



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

**Relacioni Konstruktiv
Ndërtesa e Magazinimit
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	8
4.1.	NGARKESA NGA PESHA VETJAKE:	8
4.2.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	8
4.3.	NGARKESA E SHFRYTEZIMIT	9
4.3.1	<i>Spektri i reagimit elastik horizontal</i>	11
4.3.2	<i>Spektri i reagimit elastik vertikal</i>	12
4.3.3	<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	19
6.2.1	<i>Kufizimi i dëmeve</i>	19
6.3.	PROJEKTIMI ULS DHE KONTROLLET	22
6.3.1	<i>Kontrolli i plintit</i>	22
6.3.2	<i>Kontrolli i kolonave</i>	27
6.3.3	<i>Kontrolli i trareve</i>	30
6.3.4	<i>Kontrolli i soletave</i>	32
6.3.5	<i>Kontrolli i konsolit të shkurtër</i>	35

1. PERSHKRIMI I STRUKTURES

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

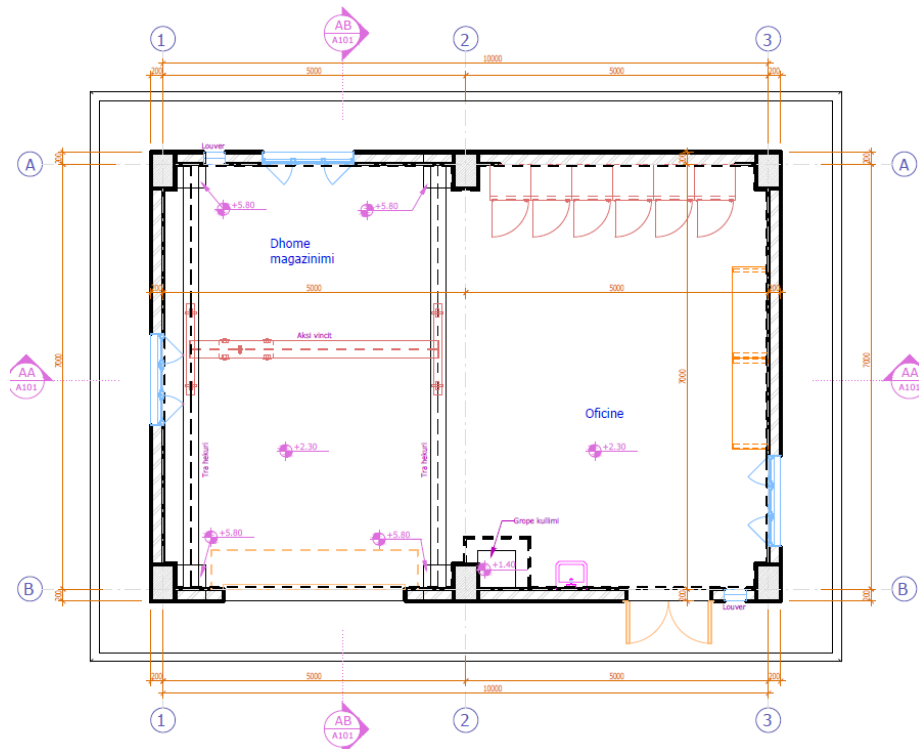


Figura 1 – Planimetria e godines

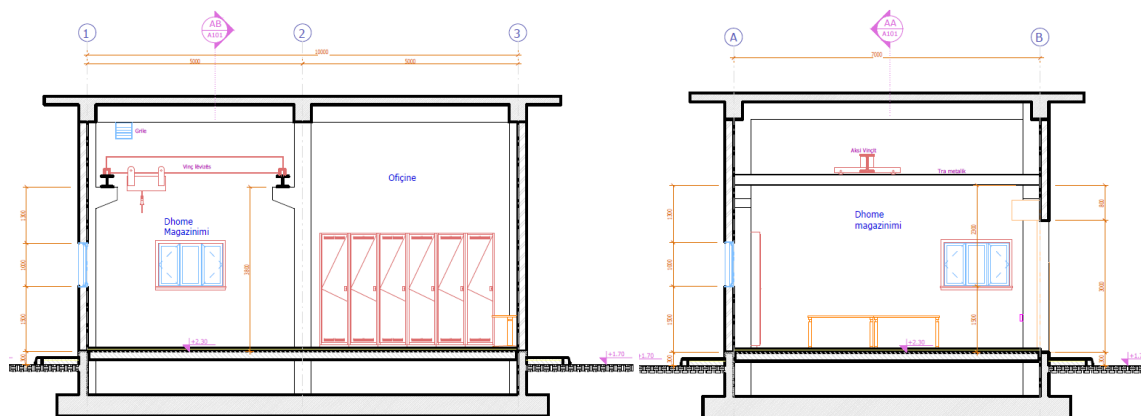


Figura 2 – Prerja gjatesore dhe terthore e godines

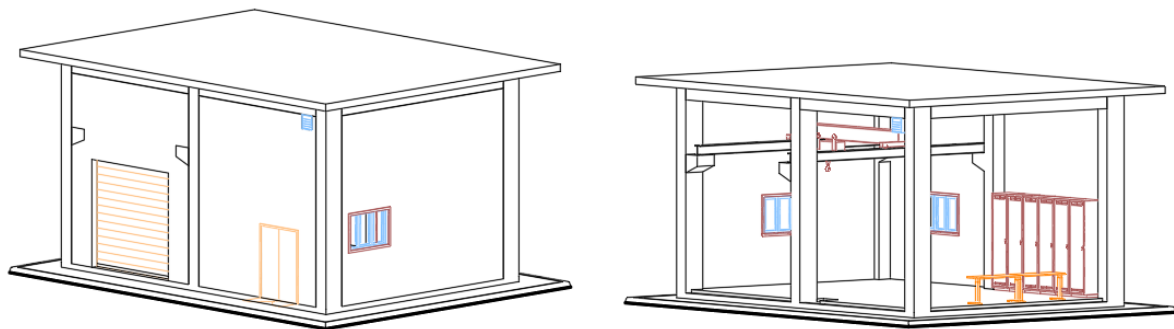


Figura 3 – Pamje 3D e godines

Per modelimin e struktures eshte perdorur software me elemente të fundëm SAP2000. 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 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 godines. Lidhje e pllakes se themelit me token eshte bere duke e kosideruar bazamentin me poshtë me anë të inkastrimit. Me poshte tregohet modeli i godines ne software SAP2000:

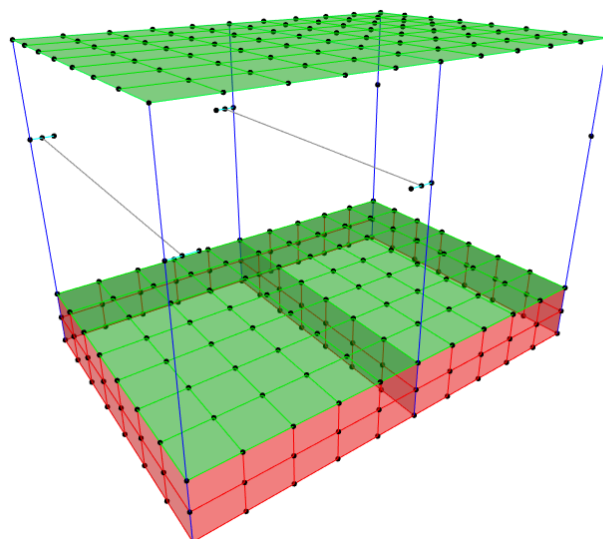
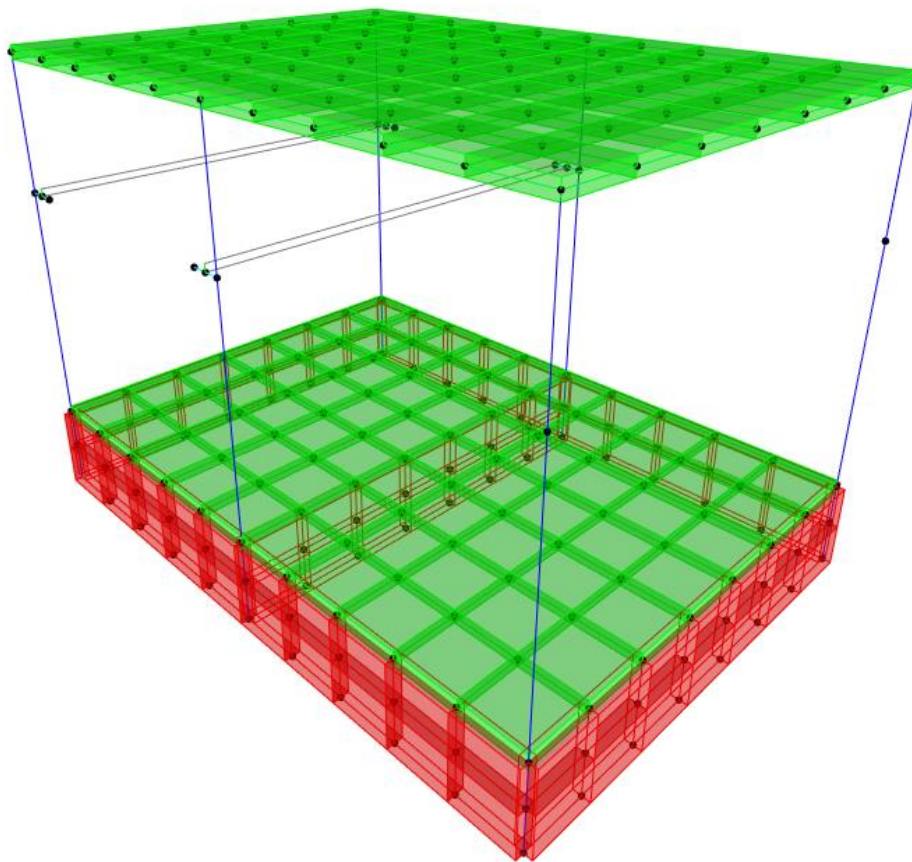


