

Korrik  
2019

# RELACION TEKNIK AKT EKSPERTIZE

AKT EKSPERTIZE MBI GJENDJEN E OBJEKTIT DHE E STRUKTURES SE SAJ ;“ISH HOTELI I UZINES SE FERROKROMIT 5KT“ BASHIKA MAT



**STUDIO “DERBI-E”**

Ing. Konstruktor: BEXHET DEDJA

K. 1184/3

Ing. Konstruktor: ALBAN QINAMI

K. 1218/2



## RELACION TEKNIK

### Akt ekspertize mbi qendrushmerine e objektit 5KT (Ish Hoteli i Uzines se Ferrokromit) Burrel

#### 1. PERSHKRIMI I PERGJITHSHEM I OBJEKTIT

**Emertimi i objektit:** “STRUKTURE 5 KAT”,Burrel

**Porosites:** BASHKIA MAT  
**BURREL**

**Destinacioni :** GODINE BANIMI

**Konstruktore:** Ing. Kons. Bexhet Dedja ,Ing Alban Qinami – “Derbi E” sh.p.k

#### 2. KODET DHE REFERENCAT KU ESHTË MBESHTETUR AKT EKSPERTIZA

“Kusht Teknik Projektimi per Ndertimet Antisizmike KTP-N.2-89”  
(AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)

“Kushte teknike te projektimit”, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)

“Eurocode 2 : Design of Concrete Structures FINAL DRAFT prEN 1992-1-2”, December 2003)

“Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance FINAL DRAFT prEN 1998-1”,  
December 2003).

“Principles of Foundation Engineering”, Pws-Kent Publishing Company, Boston 1984 (Braja M  
Das)

“Foundation Analysis and Design”, McGraw-Hill1991 (Josepf E. Bowles)

“Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models” PTR Prentice Hall 1994 (John  
P. Wolf)

“Soil-Structure Interaction Foundation Vibrations ”, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges  
Sieffert)

“Geotechnical Earthquake Engineering” Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)

“Reinforced Concrete Structures”, John Wiley & Sons. 1975 ( R. Park and T.Paulay)

“Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings ” John Wiley & Sons 1992 (T.  
Paulay & M.J.N. Priestley)

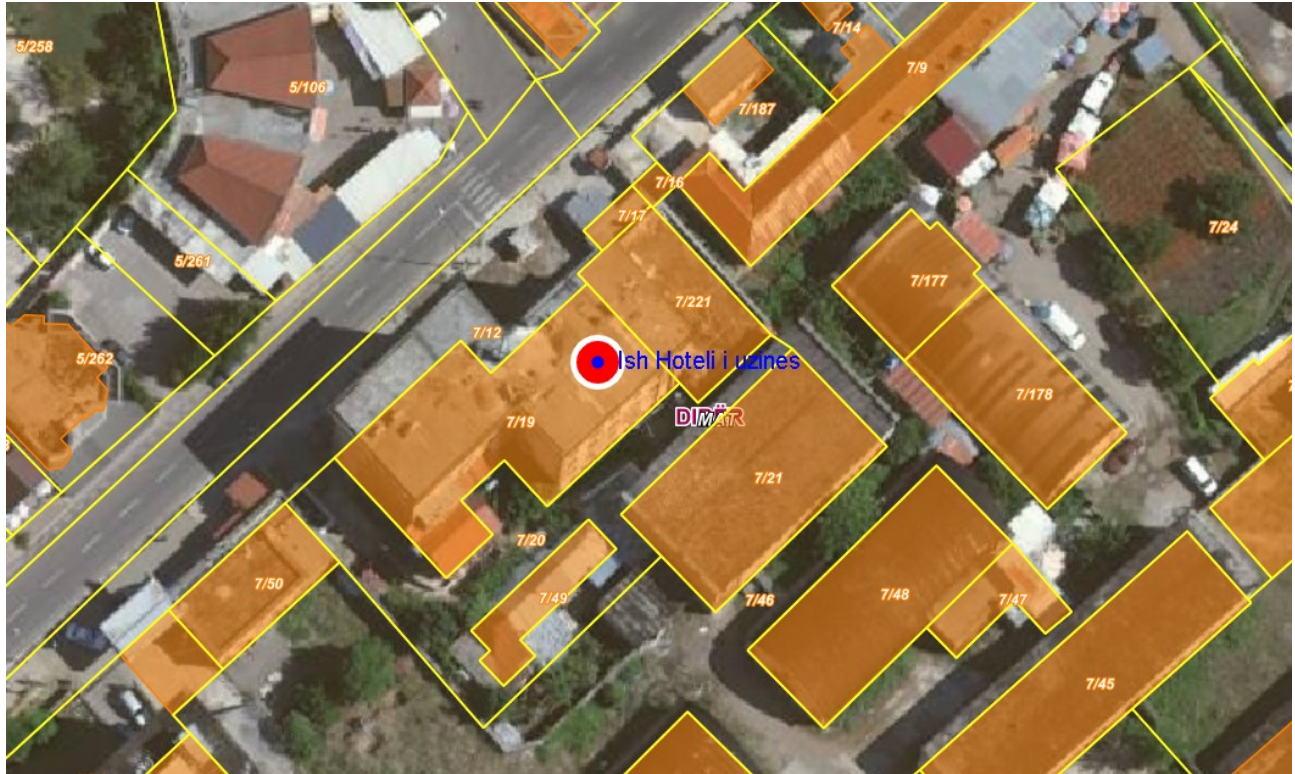
“Earthquake-Resistant Concrete Structures”, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas J.  
Kappos).

“Reinforced Concrete Mechanics and Design”, Third Edition, Prentice Hall, (James G.  
MacGregor).



### 3. GJENDJA E NDERTESES DHE MATERIALET E PERDORURA

Hoteli i punëtorëve të ish-Uzinës së Ferrokromit Komsi është ndërtuar rreth viteve 1976-1978 për akomodimin e punëtorëve që punonin në uzinë. Ky hotel është një godinë pesë katëshe, me një sipërfaqe trualli prej 570 m<sup>2</sup>, me vendndodhje në lagjen "Pjetër Budi", e regjistruar në ZVRPP, Burrel, me numër pasurie 7/19, zona kadastrale Nr. 1326, indeks harte BU-G-4, Nr. 16, Vol, faqe 228.



Me prishjen e uzinës pas viteve 1992, e në vazhdim, në ambjentet e hotelit janë akomoduar në mënyrë të paligjshme banorë të zonës, të cilët i kthyen këto dhoma në banesa, pa marrë leje në asnjë institucion përkatës duke bërë shtesa dhe ndërhyrje në strukturën e ndërtesës.

Të dhënat që janë përdorur për llogaritjen e rikonstruksionit janë marrë nga matjet në vend si dhe nga të dhënat që dispon Bashkia Mat, sepse në Arkivin Qëndror Teknik të Ndërtimit nuk ka material për projektin fillestar të godinës.

Banesa (ish-Hoteli), ndodhet në një lagje urbane, e cila është e kompletuar me shërbimet e nevojshme për jetesë.

Objekti i sipërcituar është ndërtuar në vitet 1976-1980 dhe funksioni i saj ka qënë hotel për punëtorët e Uzinës së Ferrokromit, Burrel. Përbëhet nga një godinë 5-katëshe dhe një pjesë tjetër 1-katëshe, e cila ka shërbyer si mensë (mensa nuk është pjesë e këtij raporti). Aty banojnë aktualisht rreth 50 familje (sipas konsatimit të bërë në vënd nga komisioni) në kushte të vështira ekonomike dhe sociale.

Konstruksioni mbajtës i godinës është realizuar nga:

- Mure mbajtes vertikale tulle me trashësi 38 cm kati i pare dhe i dyte dhe 25 cm kati i trete ,kater dhe peste.
- Soleta jane beton arme si te kateve dhe taraca e godines.
- Shkallë prej betoni.

I gjithë objekti është suvatuar nga jashtë dhe nga brenda dhe dyshemetë janë të shtruara me pllaka cemento. Lartësia e katit është H=3.0 m.

