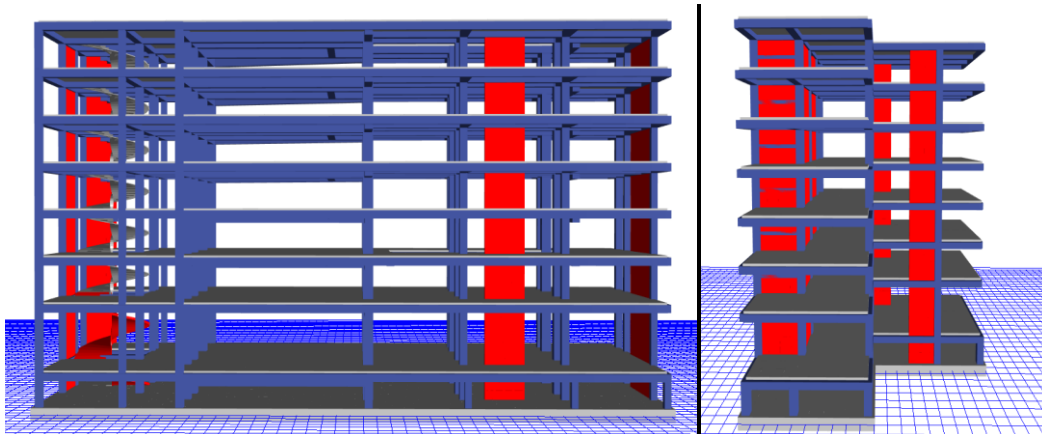




REPUBLIKA E SHQIPERISE
BASHKIA TIRANE
DREJTORIA E PERGJITHSHME E PUNEVE PUBLIKE

RELACIONI TEKNIK KONSTRUKTIV



Përmbajtja

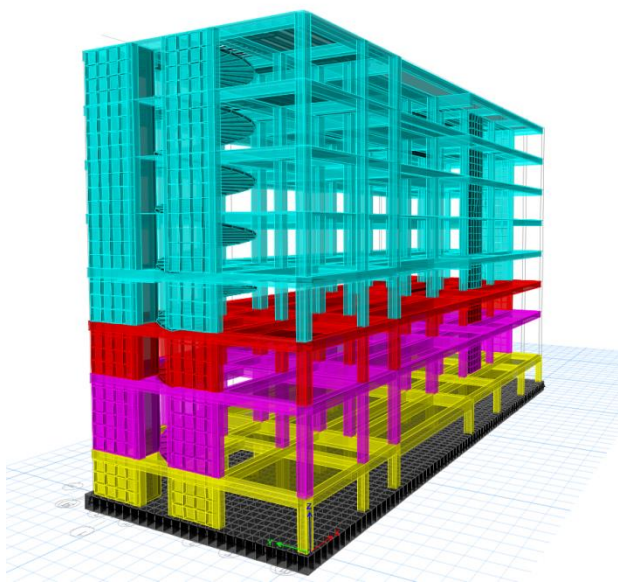
1.	Hyrje.....	4
2.	Zgjedhja e sistemit konstruktiv	5
3.	Materialet.....	10
4.	Dimensionimi paraprak i elementeve strukturore.....	11
1.	<i>Përmasimi i soletave</i>	11
2.	<i>Përmasimi paraprak i trarëve</i>	12
3.	<i>Përmasimi paraprak i kolonave</i>	13
4.	<i>Përmasimi paraprak i themelit tip pllakë</i>	15
5.	<i>Përmasimi paraprak i mureve</i>	15
6.	<i>Përmasimi paraprak i pilotave</i>	16
5.	Llogaritja e ngarkesave	18
5.1.	<i>Ngarkesat e përhershme</i>	18
5.2.	<i>Ngarkesat e përkohshme</i>	20
5.3.	<i>Ngarkesat sizmike</i>	20
6.	Përcaktimi i ngarkesave statike dhe dinamike.....	21
6.1	<i>Ngarkesat e përhershme (Dead Loads-DL)</i>	21
6.2	<i>Ngarkesat e përkohshme (Live Loads-LL)</i>	21
6.3.	<i>Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)</i>	21
7.	Kombinimi i ngarkesave.....	23
8.	Reagimi sizmik i strukturave jo të rregullta.....	24
9.	Analiza statike dhe dinamike	26
10.	Llogaritja e armaturës.....	29
10.1.	<i>Llogaritja e soletave</i>	29
Soleta monolite	29	
Soleta me traveta.....	31	
10.2.	<i>Llogaritja e trarëve</i>	33
10.3.	<i>Llogaritja e kolonave</i>	37
10.4.	<i>Llogaritja e shkallës</i>	39
10.5.	<i>Llogaritja e pllakës</i>	41
10.6.	<i>Llogaritja e pilotave</i>	45

11. Kontrollet	48
<i>11.1. Kontrolli i drifteve</i>	48
<i>11.2.Kontrolli i armimit të trarëve</i>	49
<i>11.3.Kontrolli i kolonës nga forca prerëse</i>	51
Kodet dhe referencat e marra në konsideratë gjatë hartimit të projektit konstruktiv.	52

1. Hyrje

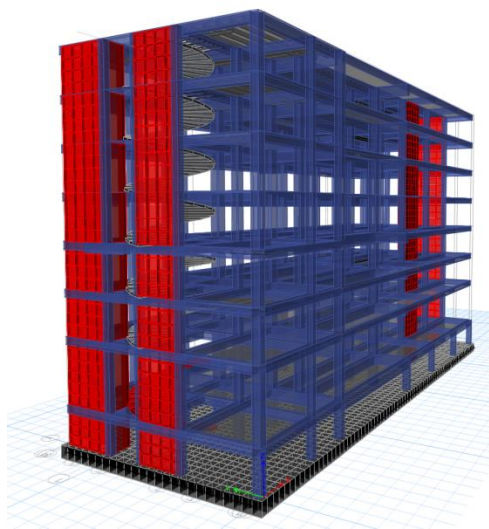
Godina e Ujësjiellës Kanalizime Tiranë (UKT), është projektuar si një strukturë 7+1 kate e ndarë në 2 godina. Kati i poshtëm në kuotën -3.06 shërben si parkim për automjetet.

Në katet e sipërme vazhdon e njëjta sipërfaqe ndërtimi si i parkimit. Lartësia e katit të podrumit është 3.06 m, lartësia e katit përdhe ka një lartësi 5.10m dhe katet e sipërme janë kate tip që shërbejnë për zyra me një lartësi kati 3.50m.

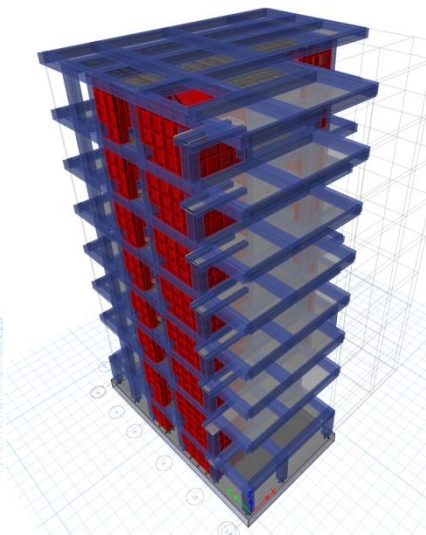


Ndryshimi në lartësi i kateve

Dy godina janë ndarë me *fugë* nga niveli i themelit deri në taracën e katit të fundit. Kjo fugë është 5cm në nivelin e themelit (pllaka e themelit) dhe është 15 cm në të gjithë lartësinë nga kuota e podrumit -3.06 deri në katin e fundit +26.10. Në këtë mënyrë, secila nga godina punon si një strukturë më vete ndaj edhe llogaritja e secilës prej tyre bëhet e tillë.



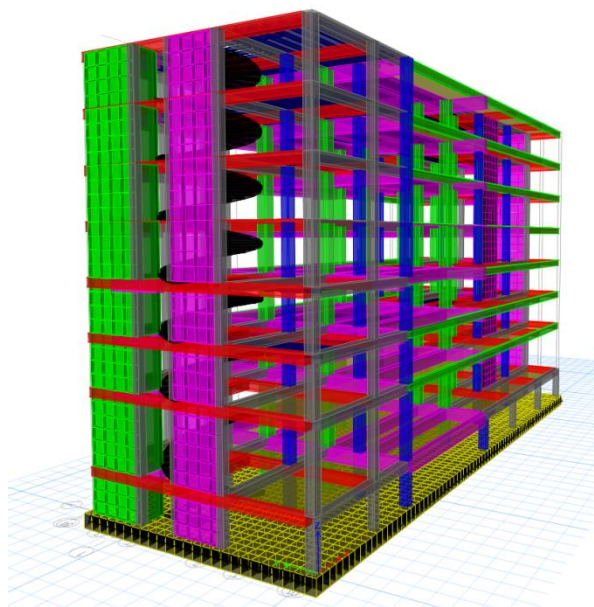
Godina 1



Godina 2

2. Zgjedhja e sistemit konstruktiv

Sistemi i zgjedhur është një sistem konstruktiv tip rame me trare dhe kolona b/a.



Sistemi konstruktiv i strukturës

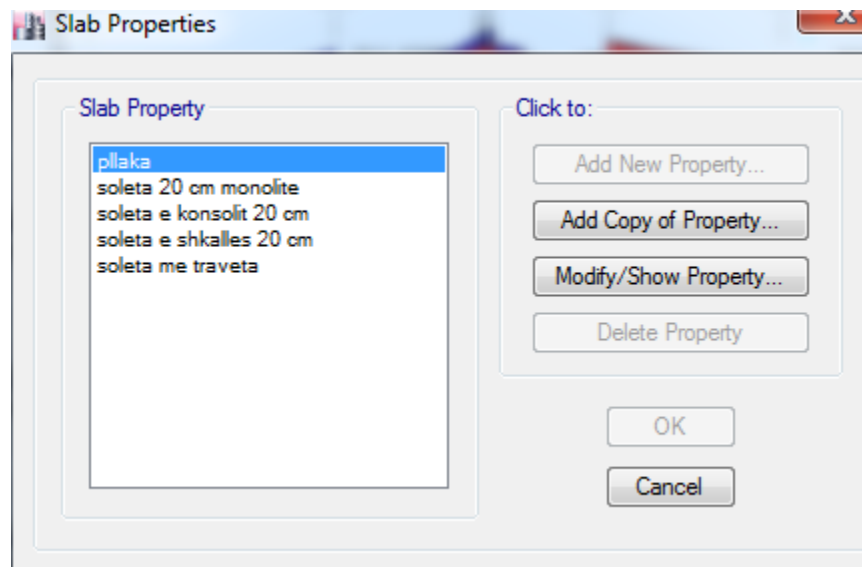
Në këtë rast rezistenca e strukturës ndaj forcave anësore sigurohet nga kontributi i kombinuar i ramës me muret struktural në perimetër. Vendosja e mureve bën të mundur që të kemi zhvendosje shumë të vogla në katet e poshtme. Muret perimetral janë vendosur në objekt për shkak të një mospërputhje të qendrës së shtangësisë me qendrën e masës. Nga kjo mospërputhje e dy qendrave, veprimi i forcës sizmike krijon moment përdredhës. Vendosja e mureve bën të mundur eliminimin e këtij momenti përdredhës në ndërtesë.

Themeli i përdorur është themel tip pllakë me lartësi 100cm.

Strukturat afër objektit dhe kufiri i pronës na vështirësojnë gërmimet për themelin e pllakës. Kështu që është e nevojshme analiza dhe llogaritja e sistemeve mbajëse të dherave. Dherat mund të qendrojnë pa masa mbrojtëse por për këtë nevojitet që gërmimi të bëhet me një pjerrësi të caktuar. Por kjo pjerrësi do bënte që gjurma e gërmimit në plan të këtë një sipërfaqe të caktuar. Sipërfaqe, të cilën në këtë rast nuk e kemi në dispozicion për shkak të strukturave përreth dhe kufirit të pronës.

Kështu do të përdoret mbrojtje e përkohshme e tipit perde me pilota. Pilotat do të kenë seksion rrethor 60cm dhe thellësi 900cm, do të vendosen në plan në largësi aksiale 80cm nga njëra tjetra dhe lidhen në kokën e pilotës me tra me seksion (60x100).

Soletat dhe pllaka vendosen në program si element Slab:



Bashkeveprimi i pllakës me tokën bëhet nëpërmjet sustave (Area Spring).

Area Spring Property Data

General Data

Property Name:

Display Color:

Property Notes:

Spring Stiffness Options

User Specified Stiffness and Nonlinearity

Based on Soil Profile

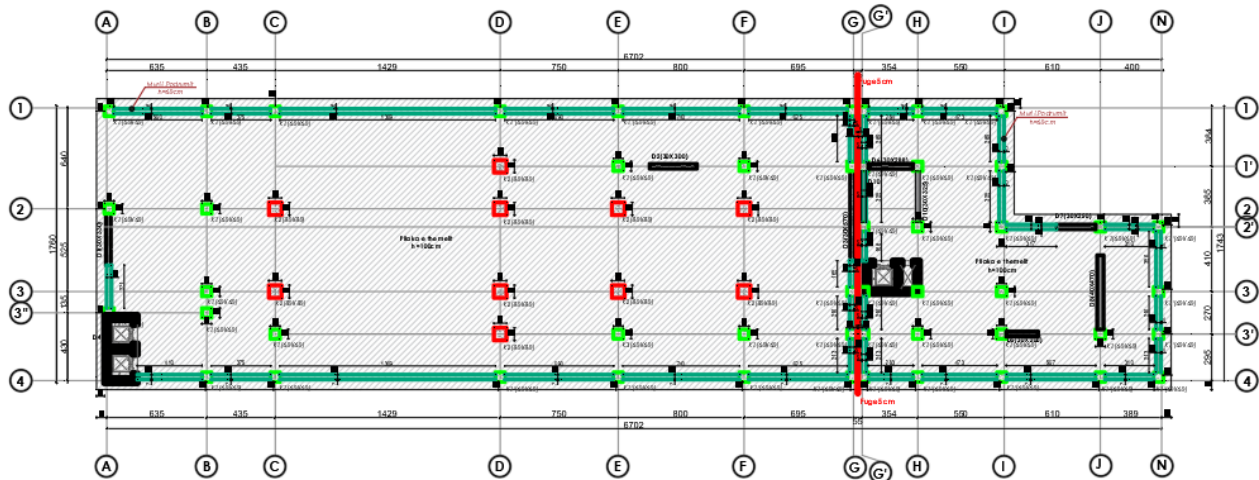
Spring Constants / Unit Area

Local 1 Direction: kN/m/m²

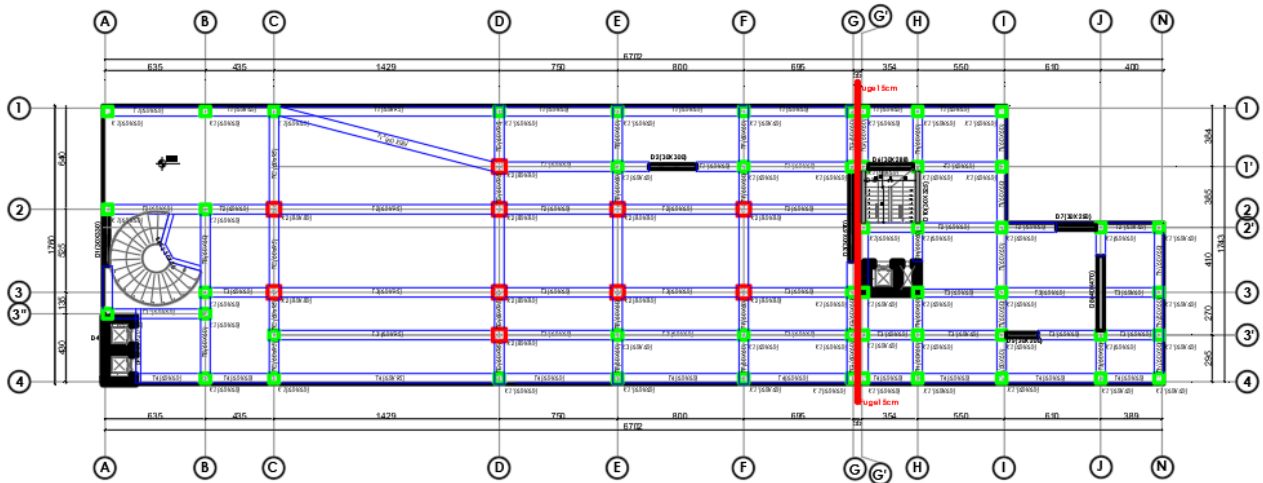
Local 2 Direction: kN/m/m²

Local 3 Direction (Linear): kN/m/m²

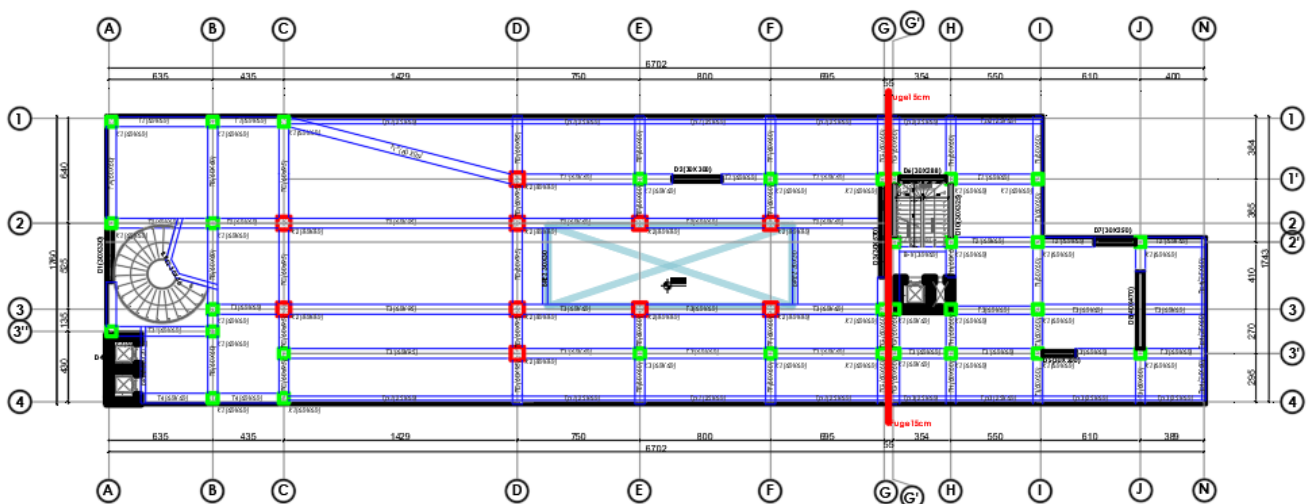
Plani i strukturave në kuotën e podrumit -3.06 paraqitet më poshtë .



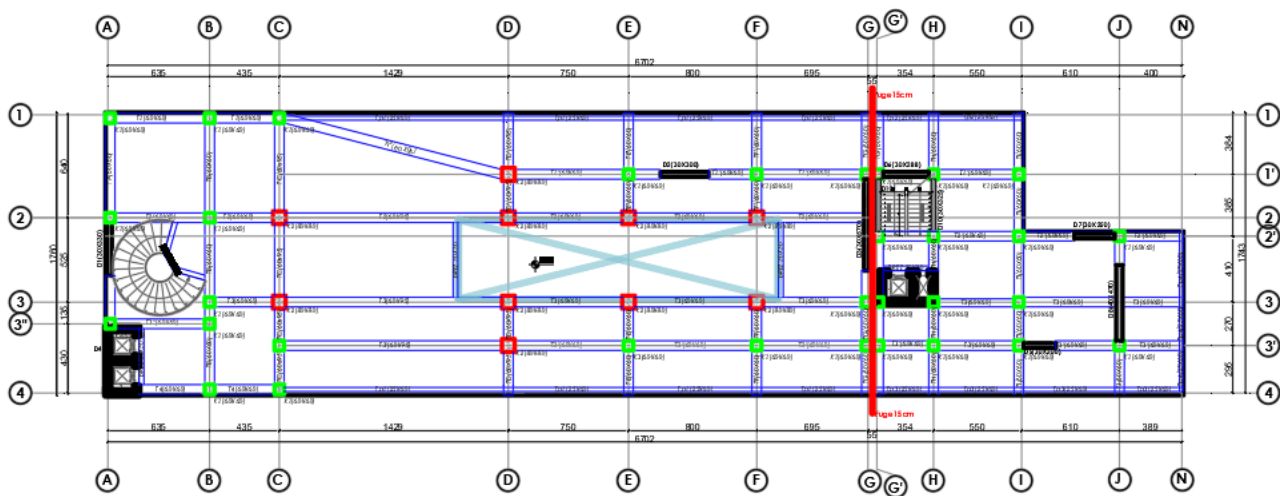
Plani i strukturave në kuotën ±0.00



Plani i strukturave nëkuotën +5.10



Plani i strukturave në katet Tip të ndërtesës



Të dhëna mbi projektin:

- Nr ikateve 7+1
- Objekt DCM
- Kategoria e truallit B
- $a_g=0.3g$

3. Materialet

Betoni që do të përdoret do të jetë i klasit **C25/30**

Betoni -C25/30

- Masa për njësi volume 0.2448 t/m³/g
- Pesha për njësi volumi 2.4026 t/m³
- Moduli I elasticitetit 3050000 t/m²
- Koeficienti I Puasonit 0.2
- Koeficienti I Zgjerimit termik 9.900E-06
- Rb kubike 2500 t/m²

Për të gjitha strukturat beton/arme është përdorur çeliku **S500**.

Përçelikun:

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

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

Përbetonin:

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

$$f_{c wd} = f_{c wk} / \gamma_c$$

Materialet e përdorura paraqiten në mënyrë tabelare si më poshtë :

MATERIALET			
Betoni i kolonave:	M-300(C 25/30)	Çeliku i kolonave:	Fy=4400kg/cm²
Betoni i soletave:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i soletave:	Fy=4400kg/cm²
Betoni i trarëve:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i trarëve:	Fy=4400kg/cm²
Betoni i themeleve:	M-300 (C 25/30)	Çeliku i themeleve:	Fy=4400kg/cm²

4. Dimensionimi paraprak i elementeve strukturore

1. Përmasimi i soletave

Përmasimi i soletave do të bëhet duke u bazuar në kushtin e uljeve.

Nga planimetria e objektit kemi:

$$L_{gj} = 1429 \text{ cm}$$

$$L_{sh} = 640 \text{ cm}$$

Soleta monolite

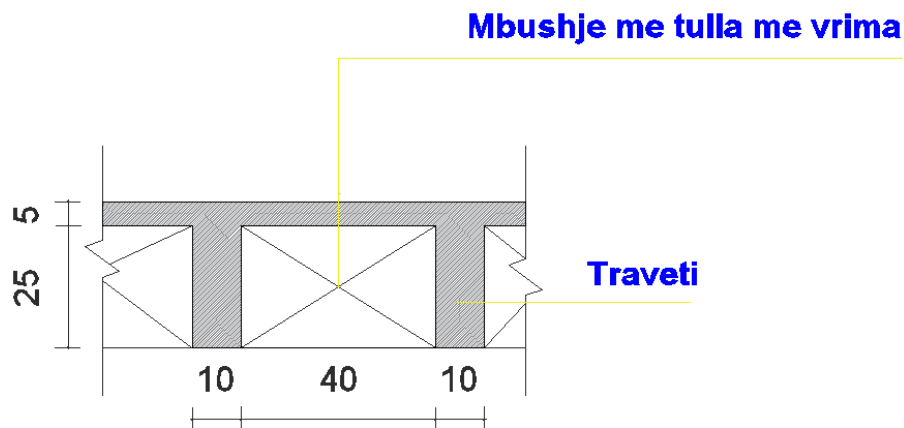
$$H_s = \frac{L_{sh}}{35} = \frac{640}{35} = 18.28 \text{ cm}$$

Pranojmë lartësi solete monolite **H_s = 20 cm**

Soleta me traveta

$$H_s = \frac{Lsh}{25} = \frac{640}{25} = 25.6 \text{ cm}$$

Pranojmëlartësi të solete me traveta **Hs= 30cm**



2. Përmasimi paraprak i trarëve

- Përmasimi i trarëve të thellë:

$$H_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{15}\right) * L_{gj} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{15}\right) * 1429 = (119.08 \div 95.26)$$

Pranojmë **ht= 95 cm**

$$b_t = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) * h_t = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) * 95 = (47.5 \div 31.6)$$

Pranojmë **bt=60cm**

- Përmasimi i trarëve:

$$H_t = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{15}\right) * L_{gj} = \left(\frac{1}{12} \div \frac{1}{15}\right) * 800 = (66.6 \div 53.3)$$

Pranojmë **ht= 60 cm**

$$b_t = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) * h_t = \left(\frac{1}{2} \div \frac{1}{3}\right) * 50 = (25 \div 16.6)$$

Pranojmë **bt=60cm**

Trarët: (bxh)= (60x95);(60x60)

3. Përmasimi paraprak i kolonave

Kolonat do të përmasojmë duke u mbështetur tek kushti e sforcimeve shtypëse. Sipërfaqja e prerjes tërthore të kolonës do të llogaritet me formulën:

$$A = \frac{N}{0.65 * f_{cd}}$$

Ngarkesa që do të shkojë në kolonë do të merret paraprakisht: $q = 1.6 \text{ ton/m}^2 = 16 \text{ kN/m}^2$

$$N = q * n * s$$

s- sipërfaqja që shkarkon në kolonë

A- sipërfaqja e seksionit tërthor

q- intensiteti i ngarkimit vertikal ($13 \div 18 \text{ kN/m}^2$)

n- numri i kateve të godinës

Kemi përdorur dy tipe kolonash

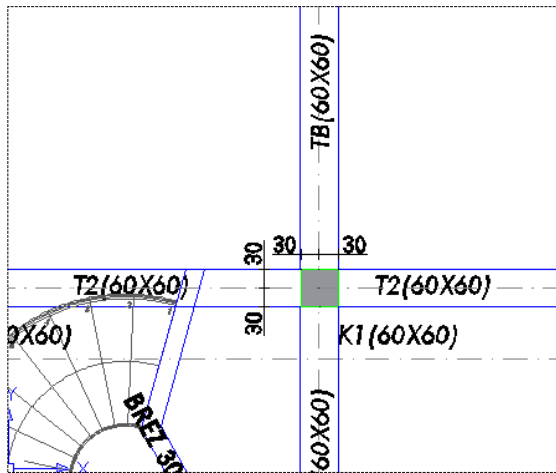
Kolona e tipit I:

$$n = 8 \text{ kate}, S = 30.10 \text{ m}^2$$

$$N = 8 * 30.10 * 16 = 3852.8 \text{ KN}$$

$$A = \frac{N}{0.65 * f_{cd}} = \frac{3852.8}{0.65 * 16.67 * 1000} = 0.356 \text{ m}^2$$

Pranojmë **K1(60X60)**



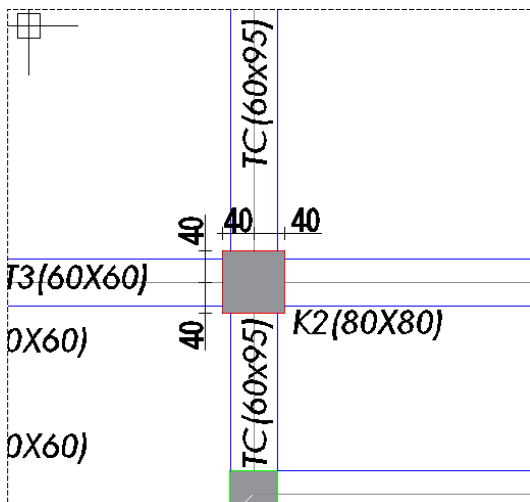
Kolona e llojit 2:

$n=8$ kate , $S= 37.74 \text{ m}^2$

$N= 8*37.74*16=4830.72\text{KN}$

$$A = \frac{N}{0.65 * f_{cd}} = \frac{4830.72}{0.65 * 16.67 * 1000} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Pranojmë **K2(80 x 80)**



Kolonat : (bxb)= (60x60); (80x80)

4. Përmasimi paraprak i themelit tip pllakë

Objekti ynështe një godinë 8 katëshe dhe duke marrë një dimensionim paraprak për themelin 10cm për cdo kat do të kemi:

$$8 \text{ kate} * 10 \text{ cm} = 80 \text{ cm}$$

1) Kushti në prerje

$$h_{pll} \geq \frac{N}{2(ak+bk) * R_{pre.bet.}}$$

Ku:

N-është ngarkesa që na vjen nga kolona

ak, bk-janë përmasat e kolonës më të ngarkuar

R_{pre.bet.}-rezistenca në prerje e betonit 14kN

2) Kushti në inkastrim

$$h_{pll} \geq 40\phi$$

ϕ -është diametri i shufrës më të madhe në kolonë

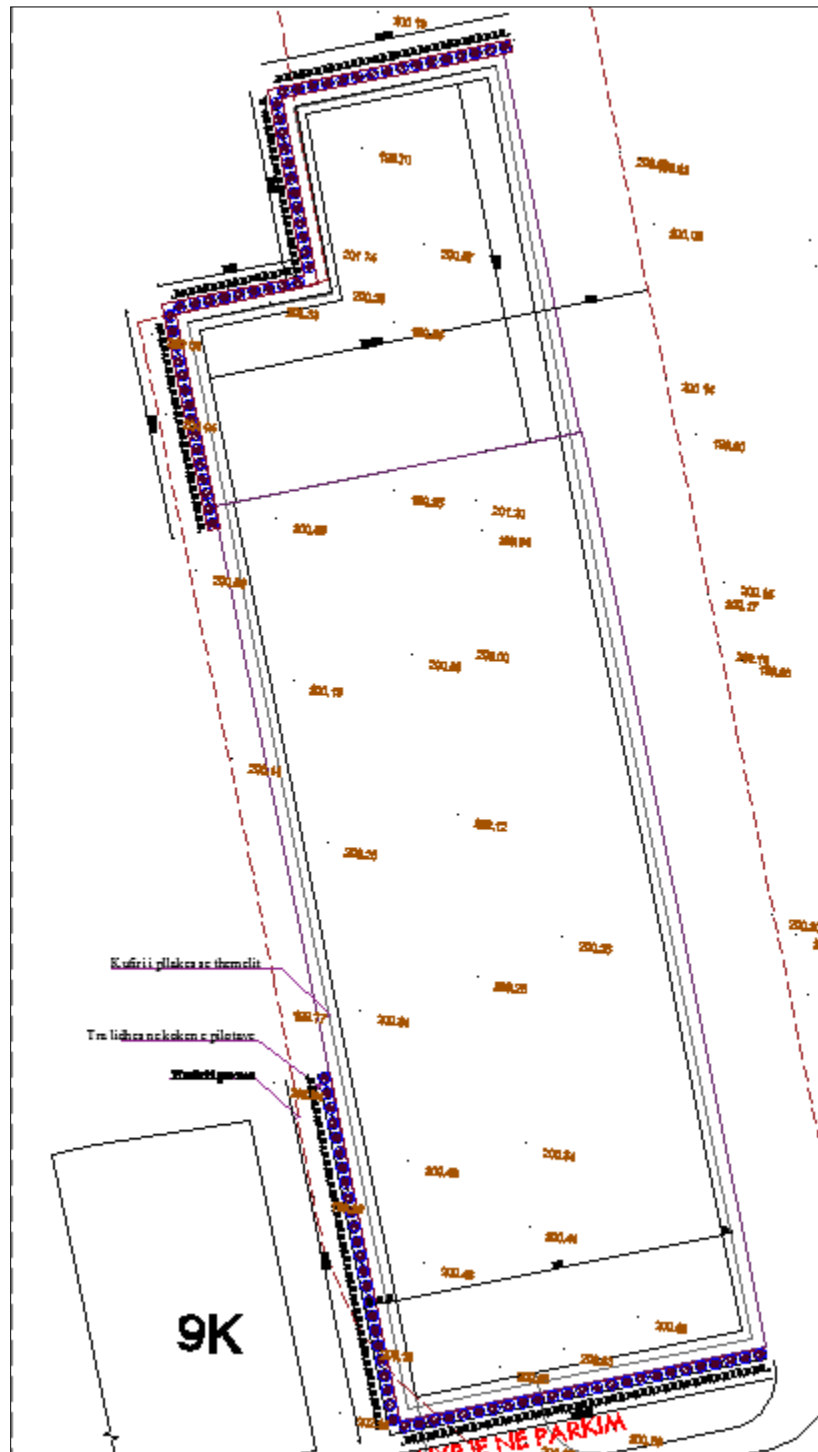
Eshtë zgjedhur **lartësia e pllakës së themelit 100 cm.**

5. Përmasimi paraprak i mureve

$$b_{min} \geq \begin{cases} h/20 \\ 20\text{cm} \end{cases} \quad \longrightarrow \quad \text{eshtë zgjedhur } \mathbf{b=30\text{cm}}$$

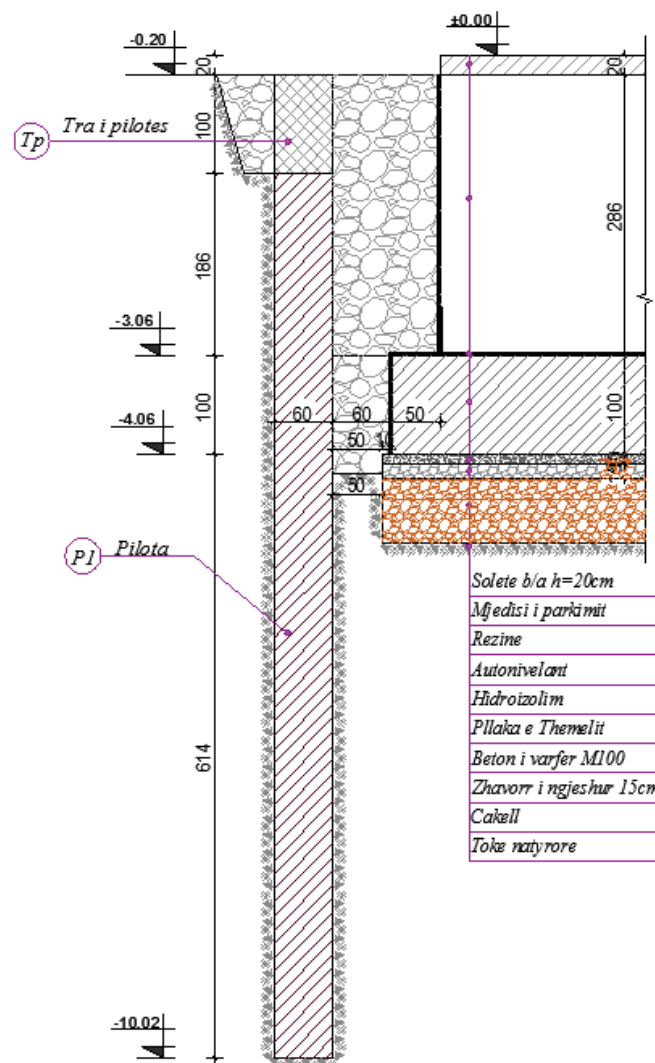
6. Përmasimi paraprak i pilotave

Për të siguruar dherave rreth gropës së themelit tip pllakë do të përdoret mbrojtje e përkohshme e tipit perde me pilota.



Pilotat do të kenë seksion rrethor 60cm dhe thellësi 900cm. do të vendosen në plan në largësi aksiale 80 cm nga njëra tjetra dhe lidhen në kokën e pilotës me tra me seksion (60x100).

DETAJ - PILOTA P1

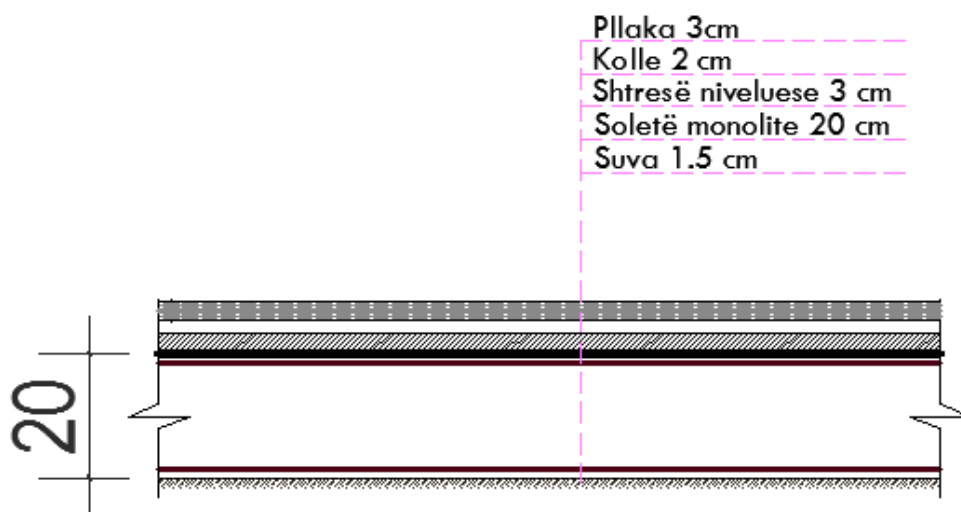


5. Llogaritja e ngarkesave

5.1. Ngarkesat e përhershme

- Soleta monolite

Llogaritja e ngarkesave tek soletat monolite



Pllaka : $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2700 = 81 \text{ daN/m}^2$

Kolle 2cm: $0.02 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$

Soletotë monolite 20cm: $0.2 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 = 500 \text{ daN/m}^2$

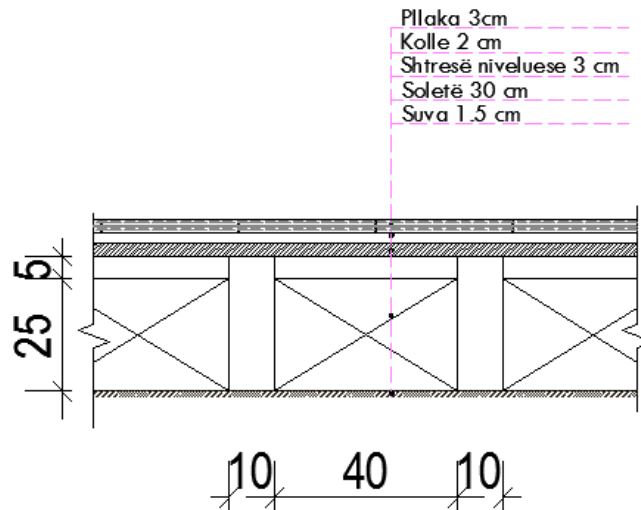
Shtresë niveluese: $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$

Suva 1.5cm: $0.015 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1800 = 270 \text{ daN/m}^2$

$$g = 943 \text{ daN/m}^2 = 9.43 \text{ kN/m}^2$$

- Soleta me traveta

Llogaritja e soletave me traveta në një drejtim ndërkati



Pllaka: $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2700 = 81 \text{ daN/m}^2$

Kolle 2cm: $0.02 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$

Shtrese niveluese : $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$

Soletina 5cm: $0.05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$

Brinjët 10cm: $2 \cdot 0.10 \cdot 1 \cdot 0.25 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$

Mbushja me tulla 40x25: $2 \cdot 0.4 \cdot 0.25 \cdot 1 \cdot 950 = 190 \text{ daN/m}^2$

Suva : $0.015 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1800 = 27 \text{ daN/m}^2$

$$g = 640 \text{ daN/m}^2 = 6.4 \text{ kN/m}$$

Llogaritja e soletave me traveta nëdy drejtime ndërkati

Pllaka: $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2700 = 81 \text{ daN/m}^2$
 Kolle 2cm: $0.02 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$
 Shtrese niveluese : $0.03 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$
 Soletina 5cm: $0.05 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 2500 = 125 \text{ daN/m}^2$
 Brinjët 10cm: $4 \cdot 0.10 \cdot 1 \cdot 0.25 \cdot 2500 = 250 \text{ daN/m}^2$
 Mbushja me tulla 40x25: $4 \cdot 0.4 \cdot 0.25 \cdot 1 \cdot 950 = 380 \text{ daN/m}^2$
 Suva : $0.015 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 1800 = 27 \text{ daN/m}^2$
 $g = 705 \text{ daN/m}^2 = 7.05 \text{ kN/m}^2$

5.2. Ngarkesat e përkohshme

- Podrum (garazh) $p = 5 \text{ kN/m}^2$
- Hapësirë shërbimi (zyre) $p = 3 \text{ kN/m}^2$
- Shkalla dhe konsoli $p = 4 \text{ kN/m}^2$

5.3. Ngarkesat sizmike

$a_g = 0.3g$ Trualli Tipi B

Kategoria e truallit	S	TB	TC	TD
B	1.2	0.15	0.50	2.00

Përcaktimi i faktorit të sjelljes q

Për DCM nga EC/8 vlen formula

$$q = q_0 \cdot K_e \cdot K_r$$

ku: $q_0 = 3 \frac{\alpha_u}{\alpha_i}$ (sistemi i strukturës në studim është një sistem dual $\frac{\alpha_u}{\alpha_i} = 1.2$)

6. Përcaktimi i ngarkesave statike dhe dinamike

6.1 Ngarkesat e përhershme (Dead Loads-DL)

Në ngarkesat e përhershme janë përfshirë:

-Pesha vetjake e gjithë elementëve mbajtës të strukturës beton arme (themele, trarë, kolona, pesha vetjake e soletave, shtresave të dyshemesë, muret ndarës, dhe parapetet e shkallëve etj).

6.2 Ngarkesat e përkohshme (Live Loads-LL)

Si ngarkesa të përkohshme në strukturë janë llogaritur ngarkesat e shfrytëzimit të dyshemesë, ndërkatëve, shkallëve, taracave etj, në bazë të tabelave Tab.6.1., 6.2, 6.8 dhe 6.9 të EC.1.1.1.

Në mënyrë të përmblodhur këto ngarkesa janë më poshtë :

- soleta monolite	7.43	kN/m ²
- soleta kesone	8.8	kN/m ²
- parkim	5	kN/m ²
- shkalla	4	kN/m ²
- konsol	8.43	kN/m ²

Ngarkesat e mësipërme janë të normuara, dhe në varësi të kombinimit për të cilin do të kontrollohet struktura, ngarkesat e përhershme (DL) apo ato të përkohshme (LL) shumëzohen me koeficientin përkatës të sigurisë.

6.3. Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)

Në përputhje me studimin inxhiniero-sizmiologjik të sheshit, parametrat e marrë në llogaritje sipas Eurocode 8 janë :

Trualli në sheshin e ndërtimit klasifikohet i **Tipit B**

S=1.2,

TB=0.15 sek;

TC= 0.50 sek;

TD=2.0sek.

Shpejtimi itrualit(PGA)

a=0.25 g (magnitudë> 5.5, Tipi 1 ispektrit)(TB=0.15 sek; TC= 0.50 sek; TD=2.0 sek)

Function Name:

Function Damping Ratio:

Parameters

Country:

Direction:

Ground Acceleration, a_g/g :

Spectrum Type:

Ground Type:

Soil Factor, S:

Acceleration Ratio, Avg/A_g :

Spectrum Period, T_b : sec

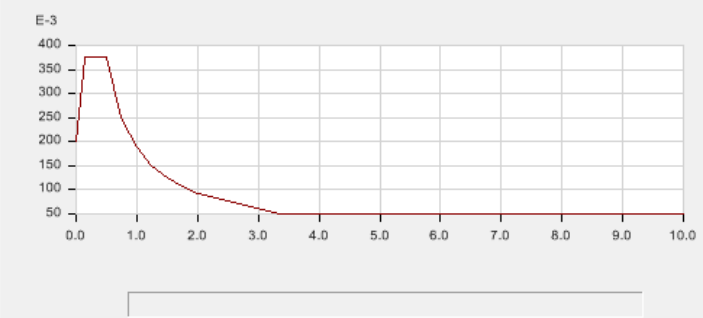
Spectrum Period, T_c : sec

Spectrum Period, T_d : sec

Lower Bound Factor, Beta:

Behavior Factor, q:

Function Graph



Function Points

Period	Acceleration
0	0.2
0.05	0.2583
0.1	0.3167
0.15	0.375
0.5	0.375
0.75	0.25
1	0.1875
1.25	0.15
1.5	0.125
1.75	0.1071

Plot Options

Linear X - Linear Y

Linear X - Log Y

Log X - Linear Y

Log X - Log Y

7. Kombinimi i ngarkesave

Kombinimi i ngarkesave

$$1. 1.35G+1.5P$$

Kombinimi i sizmikës

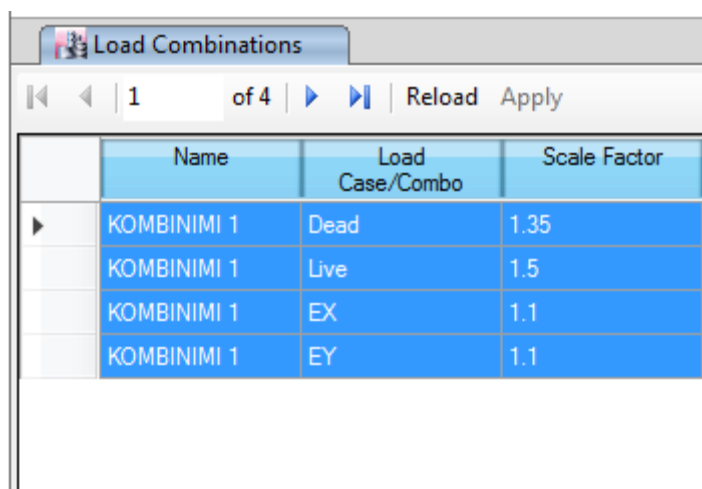
$$1. \sum G+0.3\sum P_i+E_x' \quad \text{ku} \quad E_x' = E_x + 0.3 E_y$$

$$2. \sum G+0.3\sum P_i+E_y' \quad \text{ku} \quad E_y' = E_y + 0.3 E_x$$

Deklarimi i masës realizohet si:

$$M=1G+0.3P$$

Përcaktimi i aftësisë mbajtëse të strukturës është kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese të strukturës sipas kombinimeve të mëposhtme:



Name	Load Case/Combo	Scale Factor
KOMBINIMI 1	Dead	1.35
KOMBINIMI 1	Live	1.5
KOMBINIMI 1	EX	1.1
KOMBINIMI 1	EY	1.1

Janë bërë llogaritjet për kombinimin e 1 si kombinimi më i disfavorshëm, bazuar në EC 2.