Figura 4 – Modelimi i godines ne software



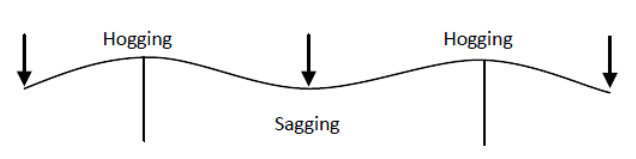
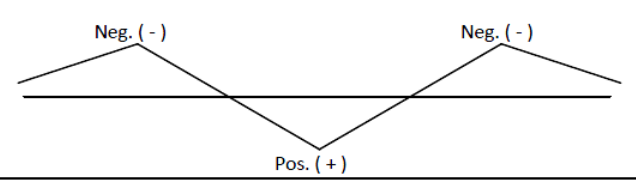
Veprimi	Element t ramë	Element pllakë	Deflected shape for a continuous beam with 3 point loads, one on each span  Moment diagram 
<i>Forcë aksiale</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
<i>Përkulje</i>			
Në mbështetje	(-)	(-)	
Në hapsirë	(+)	(+)	
<i>Sforcime</i>			
Shtypje	(-)	(-)	
Tërheqje	(+)	(+)	
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 tërmetejeve

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:

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

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 tulles 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 vinçures me vlere $q=15 \text{ KN}$ (1.5 ton).

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 $\gamma_I = 1.0$.

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 njësive 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:

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

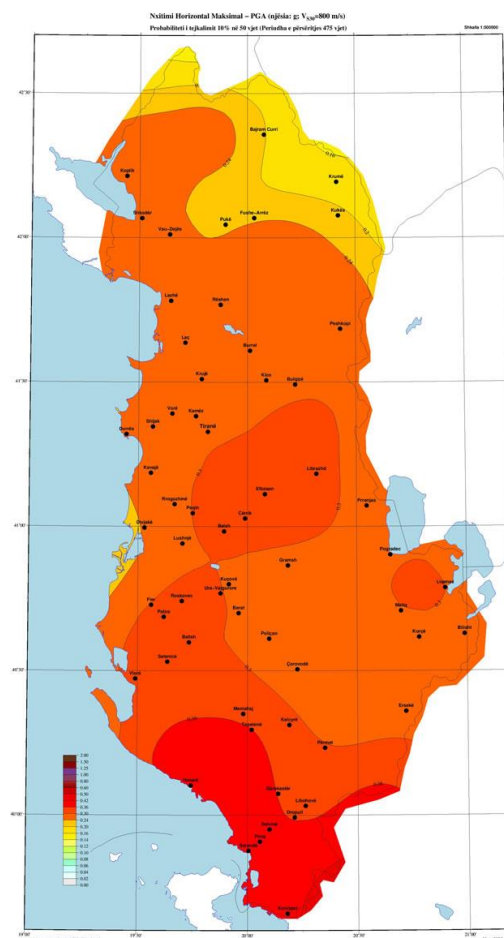


Figura 5 – Harta e nxitimit maskimal të truallit për Republikën e Shqipërisë

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 +5.00 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