Pas viteve 1992, e gjithë godina e hotelit është zënë nga banorë, duke e humbur funksionin e saj dhe duke e kthyer në apartamente banimi. Për rrjedhojë gjatë këtyre 30 viteve, banorët që kanë jetuar e që vazhdojnë të jetojnë aty i kanë përshtatur këto dhoma hoteli në ambiente për të jetuar duke bërë ndërhyrje të shumta në strukturën mbajtëse të godinës. Aktualisht objekti është i

AKT EKSPERTIZE PER QENDRUESHMERINE E OBJEKTIT "STRUKTURE 5 KAT RRUGA "KUVENDI I DUKAGJINIT",  
BURREL

amortizuar në strukturë, suvatime, dysheme si dhe instalime. Në faqet e mureve të jashtme dhe të brendshme evidentohen lagështirë dhe hidroizolimi i taracës është amortizuar. Shih foto







Është bërë çarja e mureve të jashtme për kalimin e tubacioneve të ujit të pijshëm si dhe të tubacioneve për nyjet hidrosanitare. Janë bërë shtesa në muret mbajtëse të jashtme, duke i kthyer ato në ballkone, banjo apo dhe dhoma gatimi. Në muret e brendshme janë hapur sipërfaqe për krijimin e dymave si dhe janë shtuar mure të tjerë të brendshëm për ndarjen e dhomave sipas nevojave të banorëve.

Më poshtë po rendisim disa nga vështirësitë teknike për realizimin e rikonstruksionit bazuar në specifikat ndërtimore dhe gjendjes aktuale të tij:

- Meqënëse ky është një objekt me strukturë me mure mbajtëse dhe si i tillë vështirëson ndërhyrjet në muraturë për të krijuar hapësira të reja me përmasa të ndryshme nga ato ekzistuese.
- Në objekt mungojnë ballkonet dhe krijimi i tyre është shumë i vështirë, vetëm në qoftë se do ndërtohen nga themeli.

- Tualetet fillimisht kanë qënë të përbashkëta dhe të vendosura në të dy skajet e objektit. Banorët me kthimin e dhomave në apartamente, kanë ndërtuar brënda tyre tualete, duke shtruar tubacione dhe prishur shtresat e soletës. Realizimi i nyjeve të reja higjienosanitare do të hasi vështirësi në përshtatjen e hapësirës në plan dhe në realizimin e rrjeteve të instalimit.
- Meqënëse tualetet kanë qënë të vendosura në dy skajet e objektit, rrjedhimisht dhe tubacionet e ujit të pijshëm ishin të instaluar vetëm atje. Me krijimin e apartamentve, çdo banor ka shtruar tubacione, duke bërë çarje në strukturë dhe në soletat e kateve.
- Nëse ky objekt rikonstruktohet gjithashtu duhet parashikuar një ambient teknik për transformatorin e energjisë dhe një ambient depo uji me imjantet përkatëse (përfshirë masat e mbrojtjes nga zjarri).

#### 4. ANALIZA DHE LLOGARITJA KOMPJUTERIKE

Per kryerjen e analizës së strukturës sic u shprehem dhe me sipër jemi bazuar në të dhënat e mara nga Bashkia Mat dhe verifikimet vizuale në vend.

Verifikimet në vend kanë të bëjnë me matjen e objektit, marrjen e permasave të mureve mbajtëse, ndarëse, trareve soletave etj. Matjen me instrumenta matës të marrjes së betonit (Goditje me cekic).

**Analiza statike** dhe dinamike për të përcaktuar reagimin e strukturës ndaj tipeve të ndryshme të ngarkimit të strukturës do të kryhet me programin **Sta4CAD V 11.0**.

Modelimi i strukturës në teresi dhe i çdo elementi bëhet mbi bazën e metodës së elementeve të fundem (Finite Element Metode - FEM).

**Analiza dinamike** ka në bazën e saj analizen modale me **metoden e spektrit të reagimit**. Ngarkesat dinamike, (sizmike) të llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen në vendin e masave të përqendruara. Si baza për metoden e llogaritjeve dinamike me metoden e spektrit të reagimit shërben **analiza e vlerave të veta dhe e vektoreve të vete**. Me anë të kësaj metode përcaktohen format e lëkundjeve vetjake dhe frekuencat e lëkundjeve të lira. **Vlerat dhe vektorët e vete** japin pa dyshim një pasqyrë të qartë dhe të plotë për përcaktimin e sjelljes së strukturës nën veprimin e ngarkesave dinamike. Programi **Sta4CAD** automatikisht kërkon modet me frekuencë rrethore me të ulëta (perioada me të larta) – *shiko piken 8* – si me kontribues në thithjen e ngarkesave sizmike nga struktura. Numri maksimal i modeve të kërkuara nga programi është kushtëzuar nga vete konstruktori në  $n=9$  mode, ndërkohe që masat e kateve të këtij objekti janë konsideruar me tre shkallë lirie, nga të cilat 2 rrotulloese dhe një translative sipas planit të vete soletës. Frekuenca ciklike  $f$  (cikle/sec), frekuenca rrethore  $\omega$  (rad/sec) dhe perioda  $T$  (sec) janë lidhur midis tyre nëpërmjet relacioneve:  $T=1/f$  dhe  $f=\omega/2\pi$ . Si rezultat i analizës merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet  $\sigma$  në çdo elemente të strukturës. Analiza me metoden e spektrit të reagimit është kryer duke përdorur superpozimin modal. (Sipas Wilson & Buton 1982).

**Analiza Gjeometrike** ka në bazën e saj, konstruimin gjeometrik të elementeve përberës të strukturës, në planimetri dhe në lartësi.

#### 5. NGARKESAT LLOGARITËSE

##### 5.1 Ngarkesat e perhershme (**Dead Loads-DL**)

Në ngarkesat e perhershme hyjnë: Pësha e pjesëve të perhershme të godinave ose veprave, duke përfshirë edhe pjesën e konstruksioneve mbajtëse, veshese, mbushëse dhe ndarëse; pësha dhe presioni i dherave (mbushjet), presionet malore, veprimi i parandërjes në konstruksionet, pësha e disa pjesëve të godinave ose veprave, pozicioni i të cilave gjatë procesit të shfrytëzimit, mund të pesojë ndryshim (psh muret ndarëse që mbajnë vetëm peshën e vet). Në ngarkesat e perhershme janë përfshirë: Pësha vetjake e gjithë elementeve mbajtës të strukturës beton arme (themele, trare,

kolona, pesha vetjake e soletave, shtresave te dyshemese, muret ndares vetembajtes me tulla me bira, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj).

Ngarkesat e normuara qe jane marre ne konsiderate per strukturen e mesiperme jane paraqitur ne tabelen e meposhtme:

DEAD LOADS					
Concrete specific gravity:	25.00	kN/m <sup>3</sup>	Stretcher wall weight:	2.10	kN/m <sup>2</sup>
Header wall weight:	3.60	kN/m <sup>2</sup>	Room tiling:	1.00	kN/m <sup>2</sup>
Slab coating:	1.00	kN/m <sup>2</sup>	Staircase tiling:	1.30	kN/m <sup>2</sup>
Soil specific gravity:	20.00	kN/m <sup>3</sup>	Miscelaneous dead load 1	0.00	

## 5.2 Ngarkesat e perkohshme (*Live Loads-LL*)

Ngarkesat e perkoheshme ndahen ne dy kategori:

### 1. Ngarkesa te perkoheshme me veprim te gjate:

Pesha e paisjeve te palevizshme, duke perfshire edhe peshen e mbushjes se tyre me material te ngurte ose te lengshem gjate kohes e shfrytezimit te vepres, ngarkesa ne nderkatet; veprimi per nje kohe te gjate i temperatures nga paisjet e palevizshme; pesha e shtreses se ujit mbi mbulesat e rrafsheta qe mbushen me uje, ngarkesat e perkoheshme ne godinat e banimit dhe shoqerore, ku mbizoteron pesha e pajisjeve ose ku ekziston mundesia e grumbullimit te shpeshte te njerezve, etj.

### 2. Ngarkesa e perkoheshme me veprim te shkurter:

Ngarkesat nga pajisjet e levizeshme ngritese-transportuese (si te teleferikut, vincave, etj), te cilat perdoren si gjate ndertimit, ashtu edhe gjate shfrytezimit te godinave dhe veprave; ngarkesat ne nderkate ne godinat e banimit ose shoqerore prej peshes se njerezve, mobiljeve dhe te pajisjeve te lehta, pesha e njerezve, detajeve, materialeve te rimontit ne zonat e sherbimit te paisjeve (te hyrjeve, te hapesirave dhe te te gjitha pjeseve te tjera qe jane te lira nga paisjet); ngarkesa e deboret; ngarkesa e eres; veprimet e temperatures klimaterike; etj.

Si ngarkesa te perkohshme ne strukture jane llogaritur ngarkesat e shfrytezimit te dyshemeve nderkateve, shkalleve, taracave etj, te cilat ne menyre te permbledhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme:

LIVE LOADS					
Residences floors:	3.00	kN/m <sup>2</sup>	Offices floors:	2.00	kN/m <sup>2</sup>
Balconies floors:	3.00	kN/m <sup>2</sup>	Staircases floors for residences:	3.00	kN/m <sup>2</sup>
Stores floors:	5.00	kN/m <sup>2</sup>	Staircases floors for stores:	5.00	kN/m <sup>2</sup>
Miscelaneous live load 1	0.00		Miscelaneous live load 2	0.00	

Ngarkesat e mesiperme jane nominale dhe varesi te kombinimit per te cilin do te kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato te perkohshme (LL) shumezohen me koeficientin perkates te sigurise, sipas kodeve (kushteve) perkatese te projektimit.

