



***Projekt - Zbatimi “Implant i Trajtimit të Ujërave të
Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”***

**Relacioni Konstruktiv
Njësia e Paratrajtimit
ITUN DHERMI**

Autoriteti Kontraktues:
AGJENCIA KOMBËTARE
E UJËSJELLËS - KANALIZIMEVE

Konsulenti:
E.B.S Shpk

Janar 2025

PËRMBAJTJA E RAPORTIT

1.	PERSHKRIMI I STRUKTURES	3
2.	KUSHTET E PROJEKTIMIT DHE STANDARTET	7
3.	MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT	8
3.1.	MATERIALET	8
3.1.1	<i>Betoni</i>	8
3.1.2	<i>Shtresa mbrojtëse</i>	8
3.1.3	<i>Çeliku i armimit</i>	8
3.2.	REZISTENCA E PROJEKTIMIT	8
3.2.1	<i>Betoni</i>	8
3.2.2	<i>Çeliku i armimit</i>	8
4.	ANALIZA E NGARKESAVE	10
4.1.	NGARKESA NGA PESHA VETJAKE:	10
4.2.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	10
4.3.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	11
4.3.1	<i>Spektri i reagimit elastik horizontal</i>	13
4.3.2	<i>Spektri i reagimit elastik vertikal</i>	14
4.3.3	<i>Spektri i projektimit për analizën elastike (horizontal)</i>	14
5.	KOMBINIMET E NGARKESAVE	17
5.1.	KOMBINIMET E NGARKESAVE – TË PËRGJITHSHME	17
5.2.	KOMBINIMI I NGARKESAVE TË PROJEKTIMIT SIPAS EC2	18
5.3.	KOMBINIMET SIZMIKE	18
6.	REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET	19
6.1.	PERIODA E STRUKTURES	19
6.2.	EFEKTET E RENDIT TË DYTË	22
6.2.1	<i>Kufizimi i dëmeve</i>	22
6.3.	PROJEKTIMI ULS DHE KONTROLLET	26
6.3.1	<i>Kontrolli i pllakes se themelit</i>	26
6.3.2	<i>Kontrolli i kolonave</i>	29
6.3.3	<i>Kontrolli i trareve</i>	34
6.3.4	<i>Kontrolli i soletave</i>	38
6.3.5	<i>Kontrolli i konsolit te shkurter</i>	41
6.3.6	<i>Kontrolli depos se ujit</i>	44

1. PERSHKRIMI I STRUKTURES

Ky raport paraqet detajet e projektimit konstruktiv te Njesisë së Paratrajtit pjesë e projektit Studim Projektim “Impiant i Trajtit të Ujërave të Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”. Me poshte tregohen vizatime me gjeometrine e godines dhe pamje 3D te saj.

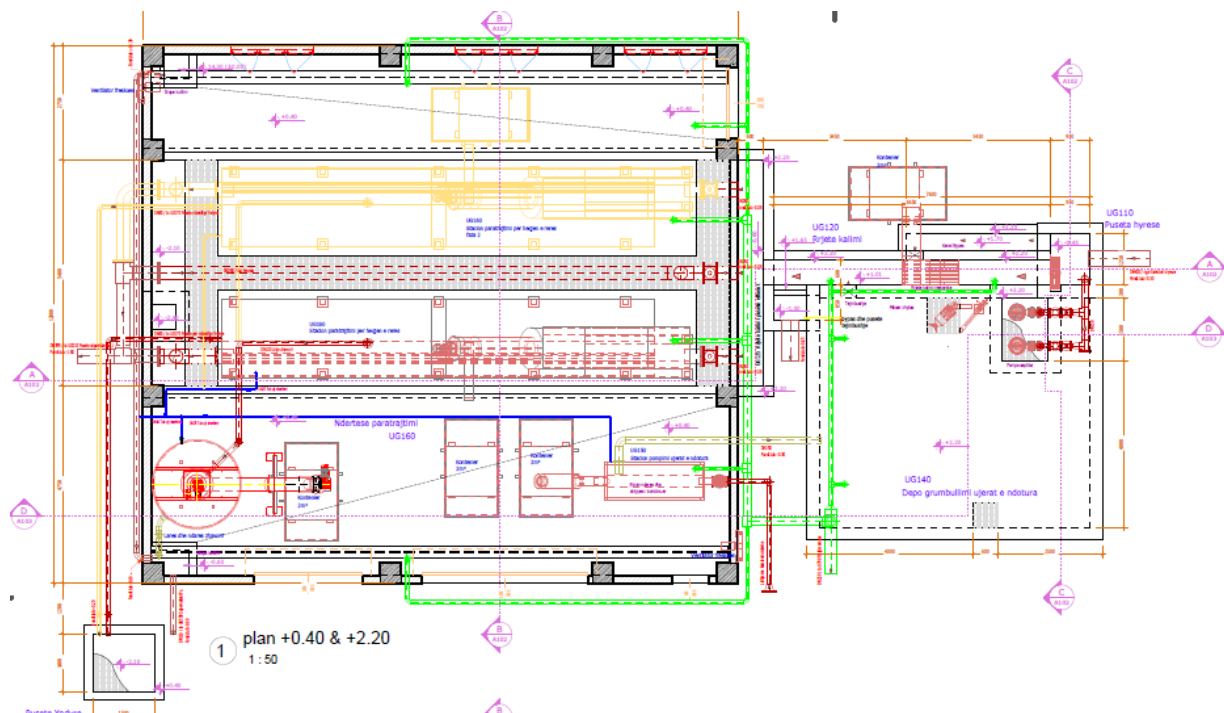


Figura 1 – Planimetria e godines

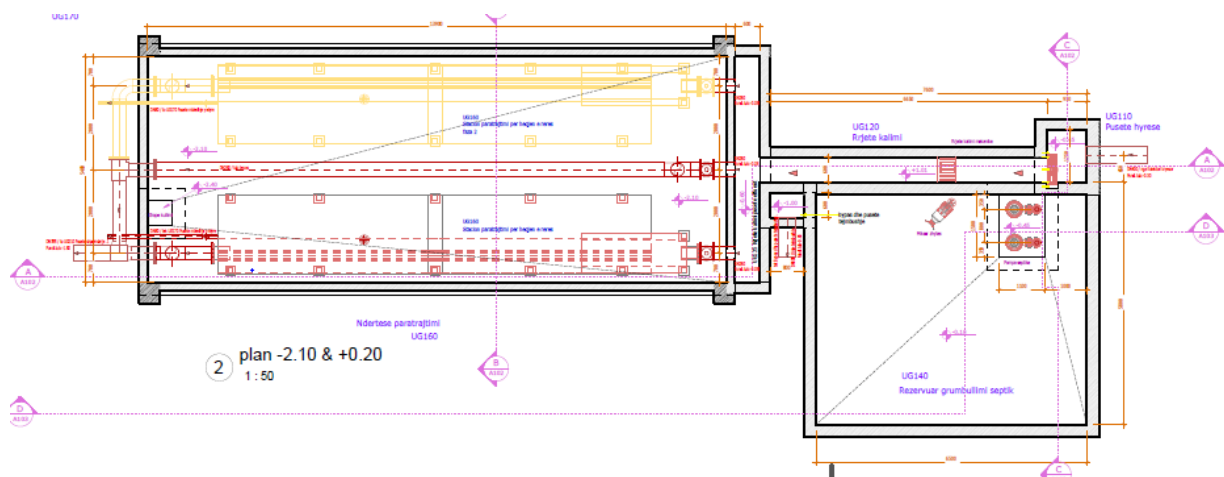


Figura 2 – Prerja gjatesore e godines

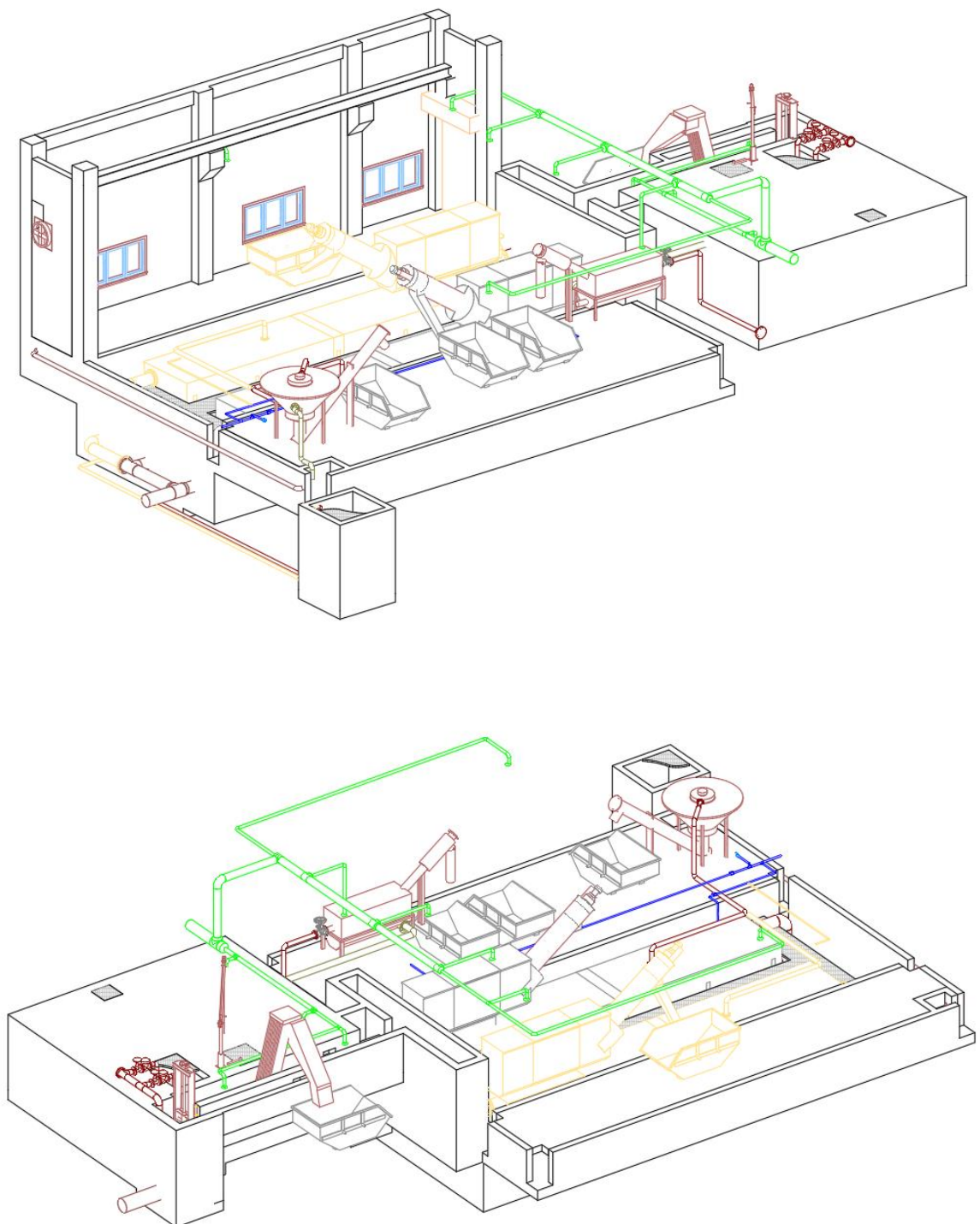
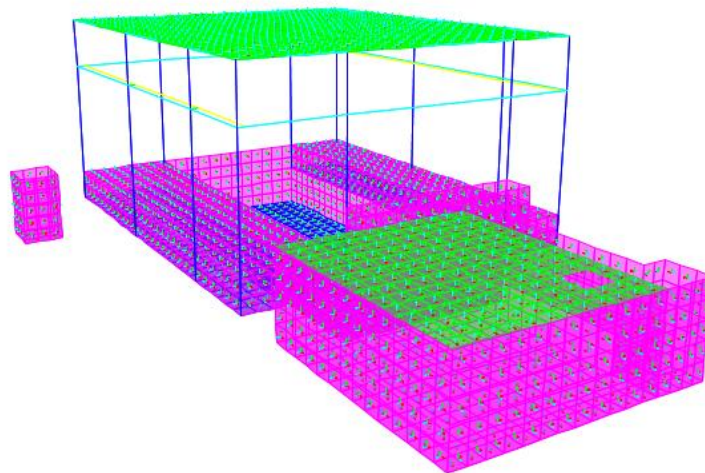
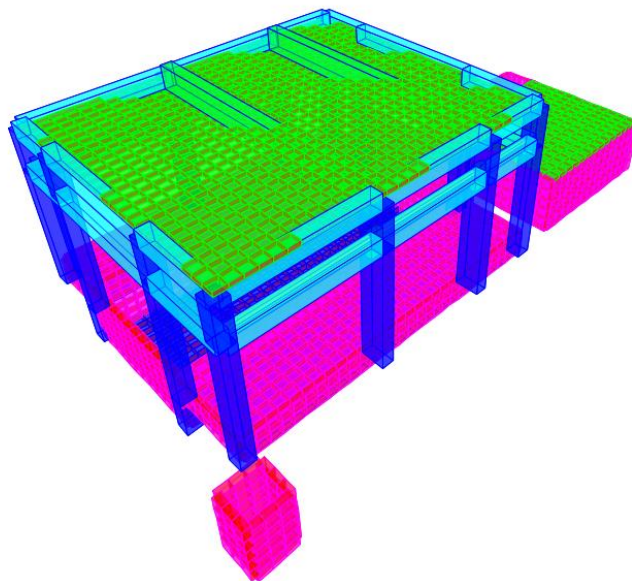


Figura 3 – Pamje 3D e godines

Per modelimin e struktures eshte perdorur software me elemente të fundëm SAP2000 v20. Godina eshte modeluar si një strukturë hapsinore (tre dimensionale) nen veprim te ngarkesave statike dhe sizmike. Per kombinimin statik eshte perdorur analize statike lineare

ndersa për kombinimin sizmik analize pseudo-statike meqëse struktura është zhytur nën tokë.

