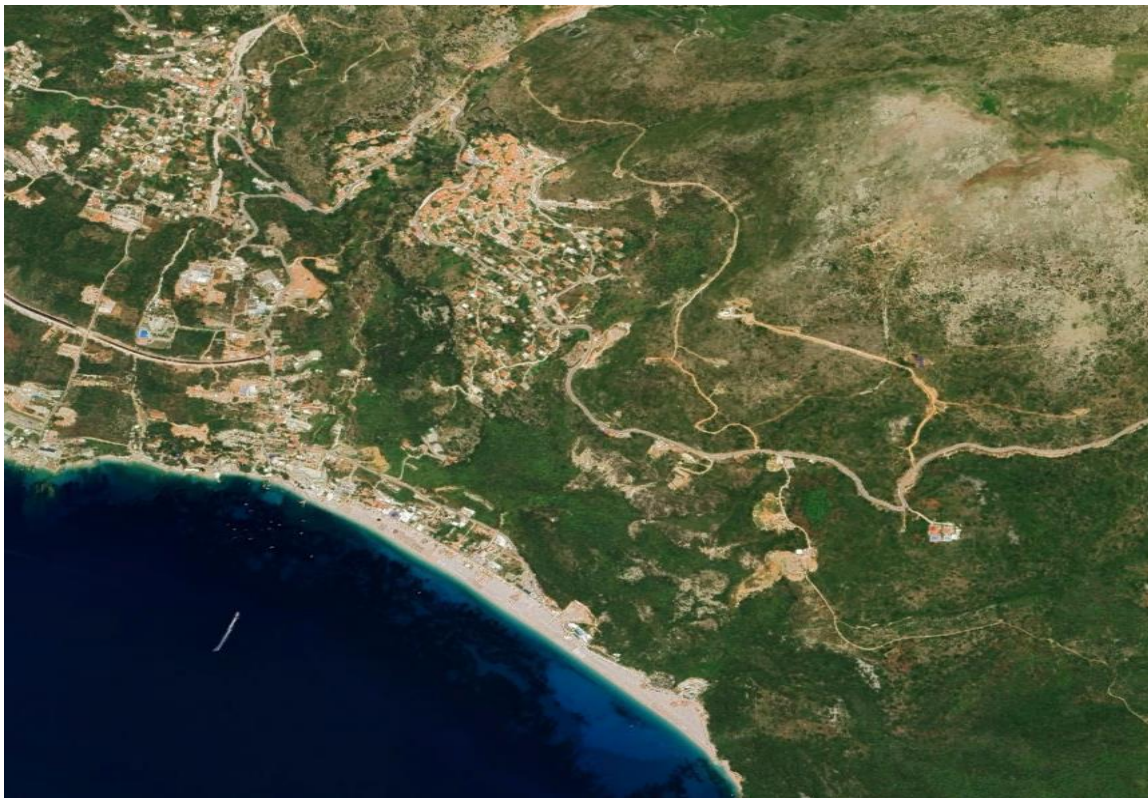




*Projekt - Zbatimi “Implant i Trajtimit të Ujërave të
Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”*

Relacioni Konstruktiv
Stacionet e Pompave për Sedimentet
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	6
3.	MATERIALET DHE PARAMETRAT E DIZAJNIT	7
3.1.	MATERIALET	7
3.1.1	<i>Betoni</i>	7
3.1.2	<i>Shtresa mbrojtëse</i>	7
3.1.3	<i>Çeliku i armimit</i>	7
3.2.	REZISTENCA E PROJEKTIMIT	7
3.2.1	<i>Betoni</i>	7
3.2.2	<i>Çeliku i armimit</i>	7
4.	ANALIZA E NGARKESAVE	9
4.1.	NGARKESA NGA PESHA VETJAKE:	9
4.2.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	9
4.3.	PRESIONI NGA MBUSHJA ANASH MUREVE:	9
4.4.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	10
4.4.1	<i>Spektri i reagimit elastik horizontal</i>	11
4.4.2	<i>Spektri i reagimit elastik vertikal</i>	12
4.4.3	<i>Spektri i projektimit për analizën elastike (horizontal)</i>	12
5.	KOMBINIMET E NGARKESAVE	15
5.1.	KOMBINIMET E NGARKESAVE – TË PËRGJITHSHME	15
5.2.	KOMBINIMI I NGARKESAVE TË PROJEKTIMIT SIPAS EC2	16
5.3.	KOMBINIMET SIZMIKE	16
6.	REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET	17
6.1.	PERIODA E STRUKTURES	17
6.2.	EFEKTET E RENDIT TË DYTË	18
6.2.1	<i>Kufizimi i dëmeve</i>	18
6.3.	PROJEKTIMI ULS DHE KONTROLLET	20
6.3.1	<i>Kontrolli i pllakes se themelit</i>	20
6.3.2	<i>Kontrolli i kolonave</i>	22
6.3.3	<i>Kontrolli i trareve</i>	26
6.3.4	<i>Kontrolli i soletave</i>	28
6.3.5	<i>Kontrolli i mureve</i>	29

1. PERSHKRIMI I STRUKTURES

Ky raport paraqet detajet e projektimit konstruktiv te Stacionit të Pompave per sedimentet pjese e projektit Studim Projektim “Impiant i Trajtimit të Ujërave të Ndotura dhe sistemi KUZ, Dhërmi”. Me poshte tregohen vizatime me gjeometrine e stacionit dhe pamje 3D te saj.

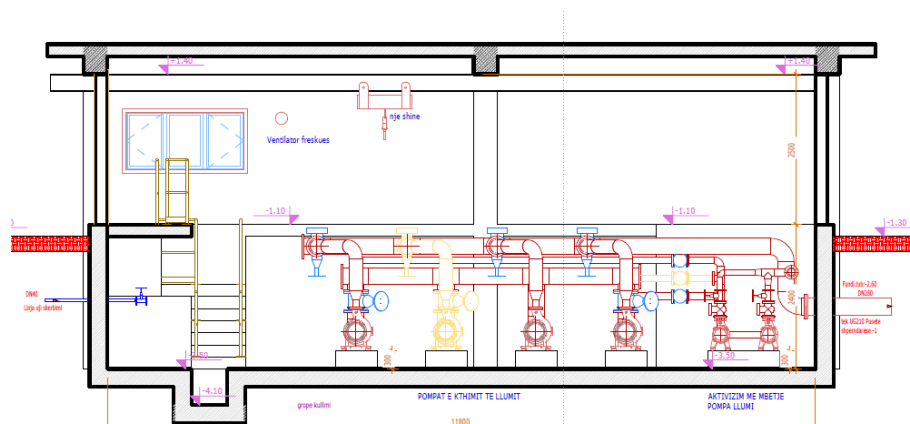


Figura 1 – Prerja terthore e stacionit te pompimit

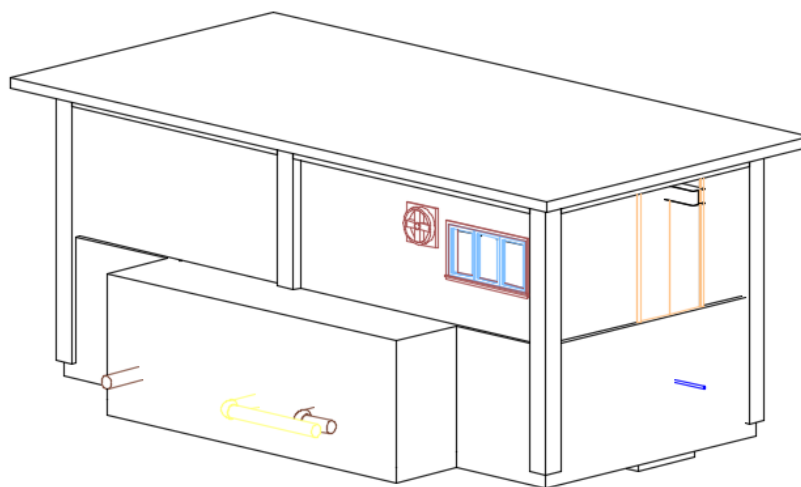


Figura 2 – Pamje 3D e stacionit te pompimit

Per modelimin e struktures eshte perdorur software me elemente të fundëm ETABS v20. Stacioni eshte modeluar si një strukturë hapsinore (tre dimensionale) nen veprim te ngarkesave statike dhe sizmike. Per kombinimin statik eshte perdorur analize statike lineare ndersa per kombinimin sizmik analize pseudo-statike meqense struktura eshte zhytur nen toke.

