



REPUBLIKA E SHQIPËRISE  
INSTITUTI I NDËRTIMIT  
DREJTORIA E KONFORMITETIT AKT EKSPERTIZAVE DHE PROJEKTEVE

Nr. 1289 / prot

Date 26 / 05 / 2023

**RAPORT TEKNIK**  
**MBI KONTROLLIN NË TERREN DHE**  
**VLERËSIMIN E OBJEKTIT “ GODINE BANIMI**  
**DHE SHERBIMI 8 DHE 10 KAT**  
**ME 2 KATE PARKIM NENTOKE” TE PREKUR**  
**NGA ZJARRI,**  
**NE RRUGEN “MUHEDIN LLAGANI”, TIRANE**

**BASHKIA TIRANE**

**EMERTIMI:** GODINE BANIMI DHE SHERBIMI 8 DHE 10 KAT  
ME 2 KATE PARKIM NENTOKE

**KOORDINATAT:** 41.321807 N; 19.799383 E



Ing. **Olisi NUNAJ**  
Nr. Lic. K-1808/2  
Ing. **Mimoza KOLA**  
Nr. Lic. K-1059/1

Ing. **Dhimiter PAPA**  
Nr. Lic. K-1510/2  
Ing. **Armeda GRAMOS**  
Nr. Lic. K-1205/2

Dhimitri  
Papa  
Armeda  
Gramos  
Digitally signed by  
Dhimitri Papa  
Date: 2023.09.25  
19:55:55 +02'00'  
Digitally signed by  
Armeda Gramos  
Date: 2023.09.25  
19:52:56 +02'00'



# 1.VENDODHJA E OBJEKTIT



*Objekti ndodhet ne rrugete "Muhedin Llagani", "Bashkia TIRANE" gjeresi dhe gatesi  
geografike 41.321807 N dhe 19.799383 E sikurse tregohet edhe ne pamjet e mesiperme.*

## 1. TE DHENAT GJEOLOGJIKE DHE SIZMIKE

### 1.1. Studimi Gjeologjiko Inxhinierik

Studimi Gjeologjik i detajuar jepet ne raport te vecante, bashkengjitur akti te ekspertizes, ketu kemi marre dhe inu jemi referuar parametrate kryesore gjeoteknike, te domosdoshem per llogaritjen dhe kontrollin e struktures.

Ne baze te karakteristikave fiziko-mekanike, perberjes litologjike dhe kushteve te formimit ne sheshin e ndertimit, kemi veguar disa shtresa me karakteristika te ndryshme fizikomekanike te cilat po i trajtojmë ne vecanti me poshte.

### SHTRESA Nr.1.

Perfaqesohet nga mbushnje te reja me zhavore, shtresa betoni dhe asfalte si dhe masa argjilo-copezore ngjyre kafe.

### SHTRESA Nr.2

Perfaqesohet nga suargjira te mesme me ngjyre gri me pak lageshure, plastike, jane mesatarisht te ngjeshura.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

#### Perberja granulometrike:

Fraksioni argjilor	< 0.002 mm	18.0 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.06 mm	67.0 %
Fraksioni	> 0.06 mm	15 %
<b>Plasticiteti</b>		

Kufiri i siperm i plasticitetit

$$W_{tr} = 29.8\%$$



Kufiri i poshtem i plasticitetit	$W_p = 18.4 \%$
Indeksi i i plasticitetit	$I_p = 11.4$
Lageshtia natyrore	$W_n = 21 \%$
Konsistenca	$B = 0.23$
Pesha specifike	$\Delta = 2.69 \text{ gr/m}^3$
Pesha volumore	$\gamma = 1.92 \text{ T/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$\epsilon = 0.69$
Moduli i deformimit	$E = 100 \text{ kg/cm}^2$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 0.11 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 1.8 \text{ kg/cm}^2$

### SHTRESA Nr.3

Perfagesohet nga suargjila te mesme me breza surere , me ngjyre kafe, jane me lageshtire, ne gjendje plastike dhe jane pak deri mesatarisht te ngjeshura.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	$15.5 \%$
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.06 \text{ mm}$	$58.5 \%$
Fraksioni	$\geq 0.06 \text{ mm}$	$26 \%$
Kufiri i siperm i plasticitetit	$W_r = 32\%$	
Kufiri i poshtem i plasticitetit	$W_p = 19 \%$	
Indeksi i i plasticitetit	$I_p = 13$	
Lageshtia natyrore	$W_n = 26 \%$	
Konsistenca	$B = 0.54$	
Pesha specifike	$\Delta = 2.67 \text{ T/m}^3$	
Pesha volumore	$\gamma = 1.87 \text{ T/m}^3$	
Koeficienti i porozitetit	$\epsilon = 0.80$	
Moduli i deformimit	$E = 60 \text{ kg/cm}^2$	
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 15^\circ$	
Kohezioni	$C = 0.12 \text{ kg/cm}^2$	
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 1.6 \text{ kg/cm}^2$	
Numuri i goditjeve S P T	$N_{2+3} = 6$	

### SHTRESA Nr.4

Perfagesohet nga Suargjila te lehta me breza surere ,jane me ngjyre kafe me shume lageshtire plastike te buta, pak te ngjeshur.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

<u>Perberia granulometrike</u>		
Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	$= 10 \%$
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.06 \text{ mm}$	$= 57 \%$
Fraksioni	$> 0.06 \text{ mm}$	$= 33 \%$



### Plasticiteti

Kufiri i siperm i plasticitetit	$W_n = 34\%$
Kufiri i poshtem i plasticitetit	$W_p = 22\%$
Indeksi i i plasticitetit	$I_p = 12.$
Lageshtia natyrore	$W_n = 31\%$
Konsistenca	$B = 0.75$
Pesha specifike	$\Delta = 2.62 \text{ T/m}^3$
Pesha volumore	$\gamma = 1.85 \text{ T/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.85$
Moduli i deformimit	$E = 40 \text{ kg/cm}^2$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 12^\circ$
Kohezioni	$C = 0.11 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 1 \text{ kg/cm}^2$
Numuri i goditjeve S P T	$N_{2+3} = 4$

### SHTRESA Nr.5

Perfaqesohet nga rera koker imta deri koker medha me ngjyre kafe,permbyajne suargjile kafe dhe copa te ralle zhuri, jane me lageshtire, mesatarisht te ngjeshura.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

Lageshtia natyrore	$W_n = 18\%$
Pesha specifike	$\Delta = 2.62 \text{ T/m}^3$
Pesha volumore	$\gamma = 1.90 \text{ T/m}^3$
Poroziteti	$e = 38\%$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.62$
Moduli i deformimit	$E = 150 \text{ kg/cm}^2$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\phi = 25^\circ$
Kohezioni	$C = 0.05 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 1.8 \text{ kg/cm}^2$

### SHTRESA Nr.6

Perfaqesohet nga Suargjila te mesime ngjyre kafe zhavorore gelqerore dhe zhavorre suargjilore ngjyre bezhe, jane koker vogla deri koker medha, jane te rumbullakosur, te ngopur me uje, mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	10.6 %
Fraksioni pluhuror	0.002-0.06 mm	40.4 %
Fraksioni	$> 0.06 \text{ mm}$	49 %



Kufiri i siperm i plasticitetit	$W_n = 35.0\%$
Kufiri i poshtem i plasticitetit	$W_p = 23.8\%$
Indeksi i i plasticitetit	$I_p = 11.2$
Lageshtia natyrore	$W_n = 28\%$
Konsistenca	$B = 0.38$
Pesha specifike	$\Delta = 2.7 \text{ T/m}^3$
Pesha volumore	$\gamma = 1.88 \text{ T/m}^3$
Koeficienti i porozitetit	$e = 0.84$
Moduli i deformimit	$E = 140 \text{ kg/cm}^2$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\varphi = 22^\circ$
Kohezioni	$C = 0.12 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 2.0 \text{ kg/cm}^2$

#### SHTRESA Nr. 7

Perfagesohet nga Suargjila te lehta deri te mesme me ngjyre bezhe dhe kafe, me lageshtire, kane copa te ralle zhavori koker vogel, jane plastike mesatarisht te ngjeshur.

Parametrat fiziko-mekanik te meren:

Fraksioni argjilor	$< 0.002 \text{ mm}$	12.6 %
Fraksioni pluhuror	$0.002-0.06 \text{ mm}$	62.0 %
Fraksioni rere dhe zhavore	$> 0.06 \text{ mm}$	25.4 %

#### Plasticiteti

Kufiri i siperm i plasticitetit	$W_n = 32.8\%$
Kufiri i poshtem i plasticitetit	$W_p = 20.8\%$
Indeksi i i plasticitetit	$I_p = 12.0$
Lageshtia natyrore	$W_n = 26.5\%$
Konsistenca	$B = 0.47$
Pesha specifike	$\Delta = 2.67 \text{ T/m}^3$
Pesha volumore	$\gamma = 1.90 \text{ T/m}^3$
Poroziteti	$e = 43\%$
Koeficienti i porozitetit	$\varepsilon = 0.77$
Moduli i deformimit	$E = 90 \text{ kg/cm}^2$
Kendi i ferkimit te brendshem	$\varphi = 16^\circ$
Kohezioni	$C = 0.15 \text{ kg/cm}^2$
Ngarkesa e lejuar ne shtypje	$\sigma = 1.8 \text{ kg/cm}^2$



## 1.2. Aktiviteti Sismik



Hartat probabilitare të rrezikut sismik dhe vlerat e tyre për çdo njësi administrative

Bashkia	Njësia Administrative	Probabiliteti i telkalimit	
		10% ne 10 vjet (nësia: q)	10% ne 50 vjet (nësia: q)
Tiranë	Tiranë	0.144	0.293
	Petrelë	0.150	0.302
	Farkë	0.148	0.298
	Dajt	0.144	0.291
	Zall-Bastar	0.140	0.284
	Bërzhitë	0.157	0.315
	Krrabë	0.161	0.323
	Baldushk	0.148	0.300
	Shëngjergj	0.156	0.309
	Vaqarr	0.143	0.294
	Kashar	0.140	0.290
	Pezë	0.142	0.292
Ndroq	0.140	0.292	
Zall-Herr	0.140	0.287	

Mbeshtetur ne Punimet "Sizmiciteti Sizmotekonika dhe Vleresimi i Riskut Sizmik ne Shqiperi" (me Autore Aliaj, etj. 2010), Raportin mbi Mikrozonimin Sizmik (Kociaj etj. 1988) publikuar nga Akademia e Shkencave e Shqiperise dhe ne studime te shumta Inxhiniero Sizmologjike te kryera nga Instituti i Sizmologjise si edhe ne te dhenat e Studimit Gjeologjiko Inxhinierik, Per sheshin e ndertimit, jane percaktuar parametrat sizmike te nevojshem per llogaritjet e kontrollit te struktures.

1. Sheshi i ndertimit ne studim klasifikohet si truall i kategorise se II-te sipas KTP-N12-89, truall i Klases C sipas EC-8, (EC-8, 2004).
2. Sipas Kodit Shqiptar te Projektimit KTP N.2 - 89 parametrat per sheshin konkret te ndertimit jane: intensitet 9.0 ballë (MSK-64), truall i kategorise se II-te,  $k_e = 0.36$  g,  $\beta(T) = 2.0$ , dhe shpejtimi spektral maksimal:  $S_a(T) = 0.36 \times 2.0 = 0.72$  g,  $T_c = 0.4$  sek,  $T_b = 1.23$  sek.
3. Parametrat kryesore te prezikut sizmik te sheshit te ndertimit ne studim ne kushte trualli shkëmbor  $(V_s, 30 = 760 \text{ m/sek})$  jane: per periudhe perseritje 475 vjet: shpejtimi maksimal  $PGA = 0.293$  g, ndersa shpejtimi spektral ne perioden 0.2 sek  $S_a(0.2 \text{ sek}) = 0.626$  g dhe per perioden 1.0 sek  $S_a(1.0 \text{ sek}) = 0.183$  g.
4. Sipas Eurokodit 8, spektri elastik i reagimit per shuresen e mbeshtetjes se bazamentit te objektit te studiuar mund te konsiderohet si me poshte: Per probabilitet 10 % / 50 vjet per kategorine C te truallit sipas EC-8 rezultojne parametrat: shpejtimi maksimal  $a_0 = 0.25$  g dhe shpejtimi spektral maksimal  $S_e(T) = 1.162$  g,  $S = 1.15$ ,  $T_b = 0.2$  sek,  $T_c = 0.6$  sek, dhe  $T_d = 2.0$  sek.
5. Per llogaritjen e kontrollit te struktures te objektit ne shqyrtim eshte perdorur spektri elastik i reagimit sipas Eurokodit 8 me parametrat e mesiperrn, per probabilitetin 10 % / 50 vjet.

### 3. PERSHKRIMI I OBJEKTIT

#### 3.1. Pershkrimi i Struktures

Ndërtesa është perkatesisht me 8 dhe 10 kate mbi toke dhe me dy kat nen toke. Objekti ka si destinacion kryesor shërbimin (parkimin ne dy kate nentoke, ne podrum dhe ambjente tregtare ne katin perdhe) dhe barimin (ne pjesen kryesore te objektit katet e sipermes konkretisht katet I deri 8-10).

Katet e nentokes kane si funksion jo vetem shërbimin dhe parkimin, por edhe ambjentet teknike te cilat shërbejne per infrastrukturën hidrosanitare dhe elektrike te objektit ne teresi. Katet nentoke te objektit kane nje siperfaqe rreth 1600 m<sup>2</sup> secili dhe kati tip ka nje siperfaqe rreth 900 m<sup>2</sup>. Ne katet e papatngos siperfaqja reduktohet dhe kufizohet ne rreth 400 m<sup>2</sup>. Ndertesa eshte me thyrje ne 2 katet e fundit, ku mbizoterojne verandat.

Struktura e objektit eshte konceptuar dhe realizuar me konstrukcion mbajtes tip rama beton armë me mure shear walls (EC8 Shear Frame System), ku ngarkesa sizmike perballohet kryesisht nga traret dhe kolonat, por edhe nga muret strukturore. Muret jane vendosur kryesisht ne zonen e kafazit te shkalleve dhe te ashensori ne gender te planimetrise se nderteses. Struktura e objektit

i jep prioritet të dy drejtimeve X dhe Y perpendikulare për garantimin e zhvendosjeve të lejuara nga veprimet e ngarkesave të jashtme, kryesisht atyre sizmike maksimale të mundshme sipas kombinimit të ngarkesave. Strukturat horizontale përfagesohen nga elemente beton arme, soletat monolite me trashësi 16 – 20 cm dhe soleta me trarë të cilat janë të hedhura në një ose dy drejtime me trashësi 30 cm. Në teresi, struktura e objektit përfagesohet nga një sistem i pastër strukturor; ku themelet janë realizuar tip pllake, elementet vertikale me kolona b/a dhe mure beton arme dhe ata horizontal me trarë beton arme dhe soletat b/a monolite dhe me traveta.

**Themelet:** Objekti mbështetet mbi themel tip pllake mbi bazament elastik, të modeluar dhe llogaritur sipas modelit të Winkler (Pllaka e themelit, sipas projektit e ka lartësinë 120 cm dhe armohet me dy zgara kryesore (siper dhe poshtë) si dhe shtesat në zgaren e poshtme dhe të sipërme, nën mbështetjen e kolonave). Nën tabanin e themelit është parashikuar nga projektuesi të behet mbushja me material të pangjeshëm, cakll makinerie në trashësinë minimale 40 cm - 50 cm, çka është pranuar konform rekomandimeve të gjeologut të objektit. Themelet e veçuara si dhe trarët lidhes, janë mbështetur mbi një shtresë betoni të varfer ose beton pastërtie me trashësi 10 cm

**Kolonat:** e objektit janë të shpërndara sipas akseve dhe kanë hap të ndryshëm. Kolonat janë projektuar të gjitha me material beton arme të klases C30/37 me përmasa të përcjës terthore  $b \times h = 40 \times 25$  cm,  $b \times h = 40 \times 60$  cm,  $b \times h = 110 \times 40$  cm,  $b \times h = 40 \times 80$  cm,  $b \times h = 40 \times 90$  cm,  $b \times h = 80 \times 60$  cm,  $b \times h = 80 \times 70$  cm në seksion të ndryshueshëm sipas lartësive, duke qenë se edhe ngarkesat janë me të vogla. Xhumbtini i shufrave të kolonave do të behet në nivelin e soletave të ndërkatit, në dy nivele të ndryshme.

**Muret betonarme:** janë të realizuar kryesisht në kafazin e ashenzorit dhe shkalleve me një trashësi  $t = 25$  cm. Muret janë vendosur kryesisht në pjesën qendrore. Ndërtesa ka 2 blloqe apo berthama të komunikimit vertical

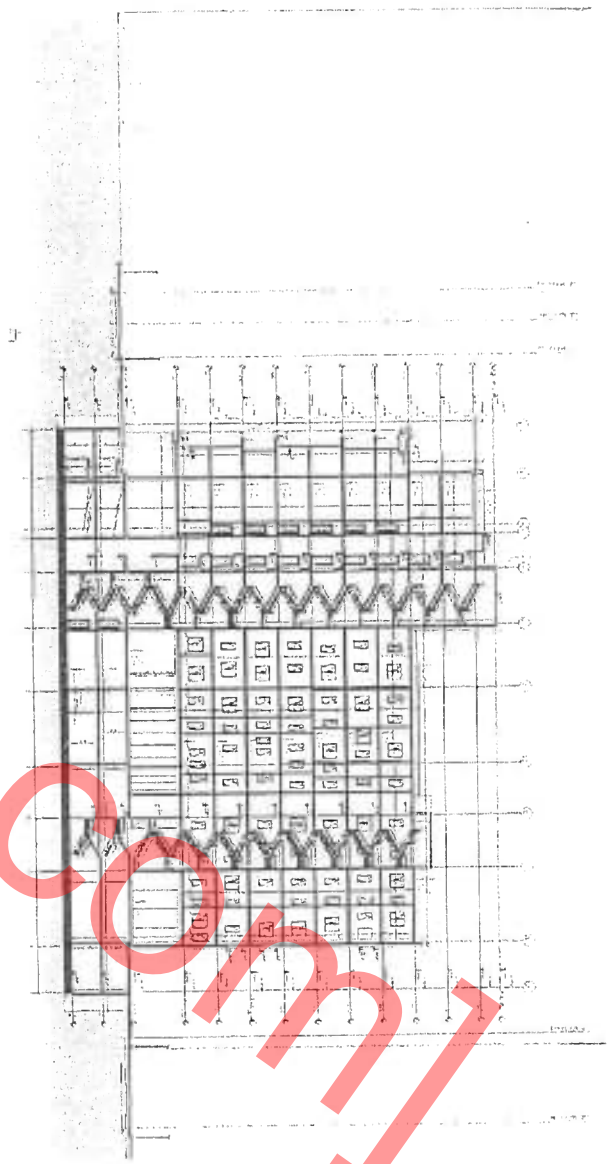
**Trarët:** janë kryesisht petashuge me dimensione  $b \times h = 70 \times 30$  cm,  $b \times h = 80 \times 30$  cm por edhe të tjerë me dimensione  $b \times h = 40 \times 60$  cm. Vendosja e trarëve petashug në objekt është kushtëzuar nga kërkesa arkitektike për të patur një sipërfaqe të rrafshët tavani në të gjitha ambientet. Në mbulesën e podrumit janë përdorur trarë të tjerë me dimensione  $b \times h = 40 \times 50$  cm,  $b \times h = 30 \times 50$  cm, etj.

Në llogaritjen e trarëve janë vendosur ngarkesat trapezoidale ose trekëndore që vijnë nga soletat si dhe ngarkesa e njëtrafeshme që vijnë nga muret. Muratura e tullës në objekt është parashikuar me trashësi 12 dhe 25 cm e realizuar me brima horizontale (tulla të lehtësuara). Në skemën llogaritëse, ngarkesa e muratës është pranuar e shpërndarë uniformisht në soletë me intensitet 150 daN/m<sup>2</sup>.

**Soletat ose elementet sipërfaqesore horizontale,** mbulesa e katit nëntokë është monolite, tip kesone me trashësi 16 cm, 18 cm dhe 20 cm. Në katet e banimit, soletat janë me traveta, të mbështetura në një ose në dy drejtimit (kasetone) me trashësi  $t = 30$  cm. Zgjedhja e tyre ka si qëllim një shpërndarje me të mirë të ngarkesave që vepron mbi të, neper trarët e objektit dhe për të siguruar me mirë rolin e tyre si një diafragmë horizontale. Gjeresia e trarëve është pranuar 12 cm dhe trashësia e pllakes (soletonit) 5 cm. Si material mbushës i lehtësuar janë përdorur tulla të kuge me bira.

**Muratura ndarese:** është realizuar me tulla të kuge me bira (vetëmmbajtëse) me gjëresë 12, 20 dhe 25 cm. Muratura ndarese apo vete mbajtëse nuk ka breza perforuese në mes të lartësive, duke e dobësuar punën e saj si panel “rigjidues” si në plan “in plane” ashtu edhe jashtë planit “out of plane”. Keta elemente, shërbejnë jo vetëm për ndarjen e ambienteve, por edhe për rrigjidimin e mureve mbajtëse perpendikulare me to.