Për të modeluar elementet e strukturës janë përdorur elemente rame (*frame*) për kolonat dhe elemente dy dimensionale pllakë (*shell elements*) për soletën dhe muret e godines. Lidhje e pllakes së themelit me tokën është bërë duke e konsideruar bazamentin me poshtë me anë të inkastimit. Me poshtë tregohet modeli i godines në software SAP2000:



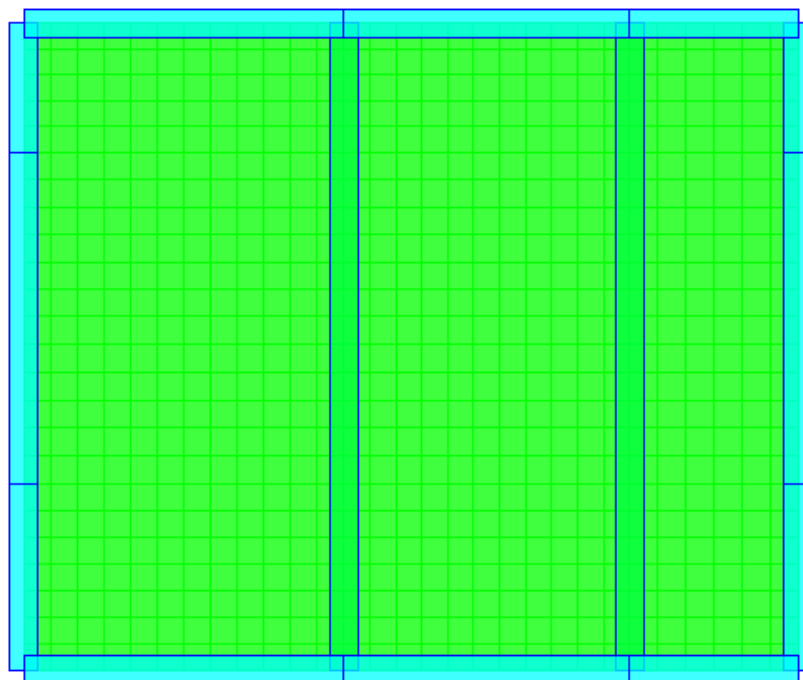
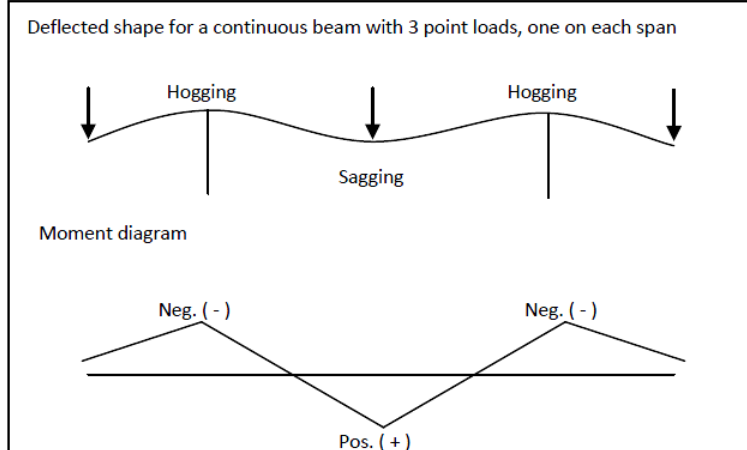


Figura 4 – Modelimi i godines ne software

Veprimi	Element t ramë	Element pllakë
<i>Forcë aksiale</i>		
Shtypje	(-)	(-)
Tërheqje	(+)	(+)
<i>Përkulje</i>		
Në mbështetje	(-)	(-)
Në hapsirë	(+)	(+)
<i>Sforcime</i>		
Shtypje	(-)	(-)
Tërheqje	(+)	(+)

Deflected shape for a continuous beam with 3 point loads, one on each span



Drejtimi i veprimit sipas akseve lokale/globale

Tabela 1 – Konvencioni i shenjave për elementët ramë dhe elementët pllakë

2. KUSHTET E PROJEKTIMIT DHE STANDARTET

Projekti konstruktiv është bazuar në Kushtet Teknike të Projektimit si dhe në Eurokodet strukturore. Parimet e projektimit konceptual rregullat e përgjithshme, veprimet në strukturë janë marrë në përputhje me Eurokodet, konkretisht referuar:

Eurokodet

EN 1990 Eurocode 0 Baza e projektimit strukturor

EN 1991 Eurocode 1 Veprimet mbi strukturat

EN 1992 Eurocode 2 Projektimi i strukturave prej betoni

EN 1997 Eurocode 7 Projektimi gjeoteknik

EN 1998 Eurocode 8 Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmeteve

3. MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT

3.1. Materialet

3.1.1 Betoni

Sipas EN 206:

- a) Betoni i varfer:
 - Klasa e rezistences C12/15
 - Klasa e ekspozimit X0
- b) Betoni per: pllaken e themelit, muret, kolonat, traret dhe soletat:
 - Klasa e rezistences C25/30
 - Klasa e ekspozimit XC2/ XF1

3.1.2 Shtresa mbrojtëse

- Themelet $C_{nom} = 50 \text{ mm}$
- Kolonat, traret, muret $C_{nom} = 30 \text{ mm}$
- Soleta $C_{nom} = 25 \text{ mm}$

3.1.3 Çeliku i armimit

Sipas to EN 10080:

- a) Shufra të vijaskuara çeliku
 - Klasa e rezistences B500C

3.2. Rezistenca e projektimit

Rezistenca e projektimit të materialeve përcaktohet si më poshtë:

3.2.1 Betoni

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_M$$

- c) Betoni i pllakes se themelit, mureve, kolonave, trareve dhe soletatve:

$$\begin{array}{llll} \gamma_M = 1.5 & \alpha_{cc} = 0.85 & C25/30(R_{ck} 30) & f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2 \\ f_{cd} = 14.16 \text{ N/mm}^2 & & & \end{array}$$

3.2.2 Çeliku i armimit

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

a) Shufra të vijaskuara çeliku

$$\gamma_M = 1.15$$

B500C

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

$$f_{yd} = 435 \text{ N/mm}^2$$

4. ANALIZA E NGARKESAVE

4.1. Ngarkesa nga pesha vetjake:

Pesha e elementeve strukturorë llogaritet automatikisht nga programi duke marrë ne konsiderate një peshë specifike të barabartë me $\gamma_s = 78.5 \text{ kN/m}^3$ për çelikun dhe $\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$ për betonin e armuar siç specifikohet në standardet përkatëse. Ngarkesa e shtresave të dyshemese dhe terraces është konsideruar $g_1=3 \text{ kN/m}^2$. Ngarkesa nga pesha vetjake e muratures se tules është konsideruar $g_2=11 \text{ kN/ml}$.

4.2. Ngarkesa e shfrytezimit

Kjo ndertese do të përdoret për zyra prandaj konsiderohet e kategorisë B sipas tabelës së mëposhtme:

Category	Specific Use	Example
A	Areas for domestic and residential activities	Rooms in residential buildings and houses; bedrooms and wards in hospitals; bedrooms in hotels and hostels kitchens and toilets.
B	Office areas	
C	Areas where people may congregate (with the exception of areas defined under category A, B, and D ¹⁾)	C1: Areas with tables, etc. e.g. areas in schools, cafés, restaurants, dining halls, reading rooms, receptions. C2: Areas with fixed seats, e.g. areas in churches, theatres or cinemas, conference rooms, lecture halls, assembly halls, waiting rooms, railway waiting rooms. C3: Areas without obstacles for moving people, e.g. areas in museums, exhibition rooms, etc. and access areas in public and administration buildings, hotels, hospitals, railway station forecourts. C4: Areas with possible physical activities, e.g. dance halls, gymnastic rooms, stages. C5: Areas susceptible to large crowds, e.g. in buildings for public events like concert halls, sports halls including stands, terraces and access areas and railway platforms.
D	Shopping areas	D1: Areas in general retail shops D2: Areas in department stores
¹⁾ Attention is drawn to 6.3.1.1(2), in particular for C4 and C5. See EN 1990 when dynamic effects need to be considered. For Category E, see Table 6.3 NOTE 1 Depending on their anticipated uses, areas likely to be categorised as C2, C3, C4 may be categorised as C5 by decision of the client and/or National annex. NOTE 2 The National annex may provide sub categories to A, B, C1 to C5, D1 and D2 NOTE 3 See 6.3.2 for storage or industrial activity		

Tabela 2 – Tabela e kategorive te perdorimit te objektit

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category A		
- Floors	1,5 to <u>2,0</u>	<u>2,0</u> to 3,0
- Stairs	<u>2,0</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 4,0
- Balconies	<u>2,5</u> to 4,0	<u>2,0</u> to 3,0
Category B	2,0 to <u>3,0</u>	1,5 to <u>4,5</u>
Category C		
- C1	2,0 to <u>3,0</u>	3,0 to <u>4,0</u>
- C2	3,0 to <u>4,0</u>	2,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	4,5 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>
- C5	<u>5,0</u> to 7,5	3,5 to <u>4,5</u>
category D		
- D1	<u>4,0</u> to 5,0	3,5 to 7,0 (<u>4,0</u>)
- D2	4,0 to <u>5,0</u>	3,5 to <u>7,0</u>

Tabela 3 – Tabela e vlerave te ngarkesave sipas cdo kategorie

Ngarkesa e perkoheshme e shfrytezimit e aplikuar ne dysHEME do te jete $q=5 \text{ kN/m}^2$.

Ngarkesa e perkoheshme e shfrytezimit e aplikuar ne traun e vinc ures me vlere $q=10 \text{ kN/m}$.

4.3. Ngarkesa e shfrytezimit

Sipas EN-1998-1: "Dizajni i Strukturave për Rezistencën ndaj Tërmetit" për një vend referimi specifik me topografi të sipërfaqes horizontale të ngurtë (klasa A) përcaktohet si një rrezik bazë sizmik, në veçanti vlerat e nxitimit maksimal horizontal ag dhe parametrat janë dhënë që përcaktojnë spektrat e përgjigjes sipas EN-1998-1.

Veprimi sizmik i identifikuar në këtë mënyrë ndryshohet më pas, në mënyra të përcaktuara qartë nga EN-1998-1, për të marrë parasysh ndryshimet e shkaktuara nga kushtet lokale të stratigrafisë nëntokësore të pranishme aktualisht në kantierin e ndërtimit dhe morfologjinë e sipërfaqes. Këto ndryshime karakterizojnë reagimin sizmik.

Në llogaritjen e veprimit sizmik për urën konsiderohet një Klas i Rëndësisë II (pt 2.1.4 i EN-1998-2) që i përgjigjet një faktori rëndësie $\gamma_l = 1.0$.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	N_{SPT} (blows/30cm)	c_u (kPa)
A	Rock or other rock-like geological formation, including at most 5 m of weaker material at the surface.	> 800	—	—
B	Deposits of very dense sand, gravel, or very stiff clay, at least several tens of metres in thickness, characterised by a gradual increase of mechanical properties with depth.	360 – 800	> 50	> 250
C	Deep deposits of dense or medium-dense sand, gravel or stiff clay with thickness from several tens to many hundreds of metres.	180 – 360	15 - 50	70 - 250
D	Deposits of loose-to-medium cohesionless soil (with or without some soft cohesive layers), or of predominantly soft-to-firm cohesive soil.	< 180	< 15	< 70
E	A soil profile consisting of a surface alluvium layer with v_s values of type C or D and thickness varying between about 5 m and 20 m, underlain by stiffer material with $v_s > 800$ m/s.			
S_1	Deposits consisting, or containing a layer at least 10 m thick, of soft clays/silts with a high plasticity index ($PI > 40$) and high water content	< 100 (indicative)	—	10 - 20
S_2	Deposits of liquefiable soils, of sensitive clays, or any other soil profile not included in types A – E or S_1			

Tabela 4 – Kategorite e truallit sipas EN-1998-1

Ground type	S	T_B (s)	T_C (s)	T_D (s)
A	1,0	0,15	0,4	2,0
B	1,2	0,15	0,5	2,0
C	1,15	0,20	0,6	2,0
D	1,35	0,20	0,8	2,0
E	1,4	0,15	0,5	2,0

Tabela 5 – Vlerat e parametrave që përshkruajnë spektrat e rekomanduar të përgjigjes elastike të tipit 1.

Sipas EN 1998-1:2004 Part 3.2.2: Lëvizja e shkaktuar nga tërmeti në një pikë të caktuar në sipërfaqje përfaqësohet nga spektri i reagimit elastik të nxitimit të truallit, që do i referohemi si “spektri i reagimit elastik” i cili mund të përcaktohet nga këto shprehje.

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1) \right] \quad (3.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (3.3)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C}{T} \right] \quad (3.4)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \quad (3.5)$$

ku:

- $S_e(T)$ Është spektri i reagimit elastik;
 T Është perioda e vibrimit të një sistemi linear me një shkallë lirie;
 a_g Është nxitimi i projektimit truallit në një truall tipi A ($a_g = \gamma_I \cdot a_{gR}$);
 T_B Është limiti i poshtëm i periodës së pjesës konstante të nxitimit spektral;
 T_C Është limiti i sipërm i periodës së pjesës konstante të nxitimit spektral;
 T_D Është vlera që përcakton fillimin e pjesës së spektrit të reagimit me zhvendosjeve konstante;
 S Është faktori i truallit;
 η Është faktori i korrigjimit të shuarjes me një vlerë referencë prej $\eta = 1$ për 5% shuarje viskoze, shih (3) e këtij nënkushti.

Vlerat që duhet ti jepen a_g , T_B , T_C , T_D dhe S për sheshin e ndërtimit merren nga Eurokodi 8 duke u bazuar në klasifikimin e truallit si i kategorisë B.

4.3.1 Spektri i reagimit elastik horizontal

a_g	S	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
0.399g	1.2	0.15	0.5	2.0

Tabela 6- Vlerat e marra nga analiza në vend që përshkruajnë spektrin e reagimit elastik

ku:

- a_g Është nxitimi i projekimit terrenit në një truall të tipit A që i korrespondon një periode rikthimi referencë T_{NCR} të veprimit sizmik për kërkesën e mos-shëmbjes (ose në mënyrë ekuivalente për probabilitetin referencë të kalimit $P_{NCR} = 10\%$ në 50 vjet)

4.3.2 Spektri i reagimit elastik vertikal

Komponenti vertikal i veprimit sizmik duhet të përfaqësohet nga një spektër i reagimit elastik, $S_{ve}(T)$, i derivuar duke përdorur shprehjet (3.8)-(3.11) të EC8.

$$0 \leq T \leq T_B : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3,0 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3,0 \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Vlerat e rekomanduara të parametrave që përshkruajnë spektrin e reagimit elastik vertikal janë prezantuar në tabelën 3.4 të kodit ose në Tabelën 6 të këtij raporti.

Për rastin konkret, tipi 1 është i përshtatshëm për kushtet sizmike të Vorës, me M_s më të madhe se 5.5.

Spektri	a_{vg}/a_g	$T_B(s)$	$T_C(s)$	$T_D(s)$
Tipi 1	0.9	0.05	0.15	1.0
Tipi 2	0.45	0.05	0.15	1.0

Tabela 7 - Vlerat e rekomanduara të parametrave që përshkruajnë spektrin e reagimit elastik vertikal

4.3.3 Spektri i projektimit për analizën elastike (horizontal)

Kapaciteti i sistemeve strukturore për ti rezistuar veprimeve sizmike në pjesën jolineare në përgjithësi lejon projektimin e tyre për ti rezistuar forcave sizmike më të vogla sesa forcat që i korrespondojnë një reagimi elastik linear.