Elementët e strukturës janë kontrolluar edhe në përputhje me *deformimet e lejueshme* që shkaktohen në to nga veprimi i ngarkesave normative. Në këto kombinime koeficientët e kombinimit të ngarkesave janë pranuar njësi.

Efekti i përdredhjes aksidentale është përfshirë në llogaritjen e godinës duke u inkorporuar automatikisht në nivelin e forcave sizmike.

Jashtëqëndërsia e veprimit të forcave sizmike për cdo kat është pranuar 5 % e dimensionit të godinës perpendikular në drejtimin sizmik në studim.

8. Reagimi sizmik i strukturave jo të rregullta

Në projektimin e ndërtimeve rezistente ndaj tërmetit shpesh herë analizat statike dhe dinamike bëhen duke konceptuar *modele plane* të strukturave mbajtëse sipas dy drejtimeve ortogonale kryesore të planit të ndërtesave. Në fakt ky koncept thjeshtëzues është vlefshëm vetëm për ndërtimet që janë *simetrike nga ana gjeometrike edhe nga pikëpamja e ngurtësisë së tyre e ajo e inerciale* (domethënë shpërndarja e masave) kundrejt secilit prej akseve.

Në raste të tjera të strukturave josimetrike, pra që paraqesin parregullsi strukturore, janë të pritshme ndërthurjet e zhvendosjeve translative me ato përdredhëse. Rrjedhimisht për to bëhen të domosdoshme analizat tridimensionale ndërmjet të cilave pasqyrohet bashkëpunimi hapësinor i elementëve strukturore vertikale dhe horizontale.

Në rastin e strukturave me parregullsi strukturore rëndësi të vecantë merr përcaktimi për çdo nivel apo kat i qendrës së rrotullimit, që ndryshe quhet *qendra e përdredhjes ose qendra e ngurtësisë (CS)*. Kjo qendër është pika ku kalon forca reaguese e elementëve strukturore të katit përkatës gjatë veprimeve në nivelin që shqyrtohet mund të ndodhë lëvizja rrotulluese ose përdredhja e strukturës.

Koncepti i forcave sizmike si forca inerciale dikton atë që këto forca të aplikohen duke kaluar nga qendra e gravitetit apo e masave të çdo kati (CM).

Story	Diaphragm	Mass X	Mass Y	XCM	YCM	Cumulative X	Cumulative Y	XCCM	YCCM	XCR	YCR
		kg	kg	m	m	kg	kg	m	m	m	m
kati 6	D1	529208.11	529208.11	21.6554	8.9189	529208.11	529208.11	21.6554	8.9189	19.5789	9.193
kati 5	D1	601702.67	601702.67	22.0987	8.9306	1130910.78	1130910.78	21.8913	8.9251	19.8518	9.332
kati 4	D1	601702.67	601702.67	22.0987	8.9306	1732613.44	1732613.44	21.9633	8.927	20.2247	9.5007
kati 3	D1	601702.67	601702.67	22.0987	8.9306	2334316.11	2334316.11	21.9982	8.928	20.6461	9.7176
kati 2	D1	601702.67	601702.67	22.0987	8.9306	2936018.77	2936018.77	22.0188	8.9285	21.102	10.0043
kati 1	D1	606490.83	606490.83	22.0717	8.9272	3542509.61	3542509.61	22.0279	8.9283	21.6078	10.4019
kati perdhe	D1	908073.67	908073.67	24.6259	8.8428	4450583.27	4450583.27	22.5579	8.9108	22.2194	10.9818

Fizikisht është gjithashtu e kuptueshme se mospërputhja midis qendrave të CM dhe CS krijon një gjendje ku për katin në shqyrtim përveç forcës totale sizmike F që ushtrohet në elementet vertikale mbajtëse të katit si forca prerëse do të kemi edhe shfaqjen e *momentit përdredhës* M_t . Madhësia e M_t merret si produkt i forcës F me jashtëqendërsi “e” midis qendrave CM dhe CS. Momenti M_t që kalon grafikisht mund të paraqitet edhe me anë e një vektori që kalon nga qendra e ngurtësisë CS.

Fenomeni i përdredhjes shfaqet si efekt i pafavorshëm shtesë në ndërtesat që kanë parregullsi strukturore. Në praktikë tentohet që fenomenet përdredhëse të shmangen ose të reduktohen sa më tepër të jetë e mundur.

Kur qendra e masave CM përputhet me qendrën e ngurtësisë relative të katit përkatës CS, teorikisht në atë kat nuk do të gjenerohet moment përdredhës M_t . Por në praktikën e sotme të projektimit edhe në rastet e ndërtesave me simetri të plotë merret parasysh shfaqja aksidentale e një momenti përdredhës, me madhësi të kushtëzuar nga jashtëqendërsia aksidentale e caktuar

sipas kërkesave normative. Vendosja e këtij momenti aksidentale diktohet nga :

- Jo-homogjeniteti i pashmangshëm i materialeve
- Ndryshueshmëria e ngarkesave faktike
- Gabimet eventuale në zbatimin e punimeve
- Josinkroniteti i lëvizjeve sizmike të bazamentit etj

Efektet përdredhëse ‘Aksidentale’

Sipas kodeve bashkëkohore dhe Eurokodit 8 edhe në ndërtesat që sipas kritereve të caktuara konsiderohen të rregullta në plan dhe lartësi qendra e masave CM e cdo kati “j” konsiderohet disi e zhvendosur “aksidentalisht” kundrejt pozicionit të sa nominal (pra atij që ka rezultuar nga llogaritjet) në krahun më të disfavorshëm për llogaritjen sizmike. Madhësia e kësaj zhvendosje jepet si jashtëqendërsi e rastit apo aksidentale dhe shpesh shënohet me

$$e1 = \pm 0.05Lj$$

Ku Lj —përmasa e ndërtesës (katit) në drejtimin perpendikular me atë të veprimit sizmik të konsideruar.

Në cdo rast madhësia $e1$ duhet ti shtohet jashtëqendërsisë aktuale nominale të katit përkatës.

Sipas EUROKODIT 8 në mënyrë të përafëruar këto efekte shtesë mund të merren parasysh duke rritur efektin e veprimeve në elementët e strukturave mbajtëse plane, paralel me veprimin sizmik të konsideruar me anën e një faktori amplifikues ‘delta’ të barabartë me:

$$\partial = 1 + 0.6 \frac{x}{L} \leq 1.30$$

Nëse analiza strukturore bëhet duke përdorur dy modele plane për secilin prej drejtimeve kryesore në plan atëherë sipas draftit të 2002 të EC8, efektet përdredhëse mund të përcaktohen duke dyfishuar jashtëqendërsinë “ $e1j$ ” të shprehjes më sipër por me faktorin 1.2 në vend të 0.6. Kur strukturat kanë rregullsi vetëm në lartësi dhe kënaqin vetëm disa nga kriteret e rregullsisë në plan dhe qendrat CM dhe CS ndodhen afërsisht në një vijë vertikale, në analizën modale të thjeshtuar efektet përdredhëse mund të vlerësohen duke shtuar ose jo, vec jashtëqendërsisë “aksidentale” $e1$ edhe jashtëqendërsisë $e2$.

Madhësia e jashtëqendërsisë $e2$ merr parasysh efektin dinamik të ndikimit reciprok të lëkundjeve të njëkohëshme translative dhe përdredhëse apo të ashtuquajturën “ndërthurje përdredhëse”. Për një drejtim të caktuar të veprimit sizmik, si efekte llogaritëse përdredhëse mund të pranohen vlerat më të mëdha të efekteve që rezultojnë nga dy analizat e dy ngarkimeve të vecanta statike me momentet përdredhëse Mj , shkaktuar përkatësisht nga dy jashtëqendërsitë ($e0+e1+e2$) dhe ($e0-e1$):

$$Mj = Fj * e_{max} = Fj * (e0 + e1 + e2)$$

$$Mj = Fj * e_{min} = Fj * (e0 - e1)$$

Ku:

Fj —forca sizmike e katit “j”

$e0$ —jashtëqendërsia nominale midis qendrës së ngurtësisë dhe qendrës së masave

e1—jashtëqendërsia aksidentale

e2—jashtëqendërsia dinamike e vlerësuar sipas përcaktimeve të dhëna me sipër

Sipas EUROKODIT 8, në analizën multimodale sipas spektrit të reagimit (kjo kërkohet kur strukturat nuk e plotësojnë kushtin për të aplikuar analizën e thjeshtuar të forcave anësore) duhet të shtohen përsëri efektet shtesë përdredhëse “aksidentale” duke konsideruar përsëri jashtëqendërsinë “ej” të përcaktuar me sipër. Në këtë rast kur përdoren modele hapësinore, si efekte shtesë përdredhëse mund të konsiderohen vlerat më të mëdha përdredhëse të efekteve që rezultojnë nga ngarkimi statik me momentet përdredhëse (Mij) rreth aksit vertikal të çdo kati “j”. Madhësia e këtyre momenteve përcaktohet nga shprehja:

$$M_{ij} = e_{ij} * F_j$$

Nga shprehja më sipër F_j është forca horizontale sizmike e katit “j”

Efektet e ngarkimit të mësipërm duhen konsideruar me shenja alterantive (+) dhe (-) por të njëjta për të gjitha katet (nivelet) e ndërtesës në shqyrtim. Sipas draftit të Majit 2002 të EUROKODIT 8, kur për analizën strukturore përdoren dy modele plane, mund të aplikohet sërish shprehja:

$$\partial = 1 + 1.2 \frac{x}{L} \leq 1.30$$

9. Analiza statike dhe dinamike

Analiza statike dhe dinamike për të përcaktuar reagimin e strukturës ndaj tipeve të ndryshme të ngarkimit të strukturës është kryer me programin **ETABS V16.2**. Modelimi i strukturës në tërësi dhe i çdo elementi bëhet mbi bazën e metodës së elementeve të fundëm (**Finite Element Metode- FEM**) e cila është një metodë e përafërt dhe praktike duke gjetur përdorim të gjerë sot në kushtet e epërsisë që krijon përdorimi i programeve kompjuterike.

Fillimisht është realizuar **modelimi gjeometrik i strukturës**.

Modeli përbëhet nga një **ramë 3D**,

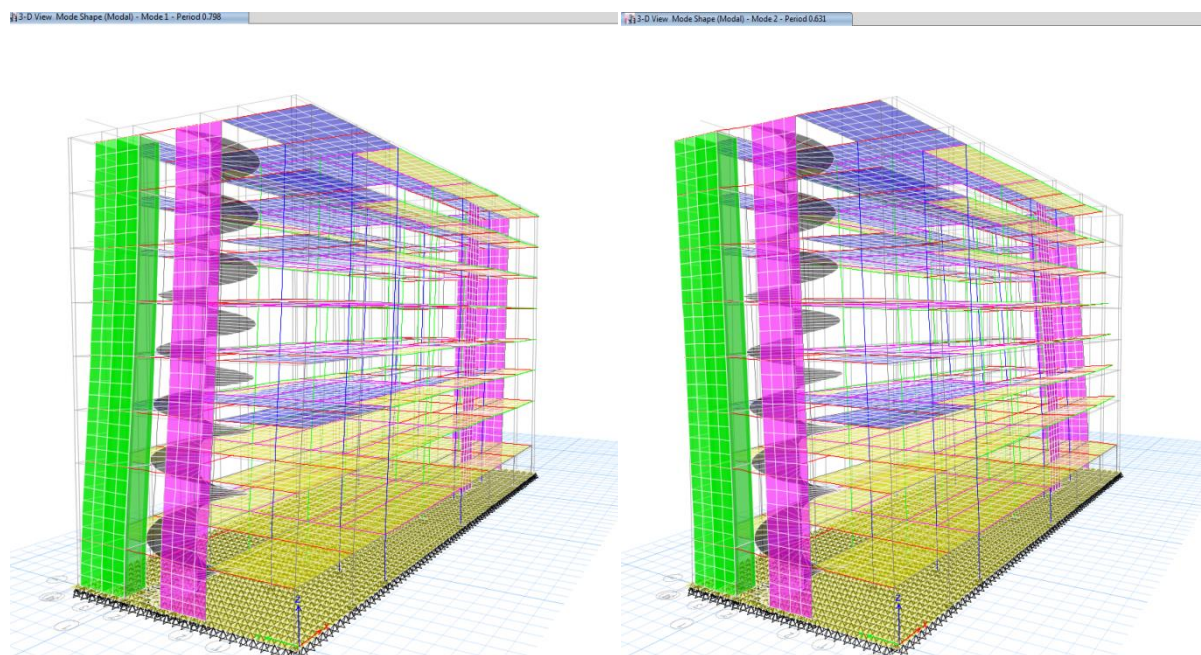
- soleta është realizuar me SLAB,
- muri me WALL,
- kolonat dhe trarët me FRAME SECTION me elementët përkatës b/a.

Gjatë modelimit të soletave:

- është përdorur beton klasa C25/30
- pesha e soletës (perkohshme+shtresa) është shtuar si ngarkesë uniformisht e shpërndarë mbi sipërfaqen e soletës
- peshën e mureve perimetrale është shtuar si ngarkesë uniformisht e shpërndarë mbi trarët përkatës.