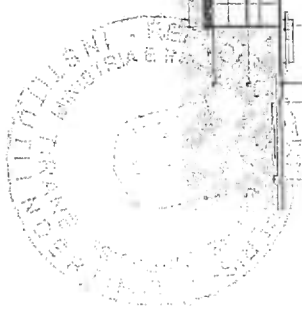


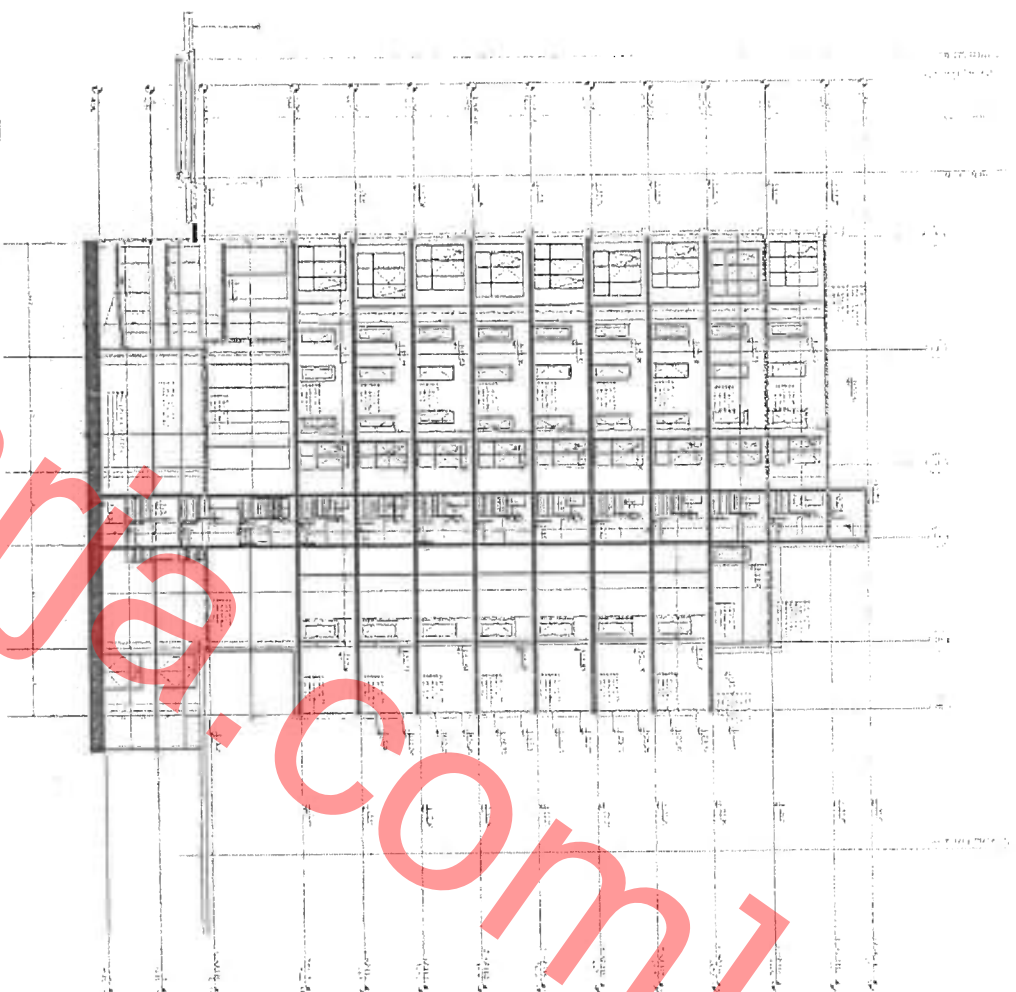


*Figure Nr.1 – Prerje Vertikale e Objektit*

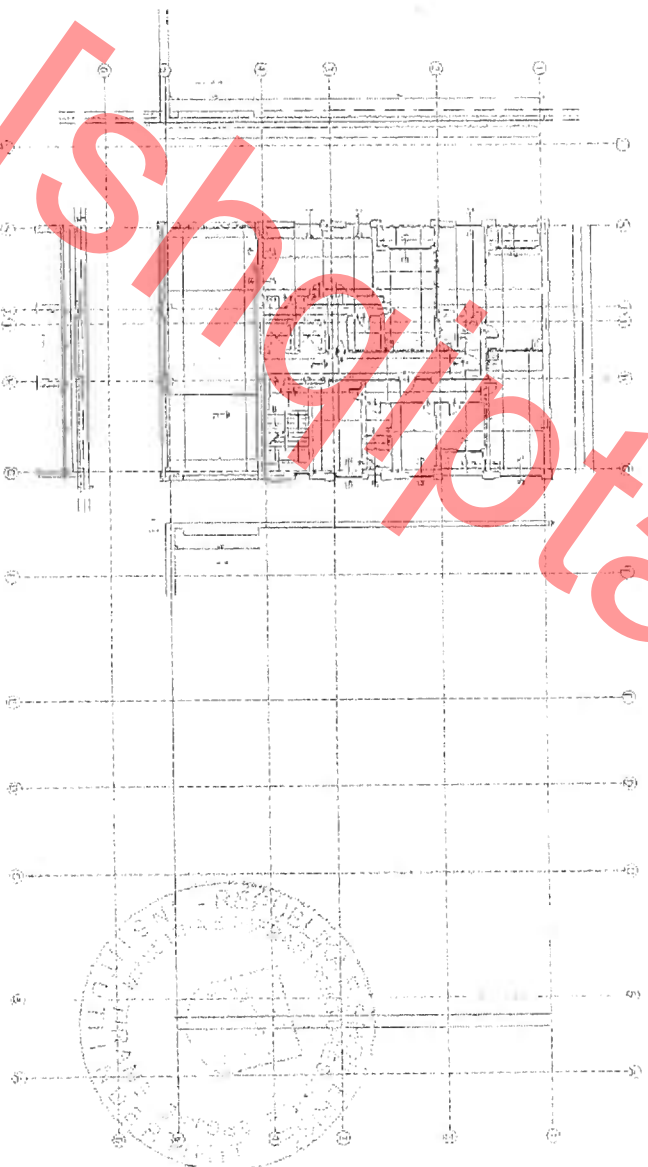


*Figure Nr.2 – Prerje Vertikale e Objektit*





*Figure Nr.3 – Prejje Vertikale e Objektit*



*Figure Nr.4 – Plani Arkitektonik Kati +9, Kuota +33.20 m*

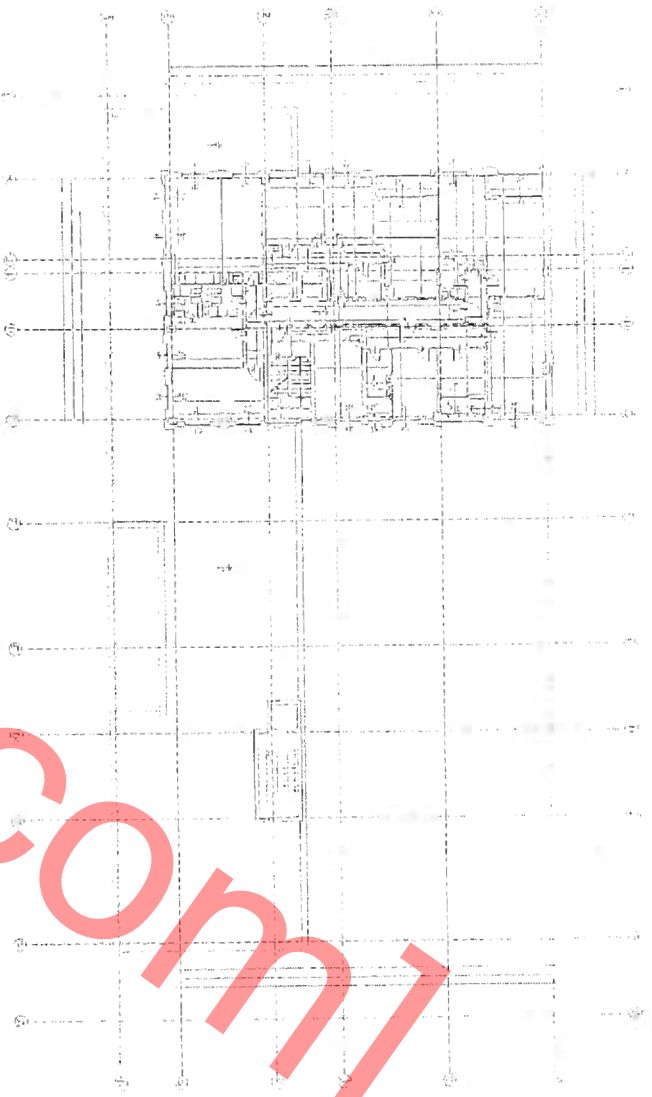


Figure Nr.5 – Plani Arhitektonik Kati +8, Kuota +29.73 m

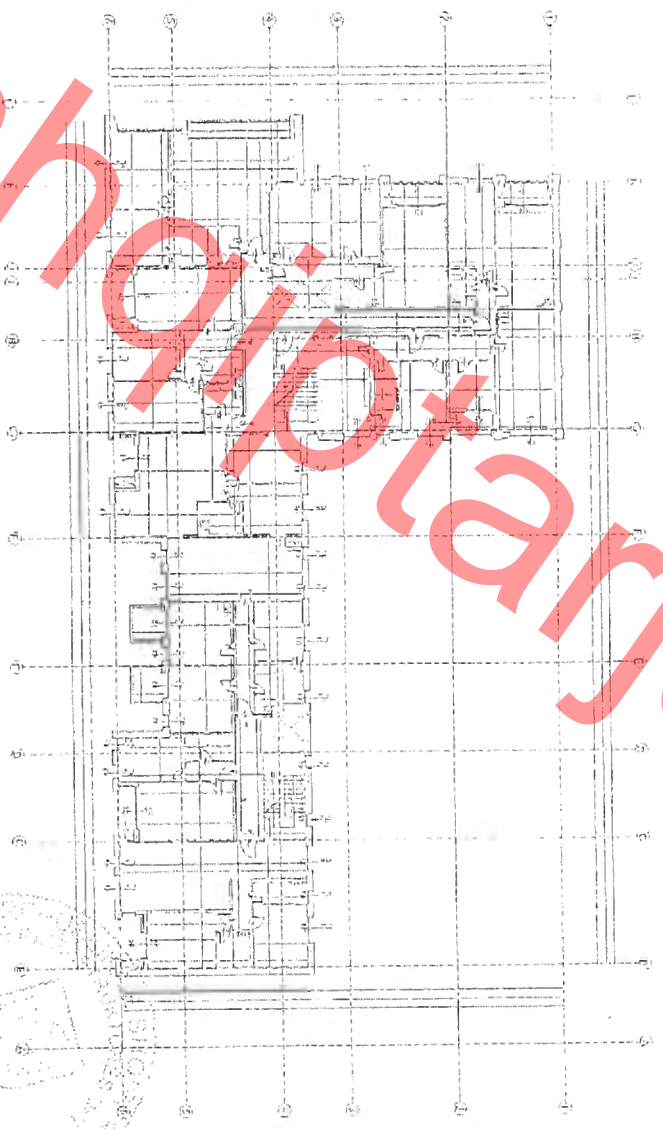
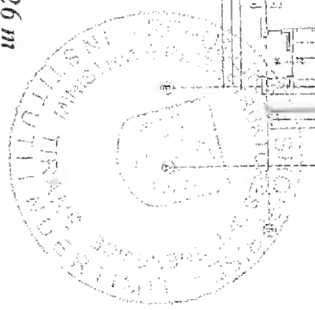
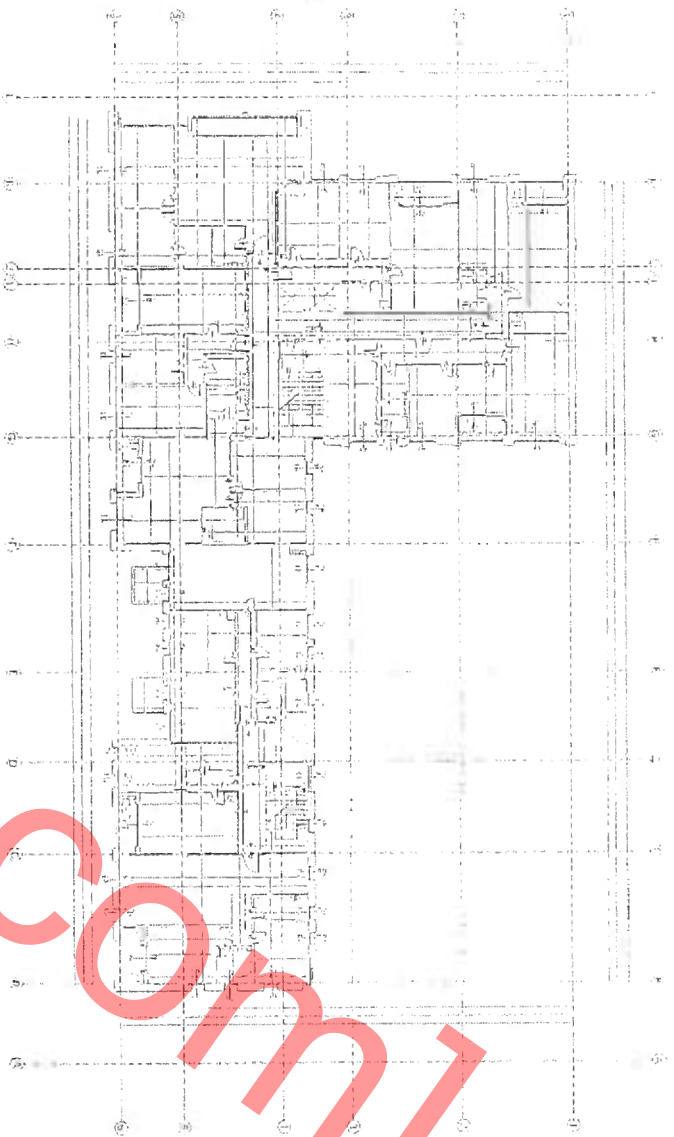
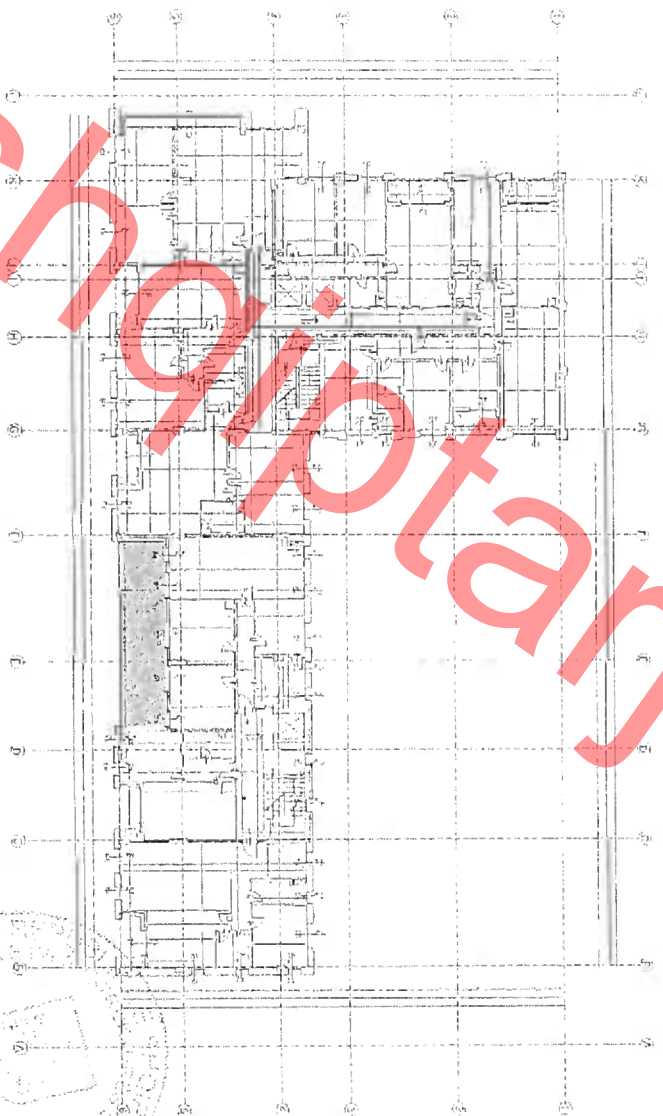


Figure Nr.6 – Plani Arhitektonik Kati +7, Kuota +26.26 m

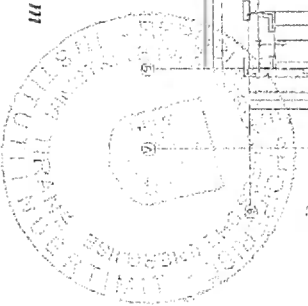




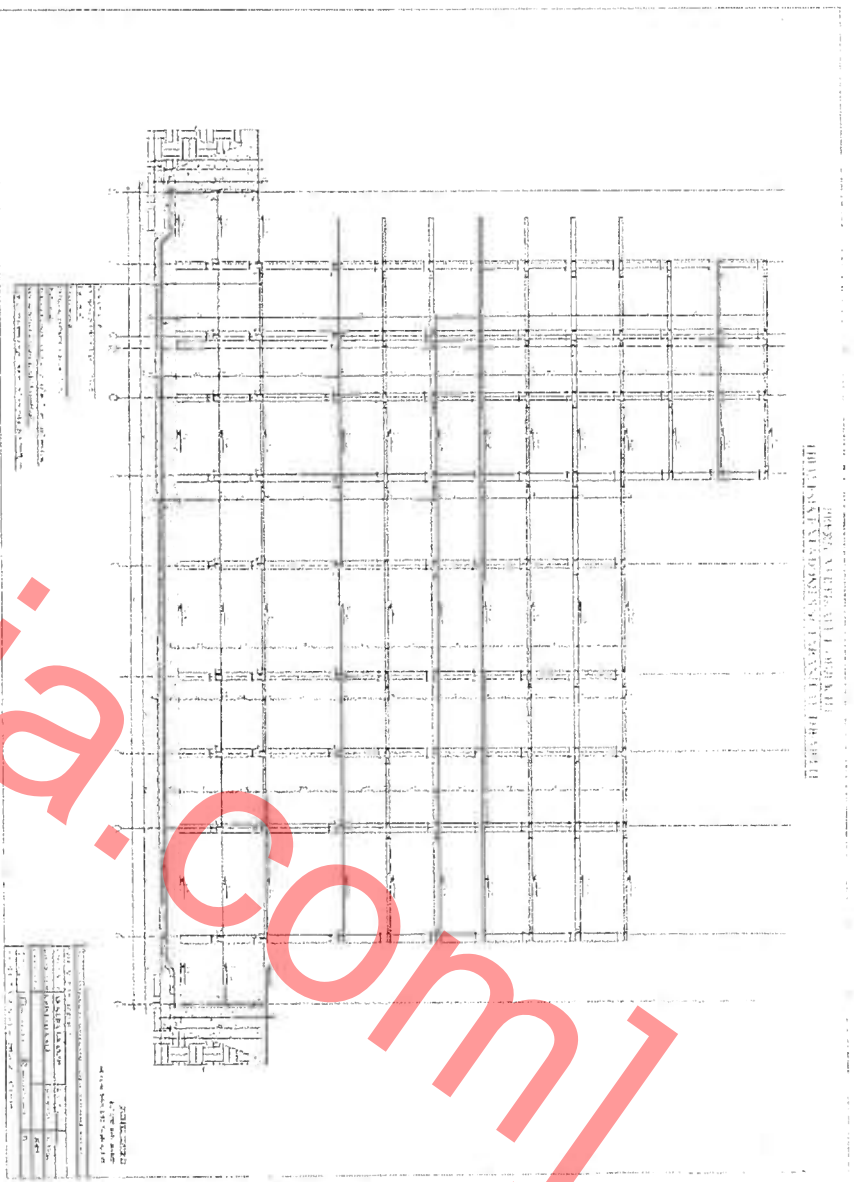
*Figure Nr.7 – Plani Arhitektonik Kati +6, Kuota +22.79 m*



*Figure Nr.8 – Plani Arhitektonik Kati +5, Kuota +19.32 m*



Ne vijm parqiten fragmente nga projekti strukturor i objektit:



- Figure Nr.9 – Prejje Vertikale e Objektit, Thellessia e Vendosjes se Tabanit te Themelit