Që të shmanget një analizë strukturore joelastike në projektim, kapaciteti i strukturës që të shuaj energjinë, kryesisht me anë të sjelljes duktile të elementëve të saj, merret në konsideratë duke kryer një analizë elastike të bazuar në spektrin e reagimit të reduktuar në lidhje me atë elastike, që quhet "spektër projektimi". Ky reduktim arrihet duke përdorur faktorin e sjelljes q .

Meqënëse struktura është 1 katëshe, ajo është llogaritur që të ketë një duktilitet mesatar DCM duke përdorur të gjitha rregullat e përcaktura në Eurokodin 8 për realizimin e këtij duktiliteti. Faktori i sjelljes është:

$$q = k_w \cdot q_0$$

$$q_0 = 3 \cdot \frac{\alpha_u}{\alpha_1} = 3 \cdot 1.1 = 3.3$$

ku:

k_w	Është faktori që reflekton modin kryesor të shkatërrimit në sistemet me mure
q_0	Është faktori i sjelljes bazë për sistemin e marrë në konsideratë
α_u	Është vlera me të cilën duhet shumëzuar veprimi sizmik në mënyrë që të arrihet krijimi i çernierave plastike të mjaftueshme që të krijojnë instabilitet në strukturë, ndërsa të gjitha veprimet e tjera qëndrojnë konstante
α_1	Është vlera me të cilën duhet shumëzuar veprimi sizmik në mënyrë që të arrihet rezistenca e parë në përkulje në njërin nga elementet e strukturës, ndërsa të gjitha veprimet e tjera qëndrojnë konstante

Për sisteme tip ramë ose ekuivalente duale kemi:

Për ndërtesa 1 katëshe $\alpha_u/\alpha_1 = 1.1$ dhe $k_w=1$

Për komponentët horizontal të veprimit sizmik spektri i projektimit, $S_d(T)$, sipas EC8 duhet të përcaktohet nga shprehjet e mëposhtme¹:

$$0 \leq T \leq T_B : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] \quad (3.13)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \quad (3.14)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.15)$$

$$T_D \leq T : S_d(T) \begin{cases} = a_g \cdot S \cdot \frac{2,5}{q} \cdot \left[\frac{T_C T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases} \quad (3.16)$$

ku:

q Është faktori i sjelljes;

$S_d(T)$ Është spektri i projektimit;

β Është faktori i kufirit të poshtëm për spektrin e projektimit horizontal.

Vlerat e nxitimit horizontalte maksimal te traullit jane marre ne harten e rrezikut sizmik te publikuar nga instituti i gjeoshkencave se bashku me vlerat perkatese per cdo bashki.

Bashkia	Njesia Administrative	Probabiliteti i tejkalimit	
		10% ne 10 vjet (njësia: g)	10% ne 50 vjet (njësia: g)
Himarë	Himarë	0.204	0.399
	Lukovë	0.198	0.388
	Horë-Vranisht	0.196	0.387

Tabela 8 - Vlerat e nxitimit të truallit sipas njesive administrative

Duke pasur parasysh klasën e rëndësisë II të strukturës, e cila nga ana tjetër jep një faktor rëndësie prej $\gamma_I = 1.0$, vlera e përsheptimit të tokës së projektuar do të jetë:

$$a_g = \gamma_I * a_{gR} = 1.0 * 0.399g = 0.399g$$

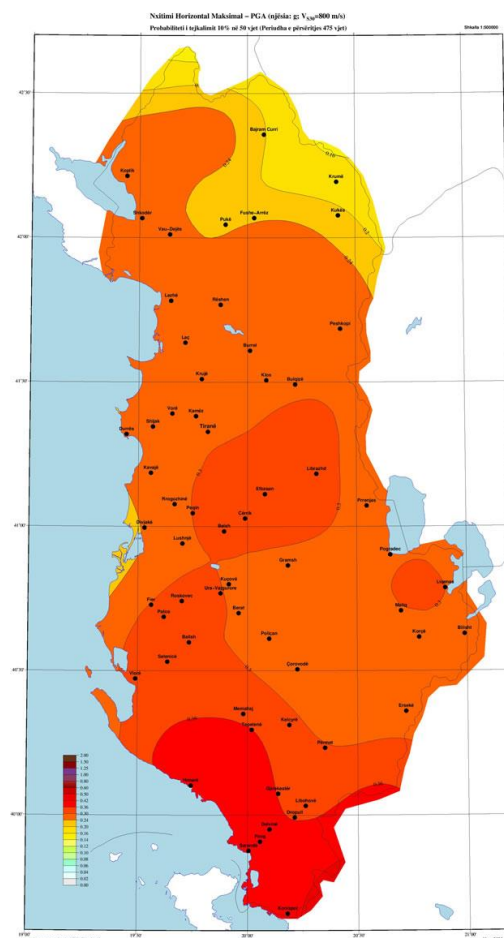


Figura 5 – Harta e nxitimit maskimal të truallit për Republikën e Shqipërisë

5. KOMBINIMET E NGARKESAVE

5.1. KOMBINIMET E NGARKESAVE – TË PËRGJITHSHME

Sipas EN 1990:2002 Part 6.4: për ULS gjendjen kufitare të fundit:

$$\sum_{j \geq 1} \gamma_{G,j} G_{k,j} + \gamma_P P + \gamma_{Q,1} Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \gamma_{Q,i} \psi_{0,i} Q_{k,i} \quad (6.10)$$

Për rastin e kombinimit sizmik:

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + A_{Ed} + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} Q_{k,i} \quad (6.12b)$$

ku:

- $+$ Do të thotë në kombinim me
- G_k Vlera karakteristike e veprimeve të përhershme
- P Forca paranderëse nga teknologjitë e paranderjes ose mbasnderjes
- Q_k Vlera karakteristike e një veprimi të ndryshueshëm të vetëm
- $Q_{k,1}$ Vlera karakteristike e një veprimi të ndryshueshëm kryesor
- $Q_{k,i}$ Vlera karakteristike e një veprimi të ndryshueshëm jo-kryesor
- ψ_0 Faktori për vlerën e kombinimit të një veprimi të ndryshueshëm
- ψ_1 Faktori për vlerën e shpeshtë të një veprimi të ndryshueshëm
- ψ_2 Faktori për vlerën pothuajse të përhershme të një veprimi të ndryshueshëm
- A_{Ed} Vlera projektuese e një veprimi sizmik $A_{Ed} = \gamma_1 \cdot A_{Ek}$
- A_{Ek} Vlera karakteristike e një veprimi sizmik
- γ_1 Faktori I rëndësisë (shih EN 1998) vlera default = 1
- γ_G Faktori pjesor për veprimet e përhershme, që merr parasysh gjithashtu dhe pasaktësitë në model dhe ndryshimet dimensionale
- γ_Q Faktori pjesor për veprimet e ndryshueshme, që merr parasysh gjithashtu dhe pasaktësitë në model dhe ndryshimet dimensionale

Vlerat e faktorëve pjesorë janë:

Situata të përhershme ose të përkohshme	Veprime të përhershme (G_k)		Veprimi i ndryshueshëm kryesor ($Q_{k,1}$)		Veprimi shoqërues ($Q_{k,i}$)	
	i pafavorshëm	i favorshëm	i pafavorshëm	i favorshëm	i pafavorshëm	i favorshëm
(a) Për të kontrolluar ekuilibrin statik të një strukture	1.10	0.90	1.50	0	1.50	0
(b) Për projektimin e elementëve strukturorë (pa përfshirë veprimet gjeoteknike)	1.35	1.00	1.50	0	1.50	0
(c) Si një alternativë ndaj a dhe b, projektim për të dyja situatat me një set llogaritjesh	1.35	1.15	1.50	0	1.50	0

Tabela 9 - Faktorët pjesorë të sigurtisë në gjendjen e fundit kufitare

5.2. KOMBINIMI I NGARKESAVE TË PROJEKTIMIT SIPAS EC2

Emri	Simboli	Shpjegim i detajuar
<i>Kombinimet kryesore</i>		
01ULS	G+Q	1.35 DL + 1.35 SDL + 1.5LL
02SLS	QP	1DL+1SDL + ψ_2^2 LL
<i>Kombinimet sizmike</i>		
15ULS	G+Q+E	1.00DL + 1.00SDL + $\psi_{E,i}^3$ LL + 1.0ED
16ULS	G+E	0.9G + 1.0ED
		0.9G dhe pa ngarkesë të përkohshme që të kontrollohet qëndrueshmëria strukturore ne permbyesje

Tabela 10 - Kombinimi i ngarkesave sipas EC2

5.3. KOMBINIMET SIZMIKE

Sipas EN 1998-1:2004 Part 3.2.4.2(2)P: Efektet e inercisë së veprimit të projektuar sizmik duhet të vlerësohen duke marr parasysh prezencën e masave që lidhen me të gjithë ngarkesat gravitacionale që shfaqen në kombinimin e mëposhtëm të veprimeve:

$$\sum G_{k,j} "+" \sum \psi_{E,i} \cdot Q_{k,i} \quad (3.17)$$

Sipas EN 1998-1:2004 Part 4.2.4: Koeficientët e kombinimit $\psi_{E,i}$ të prezantuar në 3.2.4(2)P për llogaritjen e efekteve të veprimit sizmik duhet të gjenden nga shprehja e mëposhtme:

$$\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i} \quad (4.2)$$

Vlerat e rekomanduara për ϕ janë treguar në tabelën 4.1 të kodit ose në Tabelën 10 të këtij raporti.

Tipi i veprimit të ndryshueshëm	Kati	ϕ
Kategoritë A-C ⁴	Çatia	1,0
	Kate me përdorim të ndërlidhur	0,8
	Kate me përdorim të pavarur	0,5
Kategoritë D-F dhe Arkivat		1,0

Tabela 11- Vlerat e ϕ për llogaritjen e $\psi_{E,i}$

Kuota, Vendndodhja	Kategoria	Ψ_0	Ψ_1	Ψ_2	ϕ	Ψ_E
Kuota +1.00 m, kati përdhe	A	0.7	0.5	0.3	0.8	0.24
Kuota +8.30 m, taraca	H	0.7	0.5	0.3	1	0.3

Tabela 12 - Vlerat e koeficientëve ϕ dhe Ψ_E për kombinimin e veprimit sizmik

²Pothuajse e përhershme, e përdorur për deformimet etj.

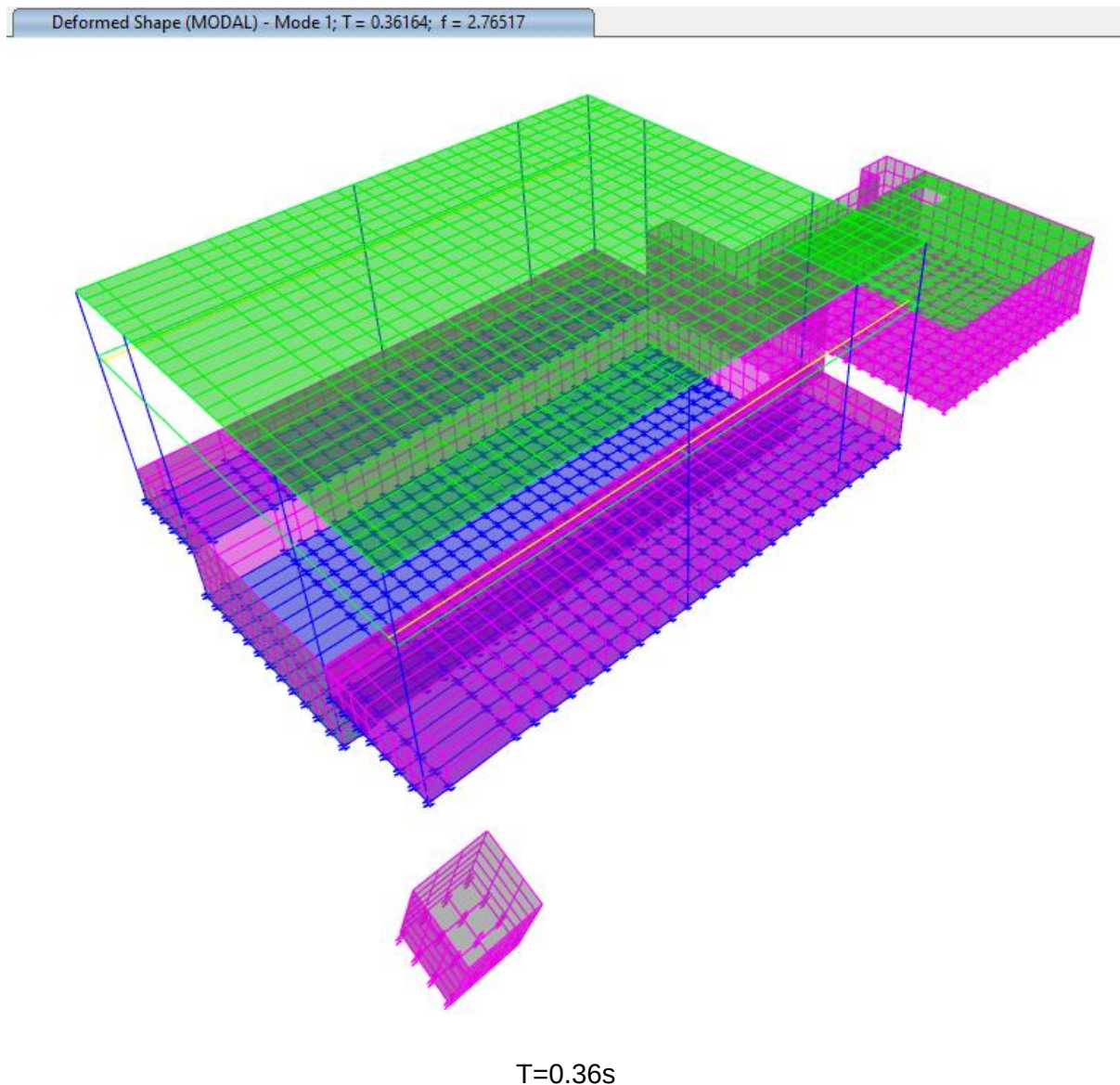
³Ku $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$. Shih EN 1998-1:2004 (4.2.4) Table 4.2