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 stacionit. Lidhje e pllakes se themelit me token eshte bere duke e kosideruar bazamentin me poshtë me anë të inkastrimit. Me poshte tregohet modeli i stacionit ne software ETABS:

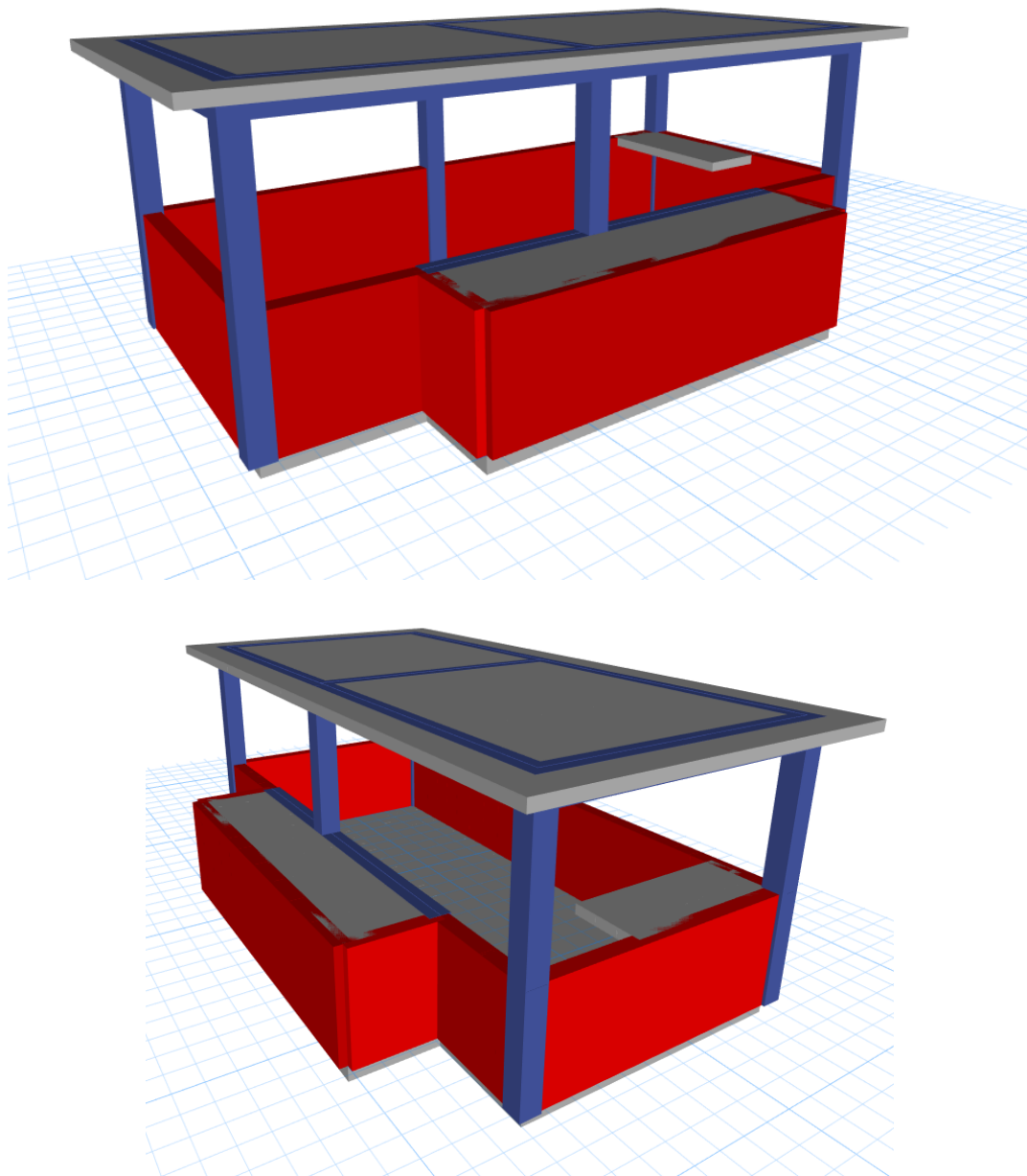


Figura 3 – Modelimi i stacionit ne software

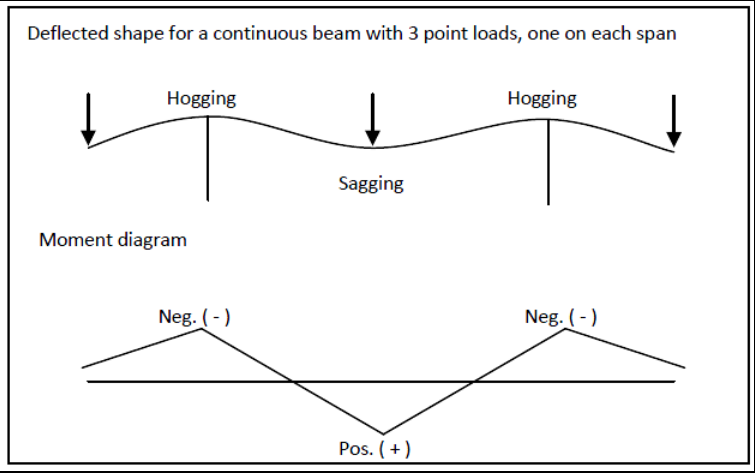
Veprimi	Elementi ramë	Elementi pllakë	Deflected shape for a continuous beam with 3 point loads, one on each span 
<i>Forcë aksiale</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
<i>Përkulje</i>			
Në mbështetje	(-)	(-)	
Në hapsirë	(+)	(+)	
<i>Sforcime</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
Drejtimi i veprimit 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 mbrojtese

- 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 në konsideratë 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 tarraces është konsideruar $g_1=3 \text{ kN/m}^2$. Ngarkesa nga pesha vetjake e muratures se tulles është konsideruar $g_2=11 \text{ kN/ml}$.

4.2. Ngarkesa e shfrytezimit

Kjo ndertese do të përdoret për përdorim industrial prandaj konsiderohet e kategorisë E2 sipas tabelës së mëposhtme:

Category	Specific use	Example
E1	Areas susceptible to accumulation of goods, including access areas	Areas for storage use including storage of books and other documents.
E2	Industrial use	

Tabela 2 – Tabela e kategorive të përdorimit të objektit

Categories of loaded areas	q_k [kN/m ²]	Q_k [kN]
Category E1	7.5	7.0

Tabela 3 – Tabela e vlerave të ngarkesave sipas çdo kategorie

Ngarkesa e përkoheshme e shfrytezimit të aplikuar në dyshemë do të jetë $q=7.5 \text{ kN/m}^2$.