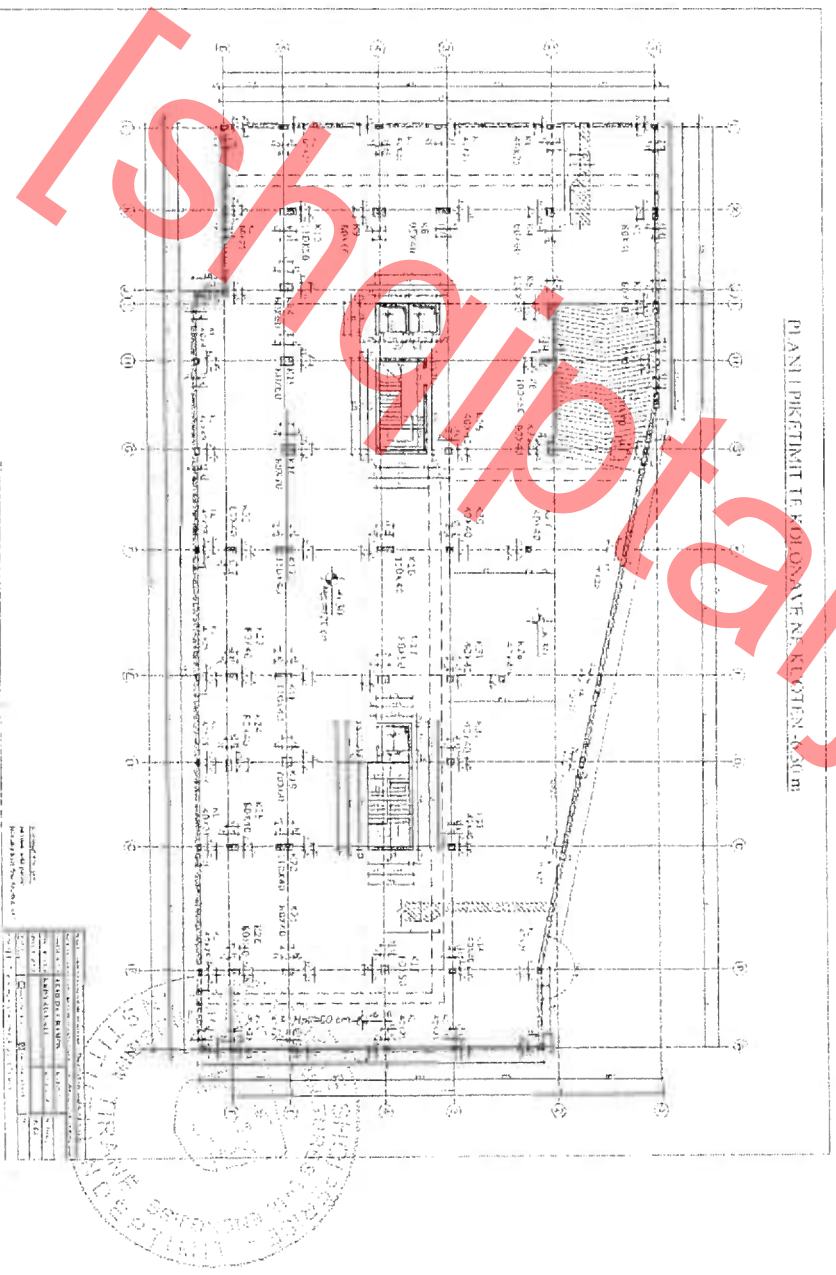


Figure Nr.10 – Plani i Prketimit te Kolonave, Kuota -6.30 m

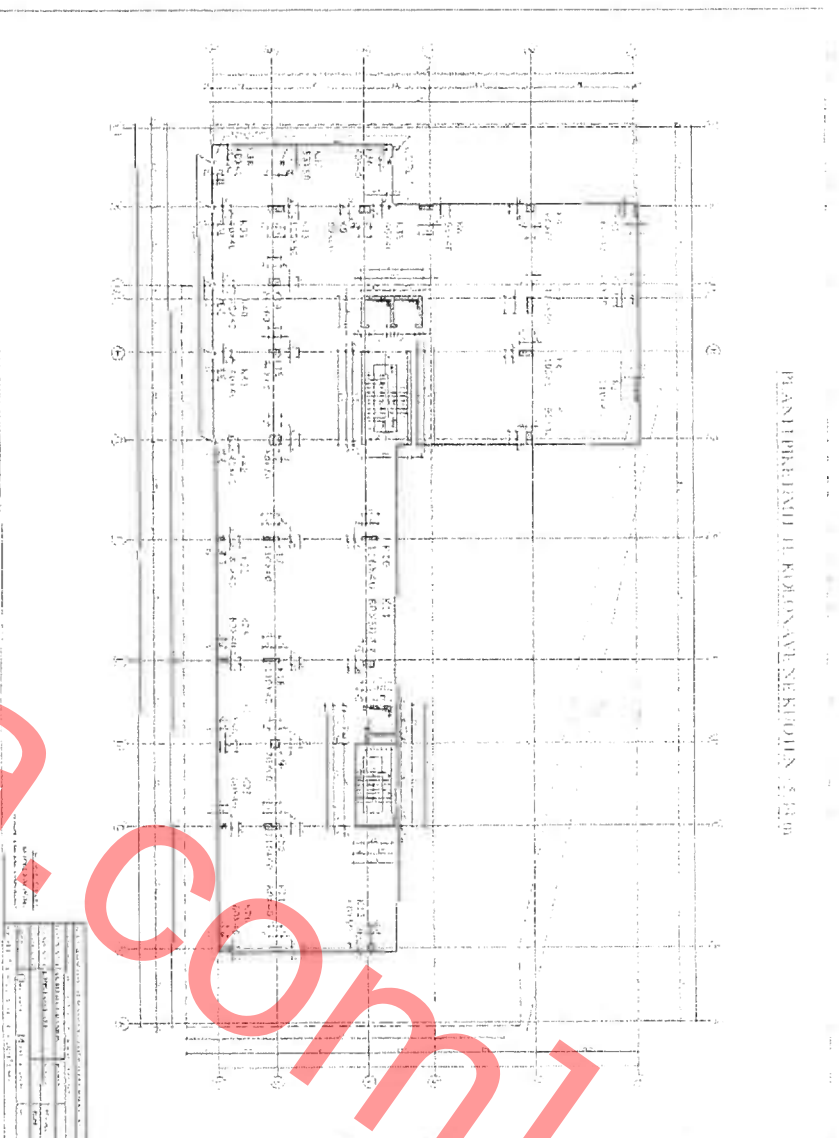


Figure Nr.11 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +5.44 m

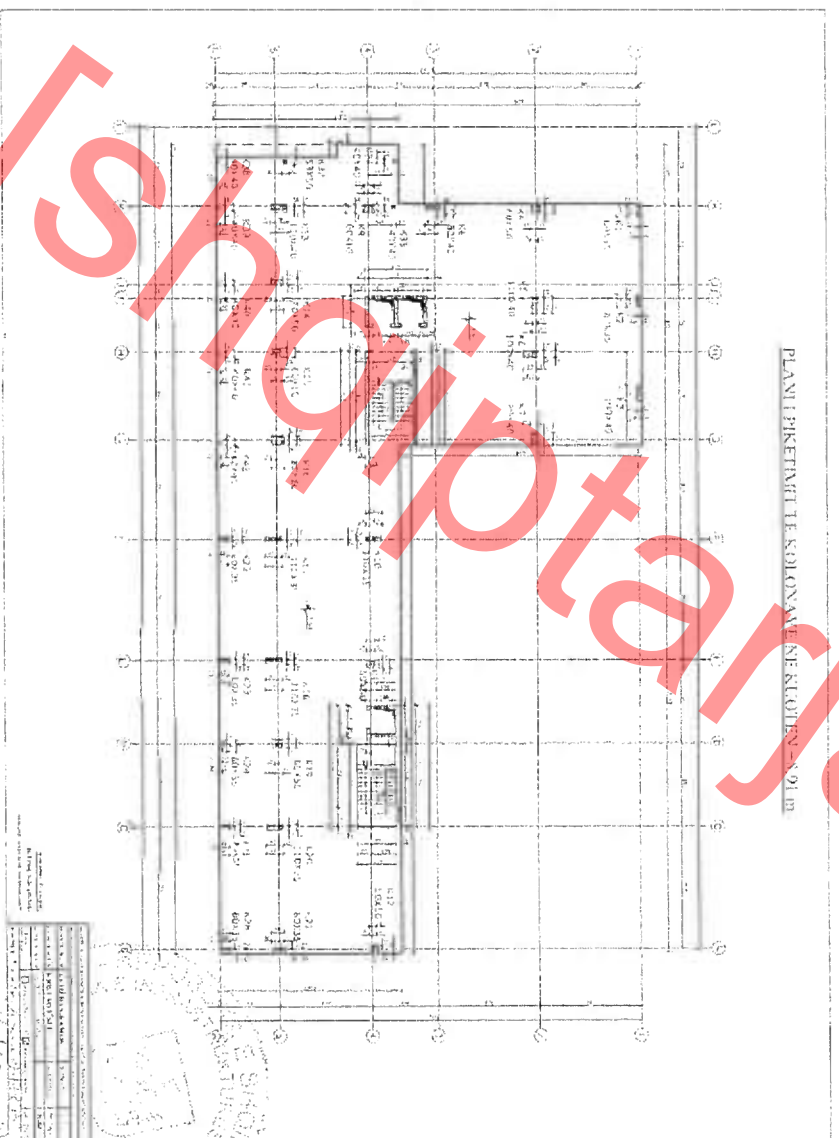


Figure Nr.12 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +8.91 m

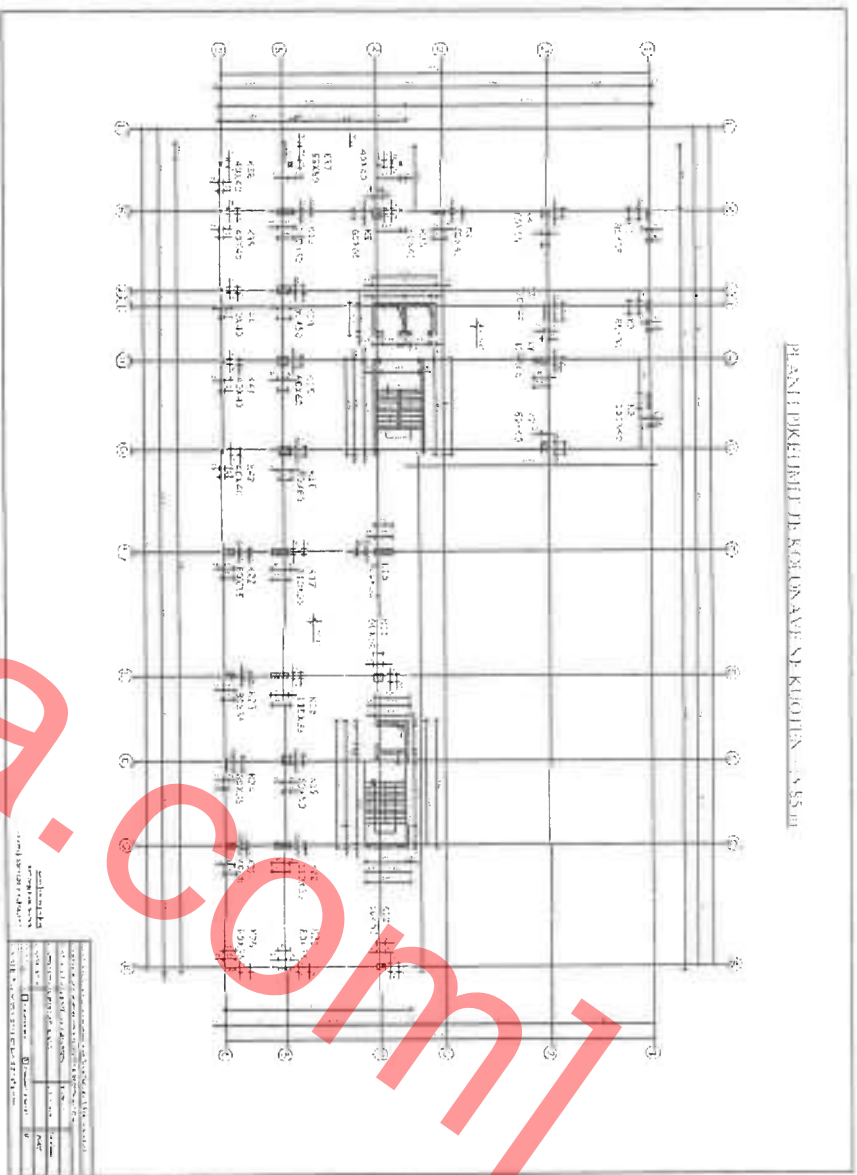


Figure Nr.13 – Plani i Picketimit te Kolonave, Kuota +15.85 m

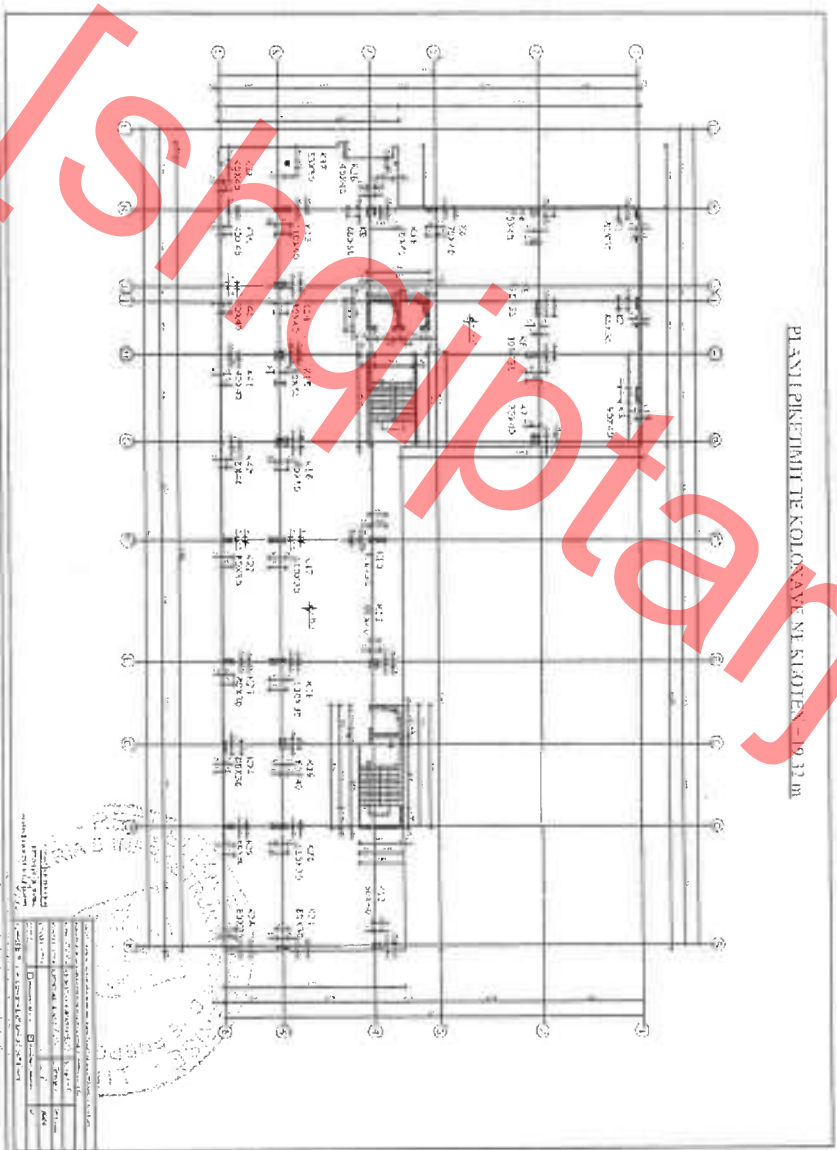


Figure Nr.14 – Plani i Picketimit te Kolonave, Kuota +19.32 m

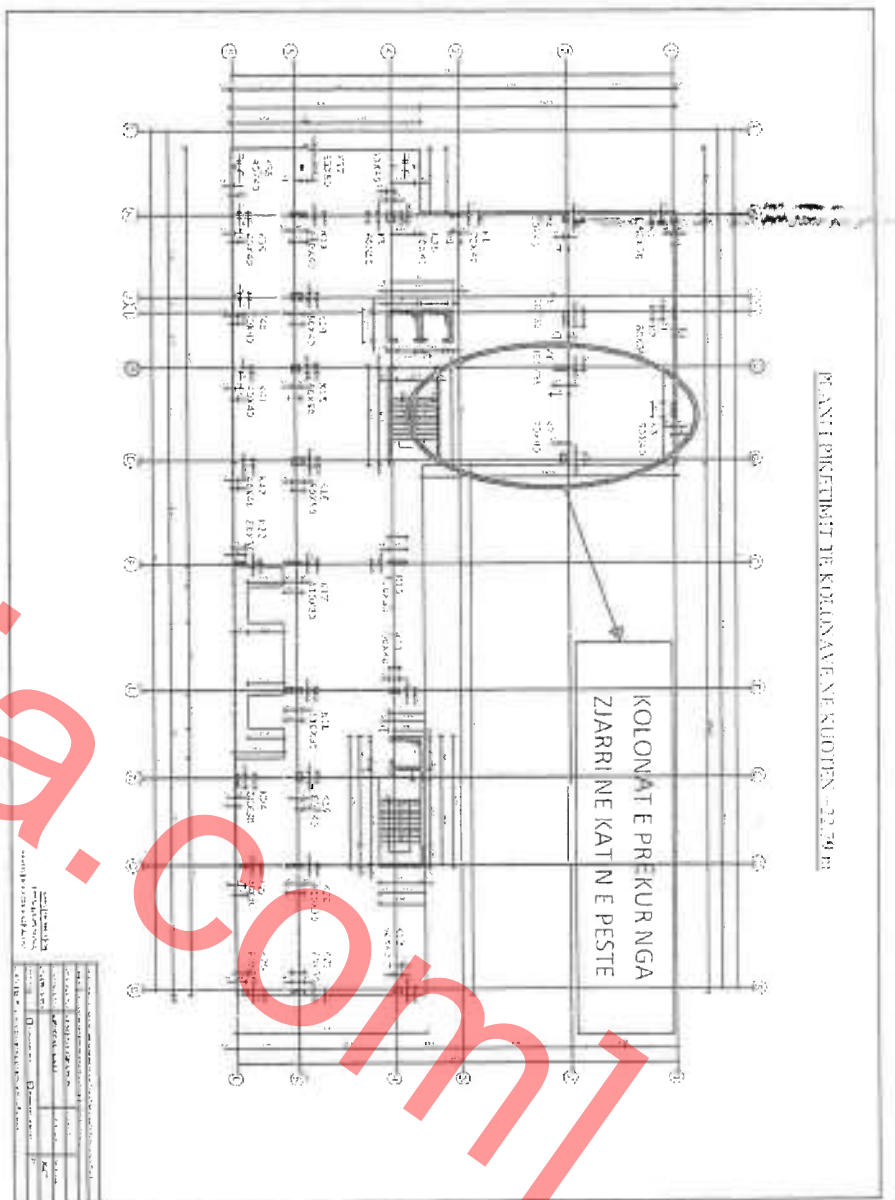


Figure Nr.15 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +22.79 m

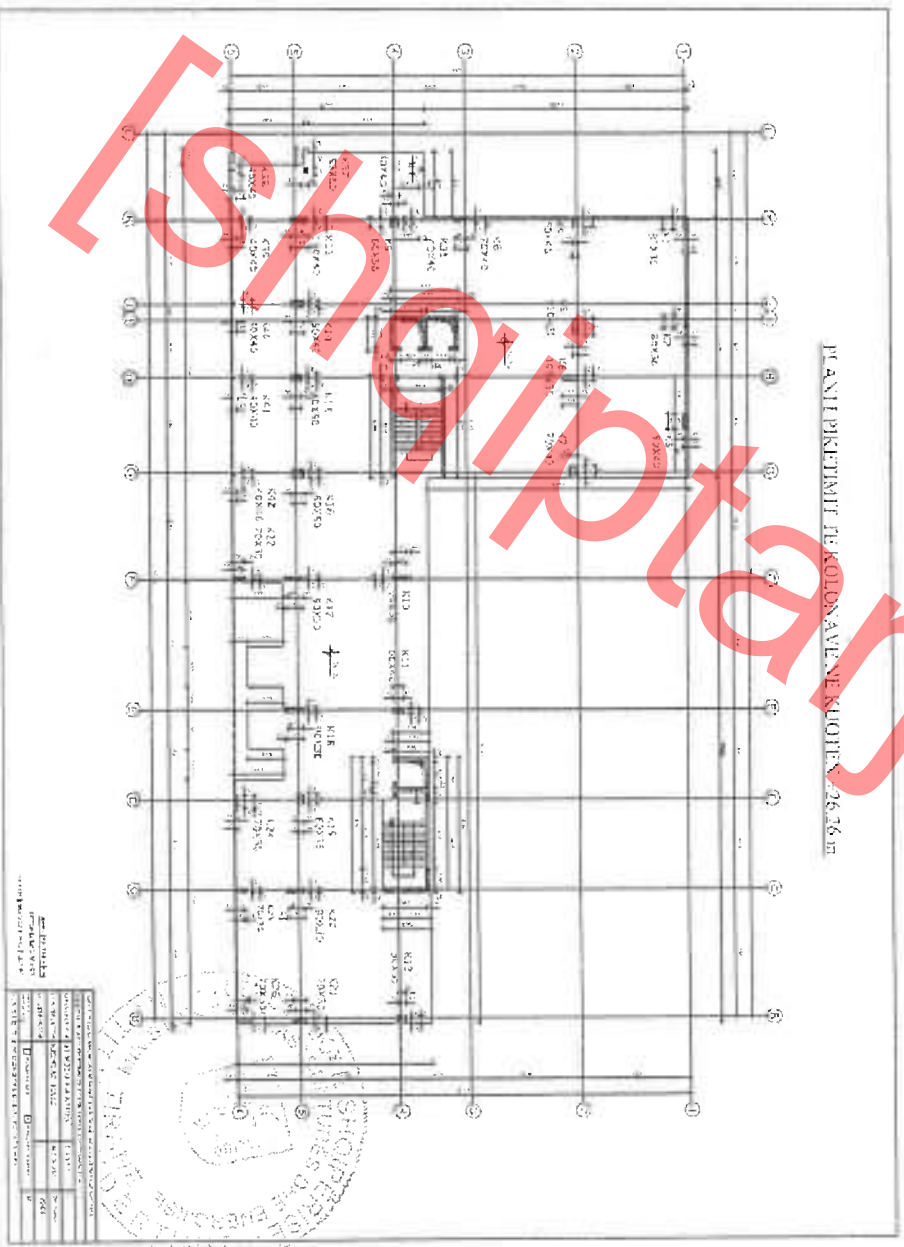


Figure Nr.16 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +26.26 m



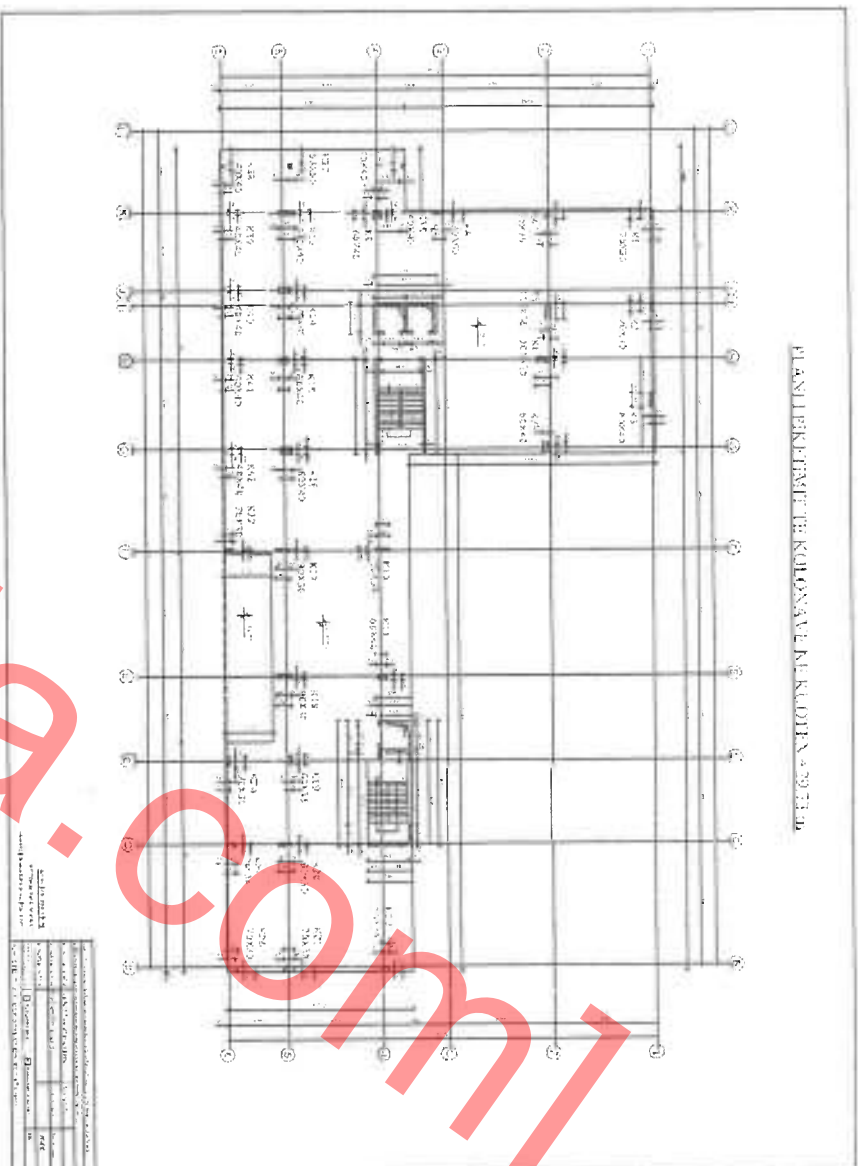


Figure Nr.17 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +29.73 m

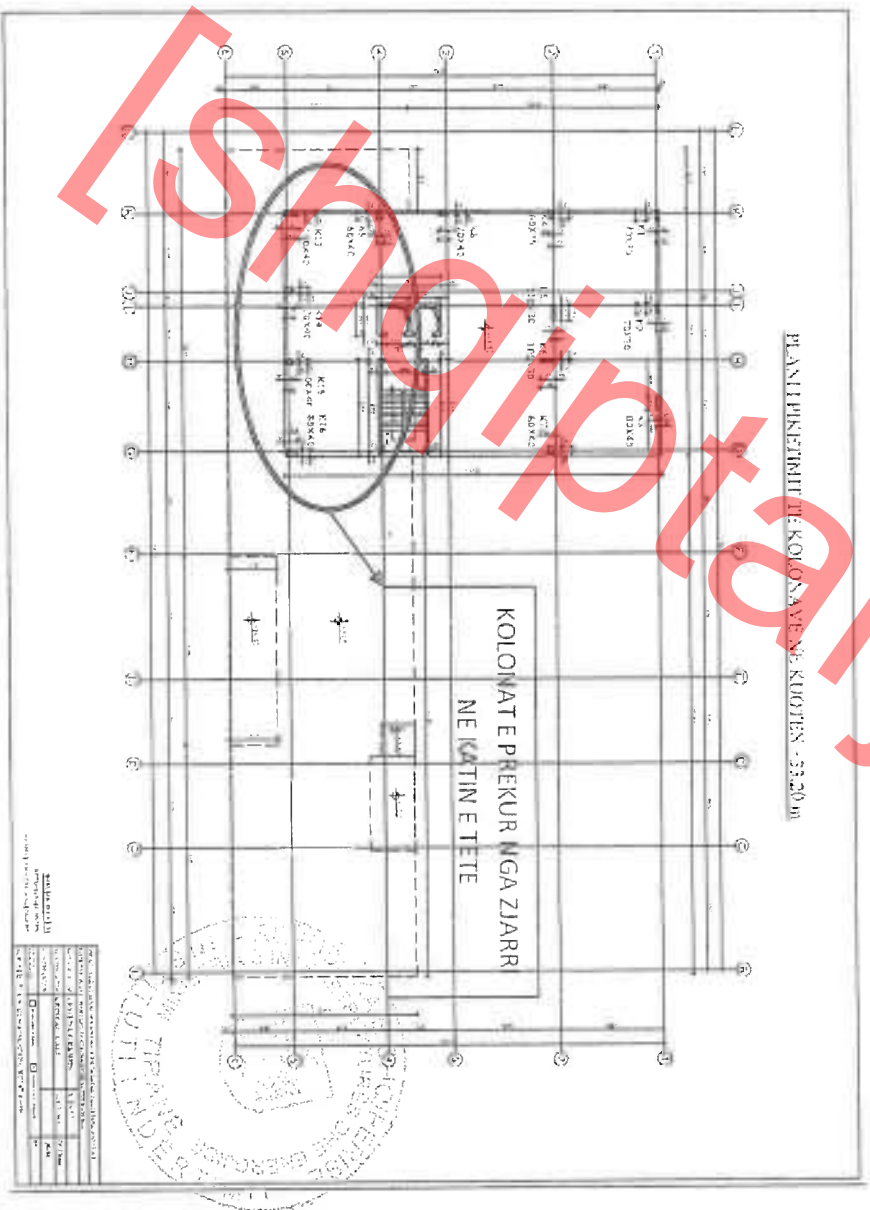


Figure Nr.18 – Plani i Piketimit te Kolonave, Kuota +33.20 m

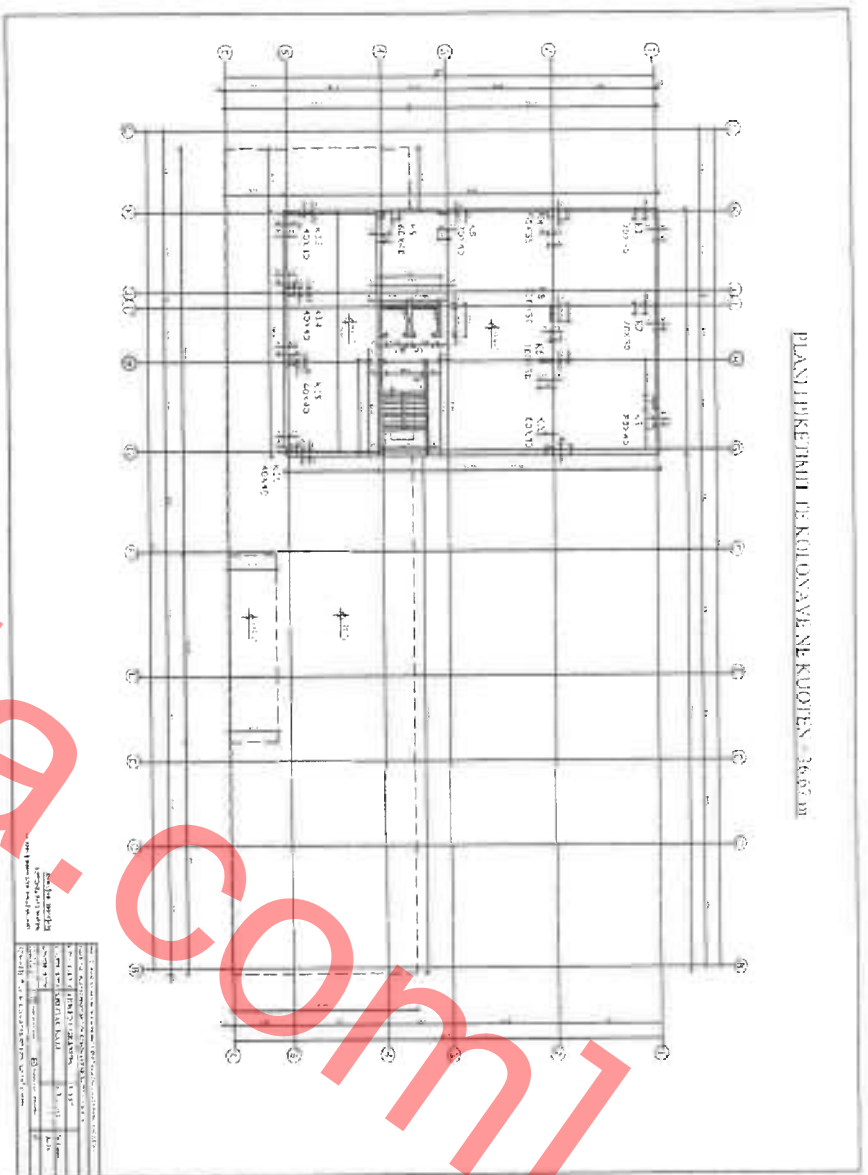


Figure Nr.19 – Plani i Pkëtimit të Kolonave, Kuota +36.67 m

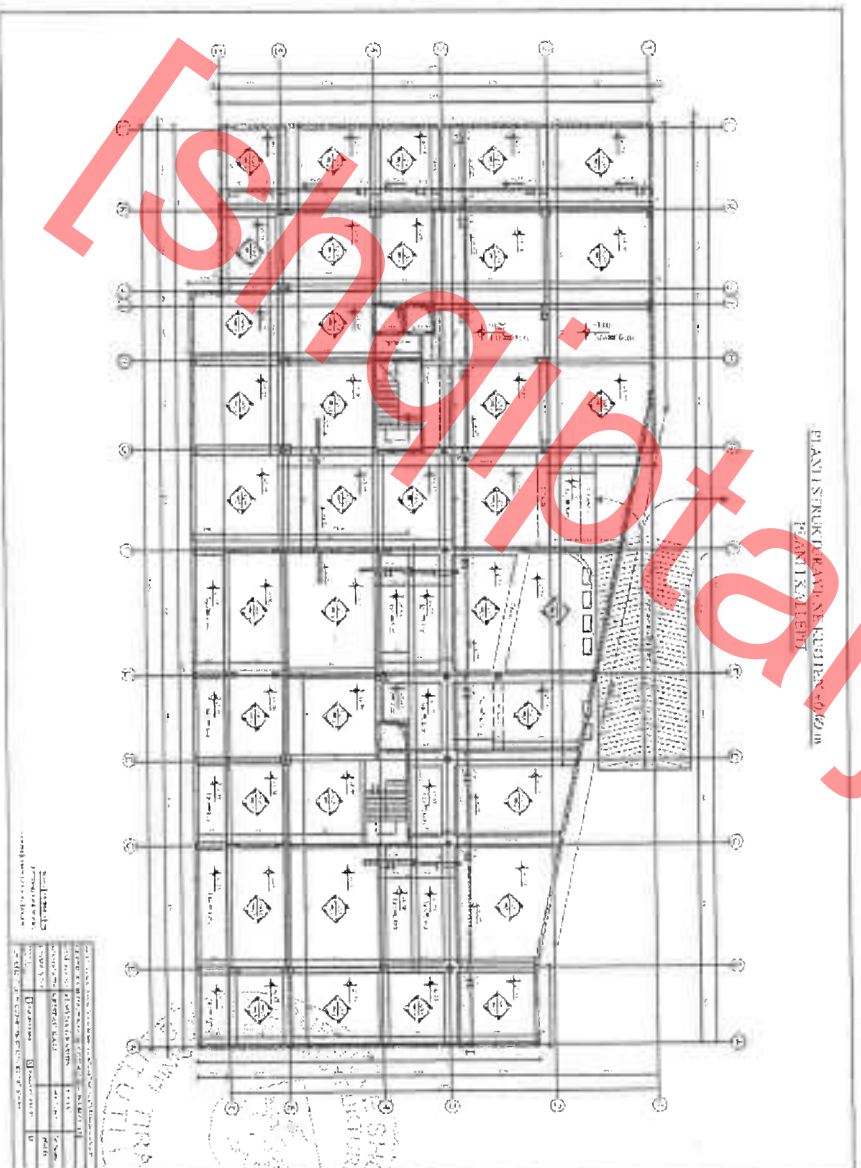


Figure Nr.20 – Plani i Strukturave në Kuotën 0.00 m, Plani i Kallepit