⁴ Kategoritë siç janë përcaktuar në EN 1991-1-1:2002

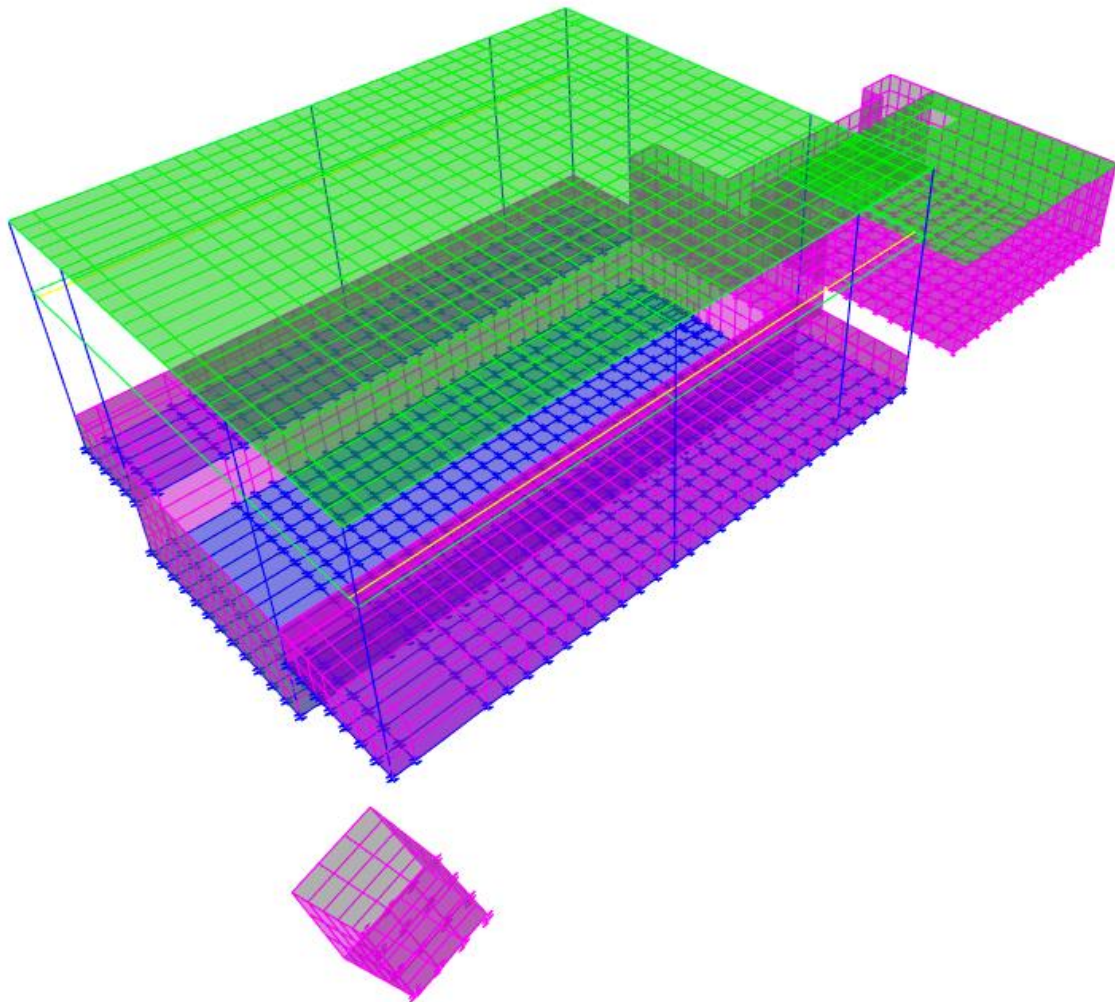
6. REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET

6.1. Perioda e struktures

Nga analiza modale e strukturës janë marrë modi i parë sipas drejtimit Y dhe i dyti sipas drejtimit X të lëkundjës së strukturës. Vlerat e periodave janë treguar në figurat e mëposhtme:

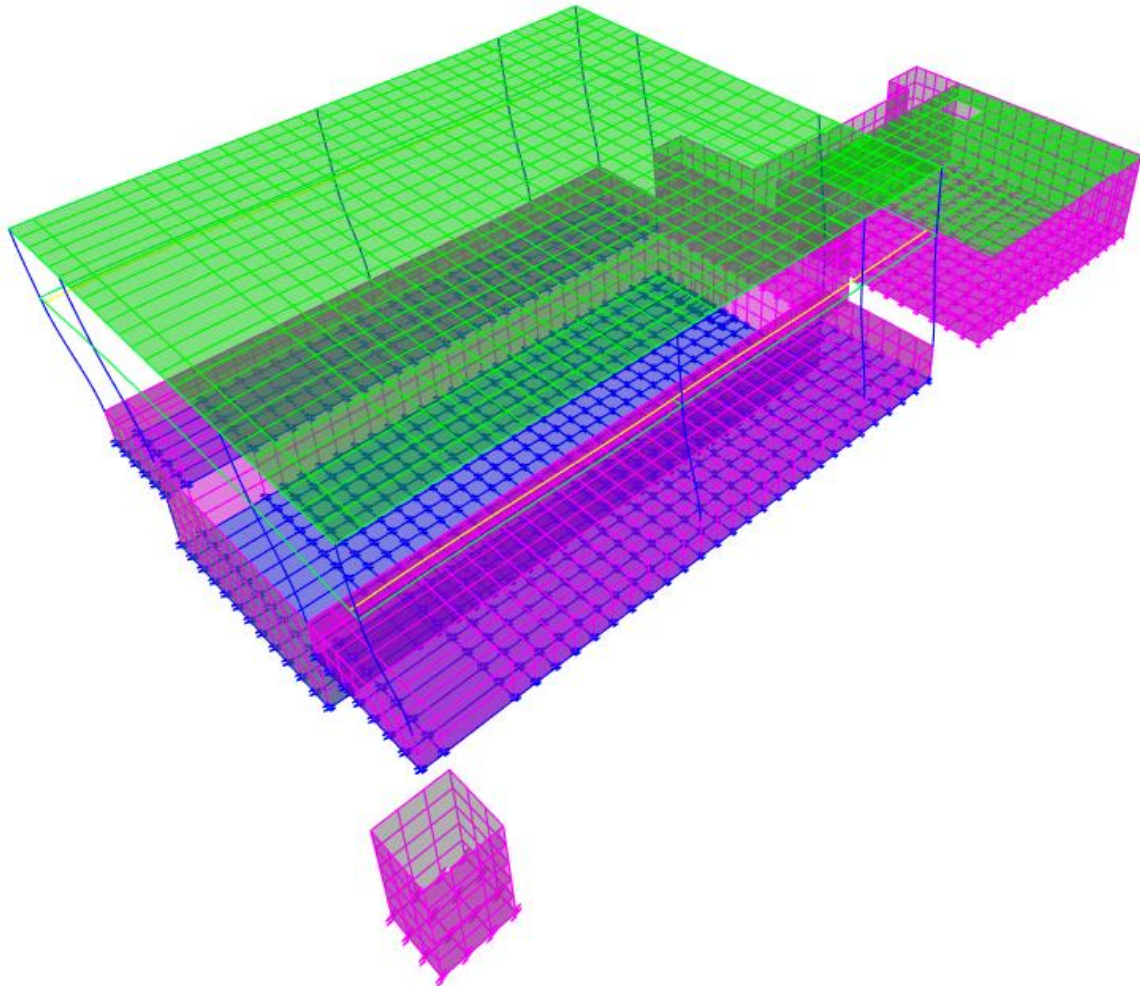


Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; $T = 0.34052$; $f = 2.93664$



$T=0.34s$

Deformed Shape (MODAL) - Mode 3; T = 0.15299; f = 6.5364



T=0.15s

Këto të dhëna janë karahasuar me vlerat që sygjeron Eurokodi 8 për strukturat betonarme dhe siç shihet janë të përafërta.

TË DHËNAT	
	h (m)
KATI PËRDHE	7.5

Nr.	KONTROLI			
1	Kontrolli I peridoes se tonit te pare			
	H= 7.5m	Ct= 0.075	$T1 \approx Ct \cdot H^{3/4}$	0.34

6.2. Efektet e rendit të dytë

Sipas EN 1998-1:2004 Part 4.4.2.2(2): Efektet e rendit të dytë (P-Δ effects) nuk duhet të merren në konsideratë nëse kushti i mëposhtëm plotësohet për të gjitha katet:

$$\theta = \frac{P_{\text{tot}} \cdot d_r}{V_{\text{tot}} \cdot h} \leq 0,10 \quad (4.28)$$

ku

θ Është koeficienti i ndjeshmërisë së spostimeve të ndërkateve (drifteve);

P_{tot} Është ngarkesa gravitacionale totale në dhe mbi katin e marrë në konsideratë në situatën e projektimit sismik;

d_r Është spostimi i nderkatit (drift), i vlerësuar si diferenca e zhvendosjeve mesatare anësore d_s sipër dhe poshtë katit të marrë në konsideratë dhe llogaritur sipas 4.3.4;

V_{tot} Është forca prerëse sismike totale

h Është lartësia e ndërkatit.

Nëse $0,1 < \theta \leq 0,2$, efektet e rendit të dytë mund të merren parasysh përafërsisht duke e shumëzuar veprimin e rëndësishëm sismik me një faktor të barabartë me $1/(1 - \theta)$.

6.2.1 Kufizimi i dëmeve

Sipas EN 1998-1:2004 Part 4.4.3.2: Që të kontrollohet dëmtimi i ndërtesës duhet të vëzhgohen spostimet horizontale te ndërkateve (driftet).

Për ndërtesa që kanë elementë jo-strukturorë me materiale të thyeshëm të lidhura me strukturën:

$$d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$$

Për ndërtesa që kanë elementë jo-strukturorë duktil:

$$d_r \cdot v \leq 0.0075 \cdot h$$

Për ndërtesa që kanë elementë jo-strukturorë të fiksuar në mënyrë të tillë që mos të ndërhyjnë në deformimet e strukturës, ose pa elementë jo-strukturorë:

$$d_r \cdot v \leq 0.010 \cdot h$$

ku

d_r Është spostimi relativ ndermejt dy kateve i llogaritjes siç përcaktohet në 4.4.2.2(2); të EN 1998 ($d_r = d_s = q \cdot d_e$) ku d_e është zhvendosja elastike

h Është lartësia e katit;

v Është faktori i reduktimit i cili merr parasysh periudhën më të vogël të rikthimit të veprimit sizmik të lidhur me kërkesën për kufizimin e dëmeve.

Do të supozohet se elementët jo-strukturorë, dhe lidhjet e tyre me strukturën do të kenë një natyrë jo duktile, dhe si rrjedhojë $d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$, duke e konsideruar ndërtesën si klasë rëndësie II⁵ $v = 0.5$, dhe $d_r = d_{s,avg} = q \cdot d_e = 3.3 \cdot d_e$

$$\frac{d_r}{h} \leq \frac{0.005}{v_b} = \frac{0.005}{0.5} \leq 0.01$$

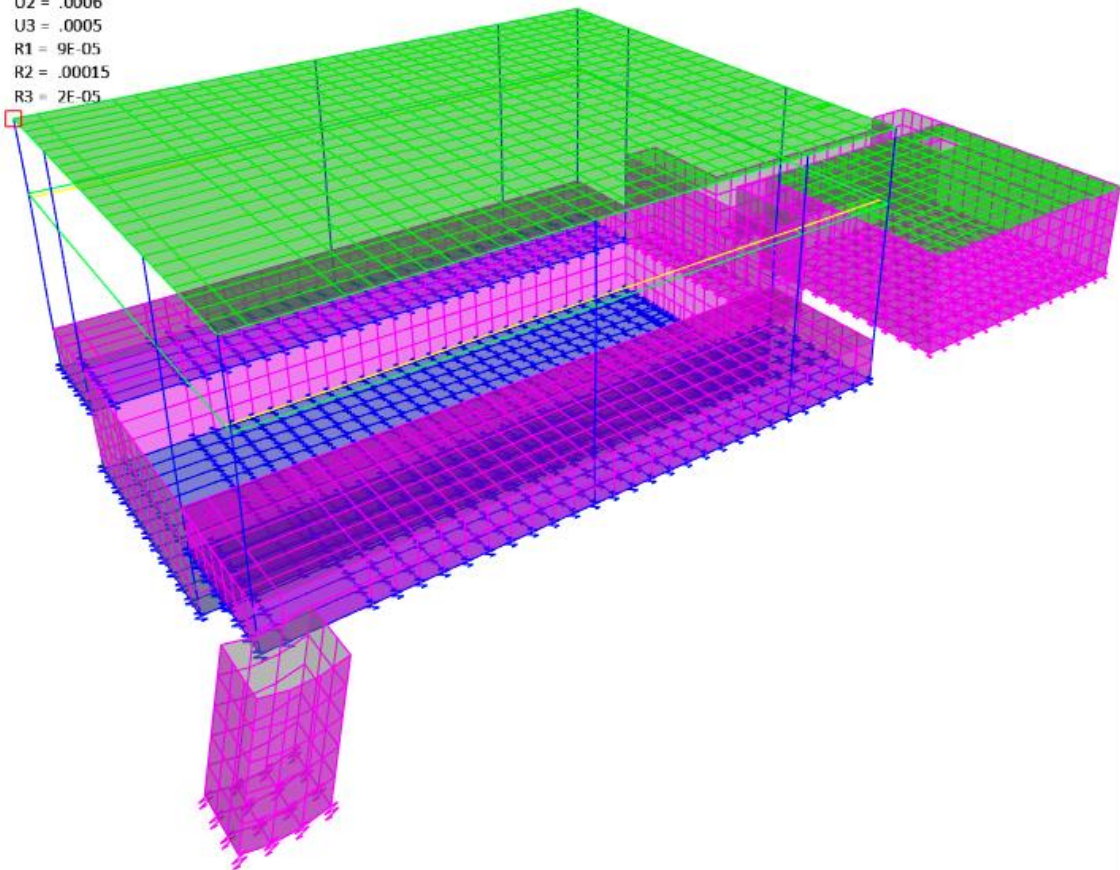
Kështuqë limiti i driftit të ndërkatit për këtë ndërtesë bazuar në spektrin projektues të reagimit sipas 3.2.2.5 të EC8 do të jetë:

$$\text{meqë } (d_r = d_s \cdot 3.3) \text{ atëherë } \left(\frac{d_s \cdot 3.3}{h} \leq 0.01 \right) \therefore \frac{d_s}{h} = 0.003$$

Drifti për çdo kat për (sjellje elastike) që duhet të krahasohen me vlerën e lejuar të $0.005 \cdot h / (v \cdot q)$ tregohen në tabelën më poshtë:

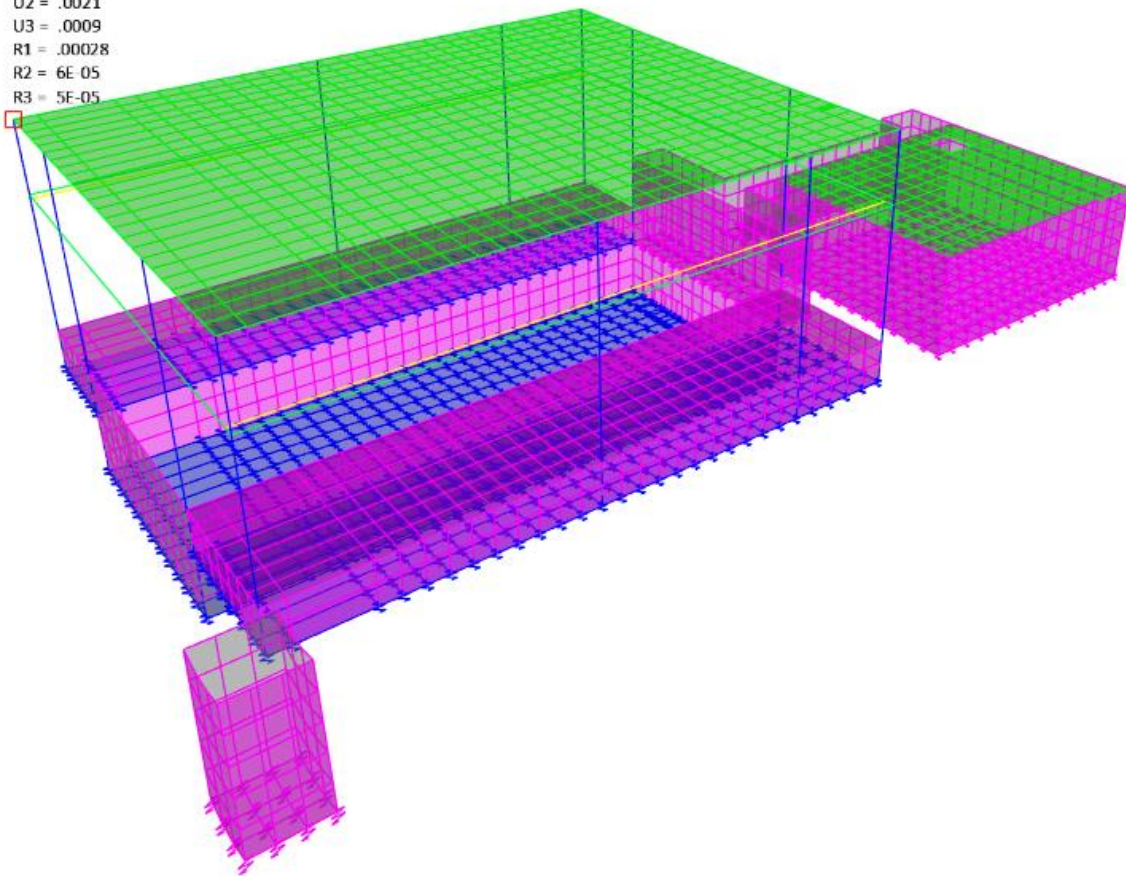
⁵Ndertesa të zakonshme

Pt Obj: 53
Pt Elm: 53
U1 = .0024
U2 = .0006
U3 = .0005
R1 = 9E-05
R2 = .00015
R3 = 2E-05



Max story displTermet X

Pt Obj: 53
 Pt Elm: 53
 U1 = .0008
 U2 = .0021
 U3 = .0009
 R1 = .00028
 R2 = 6E-05
 R3 = 5F-05



Max story displTermet y

Tabela 1: Driftet e llogaritura për spektrin e projektimit

Nr.	KONTROLI			
	Zhvendosjet maksimale			
3	0.0024	0.05	$\Delta_{max} \leq 1/150H$	TRUE

6.3. Projektimi ULS dhe kontrollet

6.3.1 Kontrolli i pllakes se themelit

Me poshte paraqitet momenti perkules sipas X dhe sipas Y ne pllaken e themelit: me trashe 50 cm

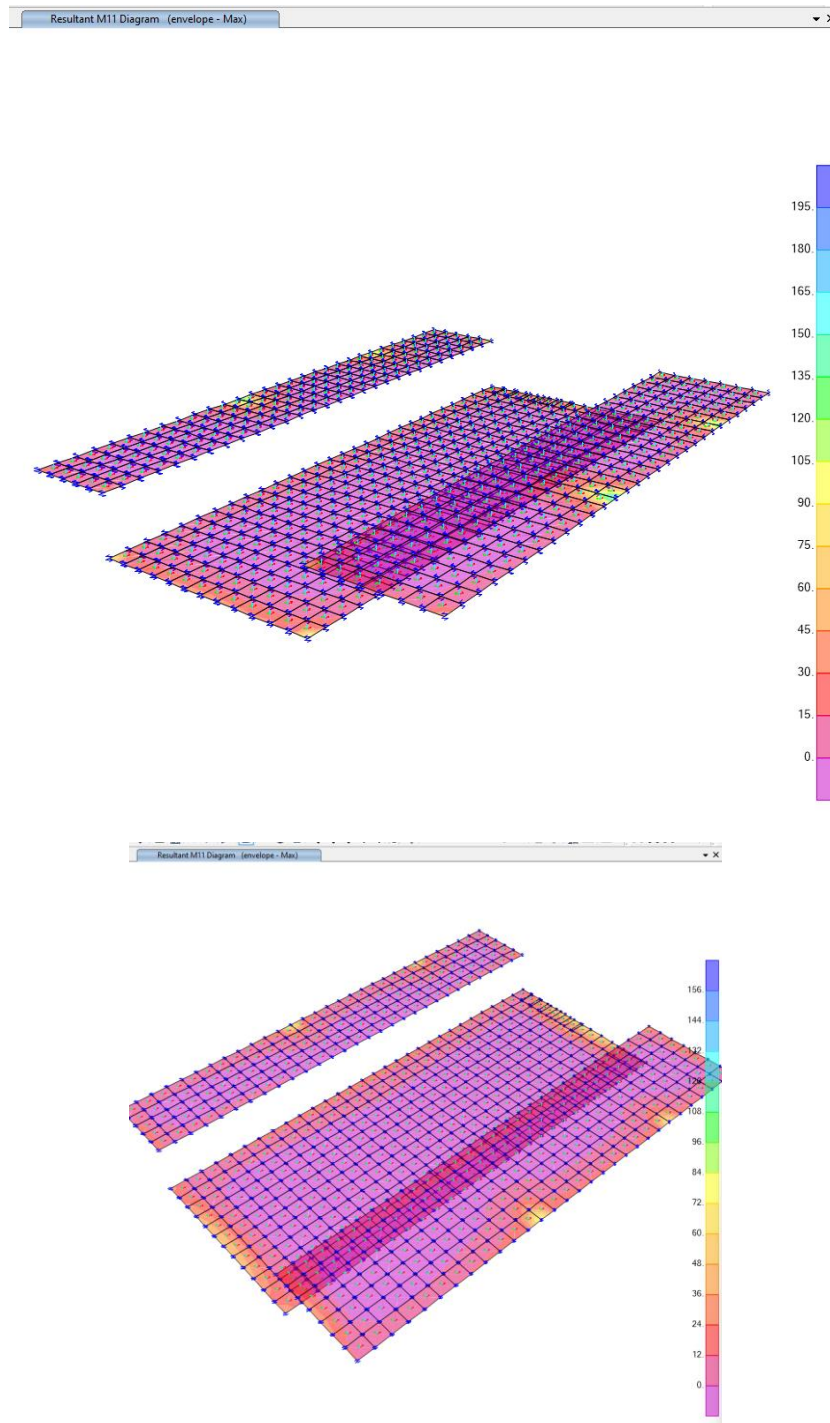


Figura 6 – Momenti perkules sipas Y ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=196 \text{ kNm/m}$ (drejtimi gjatësor)

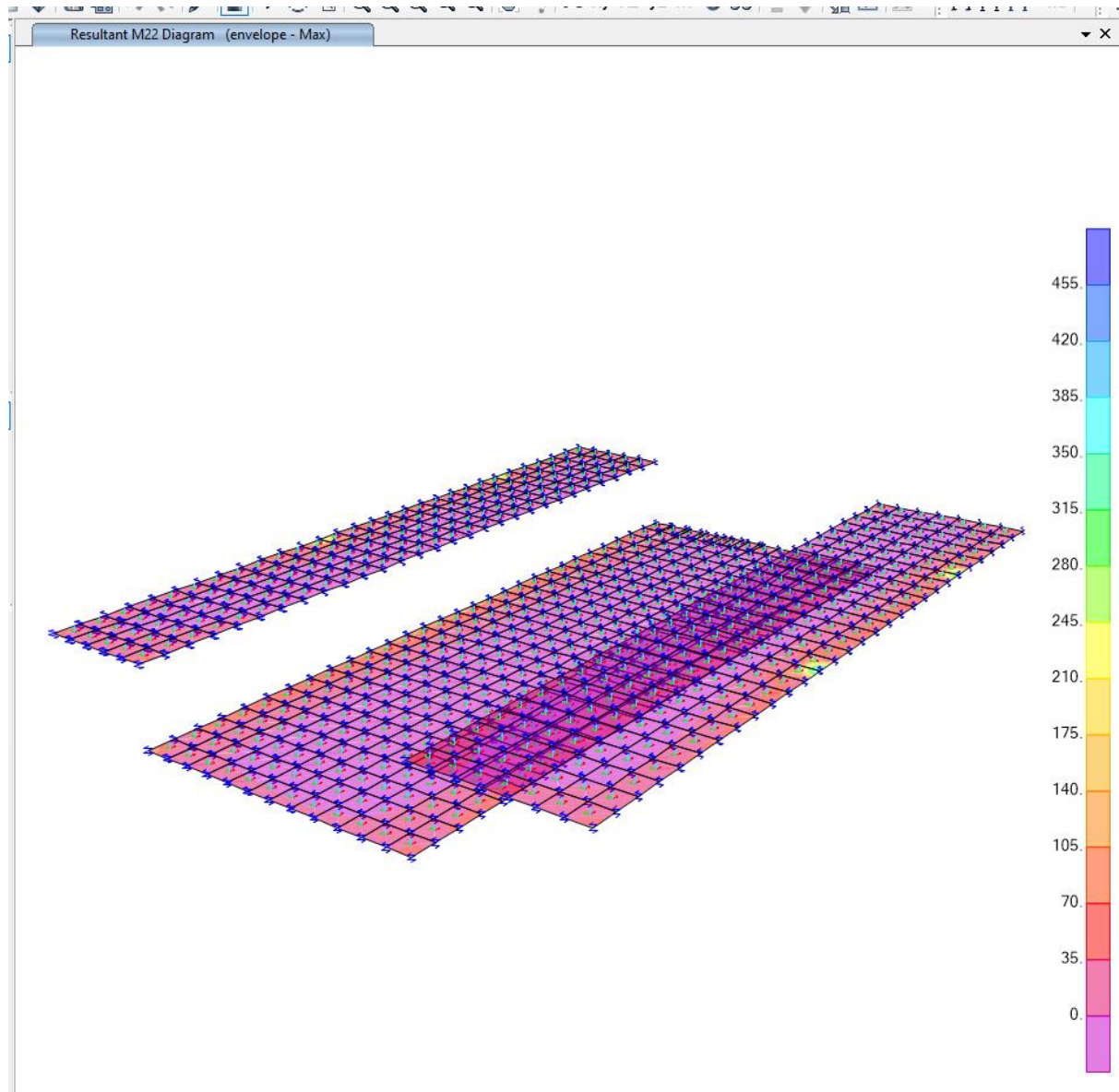
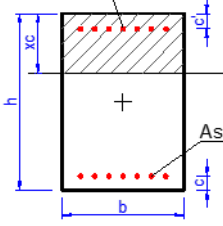


Figura 7 – Momenti perkules sipas X ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=455 \text{ kNm/m}$ (drejtimi i shkurter)

Kontrolli i armimit ne perkulje per pllaken e themelit:



Gjeometria e seksionit [cm]		
Lartësia	h	50
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	455	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja [cm²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
10	20	31.42	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		31.42	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja [cm²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
10	20	31.42	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		31.42	

Materialet								
C25/30	γ _c	α _{cc}	R _{ck} [Mpa]	f _{ck} [Mpa]	f _{cd} [Mpa]	f _{cd} /f _{cd}	ε _{cu2}	ε _{cu2}
	1.5	0.85	30	25	14.2	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ _s	E _s [Mpa]	f _{yk} [Mpa]	f _{yd} [Mpa]	ε _{ys}	ε _{yk}	α _s	ε _{ud} = ε _{yk} α _s
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante
☐ e konstante

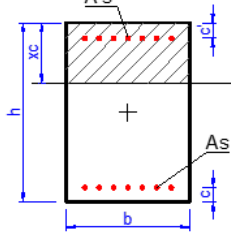
Llogarit

N final
0.0 [kN]

xc
6.81 [cm]

M final
563.3 [kNm]

Faktori i sigurisë
1.24



Gjeometria e seksionit [cm]		
Lartësia	h	50
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	195	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri (mm)	Sipërfaqja (cm²)	Shtresa mbrojtëse (cm)
6.6	16	13.27	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		13.27	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri (mm)	Sipërfaqja (cm²)	Shtresa mbrojtëse (cm)
6.6	16	13.27	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		13.27	

Materialet								
C25/30	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcd/fcd	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	30	25	14.2	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{sk}	α_s	$\epsilon_{sd} = \epsilon_{sk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante
☐ e konstante

0.0 [kN]

5.01 [cm]

247.5 [kNm]

1.27

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione 50cm x100cm dhe me armim $\Phi 14/15$ lart dhe poshte ne drejtimin e shkurter dhe $\Phi 14/15$ ne drejtimin gjatesor ka nje kapacitet $M_{rd1}=563.3$ kNm/m dhe $M_{rd2}=247.5$ kNm/m Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=455$ kNm/m, $M_{ed}=195$ kNm/m Seksioni eshte i verifikuar.