Analiza dinamike ka në bazën e saj analizën modale me **metodën e spektrit të reagimit**. Ngarkesat dinamike, (sizmike) të llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen në vendin e masave të përqendruara. Si bazë për metodën e llogaritjeve dinamike me metodën e spektrit të reagimit shërben **analiza e vlerave të veta dhe e vektoreve të vet**. Me anë të kësaj metode përcaktohen format e lëkundjeve vetjake dhe frekuencat e lëkundjeve të lira. **Vlerat dhe vektorët e vet** japin pa dyshim një pasqyrë të qartë dhe të plotë për përcaktimin e sjelljes së strukturës nën veprimin e ngarkesave dinamike.

Numri maksimal i modeve të kërkuara nga programi është kushtezuar nga vetë konstruktori në $n=12$ mode, ndërkohë që masat e kateve të këtij objekti janë konsideruar me tre shkallë lirie, nga të cilat 2 rrotulluese dhe një translative sipas planit të vetë soletës.



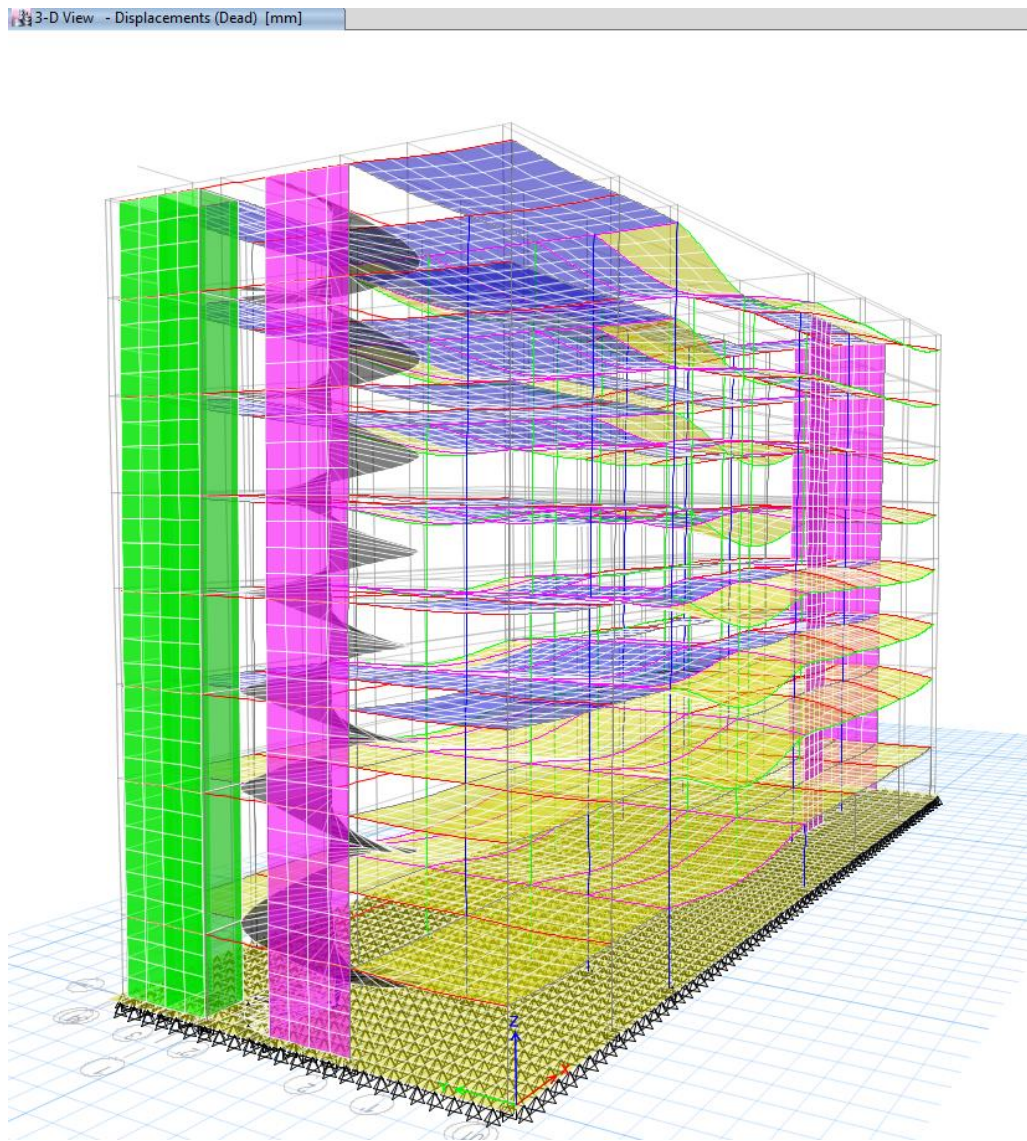
Mod 1

Mod 2

Frekuenca ciklike f (cikle/sec), frekuenca rrethore ω (rad/sec) dhe perioda T (sec) janë lidhur midis tyre nëpërmjet relacioneve:

$$T=1/f \text{ dhe } \omega=2\pi f.$$

Si rezultat i analizës merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet σ në cdo element të strukturës.



Analiza me metodën e spektrit të reagimit është kryer duke përdorur superpozimin modal. (Sipas Wilson & Button1982).

10.Llogaritja e armaturës

Për llogaritjen e vlerave të momenteve që veprojnë në soletë është përdorur programi *ETABS 2016*.

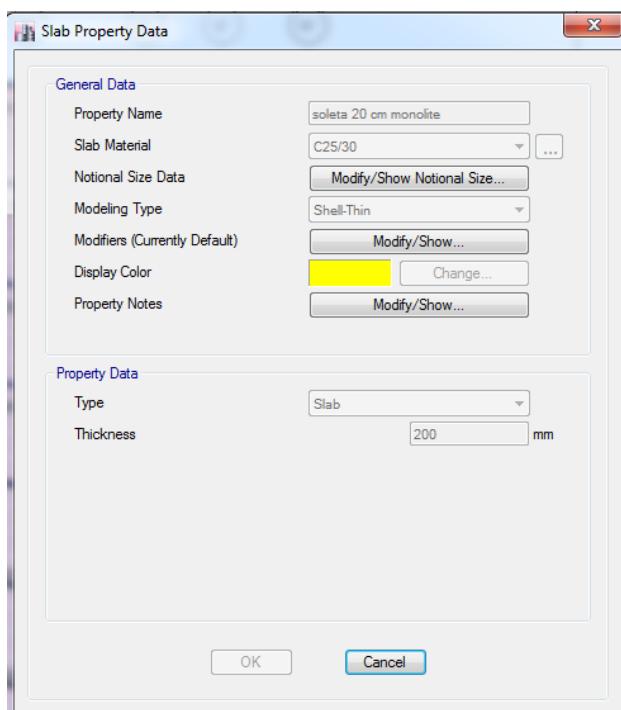
10.1.Llogaritja e soletave

Në bazë të këtij programi janë marrë vlerat e momenteve për rripat e soletave në hapësirë për cdo mbështetje në akse dhe hapësira në mes.

Llojet e soletave në objekt janë dy:

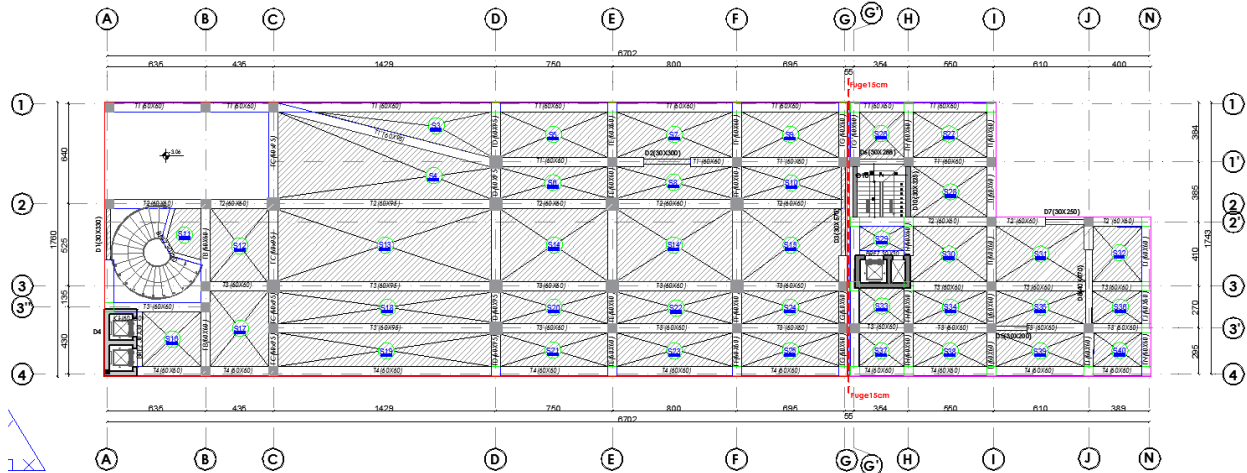
- Soleta monolite
- Soleta me Traveta

Soleta monolite

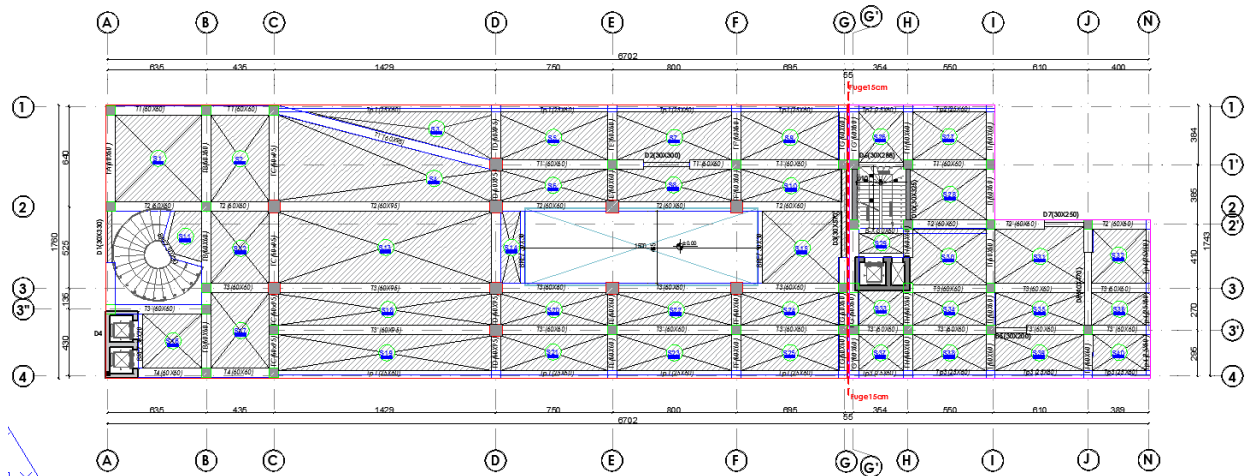


Në strukturë janë përdorur soleta monolite nëkuotat ± 0.00 dhe $+5.10$

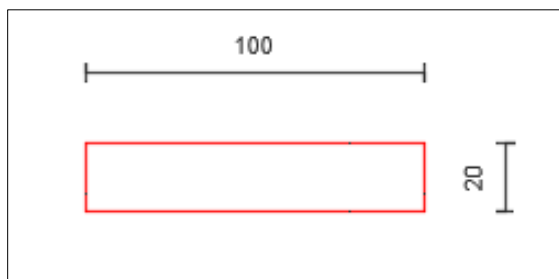
PLANI I SOLETES NE KUOTEN ±0.00



PLANI I SOLETES NE KUOTEN +5.10



Kjo lloj solete është studjuar me një seksion drejtkëndësh (100x20)cm të treguar në figurë:



Janë llogaritur për soletën monolite:

$a=1.5$ cm (shtresa mbrojtëse)

$$d=20-a=15-1.5=17 \text{ cm}$$

$$b=100\text{cm}$$

$$k=\frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$$

$$z=d \cdot \left[0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}} \right]$$

$$A_s = \frac{M}{0.87 \cdot f_{yz}}$$

Llogaritja e soletave bëhet për *kombinimin e parë* si kombinim me i disfavorshëm.

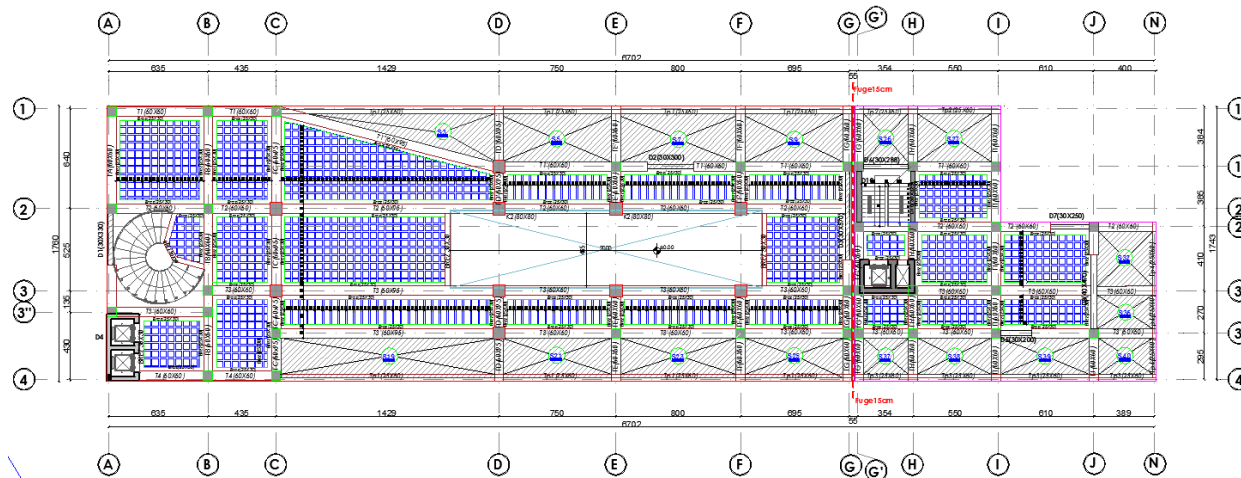
$$q=1.35g+1.5p$$

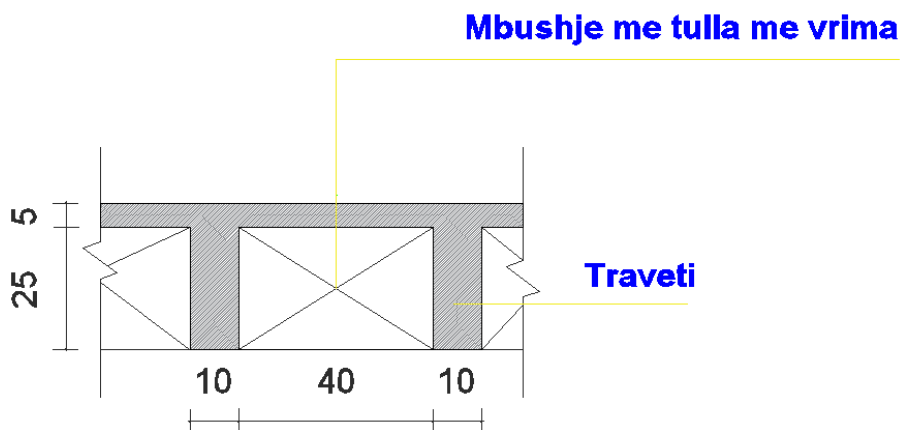
Soleta me traveta

Lloji i dytë i soletës së përdorur është soleta me traveta.