Figure Nr.21 – Plani i Strukturave ne Kuoten +5.44 m, Plani i Kallepit



Figure Nr.22 – Plani i Strukturave ne Kuoten +8.91 m, Plani i Kallepit

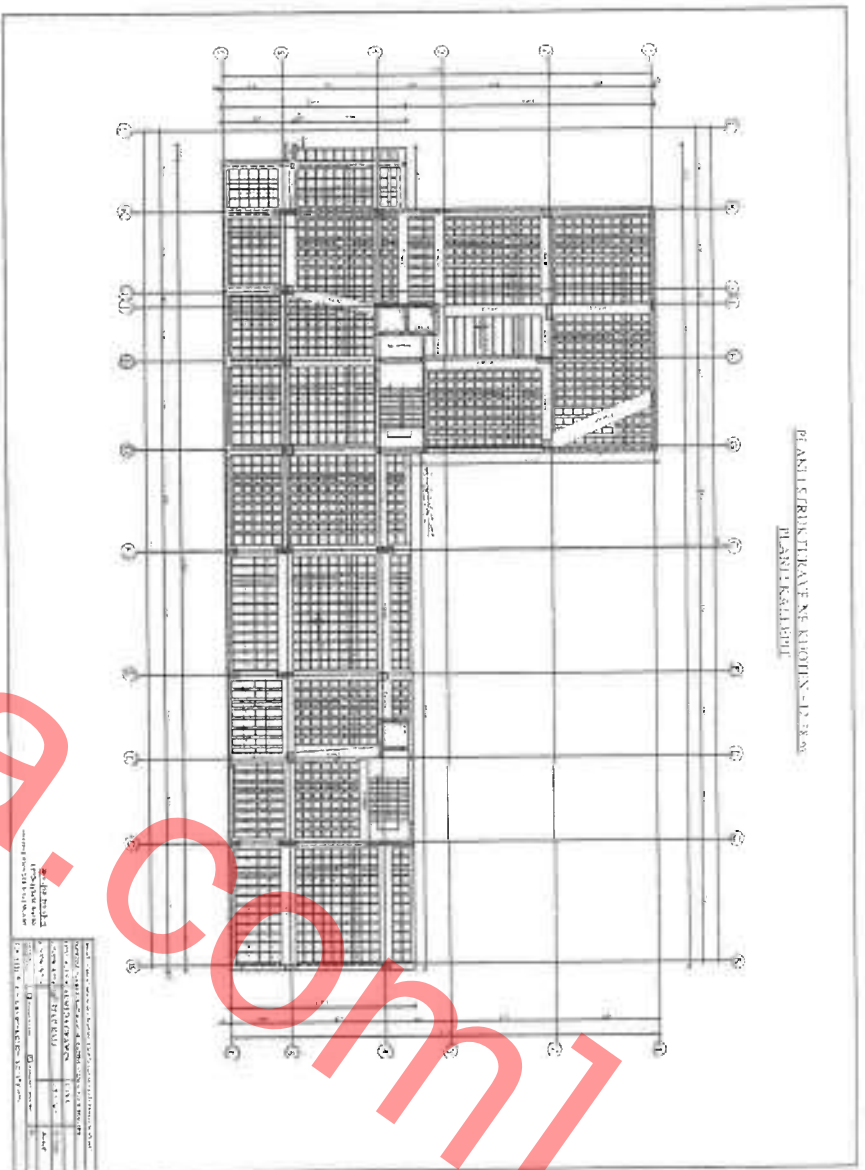


Figure Nr.23 – Plani i Strukturave ne Kuotën +12.38 m, Plani i Kallepit



Figure Nr.24 – Plani i Strukturave ne Kuotën +15.85 m, Plani i Kallepit

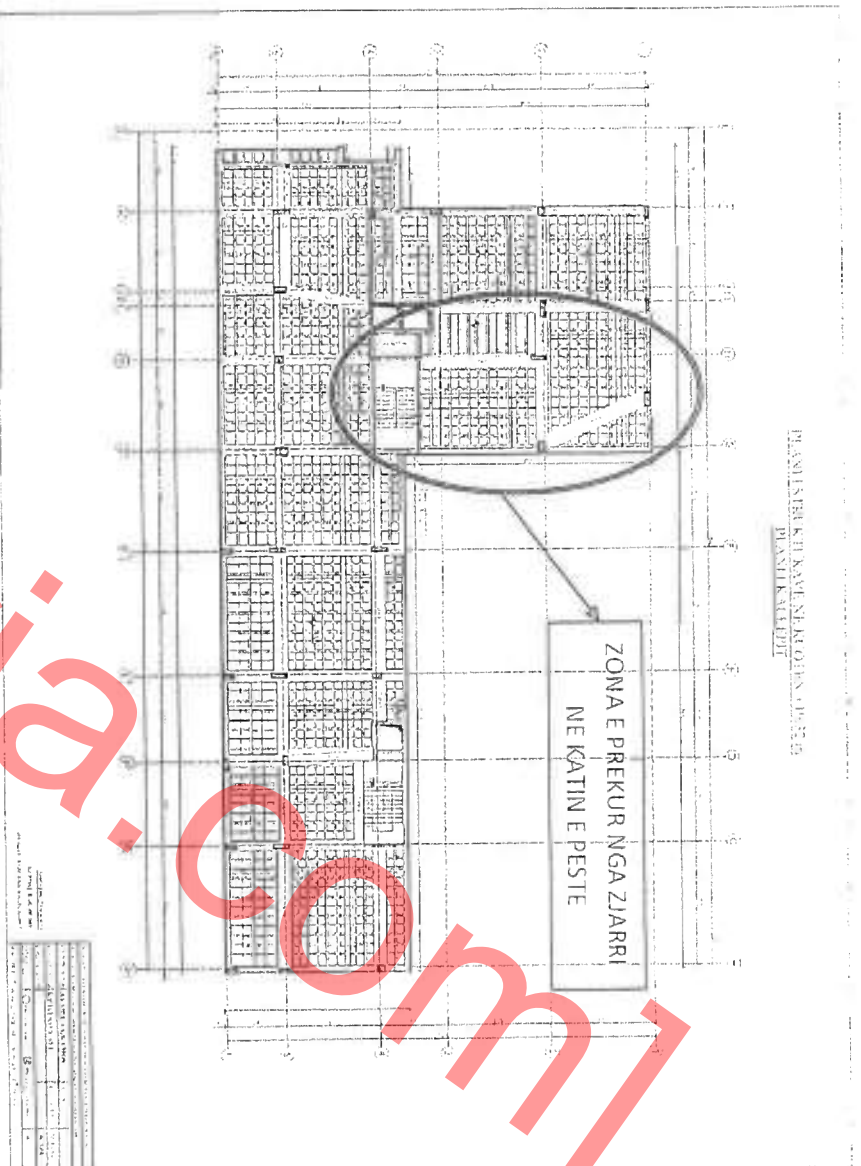


Figure Nr.25 – Plani i Strukturave ne Kuotën +19.32 m, Plani i Kallepit

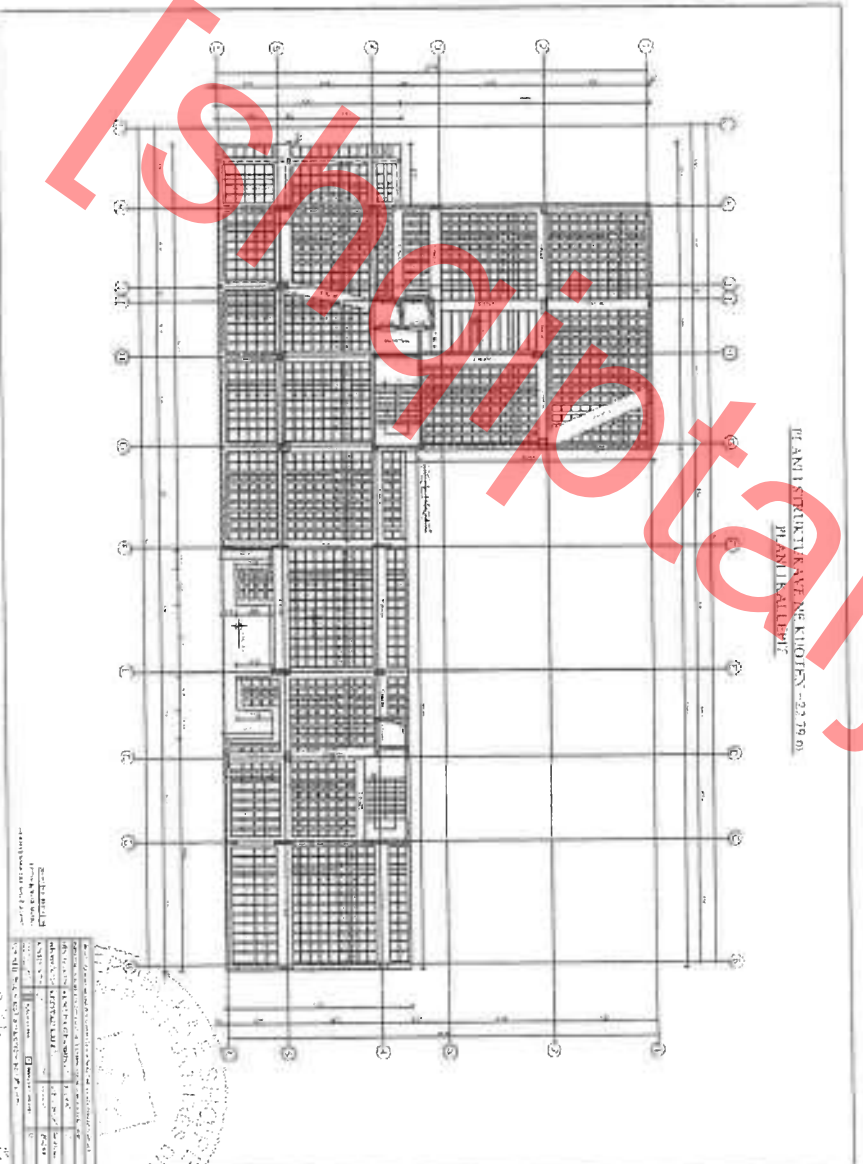
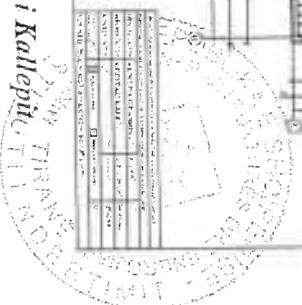


Figure Nr.26 – Plani i Strukturave ne Kuotën +22.79 m, Plani i Kallepit



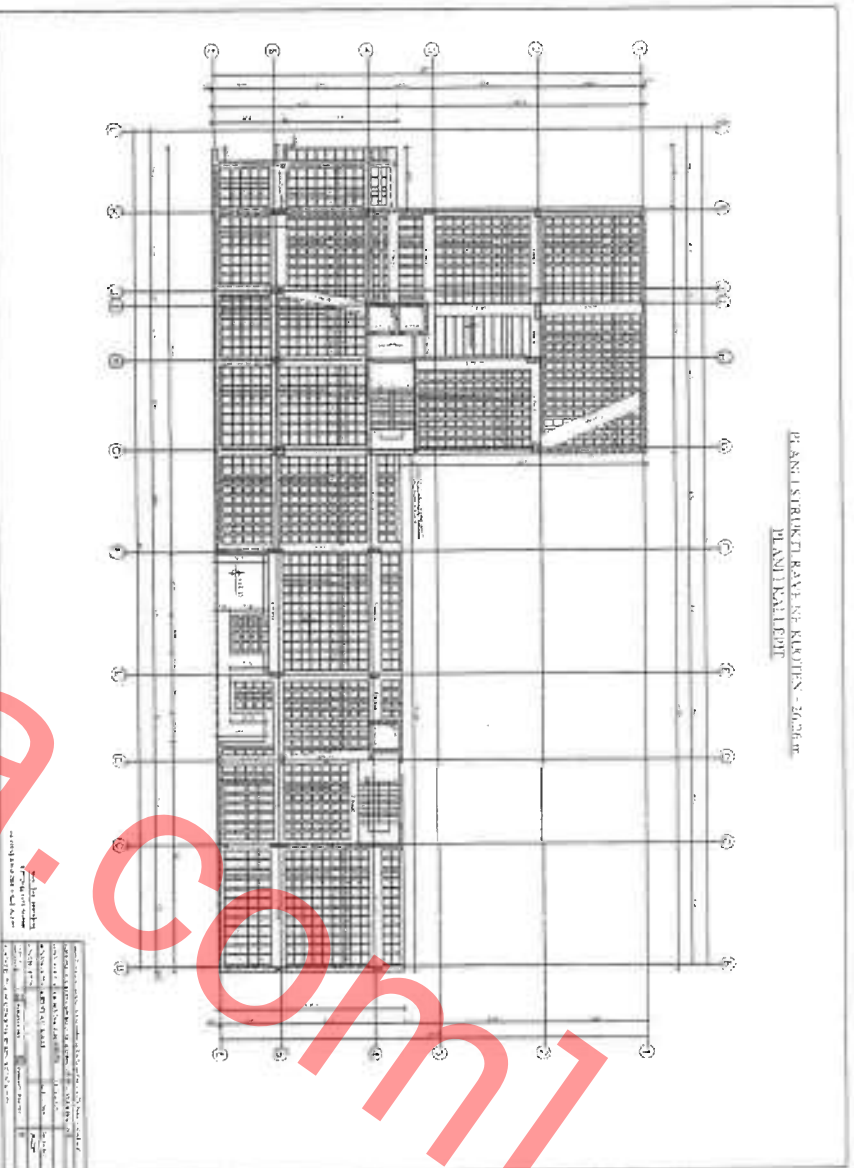


Figure Nr.27 – Plani i Strukturave ne Kyothen +26.26 m, Plani i Kallepit



Figure Nr.28 – Plani i Strukturave ne Kyothen +29.73 m, Plani i Kallepit

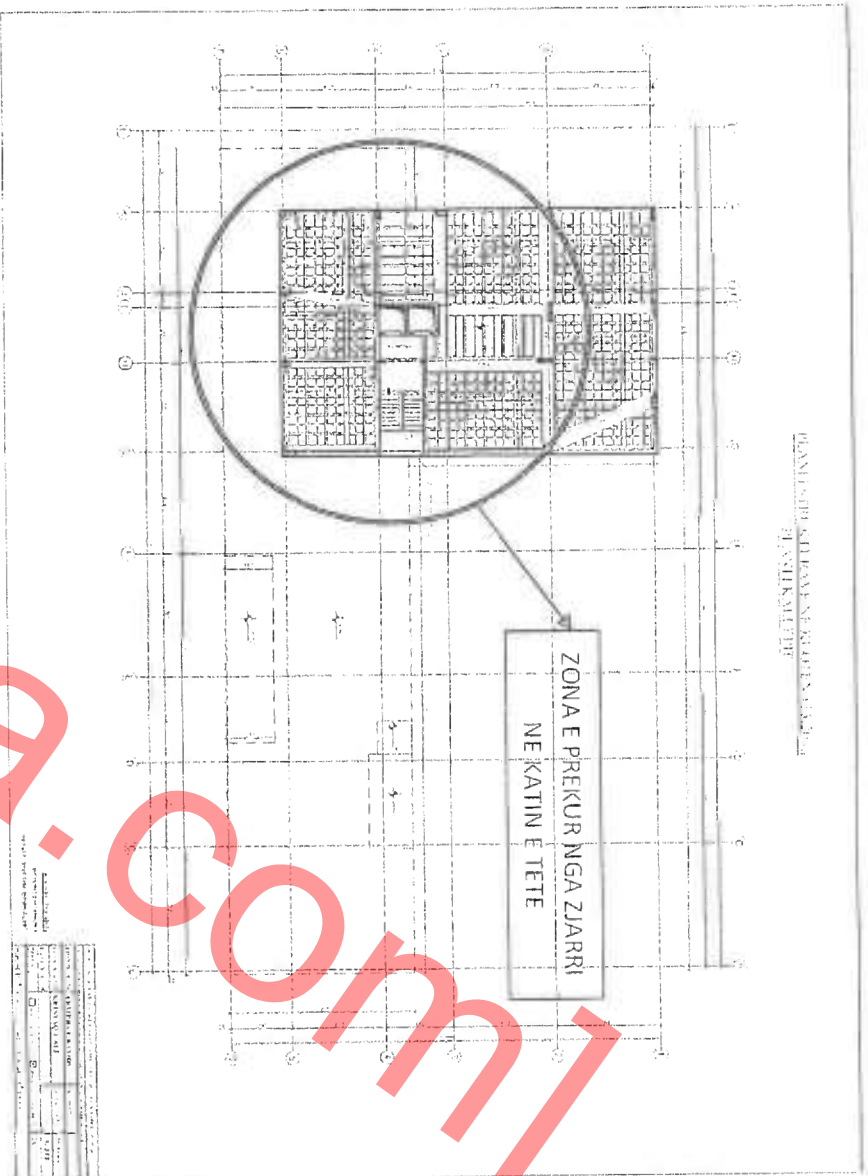


Figure Nr.29 – Plani i Strukturave ne Kuoten +33.20 m, Plani i Kallepit

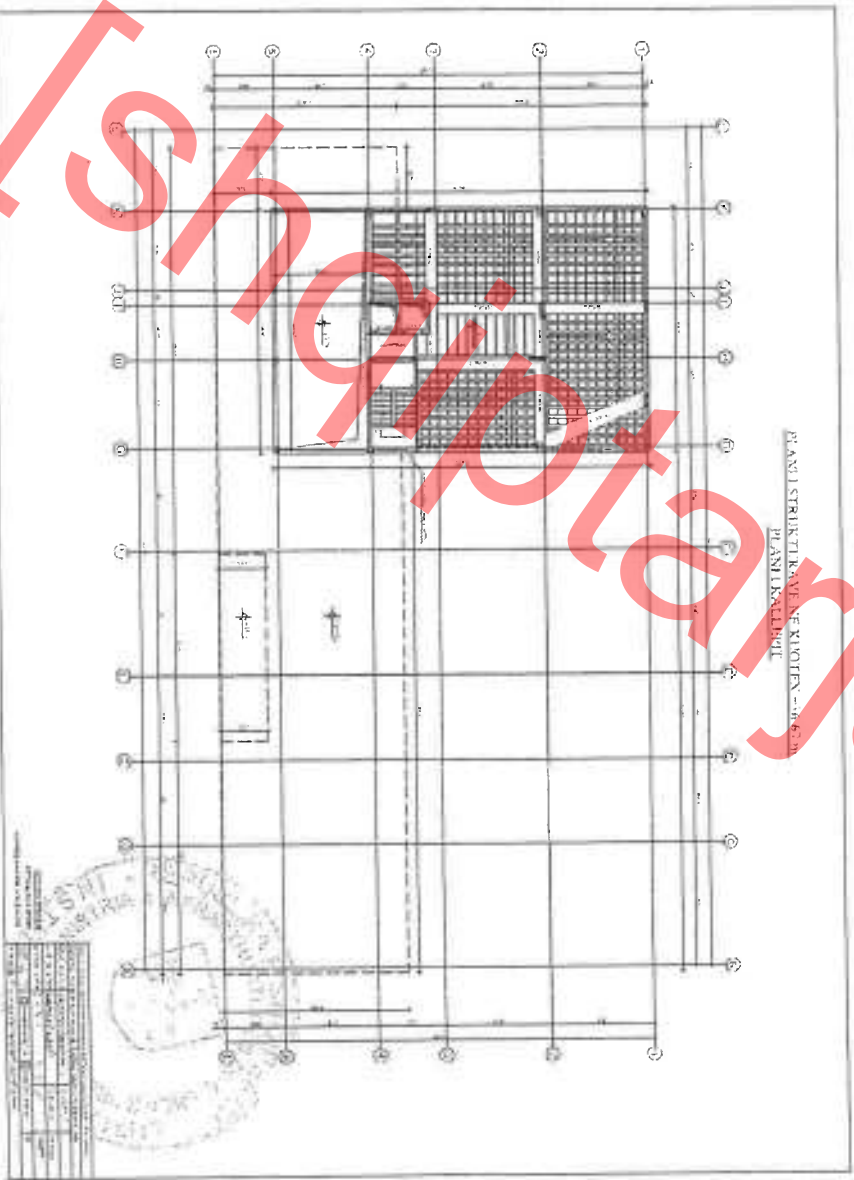


Figure Nr.30 – Plani i Strukturave ne Kuoten +36.67 m, Plani i Kallepit

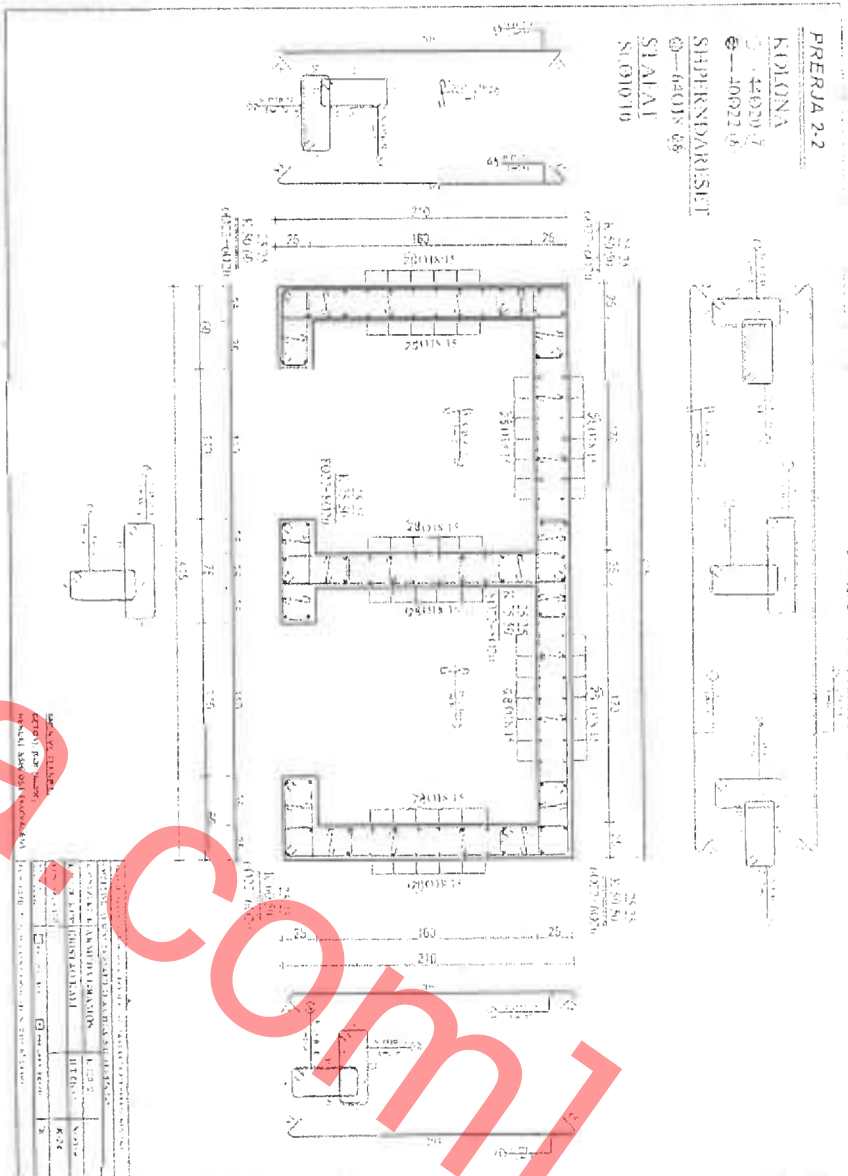


Figure Nr.31 – Prejre Terthore e Kafazi te Ashensorit, Armimi i Kafazi te Ashensorit

