

MIRATOI  
KRYETARI I BASHKISE  
ERISELDA SEFA



## RELACIONI KONSTRUKTIV

**OBJEKTI:** NDERTIMI I QENDRES SHENDETESORE  
FIERSHEGAN, NJESIA ADMINISTRATIVE FIER SHEGAN  
BASHKIA LUSHNJË

Objekti i marrë në studim në këtë Projekt është 1 kat mbi tokë. Kati per dhe objektit është ambiente shërbimi ambulator. Lartësia e kateve të banimit është 3.15 m.

Objekti është zgjidhur me themele plinta te vecuar dhe me një sistem kollonash. Reagimi sizmik i këyre sistemeve është i tillë: kollonat marrin gjithë ngarkesën horizontale. Sistemit ka rezistencë të madhe që sigurohet mirë për shuarje të energjisë që arrihet nga kollonat.

### ***Materialet e përdorura:***

Për realizimin e objektit do të përdoren materialet me karakteristikat e mëposhtme:

- beton C20/25  
rezistenca kubike karakteristike në shtypje  $R_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$   
rezistenca cilindrike karakteristike në shtypje  $f_{ck} = 20 \text{ N/mm}^2$   
rezistenca mesatare në tërheqje  $f_{ctm} = 2.2 \text{ N/mm}^2$   
moduli mesatar i elasticitetit  $E_{ctm} = 29 \text{ kN/mm}^2$   
faktori i pjeshëm i sigurisë  $\gamma_c = 1.6$   
rezistenca cilindrike llogaritëse në shtypje  $f_{cd} = 12.5 \text{ N/mm}^2$
- çelik FeB44k  
rezistenca karakteristike në tërheqje  $f_{tk} = 540 \text{ N/mm}^2$   
tensioni karakteristik i rrjedhshmërisë  $f_{yk} = 430 \text{ N/mm}^2$   
moduli i elasticitetit mesatar  $E_{sm} = 200 \text{ kN/mm}^2$   
faktori i pjeshëm i sigurisë  $\gamma_s = 1.15$   
tensioni llogaritës i rrjedhshmërisë  $f_{yd} = 374 \text{ N/mm}^2$

Vlerat e llogaritjes së rezistencës së materialeve merren nga pjestimi i vlerave karakteristike me koeficientin e pjeshëm të sigurisë  $\gamma_m$ :

### ***Elementët e përdorur:***

- elementët horizontalë  
soleta me tv. në një drejtime  $h=30 \text{ cm}$   
trarët  $b \times h=60 \times 30 \text{ cm}$
- elementët veritkalë  
Kollonat  $50 \times 25 \text{ cm}$

### ***Kushtet sizmiologjike:***

Sipas detyrës së projektimit bazuar në të dhënat e mikrorajonizimit sizmik sheshi i ndërtimit përfshihet në zonën sizmiologjike me intensitet të pritshëm të tërmeteve 8 (MSK-64). Tokë e kategorisë së II-të.



### **Kodi i përdorur për projektim :**

Projektim sipas gjëndjes së fundit kufitare në përputhje me Kodin Shqiptar të Projektimit, Eurocode 2 dhe Eurocode 8.

### **1-kontrolli dhe rillogaritja e plintave**

Plintat janë një element i rëndësishëm i strukturës, ato bëjnë shkarkimin e ngarkesave dhe veprimeve të strukturës në tokë, si dhe transmetimin e veprimeve sizmike nga toka në strukturë.

Për të përafëruar sjelljen e modelit sa më afër sjelljes reale ëshë e nevojshme të futim reagimin e tokës në strukturë.

#### **1.1 Rillogaritja e armaturës së plintave.**

Plintat e themelit llogaritet kundrejt momenteve përkulës  $M_{11}$ ,  $M_{22}$  dhe në shpim kundrejt forcës normale.