## 5.3 Ngarkesat me veprime te vecante: (*Other Loads-OL*)

Ne keto ngarkesa hyjne:

Veprimet sizmike; veprimet e uljeve te themeleve qe shkaktohen nga prishja e struktures se tokes, ngjeshja e tokave (ulja e mbushjeve), etj.

## 5.4 Ngarkesat sizmike: (*Earthquake Loads-EL*)

Ne perputhje me haten e termeteve, te sheshit pas ndertimit te vepres mbeshtetur ne te dhenat e pronarit dhe te zbatuesit te objektit, parametrat e marre ne llogaritje jane (sipas Eurokod 8):

Shpejtimi i truallit (PGA)	ag = 0.27g (8 balle, Kategoria II)
Kategoria e Truallit	II
Faktori i kategorizimit te tokes sipas llojit	S-1
Koeficienti i sjelljes se struktures	q=7
Koeficienti i rendesise	$\gamma_r=1.5$
Koeficienti i shuarjes	$\zeta=5\%$
Faktori i korrjgimit te shuarjes	$\eta=1$
Faktori i themeleve	$\beta=2.5$
Objekt i rregullt ne lartesi	Kr=1

SEISMIC PARAMETERS			
Earthquake Risk Zone:	0.22	Building Importance Factor:	1.00
Seismic Behaviour Factor (q):	3.50	Foundation Factor:	1.00
Spectral period (T1):	0.20	Spectral Period (T2):	0.80
Critical Damping Factor:	0.05	Spectral Amplification Factor:	2.50

Le te japim disa nocione (supozime) mbi bazat teorike te llogaritjes se ndertesave per qendrueshmeri ndaj veprimit sizmik.

- Forma sizmike vleresohet ne ball sipas ndarjes se sistemit 12 ballesh.
- Forca sizmike ka drejtim te cfare doshem ne hapesire por gjate llogaritjes forca sizmike merret sikur vepron horizontalisht.
- Ne llogaritjet e qendrueshmerise se ndertimeve ndaj forcave sizmike nuk merret parasysh: ndikimi i veprimit dinamik te paisjeve.
- Ngarkesa horizontale sizmike  $S_k$  ku sipas skemes se llogaritjes se ndertimit eshte perqendruar masa  $Q_k$  percaktohet me formulen:

$$S_k = Q_k \cdot K_c \cdot \beta \cdot m_k$$

ku:

$Q_k$ : ngarkesa vertikale qe shkakton forcen e inercise e perbere nga pesha e vete konstruksionit, pesha e perkoheshme si ngarkesa e debores, etj. Per percaktimin e  $Q_k$  pesha e elementeve te ndertimit merret sipas ngarkesave te normuara, kurse ngarkesat e perkoheshme merren te plota.

$K_c$ : koeficienti sizmik merret:

per 7 balle 1/40,  
per 8 balle 1/20,  
per 9 balle 1/10.

$\beta$ : koeficienti dinamik qe varet nga perioda e lekundjeve te lira te objektit dhe percaktohet nga formula:

$$\beta = \frac{0.9}{T}$$

ku T eshte perioda e lekundjeve te lira dhe ka vleren nga 0.6 – 3.

Persa i perket karakteristikave te ndertesave, ndertesa tip rame prej betoni te armuar me mure mbushes, ne rastin kur gjate llogaritjeve merret parasysh bashkeveprimi rame-mur, formulat e llogaritjes se perodes se tonit te pare te lekundjeve vetiake percaktohet me formulen:



$$T_1 = \frac{0.09 \cdot h}{\sqrt{b}}$$

ku: h: lartesia e ndertesave; b: permasa planimetrike e ndertesave sipas drejtimit te llogaritjes.

$m_k$ : koeficienti qe varet nga forma e deformacionit te konstruksionit gjate lekundjeve te lira te tij si dhe pozicioni i vendosjes se peshes  $Q_k$ .

- Per llogaritjet e ndertesave te zakonshme (industriale dhe shoqerore), merret parasysh vetem forma e pare e lekundjeve te lira.
- Ballkonet, strehat mbi portet, ne mase te pakonsiderueshme ne krahasim me ndertesave, llogariten sikur forcat sizmike te veprojne vertikalisht, duke marre produktin e koeficenteve  $\beta$  te barabarte me 5.

Detajimi i llogaritjes se ngarkeses sizmike sipas parafrimeve te mesiperme bazuar ne KTP. – N.2 – 89:

Per llogaritjen e ndertesave dhe veprave te ndryshme inxhinierike me metoden e spektrit te reagimit, ne rastin e veprimeve sizmike horizontale, vlerat llogaritesore (te projektimit) te spektrit te reagimit te shpejtimeve  $E_{ki}$  te merren nga shprehja:

$$E_{ki} = k_E \cdot k_r \cdot \psi \cdot \beta_i \cdot \eta_i \cdot Q_k$$

ku:

$E_{ki}$ : forca sizmike horizontale, qe ushtrohet ne piken (nivelin) "k" dhe i pergjigjet tonit "i" te lekundjeve vetiake

$K_e$ : koeficienti i sizmicitetit, psh. per kategori turalli II dhe termet me intensitet VIII balle,  $K_e = 0.22$

$K_r$ : koeficienti i rëndesise se objektit ndertimor, psh. per vepra dhe ndertesave te nje rëndesie jo te vecante sic jane banesa te ndertimit masiv, vepra dhe ndertesave shoqerore dhe ekonomike qe nuk perfshihen ne klasa te tjera,  $K_r = 1.0$

$\Psi$ : koeficienti i reagimit te strukturen nen veprimin sizmik, psh. per konstruksione me rama prej betoni te armuar, kur nuk merren parasysh bashkeveprimi rame-mur per:

$$h/b < 15, \psi = 0.25$$

$$h/b > 25, \psi = 0.38$$

$15 < h/b < 25$ , me interpolim. (h: lartesia e murit, b: permasa terthore e murit mbajtes sipas drejtimit te vepimit te forces sizmike).

$\beta_i$ : koeficienti dinamik qe percaktohet sipas formulave te meposhtme ne funksion te perodes  $T_i$  te lekundjeve vetiake te konstruksionit dhe kategorise se truallit te sheshit te ndertimit.

Kur per llogaritjen e konstruksioneve te ndryshme ndaj veprimit vertikal sizmik pranohet skema e llogaritjes ne formen e shufres horizontale me masa te perqendruara, forca sizmike vertikale, qe ushtrohet ne piken "k" dhe qe i pergjigjet tonit "i" te lekundjeve vetjake, llogaritet ne te njejten menyre me kusht qe vlera e koeficientit  $\beta_i$  te shumezohet me koeficientin 2/3.

- Per troje te kategorise I

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.7}{T_i} \leq 2.3$$

- Per troje te kategorise II

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.8}{T_i} \leq 2.0$$

- Per troje te kategorise III

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{1.1}{T_i} \leq 1.7$$

$\eta_k$ : eshte koeficienti i shperndarjes se ngarkeses sizmike te llogaritjes, qe i pergjigjet formes "i" te lekundjeve vetiake te konstruksionit ne piken (nivelein) "k" qe i thjeshtuar llogaritet me anen e formules:

$$\eta_k = \frac{3 \cdot k}{2 \cdot n + 1}, \text{ (k: niveli (kati) perkates, n: numri i kateve te ndertesës).}$$

$Q_k$ : eshte pesha e pjeses se ndertesës ose vepres inxhinierike qe perqendrohet ne piken (nivelein) "k" dhe qe percaktohet ne baze te ngarkesave llogaritese (te perhershme dhe te perkoheshme) te reduktuara me koeficientet e kombinimit si vijon: DL: 0.9; LL1 me veprim te gjate: 0.8; LL2 me veprim te shkurter: 0.4.

## 6. KOMBINIMI I NGARKESAVE

Llogaritja e konstruksioneve te ndertimit behet duke marre parasysh kombinimet e mundshme me te disfavorshme te ngarkesave si per elemente te vecanta, ashtu edhe per ndetesën ne teresi, te cilat mund te veprojne ne te njejten kohe gjate shfrytezimit ose edhe gjate ndertimit.