4.3. Presioni nga mbushja anash mureve:

Meqenese godina është e zhytur në tokë, mbas ndërtimit të saj hapsira ndërmjet germimit dhe mureve është konsideruar të mbushet me çakell me parametrat fiziko-mekanike si më poshtë:

Pesha vëllimore	$\gamma =$	20	kN/m ³
Këndi i ferkimit të brendshëm:	$\phi =$	35	°
$K_0 = 1 - \sin \phi$ (koeficienti i shtytjes në gjendjen e qetesise)	K_0	0.426	

Presioni nga mbushja me çakell llogaritet në gjendjen e qetesise me anë të koeficientit k_0 . Ai ka një formë trekendore dhe varion nga 0 në sipërfaqje të tokës deri në $g =$

$k_0 \cdot \gamma \cdot h = 0.426 \cdot 20 \cdot 2.55 = 21.7 \text{ kN/m}^2$ në thellesinë e pllakes së themelit.

4.4. 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 $\gamma_I = 1.0$.

Ground type	Description of stratigraphic profile	Parameters		
		$v_{s,30}$ (m/s)	$N_{SP\Gamma}$ (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 ($a_g = \gamma_1 \cdot a_{gR}$);
- 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.

4.4.1 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)

4.4.2 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

4.4.3 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 te truallit sipas njesive administrative

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

$$a_g = y_l * a_{gR} = 1.0 * 0.399g = 0.399g$$

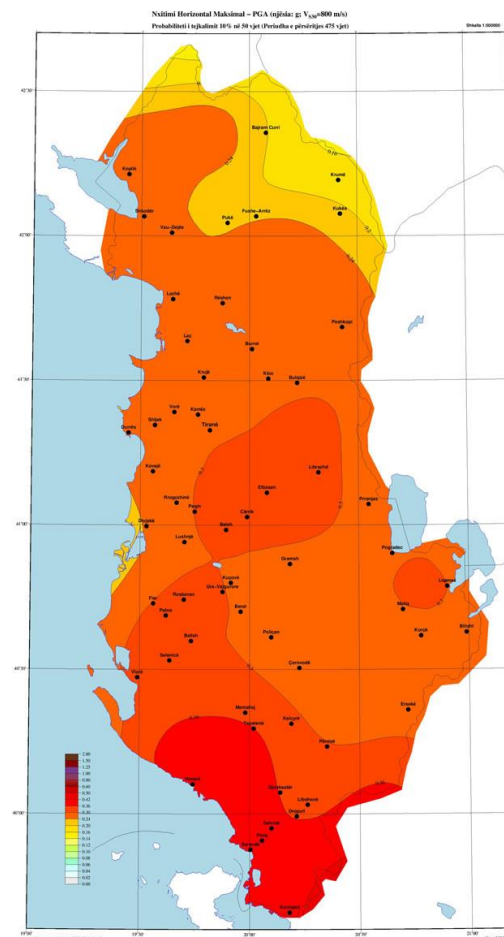


Figura 4 – Harta e nxitimit maskimal te truallit per Republiken e Shqiperise

5. KOMBINIMET E NGARKESAVE

5.1. KOMBINIMET E NGARKESAVE – TË PËRGJITHSHME

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

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

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 +0.60 m, kati përdhe	A	0.7	0.5	0.3	0.8	0.24
Kuota +4.00 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.

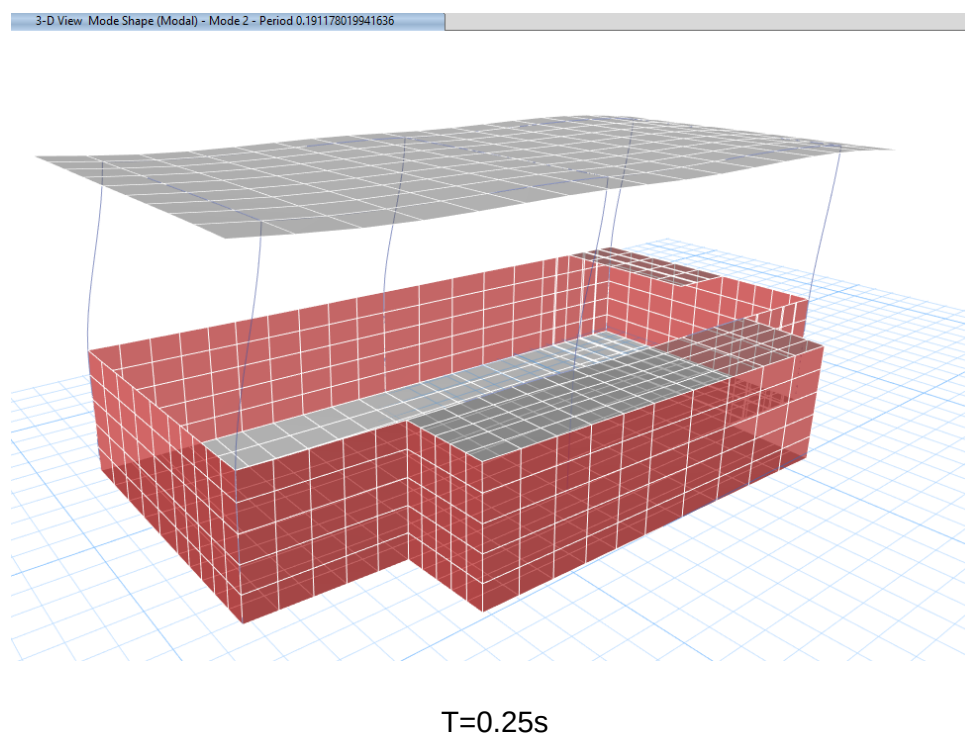
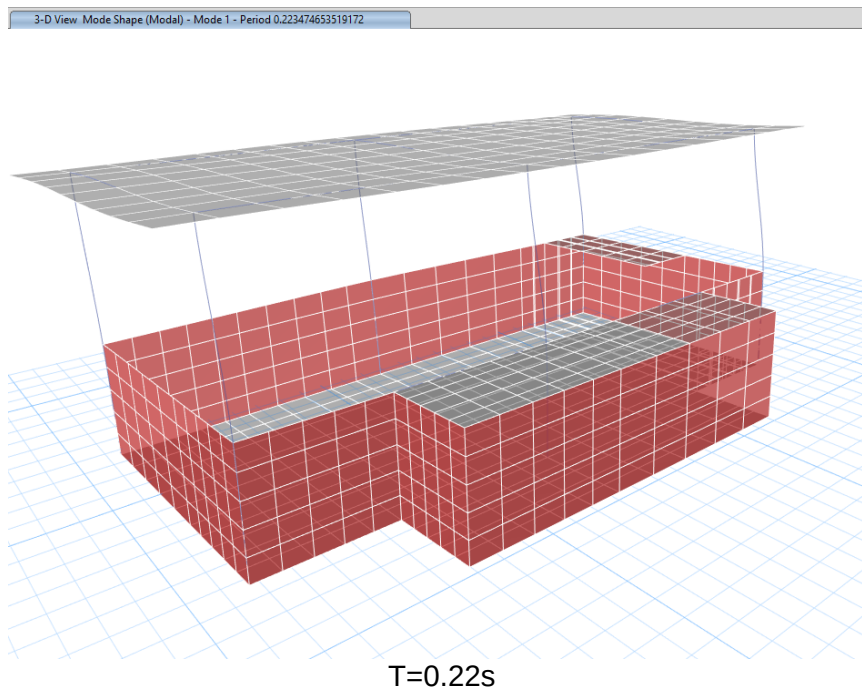
³Ku $\psi_{E,i} = \phi \cdot \psi_{2i}$. Shih EN 1998-1:2004 (4.2.4) Table 4.2

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

6. REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET

6.1. Perioda e strukture

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:



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	5.40

Nr.	KONTROLI			
1	Kontrolli i peridës së modit të parë në përkulje			
	H= 5.40 m	Ct= 0.075	$T1 \approx Ct \cdot H^{3/4}$	0.26 s

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 sizmik;
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 sizmike totale
h Është lartësia e nderkatit.