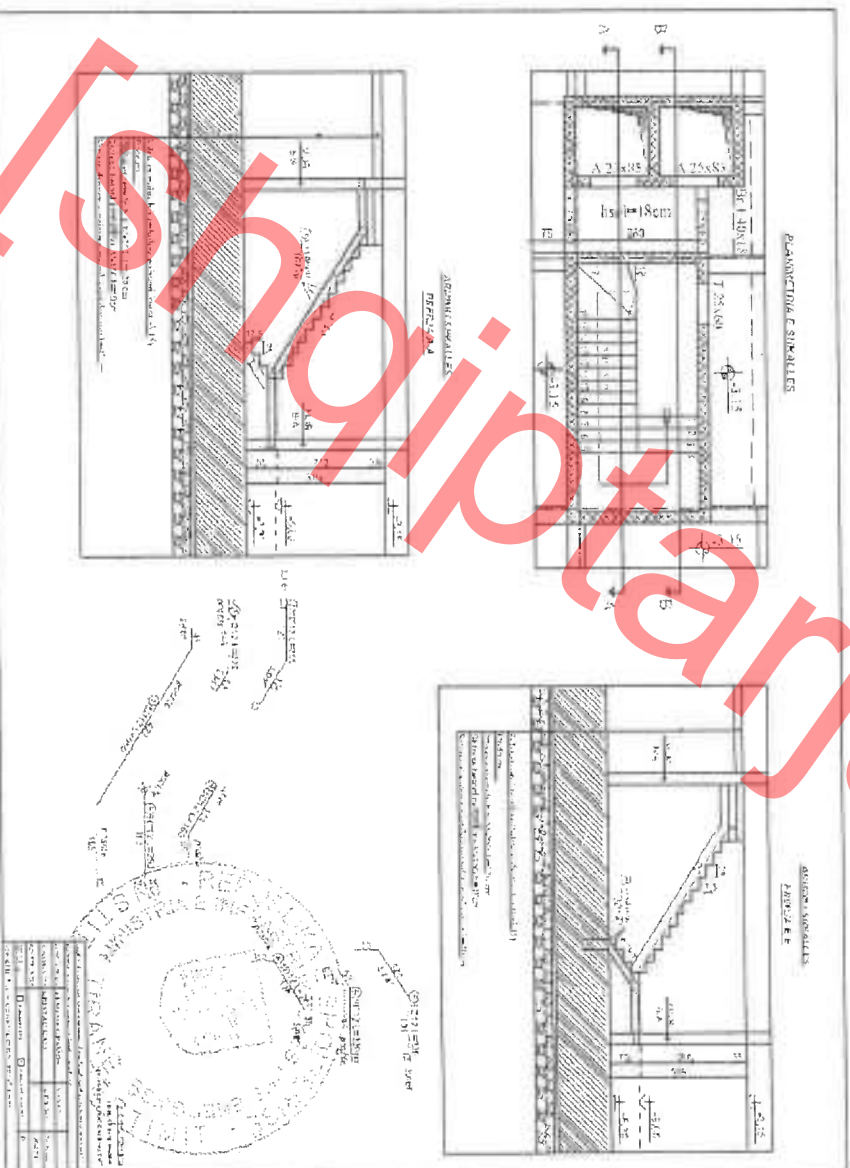


Figure Nr.32 – Prejre Terthore e Shkalleve, Armimi i Shkalleve Beton Arme



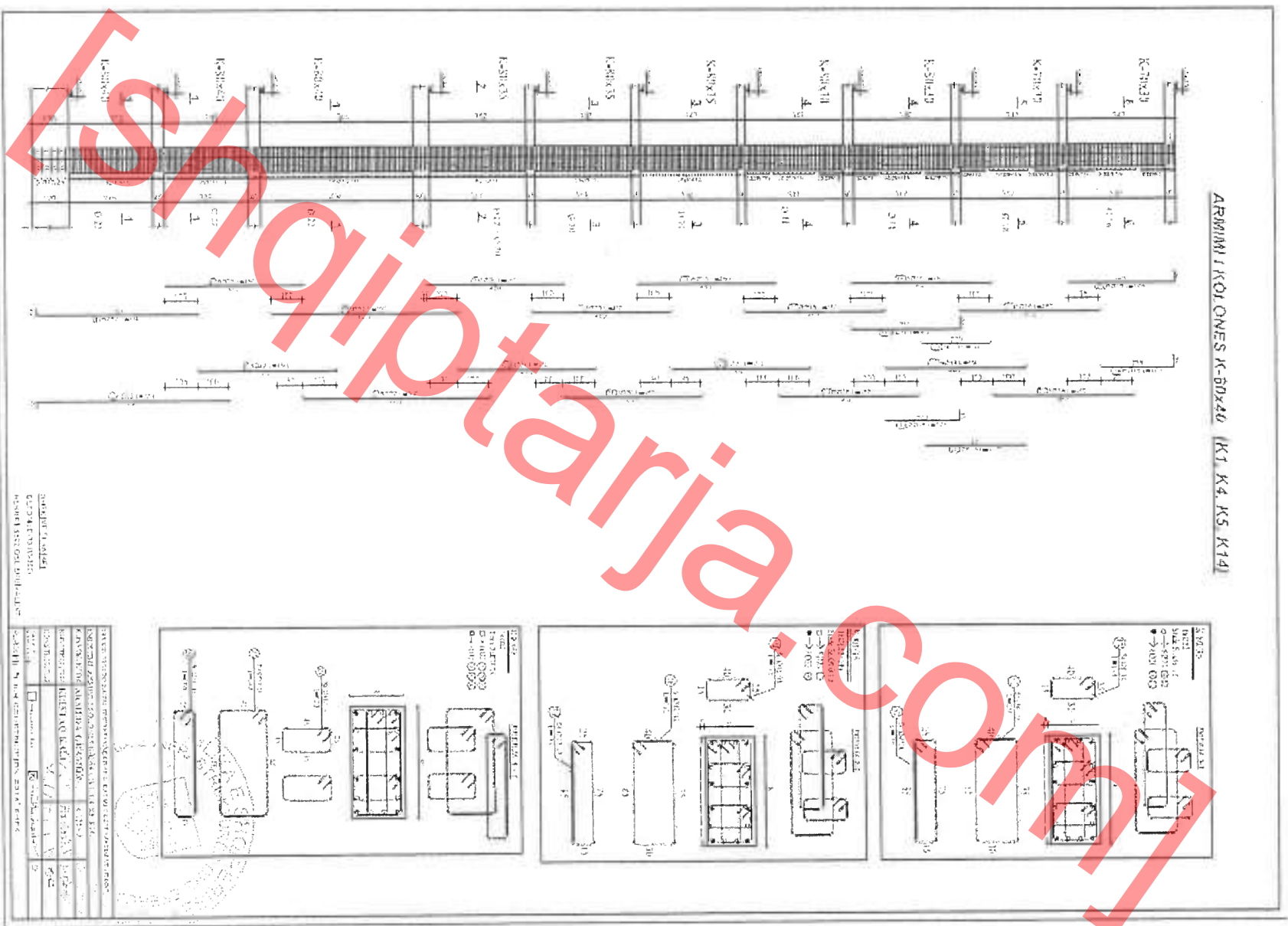


Figure Nr.33 – Prejje Gjatësore e Kolonave, Armimi i Kolonës K 80x40



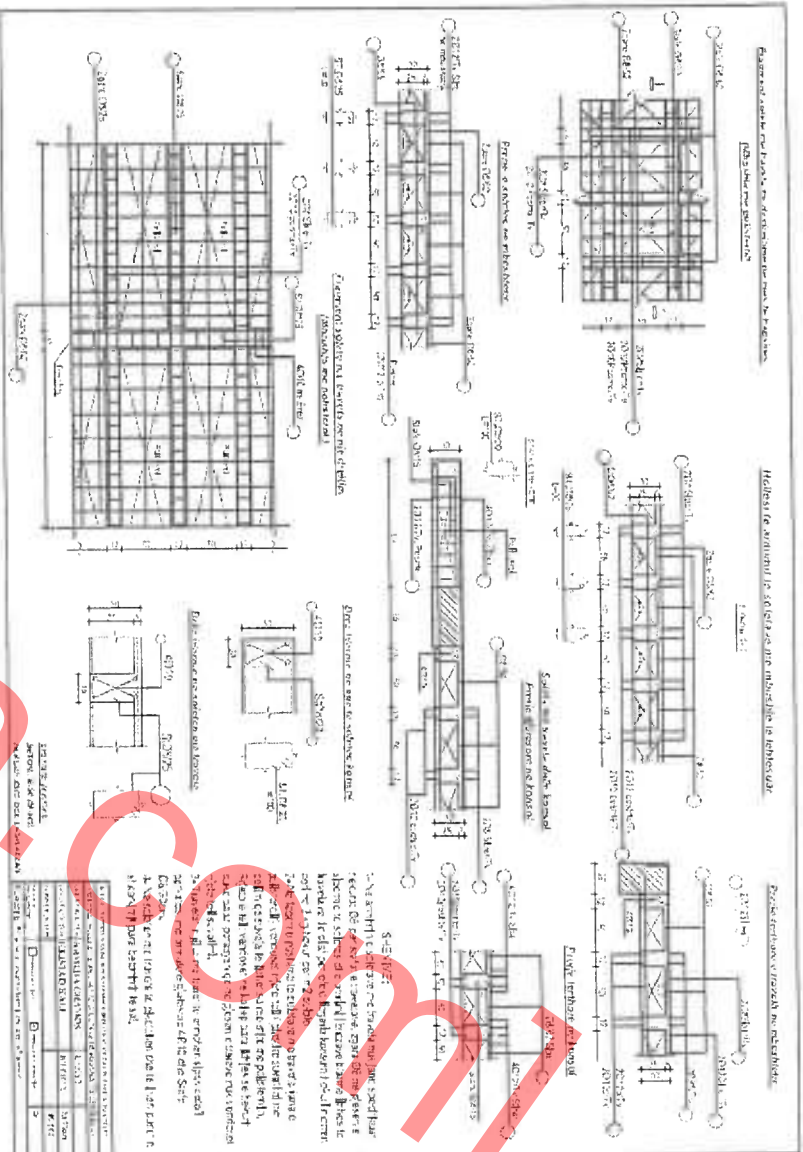


Figure Nr.35 – Hollesi te Armimit te Soletave me Mbushije te Lehtësuar

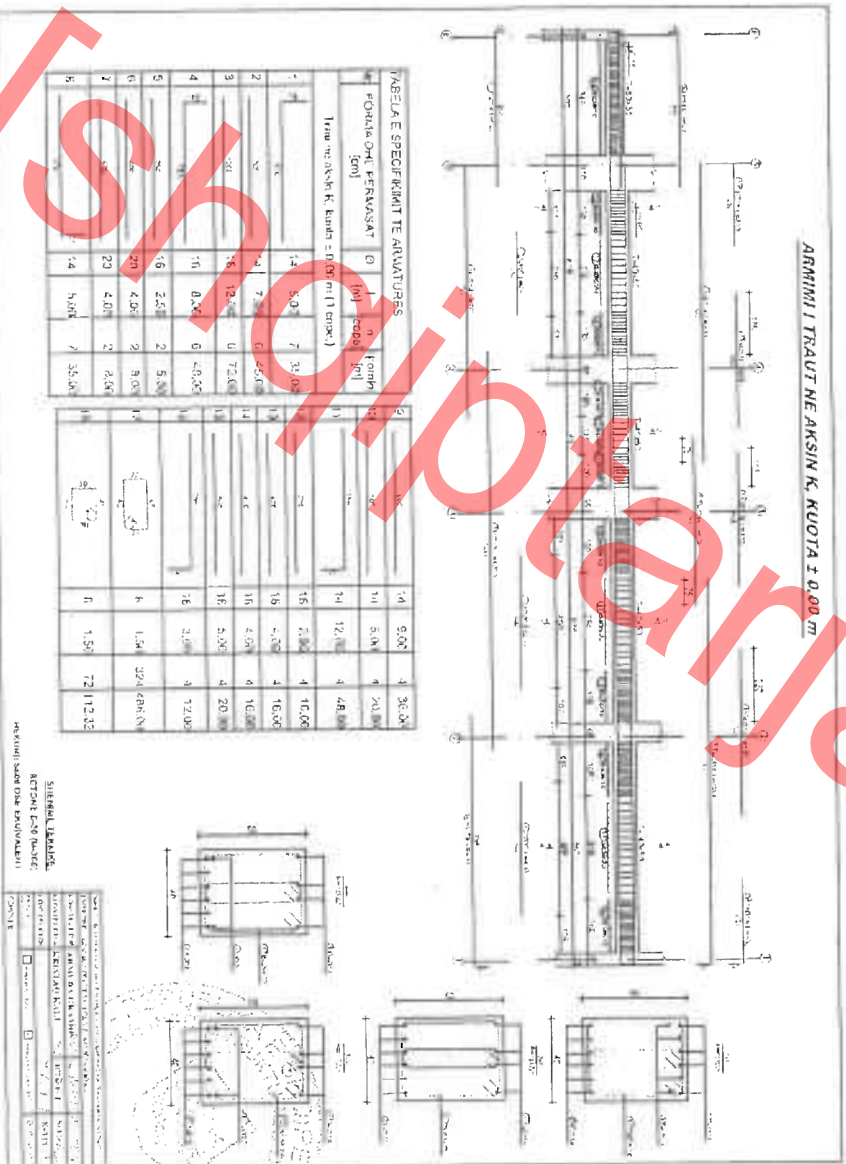


Figure Nr.36 – Armimi i Traut ne Aksin K, Kuota 0.00 m

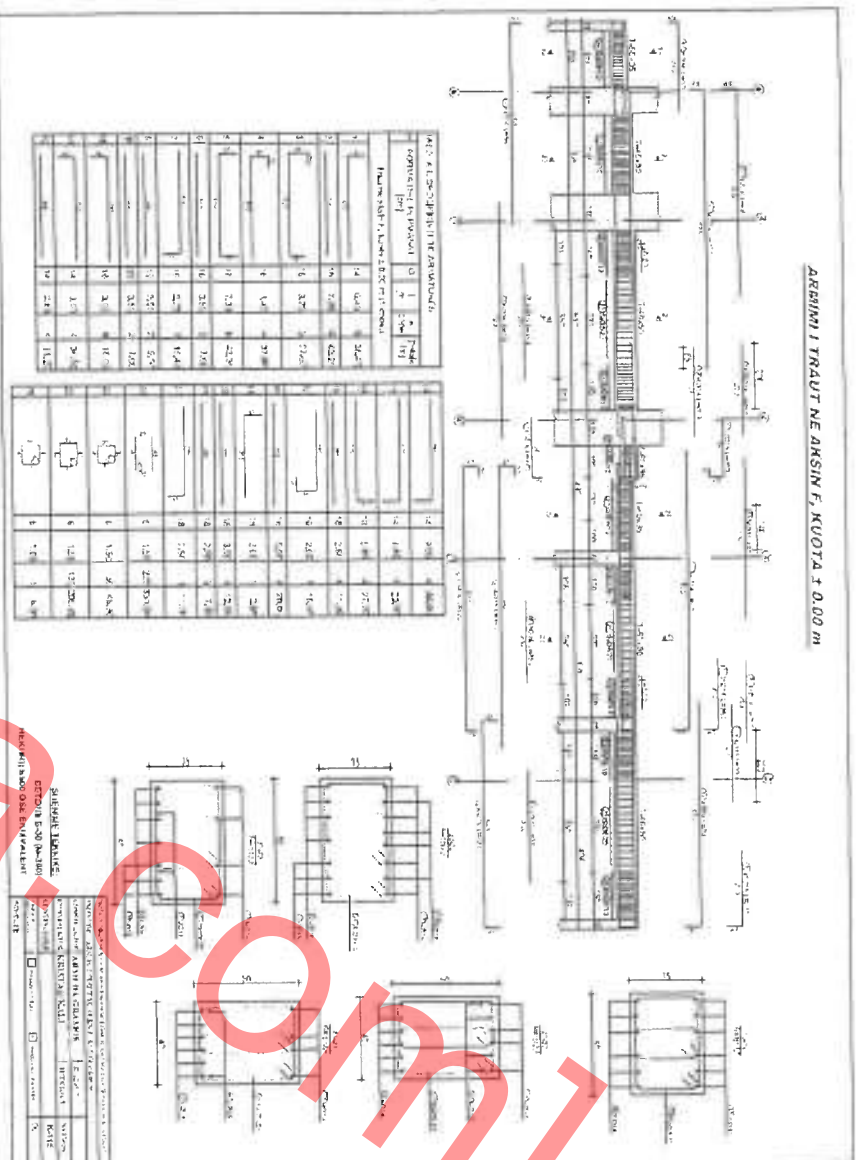


Figure Nr.37 – Armimi i Traut ne Aksin F, Kuota 0.00 m

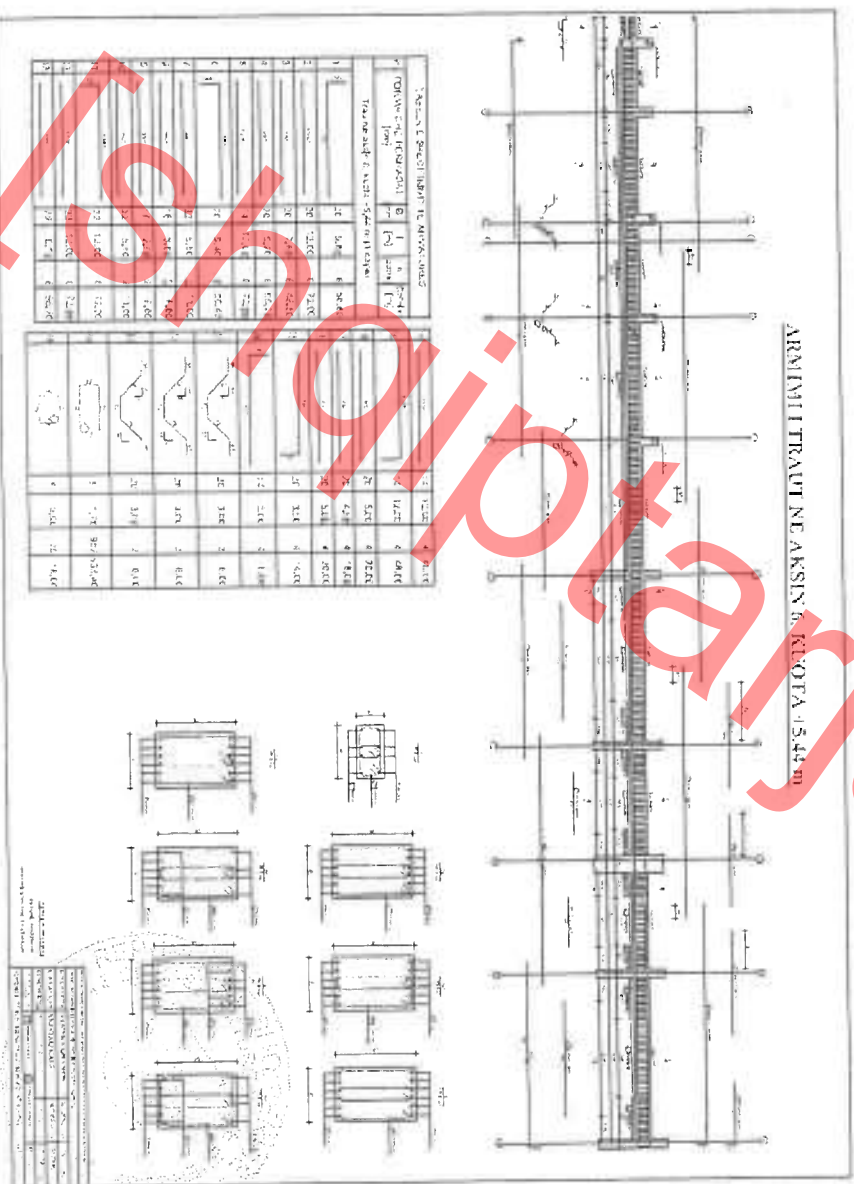


Figure Nr.38 – Armimi i Traut ne Aksin G, Kuota 0.00 m

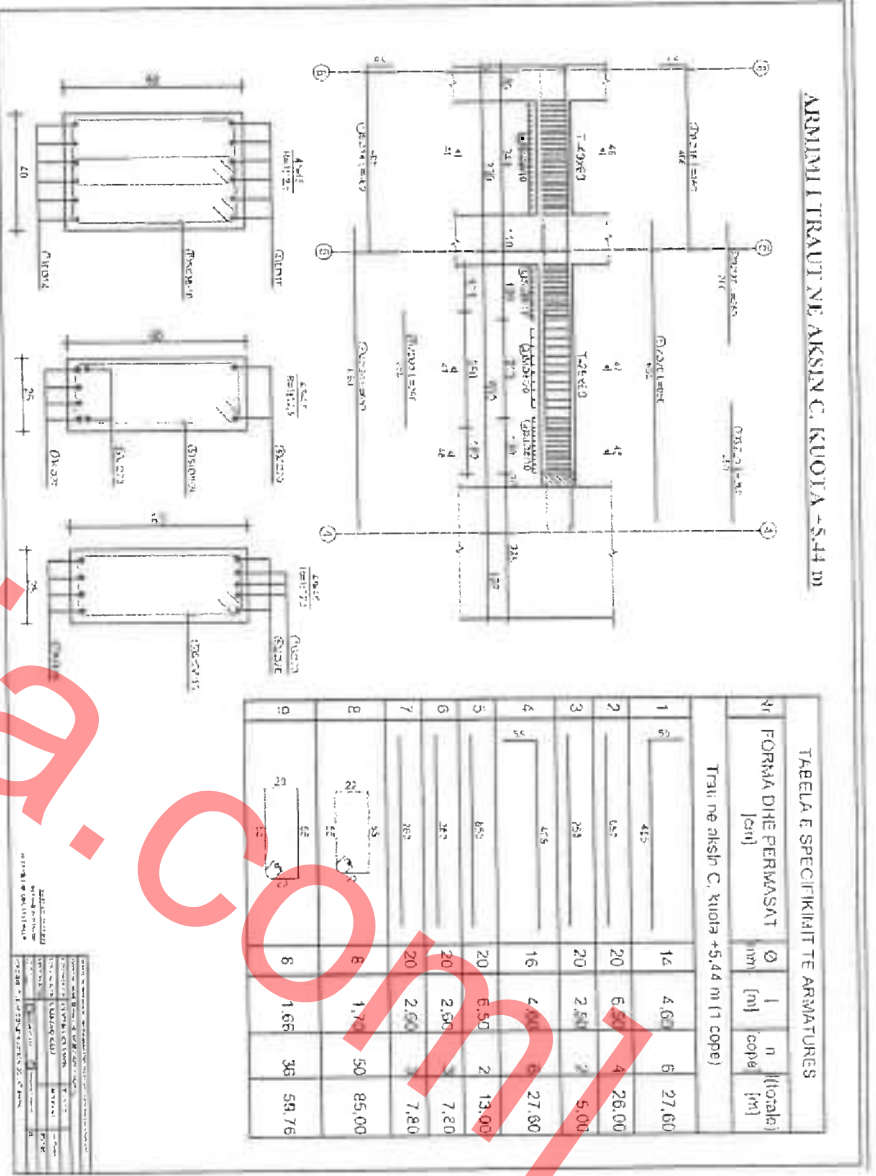


Figure Nr.39 – Armimi i Traut ne Aksin C, Kuota 0.00 m

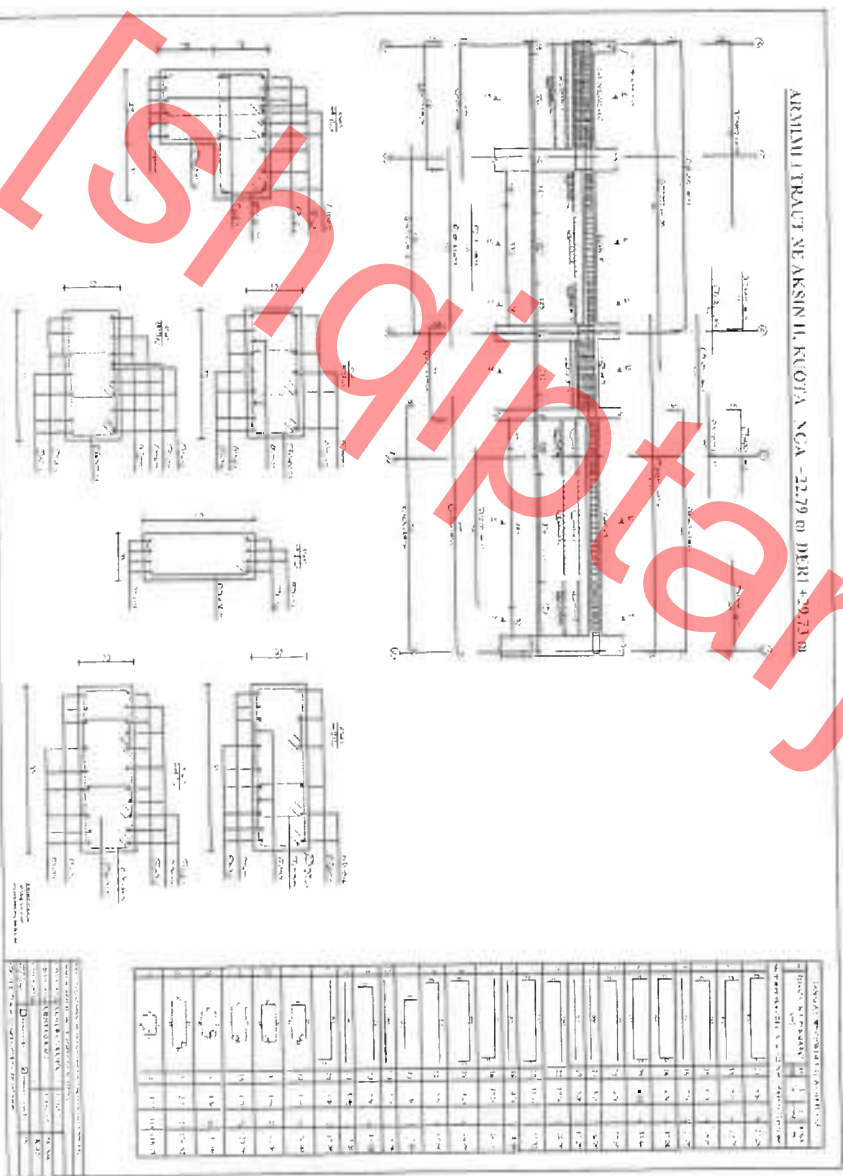


Figure Nr.40 – Armimi i Traut ne Aksin H, Kuota +22.79 m deri ne Kuotën +29.73 m

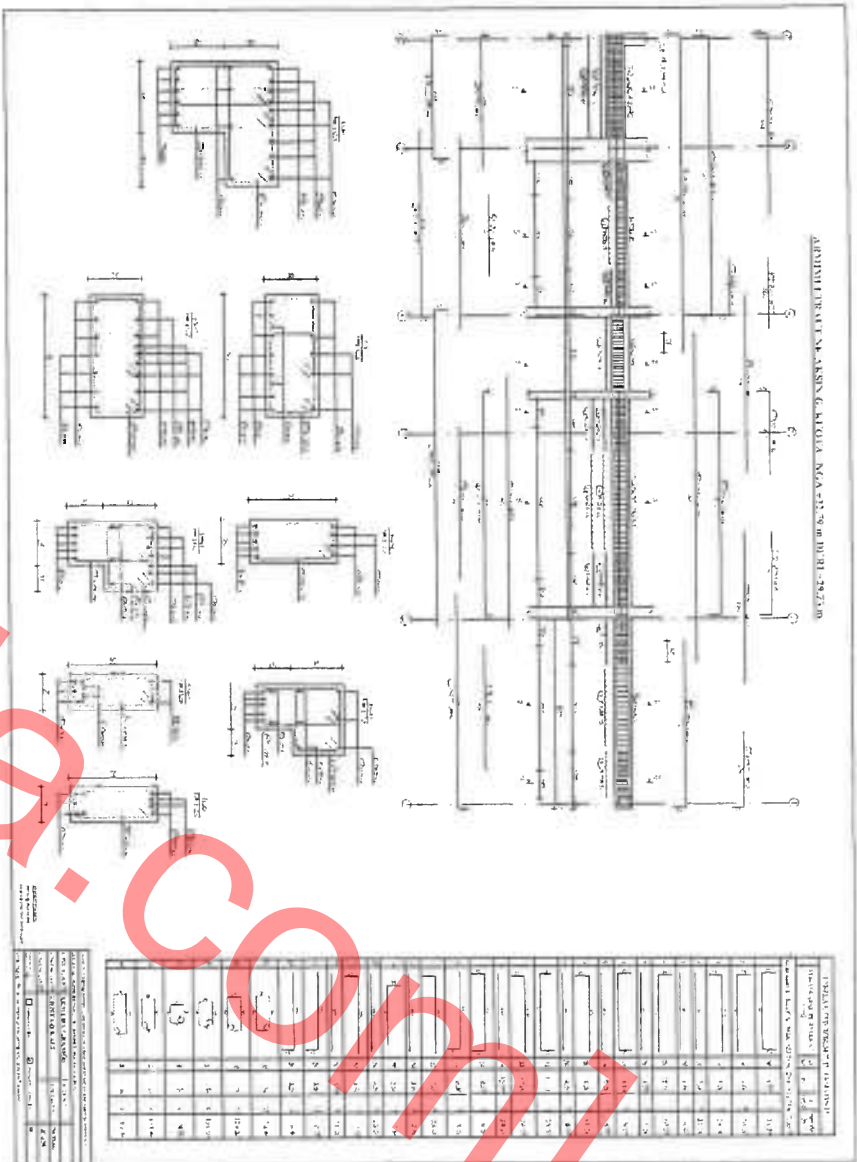
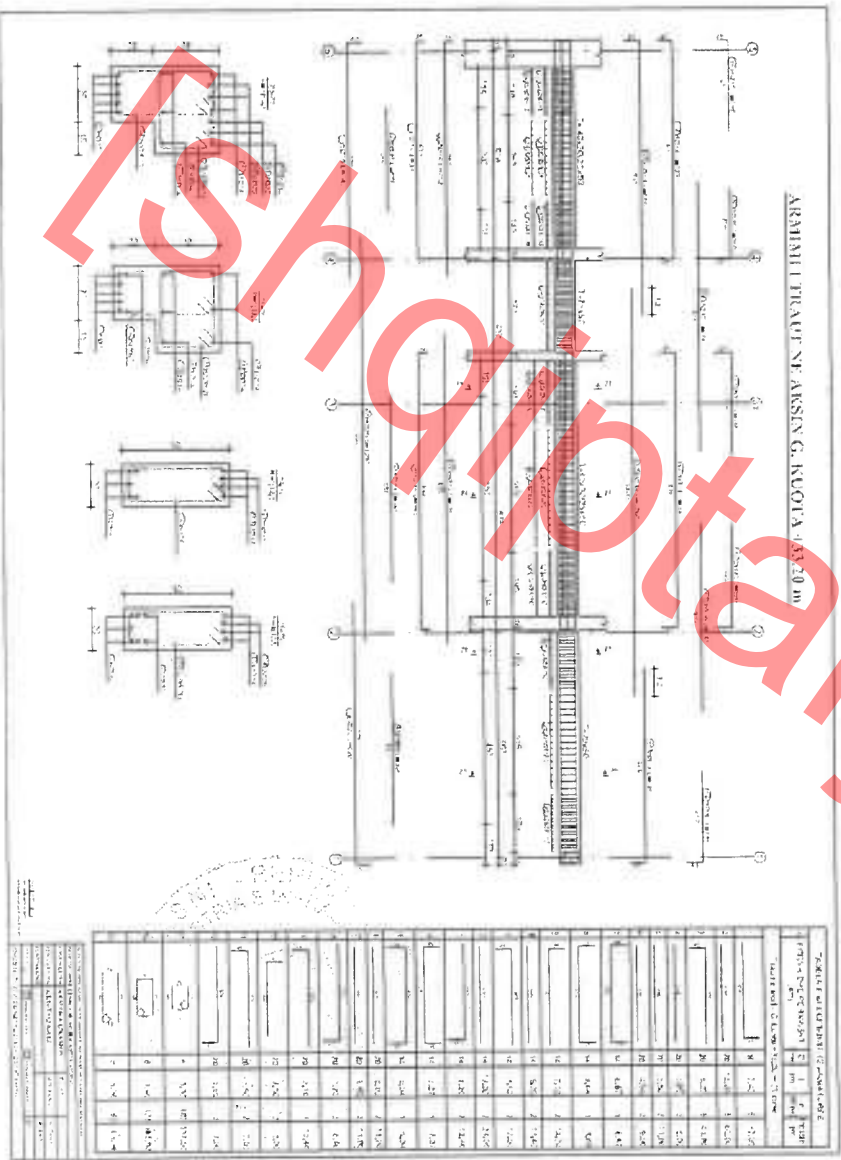


Figure Nr. 41 – Armirani Traopt ne Aksin G, Kuota +22.79 m deri ne Kuoten +29.73 m



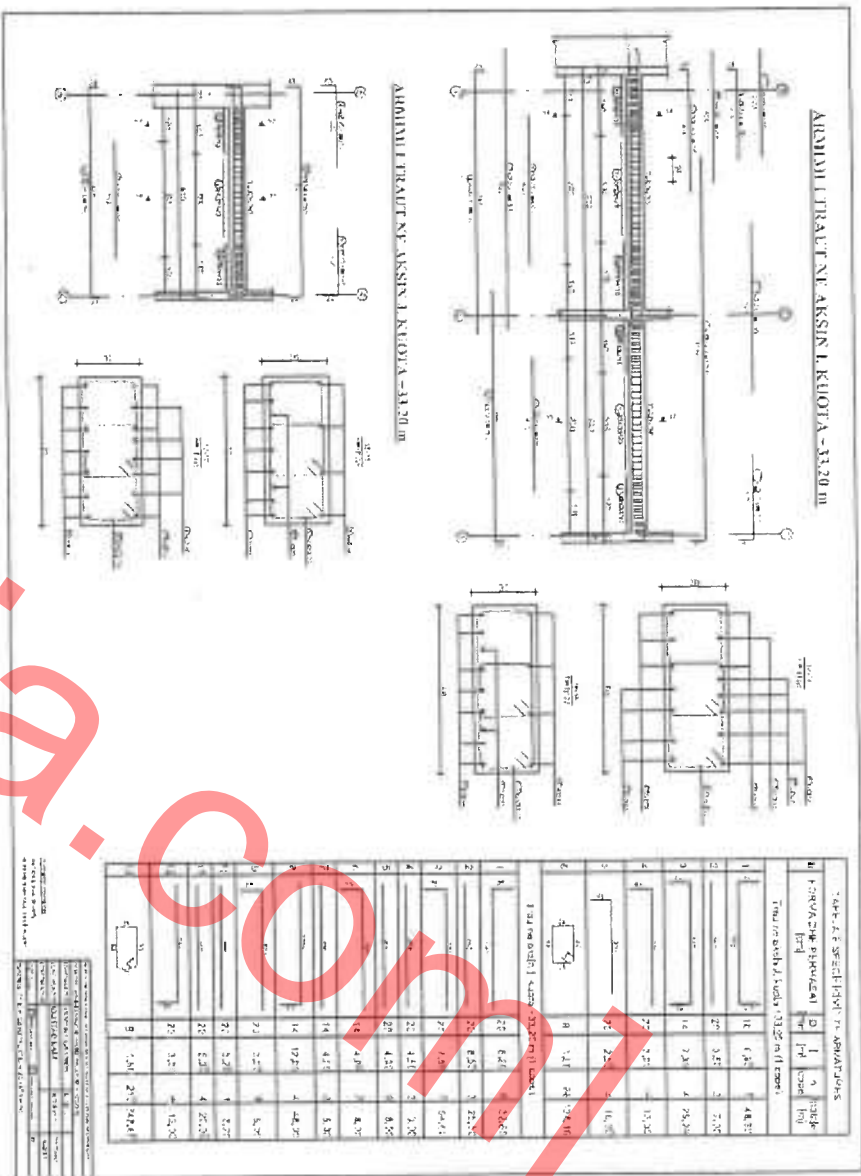


Figure Nr.43 – Armimi i Traut ne Aksin I, Kuota +33.20 m

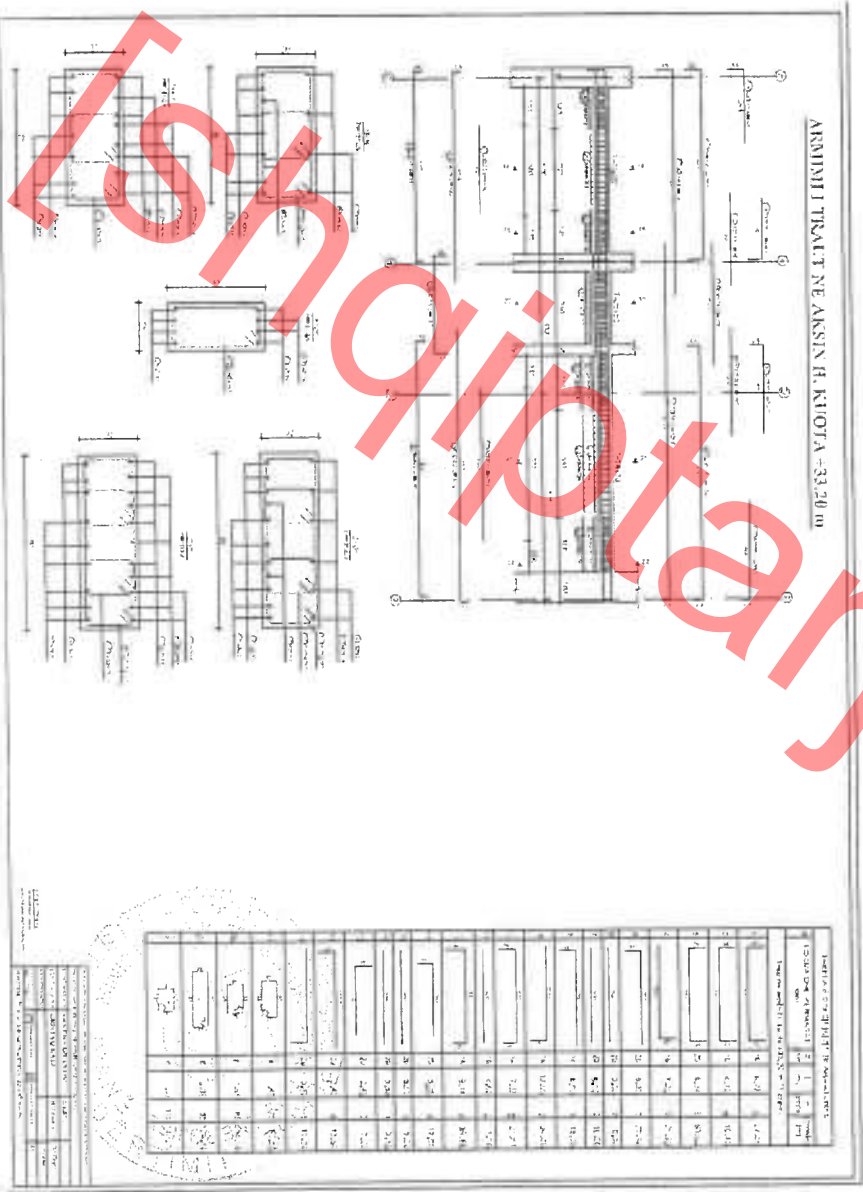


Figure Nr.44 – Armimi i Traut ne Aksin H, Kuota +33.20 m

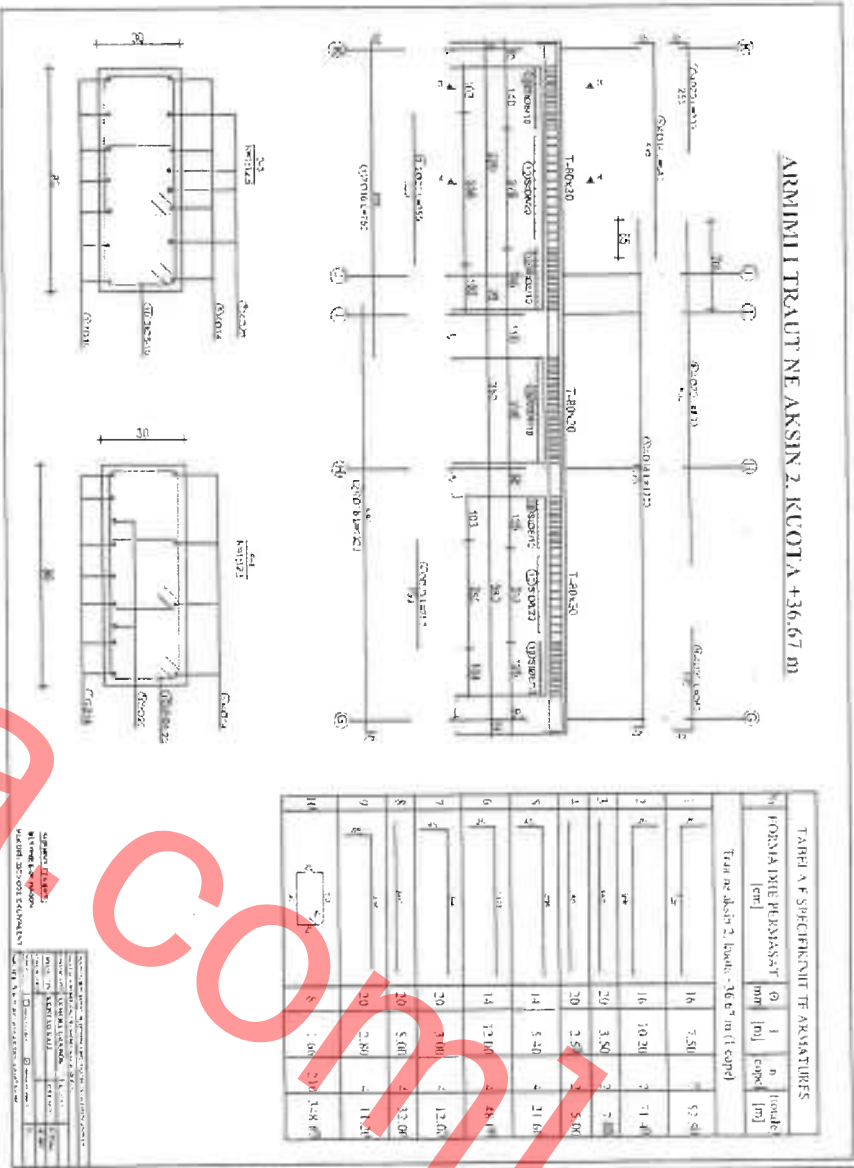


Figure Nr. 45 – Armimi i Traut ne Aksin 2, Kuota +36.67 m

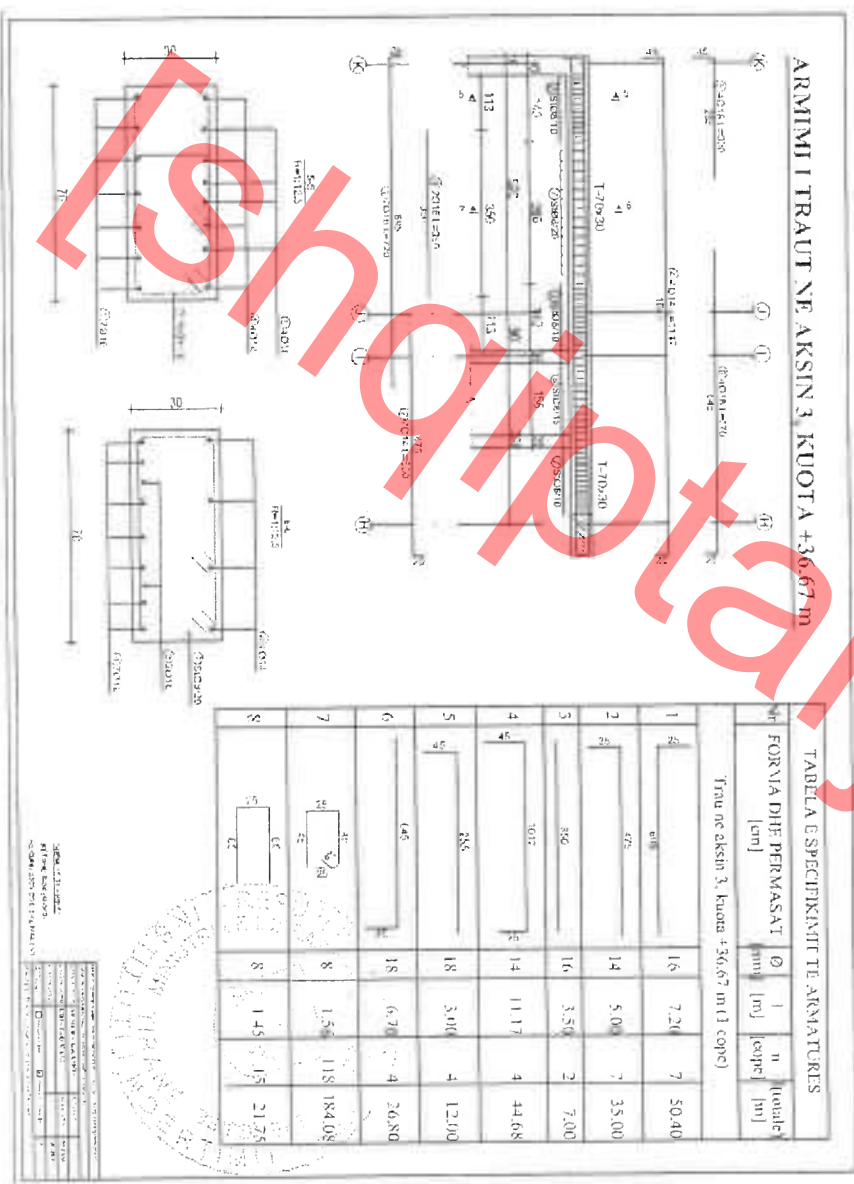


Figure Nr. 46 – Armimi i Traut ne Aksin 3, Kuota +36.67 m



## 3.2. Analiza

Per vleresimin e gendrueshmerise strukturore dhe perpara se te gjykohet ne lidhje me aftesine mbajtese te struktures eshte e domosdoshme njohtja gjithepershires e saj; tipologjia apo lloji i struktures, materialet perberese, rezistenca e materialeve perberese, teknologjia e perdorur ne kohen e nderimit, gjendja faktike egzistuese, historiku i nderhyrjeve ne objekt, restaurimet apo perfocimet e kryera gjate jetes.