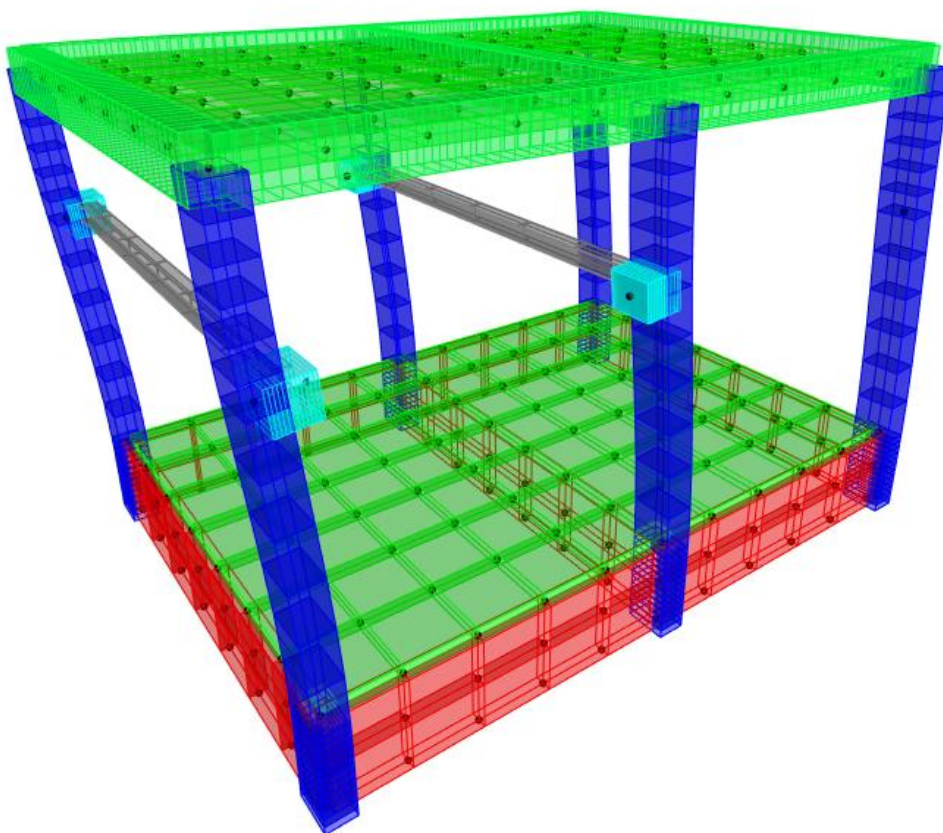
⁴ Kategoritë siç janë përcaktuar në EN 1991-1-1:2002

6. REZULTATET E ANALIZES DHE VERIFIKIMET

6.1. Perioda e strukture

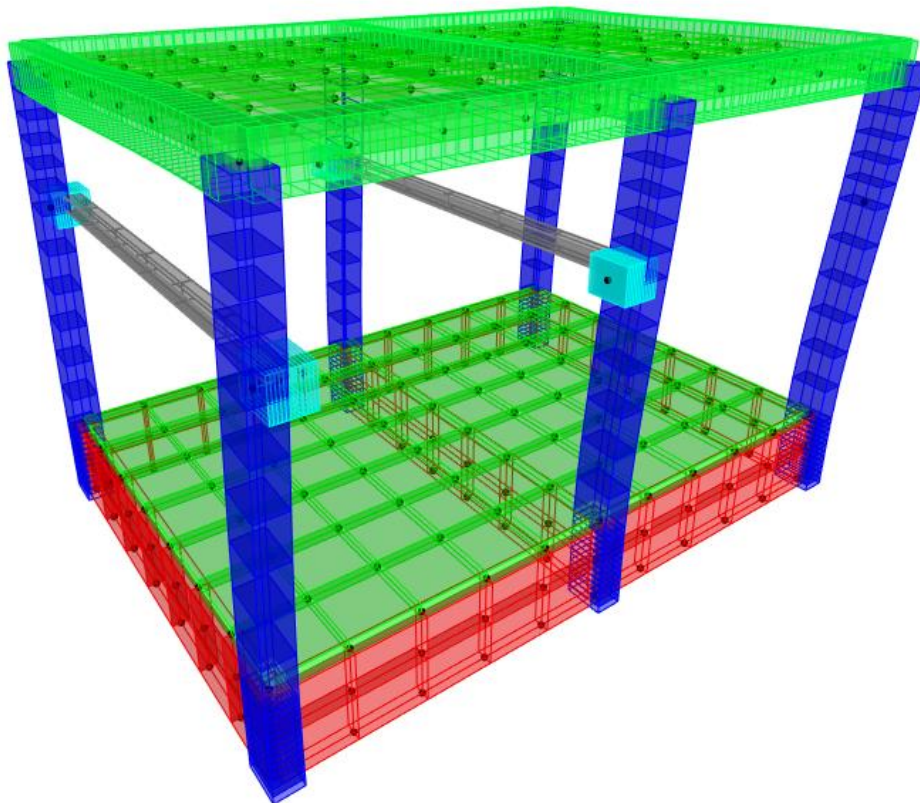
Nga analiza modale e strukturës janë marrë modi i parë sipas drejtimit Y dhe i dyti sipas drejtimit X të lëkundjës së strukturës. Vlerat e periodave janë treguar në figurat e mëposhtme:

Deformed Shape (MODAL) - Mode 1; T = 0.33457; f = 2.98889



T=0.33s

Deformed Shape (MODAL) - Mode 2; T = 0.25804; f = 3.87543



T=0.26s

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	6.9

Nr.	KONTROLI			
1	Kontrolli I peridoes se tonit te pare			
	H= 6.9m	Ct= 0.075	$T1 \approx Ct \cdot H^{3/4}$	0.32