Në strukturë është përdorur soleta me traveta(dhe monolite në zonat me konsol) në katet Tip

PLANI I SOLETES KATI TIP NE KUOTEN +8.10/ +22.60





Kjo lloj solete ka dy raste në varësi të pozicionit të tyre

- Hapësirë
- Mbështetje

Seksioni llogaritës i përdorur në hapësirë është:

Përmasat e travetit:

- bf=50 cm
- hf=10 cm
- h=25cm
- bw=12cm

Momenti i pllakës llogaritet me formulën:

$$M_{pl} = 0.567 * f_{ck} * b_f * h_f * 0.8 * (d - 0.5 h_f)$$

Armatura e nevojshme llogaritet si:

$$A_s = \frac{M}{0.87 * f_{yz}}$$

Ku: koeficienti K: $k = \frac{M}{b * d^2 * f_{ck}}$

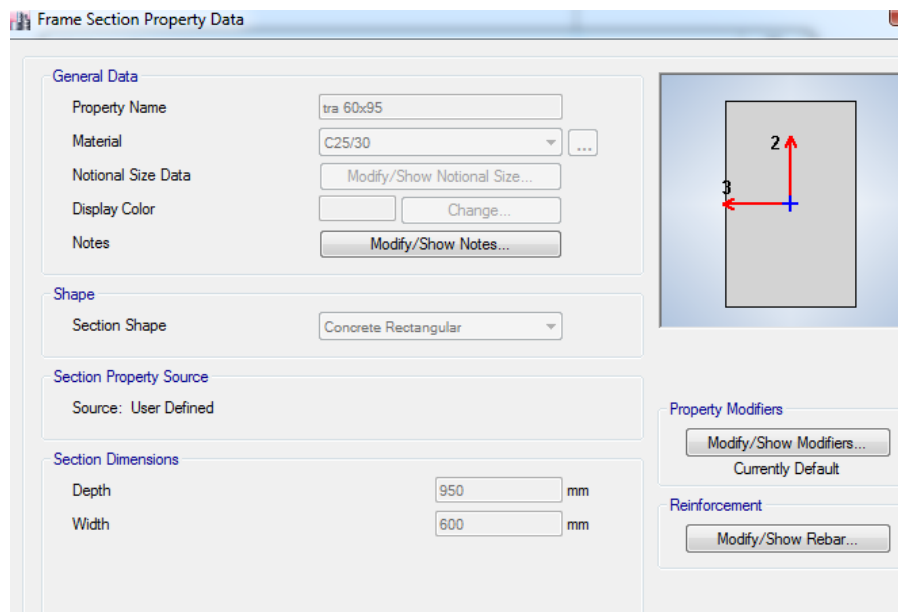
$$d = h_s - 2 \text{ cm}$$

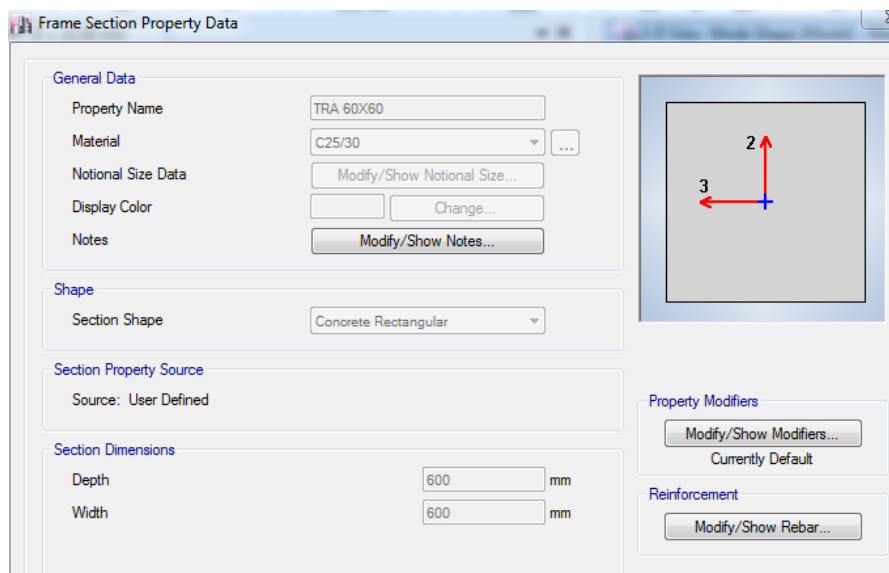
$$z=d*\left[0.5+\sqrt{0.25-\frac{k}{1.134}}\right]$$

Në mbështetje seksioni llogaritës i soletës me traveta është seksion drejtkëndësh me përmasa $b \times h = (12 \times 25) \text{ cm}$ duke përdorur të njëjtat formula llogaritëse të përmendura më lart.

10.2. Llogaritja e trarëve

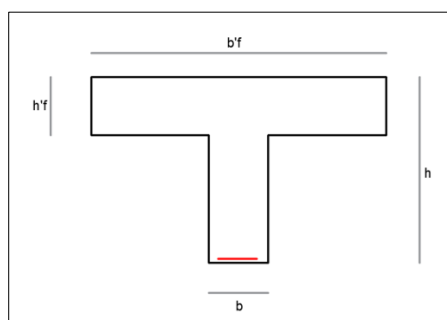
Trarët vendosen si elementë Frame Section në program.





Llogaritja është bërë për pjesën e mbështetjes dhe për pjesën e hapësirës, pra janë marrëdy vlera të ndryshme momentesh.

- Në hapësirë trau studiohet si seksion “T” për kombinimin e parë: $1.35g+1.5p$



Seksioni llogaritës i traut në hapësirë

$$b'f = \min \left(b + l_{tr}; b + \frac{l_{soletes1} + l_{soletes2}}{2} \right)$$

vihet re se tek $b'f$ merret parasysh ndikimi që ka soleta tek trau.

Është llogaritur për trau moment në pllakë M_{pl} :

$$M_{pl} = 0.567 \cdot f_{ck} \cdot b'f \cdot h'f \cdot 0.8 \cdot (d - 0.5 \cdot h'f)$$

Nëse $M_j < M_{pl}$ atëherë seksioni llogaritës është në formë drejtkëndore me përmasa ($b \cdot f \times h$).

Hapi tjetër shohim vlerën e K:

$$k = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$$

Në vlerat e llogaritura të K rezulton se gjithmonë ajo është $<$ se 0.167

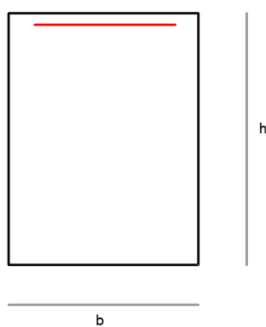
Kështu gjej:

$$z = d \cdot \left[0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}} \right]$$

mëpas me vlerat e gjetura llogaritet sipërfaqja e armaturës në hapësirë:

$$A_s = \frac{M}{0.87 \cdot f_{yz}}$$

- **Në mbështetje** seksioni i traut është drejtkëndor , në rastin e mbështetjeve, kombinimi i ngarkesave për të cilën llogariten forcat e brendëshme është ai i sizmikës , ku për trarët sipas drejtimit X, kombinimi është $E_x + 0.3E_y$ dhe për trarët sipas drejtimit Y kombinimi i ngarkesave duhet të jetë $E_y + 0.3E_x$



Seksioni llogaritës i traut në mbështetje

Hapi 1:

Llogarisim $k = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$

Në rastin tonë nga tabela vihet re se $K < 0.167$ kështu që llogarisim:

$$z = d \cdot \left[0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{1.134}} \right]$$

$$A_s = \frac{M}{0.87 \cdot f_y \cdot z}$$

Vlerat e llogaritura për pjesën e mbështetjes paraqiten në formë tabelare.

Kontrolli nga forca prerëse e trarëve

Duhet që: $V_j < V_{Rdc}$

Ku:

$$V_{Rdc} = [c \cdot k \cdot (100 \cdot \rho \cdot f_{ck}^{1/3}) \cdot b \cdot d]$$

$C = \frac{0.18}{\gamma_c} = 0.12$ koeficient që varion nga lloji i betonit dhe 0.12 është për betonet e zakonshme.

$$P = \frac{A_s}{b \cdot d} \leq 0.02$$

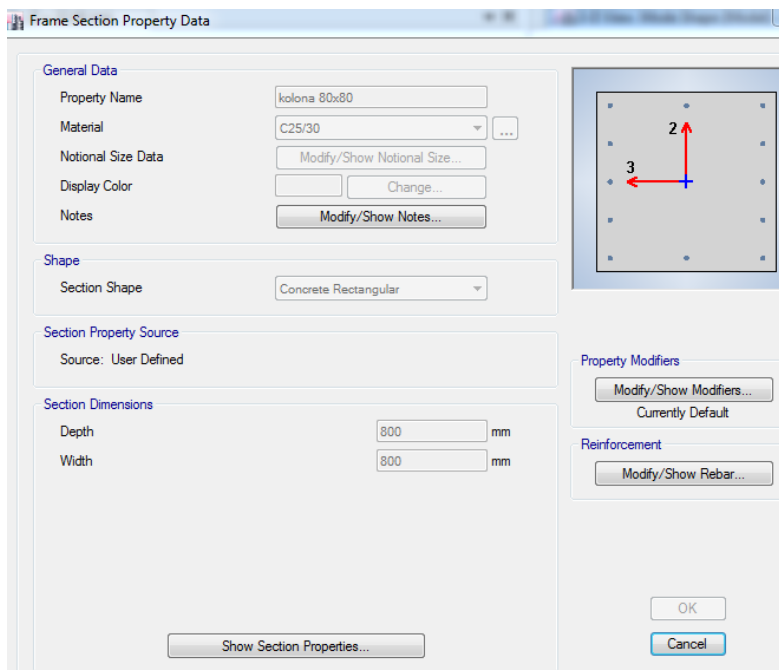
$K = 1 + \sqrt{200/d}$ ku d është lartësia e shfrytëzueshme e shprehur në mm

$$K = 1 + 0.597 = 1.597$$

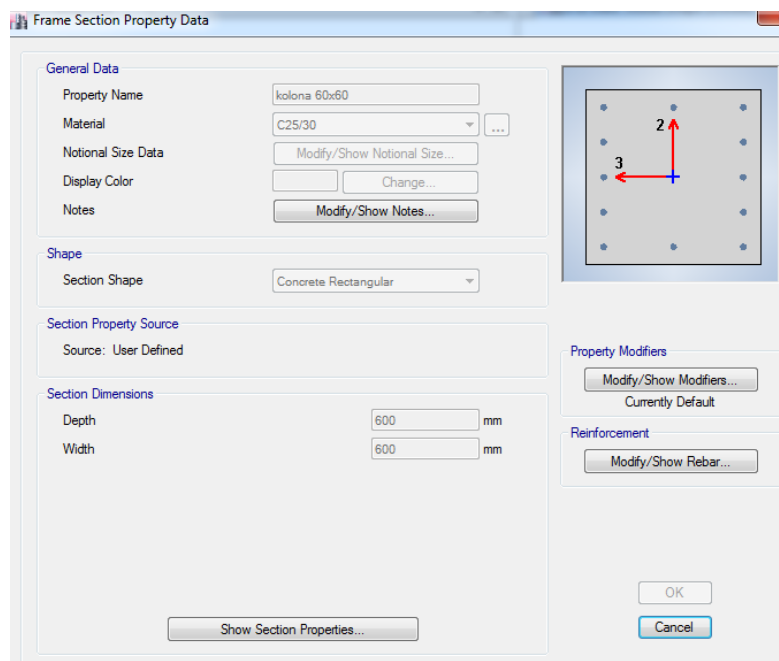
$f_{ck} = 25$ për betonet C25/30

10.3. Llogaritja e kolonave

Llogaritja e kolonave bëhet për kushtet e punës nëshlyetje me përkulje biaksiale, kjo në bazë të rezultateve të marra nga analiza e plotë e strukturës.



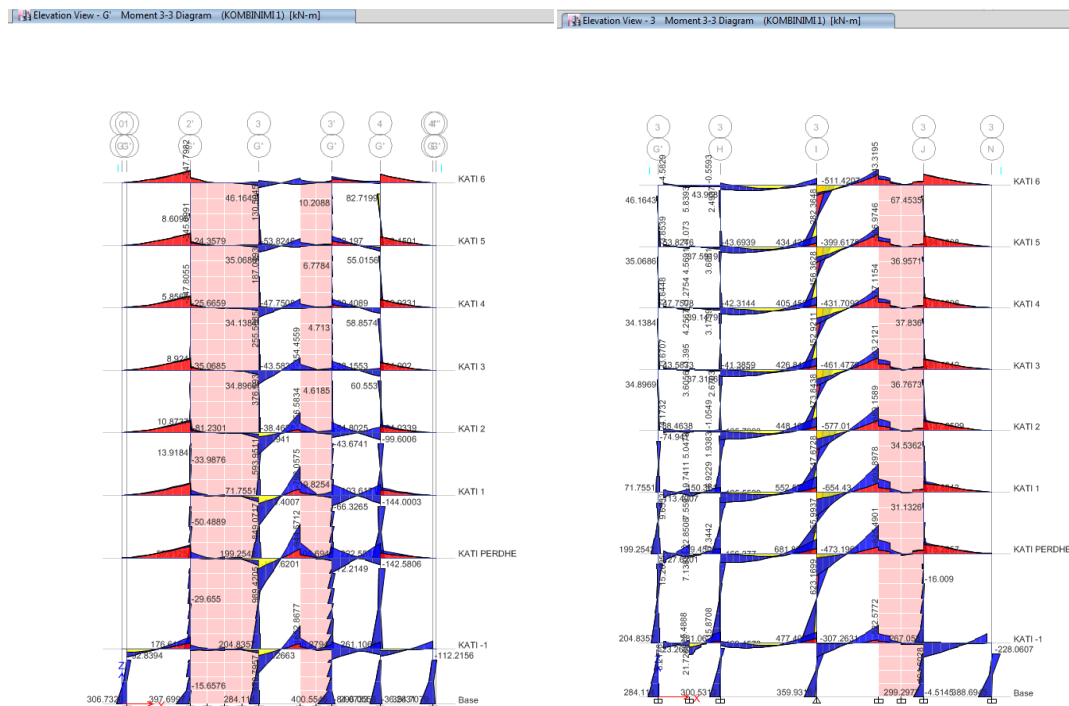
The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a column with a property name of 'kolona 80x80'. The material is set to 'C25/30'. The section shape is 'Concrete Rectangular'. The section dimensions are 800 mm depth and 800 mm width. The source is 'User Defined'. The dialog includes a 'Reinforcement' section with a 'Modify/Show Rebar...' button and a 'Property Modifiers' section with a 'Modify/Show Modifiers...' button. A diagram on the right shows a square cross-section with a coordinate system (2, 3) and reinforcement points.