### 3.3. Vetite fiziko-mekanike te materialeve te perdorura ne godine

Materialet qe jane perdorur per strukturën (betoni, çeliku dhe muratura) duhet të plotësojnë të gjitha kriteret e parashikuara në KTP si dhe ato të parashikuara në Eurocode.

#### 3.3.1. Çeliku

Në elementët parësorë për armaturën e hekurit është perdorur çelik i tipit B500c.

Çelik B500C,  $f_{ys} = 50\ 000\ \text{KN/m}^2$ ,  $f_{ts} = 60\ 000\ \text{KN/m}^2$ ,  $E = 21\ 000\ 000\ \text{KN/m}^2$ ,  $\gamma_s = 1.15$ ,  $\epsilon_{sy} = 0.25\%$ ,  $\epsilon_{su} \geq 0.10\%$



Diagrama sforcim-deformim e çelikut B500C

#### Armatura e Zakonshme

Klasa e Çelikut te Zakonshem	B500C
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise	$f_{yk} = 500\ \text{MPa}$
Rezistenca Karakteristike e Shkaterimit	$f_{tk} = 600\ \text{MPa}$
Moduli i Elastocitetit	$E_s = 210\ 000\ \text{MPa} = 210\ \text{GPa}$
Koeficienti i Stigunise Parciale te Çelikut	$\gamma_s = 1.15$
Rezistenca Llogaritese e Çelikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435\ \text{MPa}$
Rezistenca Llogaritese e Çelikut ne Perje	$F_{ywd} = 500\ \text{MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.30$

#### ÇELIKU PER ARMIMIN E KONSTRUKSIONIT BETON ARME (STEEL FOR REBAR B500C)

Characteristic tensile stress  $f_{tk} = 600\ \text{MPa}$

Characteristic yield stress  $f_{yk} = 500\ \text{MPa}$

Characteristic ratio tensile/yield  $1.3 \leq (f_{tk}/f_{yk}) \leq 1.35$

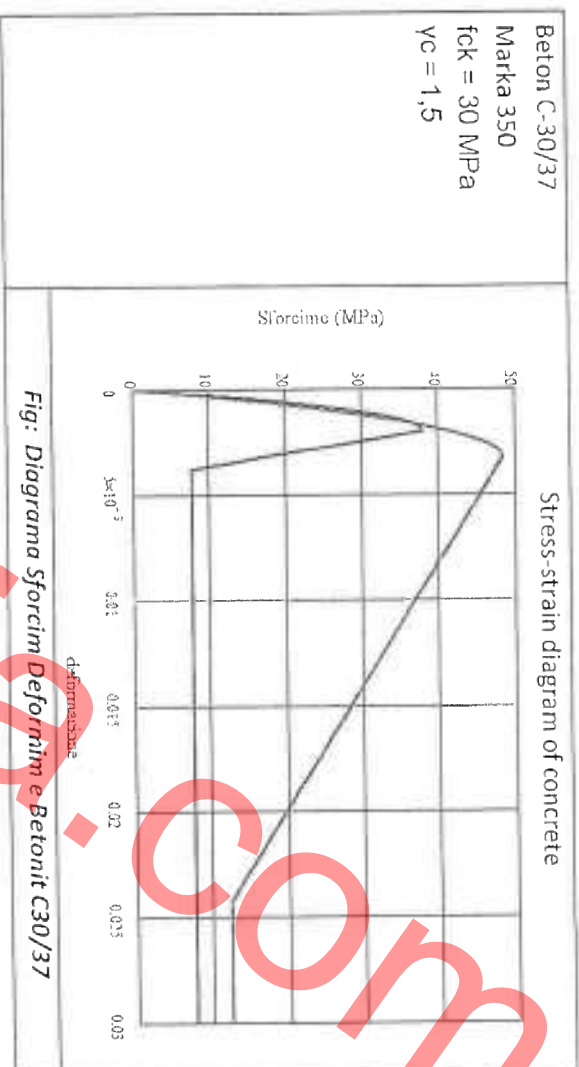
Elastic Modulus  $E = 210\ \text{Gpa}$ , Elongation  $\geq 12\ \%$

### 3.3.2. Betoni

Ne përputhje me EC2, betoni i klasës C30/37 është përdorur për realizimin e elementeve të mbisstrukturës dhe betoni i klasës C25/30 është përdorur për realizimin e themeleve.