Nga pikepamja e kombinimit te ngarkesave, sipas KTP. 6 – 1978, dalin tre grupe:

1. Kombinim kryesor.
2. Kombinim shtese.
3. Kombinim i vecante.

Le ti marim me rradhe te tre keto kombinime:

- I. Ne kombinimin kryesor hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojne per nje kohe te gjate;
- 3) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojne per nje kohe te shkurter, ku hyjne:
  - a) Ngarkesat nga pajisjet e levizshme ngritese-transportuese (teleferik, ashensor, vinc, etj), te cilat perdoren si gjate ndertimit edhe gjate shfrytezimit te godinave dhe veprave;
  - b) Ngarkesat ne nderkate ne godinat e banimit ose shoqerore prej peshes se njerezve, mobiljeve dhe pajisjeve te lehta;
  - c) Ngarkesa nga debora;
  - d) Ngarkesat gjate transportit dhe montimit te konstruksioneve te ndertimit.

- II. Ne kombinimet shtese hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkoheshme qe veprojne per nje kohe te gjate;
- 3) Te gjitha ngarkesat e perkoheshme, qe veprojne per nje kohe te shkurter, per numer te tyre jo me pak se dy. Keto ngarkesa shumezohen me koeficientin 0.9.

- III. Ne kombinimet e vecanta hyjne:

- 1) Ngarkesat e perhershme;
- 2) Ngarkesat e perkohshme, qe veprojne per nje kohe te gjate;
- 3) Ngarkesat e perkohshme, qe veprojne per nje kohe te shkurter;

4) Nje prej ngarkesave te vecanta. Ne kete rast ngarkesat e perkohshme me veprim te shkurtër do te shumezohen me koeficientin 0,8.

Le te marrim nje shembull per te tre kombinimet e mesiperme:

- I. 1.2DL+1.4LL<sub>1</sub>+1.4LL<sub>2</sub>
- II. 1.2DL+1.4LL<sub>1</sub>+0.9LL<sub>2</sub>
- III. 1.2DL+1.4LL<sub>1</sub>+0.8LL<sub>2</sub>+1.0EL

Percaktimi i aftesise mbajtese te struktures tone, (ULS) eshte kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese ne struktures sipas kombinimeve te Eurokodit si meposhte vijon:

A	1.30G + 1.50Q		
1B	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx	1C	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx
1D	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx	1E	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey+eccx
1F	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey+eccx	1G	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey+eccx
1H	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx	1I	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey+eccx
2B	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx	2C	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx
2D	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx	2E	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey+eccx
2F	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey+eccx	2G	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey+eccx
2H	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx	2I	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey+eccx
3B	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx	3C	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx
3D	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx	3E	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy + 1.00Ey-eccx
3F	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy - 0.30Ey-eccx	3G	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex+eccy + 0.30Ey-eccx
3H	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx	3I	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex+eccy - 1.00Ey-eccx
4B	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx	4C	1.00G + 0.30Q + 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx
4D	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx	4E	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy + 1.00Ey-eccx
4F	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy - 0.30Ey-eccx	4G	1.00G + 0.30Q - 1.00Ex-eccy + 0.30Ey-eccx
4H	1.00G + 0.30Q - 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx	4I	1.00G + 0.30Q + 0.30Ex-eccy - 1.00Ey-eccx

Elementet e struktures jane kontrolluar edhe ne perputhje me deformimet e lejueshme qe shkaktohen ne to nga veprimi i ngarkesave normative. Ne keto kombinime koeficientet e kombinimit te ngarkesave jane pranuar njesi.

## 7. PERCAKTIMI I DEFORMIMEVE

Tradicionalisht, permasimi e konstruimi i elementeve strukturor jane mbeshtetur ne konstruimin si paresor te nderjeve. Sipas kesaj, deformacionet apo zhvendosjet e elementeve strukturor vleresohen si dytesore kundrejt rolit te ngarkesave, sidoqofte edhe per zhvendosjet aplikohen kontrolle per te kenaqur kushte te caktuara. Kalimi si kriter primar projektimi nga nderjet dhe rezistencat ne deformimet dhe zhvendosjet, argumentohet me faktin e pakundershtueshem se demtimet e struktures gjate nje termeti jane te lidhura, se pari me deformacionet e imponuara. Per te percaktuar deformimet per shkak te veprimit sizmik, per formen “i” te lekundjeve vetiake, zhvendosja elastike  $U_{ki}^{el}$  e pikes “k” e nje konstruksioni, mund te percaktohet:

$$U_{ki}^{el} = k_E \cdot k_r \cdot \psi \cdot \beta_i \cdot \eta_{ki} \cdot g \cdot \left( \frac{T_i}{2 \cdot \pi} \right)^2$$

Per skema te tjera llogaritesa percaktimi i  $U_{ki}^{el}$  behet ne pershtatje me ngarkesat sizmike qe u pergjigjen atyre skemave. Zhvendosjet elastike llogaritesa  $U_{ki}^{el}$  percaktohen duke bere kombinimin per format e ndryshme te lekundjeve.

Zhvendosja e pergjithshme maksimale  $U_k$  qe peson pika “k” e nje konstruksioni per shkak te veprimit sizmik, duke marre parasysh edhe efektin e deformimeve plastike, mund te percaktohet me perafersi me formulën:



$$U_k = \frac{U_k^{el}}{\psi}$$

Per ndertesa (vepra inxhinierike) te ndryshme, zhvendosjet e pergjithshme maksimale kufizohen mbi bazen e kerkesave funksionale te atyre ndertesave (veprave inxhinierike).

Spostimi i nderkatit (drifti) sipas te dy drejtimeve te eksitimit te struktures kane rezultuar brenda kufijve qe percaktohen ne EC8 per strukturat, elementet jo strukurore te cilave nuk do te jene duktile. Per keto struktura kufiri i lejuar per zhvendosjet e nderkatit rezulton ne rendin 0.0033. Zhvendosja maksimale e lejuar merret perafersisht:

$$[U_k] = 0.0033 \cdot h$$

ku: h eshte lartesia e katit qe i llogaritet zhvendosja.

Efekti i perdredhjes aksidentale eshte perfshire ne llogaritjen e godines duke u inkorporuar automatikisht ne nivelin e forcave sizmike.

Nga llogaritjet, zhvendosjet maksimale te nderkateve sipas te dy drejtimeve te eksitimit kane rezultuar.

Spektri i sjelljes elastike per lekundjen horizontale te truallit eshte percaktuar sipas KTP. N.2 – 89 per troje te kategorise se dyte ku koeficienti dinamik  $\beta$  eshte marre  $0.65 \leq \beta = 0.8/T1 \leq 2$ . Ne perputhje me rekomandimet e KTP. N.2 – 89, per lekundjet vertikale eshte pranuar  $\beta_v = 2/3\beta$ . Spektri i llogaritjes perftohet nga faktorizimi i spektrit te sjelljes elastike me faktoret qe marrin parasysh reagimin dinamik te struktures.

## 8. ANALIZA STRUKTURE

### 8.1 Pershkrimi i strukture

Objekti eshte me 5 kate mbi toke qe do te kete si destinacion godine banimi.

Lartesite e kateve jane si me poshte:

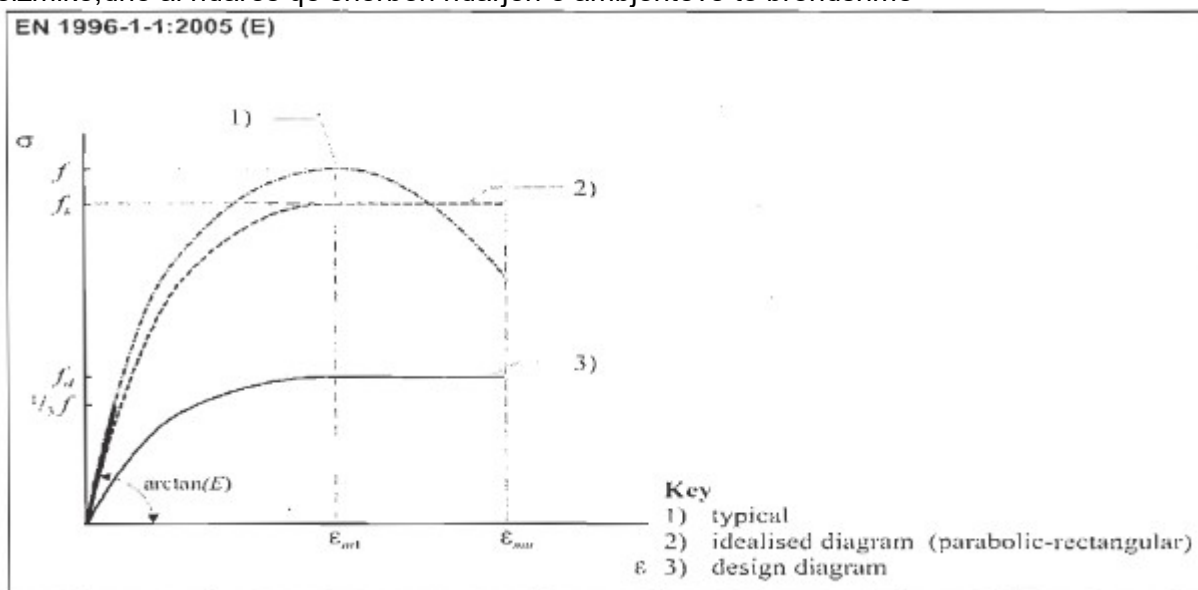
Kati perdhe: 3 m

Kati tip: 3 m

Lartesia totale e objektit eshte 15m.