Nëse $0,1 < \theta \leq 0,2$, efektet e rendit të dytë mund të merren parasysh përafërsisht duke e shumëzuar veprimin e rëndësishëm sizmik 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-strukturalë me materiale të thyeshëm të lidhura me strukturën:

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

Për ndërtesa që kanë elementë jo-strukturalë duktil:

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

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

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

ku

d_r Është spostimi relativ ndërmjet 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.

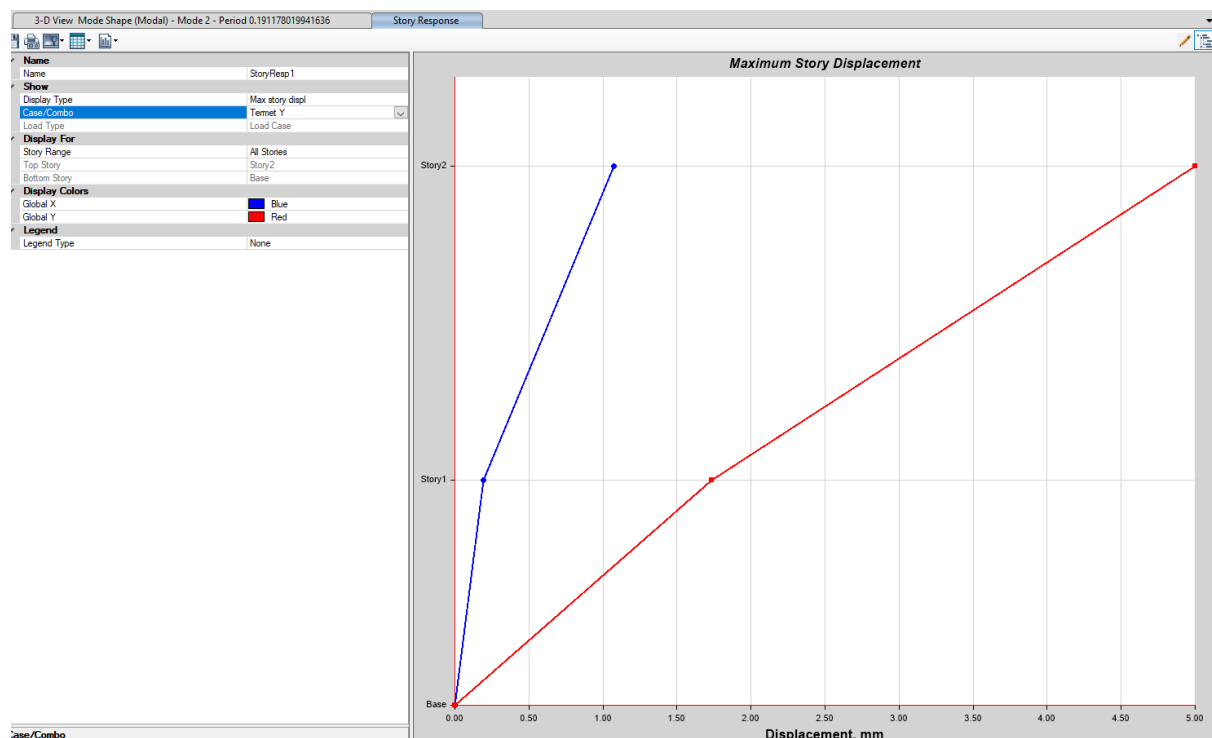
Do të supozohet se elementët jo-strukturalë, dhe lidhjet e tyre me strukturën do të kenë një natyrë jo duktile, dhe si rrjedhojë $d_r \cdot v \leq 0.005 \cdot h$, duke e konsideruar ndërtesën si klasë rëndësie II⁵ $v = 0.5$, dhe $d_r = d_{s,avg} = q \cdot d_e = 3.3 \cdot d_e$

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

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:



⁵Ndertesë të zakonshme

Nr.	KONTROLLI			
2	Kontrolli i drifteve $d_e X$ (m)			
	0.005	0.017	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet
Nr.	KONTROLLI			
3	Kontrolli i drifteve $d_e Y$ (m)			
	0.005	0.017	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet
Nr.	KONTROLLI			
4	Zhvendosjet maksimale Δ (m)			
	0.005	0.017	$\Delta_{\max} \leq 1/150H$	Verifikohet

Tabela 1: Driftet e llogaritura për spektrin e projektimit

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:

Plan View - Base - Z = 0 (m) Resultant M22 Diagram (Envelope) [kN-m/m] Story Response

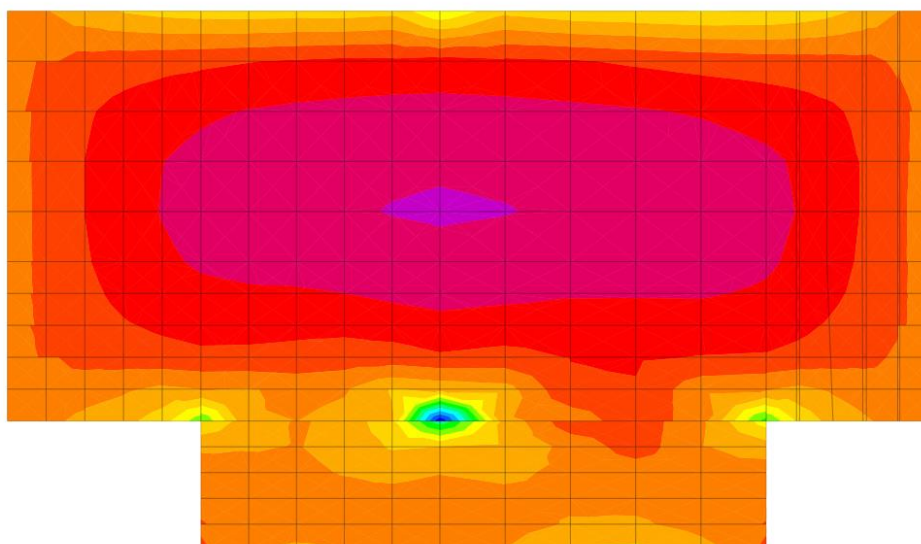


Figura 5 – Momenti perkules sipas Y ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=163 \text{ kNm/m}$

Plan View - Base - Z = 0 (m) Resultant M11 Diagram (Envelope) [kN-m/m] Story Response