Fillimisht marr minimumin konstruktiv të nevojshëm për armimin e plintave që rekomandohet 0.15%. Nga llogaritja në përkulje e pllakës plintit gjej momentin përkulës që mban kjo armaturë. Në pjesët e pllakës ku momenti përkulës ëshë më i madh vendos armaturë shtesë të llogaritur në fuksion të këtij momenti. Për llogaritjen e momentit përkulës që mbahet nga armimi konstruktiv kryej veprimet e mëposhtme:

$$A_s = \xi \cdot b \cdot h_0 \cdot \frac{R_b}{R_s} \Rightarrow \xi = \frac{A_s \cdot R_s}{b \cdot h_0 \cdot R_b} = \frac{15.71 \cdot 3740}{100 \cdot 95 \cdot 135} = 0.045813;$$

Vlerat e momenteve përkulëse variojnë  $M_{1-1} = -54.682 \sim +145.716 \text{ T}\cdot\text{m}$ . dhe  $M_{2-2} = -44.151 \sim +138.519 \text{ T}\cdot\text{m}$ . Për të parë pjesët e pllakës në të cilat ka nevojë për armaturë shtesë kufizoj vlerat e paraqitura nga programi nga  $53 \div 200 \text{ T}\cdot\text{m}$ . Në këtë rast programi tregon vetëm pjesët në të cilat momenti përkulës është më i madh se  $53 \text{ T}\cdot\text{m}$ . Janë pikërisht këto zona që kanë nevojë për armaturë shtesë e cila vendoset në trarjtën e zgarave suplelmetnare.

Armatura shtesë: për këtë  $46875 \text{ N}\cdot\text{m}$  moment përkulës marr një armim

$$A_s = 5.95 \text{ cm} = 8 \square 10 / \text{mL}$$

#### **1.2 Kontrolli në shpim i kollonave në plint.**

Kollonat në pjesën perimetrale të objektit punojnë bashkë me brezat të objektit. Kështu që ngarkesa normale shkarkohet në plint pjesërisht nëpërmjet kollonës dhe brezave.

Në rastin e këtij objekti vlerat e forcave normale në kolloat perimetrale arrijnë 14.5 [Ton] për Comb. 1 (1.5p+1.35g). Për këto vlera të forcave normale nuk është e nevojshme që ato të kontrollohen në shpim.

Aftësia mbajtëse në shpim e betonit merret si minimumi që rezulton nga llogaritja e sforcimeve prerëse në beton sipas tre formulave të mëposhtme, të cilat kanë dalë nga përpumimi i të dhënave eksperimentale.

$$a) \phi_{c \square y} = \phi_{\square} \left( 2 + \frac{4}{\beta_c} \right) \frac{1}{12} \sqrt{f'_c} = 0.75 \left( 2 + \frac{4}{2} \right) \frac{1}{12} \sqrt{25} = 1.25 \text{ Mpa} \text{ ku: } \beta_c = \frac{80}{40} = 2$$

Ky ekuacion aplikohet në rastin e kollonave drejtkëndëshe.

$$b) \phi_{c \square y} = \phi_{\square} \left( 2 + \frac{\alpha_s \square d}{b_0} \right) \frac{1}{12} \sqrt{f'_c} = 0.75 \left( 2 + \frac{40 \square 92}{304} \right) \frac{1}{12} \sqrt{25} = 4.408 \text{ Mpa} \text{ Ku } \alpha_s \text{ merret } 40; 30; 20$$

përkatësisht për kollonat e brëndëshme, kollonat e anës dhe kollonat e qoshes.

Ky ekuacion aplikohet për kollonat me dimensione të mëdha.

$$c) \phi_{c \square y} = 0.333 \phi_{\square} \sqrt{f'_c} = 0.333 \cdot 0.75 \sqrt{25} = 1.2487 \text{ Mpa}$$

Ky ekuacion aplikohet nëse  $\beta_c \leq 2$ ; ose  $\frac{b_0}{d} \leq 20$ ;

$$(\phi_{c \square y})_{\min} = 1.003 \text{ Mpa} = 10.03 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2} > 8.575 \frac{\text{kg}}{\text{cm}^2}$$

Plintat me trashësinë H=100 cm pë ka e përballon në shpim ngarkesën normale për kollonën më të ngarkuar të objektit.

## 2. Llogaritja e soletës tarrace .

### 1.1 Ngarkesat që veprojnë në soletën e tarraces.

Soleta është menduar të realizohet si soletë kesone me traveta me gjerësi 10 cm dhe mbushje me tulla me vrima me dimensione 20x25x25. Lartësia e soletës është 30 cm. Për të penguar futjen e betonit në vrimat e tullave në faqet anësore të tullave vendosim një shtresë polisteroli 2.5cm.