#### • **Muratura**

Bazuar ne eurokodet EC 6(3.2)mura tura mbajtese dhe ndarese jane prej tullash te kuqe me marke M75 dhe llac m25.me kete material eshte realizuar konstruksioni mbajtes i cili sherben per transferimin e ngarkesave te nderkateve ne bazament dhe perballimin e forcave horizontale sizmike,dhe ai ndares qe sherben ndarjen e ambienteve te brendshme



Parametrat e murature se tulles (Tulle M75 llac M25

$F_k = K_e \cdot F_{ba} \cdot F_{mb}$   $a=0.7$   $0.3$   $F_b=75\text{N/mm}^2$   $F_m =20\text{N/mm}^2$   $K_e =0.45$ (murature e grupit te dyte)

$F_k=23\text{N/mm}^2$

$E=K_e \cdot F_k=23\ 000\text{KN/m}^2$

#### • **Vetite mekanike te Muratures ne shtypje qendrore**

##### 1. Gjendja e nderur e armatures ne shtypje qendrore

Tulla dhe llaci ndodhen ne nje gjendje te sforcuardhe per ngarkese te shperndare.Ato ndodhen ne kushtet e punes te shtypjes qendrore e jashtqendrore,Shtypje lokale,perkulje,prerje,terheqje.

Arsyet jane ;

- Ne jonjetratsmerine e llacit

Kjo ndodhe per;

- Jo njetratshmerine e lendes llidhese(cimento,gelqere)
- Jonjetrajtshmeria e lendes mbushese(rere)
- Kushte jo te barabarta ngurtesimi,pasi
  - a. Aftesia e ndryshme e thithjes se ujit ne zona te vecantate tullave ne zonen e kontaktit
  - b. Aftesia per te mbajhtur ujin eshte e ndryshme ne zona te ndryeshm

- Procesi i ngurtesimit te kllacit shoqerohet me fenomenin e tkurrjes

Tkurrrja eshte e madhe sa me e madhe te jetesasia e ujit qe humbet llaci gjate ngurtesimit Humbja e ujit eshte e ndryshme gjate kontaktit te ujit me llacin,keshtu qe edhe tkurrrja eshte e ndryshme.Tkurrrja pengohet nga tullat prej kohezionit dhe ferkimi.Aty ku tkurrrja nuk perballohet nga forcat e kohezionit dhe ferkimit ,llaci shkeputet nga tulla,Pra keto te fundit nuk mbeshteten plotesisht ne llace,dhe krijohen boshlleqe.

- Faktori subjektiv
- Gjate ndertimit nuk mund te shtrihet llaci ne menyre te atille qe te krijojte mbeshtetje uniforme ne faqen e poshtme te tulles
- Ndryshimi i vetive te deformimit

Deformimet gjatesore sghoqerohen dhe me deformime terthrete cilat kane influence te madhe ne rezistencen e murit

Si rezultat i deformimeve jo te barabarta(tulla ,llaci)dhe i punes se perbashket do te lindin nderje terheqese ne materialin me ngurtesi me te madhe(tulla) dhe shtypese ne ate me ngurtesi me te vogel(llaci).Keshtu pra duke qene se ngurtesia e llacit eshte me e vogel tek tulla lindin nderje terthore terheqese

#### Etapa 1

Kjo etape fillon me ngarkimin e muraturesdhe vazhdon per gjithe fazen e ngarkimit ne te cilen muratura reagon ndaj ngarkesave vepruese pa pesuar plasaritje.Ne kete etaper per arsye te gjendjes se nderur shtypese te vogel deformimet terthore jane relativisht te vogla dhe zgjojne nderjet terheqeseqe perballohen mire nga muratura

#### Etapa 2

Me ngarkimin e muratures ne etapen 1 vjen nje moment kur nderjet terthore terheqese te shkaktuara nga deformimi terthor i muratures marrin vleren me te madhe se ato kufitare te armatures sipas seksionit vertikal te lidhur dhe keshtu behen shkas per lindjen e plasritjeve te imta(te holla)vertikale qe kalojne gjate fugave vertikale dhe tullave atje ku rezistenca ne terheqje e tyre eshte me e vogel .ne kete etape qe quhet etapa e lindjes se plasaritjeve ne murature ,mbi murature vepron ngarkesa e shkarkimit te plasaritjeve Npl.

Duhet theksuar se momenti i lindjes se plasaritjeve varet si nga vetite e tulles dhe apo gurit,nga cilesia e muratures dhe mbi te gjitha nga vetite e llacit me te cilen eshte ndertuar muratura.Keshtu per mark te caktuar te tulles,perdorimi i llaceve te markave te larta dhe pak te deformueshme rrit aftesise mbajtese ndaj plasaritjeve te muratures dhe e kunderta perdorimi i llaceve te gelqeres e ul shume aftesine mbajtese te plasaritjeve apo vleren Npl.

#### Etapa 3

Me rritjen e ngarkeses mbi Npl gjendja e nderur rritet,po ashtu dhe ajo e deformimit.Si pasoje e rritjes se deformimeve terthore ,rriten dhe nderjet terheqese terthore dhe si pasoje vazhdon hapja e plasjeve vertikale dhe thellimi i tyre.Keto plasje duke u zgjeruar dhe bashkuar midis tyre edhe me fugat vertikale te muratures e ndajne muraturen ne dege te vogla vertikale ku secila punon ne shtypje qendrore apo jashtqendrore.Kjo tregon se muratura eshte ne prag te shkatrrimit.

#### Etapa 4.

Me rritjen e ngarkeses pak mbi ate te etapes se trete eksperimentet tregojne se kemi zhvillim te vrulleshem te deformimeve terthore,hapjen e plasjeve dhe te carave vertikale.Ne kete faze muri shkaterrohet.

**Soletat**, Per kati perdhe dhe te pare jane prej b/a mbeshtetura ne dy drejtime, me trashesi  $t=15$  cm. Zgjedhja e tyre ka si qellim nje shperndarje me te mire te ngarkesave qe veprojne mbi te, neper traret e objektit dhe per te siguruar me mire rolin e tyre si nje diafragme horizontale.

**Traret** e mbulesave jane zgjedhur te tipeve drejtkendesh, me dimensione  $b \times h = 30 \times 50$  cm, ne funksion te hapesirave dhe nderkatit.

Ne llogaritjen e trareve jane vendosur ngarkesat trapezoidale ose trekendore qe vijne nga soletat si dhe ngarkesa e njetrajteshme qe vijne nga muret. Ne skemen llogaritese, ngarkesa e muratures eshte pranuar e shperndare uniformisht ne soleten e koridorit me intensitet  $200 \text{ daN/m}^2$  dhe e shperndare me intensitet  $500 \text{ daN/ml}$  ne traret. Kjo lejon mundesine e vendosjes se saj ne cdo vend te soletes edhe nese ndryshohet planimetria e ambjenteve.



Per elementet horizontal, pervec kontrollit te gjendjes se pare kufitare, eshte kryer kontrolli sipas gjendjes se dyte. Pergjithesisht skema e ngarkimit per keto elemente eshte mare inkastrim-inkastrim me ngarkese te shperndare q. Uljet jane llogaritur me formulen e meposhtme:

$$U = \frac{1}{384} \cdot \frac{q \cdot l^4}{E \cdot I} \leq [U] = \frac{l}{200}$$

## 8.2 Analiza Dinamike e Struktures

Per te pasqyruar sa me sakte karakteristikat dinamike te struktures jane marre ne konsiderate 9 forma baze lekundjesh. Kjo ka sjelle si rezultat perfshirjen ne lekundje te pothuajse rreth 98 % te mases se godines.