Beton –C30/37 (Marka 350)

$f_{ck} = 3.0 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_{cd} = 1.7000 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 1.5$ ,  $\epsilon_{cy} = 0.20\%$ ,  $\epsilon_{cu} = 0.35\%$



Parametrat e betonit të pa-shtërnguar (C30/37) jepen në tabelën e mëposhtme:

Klasa e Rezistencës së Betonit	C30/37 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 37 \text{ MPa}$ ( $f_{ck}$ , cube)
Rezistenca Mesatare në Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare në Tërheqje ( $\leq C50/60$ )	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck} \sqrt{2/3} = 2,95 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk} (5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,36 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike në Tërheqje	$f_{ctk} (95\%) = 1,3 \cdot f_{ctm} = 3,10 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit të Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10] \sqrt{0,3} = 36 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritëse)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 36/1,2 = 72,0 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurisë Parciale të Betonit	$\gamma_c = 1,5$ $\alpha = 0,85$
Rezistenca Llogaritëse në Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 17,00 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritëse në Tërheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk} (5\%) / \gamma_c = 1,60 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puasssonit	$\nu = 0,21$
Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XP4
Klasa e Konsistencës	S4

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C25/30)  
 Beton C25/30

$f_{ck} = 25 \text{ kN/cm}^2$ ,  $f_{td} = 14.16 \text{ kN/cm}^2$ ,  $\gamma_c = 1.5$ ,  $\epsilon_{cy} = 0.20\%$ ,  $\epsilon_{cu} \geq 0.35\%$

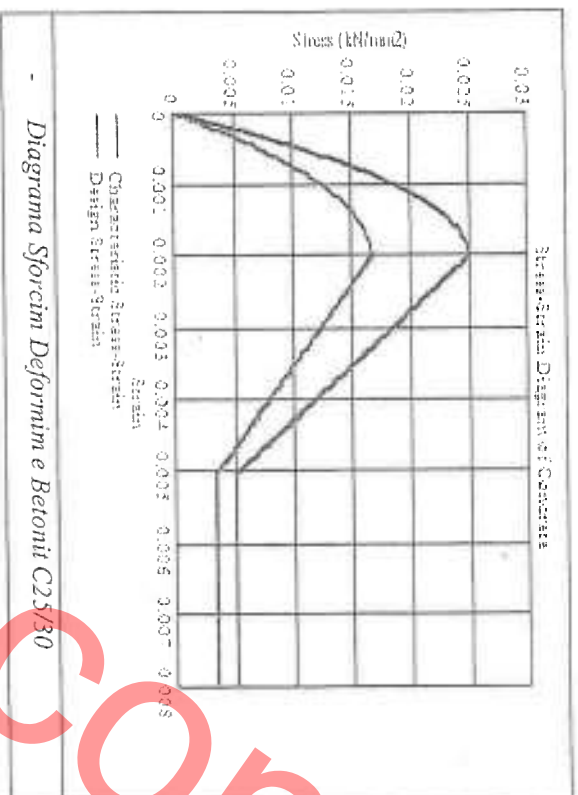


Diagrama Sforcim Deformim e Betonit C25/30

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C25/30) jepen ne tabelen e mëposhtme:

Klasa e Rezistences së Betonit	C25/30 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 25 \text{ MPa (f}_{ck}, \text{cube)}$
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 32 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ( $\leq C50/60$ )	$f_{ctm} = 0.3 \cdot f_{ck} \sqrt{2/3} = 3.2 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk} (5\%) = 0.7 \cdot f_{ctm} = 2.24 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk} (95\%) = 1.3 \cdot f_{ctm} = 4.16 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitit te Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10] \sqrt{0.3} = 31 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticiteti (Vlera Logaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c E = 31 / 1.2 = 25.8 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1.5$ $\alpha = 0.85$
Rezistenca Logaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14.16 \text{ MPa}$
Rezistenca Logaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk} (5\%) / \gamma_c = 1.59 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassoni	$\nu = 0.20$

**BETON PER MBISTRUKTUREN**

Strength class of concrete C 25/30

Maximum dimension of aggregate  $D_{max} = 25 \text{ mm}$ , Concrete cover  $50 \text{ mm}$

Cubic strength at 28 days  $f_{ck}$ , cube  $\geq 25 \text{ MPa}$ , Cylindrical strength at 28 days  $f_{cm}$ , cyl  $\geq 30 \text{ MPa}$

Strength at ULS  $f_{cd} = 14.16 \text{ MPa}$ , Tensile strength at ULS  $f_{ctd} = 1.59 \text{ MPa}$

Elastic Modulus  $E_c = 27\,000 \text{ Mpa}$

**3.3.4. Rezistencat**

Rezistencat logaritese (te projektimit) per betonin dhe celikun jane marre nga reduktimi i rezistenca ve karakteristike sipas klases se betonit (apo celikut) te perdorur me faktormin e sigurise perkarces si me poshte:

Per betonin:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c$$

$$f_{ctd} = f_{ctk} / \gamma_c$$

Per celikun:

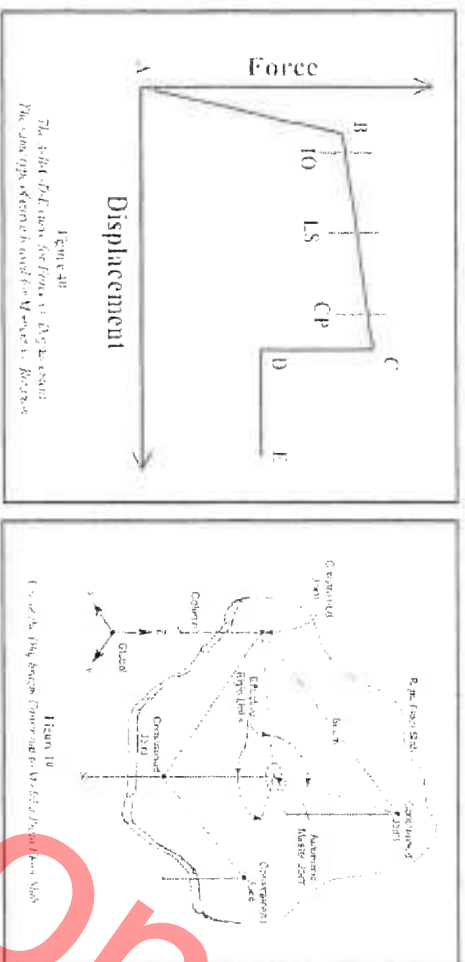
$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s$$

$$f_{ywd} = f_{yk} / \gamma_s$$



## 4. ANALIZA STRUKTURORE

### 4.1. MODELIMI 3D I STRUKTURRES



- *Marredhënia force-zhvendosje e cila perfaqeson kapacitetin e cernierave plastike te elementeve bazuar ne EC8*

Ky objekt per efekt te ketij studimi eshte modeluar ne programin ETABS V21. Modeli matematikor perfaqeson nje idealizim te nje numri te caktuar elementesh si shell, frame, link, tendon dhe joint. Keto objekte brenda programeve perdoren per te perfaqesuar muret, soletat, kolonat, tarret dhe objekte te tjere fizike. Sistemet konstruktive perfaqesohen nga nje rreth tre dimensional. Sisteme reale teper komplekse mund te perfaqesohen me modele matematikore me te thjeshtuara. Duke perdorur metoden e llogaritjes me elemente te fundem merren rezultate shume te sakta ne lidhje me focat e jashtme dhe ato te brendshme. Rezultatet perfsijine edhe sjelljen ne perdredhje ose ate jashte planare. Zgjidhja e modelit tre dimensional mundeson nje perfshtirje maksimale te kushteve reale ne te cilat punon objekti ne realitet.

Ndryshimi ne modelin paraprak, ate te ndertimit te objektit, qendron ne faktin se permasat e prejeve terthore dhe rezistencat e materialeve jane planura te ndryshuara pas ekspozimit ndaj zjarrit. Vlera e tyre eshte marre e zvogeluar ne baze te rekomandimeve te literatures, por llogaritjet perfundimtare do te realizohen bazuar ne provat dhe matje faktike laboratorike per te percaktuar zvogelimin ose uljen reale te klasave perkatese.

Analiza mundeson studimin e veprimtimit ne ndertesen e dentuar nga zjarri, te ngarkesave horizontale dhe vertikale mbi strukture. Programet ndjekin metoden e dekompozimit te ngarkesave ku ngarkesat e shperndara ne soleta dekompozohen automatikisht ne ngarkesa njiore te cilat transmetohen ne nyjet e trareve dhe me pas kolonave duke u shkarkuar ne bazament. Programi automatikisht gjeneron ngarkesat e eres dhe ato sizmike te cilat perputhen me kodet e projektimit. Modet e lëkundjes 3 dimensionale, format, frekuencat dhe periodat e lëkundjeve te lira vleresohen me metoden Eigenvector ose Ritzvector. Gjithshtu programet ne varesi te kodit te projektimit mund te marrin ne konsiderate ne analizat statike dhe dinamike edhe efektet e P-Delta te cilat sjellin sforcime suplementare.

Nepernjat kytyre programeve mund te behen analiza te tipit Response Spectrum, Time History ose Push Over.

Metoda qe perdoret per vleresimin e kapacitetit strukturor te nderteses eshte ajo e analizës Push Over e cila eshte nje analize e tipit Nonlinear Static. Ne kete analize te dhenat per veprimin sizmik merren duke i dhene struktures nge zhvendosje te njohur ne nje pike te caktuar. Kjo zhvendosje aplikohet ne menyre te njetrjashme ku reagimi i struktures monitorohet ne menyre te vazhdueshme duke krijuar kurben e kapacitetit strukturor deri ne momentin e krijimit te cernierave plastike ne trare dhe kolona. Duke krahasuar rezultatet e zhvendosjeve te marra nga analiza Response Spectrum (veprimi sizmik dhe ngarkesat vertikale) dhe ajo Push Over (kapaciteti i struktures), behet vleresimi i gjendjes se nderteses dhe aftesisë se saj per te perpushur kushtet e sigurisë dhe sherbimit.

## 5. KONKLUZIONE REFERUAR EKSPERTIZES SE KRYER NGA GRUPI EKSPERT PAS GODITJES NGA ZJARRI

1. Ndertesa godine banimi dhe shterblimi 8 dhe 10 kat mbi toke me 2 kat parkim nentoke ne favor te shogerise ndertimore dhe investitore TBM CONSTRUCTION 2016 ka pesuar demtime serioze nga zjarr i dates 14 shtator 2023, (data 14.09.2023, rreth ores 14.35 PM – kohezgjatja 90 – 100 minutes).
2. Nga renia dhe veprimtaria e ketij zjarrri ka patur vetem demtime materiale dhe per fat te mire nuk ka patur demtime ne njeret. Sikurse tregohet qarte edhe nga pamjet fotografike zjarrri ka filluar ne katet papafingo ose ne katet 9 dhe 10, referuar kuotave teknike +29.73m. (Veranda e zvogelimit te kateve); +33.20 m (soleta ndermjetme e kateve papafingo) dhe +36.67 m (taraca e nderteses). Zjarrri eshte transmetuar kryesisht nepernjet fasades se objektit, e tipit “fasade e ventiluar” favorizuar nga materiali ndertimor shkume poliuretanike me veti te mira termozoluese, por me baze nafte dhe me fuqi kalorifike te madhe. Zjarrri ne keto material eshte e veshitre te shuhet per shkak te fuqise se madhe kalorifike dhe te oksigjenit te transmetuar nga struktura e fasades se ventiluar.

3. Grupi i eksperteve ka nxjerrte konkluzionet duke kqyrtur ne vend dhe duke dokumentuar me material fotografik dhe tabelat fotografike bashkelidhur kesaj ekspertize, te gjitha strukturen dhe ne te gjitha ambientet, jo vetem ato qe u goditen nga zjarrri, por edhe ambiente te tjera, te cilat nuk u ekspozuan ne zjarr drejperdrejte, por u ndikuan nga temperaturat e larta te shkaktuara ne ndertese. Theksi i grupit te ekspertizes ka gene ndikimi i zjarrit ne struktura e objektit, percaktimi i shkalles se demtimit, fenomenet e shkaktuara ne materialet perberese te elementeve te ndertimit dhe objektin ne teresi, risku dhe rrezikshmëria per shkak te vulnerabilitetit te struktures pas ekspozimit ndaj zjarrit. Gjithashu grupi i ekspertëve ka analizuar edhe menytrat e mbrojtjes dhe shpëtimin ne rastin e ketij zjarrri, dhe nese pozicioni i tij do te ishte i ndryshem.

4. Grupi ekspert ka patur ne dispozicion projektin konstruktiv te plote te nderteses, duke e perdorur si ndihme per te evidentuar me qarte elementet dhe sasnie e armatures qe ka odo element kolone, tra apo solete. Projekti strukturor ku perfsihet te gjitha te dhenat per strukturen beton arme te vepres, qe nga themeli deri ne soleten e varages se fundit, me permaset, klasat, zvogelimet dhe vijueshmerine e struktures do te vihet ne dispozicion bashkelidhur ketij akti ekspëtimt.

**Struktura e nderteses se ekspozuar ndaj zjarrit eshte nje strukture beton arme, dy elementet baze te se ciles jane:**

5. **Betoni** si nje material ndertimor mjaft i perhapur, jo vetem ne ndertesat e uleta, por edhe ne ato shumekateshe, ne vetrete klasifikohet si jo i djeqshem dhe mund te themi se ofron cilësi te mira mbrojtëse ndaj zjarrit si edhe për parandalimin e përhapjes së zjarrit. Megjithatë, është shumë e rëndësishme të dihet se betoni humbet shumicën e karakteristkave të tij fiziko mekanike si edhe të aftesive si element mbajtës, kur ekspozohet ndaj nxehtësisë ekstreme sikurse është rasti nga një zjar me kohezgjatje te konsiderueshme me teper se 30 – 45 minuta. Ne te gjithë elementet prëj betoni ose betoni te armuar me ekspozim te drejperdrejt ndaj zjarrit eshte verejtur shperthimi i materialit beton si edhe rrethja dhe demtimi i siperfaqes se tyre. Ekspozimi i zjarit ndaj nxehtësisë ekstreme rezulton në një fenomen të njohur si shperthim. Kjo ndodh kur shtresat siperfaqësore të betonit plasariten dhe shkërmogën për shkak të stresit termik intensiv, duke i ekspozuar shtresat e brendshme ndaj demtimeve të mëtejshme. Ekspozimi i zgjatur ndaj nxehtësisë ekstreme (800 – 900 C) ka rezultuar në një fenomen të njohur si shperthim i betonit – spalling of concrete. Kjo gje ka ndodhur ne te gjitha shtresat siperfaqësore të betonit te ekspozuar ndaj zjarrit dhe nxehtësisë gjate kohes se rentes se zjarrit dhe vecanerisht ka shkaterruar pothuajse te gjitha shtresat mbrojtëse, neper elemente, te cilat kane trashesi rreth 2 – 5 cm sipas elementit. Betoni ne keto zona siperfaqësore eshte plasaritur fillimisht dhe ne vijim per shkak te kohezgjatjes te temperaturës dhe goditjes/ekspozimit te drejperdrejte nga zjarrri, betoni ne keto zona siperfaqësore eshte shkërmogur për shkak të sforcimeve termike intensive, duke i ekspozuar shtresat e brendshme ndaj demtimeve të mëtejshme sipas një fenomeni zinxhir ose domino.

Bazuar ne ndarjen me fasha te temperaturave ne tabelen e meposhtme jepet ndikimi i rritjes se temp ne proceset qe ndodhin ne betonin e elementeve strukturore.

Temperature Degree Celsius	Effect In Concrete
100	Simple Dilatation
100-150	Evaporable Water lost
150-500	Cement Paste Contract due to the evaporation of hydration water Above 300-degree Celsius large change in density is observed
400-500	Calcium Hydroxide is Decomposed $\text{Ca(OH)}_2 \rightarrow \text{CaO} + \text{H}_2\text{O}$
500-1300	Calcium Silicate Hydrate is Decomposed 50% reduction in concrete strength at 500 degrees Celsius

6. **Celiku (REBARS)** i armimit si elementi baze ne perberjen e cdo strukture beton arme, dhe qe ndikon drejtperdrejte ne aftesine mbajtese ne elementeve strukturore, influencohet negativisht nga ekspozimi ndaj zjarrit dhe temperaturave te larta per nje afat kohor nominal 15 deri 45 minuta. Ne temperatura, qe kalojne 700 °C grade celsius (1300° F) armatura humbet rreth 25 % te aftesis mbajtese dhe te sforcimeve te lejuara. Kapaciteti i celikut zvogelohet ndjeshem nen ndikimin e temperaturave te larta, proces ui cili merr nje hov te jashtezakonshem pas shperthimit dhe shkaterimit te shtreses mbrojtese. Deri ne castin kur shtresa mbrojtese e armatures eshte e pa demtuar, temperatura ne celik eshte me pak se 50 % e temperaturës se ambjentit te jashtem ne te cilin eshte ekspozuar elementi.

Dukuri te verejtura ne zonat e ndertesës te ekspozuara ndaj zjarrit

- Struktura prej Betoni te armuar e objektit ne fjale, nen veprimin e zjarit ka nje patur nje reagim kompleks, kjo per shkak te perberjes se betonit dhe kushteve ekstreme termike qe u shkaktoan nga zjarri i dates 14 shtator 2023. Betoni është larg nga të qenit një material homogjen, i përbërë nga një përbërje mix design i armuar me shufra geliku. Secili prej këtyre komponentëve ka një reagim të ndryshëm ndaj ekspozimeve termike në vetvete, dhe sjellja e sistemit të përbërë në zjarr nuk është e lehtë për t'u përcaktuar apo modeluar [2]. Për më tepër, përqeshmëria e ulët termike e betonit

- Shperthimi/explodimi i Betonit (Degradimi)

Një nga fenomenet më komplekse te verejtura ne ndertesë dhe për rrjedhojë me me tepër ndikim në sjelljen dhe në regjimin e betonit te struktues ndaj temperaturave të larta te zjarrit është fenomeni i 'shperthimit ose eksplodimit' per shkak te temperaturave te shkaktura prej zjarrit te zgjatur ne kohe. Ky proces shpesh ndodh vetëm në temperatura të larta, megjithatë është vërejtur gjithashtu ne zonat dhe në fazat e hershme të zjarrit. Ky fenomen eshte vene re ne te gjithë elementet strukturore si kolona, trare dhe soletat me mbushje te lehtësuar. Shkalla e shperthimit dhe plasjes së elementeve është e rëndë, ndajja dhe copëtimi i betonit do të ketë një efekt të dëmshëm në aftesine mbajtese te strukturve te betonit të armuar, për shkak të nxehtësis së shtuar të celikut te armimit. Ky fenomen ka avancuar sipas dukurisë dominio nga shtresa mbrojtese e elementit ne masivin e betonit ne brendesi te tij. Shperthimi dhe explodimi i betonit ne shume raste ka eliminuar plotesisht shtresen mbrojtese të betonit duke ekspozuar keshthu të gjitha shufrat e armatures gjatesore dhe terthore te elementeve, në temperatura të larta, duke çuar në një ulje të aftesis mbajtese dhe te forces rezistente të celikut dhe

rjedhimisht në një përkeqësim të konsiderueshem të vetive mekanike të elementeve strukturore partiale në vecanti dhe të gjithë strukturës në tërësi. Shpërthimi lokal i betonit ka ardhur si rezultat i rritjes së presionit të avullit në porët e brendshme të elementit ba dhe nga pamundësia e daljen normale të ketij avulli.

- Zvogeli i Prerjes Terthore të Elementeve Strukturore

Një tjetër dukuri e rëndësishme, që është vënë re në ndërtesë, është dukuria e zvogelimit të prerjes terthore efektive të elementeve strukturore duke zvogeluar drejtpërdrejt aftësinë mbajtëse të këtyre elementeve, dhe duke rritur sforcimet efektive në prerjen terthore të mbetur të betonit. Kjo mund të jetë e rëndësishme, pasi shkatërrimi i elementit mund të shfaqet në temperatura relativisht të ulëta, përpara se të shfaqet apo të ketë edhe ndonjë efekt tjetër negativ si rritje të uljeve nga ngarkesa, zhvillim të plasjeve në brendësi të elementit deri në forme terthore të tij, në rezistencën e betonit. Betoni i përdorur në këta elemente, konform projektit strukturor është beton normal. Kjo gjë ka rritur mundësinë e demtimit të betonit dhe reduktimit të aftësisë mbajtëse.

- Plasartije

Në të gjithë elementet e ekspozuar ndaj zjarrit janë vënë re plasartije të shumta në betonin e mbetur pas explodimit të cilat janë shkaktuar nga l njeiti mekanizem dhe porocesi domino. Dukuria është shkaktuar nga fenomene të ngjashme me ato që gjenerojnë copëtim. Zgjjerimi termik dhe dehidratimi i betonit për shkak të ngrohjes së tejzgjatur kanë mundur të çojnë në formimin e çarjeve dhe plasjeve në beton (edhe në elemente të tjera, murature, suva, pllaka, gipse etj). Këto çarje në vijim kanë mundur të ofrojnë “rrugë” për ngrohjen deri në nxehjen e drejtpërdrejtë të shufrave të armatures gjatesore apo terthore të celikut, duke shkaktuar bymimin e armatures, rritjen e sforcimeve termike dhe shtim të mëtejshme të plasartijeve. Në rrethana të caktuara, besojmë se këto çarjet mund të kenë ofrojnë “rruge ose shtigje” për transmetimin dhe përhapjen e zjarrit nga jashtë Brenda dhe midis ndarjeve fqinje. Bazuar në faktin se thellësia e depërtimit të plasjeve lidhet drejtpërdrejt me temperaturën e zjarrit, e cila është vlerësuar në funksion të pozicioneve 660 – 900 grade Celsius, është konstatuar gjithashtu se në përgjithësi plasartijtë shtrihen mjaft thellë në elementet e betonit.

Dëmet me të mëdha janë kufizuar dhe përqendruar në sipërfaqen afër origjinës së zjarrit, por natyra e plasartijes dhe ngjyrosjes së betonit tregoi se temperatura e betoni rreth armaturës së celikut arrinte në 700°C. Plasartijtë që shtrihen më shumë se 30 mm në thellësinë e strukturës beton arme i atribuohen një cikli me të shkurtër ekspozimi apo ndoshta edhe për shkak të shuarjes së zjarrit në momentet përpara avancimit të tyre.

- Demtime të Konsiderueshme në Armaturen e Celikut nën Ndikimin e Zjarrit

Mund të themi se performanca e celikut gjatë këtij zjarri është në një shkallë më të lartë se performanca e betonit, dhe forca e celikut në një temperaturë të caktuar të ngjashme me temp e pallatit gjatë zjarrit mund të parashikohet me një besueshmeri të arsyeshëm. Kjo ka ardhur për shkak edhe të mbrojtjes që betoni sipërfaqësor i ka bërë shufrave të armatures së celikut gjatesor dhe terthor. Megjithatë demtimi i tyre evidentohet qartë dhe zvogelimi i aftësisë mbajtëse për shkak të demtimit të prerjes terthore dhe për shkak të arritjes në rjedhshmeri, është në masën rreth 20 – 25 %. Në përgjithësi mendohet se shufrat e përforcimit të celikut duhet të mbrohen nga ekspozimi ndaj temperaturave mbi 250-300°C. Kjo është për shkak të faktit se çeliqet me përmbajtje të ulët C dihet se shfaqin 'brishtësi blu' midis 200 dhe 300°C. Betoni dhe çeliku shfaqin zgjerim pothuajse të njëjta në temperatura deri në 400°C, megjithatë, temperaturat sikurse dihet ishin më të larta, kanë rezultuar në zgjerim të konsiderueshëm të celikut në krahasim me betonin dhe, nëse arrihen temperatura të rendit 700°C, kapaciteti mbajtës i armatures së celikut është reduktuar në më tepër se 20% të vlerës së tij të projektuar. Dëshmti apo

shkaterimi i aderences beton celik eshte nje faktor tjetër negativ, i cili behet me evident mund të jetë i rëndësishëm në temperatura të larta.

- Performanca e të gjithë strukturës

Ndërsa është e rëndësishme të kuptohet performanca e elementeve pjesore individuale të betonit gjatë një zjarri, sjellja e të njëjtëve elementë strukturorë brenda kontekstit të një strukture të plotë mund të ndryshojë shumë nga reagimet e tyre të pavarura i elemente te vecuar. Kjo vjen për shkak, se zgjerimi termik i pjesëve, që i janë nënshtruar nxehtjes mund të çojë në rritjen e forcave mbi elementet e tjere për shkak të bymimit diferencial, me forca të ngjeshjes shtese brenda elementëve të djegur për shkak të forcave frenuese të ofruara nga pjesa tjetër e pa djegur dhe e pa deformuar e strukturës. Ky fenomen i cili sjell lindjen e forcave te brendshme parazitar, e vendos strukturen ne teresi ne kushte mjaft me të disfavorshme.