Për llogaritjen e peshës së soletës marr pjesën e kufizuar nga akset e travetave të soletës

$$S_{\square} = 0.5 \cdot 0.65 = 0.325 \text{ m}^2$$

-mbushje stirobetoni

$$0.05 \cdot 0.325 \cdot 600 = 9.75 \cdot 1.2 = 11.7$$

- beton
- beton traveti
- tullat
- suva

$$0.05 \cdot 0.325 \cdot 2500 = 40.625 \cdot 1.1 = 44.69$$

$$0.25 \cdot (0.5 \cdot 0.6 - 0.5 \cdot 0.4) \cdot 2500 = 62.5 \cdot 1.1 = 68.75$$

$$4 \cdot 6.65 = 26.6 \cdot 1.1 = 29.26$$

$$0.02 \cdot 0.325 \cdot 1800 = 11.7 \cdot 1.2 = 14.4$$

$$Sg^n = 170 \text{ per } 1m^2 g^n = 170 / 0.325 = 168 \text{ kg/m}^2.$$

$$Sg = 190 \text{ per } 1m^2 g = 190 / 0.325 = 590 \text{ kg/m}^2.$$

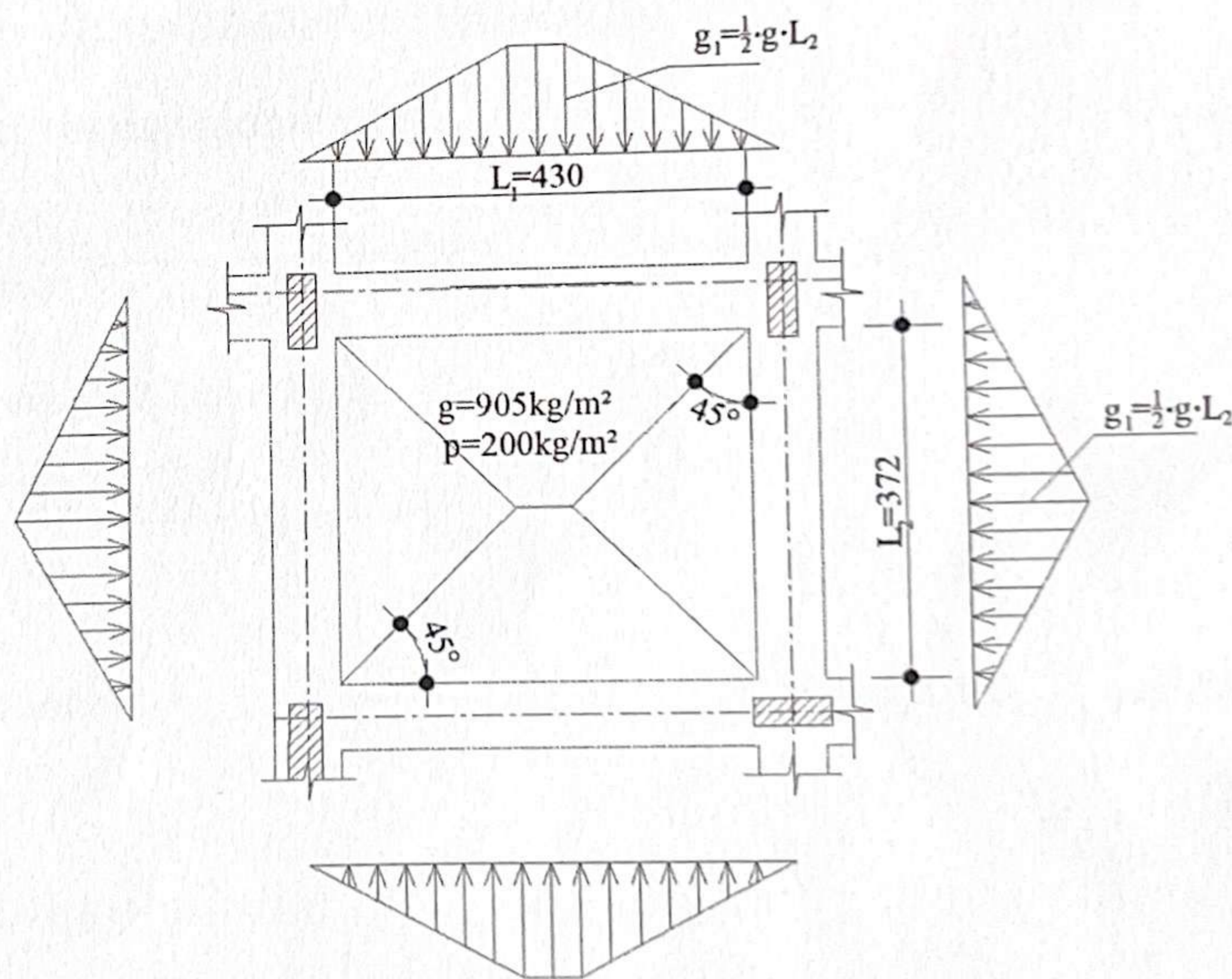
### Modelimi i soletave.