## 9. THEMELET

Le te japim disa nocione mbi bazat teorike te konstruimit dhe zgjedhjes se themeleve per qendrueshmeri ndaj veprimit sizmik:

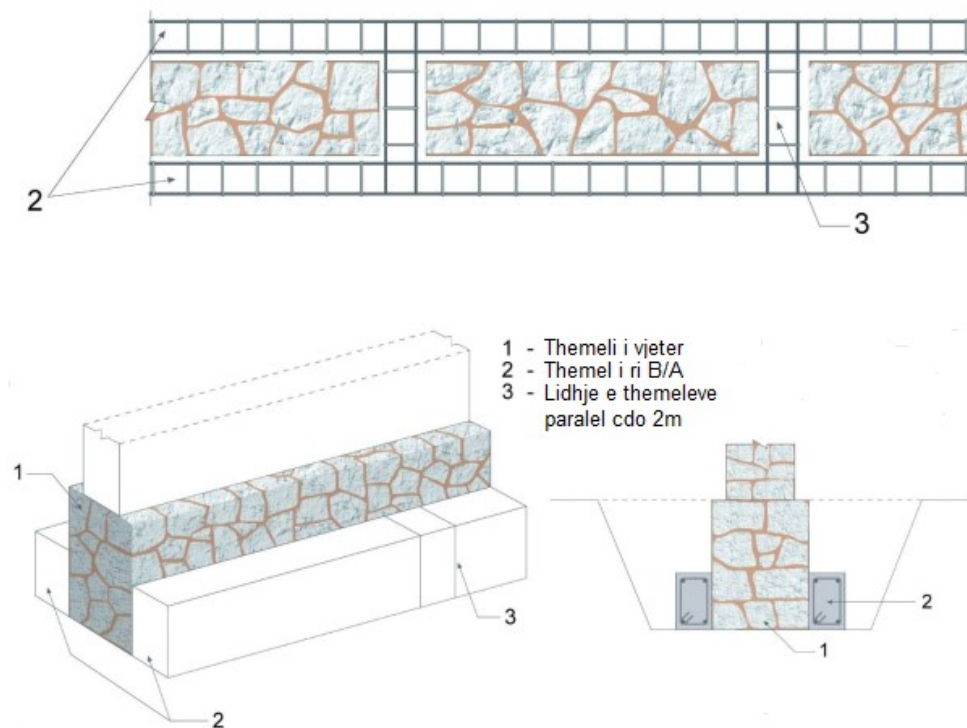
- Thellesia e hedhjes se themeleve per ndertesa shoqerore dhe ekonomike me lartesi 5 deri 35m (2 deri ne 12 kate) merret:
  - a) Pa kerkesa te vecanta antisizmike per troje te kategorise se I dhe II ne zona me intensitet sizmik VII, VIII dhe IX balle dhe per troje te kategorise III ne zona me intensitet sizmik VII balle.
  - b) Per troje te kategorise se III, ne zona me intensitet sizmik VIII dhe IX balle – jo me pak se 1/10 e lartesis se nderteses, por jo me pak se 1m per intensitet VIII balle dhe 1.5m per intensitet IX balle. (Thellesia e hedhjes se themeleve eshte 2.2m)
- Thellesia e hedhjes se themeleve te ndertesave te larta (mbi 12 kate) prej betoni te armuar rekomandohet te merret si meposhte:
  - a) Pa kerkesa te vecanta antisizmike per troje te kategorise se I ne zona me intensitet sizmik VII, VIII, IX balle.
  - b) Sa 1/10 – 1/5 e lartesis se nderteses per troje te kategorise se II ne zona me intensitet sizmik VII e VIII balle, kurse me intensitet IX balle sa 1/5 e lartesis se nderteses.
  - c) Per ndertesa te larta rekomandohet rritja e thellesise se themelit duke ndertuar ambiente nentokesore (podrume, garazhe, etj, qe shtrihen ne te gjithe nderteses).
- Themelet e ndertesave te larta ne troje te kategorise II duhet te ndertohen tip pllake e rrafshet ose me pilota (ne varesi te kushteve te truallit).
- Si rregull, themelet e nje ndertese ose pjeseve te saj duhet te vendosen ne te njejten kuote dhe mbi troje me karakteristika te njejta ose te peraferta. Per ndertesa apo pjese te tyre te vendosura ne vende te pjerreta, si dhe kur ndertesa ka pjeserisht podrume, lejohet ndertimi i shkallezimeve te themeleve duke plotesuar kerkesat e meposhtme.
- Ne rastet e vendosjes se themeleve te pjeseve fqinje te nje ndertese me kuota te ndryshme, kalimi nga njera kuote themeli ne tjetren, per troje te kategorise I dhe II, mund te behet me shkallezime. Per troje te kategorise II keto shkallezime nuk duhet te jene me pjerresi me te madhe se 1:2; nderkaq, lartesia e nje shkallezimi nuk duhet te jete me e madhe se 50cm. Shkallezimet ne toka shkembore ndertohen pa kufizimet e mesiperme.
- Per zona me intensitet sizmik VIII dhe IX balle themelet e vecuar (plintat) nen kollonat prej betoni te armuar duhet te lidhen se gjati me breza prej betoni te armuar, te vendosur ne kuoten e tabanit te themelit. Largesia ndermjet akseve gjatesore me plinta te lidhur nuk duhet te jete me e madhe se 30m. Per zona me intensitet sizmik VIII balle, themelet e vecuar duhet te lidhen e terthorazi cdo 30-40m, kurse per zonat me intensitet sizmik IX balle, ne cdo 20m. Ne cdo rast, ne akset fundore duhet te kete lidhje te themeleve te vecuar sipas drejtimit terthore dhe gjatesore, duke siguruar keshtu te pakten krijimin e nje konturi te mbyllur.

## 10. KONKLUZIONE

Nga veshgimi vizual ne vend dhe nga te dhenat e marra nga Bashkia Mat studimi i projektit konstruktiv i te dhenave te mesiperme qe i referohen Relacionit Teknik, si dhe nga modelimi ne 3D ne programin Sta4CAD v.11, duke e sjelle modelin ne kushte te barabarta me projektuesin arrijme ne perfundimin qe:

- Struktura e objektit eshte mbeshtetur ne themele butobetoni te vazhduar nen murature.Lloji i themelit eshte i pershtatshem pertipin e struktures.Nga analiza e themelit rezulton se permasat e tabanit si dhe lartesia e trupit tethemelit nuk i plotesojne kushtet qe kerkojne normat e sotme ne fuqi si KTP –N2-89 dhe ato europiane.Per kete duhet qe gjate rikonstruksionit te behen dhe perforcim i themelit.

Per nderhyrje te tilla mund te konsiderohet zgjidhja e meposhte:



- Objekti e ploteson kushtin e inkastrimit ne toke referuar KTP –N2-89
- Karakteristikat fiziko mekanike te materialeve te zgjedhuar per ndertimin e themelit jane te pranueshme per nivelin e veprimit te ngarkesave horizontale dhe vertikale
- Themeli mbeshtetet ne shtresa te pershtatshme gjeologjike referuar studimit gjeologjik te zones perreth dhe hartes gjeologjike te RSH.

### Referuar konstruksionit

- Periodat e tre zonave te para te lekundjeve jane brenda vlerave te lejuara te percaktuar ne kodet e projektimit.
- Spostimet dhe deformimet maksimale te objektit mbi normat e Eurokodit 8 .
- Nga provat e kryera rezulton qe dy pjeset fundore e muratures( nga brenda dhe jashte) dhe soleta e taraces jane e amortizuar nder vite si pasoje e lageshtise.Si pasoje e kesaje tullat e muratuares kane humbur nje pjese te konsiderueshme te rezistences ne shtypje .

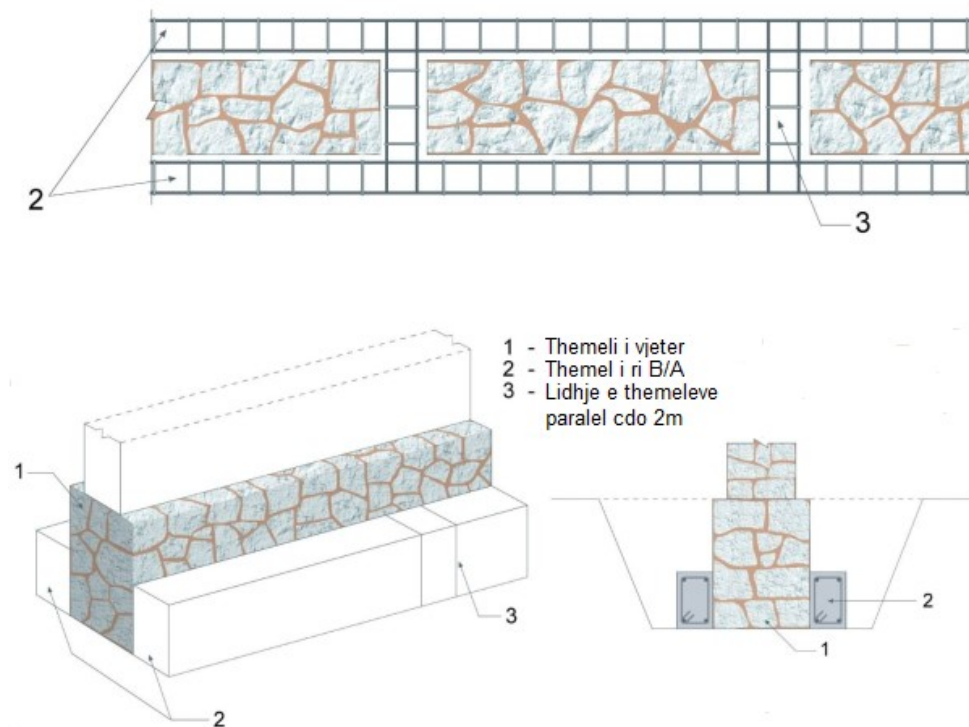
Kjo e ben te detyrueshme qe te nderhyhet sa me shpejt per rikonstruksionin e saj .Ne te kundert objekti d shkoje drejt degadimit dhe behet i pa riaprueshem.