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-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 ($d_r = d_s = q \times d_e$) 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 $d_r = d_{s,avg} = q \cdot d_e = 3.3 \cdot d_e$

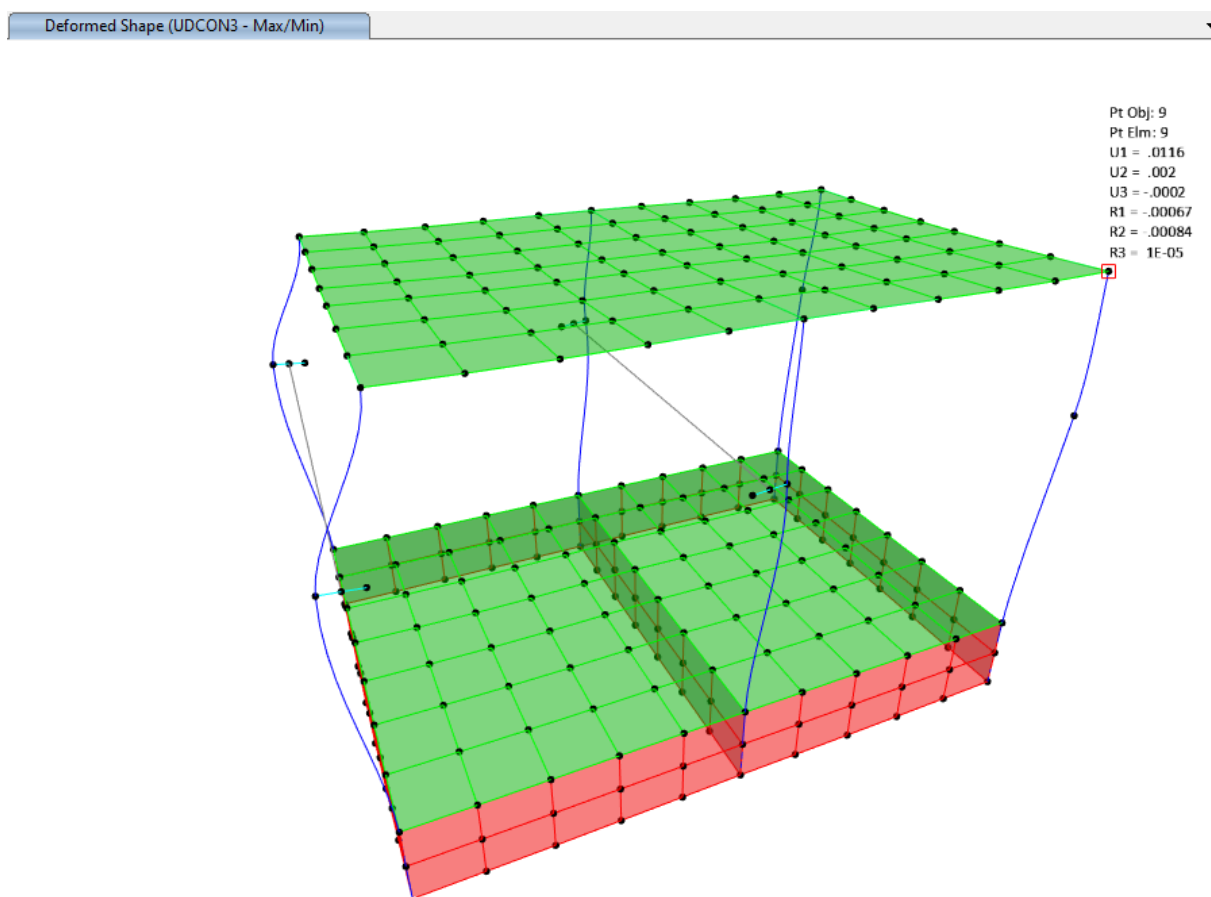
⁵Ndertesa te zakonshme

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

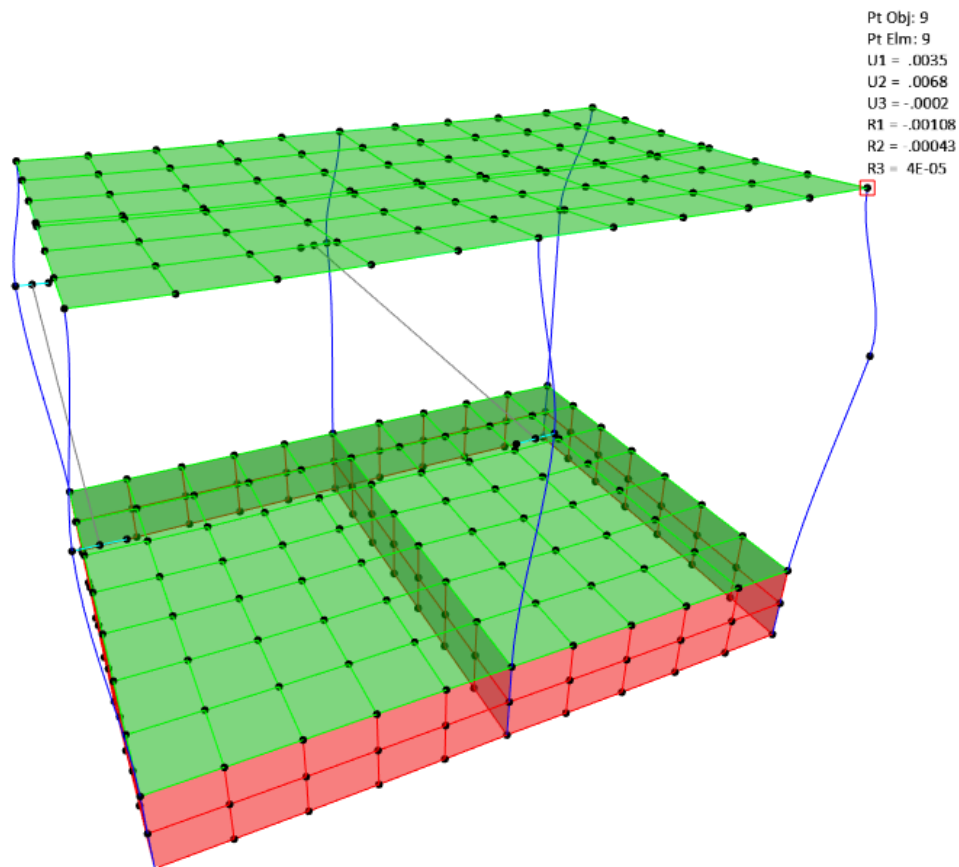
Kështuqë limiti i driftit të ndërkatit për këtë ndërtesë bazuar në spektrin projektues të reagimit sipas 3.2.2.5 të EC8 do të jetë:

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

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:



Max story displTermet X



Max story displTermet y

Nr.	KONTROLI			
2	Kontrolli i drifteve $d_e X$ (m)			
	0.0116	0.015	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet (TX)
	0.002	0.015	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet (TY)
Nr.	KONTROLI			
3	Kontrolli i drifteve $d_e Y$ (m)			
	0.0035	0.015	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet (TX)
	0.0068	0.015	$d_e \leq 0.005 h/(v^*q)$	Verifikohet (TY)

Tabela 1: Driftet e llogaritura për spektrin e projektimit

6.3. Projektimi ULS dhe kontrollet

6.3.1 Kontrolli i plintit

Me poshte paraqiten ngarkesat maksimale qe shkarkojne neper plinte:

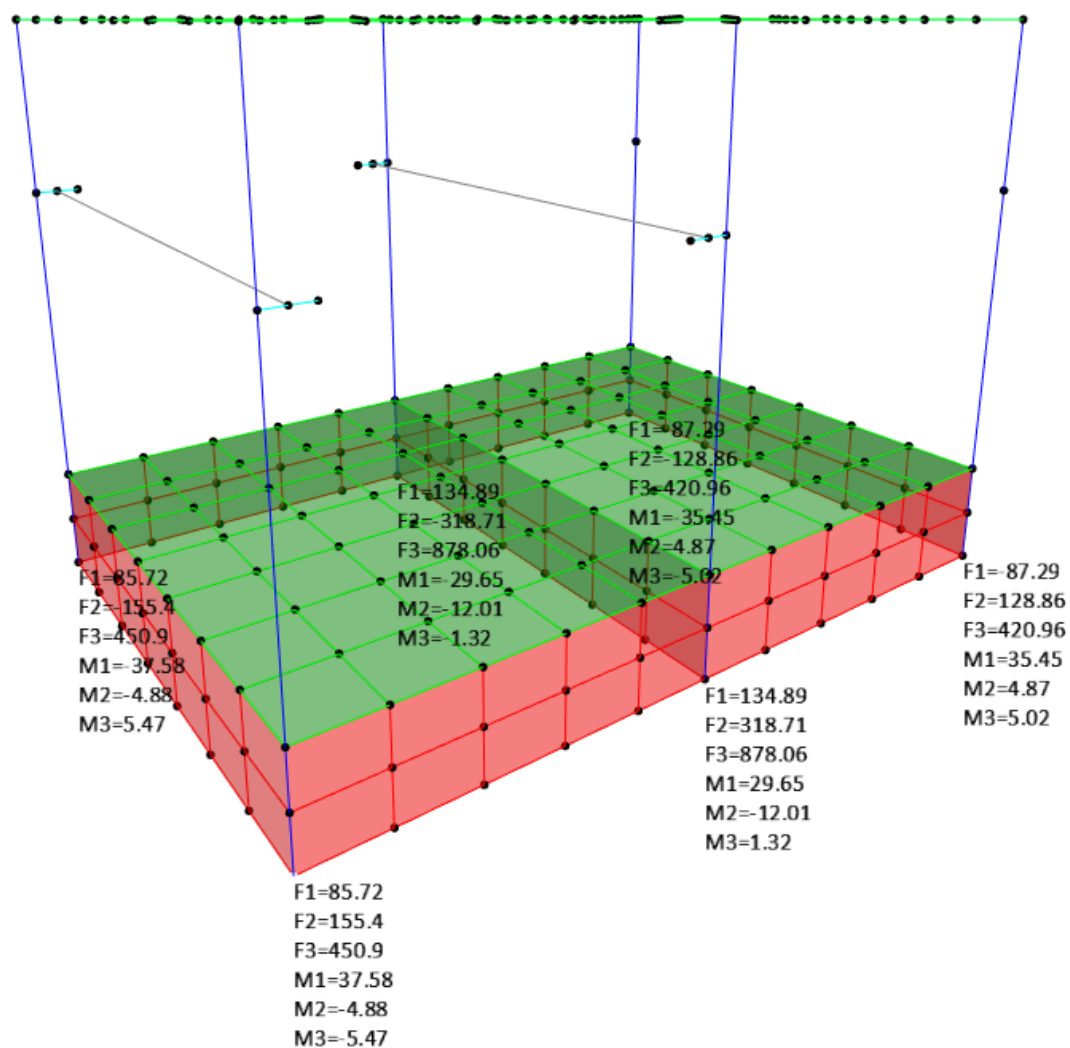


Figura 6 – Ngarkesat maksimale qe vijne nga kolonat neper plinte

FOOTING-002

Symmetric footing with eccentric load

(EC2 EN1992-1-1:2004, EC0 EN1990-1-1:2002, EC7 EN1997-1-1:2004,)

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

Environmental class : XC1 (EC2 §4.4.1)

Concrete cover : Cnom=75 mm (EC2 §4.4.1)
Concrete weight : 25.0 kN/m³
 $\gamma_c=1.50$, $\gamma_s=1.15$ (EC2 Table 2.1.N)
 $f_{cd}=\alpha_{cc} \cdot f_{ck} / \gamma_c = 0.85 \times 25 / 1.50 = 14.17$ MPa (EC2 §3.1.6)
 $f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 500 / 1.15 = 435$ MPa (EC2 §3.2.7)

Dimensions, materials, loads

Dimensions

Footing	Lx= 2.500 m	Ly= 2.500 m
Column	cx= 0.600 m	cy= 0.400 m
Height of footing	h= 1.050 m	
Depth of footing	hf= 1.200 m	
Base area of footing	A= 6.25 m ²	
Volume of footing	V= 6.56 m ³	

Materials of footing

Concrete-Steel class: C25/30-B500C (EN1992-1-1, §3)
Concrete cover: $C_{nom}=75$ mm (EC2 §4.4.1)
Effective depth of cross section $d=h-d_1$, $d_1=C_{nom}+(3/2)\varnothing=75+3 \times 14/2=96$ mm, $d=1050-96=954$ mm

Soil

Soil bearing pressure $q_u = 0.300 \text{ N/mm}^2 \text{ (MPa)}$
Unit weight of soil $\gamma = 18.000 \text{ kN/m}^3$

Loads

		permanent	variable
Self weight	kN	[6.56x25.00]	164.00
Soil weight	kN	[(6.25x 1.20- 6.56)x18.00]	16.92
Vertical load	kN		878.00
Moment Mxx	kNm		29.65
Moment Myy	kNm		12.00
			5.00

Eurocode parameters

Check of soil bearing capacity (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)
 Partial factors for actions and soil properties (EC7 Tables A.1-A.4, EC8-5 §3.1)
 Equilibrium limit state (EQU), Structural limit state (STR), Geotechnical limit state

			(EQU)	(STR)	(GEO)
Actions	Permanent Unfavourable	γ_{Gdst}	1.10	1.00	1.00
	Permanent Favourable	γ_{Gstb}	0.90	1.00	1.00
	Variable Unfavourable	γ_{Qdst}	1.50	1.00	1.30
	Variable Favourable	γ_{Qstb}	0.00	0.00	0.00
Soil parameters	Angle of shearing resistance	γ_{ϕ}	1.25	1.00	1.25
	Effective cohesion	γ_c	1.25	1.00	1.25
	Undrained shear strength	γ_{cu}	1.40	1.00	1.40
	Unconfined strength	γ_{qu}	1.40	1.00	1.40
	Weight density	γ_w	1.00	1.00	1.00