Që soleta ta shpërndajë ngarkesën në trarët e strukturës në mënyrë sa më reale duhet që çdo kampioni e saj të ndahet në elementë shell më të vegjël. Nga ana tjetër kjo gjë do të na sillte ndarjen e elementëve trarë në elementë të tjerë më të vegjël, duke na rritur kështu edhe nr. e ekuacioneve të ekuilibrit që duhet të zgjidhen nga programi llogaritës.

Për këtë arsye për modelimin e soletave me elementë shell veprojmë në këtë mënyrë:

Në menunë e përcaktimit të materialeve krijoj një material të soletës që e ka peshën specifike  $\rho = 0$ , dhe masën sa masa e soletës. Në këtë mënyrë masa e strukturës gjatë analizës sizmike nuk ndryshon. Ndërsa shpërndarjen e ngarkesës nëpër trarë e bëjmë në mënyrë manuale pas llogaritjeve që kam bërë me dorë.

Në funksion të peshave të përhershme dhe të përkohshme që veprojnë në çdo kat sipas funksionit që ka secili përcaktoj masat përkatëse për soletën e ambjenteve të shërbimit, tip, taracë, ballkone.



Shpërndarje ngarkesave nga soleta në trarë.



soletë tip:  $g = g_{sol} + g_{mur} = 500 + 280 = 780 \text{ kg/m}^2;$   
 $m = \frac{780 + 0.45 \cdot 400}{0.1 \cdot 9.81} = 822.85 \text{ kg/m}^2$

soletë tip:  $g = g_{sol} + g_{mur} = 520 + 280 = 800 \text{ kg/m}^2;$   
 $m = \frac{800 + 0.45 \cdot 200}{0.1 \cdot 9.81} = 747.32 \text{ kg/m}^2$

soletë tarace:  $g = g_{sol} = 520 = 520 \text{ kg/m}^2;$   $p=200 \text{ kg/m}^2$   
 $m = \frac{520 + 0.45 \cdot 200}{0.1 \cdot 9.81} = 518.3 \text{ kg/m}^2$

soletë ballkoni:  $g = g_{sol} + g_{par} = 500 + 340/1.6 = 712.5 \text{ kg/m}^2;$   $p=300 \text{ kg/m}^2$   
 $m = \frac{721.5 + 0.56 \cdot 300}{0.1 \cdot 9.81} = 721.2 \text{ kg/m}^2$

Hedhjen e ngarkesave e bëj sipas rregullave shpërndarjes së ngarkesave nga soleta.

### LLOGARITJA E KOLLONËS ME MËNYRËN E TRAJTUAR NË

“KONSTRUKSIONE PREJ BETONI TË ARMUAR”.

#### KOLLONA E SHENUAR K-1

Të dhëna:  $N=4828.8 \text{ kN}; M_2=22.45 \text{ kNm}; M_3=0.2 \text{ kNm};$

Llogaritja e armaturës nga momenti  $M_2$

$$e_0 = \frac{M_2}{N} = \frac{22.45 \cdot 10^2}{4828.8} = 0.465 \text{ cm.}$$

$$l_0 = \psi \cdot l = 0.8 \cdot 265 = 212 \text{ cm}$$

$$\frac{l_0}{h} = \frac{212}{80} = 2.65 < 10 \Rightarrow \eta = 1$$

Kontrolloj jashtëqëndërsinë:  $\frac{h_0}{3} = \frac{80-2.5}{3} = 25.83 < 10 \Rightarrow e_0 \cdot \eta = 0.465$  jashtëqëndërsi e vogël.