6.3.2 Kontrolli i kolonave

Me poshte paraqet diagrama e momenteve perkules dhe sipërfaqja e armimit te kolonave te godines:. Kolonat qendrore jane 50x100 cm kolonat me te zeze, kolonat anesore jane 60x60cm kolonat me te kuqe

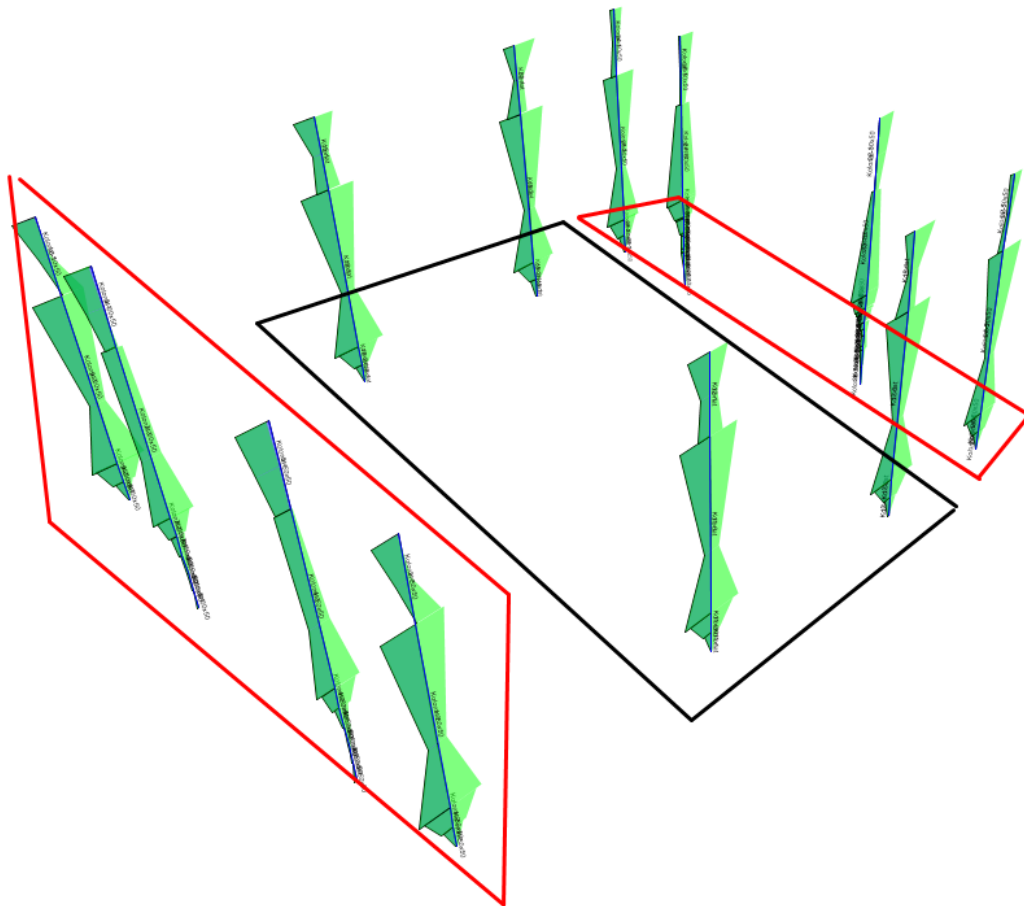
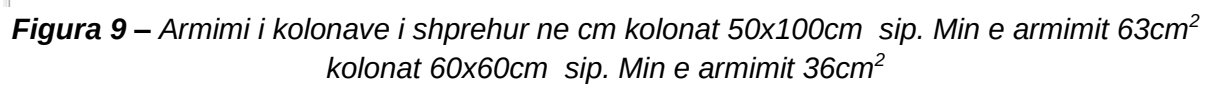
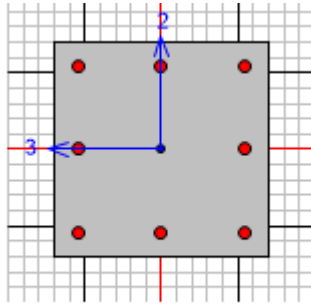


Figura 8 – Diagrama e momenteve perkulese ne ne kolona ne kNm





Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, m, C (Summary)

L=4.3
 Element : 1 B=0.6 D=0.6 dc=0.067
 Section ID : Kolonat 60x60 E=31000000. fck,cyl=25000. Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : COMB3 fyk=413685.473 fywk=413685.47
 Station Loc : 4.3 RLLF=1. SOM: Nominal Curvature
 Combo Eq. : Eq. 6.10

Gamma (Concrete): 1.5 AlphaCC = 1. AlphaCT = 1.
 Gamma (Steel) : 1.15 AlphaLCC = 0.8 AlphaLCT = 0.8
 Gamma (cE) : 1.2 Alpha_e = 15. phi_ef = 1.21

SLENDERNES CHECK (governing permutation)

	Slenderness	Slenderness	Column	Governing
	Ratio	Limit Ratio	Condition	Permutation
Major Bending(M3)	24.826	99.966	N/A	N/A
Minor Bending(M2)	24.826	99.966	N/A	N/A

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR NEd, MEd2, MEd3 (governing permutation)

Rebar	Capacity	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
Area	Ratio	NEd	MEd3	MEd2	M3	M2
0.004	0.386	76.288	102.446	-103.551	1.526	1.526

FIRST-ORDER MOMENTS (governing permutation)

	End I	End J	Section	Mimp	M02	M01
	Moment	Moment	Moment	Moment	Moment	Moment
Major Bending(M3)	2.048	102.446	102.446	0.791	102.446	2.048
Minor Bending(M2)	4.066	-102.76	-102.76	0.791	-103.551	3.275

DESIGN DETAILS FOR ALL PERMUTATIONS CONSIDERED

Imperfection Direction	None	Pos. M3	Neg. M3	Pos. M2	Neg. M2
MAJOR BENDING (M3)					
(Analysis) Mana	102.446	102.446	102.446	102.446	102.446
(Imperfection) Mimp	0	0.791	-0.791	0	0
Mai = Mana + Mimp	N/A	103.237	101.655	102.446	102.446
(Minimum) Mmin	N/A	1.526	1.526	1.526	1.526
M3des1 = Mai or Mmin	N/A	103.237	101.655	102.446	102.446
(Neg. Moment Capacity) MRd-	-338.591	-338.591	-338.591	-338.591	-338.591
(Pos. Moment Capacity) MRd+	338.591	338.591	338.591	338.591	338.591
MINOR BENDING (M2)					
Mana	-102.76	-102.76	-102.76	-102.76	-102.76
Mimp	0	0	0	0.791	-0.791
Mai = Mana + Mimp	N/A	-102.76	-102.76	-101.969	-103.551
Mmin	N/A	1.526	1.526	1.526	1.526
M2des1 = Mai or Mmin	N/A	-102.76	-102.76	-101.969	-103.551
MRd-	-338.591	-338.591	-338.591	-338.591	-338.591
MRd+	338.591	338.591	338.591	338.591	338.591
DEMAND/CAPACITY PMM RATIO					
(M3des1, M2des1) PMM Ratio	0.384	0.386	0.383	0.382	0.386
(M3des1, M2des1) PMM Governs	No	No	No	No	Yes

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

Rebar	Shear	Shear	Shear	Tan(Theta)
Asw/s	VED	VRdc	VRds	Ratio

Major Shear (V2)	0.	42.429	188.5	0.	0.
Minor Shear (V3)	0.	65.189	188.5	0.	0.

AXIAL COMPRESSION RATIO

Conc.Capacity	CompRatio	CompRatio	Seismic	CompCheck	Ratio
A*fcd	Ned/ (A*fcd)	Limit	Load?	Needed?	OK?
6000.	0.049	0.55	No	No	Yes

JOINT SHEAR DESIGN

	Joint Shear	Shear	Shear	Shear	Shear	Joint
	Ash	VED, Top	Vjhd	Vrd, Conc	Ratio	Area
Major Shear (V2)	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N
Minor Shear (V3)	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A

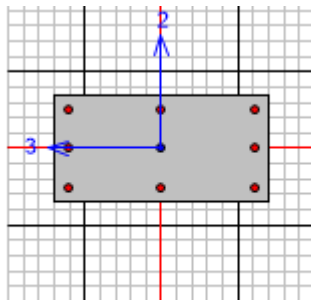
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major	Minor
Ratio	Ratio
N/A	N/A

Notes:

N/A: Not Applicable
N/C: Not Calculated
N/N: Not Needed

Pranojme armimin 14 Φ 16 dhe stafa Φ 10 /10/20 per te gjitha kolonat 60x60cm.



Eurocode 2-2004 COLUMN SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, cm, C (Summary)

L=170.

Element	: 15	B=70.	D=60.	dc=6.703
Section ID	: Kolonat	E=3100.	fck,cyl=2.5	Lt.Wt. Fac.=1.
Combo ID	: UDCON21	fyk=41.369	fywk=41.369	
Station Loc	: 170.	RLLF=1.	SOM: Nominal Curvature	
Combo Eq.	: Eq. 6.10			

Gamma (Concrete):	1.5	AlphaCC = 1.	AlphaCT = 1.
Gamma (Steel)	1.15	AlphaLCC = 0.8	AlphaLCT = 0.8
Gamma (cE)	1.2	Alpha_e = 15.	phi_ef = 1.21

SLENDERNESS CHECK (governing permutation)

	Slenderness	Slenderness	Column	Governing
	Ratio	Limit	Condition	Permutation
Major Bending (M3)	11.778	120.876	N/A	N/A
Minor Bending (M2)	5.889	121.155	N/A	N/A

AXIAL FORCE & BIAxIAL MOMENT DESIGN FOR NEd, MEd2, MEd3 (governing permutation)

Rebar	Capacity	Design	Design	Design	Minimum	Minimum
Area	Ratio	NEd	MEd3	MEd2	M3	M2
62.689	0.844	165.251	-7475.236	-88542.981	330.503	550.838

FIRST-ORDER MOMENTS (governing permutation)

	End I Moment	End J Moment	Section Moment	Mimp Moment	M02 Moment	M01 Moment
Major Bending(M3)	-4806.236	-7475.236	-7475.236	70.232	-7475.236	-4806.236
Minor Bending(M2)	-56642.358	-88472.749	-88472.749	70.232	-88542.981	-56712.59
DESIGN DETAILS FOR ALL PERMUTATIONS CONSIDERED						
Imperfection Direction	None	Pos. M3	Neg. M3	Pos. M2	Neg. M2	
MAJOR BENDING (M3)						
(Analysis)	Mana	-7475.236	-7475.236	-7475.236	-7475.236	-7475.236
(Imperfection)	Mimp	0	70.232	-70.232	0	0
Mai = Mana + Mimp		N/A	-7405.005	-7545.468	-7475.236	-7475.236
(Minimum)	Mmin	N/A	330.503	330.503	330.503	330.503
M3des1 = Mai or Mmin		N/A	-7405.005	-7545.468	-7475.236	-7475.236
(Neg. Moment Capacity) MRd-		-47572.752	-47572.752	-47572.752	-47572.752	-47572.752
(Pos. Moment Capacity) MRd+		47572.752	47572.752	47572.752	47572.752	47572.752
MINOR BENDING (M2)						
	Mana	-88472.749	-88472.749	-88472.749	-88472.749	-88472.749
	Mimp	0	0	0	70.232	-70.232
Mai = Mana + Mimp		N/A	-88472.749	-88472.749	-88402.518	-88542.981
	Mmin	N/A	5.508	5.508	5.508	5.508
M2des1 = Mai or Mmin		N/A	-88472.749	-88472.749	-88402.518	-88542.981
	MRd-	-105949.858	-105949.858	-105949.858	-105949.858	-105949.858
	MRd+	105949.858	105949.858	105949.858	105949.858	105949.858
DEMAND/CAPACITY PMM RATIO						
(M3des1, M2des1) PMM Ratio		0.844	0.843	0.844	0.843	0.844
(M3des1, M2des1) PMM Governs		No	No	No	No	Yes
SHEAR DESIGN FOR V2,V3						
	Rebar	Shear	Shear	Shear	Tan (Theta)	
	Asw/s	VED	VRdc	VRds	Ratio	
Major Shear (V2)	0.52	728.325	328.608	728.325	0.	
Minor Shear (V3)	0.167	505.249	316.924	505.249	0.	
AXIAL COMPRESSION RATIO						
	Conc.Capa	CompRatio	CompRatio	Seismic	CompCheck	Ratio
	A*fcd	Ned/ (A*fcd)	Limit	Load?	Needed?	OK?
	8333.333	0.092	0.55	Yes	Yes	Yes
JOINT SHEAR DESIGN						
	Joint Shear	Shear	Shear	Shear	Shear	Joint
	Ash	VED, Top	Vjhd	Vrd, Conc	Ratio	Area
Major Shear (V2)	34.97	0.	1048.29	3037.333	0.345	2278.
Minor Shear (V3)	21.87	0.	957.7	5600.	0.171	4200.
(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS						
	Major	Minor				
	Ratio	Ratio				
	N/A	N/A				

Notes:

N/A: Not Applicable
 N/C: Not Calculated
 N/N: Not Needed

Pranojme armimin 14Φ 16 dhe stafa Φ 10 /10/20 per te gjitha kolonat 60x70cm

6.3.3 Kontrolli i trareve

Me poshte paraqet sipërfaqja e armimit te trareve te godines:

Longitudinal Reinforcing Area (Eurocode 2-2004)

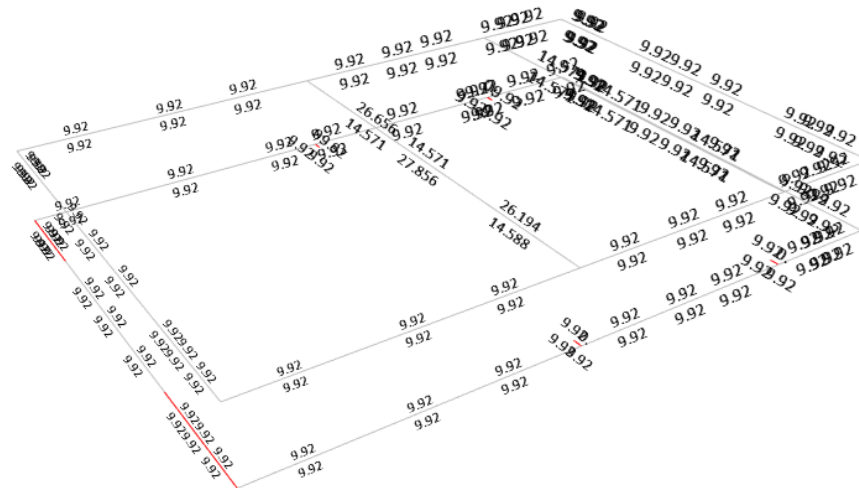
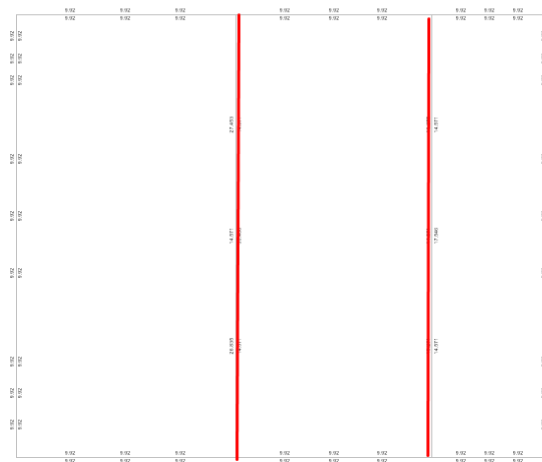
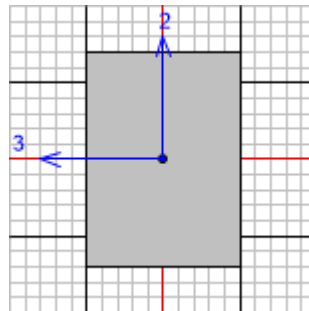


Figura 10 – Armimi i trareve i shprehur ne cm^2



Traret me te kuqe 50x100, traret me gri 50x50 cm

Pranojme armimin $6\Phi 20$ lart dhe poshte dhe stafa $\Phi 10/10$ per te gjithe traret. 50x70 cm



Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, cm, C (Summary)

L=680.
 Element : 37 D=50. B=50. bf=50.
 Section ID : Traret 50x50 ds=0. dct=6. dcb=6.
 Combo ID : COMB3 E=3100. fck=2.5 Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 680. fyk=41.369 fywk=41.369

Gamma (Concrete): 1.5
 Gamma (Steel) : 1.15

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment
8026.661	-16053.322

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	9.92	0.	7.145	9.92
Bottom (-2 Axis)	9.92	3.528	0.	9.92

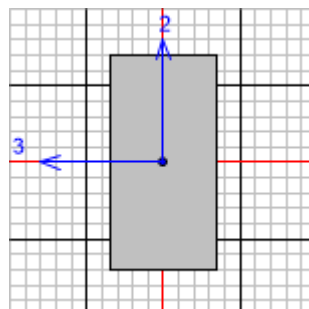
Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds	Tan(Theta) Ratio
0.064	132.543	118.474	132.543	1.

