr parasysh ngurtësinë e elementëve fqinjë. Efektet e komponentes vertikale janë të nevojshme të merren parasysh vetëm për elementët në shqyrtim (p.sh ata të listuar në pikat e mësipërme) si dhe për elementët apo strukturat mbajtëse të tyre të lidhur drejtëpërdrejtë me ‘ta. Nëse komponentet horizontale të veprimit sizmik janë gjithashtu të rëndësishme për këta elementë, mund të bëhet një shtrirje e aplikimit të pranuar me sipër, për të tre komponentet e veprimit sizmik, në mënyrë alternative, që të tre kombinimet vijuese mund të përdoren për llogaritjen e efekteve të veprimit:

$$\begin{aligned} E_{Edx} + 0.3 \cdot E_{Edy} + 0.3 \cdot E_{Edz} \\ 0.3 \cdot E_{Edx} + E_{Edy} + 0.3 \cdot E_{Edz} \\ 0.3 \cdot E_{Edx} + 0.3 \cdot E_{Edy} + E_{Edz} \end{aligned} \quad (4.18)$$

E_{Edz} --- efektet e veprimit për shkak të aplikimit të veprimit sizmik sipas drejtimit të zgjedhur vertikal z të strukture;

Nëse përdoret analiza statike jo-lineare (“Pushover”), komponentja vertikale e veprimit sizmik mund të mos përfillet.

4.14 MASA E STRUKTURËS

Masat në strukturë dhe “të hedhura” në model, duhet të përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4 [17].

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

$G_{k,i}$ --- vlera karakteristike e ngarkesës së perhereshme të i-te,

$Q_{k,i}$ --- vlera karakteristike e ngarkesës së perkoheshme të i-te,

$\psi_{E,i} = \varphi \cdot \psi_{2,i}$ --- koeficienti i kombinimit për ngarkesën e perkoheshme të i-te.

Koeficientët e kombinimit marrin në konsideratë mundësinë që ngarkesat e perkohëshme $Q_{k,i}$ të mos veprojnë në të gjithë strukturën gjatë veprimit sizmik. Këta koeficientë konsiderojnë gjithashtu faktin e reduktimit të pjesëmarrjes së masave në lëkundjet e strukturës për shkak të lidhjes jo-rigjide midis tyre.

Në rastin e strukturës, katet janë konsideruar të pavarur nga njëri-tjetri, dhe konkretisht është punuar me kategoritë A, C1 dhe D1.

Tab. 9: Vlerat e koeficientit $\psi_{2,i}$

VEPRIMI	KATEGORIA	PERDORIMI SPECIFIK	ψ_2
MBINGARKESA	A	Ambjente banimi dhe rezidenciale	0.3
	B	Zyra	0.3
	C	Ambjente kongresesh	0.6
	D	Ambjente tregetimi	0.6
	E	Magazina	0.8
NGARKESA TE TRAFIKUT	F	Pesha e automjeteve < 30kN	0.6
	G	30kN < Pesha e automjeteve < 60kN	0.3
	H	Çatite	0
DEBORA	---	-----	0.0
ERA	---	-----	0.0
TEMPERATURA	---	-----	0.0

Tab. 10: Vlerat e koeficientit φ

TIPI I VEPRIMIT TE NDRYSHUESHEM	KATI	φ
KATEGORITE A-C	Mbulesa (çatia, tarraca)	1,0
	Kate me ngarkime te ndervarura nga njera-tjetra	0,8
	Kate me ngarkime te pavarura nga njera-tjetra	0,5
KATEGORITE D-F dhe arkivat		1,0

4.15 KOMBINIMET E NGARKESAVE/ VEPRIMEVE

Kombinimi i ngarkesave/veprimeve nënkupton parimisht kombinimin e efekteve të ngarkesave/veprimeve në strukturë. Në rastin konkret, kemi këto raste të ngarkimit të strukturës:

- ➔ ngarkesa të përherëshme (pesha vetjake e elementëve të strukturës, pesha e shtresave, pesha e muraturës, presioni anësor i mbushjes); (D - Dead);
- ➔ ngarkesa e përkohëshme (L -Live);
- ➔ veprimi sizmik (S - SPECTRA).