- Nga modelimi i kryer me program kompjuterik rezulton se sforcimet ne murature dhe trare rrezultojne te jene brenda sforcimeve te lejuara dhe nuk konsatohen plasaritje.
- Soletat jane te realizuara prej B/A dhe te lidhura me muret.Shperndarja e mases se shtangesise se mureve dhe ngarkesat sizmike jane pergjithsisht te rregullta ,pa krijuar sforcime suplementare.
- Celiku i perdorur eshte i pa vjaskuar dhe nuk plotesaon kushtet e E8.Ne disa pjese te soletes dhe trareve vihet re korodimi i celikut.
- Nga inspektimi dhe analizat e kryera vihet re se trmeti i dt 26.11.2019 nuk ka lene demtime e pasoja ne ndertese.Demtimet kane ardhur vetem nga mosmirmbajtja e nderteses.
- **Struktura e objektit ne gjendjen ekzistuese nuk i ploteson kushtet e sigurise dhe qendrueshmerise per aktivitetin sizmik te zones .Struktura duhet ti nenshtrohet resaturimit dhe perforcimit te elementeve strukture (themele,,elementeve vertikal,elementeve horizontal) duke u bazuar ne nje projekt perforcimi strukturor mjaft te detajuar per objektin perkates.**

Me poshte po japim zgjidhje per perforcimin e objektir si per themele dhe muratura dhe solete.

- **Themeli**

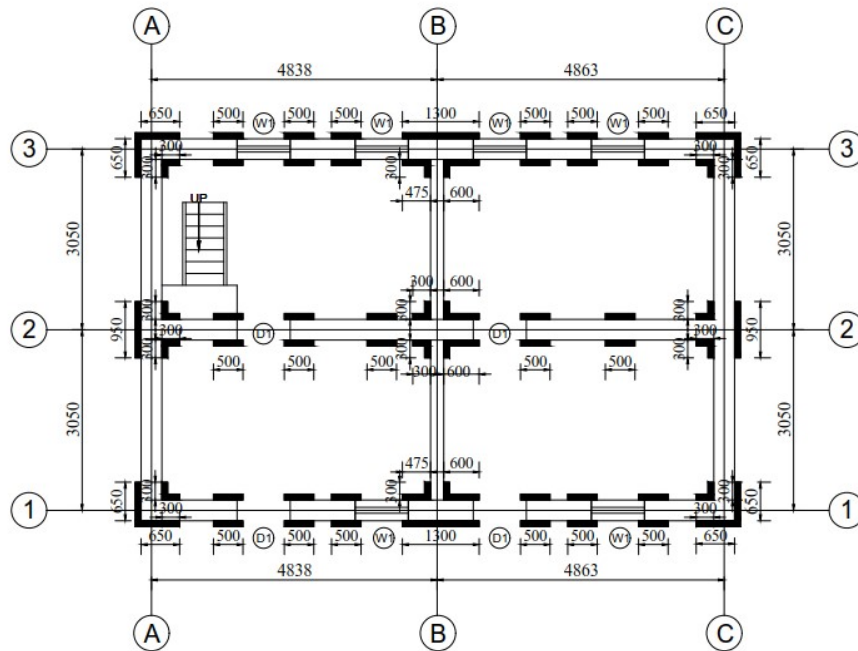
Per nderhyrje ne themel mund te konsiderohet zgjidhja e meposhte:



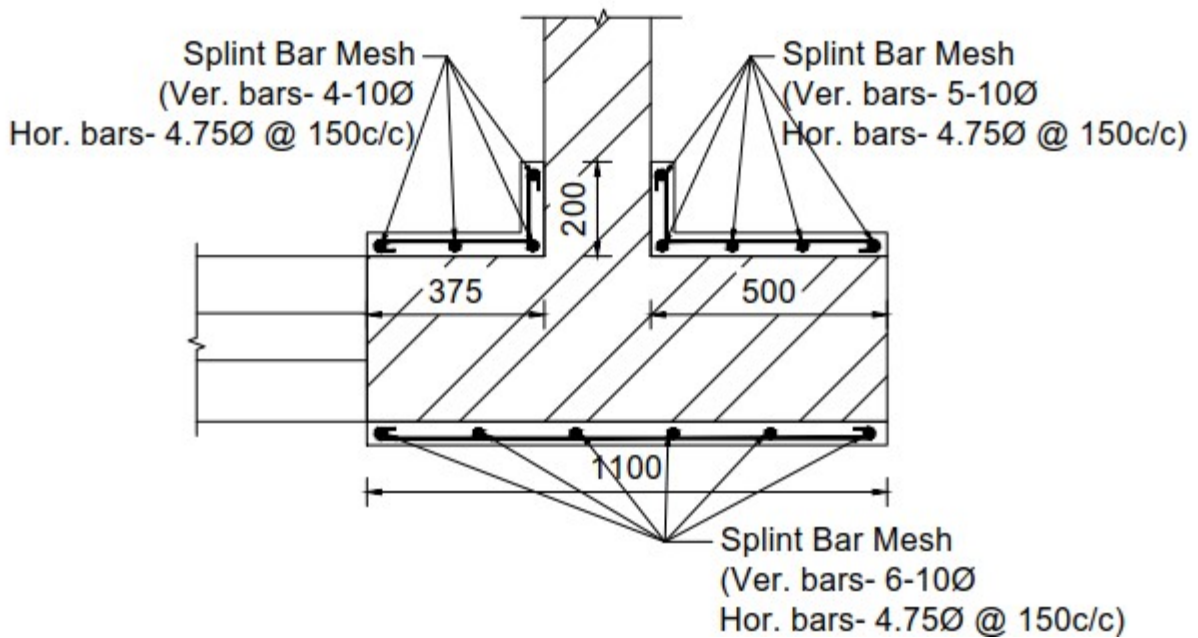


- **Muret**

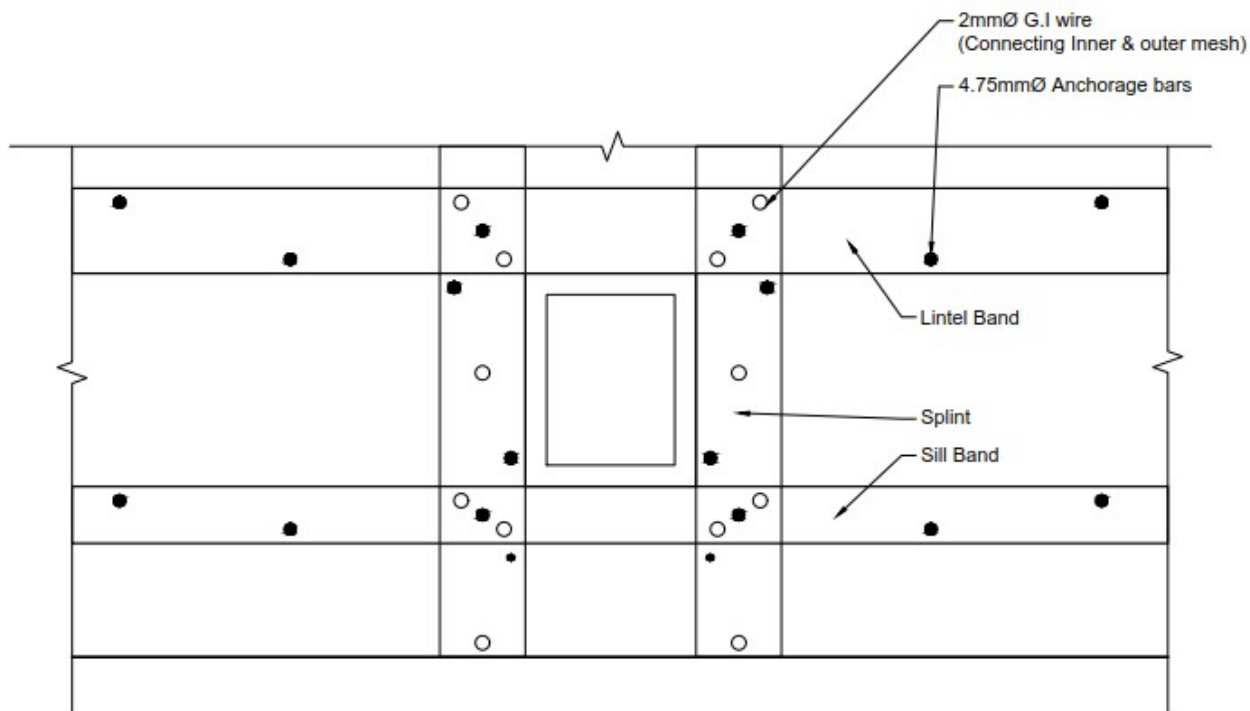
Muret jane elementet me te rendesishem te struktures pasi ato do te perballojne forcat horizontale sizmike. Ketu edhe nderhyrjet do te jene me te detajuara.