Torsion Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Asl	Torsion TEd	Critical T	Area Ak	Perimeter uk
0.047	4.481	3483.26	0.	1962.674	181.667

Pranojme armimin 8 Φ 16 lart dhe poshte dhe stafa Φ 10 /10 per gjithe traret 50x50 cm



Eurocode 2-2004 BEAM SECTION DESIGN Type: DC HIGH MRF Units: KN, cm, C (Summary)

L=1150.
 Element : 32 D=100. B=50. bf=50.
 Section ID : Traret 50x100 ds=0. dct=6. dcb=6.
 Combo ID : UDCON21 E=3100. fck=2.5 Lt.Wt. Fac.=1.
 Station Loc : 570. fyk=41.369 fywk=41.369

Gamma (Concrete): 1.5
 Gamma (Steel) : 1.15

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment
88169.667	-21154.959

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	14.571	0.	6.349	14.571
Bottom (-2 Axis)	27.856	27.856	0.	14.571

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds	Tan(Theta) Ratio
0.048	122.824	202.425	147.13	1.

Torsion Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Asl	Torsion TEd	Critical T	Area Ak	Perimeter uk
0.	0.467	400.048	10898.911	2777.778	233.333

Pranojme armimin 8 Φ 25 dhe 2 Φ 20 lart dhe poshte dhe stafa Φ 10 /10 per gjithe traret 50x100 cm.

6.3.4 Kontrolli i soletave

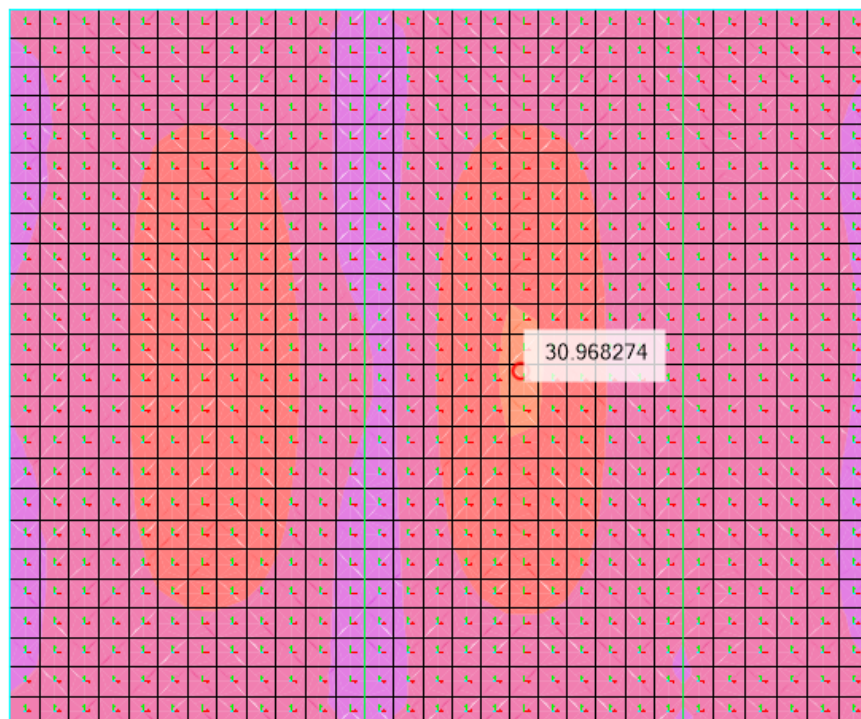


Figura 11 – Momenti perkules sipas Y ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=31$ kNm/m

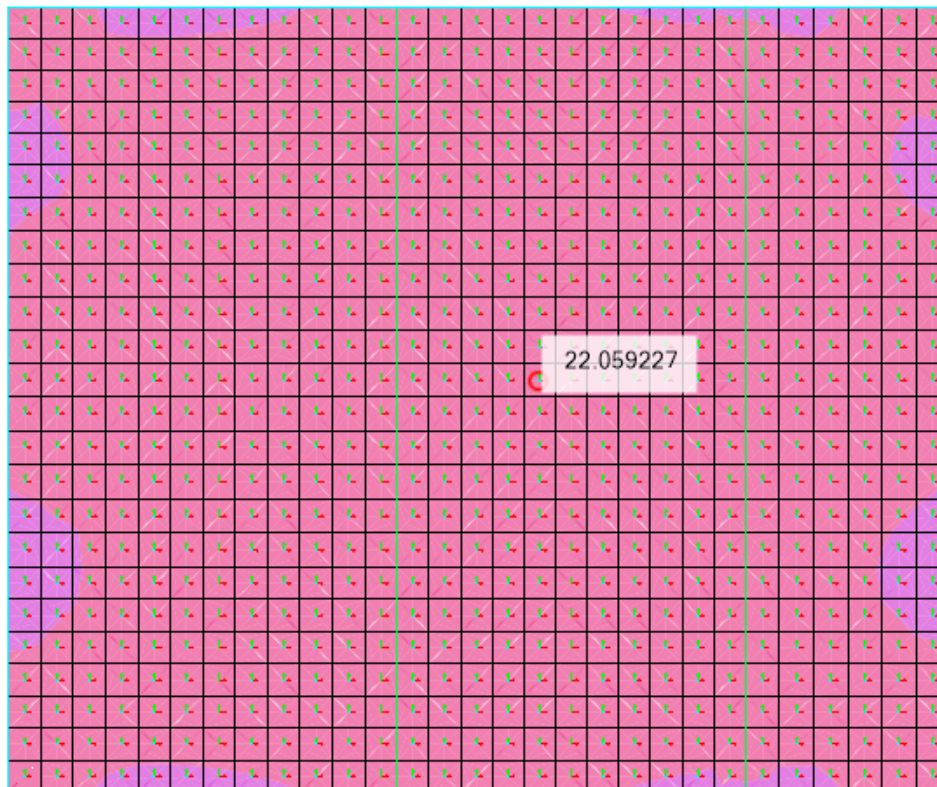
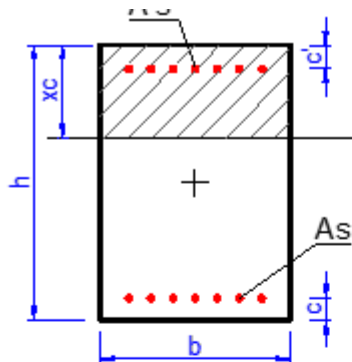


Figura 12 – Momenti perkules sipas X ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=23 \text{ kNm/m}$



Gjeometria e seksionit [cm]		
Lartësia	h	20
Gjerësia	b	100

Sforcimet		
M	32	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	12	7.46	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.46	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa mbrojtëse [cm]
6.6	12	7.46	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		7.46	

Materialet								
C25/30	γ_c	α_{cc}	Rck [Mpa]	fck [Mpa]	fcd [Mpa]	fcd/fck	ϵ_{c2}	ϵ_{cu2}
	1.5	0.85	30	25	14.2	1.0	0.200%	0.350%
B500C	γ_s	Es [Mpa]	fyk [Mpa]	fyd [Mpa]	ϵ_{ys}	ϵ_{yk}	α_s	$\epsilon_{sd} = \epsilon_{yk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante

☐ e konstante

Llogarit

N final

0.0 [kN]

xc

3.99 [cm]

M final

47.7 [kNm]

Faktori i sigurisë

1.49

Nga verifikimi rezulton se seksioni i soletes me dimensione 20cm x100cm dhe me armim $\Phi 12/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=47.7\text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=32\text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.

6.3.5 Kontrolli i konsolit te shkurter



Figura 13 – Momenti perkules ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=76$ kNm/m

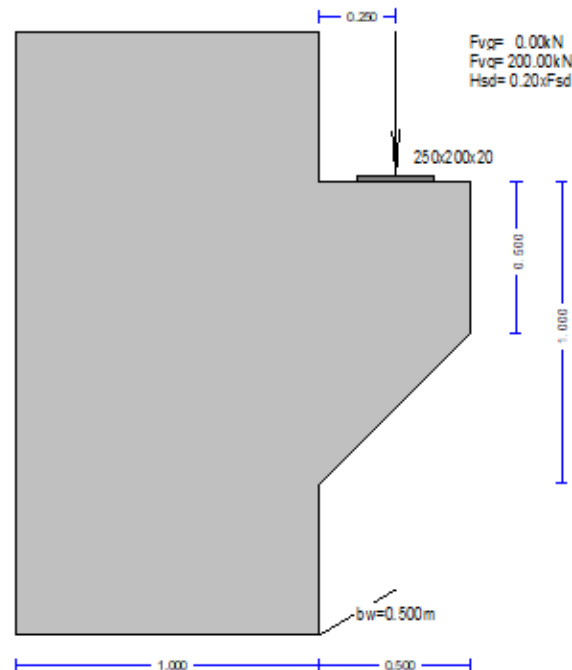


Figura 14 – Forca prerese ne kN per kombinimin ULS, $V_{max}=308$ kN

Corbel/Bracket

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

C25/30 - B500C



Concrete-Steel class: C25/30-B500C

Environmental class : XC1

Concrete cover : Cnom=30 mm

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.35$, $\gamma_Q=1.50$

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$ MPa

$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa

(EC2 §3)

(EC2 §4.4.1)

(EC2 §4.4.1)

(EC2 Table 2.1N)

(EC0 Annex A1)

(EC2 §3.1.6)

(EC2 §3.2.7)

1.1. Dimensions and loads

Dimensions $h_w=1.000$ m, $b_w=0.500$ m, $b_c=0.500$ m

$h_c=1.000$ m, $h_d=0.500$ m, $a_c=0.250$ m

Bearing plate $b_x h_x t = 250 \times 200 \times 20$ mm

Dead load $F_{vg}=0.00$ kN, Live load $F_{vq}=200.00$ kN

Horizontal force $H_{ed}=0.200 \times F_{ed}$

1.2. Design model (EC2 §5.6.4, §6.5, J.3)

$a_c < 0.40 h_c$ ($0.250 < 0.40 \times 1.000 = 0.400$ m)

conditions of short corbel

dimensioning with $h_c = 2.50 \times a_c = 2.50 \times 0.250 = 0.625$ m

Design using a strut-and-tie model with strut the compressive stress field and tie the reinforcement

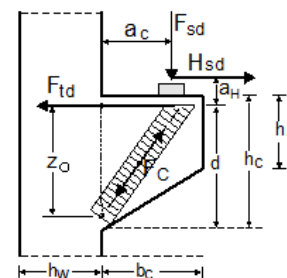
$d = h - C_{nom} - 2\phi = 625 - 30 - 2 \times 20 = 555$ mm, $d = 0.555$ m

$a_H = C_{nom} + 2\phi + t = 30 + 2 \times 20 + 20 = 90$ mm, $a_H = 0.090$ m

$d/a_c = 0.555 / 0.250$, $\theta = 65.8^\circ$, $\tan \theta = 2.22$

$F_{ed} = 1.35 \times 0.00 + 1.50 \times 200.00 = 300.00$ kN

$H_{ed} = 0.20 \times 300.00 = 60.00$ kN



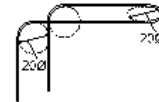
1.3. Concrete strut capacity V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_1 \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$,
 $V_{ed}/\max(V_{rdmax}) = 0.08$, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot \theta = 2.50$ $\tan \theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 25.0 < 60 \text{ MPa}$ $v_1 = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 25/250] = 0.540$, $f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 500 \times 0.9 \times 555 \times 0.540 \times 14.17 / 2.90 = 659.0 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 75.0 \text{ kN} < 659.0 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

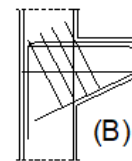
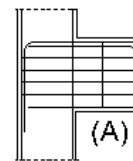
1.4. Force in tie

$z_o = d(1 - 0.4V_{ed}/V_{rdmax}) = 0.555 \times (1 - 0.4 \times 75.0/659.0) = 0.530 \text{ m}$
 Force in tie $F_{td} = F_{ed} \cdot a_c / z_o + H_{ed} \cdot (a_H + z_o) / z_o$
 $F_{td} = 75.0 \times 0.250 / 0.530 + 15.0 \times (0.090 + 0.530) / 0.530 = 52.94 \text{ kN}$
 $A_{s, req} = F_{td} / f_{yd} = 10 \times 52.94 / 435 = 1.22 \text{ cm}^2$
 Main tension reinforcement (looped) $1\Phi 20$ (6.28 cm^2)



1.5. Links (EC2 Annex J.3)

$a_c/h_c = 0.250/0.625 = 0.400 < 0.50$
 Horizontal closed links Figure A
 or inclined links, Figure B
 Total area $A_{sw} = 0.25 \times 1.22 \text{ cm}^2 = 0.31 \text{ cm}^2$
 Use closed links $2\Phi 12$ (4.52 cm^2)



1.6. Check pressure under bearing plate

(EC2 §6.5.4.b)

Mean concrete compressive stress $\sigma_c = F_{ed}/A_c \leq \sigma_{rdmax} = 0.60v \cdot f_{cd}$ $v = 1 - f_{ck}/250$ (Eq.6.56, 6.57N)
 $\sigma_c = 1000 \times 75.0 / (250 \times 150) = 2.00 < 0.54 \times 14.17 = 7.65 \text{ N/mm}^2$ the check is verified

1.7. Reinforcement anchorage

(EC2 §8.4)

Minimum mandrel diameter of main reinforcement $7 \times 20 = 140 \text{ mm}$ (EC2 Table 8.1N)
 Required corbel width $b_{req} = 1.50 \times 140 + 2 \times 20 + 2 \times 30 = 310 \text{ mm}$

Basic required anchorage length (EC2 Eq.8.3)

$l_{b, reqd} = (\sigma_{sd} / f_{bd}) \times (20/4) \times (84/2.30) = 183 \text{ mm}$

$\sigma_{sd} = 1000 \times 52.94 / 628 = 84 \text{ MPa}$ $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk} \times 0.05 / \gamma_c) = 2.30 \text{ MPa}$ (EC2 §8.4.2)

Design anchorage length $l_{bd} = 1.00 \times 183 = 183 \text{ mm}$, $C_{nom} = 30 \text{ mm} < 3\phi = 60 \text{ mm}$ (EC2 §8.4.4, T.8.2)

Minimum anchorage length $l_{b, min} = \max(0.30l_{b, reqd}, 10\phi, 100 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$

Necessary anchorage length of main reinforcement $L_{bd} = 200 \text{ mm} = 0.200 \text{ m}$

Nga verifikimi, per armimin e konsolit te shkurter nen veprimin e nje ngarkese vinçure prej 5 Ton ose 50 kN, armatura e pranuar eshte $4\Phi 20$ dhe stafa $\Phi 12/10$.