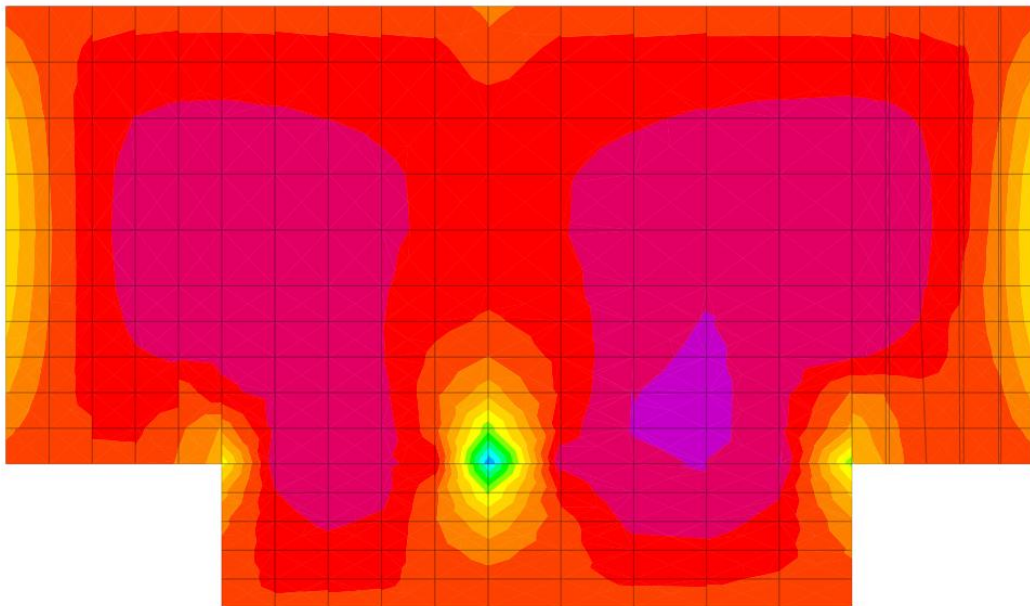


Figura 6 – Momenti perkules sipas X ne kNm per kombinimet ULS, $M_{max}=121 \text{ kNm/m}$

Kontrolli i armimit ne perkulje per pllaken e themelit:

Moment capacity of slab section

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

$h=0.300 \text{ m}$, $\emptyset 16/10.0$ ($20.10 \text{ cm}^2/\text{m}$)

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

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=50 \text{ mm}$ (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 $\emptyset 16/10.0$ ($20.10 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\emptyset/2=50+16/2=58 \text{ mm}$, $d=300-58=242 \text{ mm}$

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

(iterations:5). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=76.2 \text{ mm}$, $x/d=0.31$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 14.17 \times 1000 \times 76.2 = -874 \text{ kN}$

$\epsilon_s = 7.61$ (o/o) $> 2.18 = \epsilon_{y_s}$, $F_s=A_s \cdot f_{yd} = 0.001 \times 2010 \times 435.0 = 874 \text{ kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=242-0.416 \times 76.22=210 \text{ mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.210 \times 874 = 183.54 \text{ kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d= 183.54 \text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i themelit me dimensione 30cm x100cm dhe me armim $\Phi 16/10$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=183 \text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=163 \text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.

6.3.2 Kontrolli i kolonave

Me poshte paraqet diagrama e momenteve perkules dhe siperfaqja e armimit te kolonave te godines:

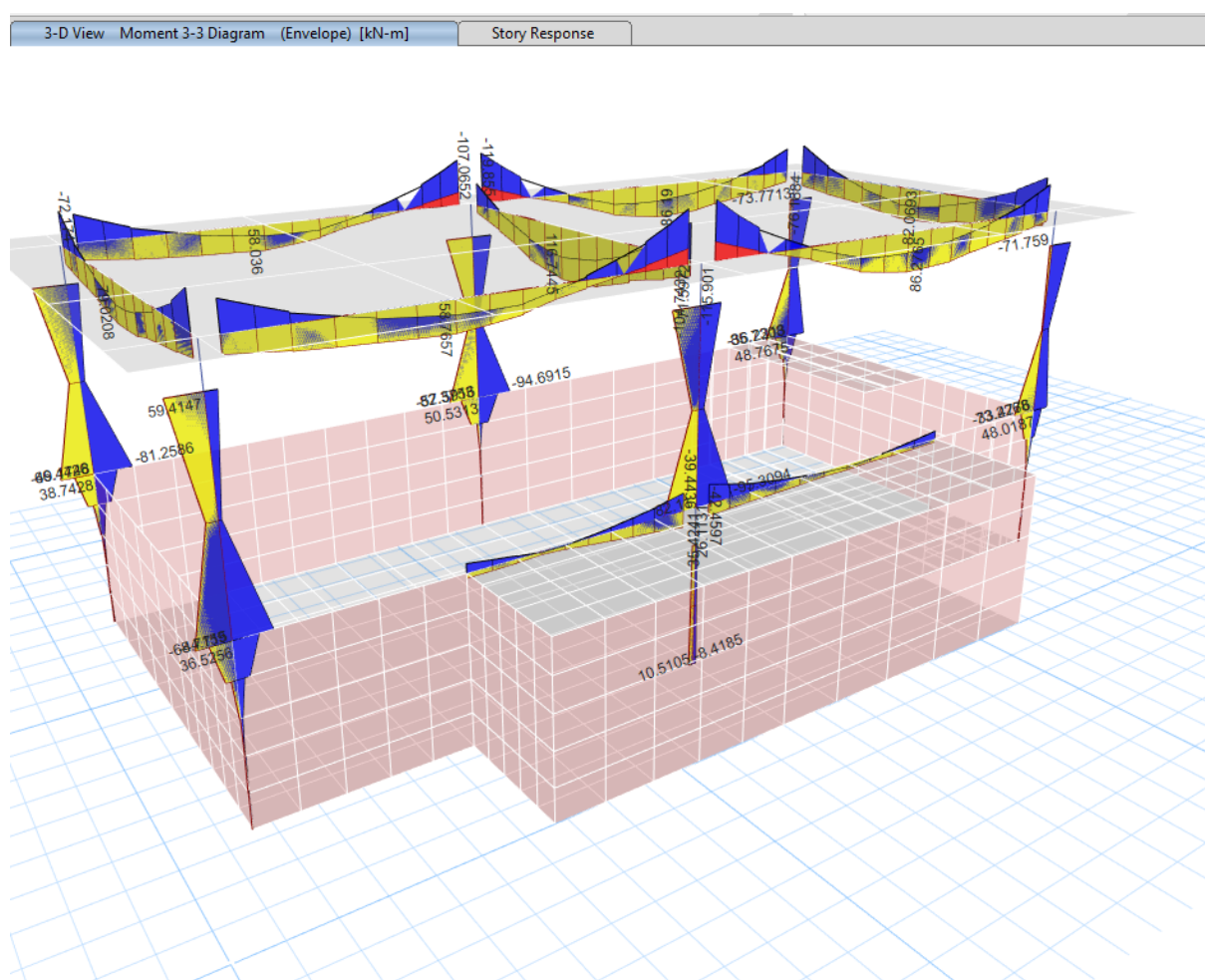
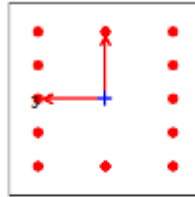


Figura 7 – Diagrama e momenteve perkules ne ne kolona ne kNm





Column Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	SOM	LLRF	Type
Story2	C2	12	Kolone 40x40	UDConS10	0	3000	Nominal Stiffness	0.933	DC High

Section Properties

b (mm)	h (mm)	dc (mm)	Cover (Torsion) (mm)
400	400	60	30

Material Properties

E_c (MPa)	f_{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E_s (MPa)	f_{yk} (MPa)	f_{yk} (MPa)
31000	25	1	200000	500	500

Design Code Parameters

γ_c	γ_s	γ_{cs}	α_{cc}	α_{ct}	α_{lcc}	α_{lct}
1.5	1.15	1.2	1	1	0.85	0.85

Slenderness check (governing permutation)

	λ Unitless	λ limit Unitless	Condition	Governing permutation
Major Bend(M3)	21.650635	209.386438	N/A	N/A
Minor Bend(M2)	21.650635	212.316493	N/A	N/A

Axial Force and Biaxial Moment Design for N_{ed} , M_{ed2} , M_{ed3} (governing permutation)

Design N_{ed} kN	Design M_{ed2} kN-m	Design M_{ed3} kN-m	Minimum M2 kN-m	Minimum M3 kN-m	Rebar Area cm ²	Rebar %	D/C Ratio Unitless
149.7315	-90.85	-24.3867	2.9945	2.9945	16	1	0.687