The screenshot shows the 'Frame Section Property Data' dialog box for a column with a property name of 'kolona 60x60'. The material is set to 'C25/30'. The section shape is 'Concrete Rectangular'. The section dimensions are 600 mm depth and 600 mm width. The source is 'User Defined'. The dialog includes a 'Reinforcement' section with a 'Modify/Show Rebar...' button and a 'Property Modifiers' section with a 'Modify/Show Modifiers...' button. A diagram on the right shows a square cross-section with a coordinate system (2, 3) and reinforcement points.

Sipas EC2 kjo llogaritje kryhet në mënyrë të theksuar me anë të diagramave të gatshme të ndërtuara për projektimin e kolonave.

Shembuj të diagramave nga programi paraqiten si më poshtë



Detajimi i kolonave, rregullat konstruktive:

Për elementin kolone janë marrë parasysh këto rregulla:

- Duhet të sigurohet një përqindje totale armimi minimale prej 1% dhe maksimale prej 4%. Në seksionet simetrike është përdorur armim simetrik.
- Zona kritike në kolona merret si vlera më e madhe ndërmjet:

$$Lcr = \max\{hc, lcr/6, 40\phi\}$$

- Largësia ndërmjet stafave në zonat kritike nuk duhet të jetë më e vogël se vlera minimale e përcaktuar si $s = \min\{b/3, 125 \text{ mm}, 6d\}$ për DCm
- Shufrat gjatësore do të bashkohen (xhuntohen) në meset e niveleve të kateve me gjatësi bashkimi prej 40ϕ dhe bashkimet bëhen të shfazuara me jo më shumë se 25% të shufrave gjatësore në një seksion. Bashkimi realizohet me anë të saldimit, nëse celiku është I tipit të tillë, ose me anë të lidhjes me tel të butë.
- Në zonat e bashkimit të shufrave gjatësore përdoret shpeshtimi i stafave me stafa cdo 7cm

- Shufrat gjatësore nuk duhet të vendosen me larg se 20cm
- Mbyllja e kolonave do të realizohet e tillë që shufrat e kolonës të inkastrohen me 40Ø në trarët e taracës (me Ø kuptohet diametri I shufrave gjatësore të kolonave).

10.4. Llogaritja e shkallës

Llogaritja e ngarkesave të shkallëve:

- Ngarkesa e sheshpushimit

- Ngarkesa e përkohshme

$$P=400\text{daN/m}^2$$

- Ngarkesa e përhershme

Pllaka mermeri (2.5cm) $0.025*1*1*2700=67.5 \text{ daN/m}^2$

Koll (1cm) $0.01*1*1*2200=22 \text{ daN/m}^2$

Soleta (20 cm) $1*0.2*2500=500\text{daN/m}^2$

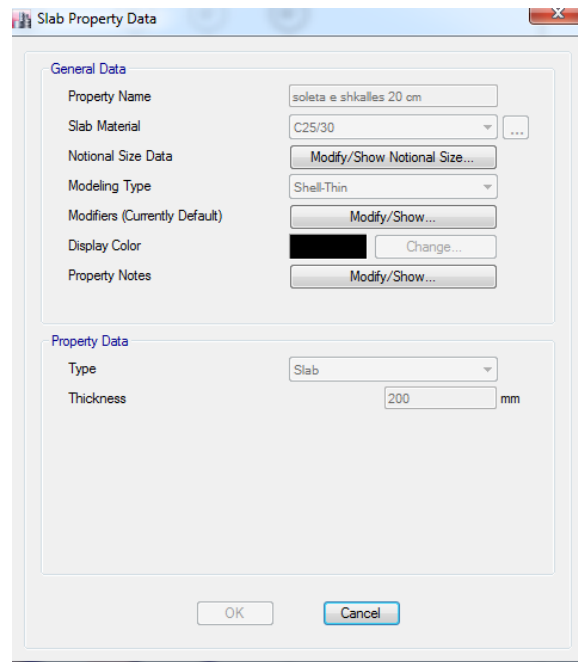
Suva (1.5cm) $0.015*1*1*1800=27 \text{ daN/m}^2$

$$g=616.5 \text{ daN/m}^2$$

$$g+p=1016.5 \text{ daN/m}^2$$

Ngarkesa totale

$$q=1.35g+1.5p= 1432.23 \text{ daN/m}$$



Llogaritjen e ngarkesave në rampë e bëjmë për **1ml të pjerrët**:

Llogaritja e armaturës

$$f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$$

$$f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$$

$$d = h - d'$$

$$k = \frac{M}{b \cdot d^2 \cdot f_{ck}}$$

$$z = d \cdot \left\{ 0.5 + \sqrt{0.25 - \frac{k}{0.134}} \right\}$$

$$A_s = \frac{M}{0.87 \cdot f_{yk} \cdot z}$$

10.5. Llogaritja e pllakës

Objekti ynështë një godinë 8 katëshe dhe duke marrë një dimensionim paraprak për themelin 10cm për cdo kat do të kemi: 8 kate*10 cm=80 cm

Objekti mbështetet mbi themel të tipit pllakë bazuar në forcat normale dhe momenteve që vijnë nga mbistruktura dhe sforcimeve të lejuara të tokës në tabanin e themelit.

Themeli është konceptuar si themel pllakë me lartësi 100 cm.

1) Kushti në prerje

$$h_{pll} \geq \frac{N}{2(a_k + b_k) \cdot R_{pre.bet.}}$$

Ku:

N-është ngarkesa që na vjen nga kolona

a_k, b_k -janë përmasat e kolonës më të ngarkuar

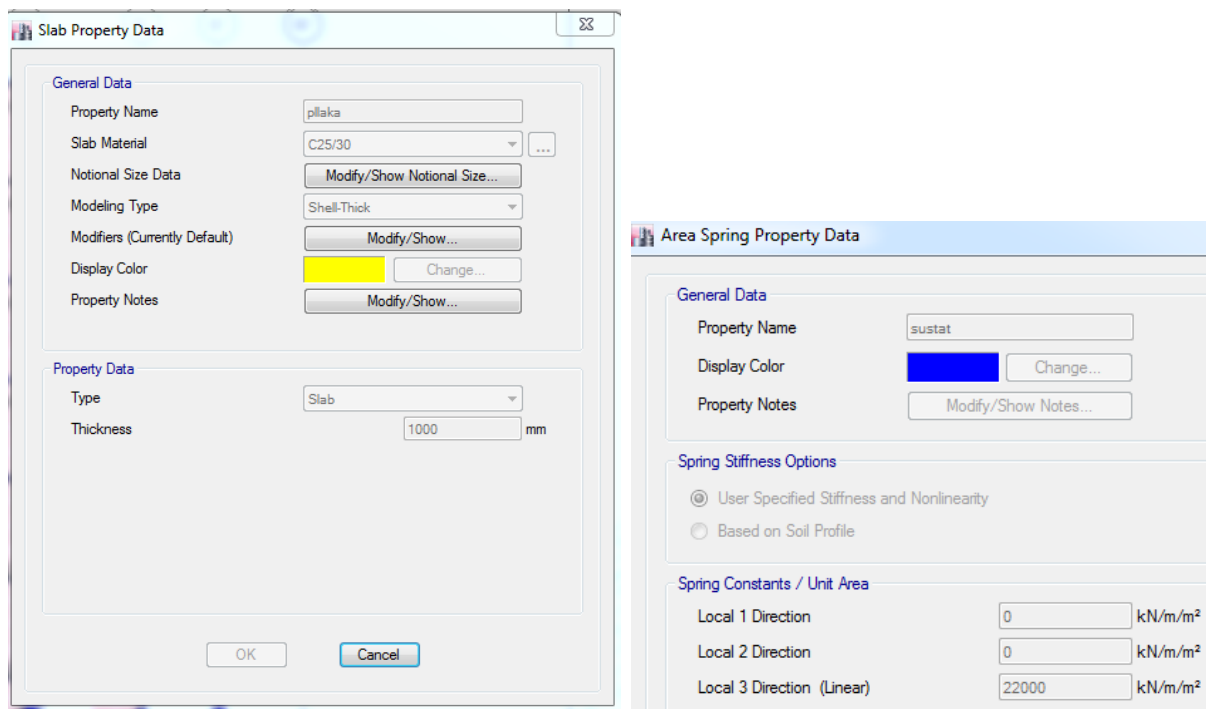
$R_{pre.bet.}$ -rezistenca në prerje e betonit 14kN

2) Kushti në inkastrim

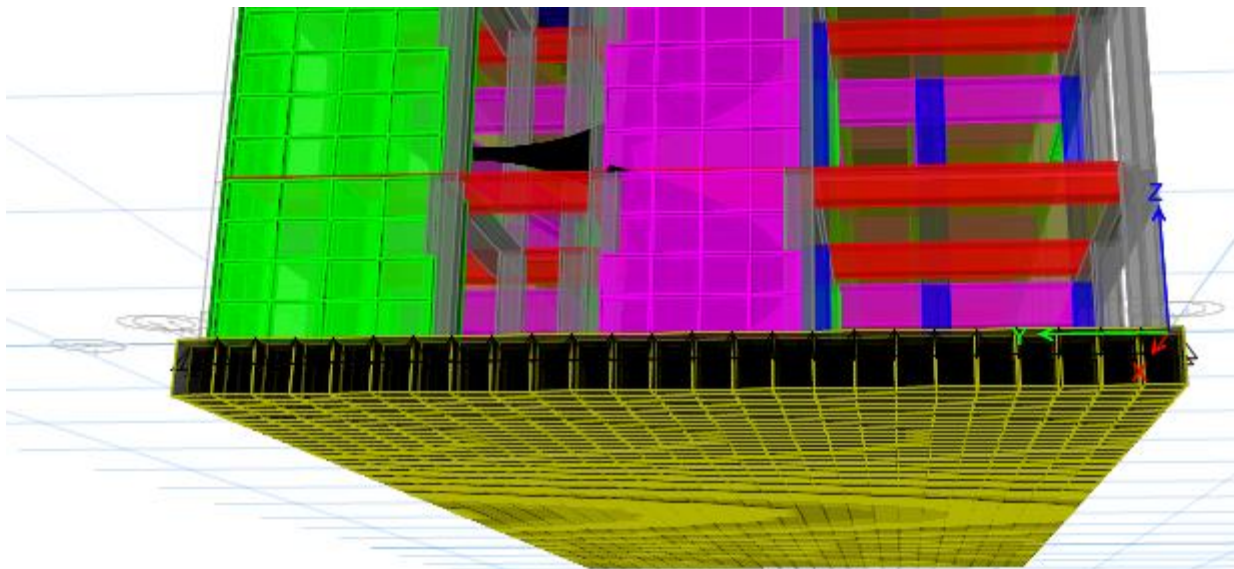
$$h_{pll} \geq 40\phi$$

ϕ -është diametri i shufrës më të madhe në kolonë

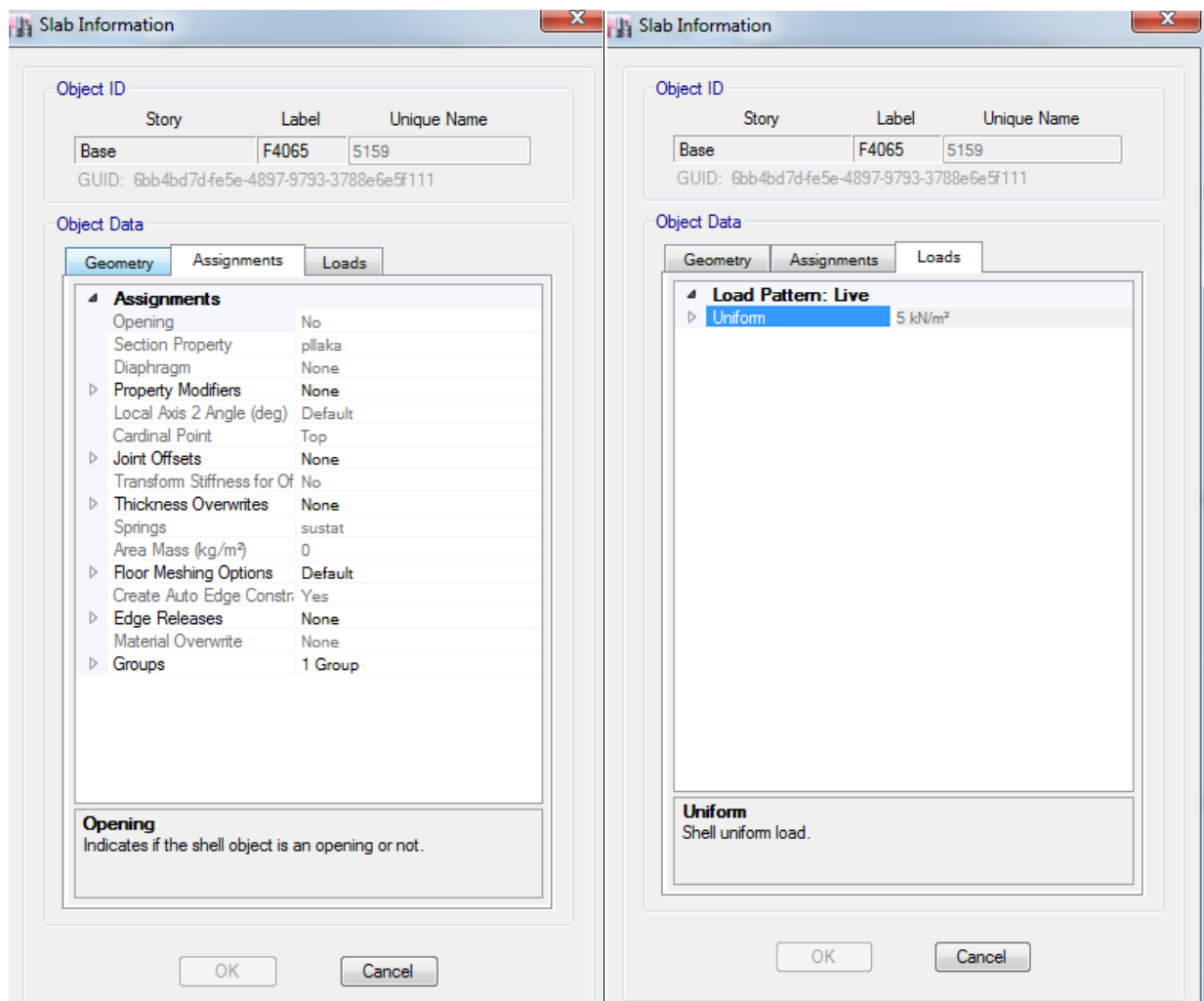
Pllaka vendoset në program si element tip Slab



Pllaka është llogaritur si **bazament elastik** me koeficientin e sustes $K_z=20000 \text{ KN/m}^2$



Ngarkesa e perkohshme me veprim te gjate dhe teshkurter per parkimin eshte 5 KN/m²



10.6. Llogaritja e pilotave

Për të siguruar dherave rreth gropës së themelit tip pllakë do të përdoret mbrojtje e përkohshme e tipit perde me pilota.