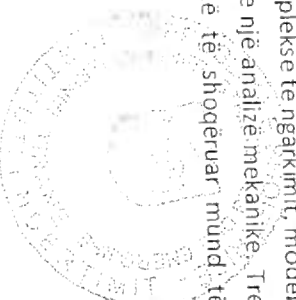
- Modelimi i Detajuar i Nderteses pas Ekspozimit ndaj Zjarrit

Analiza gjithëpërfshirëse e betonit strukturor nën ndikim e zjarrit është një problem i ndërlikuar për të cilin metodat konvencionale analitike janë rrallë të mjaftueshme dhe ku mjetet e modelimit llogaritës ofrojnë të vetmen alternativë realiste. Nëse duhen mbështetur në rezultatet e analizave komplekse numerike, marrëdhëniet përbërëse mbi të cilat ato bazohen duhet të jenë sa më të sakta që të jetë e mundur dhe të kapin të gjitha fenomenet e vëzhguara eksperimentalisht. Për më tepër, inxhinierët e përfshirë në këtë proces duhet të kenë një njohuri të plotë të proceseve fizike të përfshira në mënyrë që ata të bëjnë një gjykim të arsyeshëm gjatë procedurave të analizës, projektimit dhe vlerësimit. Disa paketa modeluese dhe llogaritese bazuar në "Analiza e elementeve të fundme" të disponueshme në treg janë në gjendje të përshkruajnë sjelljet termomekanike të betonit të armuar. Megjithatë, me disa përjashtime, ato janë zakonisht të papërpunuara, pasi thjeshtojnë shumë problemn kompleks të modelimit të betonit dhe shpesh u mungon qëndrueshmëria algoritmike. Këto kode thjeshtojnë efektet termike duke aplikuar një varësi nga temperatura ndaj vetive të materialit, megjithatë, kjo nuk mund të llogarisë në mënyrë adekuate për proceset komplekse të ndërlikura që shkaktojnë shumë nga fenomenet e vëzhguara dhe për këtë arsye këto kode nuk janë të kënaqshme për modelimin e detajuar të sjelljes konkrete në zjarre. Sjellja e vërtetë e betonit që i nënshtrohet një mjedisi agresiv pas zjarrit kontrollohet nga historia e gjendjes së stresuar shumë-aksiale, temperaturës dhe përmbajtjes së lagështisë. Në të kaluarën, modelime jo te pershtatshme te bashkimit kompleks të këtyre variablove ka rezultuar në një thjeshtësim të tepert në procesin e simulimit dhe për këtë arsye nuk kanë arritur të sigurojnë parashikime plotësisht kuptimplote, si ne aspektin cilësor ashtu edhe sasior të sjelljes së strukturave të betonit. Në fakt, betoni në kushte të tilla duhet të konsiderohet si një sistem shumëparametrik ku porët me brendësi janë pjesërisht të mbushura me uje dhe pjesërisht me një përzierje të gaztë.

- Rekomandime për Modelimin e Detajuar te Nderteses

Për të simuluar realisht parametrat e betonit strukturor sipas skenarëve komplekse të ngarkimit, modeli duhet të konceptojë një transferim të shoqëruar të masës së nxehtësisë dhe një analizë mekanike. Tre proceset kryesore fizike që duhen konsideruar në një formulim të tillë të shoqëruar mund të identifikohen si

- a- mekanike,
- b- termike dhe
- c- higrare.



Studimet e mëparshme të modelimit kanë përfaqësuar në përgjithësi përgjigjen termo-mekanike të betonit duke zgjeruar modelet izotermale për të përfshirë varësinë termike. Në shumicën e kodeve komerciale të elementeve të fundme, vettitë mekanike të materialit si forca dhe ngurtësia janë thjesht



deformime referuar gjendje se dyre kuftare (gjendjes kuftare te shfrytezimit) duke u bazuar ne Eurocode per aktivitet sismik.

Per te aritur ne nje konkluzion apo perfundim ne lidhje me shkallen (graden) e demtimeve te shkaktuara nga zjarri ne elementet e struktures eshte e nevojshme, qe te kryhen prova dhe teste te meleshme laboratorike ne lidhje me rezistencen e betonit ekzistues.

Struktura e objektit ne gjendjen ekzistuese, pas ekspozimit ndaj zjarrit, nuk i ploteson kushtet e sigurise dhe qendrueshmerise per ngarkesat maksimale statike apo dinamike te parashikuara. Demtimet jane lokale, por mund te influencojne te gjithe nertesen ne sate te fenomenit "domino". Struktura duhet ti nenshtrohet restaurimit dhe perforcimit te elementeve strukturore trare, soleta apo edhe kolona, vetem ne zonen e demtuar duke u bazuar ne nje projekt perforcimi strukturore mjaft te detajuar per objektin per kates, mbeshtetur ne demtimet e zjarrit te Date 14.09.2023. Deri ne momentin e restaurimit nderesa konsiderohet me rrezikshmeri per jeten e njerzve dhe e pa perdorshme.



## LITERATURA DHE REFERENCAT

- [1] ISO. Fire Resistance Tests. Elements of Building Construction. ISO 834. International Organization for Standardization. Geneva. 1975
- [2] Khoury G.A, Effect of fire on concrete and concrete structures, Progress in Structural Engineering and Materials, 2 (2000), 4, pp. 429-447
- [3] BS 8110-1:1997 and BS 8110-2:1985 "Structural use of concrete". BSI
- [4] Bazant, Z.P. & Kaplan, M.F., Concrete at High Temperatures, Longman, London, UK 1996
- [5] Carvel, R., Fire protection in Concrete Tunnels, in The Handbook of Tunnel Fire Safety (Eds. Beard, A. & Carvel, R.) Thomas Telford, London, 2005
- [6] Alarcon-Ruiz, L., Platret, G., Massieu, E. & Ehrlicher, A., The use of thermal analysis in assessing the effect of temperature on a cement paste, Cement & Concrete Research, 35 (2005), 3, pp. 609-613
- [7] Placido, F., Thermoluminescence test for fire-damaged concrete, Mag. Concrete Res., 32 (1980), 11, pp. 112-116
- [8] Li, L.-y. & Purkiss, J., Stress-strain constitutive equations of concrete material at elevated temperatures, Fire Safety J., 40 (2005), 7, pp. 669-686
- [9] Anderberg, Y. & Thelander, S., Stress and deformation characteristics of concrete, 2- experimental investigation and material behaviour model. Bulletin 54, University of Lund, Sweden, 1976
- [10] Schneider, U., Concrete at high temperatures – a general review, Fire Safety J., 13 (1988), 1, pp. 55-68
- [11] Terro, M.J., Numerical modelling of the behaviour of concrete structures, ACI Struct J., 95 (1998), 2, pp. 183-93
- [12] Nielsen, C. V., Pearce, C. J. & Bicanic, N., Theoretical model of high temperature effects on uniaxial concrete member under elastic restraint, Mag. Concrete Res., 54 (2002), 4, pp. 239-249
- [13] Khoury, G.A., Grainger, B.N. & Sullivan, P.J.E., Transient thermal strain of concrete: literature review, conditions within specimen and behaviour of individual constituents, Mag. Concrete Res., 37 (1985), 132, pp. 131-144
- [14] Eurocode 2. Design of concrete structures Part 1.2: general rules, structural fire design. EN 1992-1-2. Brussels: European Committee for Standardisation, 2003
- [15] Bailey, C., Holistic behaviour of concrete buildings in fire, Proceedings, Institute of Civil Engineers: Structures & Buildings, 152 Issue 3 (2002), pp. 199-212
- [16] Tenchev, R. & Purnell, P., An application of a damage constitutive model to concrete at high temperature and prediction of spalling, Int. J. Solids & Structures, 42 (2005), 26, pp. 6550-6565
- [17] Canisius, T.D.G., Waleed, N. & Matthews, S.L., Evaluation of effects of the fire test on Cardington concrete building, Proceedings (CIB Publication No. 290, eds. Shafi, F., Bukowski, R. & Klemencic, R.), CIB-CTBUH Int. Conf. on Tall Buildings, Kuala Lumpur, Malaysia, 20-23 October 2003, pp. 353-360
- [18] Both, C., van de Haar, P., Tan, G. & Woltsink, G., Evaluation of passive fire protection measures for concrete tunnel linings, Proceedings, Int. Conf. on Tunnel Fires & Escape from Tunnels, Lyon, France, 5-7 May 1999, pp. 95-104 13
- [19] Schneider, U. & Lebeda, C. (2007) Baulicher Brandschutz (Structural Fire Protection), Bauwerk Verlag, Berlin, Germany, 400 pp.
- [20] Hertz, K.D. & Sorensen, L.S., Test method for spalling of fire exposed concrete, Fire Safety J., 40 (2005), 5, pp. 466-476
- [21] Ali, F., Nadjal, A., Silcock, G. & Abu-Tair, A., Outcomes of a major research on fire resistance of concrete columns, Fire Safety J., 39 (2004), 6, pp. 433-445
- [22] Han, C.G., Hwang, Y.S., Yang, S.H. & Gowripalan, N., Performance of spalling resistance of high performance concrete with polypropylene fiber contents and lateral confinement, Cement & Concrete Research, 35 (2005), 9, pp. 1747-1753
- [23] Steinert, C., Brandverhalten von Tunnelauskleidungen aus Spritzbeton mit Faserzusatz (Behaviour in case of fire of tunnel linings of sprayed concrete with fibre additive), MPPA Leipzig, April 1997
- [24] Kalifa, P., Chéné, G., Gallé, C., High temperature behaviour of HPC with polypropylene fibres from spalling to microstructure, Cement & Concrete Research, 31 (2001), 10, pp. 1487-1499

- [25] Shuttleworth, P., *Firrd Int. Conf. on Tunnel Fires & Escape From Tunnels*, Washington DC, USA, 9-11 October 2001, pp. 157-165
- [26] Khoury, G.A., Majorana, C.E., Pesavento F. & Schrefler, B.A., Modelling of heated concrete, *Mag. Concrete Res.*, 54 (2002), 2, pp. 77-101 Georgali, B. & Tsakiridis, P.E. Microstructure of fire-damaged concrete. A case study, *Cement & Concrete Composites*, 27 (2005), 2, pp. 255-259
- [27] Bisby, L.A., Green, M.F. & Kodur, V.K.R., Modeling the behavior of fiber reinforced polymer-confined concrete columns exposed to fire, *J. Composites for Construction*, 9 (2005), 1, pp. 15-24
- [28] Chung, J.H. & Consolazio, G.R., Numerical modeling of transport phenomena in reinforced concrete exposed to elevated temperatures, *Cement & Concrete Research*, 35 (2005), 3, pp. 597-608
- [29] Kodur, V.K.R. & Bisby, L.A., Evaluation of fire endurance of concrete slabs reinforced with FRP bars, *J. Structural Engineering*, ASCE, 131 (2005), 1, pp. 34-43
- [30] Abbasi, A. & Hogg, P.J., Fire testing of concrete beams with fibre reinforced plastic rebar, *Composites Part A: Applied Science & Manufacturing*, 37 (2006), 8, pp. 1142-1150
- [31] Abbasi, A. & Hogg, P.J., A model for predicting the properties of the constituents of a glass fibre rebar reinforced concrete beam at elevated temperatures simulating a fire test, *Composites Part B: Engineering*, 36 (2005), 5, pp. 384-393
- [32] Wang, Y.C. & Kodur, V., Variation of strength and stiffness of fibre reinforced polymer reinforcing bars with temperature, *Cement & Concrete Composites*, 27 (2005), 9-10, pp. 864-874
- [33] Abbasi, A. & Hogg, P.J., Temperature and environmental effects on glass fibre rebar: modulus, strength and interfacial bond strength with concrete, *Composites Part B: Engineering*, 36 (2005), 5, pp. 394-404
- [34] Williams, B., Bisby, L., Kodur, V., Green, M. & Chowdhury, E., Fire insulation schemes for FRP-strengthened concrete slabs, *Composites Part A: Applied Science & Manufacturing*, 37 (2006), 8, pp. 1151-1160
- [35] Fakury, R.H., Las Casas, E.B., Pacifico, F.F. & Abreu, L.M.P., Design of semi-continuous composite steel-concrete beams at the fire limit state, *J. Constr. Steel Research*, 61 (2005), 8, pp.
- [36] Drysdale, D.D. An introduction to fire dynamics, John Wiley & Sons, 2<sup>nd</sup> Ed, 1989
- [37] SFPE Handbook of Fire Protection Engineering, 3<sup>rd</sup> ed, National Fire Protection Association, Quincy, MA, 2002
- [38] Buchanan, A.H., *Structural Design for Fire Safety*, John Wiley & Sons, 2002
- [39] Shipp, M., A hydrocarbon fire standard: an assessment of existing information, BR65, Building Research Establishment, Fire Research Station, Borehamwood, UK, 1985
- [40] van de Leur, P.H.E., Tunnel fire simulations for the Ministry of Public Works, FNO Report B 91-0043 (in Dutch), 1991
- [41] Welch, S. & Rubini, R., Three-dimensional simulation of a fire-resistance furnace, Proceedings, 5<sup>th</sup> Int Symp. Fire Safety Science, Melbourne, Australia, 3-7 March 1997, pp. 1009-1020
- [42] Welch, S., Lowsey, A., Deeny, S., Morgan, R. & Torero, J.L., BRE large compartment fire tests - characterising post-flashover fires for model validation, *Fire Safety J.*, (2007). In Press
- [43] Franssen, J.-M., Structures in Fire, Yesterday, Today and Tomorrow, Proceedings, 8<sup>th</sup> Int. Symp. Fire Safety Science, Beijing, China, 18-23 September 2005, pp. 21-35
- [44] Wetzig, V., Destruction mechanisms in concrete material in case of fire, and protection systems, Proceedings, 4<sup>th</sup> Int. Conf. on Safety in Road & Rail Tunnels (SIRRT), Madrid, Spain, 2-6 April 2001 pp. 281-290
- [45] Pettersson, O., Magnusson, S.E. & Thor, J., Fire engineering design of steel structures, Publication 50, Swedish Institute of Steel Construction, Stockholm, 1976
- [46] Law M., A relationship between fire grading and building design and contents, Joint Fire Research Organization, Borehamwood, UK, Fire Research Note No. 877, 1971
- [47] Lamont, S., Usmani, A.S. & Gillie, M., Behaviour of a small composite steel frame structure in a "long-cool" and a "short-hot" fire, *Fire Safety J.*, 39 (2004), 5, pp. 327-357
- [48] Usmani, A.S., Rotter, J. M., Lamont S., Sanad, A.M. & Gillie, M., Fundamental principles of structural behaviour under thermal effects, *Fire Safety J.*, 36 (2001), 8, pp. 721-744
- [49] Bratina, S., Cas, B., Saje, M. & Planinc, I., Numerical modelling of behaviour of reinforced concrete columns in fire and comparison with Eurocode 2, *Int. J. of Solids & Structures*, 42 (2005), 21-22, pp. 5715-5733

- [50] Benmarce, A. & Guenfoud, M. Behaviour of axially restrained high strength concrete columns under fire, *Construction & Building Materials*, 57 (2005), 5, pp. 283-287
- Lennon, I., Whole building behavior : results from a series of large scale tests, *Proceedings (CIB Publication No. 290, eds. Shafi, F., Bulkowski, R. & Klemencic, R.)*, CIB-CTBUH Int Conf. on Tall Buildings, Kuala Lumpur, Malaysia, 20-23 October 2003, pp. 345-351
- [51] Capote, JA, Alvear, D, Lázaro, M, Espina, P, Fletcher, JA, Welch, S. & Torero, JL. Analysis of thermal fields generated by natural fires on the structural elements of tall buildings, *Proceedings, Int. Cong. "Fire Safety in Tall Buildings"*, Santander, Spain, 19 October 2006, pp. 93-109
- [52] Stabler, J., Computational modelling of thermo-mechanical damage and plasticity in concrete, Ph. D. Thesis, Dept of Civil Eng., University of Queensland, Australia, 2000. 15
- [53] Grasberger, S. & Meschke, G., A hygral-thermal-poroplastic damage model for the durability analyses of concrete structures, CD-ROM Proceedings (eds. Oriate, E., Bugeda, G. & Suárez, G., ECCOMAS 2000), European Congr. Computational Methods in Applied Sciences & Engineering, Barcelona, Spain, 11-14 September 2000, 18 pp.
- [54] Ulm, F., Coussy, O. & Bazant, Z., The "Chunnel" Fire. I: Chemoplastic softening in rapidly heated concrete, *J. Engineering Mechanics*, 125 (1999), 3, pp. 272-282

Shodiptarja



ME POSHTE PARAOJTEN TABLË AT FOTOGRAFIKE

DHE IMAZHET E PUNËS NE TERRENI:



*Figure Nr. 47*



*Figure Nr. 48*



Figure Nr. 49





Figure Nr. 50







Figure Nr. 51





Figure Nr. 52





Figure Nr. 53

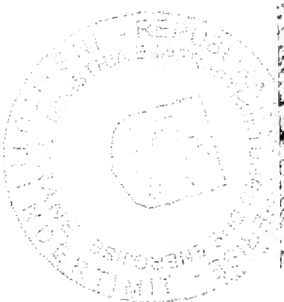




Figure Nr. 54





Figure Nr. 55





Figure Nr. 56





Figure Nr. 57





Figure Nr. 58







Figure Nr. 59





Figure No. 60





Figure Nr. 61





Figure Nr. 62





Figure Nr. 63





Figure Nr. 64





Figure Nr. 65





Figure Nr. 66







Figure Nr. 67

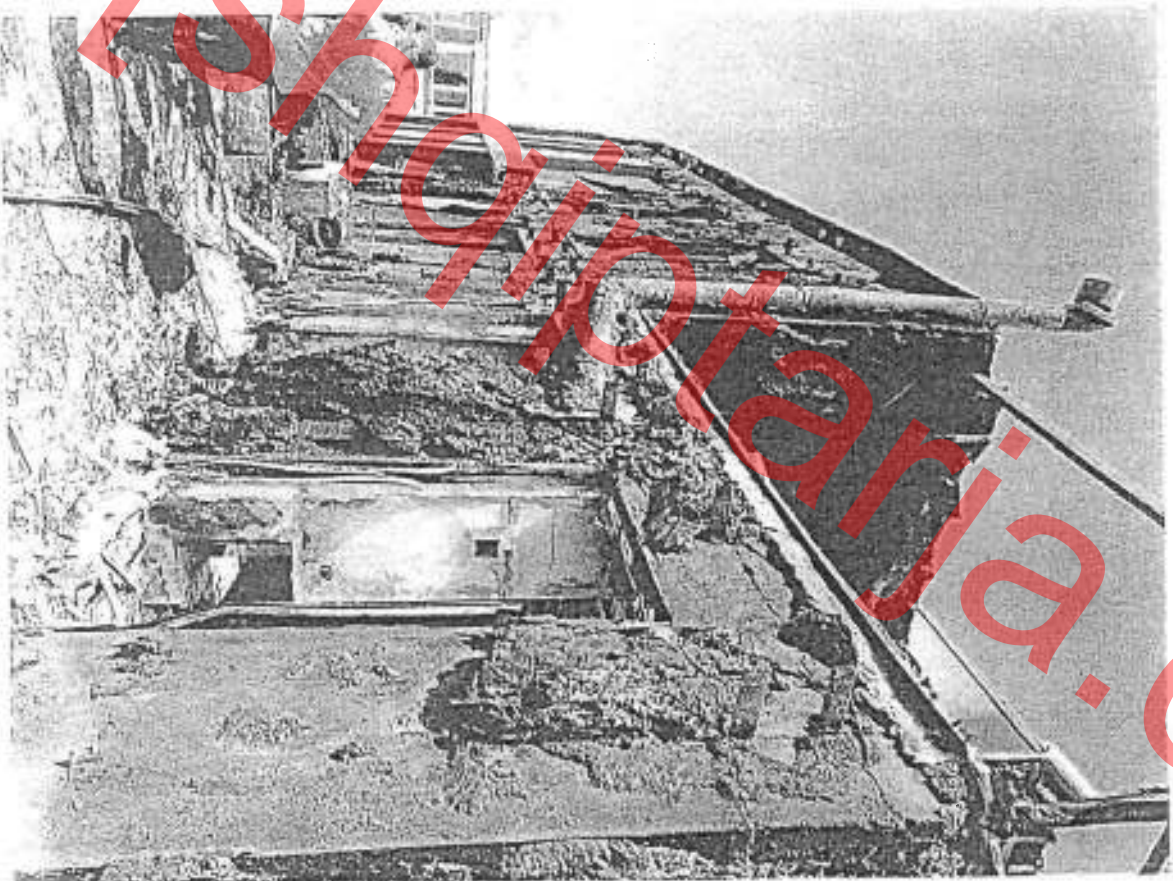


Figure Nr. 68





Figure Nr. 69





Figure Nr. 70





Figure Nr. 71





*Figure Nr. 72*





Figure Nr. 73





Figure Nr. 74

Ishqiptarja.com

Figure Nr. 75

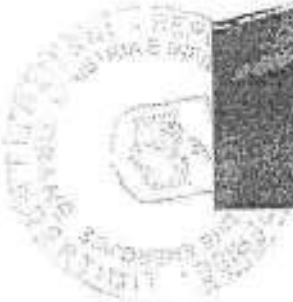






Figure Nr. 76





Figure Nr. 77





Figure Nr. 78



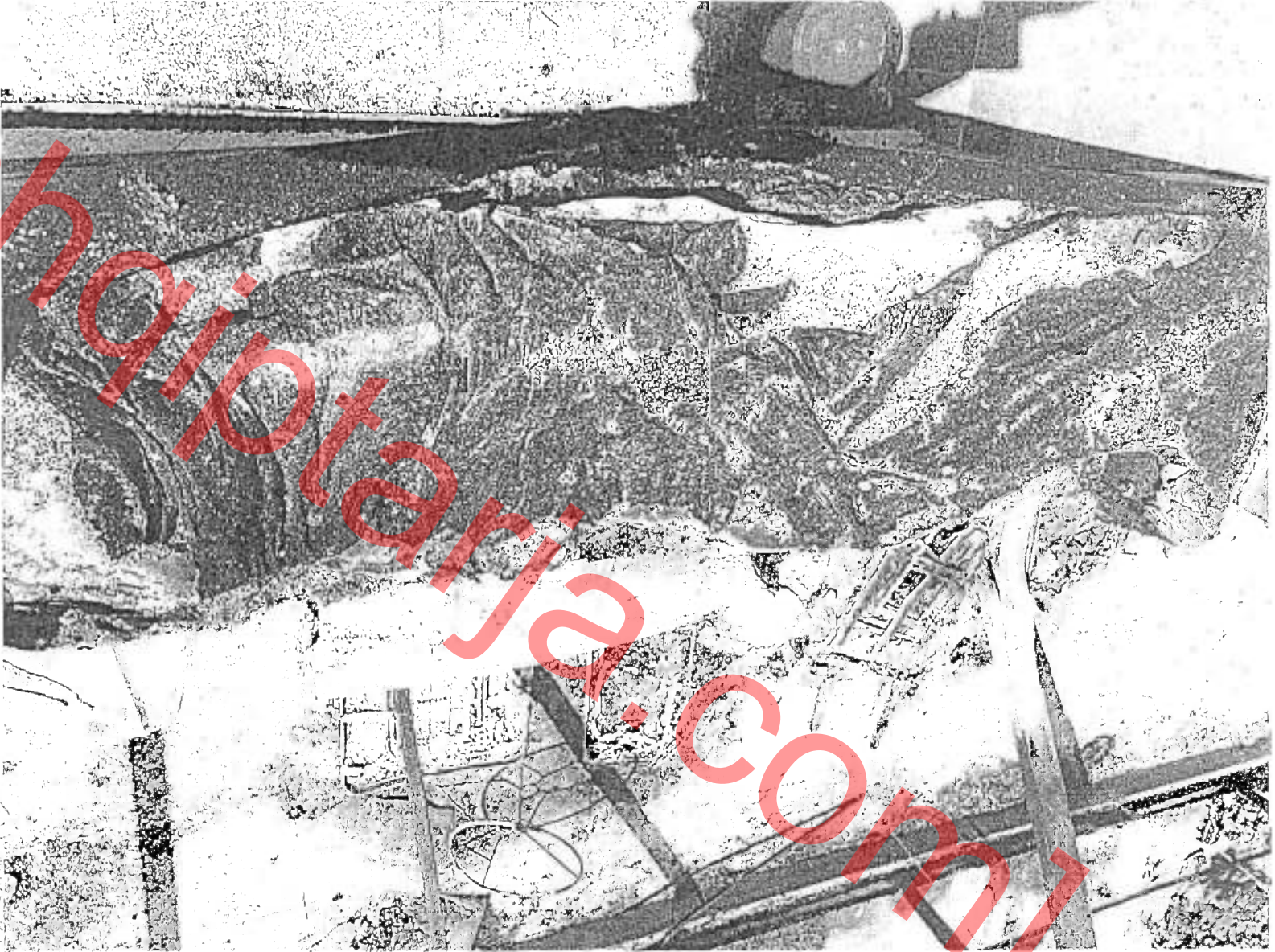


Figure Nr. 79





Figure Nr. 80





Figure Nr. 81





Figure Nr. 82





Figure Nr. 83







Figure Nr. 84





Figure Nr. 85

Olsi  
Nunaj

Digitally signed by Olsi  
Nunaj  
DN: cn=Olsi Nunaj,  
o=UNPAD, ou=Departemen Arkeologi,  
ou=Institut Teknologi dan Ilmu  
Humaniora, email=olsi.nunaj@unpad.ac.id,  
c=ID