First-Order Moments (governing permutation)

	End I Moment kN-m	End J Moment kN-m	Section Moment kN-m	Imperfection Moment kN-m	M ₀₂ Moment kN-m	M ₀₁ Moment kN-m
Major Bend(M3)	-24.3867	30.5708	-24.3867	0.9358	30.5708	-24.3867
Minor Bend(M2)	-89.9142	76.5833	-89.9142	0.9358	-90.85	75.6475

Axial Compression Ratio

Conc Capacity ($\alpha_{cc} \cdot A \cdot f_{cd}$) kN	Compressive Ratio $N_{ed} / (\alpha_{cc} \cdot A \cdot f_{cd})$	Comp Ratio Limit	Seismic Load?	Ratio Okay?
2666.6667	0.056	0.55	Yes	Yes

Shear Design for V_{ed1} , V_{ed2}

	Shear V_{ed1} kN	Shear V_{ed2} kN	Shear V_{Rd1} kN	Shear V_{Rd2} kN	$\tan(\theta)$ Unitless	Rebar A_{sv} /s mm ² /m
Major, V_{ed1}	83.6524	83.0876	83.6524	550.8031	1	628.76
Minor, V_{ed1}	85.4645	83.0876	85.4645	550.8031	1	642.38

Joint Shear Check/Design

	Joint Shear A_{sh} kN	Shear V_{ed} , Top kN	Shear V_{Rd} kN	Shear V_{Rd} Conc kN	Joint Area cm ²	Shear Ratio Unitless
Major Shear, V_{ed}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N
Minor Shear, V_{ed}	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N	N/N

(1.3) Beam/Column Capacity Ratio

Major Ratio	Minor Ratio
N/N	N/N

Design Details for All Permutations Considered - Major Bending M3

Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
Analysis Moment M_{ana} kN-m	-24.3867	-24.3867	-24.3867	-24.3867	-24.3867
Imperfection Moment M_{imp} kN-m	0.0	0.9358	-0.9358	0.0	0.0
$M_{ed} = M_{ana} + M_{imp}$ kN-m	-24.3867	-23.4508	-25.3225	-24.3867	-24.3867
Minimum Moment M_{min} kN-m	N/A	2.9946	2.9946	2.9946	2.9946
$M3_{design} = M_{ed}$ or M_{min} kN-m	N/A	-23.4508	-25.3225	-24.3867	-24.3867
Neg. Moment Strength M_{Rd} kN-m	-124.7225	-124.7225	-124.7225	-124.7225	-124.7225
Pos. Moment Strength M_{Rd} kN-m	124.7225	124.7225	124.7225	124.7225	124.7225

Design Details for All Permutations Considered - Minor Bending M2

Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
M _{ana} kN-m	-89.9142	-89.9142	-89.9142	-89.9142	-89.9142
M _{imp} kN-m	0.0	0.0	0.0	0.9358	-0.9358
M _{al} = M _{ana} + M _{imp} kN-m	-89.9142	-89.9142	-89.9142	-88.9784	-90.85
M _{min} kN-m	N/A	2.9946	2.9946	2.9946	2.9946
M3 _{des1} = M _{al} or M _{min} kN-m	N/A	-89.9142	-89.9142	-88.9784	-90.85
M _{Res} kN-m	-130.1308	-130.1308	-130.1308	-130.1308	-130.1308
M _{Res} kN-m	130.1308	130.1308	130.1308	130.1308	130.1308

Design Details for All Permutations Considered - D/C PMM Ratio

Imperfection Direction	None	Positive M3	Negative M3	Positive M2	Negative M2
(M3 _{des1} , M2 _{des1}) PMM Ratio	0.678739	0.675994	0.68164	0.670515	0.686968
(M3 _{des1} , M2 _{des1}) PMM Governs	No	No	No	No	Yes

Pranojme armimin 10Φ16 dhe stafa Φ8/10 per te gjitha kolonat.

6.3.3 Kontrolli i trareve

Me poshte paraqet siperfaqja e armimit te trareve te godines:

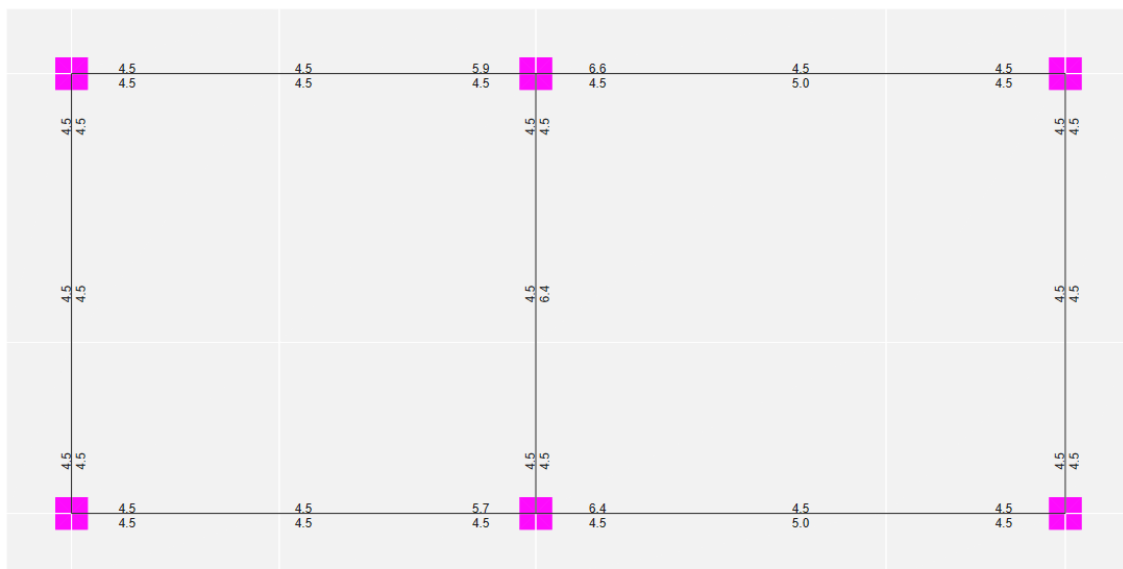
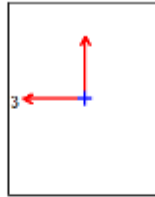


Figura 9 – Armimi i trareve i shprehur ne cm²



Beam Element Details

Level	Element	Unique Name	Section ID	Combo ID	Station Loc	Length (mm)	LLRF	Type
Story2	B5	17	Tra 40x50	UDCons2	200	6500	1	DC High

Section Properties

b (mm)	h (mm)	b _r (mm)	d _s (mm)	d _{cl} (mm)	d _{cb} (mm)
400	500	400	0	60	60

Material Properties

E _c (MPa)	f _{ck} (MPa)	Lt.Wt Factor (Unitless)	E _s (MPa)	f _{yk} (MPa)	f _{ytk} (MPa)
31000	25	1	200000	500	500

Design Code Parameters

γ _c	γ _s	γ _{ck}	α _{cc}	α _{ct}	α _{lcc}	α _{lct}
1.5	1.15	1.2	1	1	0.85	0.85

Design Moment and Flexural Reinforcement for Moment, M_{Ed}

	Design Moment kN-m	Design N _{Ed} kN	-Moment Rebar cm ²	+Moment Rebar cm ²	Minimum Rebar cm ²	Required Rebar cm ²
Top (+2 Axis)	-119.855	0	6.6	0	4.5	6.6
Bottom (-2 Axis)	59.9275	0	0	3.2	4.5	4.5

Shear Force and Reinforcement for Shear, V_{Ed}

Shear V _{Ed} kN	θ deg	tan(θ) Unitless	Shear V _{Red} kN	Shear V _{Res} kN	Shear V _{Red,max} kN	Rebar A _{sv} /s mm ² /m
107.4833	45	1	74.5073	107.4833	712.8	624.27

Additional Logitudinal Reinforcement for Shear

Moment M _{Ed} kN-m	Shear V _{Ed} kN	M _{Ed,max} kN-m	z mm	F _{td} kN	F _{td,limit} kN	F _{td,design} kN	A _{sTop} cm ²
-119.855	107.4833	119.855	396	53.7416	302.6641	0	0

Torsion Force and Torsion Reinforcement for Torsion, T_{Ed}

Torsion T _{Ed} kN-m	T _{cr} kN-m	Area A _k cm ²	Perimeter, u _k mm	Rebar A _t /s mm ² /m	Rebar A _s cm ²
2.8043	0	684	1120	45.24	0.5

Pranojme armimin 6Φ16 lart dhe poshte dhe stafa Φ8/10 per te gjithë traret.