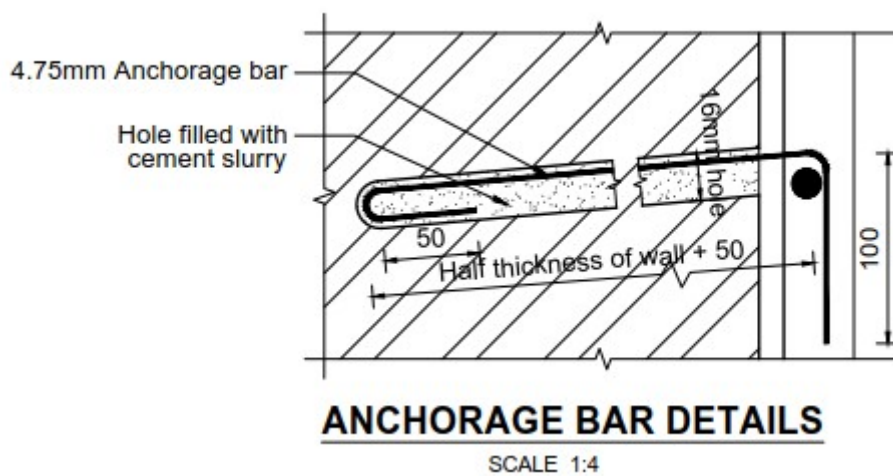
Planimetri tip e nderhyrjes se koloncinave



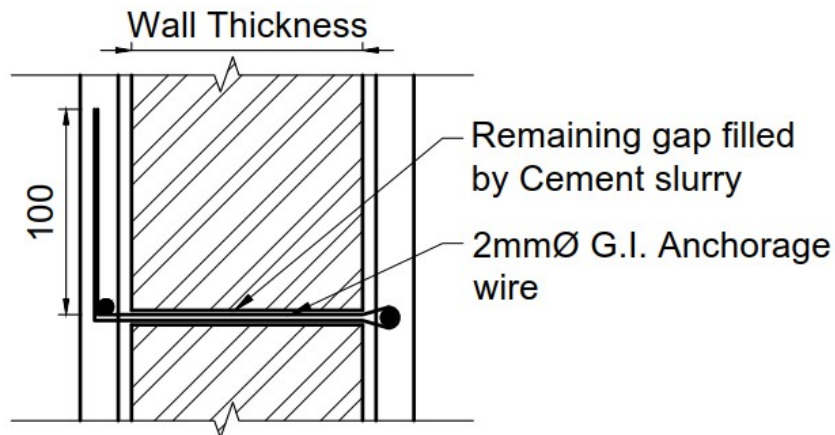
Detaj tip koloncine



Detaj tip lidhje horizontale brezash



Detaj Ankorazhi Tip 1



## G.I. WIRE DETAILS

SCALE 1:10

Detaj Ankorazhi Tip 2

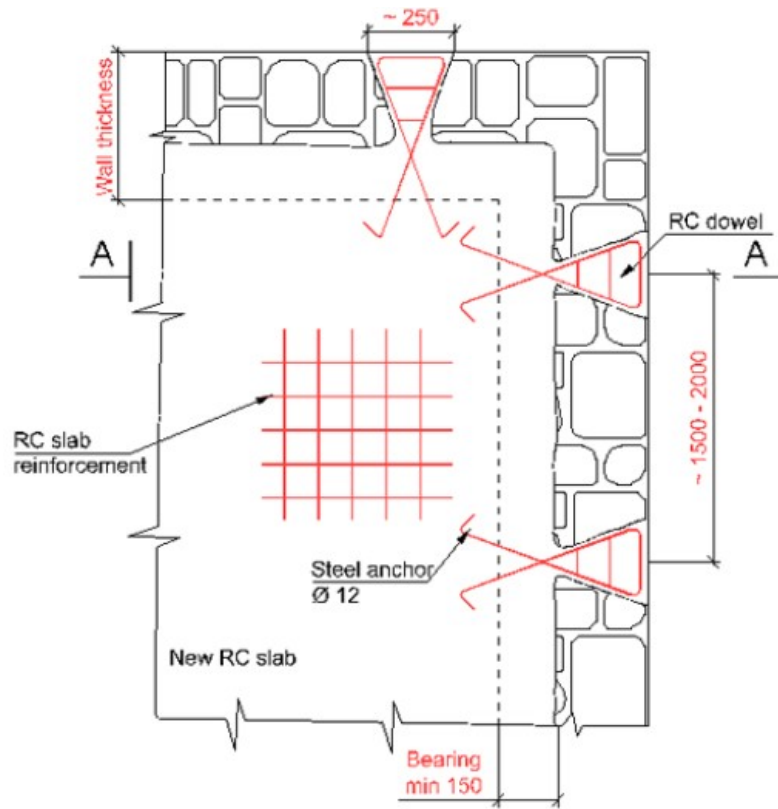


Pamje 3D Riparimi muresh

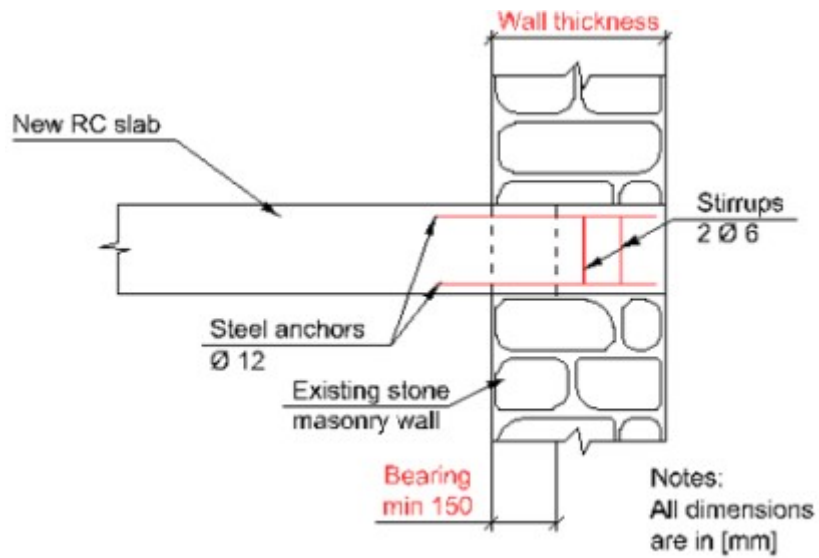
- **Soletat**

Nese soletat do te kene nevoje per riparime atehere do te konsiderohen detajat e meposhtme.





Plan riparimi solete



Prerje terthore tip 1



**TABELE PERMBLEDHESE**

1. PERSHKRIMI I PERGJITHSHEM I OBJEKTIT .....	2
2. KODET DHE REFERENCAT KU ESHTË MBESHTETUR AKT EKSPERTIZA.....	2
3. GJENDJA E NDERTESES PAS TERMETIT DHE MATERIALET E PERDORURA.....	3
4. ANALIZA DHE LLOGARITJA KOMPJUTERIKE.....	6
5. NGARKESAT LLOGARITËSE .....	6
6. KOMBINIMI I NGARKESAVE .....	10
7. PERCAKTIMI I DEFORMIMEVE .....	11
8. ANALIZA STATIKE DHE DINAMIKE .....	13
9. THEMELET .....	15
10. KONKLUZIONE.....	16
TABELE PERMBLEDHESE .....	23

*Relatoi:*

*Ing. Konstruktor Bexhet Dedja*

*K. 1184/3*

*Ing. Konstruktor Alban Qinami*

*K. 1218/2*