6.3.6 Kontrolli depos se ujit

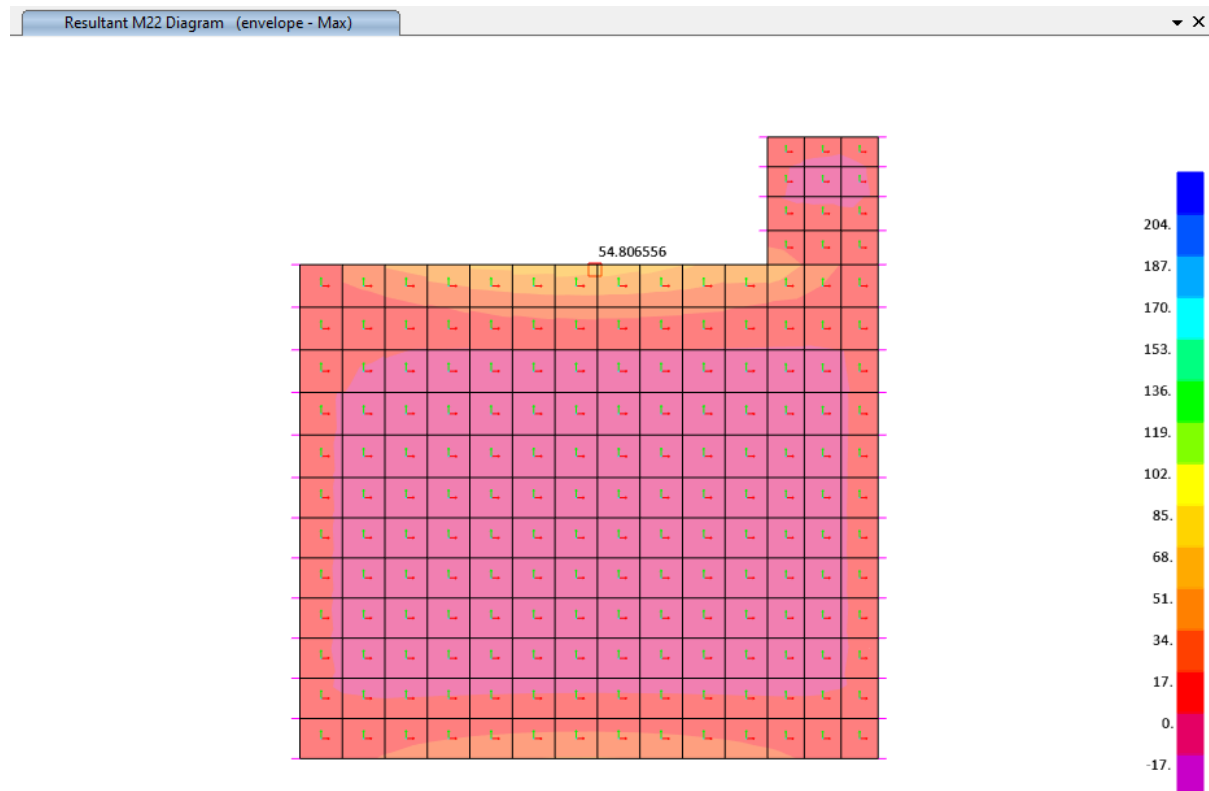


Figura 15 – Momenti perkules ne themelin e depos ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=55 \text{ kNm/m}$

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002,)

$h=0.300 \text{ m}$, $\Phi 12/20.0$ ($5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Concrete-Steel class: C25/30-B500C (EC2 §3)

Environmental class: XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=30 \text{ mm}$ (EC2 §4.4.1)

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=0.85 \times 25 / 1.50=14.17 \text{ MPa}$ (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s=500 / 1.15=435 \text{ MPa}$ (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.300 m , reinforcement $\Phi 12/20.0$ ($5.65 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\Phi/2=30+12/2=36 \text{ mm}$, $d=300-36=264 \text{ mm}$

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations: 3). From internal force equilibrium we have:

$\xi_c=3.28(o/o)$, $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.797$, $x=33.0 \text{ mm}$, $x/d=0.125$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x=0.001 \times 0.797 \times 14.17 \times 1000 \times 33.0=-372.7 \text{ kN}$

$\xi_s=20.00(o/o) > 2.18=\xi_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd}=0.00057 \times 1027 \times 435.0=255 \text{ kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.411$, $z=264-0.411 \times 32.98=229 \text{ mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.229 \times 255=60 \text{ kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d=60 \text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione $30 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ dhe me armim $\Phi 12/20$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=60 \text{ kNm/m}$. Pranojme armim ne perkulje $\Phi 12/20$ dhe stafa ne forme “C” $\text{st} \Phi 8/60 \times 60$.

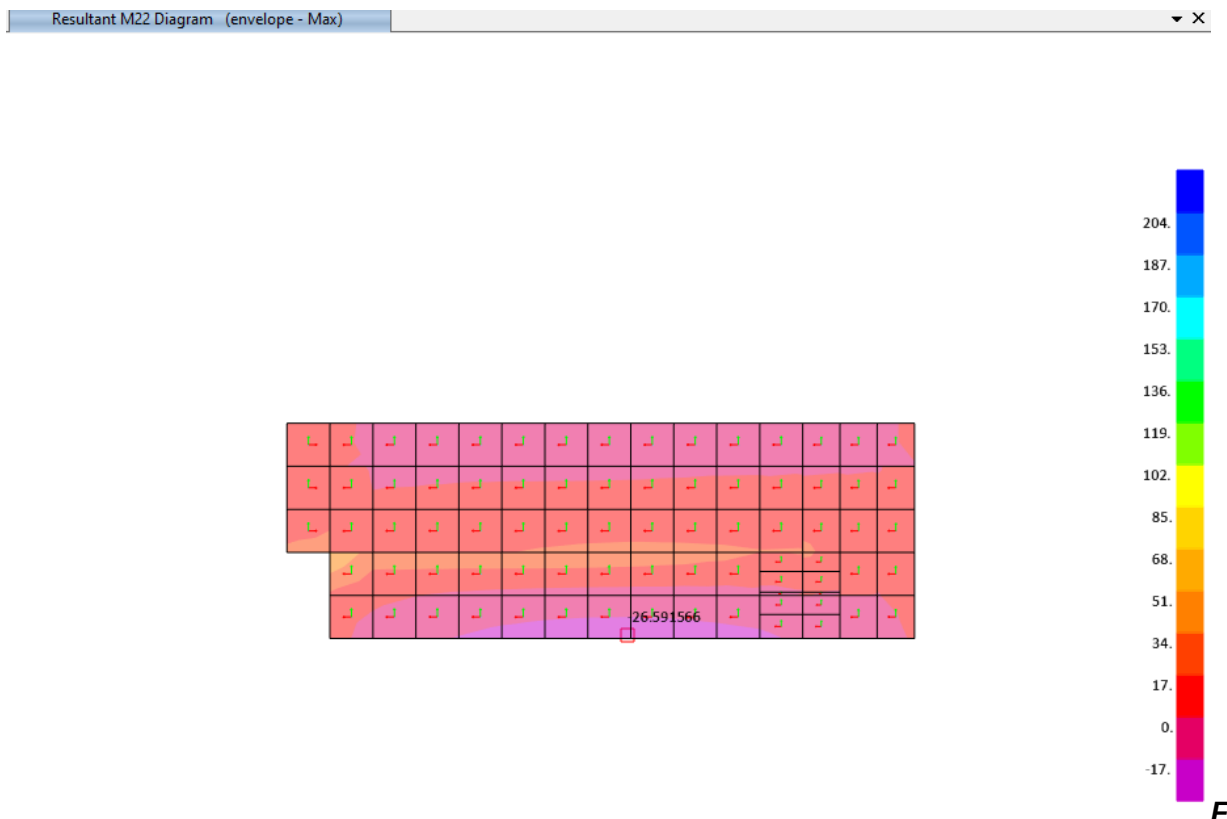


figura 16 – Momenti perkules ne muret e depos ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=23$ kNm/m

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002 ,)

$h=0.300$ m, $\phi 12/20.0$ ($5.65\text{cm}^2/\text{m}$)

Concrete-Steel class: C25/30-B500C (EC2 §3)

Environmental class: XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=30$ mm (EC2 §4.4.1)

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc}\cdot f_{ck}/\gamma_c=0.85\times 25/1.50=14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk}/\gamma_s=500/1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.300 m, reinforcement $\phi 12/20.0$ ($5.65\text{cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi/2=30+12/2=36\text{mm}$, $d=300-36=264\text{mm}$

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations: 3). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.28$ (o/oo), $F_c=\alpha\cdot f_{cd}\cdot b\cdot x$, $\alpha=0.797$, $x=33.0\text{mm}$, $x/d=0.125$

$F_c=-\alpha\cdot f_{cd}\cdot b\cdot x=0.001\times 0.797\times 14.17\times 1000\times 33.0=-372.7\text{kN}$

$\epsilon_s=20.00$ (o/oo) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s\cdot f_{yd}=0.00057\times 1027\times 435.0=255\text{kN}$

$z=d-K_a\cdot x$, $K_a=0.411$, $z=264-0.411\times 32.98=229\text{mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z\cdot F_s=0.229\times 255=60$ kNm

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d=60$ kNm /m

Nga verifikimi rezulton se seksioni i murit me dimensione $30\text{cm}\times 100\text{cm}$ dhe me armim $\phi 12/20$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=60$ kNm/m. Pranojme armim ne perkulje $\phi 12/20$ dhe stafa ne forme “C” $\text{st}\phi 8/60\times 60$.

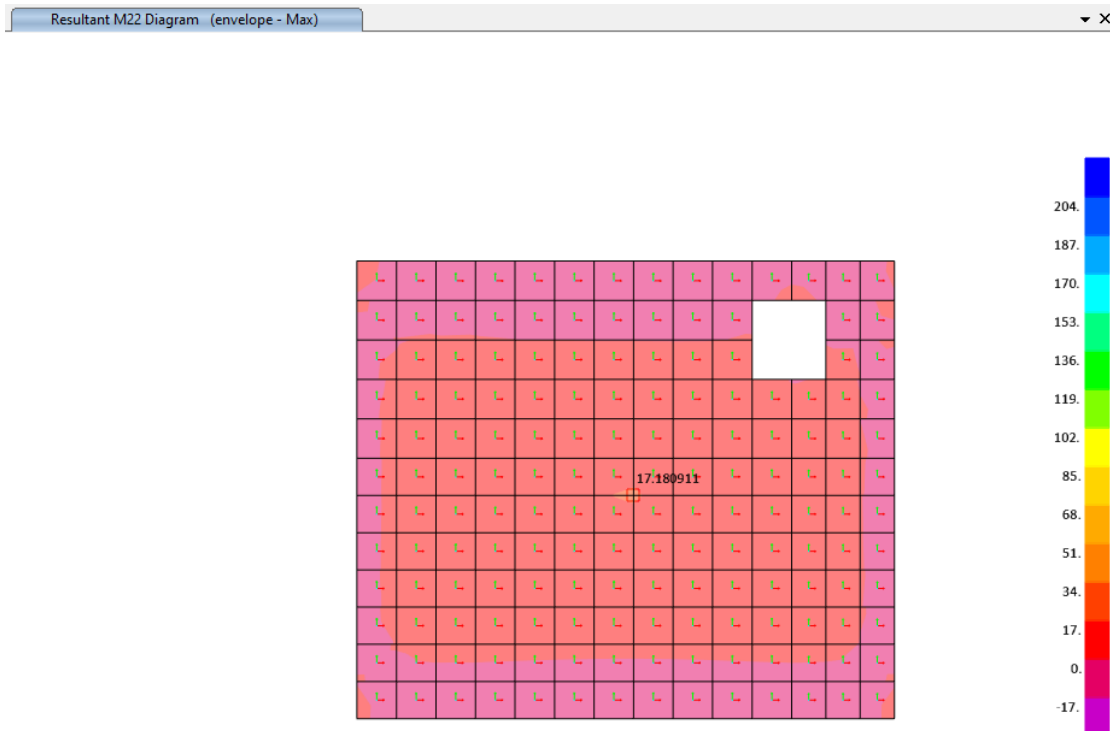


Figura 17 – Momenti perkules ne soleten e depos ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=17$ kNm/m

Moment capacity of slab section

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002 ,)

$h=0.300$ m, $\phi 12/20.0$ ($5.65\text{cm}^2/\text{m}$)

Concrete-Steel class: C25/30-B500C (EC2 §3)

Environmental class: XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=30$ mm (EC2 §4.4.1)

$\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1N)

$f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c=0.85 \times 25 / 1.50=14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)

$f_{yd}=f_{yk} / \gamma_s=500 / 1.15=435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions and loads

Slab thickness 0.300 m, reinforcement $\phi 12/20.0$ ($5.65\text{cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\phi/2=30+12/2=36\text{mm}$, $d=300-36=264\text{mm}$

Cross section moment capacity (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

(iterations: 3). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.28$ (o/ oo) , $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.797$, $x=33.0\text{mm}$, $x/d=0.125$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x=0.001 \times 0.797 \times 14.17 \times 1000 \times 33.0=-372.7\text{kN}$

$\epsilon_s=20.00$ (o/ oo) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd}=0.00057 \times 1027 \times 435.0=255\text{kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.411$, $z=264-0.411 \times 32.98=229\text{mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.229 \times 255=60$ kNm

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d=60$ kNm /m

Pranojme armim $\phi 12/20$ per soletat ne te dy drejtimet zgara baze siper dhe poshte.