Struktura është llogaritur për këto kombinime:

- ➔ **Kombinimi 1** **1.35D + 1.50P**
- ➔ **Kombinimi 2** **1.0D + 0.3P + 1.0SPECTRAX + 0.3SPECTRAY**
- ➔ **Kombinimi 3** **1.0D + 0.3P + 0.3SPECTRAX + 1.0SPECTRAY**
- ➔ **Kombinimi 4** **1.0D + 1.0P**
- ➔ **Kombinimi 5** **1.0D + 1.0SPECTRAX + 0.3SPECTRAY**
- ➔ **Kombinimi 6** **1.0D + 0.3SPECTRAX + 1.0SPECTRAY**

Me forcat e brendshme që kanë rezultuar me të pafavorshme, është bërë llogaritja e çdo elementi strukturor për gjendjen e fundme kufitare dhe për gjendjen kufitare të shërbimit/shërbyeshmërisë.

4.16 MODELIMI I STRUKTURËS

Modeli i strukturës është ndërtuar bazuar në këto parime:

- Modeli i strukturës, EN 1998-1, 4.3 [17], duhet të përfaqësojë shpërndarjen e shtangësisë dhe masës në mënyrë të tillë që të merren në konsideratë të gjitha deformimet dhe forcat e inercisë me vlera domethënëse, që lindin gjatë veprimit sizmik. Në rastin e analizave jo-lineare, modeli duhet të paraqesë në mënyrë të përshtatshme edhe shpërndarjen e rezistencave (aftësive mbajtëse të elementëve strukturorë).
- Modeli duhet të marrë gjithashtu në konsideratë edhe ndikimin e nyjeve tra-kolonë në reagimin e strukturës. Elementët jo-strukturorë që mund të influencojnë reagimin e elementëve parësorë sizmike të strukturës, duhet të paraqiten dhe trajtohen me kujdes.
- Në përgjithësi, struktura mund të konceptohet e përbërë nga një numër i caktuar sistemesh rezistues ndaj ngarkesave peshë dhe forcave anësore, të lidhur midis tyre nga diafragma horizontale.
- Në rastet kur soleta mund të konsiderohet si diafragmë horizontale (një soletë konsiderohet si diafragmë atëherë kur pasi modelohet me shtangësinë reale të saj në plan, deformimet/zhvendosjet horizontale që ajo pëson, nuk i kalojnë më shumë se në masën 10% ato të një diafragme ideale, lidhur me rastin e veprimit sizmik), masat dhe momentet e inercisë të çdo kati mund të përqëndrohen në qendrën e gravitetit të saj.
- Për strukturat e rregullta në plan, analiza mund të thjeshtohet duke përdorur dy modele planare, një për çdo drejtim (nuk është rasti i strukturës së projektuar).
- Në mungesë të një analize më të detajuar të plasaritjes së elementëve strukturorë, shtangësia e tyre lidhur me përkuljen dhe prerjen, duhet të merren të shumtën sa gjysma e shtangësisë referuar elementëve të pa-plasarit. Përgjithësisht kjo vlerë, në parim varet edhe nga natyra dhe vlera e forcës aksiale (shiko paragrafin vijues).
- Shtangësia e mureve mbushës që ndikojnë në mënyrë të theksuar në shtangësinë totale të strukturës, duhet të merret në konsideratë në model.
- Deformueshmëria e themeleve duhet të merret në konsideratë në model.
- Masat në strukturë dhe të hedhura në model, duhet të përcaktohen në bazë të ngarkesave peshë duke u bazuar tek kombinimi i përcaktuar në pikën EN 1998-1, 3.2.4 [17].
- Rekomandohet të merret në konsideratë edhe jashtëqendërsia aksidentale $e_{ai}=\pm 0.05L_i$.