6.3.4 Kontrolli i soletave

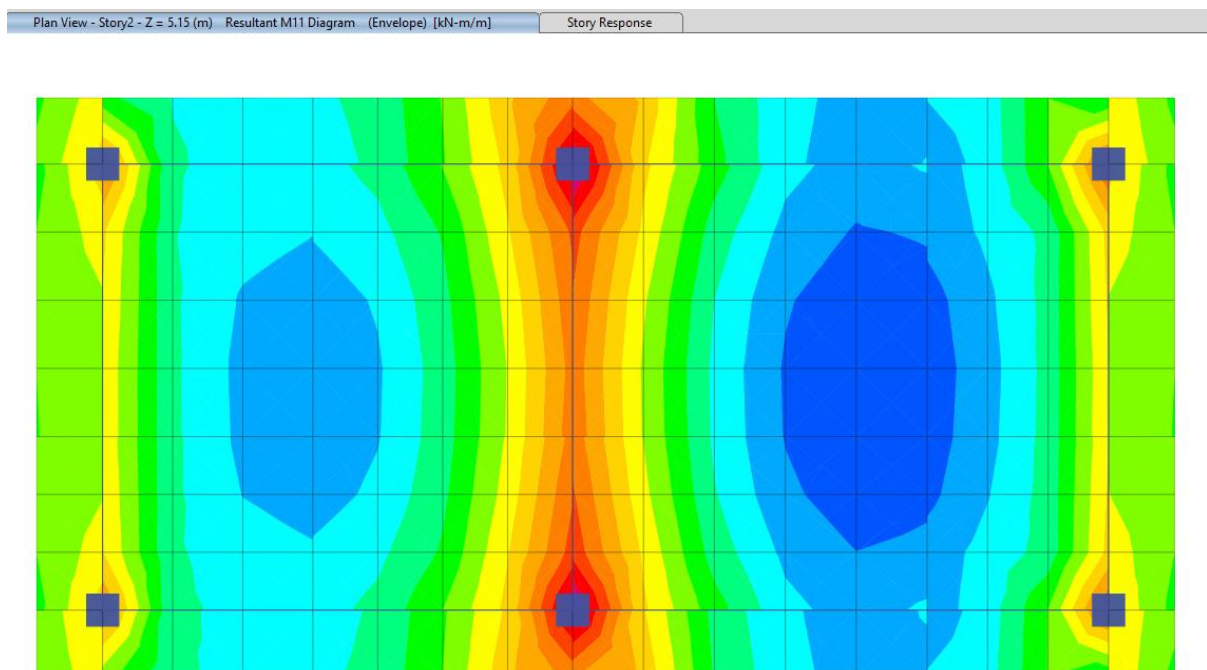


Figura 10 – Momenti perkules sipas X ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=33 \text{ kNm/m}$

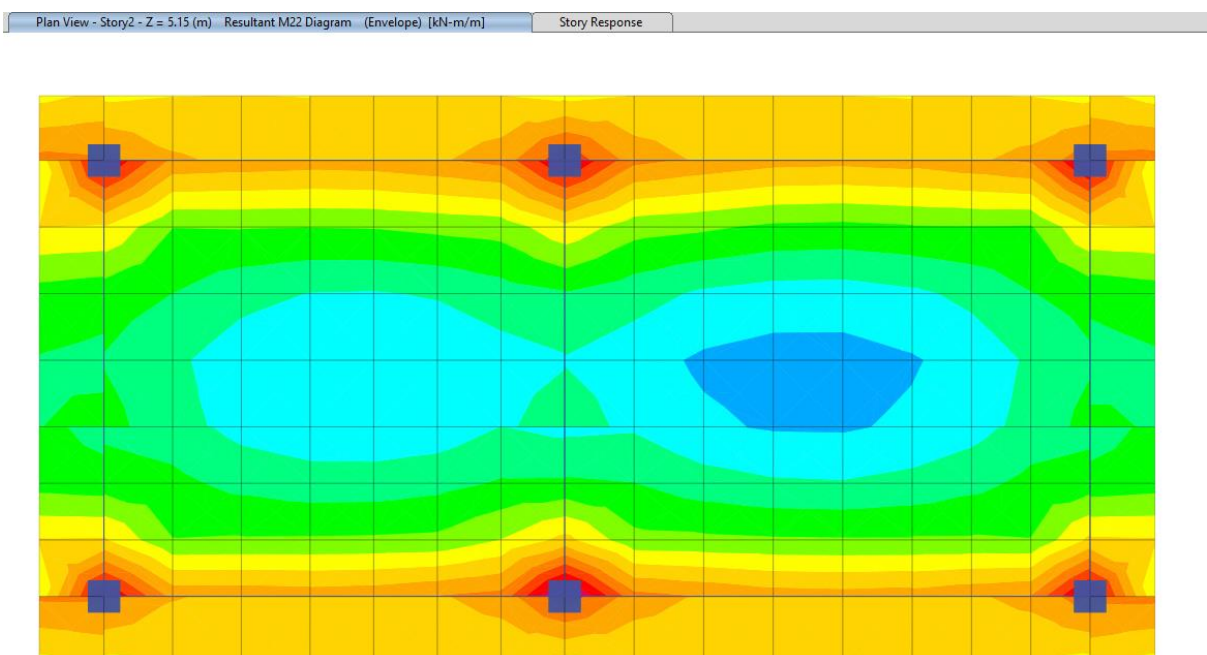


Figura 11 – Momenti perkules sipas X ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=27 \text{ kNm/m}$

Moment capacity of slab section

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

$h=0.200 \text{ m}$, $\Phi 12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

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

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=25 \text{ mm}$ (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 0.200 m , reinforcement $\Phi 12/15.0$ ($7.53 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\Phi/2=25+12/2=31 \text{ mm}$, $d=200-31=169 \text{ mm}$

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

(iterations:7). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=28.6 \text{ mm}$, $x/d=0.17$

$F_c= -\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 14.17 \times 1000 \times 28.6 = -328 \text{ kN}$

$\epsilon_s=17.21$ (o/o) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd}= 0.001 \times 753 \times 435.0 = 328 \text{ kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=169-0.416 \times 28.56=157 \text{ mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.157 \times 328= 51.50 \text{ kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d= 51.50 \text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i soletes me dimensione $20 \text{ cm} \times 100 \text{ cm}$ dhe me armim $\Phi 12/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=33 \text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=33 \text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.