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{h}{2} - a' = 0.465 + \frac{80}{2} - 2.5 = 37.965 \text{ cm.}$$



$$A_s = A_{sc} = \frac{N \cdot e - 0.5 b \cdot h_0^2 \cdot R_s}{R_s (h_0 - a)} = \frac{4828.8 \cdot 10^2 \cdot 37.965 - 0.5 \cdot 40 \cdot 77.5^2 \cdot 135}{3740 (77.5 - 2.5)} = 7.5 \text{ cm}^2$$

### Llogaritja e armaturës nga momenti $M_3$

$$e_0 = \frac{M_3}{N} = \frac{0.2 \cdot 10^2}{4828.8} = 4.142 \cdot 10^{-3} \text{ cm}$$

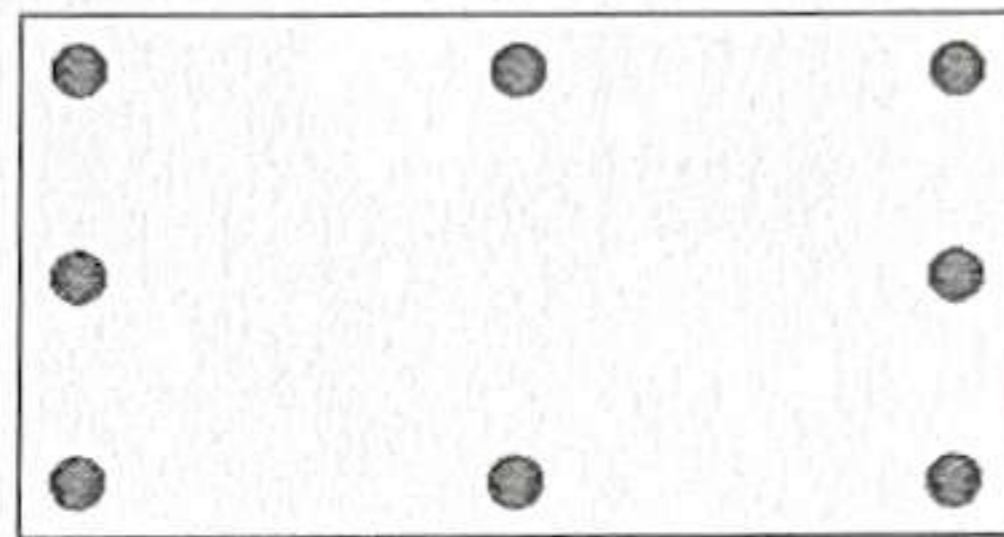
$$l_0 = \psi \cdot l = 0.8 \cdot 265 = 212 \text{ cm}$$

$$\frac{l_0}{b} = \frac{212}{40} = 5.3 < 10 \Rightarrow \eta = 1$$

Kontrolloj jashtëqëndërsinë:  $\frac{h_0}{3} = \frac{40 - 2.5}{3} = 12.5 < 10 \Rightarrow e_0 \cdot \eta = 4.142 \cdot 10^{-3}$  jashtëqëndërsi e vogël.

$$e = e_0 \cdot \eta + \frac{b}{2} - a = 4.142 \cdot 10^{-3} + \frac{40}{2} - 2.5 = 17.504 \text{ cm}$$

$$A_s = A_{sc} = \frac{N \cdot e - 0.5 b \cdot h_0^2 \cdot R_s}{R_s (b_0 - a)} = \frac{4828.8 \cdot 10^2 \cdot 17.504 - 0.5 \cdot 80 \cdot 77.5^2 \cdot 135}{3740 (37.5 - 2.5)} = 6.6 \text{ cm}^2$$



Drejtoria e Planifikimit dhe Zhvillimit të Territorit

Ing. Ariola Beqo

Hartoi: Ing. Artur Sinani

Pergjegjes: Ark. Alban Manoku