4.17 ANALIZA E STRUKTURËS

Analizat mund të jenë lineare ose jo-lineare. Të gjitha analizat mund të jenë lineare dhe vetëm analizat statike dhe analizat që paraqiten në funksion të kohës mund të jenë jo-lineare. Ndryshimi midis këtyre analizave është shumë i rëndësishëm. Kështu, gjatë analizës:

➔ Lineare

- ➔ Analiza fillon me strukturë në gjendje të pasforcuar (ajo nuk përmban ngarkesa nga analiza të tjera të kryera më parë, megjithëse mund të përdorë ngurtësinë pas një analize të para-kryer jo-lineare).
- ➔ Karakteristikat e strukturës si rezistenca, ngurtësia, shuarja, etj., qëndrojnë konstante;
- ➔ Të gjitha zhvendosjet, sforcimet, reaksionet, etj., janë në përpjestim të drejtë me amplitudën e ngarkesave të aplikuara - rezultatet e analizave të ndryshme lineare mund të superpozohen.

➔ Jo-lineare

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

Analizat lineare me të “zakonshme” janë:

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

Analizat jo-lineare me të “zakonshme” janë:

- ➔ Analizat statike jo-lineare (nonlinear static analysis)
- ➔ Analizat jo-lineare të paraqitura si funksione kohore (nonlinear time-history analysis).

Analiza e kryer për modelin e strukturës është një analize modale e kombinuar me atë të spektrit të reagimit. Për kryerjen e analizës është përdorur programi llogaritës bazuar në elementët e fundëm dhe njëkohësisht janë kryer verifikime me anë të procedurave të bazuar në kodet e projektimit.