6.3.5 Kontrolli i mureve

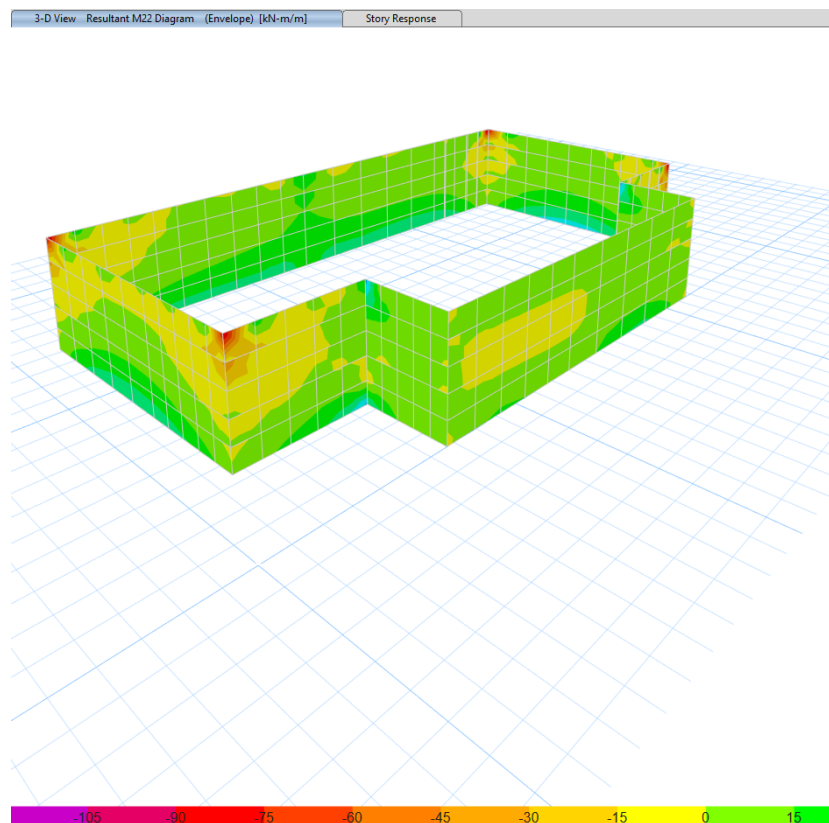


Figura 12 – Momenti perkules vertikal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=-115$ kNm/m

Moment capacity of slab section

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

$h=0.300$ m, $\Phi 16/15.0$ ($13.40\text{cm}^2/\text{m}$)

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

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=50$ 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 $\Phi 16/15.0$ ($13.40\text{cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+\Phi/2=50+16/2=58\text{mm}$, $d=300-58=242\text{mm}$

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

(iterations:8). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=50.8\text{mm}$, $x/d=0.21$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 14.17 \times 1000 \times 50.8 = -583\text{kN}$

$\epsilon_s=13.17$ (o/o) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd} = 0.001 \times 1340 \times 435.0 = 583\text{kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=242-0.416 \times 50.8=221\text{mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.221 \times 583= 128.84\text{kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d= 128.84$ kNm/m

Nga verifikimi rezulton se seksioni i mureve me dimensione $30\text{cm} \times 100\text{cm}$ dhe me armim $\Phi 16/15$ vertikal ne te dyja faqet ka nje kapacitet $M_{rd1}=128$ kNm/m. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=115$ kNm/m. Seksioni eshte i verifikuar.

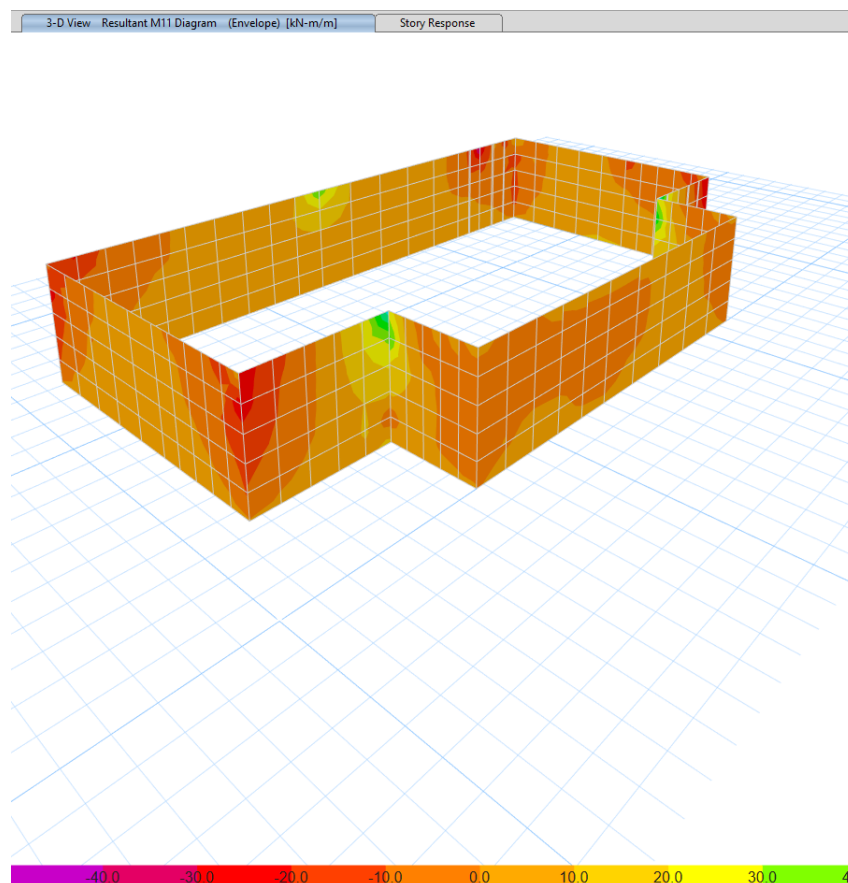


Figura 13 – Momenti perkules vertikal ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=78 \text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i mureve me dimensione 30cm x100cm dhe me armim $\Phi 16/15$ vertikal ne te dyja faqet ka nje kapacitet $M_{rd1}=128 \text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=115 \text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.

SLAB-007

Moment capacity of slab section

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

$h=0.300 \text{ m}$, $\Phi 14/15.0$ ($10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$)

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

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : $C_{nom}=50 \text{ mm}$ (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 $\Phi 14/15.0$ ($10.27 \text{ cm}^2/\text{m}$)

Effective depth of cross section $d=h-d_l$, $d_l=C_{nom}+\emptyset/2=50+14/2=57 \text{ mm}$, $d=300-57=243 \text{ mm}$

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

(iterations:9). From internal force equilibrium we have:

$\epsilon_c=3.50$ (o/o), $F_c=\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x$, $\alpha=0.810$, $x=38.9 \text{ mm}$, $x/d=0.16$

$F_c=-\alpha \cdot f_{cd} \cdot b \cdot x = 0.001 \times 0.810 \times 14.17 \times 1000 \times 38.9 = -447 \text{ kN}$

$\epsilon_s=18.34$ (o/o) $> 2.18=\epsilon_y$, $F_s=A_s \cdot f_{yd}=0.001 \times 1027 \times 435.0 = 447 \text{ kN}$

$z=d-K_a \cdot x$, $K_a=0.416$, $z=243-0.416 \times 38.95=227 \text{ mm}$

Moment capacity of cross section $M_d=z \cdot F_s=0.227 \times 447 = 101.47 \text{ kNm}$

Ultimate moment capacity of slab cross section $M_d=101.47 \text{ kNm/m}$

Nga verifikimi rezulton se seksioni i mureve me dimensione 30cm x100cm dhe me armim $\Phi 14/15$ horizontal ne te dyja faqet ka nje kapacitet $M_{rd1}=101 \text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=78 \text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.