Pilotat do të kenë seksion rrethor 60cm dhe thellësi 900cm. do të vendosen në plan në largësi aksiale 80 cm nga njëra tjetra dhe lidhen në kokën e pilotës me tra me seksion (60x100).

Pilota punon si element i vecantë nën veprimin e ngarkesës horizontale të shkaktuar nga presionet e dheut dhe presionet e objektit ekzistues. Në këtë rast mjafton të llogarisim në mënyrë të saktë presionet horizontale të dheut (që janë presione aktive) dhe të përcaktojmë aftësinë mbajtëse të lejuar të pilotës në ngarkëse horizontale.

$$[PH]=PHkuf/Ksig$$

Aftësia mbajtëse kufitare e pilotës në ngarkesë horizontale “PHkuf” varet nga:

- Loji i dheut poshtë fundi i gropës, pra aty ku inkastrohet pilota, në dhera kohezive në funksion të vleresë “Cu” (e përcaktuar në laborator), kurse për dherat jo kohezive në funksion të “φ” (dhe ky i nxjerrë nga provat në laborator)
- Diametri i pilotës i cili ndikon drejtpërsëdrejti në shtangësinë e saj
- Raportet *ed* dhe *Ld* pra nga largësia në të cilën vepron ngarkesa e jashtme “H” dhe lloji i pilotës në se hyn në kategorinë e pilotave të shkurtra, të mesme, apo të gjata.

-Qëndrueshmëria e përforcimit me pilota.

Kjo qëndrueshmëri përcaktohet duke llogaritur mirë thellësinë e inkastrimit, në mënyrë që nëpërmjet saj pilota të mos pësojë deformime horizontale të tilla, të cilat mund të dëmtojnë jo vetëm pilotën, por sidomos objektin ekzistues. Kështu përcaktohet një gjatësi e tillë e pilotës që koeficienti i sigurisë të rezultojë $Ksig = 2-3$

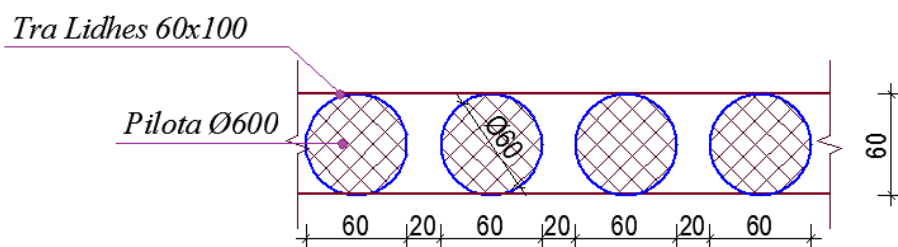
- Përcaktimi i numrit të pilotave.

Përcaktimi i numrit të pilotave për 1 m linear varet nga N(ngaarkesa KN/ml) dhe [PH] për 1 pilotë .

Këhtu në cdo 1 m gjatësi përforcimi do të vendosen një numer pilotash që llogaritet :=N/[PH]

Kështu përcaktohet përfundimisht diametri i pilotës dhe distanca mes akseve të pilotave. vendosja paraqitet si më poshtë

Detaj - Vendosja e Pilotave ne plan
Shkalla 1:50

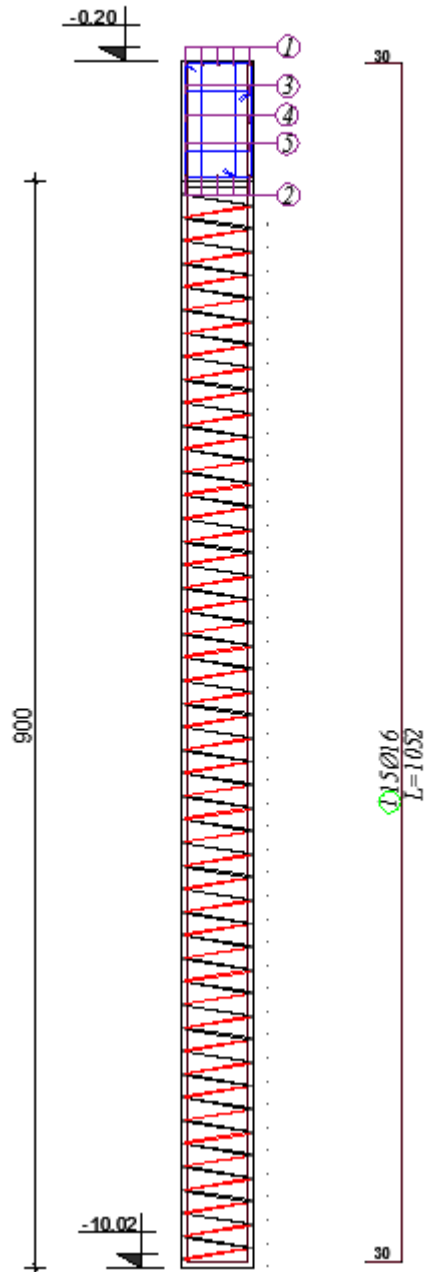


- *Armimi i pilotës*

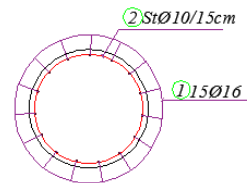
Armimi i pilotës bëhet duke patur parasysh se ajo modelohet si një tra në bazament elastik. Pra në këtë rast duhet përcaktuar koeficienti i sustave horizontale mbi të cilat mbështeten pilotat, të llogariten presionet e dheut rreth trupit të pilotës (të shkaktuara nga H) ,momentet përkulëse e forca prerëse në cdo seksion dhe të bëhet armimi i tyre.

Armimi është paraqitur si më poshtë:

ARMIMI I PILOTES P1 -101 cope
PRERJA GJATESORE



ARMIMI I PILOTES P1
PRERJA TERHORE
SH 1:25



11. Kontrollet

11.1. Kontrolli i drifteve

Kombinimi I ngarkesave

1. 1.35G+1.5P
2. Kombinimi i sizmikës

$$\sum G + 0.3 \sum P_i + E'x \quad \text{ku} \quad E'x = E_x + 0.3E_y$$

$$\sum G + 0.3 \sum P_i + E'y \quad \text{ku} \quad E'y = E_y + 0.3E_x$$

Deklarimi i masës realizohet si:

$$M = 1G + 0.3P$$

Dhe pas realizimit për secilin kat me ngarkesat respektive i jepet RUN ANALYSYS

Rezultatet që dalin konkretisht janë si më poshtë:

TABLE: Story Max/Avg Drifts					
Story	Load Case/Combo	Direction	Max Drift	Avg Drift	Ratio
			mm	mm	
kati 6	KOMBINIMI 1 Max	X	16.709	16.202	1.031
kati 6	KOMBINIMI 1 Max	Y	30.858	24.658	1.251
kati 5	KOMBINIMI 1 Max	X	21.02	20.849	1.008
kati 5	KOMBINIMI 1 Max	Y	32.904	27.041	1.217
kati 4	KOMBINIMI 1 Max	X	26.295	26.147	1.006
kati 4	KOMBINIMI 1 Max	Y	34.432	28.859	1.193
kati 3	KOMBINIMI 1 Max	X	31.206	31.041	1.005
kati 3	KOMBINIMI 1 Max	Y	34.967	29.854	1.171
kati 2	KOMBINIMI 1 Max	X	35.046	34.849	1.006
kati 2	KOMBINIMI 1 Max	Y	33.866	29.412	1.151
kati 1	KOMBINIMI 1 Max	X	37.183	36.85	1.009
kati 1	KOMBINIMI 1 Max	Y	30.653	27.068	1.132
kati perdhe	KOMBINIMI 1 Max	X	50.966	49.941	1.021
kati perdhe	KOMBINIMI 1 Max	Y	35.214	31.514	1.117
kati -1	KOMBINIMI 1 Max	X	12.71	12.094	1.051
kati -1	KOMBINIMI 1 Max	Y	9.293	7.884	1.179

TABLE: Modal Periods and Frequencies					
Case	Mode	Period	Frequency	Circular Frequency	Eigenvalue
		sec	cyc/sec	rad/sec	rad ² /sec ²
Modal	1	0.798	1.253	7.8716	61.9614
Modal	2	0.631	1.585	9.9575	99.1512
Modal	3	0.488	2.049	12.8731	165.7169
Modal	4	0.238	4.201	26.3954	696.7153
Modal	5	0.166	6.006	37.7377	1424.1373
Modal	6	0.126	7.946	49.9257	2492.575
Modal	7	0.118	8.441	53.0385	2813.0809
Modal	8	0.094	10.608	66.6512	4442.3787
Modal	9	0.085	11.824	74.2918	5519.2754
Modal	10	0.08	12.562	78.9299	6229.9285
Modal	11	0.079	12.648	79.4702	6315.5062
Modal	12	0.074	13.561	85.2032	7259.5929

Kushtet që duhet të plotësojë perioda e lëkundjeve

$$T_1 \text{ Analizë} < \pm 110\% T_{1EC/8}$$

Ku kjo perodë llogaritet si :

$$T_{1EC/8} = C_T * H^{3/4}$$

H—lartësia e ndërtesës nga fillimi i themelit deri në majë të ndërtesës H=28.99(përfshirë dhe lartësinë e parkimit).

$C_T=0.075$ —sistemi dual (miks) mur – ekuivalent

$$\text{Pra } T_1 = 0.075 * 28.99^{3/4} = 0.075 * 12.4935586963 = 0.93701690222 \text{ sec} = 0.94 \text{ sec}$$

11.2.Kontrolli i armimit të trarëve

Vendosja e armaturës në seksionin tërthor të traut , sidomos në nyje , duhet të plotësojë një sërë kushtesh, në mënyrë që jo vetëm të garantohet rezistenca në soliditet e elementit, por edhe të realizohet në mënyrë korrekte hierarkia e elementëve konstruktive (trarët më të dobët sesa kolonat) në mënyrë që cernierat plastike të mos krijohen në kolona përpara sesa këto të fundit të lindin në trarë. Për

të diktuar këtë model shkatërrimi, realizohet përmes një llogaritje dhe armimi të kujdesshëm i cili bëhet përmes kontrollit të nyjeve. Për secilën prej nyjeve të strukturës bëhet kontrolli si më poshtë:

$$\rho_{\min} = 0.5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} = 0.3\%$$

$$A_{s,\min} \geq \left\{ 0.5 \cdot \frac{f_{ctm}}{f_{yd}} \cdot b \cdot d \quad \text{dhe} \quad 0.0015 \cdot b \cdot d \right\}$$

Në rast se armaturat e llogaritura do të rezultojnë më pak se vlerat e mësipërme atëherë duhet vendosur konstruktivisht.

Sasia maksimale e armaturës përcaktohet në funksion të $\mu\theta$ (duktiliteti i kurbaturës).

$$\mu\theta = 2q_0 - 1 = 2 \cdot 5.4 - 1 = 9.8 \text{ nëse } T_1 \geq T_c$$

$$\rho_{\max} = \rho' + 0.0018 \cdot \frac{f_{cd}}{\mu\theta \cdot \epsilon_{syd} \cdot f_{yd}}$$

ku: $\rho' = \frac{A'_{s}}{b \cdot d}$ koeficienti i armimit në zonën e shtypur

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20 \text{ Mpa} \quad f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.782$$

$$\epsilon_{syd} = \frac{f_{yd}}{E_s} = \frac{434.782 \text{ MPa}}{21 \cdot 10^4 \text{ MPa}} = 0.0020703$$

Armimi bëhet sipas EC2 dhe kontrollet sipas EC8.

Për DCM kemi:

$$\frac{dbl}{hc} \leq \frac{6.5 \cdot (1 + 0.8 \cdot vd) \cdot f_{ctm}}{f_{yd} \cdot \left(1 + \frac{0.75 \rho'}{\rho_{\max}}\right)} \quad \text{për nyjet e mesit}$$

$$\frac{dbl}{hc} \leq \frac{6.25 \cdot (1 + 0.8 \cdot vd) \cdot f_{ctm}}{f_{yd}} \quad \text{për nyjet anësore}$$

$$\text{Ku: } vd = \frac{N_{ED}}{A_c \cdot f_{cd}}$$

N_{ED} —forca normale në kolonë për situatën sizmike në studim

11.3. Kontrollii kolonës nga forca prerëse

$$\omega wd = \frac{\text{vellimi i stafave kufizuese} * f_{yd}}{\text{vellimi i betonit shtrenguar} * f_{cd}} = \frac{d_o * a_f * 4 * f_{yd}}{d_o * b_o * w_w * f_{cd}} = 0.5736$$

Me qëllim kënaqjen e kushteve të duktilitetit lokal, duhet që:

$$\alpha * \omega wd \geq 30 * \mu \theta * v_d * \epsilon_{sy, d} * \frac{b_c}{b_o} - 0.035$$

$\mu \theta$ —vlera e kërkuar e faktorit të duktilitetit të kurbaturës

$$\mu \theta = 2q_o - 1 = 2 * 5.4 - 1 = 9.8 \text{ në rastin kur } T_1 \geq T_c$$

V_d —forca projektuese aksiale e normalizuar ($V_d = \frac{NED}{A_c * f_{cd}}$)

$\epsilon_{sy, d}$ —vlera projektuese e deformacionit të hekurit (celikut) të tërhequr në gjendjen e rrjedhshmërisë

b_c —gjerësia globale bruto e seksionit tërthor

b_o —gjerësia e bërthamës të kufizuar apo të shtrënguar (referuar vijës qendrore të stafave)

$\epsilon_{sy, d} = 0.002$ —vlera projektuese e deformimit të rrjedhshmërisë së armaturës

α —faktor i efektivitetit të shtrëngimit

$$\alpha = \alpha_s * \alpha_n$$

$$\alpha_s = \left(1 - \frac{s_w}{2h_0}\right) * \left(1 - \frac{s_w}{2h_0}\right)$$

$$\alpha_n = 1 - \left\{ \frac{\frac{b_o}{(nb-1)*h_0} + \frac{h_0}{(nb-1)*b_o}}{3} \right\}$$

Struktura kënaq më së miri kërkesat e kushteve teknike të projektimit në fuqi.

Kodet dhe referencat e marra në konsideratë gjatë hartimit të projektit konstruktiv.

Hartimi i këtij projekti është bazuar në :

- Kusht Teknik Projektim për Ndërtimet Antisizmike KTP-N.2-89 (Akademia e shkencave, Qendra Sizmologjike).
- Kushtet e teknikut të projektimit, Libri II, (KTP-6,7,8,9,-1978)
- "Eurocode 2 : Design of Concrete Structures FINAL DRAFT pr EN 1992-1-2" , December 2003)
- "Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance FINAL DRAFT pr EN 1998- 1", December 2003).
- "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill 1991 (Josepf E. Bowles)
- "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).
- "Inxhinieria Sizmike", Niko POJANI
- "Metodat Energjitike ne Statiken e Strukturave", Niko POJANI, Hektor CULLUFI, Niko LAKO
- "GJEOTEKNIKA I, II dhe II", Luljeta BOZO