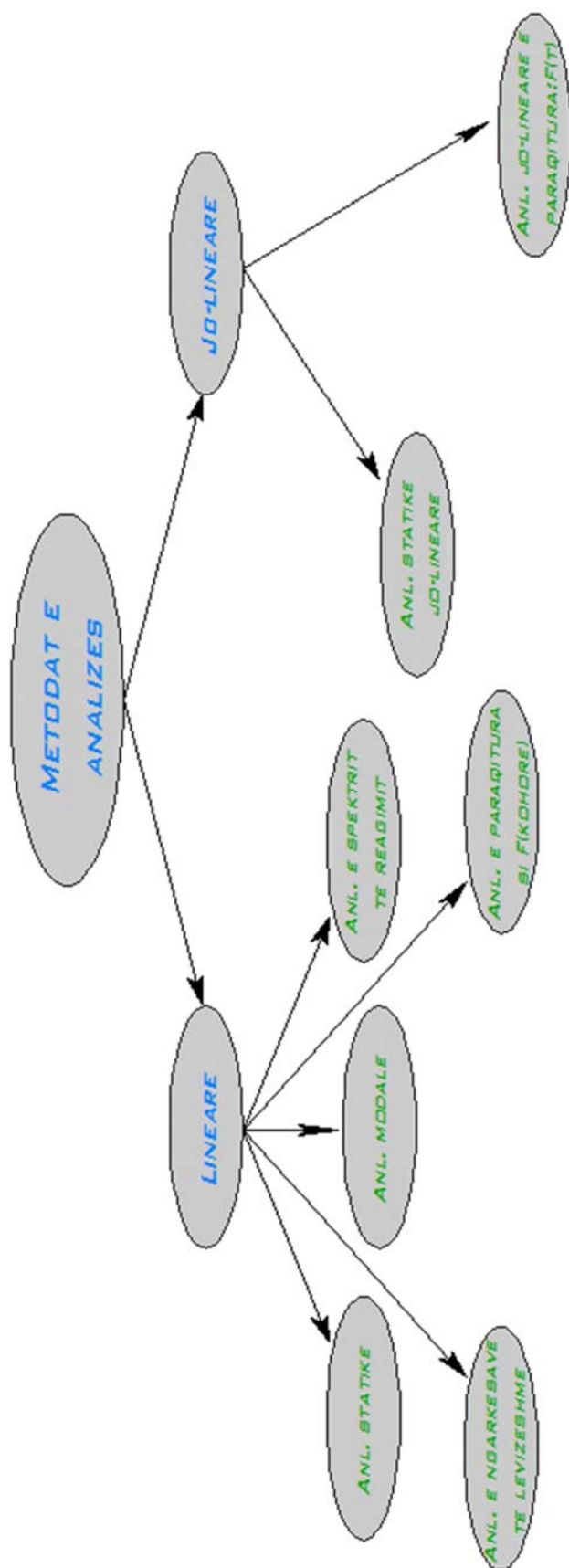


Fig. 14: Metodatat e analizës së strukturave

5. REFERENCA

1. 2021. Projekti arkitektonik – Qendra Rinore, Bashkia Berat, Shqipëri.
2. Filaj E., 2021. Projekti strukturor – Qendra Rinore, Bashkia Berat, Shqipëri.
3. Ministria e Brendshme (Konsulenti UTS-01 sh.p.k), 2012. Projekti AL-DRMAP: Përballimi dhe zbutja e rrezikut nga fatkeqësitë. Komponenti 3: Rishikimi dhe përmirësimi i Kodeve të Ndërtimit në Shqipëri - Udhëzues Kombëtar: Procesi i adoptimit të Eurokodeve Strukturore në Shqipëri. Tiranë, Shqipëri.
4. Aliaj Sh., Koçiu S., Muço B., E. Sulstarova, 2010. Sizmiciteti, Sizmotektonika dhe Vlerësimi i Rrezikut Sizmik në Shqipëri. Tiranë, Shqipëri.
5. Ministria e Ndërtimit, 1978. Kushte Teknike të Projektimit. Libri I (KTP-1, 2, 3, 4, 5-1978). Shtëpia Botuese "8 Nëntori". Tiranë, Shqipëri.
6. Ministria e Ndërtimit, 1978. Kushte Teknike të Projektimit. Libri II (KTP-6, 7, 8, 9-1978). Shtëpia Botuese "8 Nëntori". Tiranë, Shqipëri.
7. Ministria e Ndërtimit, 1978. Kushte Teknike të Projektimit. Libri III (KTP-10-1978). Shtëpia Botuese "8 Nëntori". Tiranë, Shqipëri.
8. Akademia e Shkencave, Ministria e Ndërtimit. 1989. Kusht Teknik Projektimi për ndërtimet antisizmike KTP-N.2-89. Tiranë, Shqipëri.
9. CEN, 2006. EN 1990, Eurocode: Basis of structural design. Brussels, Belgium.
10. CEN, 2006. EN 1991, Eurocode 1: Actions on structures. Brussels, Belgium.
11. CEN, 2006. EN 1992, Eurocode 2: Design of concrete structures. Brussels, Belgium.
12. CEN, 2006. EN 1993, Eurocode 3: Design of steel structures. Brussels, Belgium.
13. CEN, 2006. EN 1994, Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures. Brussels, Belgium.
14. CEN, 2006. EN 1995, Eurocode 5: Design of timber structures. Brussels, Belgium.
15. CEN, 2006. EN 1996, Eurocode 6: Design of masonry structures. Brussels, Belgium.
16. CEN, 2006. EN 1997, Eurocode 7: Geotechnical design. Brussels, Belgium.
17. CEN, 2006. EN 1998, Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance. Brussels, Belgium.
18. Filaj E., 2017. Studim mbi Parametrat e Përcaktuar Kombëtarë për konstruksionet e çelikut sipas Eurokodeve. Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit, Universiteti Politeknik i Tiranës, Tiranë, Shqipëri.
19. Filaj E., 2013. Studimi i ndikimit të parregullsive strukturore në reagimin e strukturave beton-arme. Shkolla e Doktoraturës në Inxhinieri Ndërtimi, Hidroteknikë dhe Mjedis, Fakulteti i Inxhinierisë së Ndërtimit, Universiteti Politeknik i Tiranës, Tiranë, Shqipëri.
20. Pojani. N., 2003. Inxhinieria Sizmike. Shtëpia Botuese Toena, Tiranë, Shqipëri.
21. Paulay T., Priestley M.J.N., 1992. Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Building. New York, U.S.A.