Partial safety factors for actions : $\gamma_G=1.00$, $\gamma_Q=1.00$ (EC0 Annex A1)

Combination of accidental actions : (EC7) $\psi_2 = 0.30$

Combination of accidental actions : (EC2) $\psi_2 = 0.30$

Design of reinforced concrete (EC2 EN1992-1-1:2004)

Check of soil bearing capacity (EC7 EN1997-1-1:2004, §6)

(EQU), 1.10xPermanent + 1.50xVariable (EC7 §2.4.7.2)

Design Loads

Ned = 1.10x	1058.92+1.50x	30.00=	1209.81 kN
Medxx= 1.10x	29.65+1.50x	10.00=	47.62 kNm
Medyy= 1.10x	12.00+1.50x	5.00=	20.70 kNm

Eccentricities, soil pressures, footing area

relative eccentricity $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.007$
relative eccentricity $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.016$

soil pressure $q_1 = 0.220 \text{ N/mm}^2$

soil pressure $q_2 = 0.183 \text{ N/mm}^2$

soil pressure $q_3 = 0.167 \text{ N/mm}^2$

soil pressure $q_4 = 0.204 \text{ N/mm}^2$

effective footing area 100.00%

Check bearing resistance failure $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

relative load eccentricities $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.007$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.016$

relative load eccentricities ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)

effective design length of footing $L'=2.500 \times (1-2 \times 0.007) = 2.465 \text{ m}$ (EC7 Annex D)

effective design width of footing $B' = 2.500 \times (1 - 2 \times 0.016) = 2.420 \text{ m}$

effective design area of footing $L'B'=2.465 \times 2.420=5.97 \text{ m}^2$

Design bearing resistance of footing $R_d = 1000 \times 5.97 \times 0.300 / 1.40 = 1279.29 \text{ kN} > V_d = 1209.81$

Effective footing area 100.00%>50.00% (EC7 §6.5.4)
(STR), 1.00xPermanent + 1.00xVariable (EC7 §2.4.7.3)

Design Loads

Ned = 1.00x 1058.92+1.00x 30.00= 1088.92 kN
 Medxx= 1.00x 29.65+1.00x 10.00= 39.65 kNm
 Medyy= 1.00x 12.00+1.00x 5.00= 17.00 kNm

Eccentricities, soil pressures, footing area

relative eccentricity $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.006$
 relative eccentricity $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.015$
 soil pressure $q_1 = 0.196 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_2 = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_3 = 0.152 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_4 = 0.183 \text{ N/mm}^2$
 effective footing area 100.00%

Check bearing resistance failure $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

relative load eccentricities $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.006$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.015$
 relative load eccentricities ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 effective design length of footing $L' = 2.500x(1-2x0.006) = 2.470 \text{ m}$ (EC7 Annex D)
 effective design width of footing $B' = 2.500x(1-2x0.015) = 2.425 \text{ m}$
 effective design area of footing $L'B' = 2.470x2.425 = 5.99 \text{ m}^2$
 Design bearing resistance of footing $R_d = 1000x5.99x0.300/1.00 = 1797.00 \text{ kN} > V_d = 1088.92$

kN

Effective footing area 100.00%>50.00% (EC7 §6.5.4)
(GEO), 1.00xPermanent + 1.30xVariable (EC7 §2.4.7.3)

Design Loads

Ned = 1.00x 1058.92+1.30x 30.00= 1097.92 kN
 Medxx= 1.00x 29.65+1.30x 10.00= 42.65 kNm
 Medyy= 1.00x 12.00+1.30x 5.00= 18.50 kNm

Eccentricities, soil pressures, footing area

relative eccentricity $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.007$
 relative eccentricity $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.016$
 soil pressure $q_1 = 0.199 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_2 = 0.166 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_3 = 0.152 \text{ N/mm}^2$
 soil pressure $q_4 = 0.185 \text{ N/mm}^2$
 effective footing area 100.00%

Check bearing resistance failure $R_d \geq V_d$ (EC7 EN1997-1-1:2004, §6.5.2)

relative load eccentricities $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.007$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.016$
 relative load eccentricities ≤ 0.333 (EC7 §6.5.4)
 effective design length of footing $L' = 2.500x(1-2x0.007) = 2.465 \text{ m}$ (EC7 Annex D)
 effective design width of footing $B' = 2.500x(1-2x0.016) = 2.420 \text{ m}$
 effective design area of footing $L'B' = 2.465x2.420 = 5.97 \text{ m}^2$
 Design bearing resistance of footing $R_d = 1000x5.97x0.300/1.40 = 1279.29 \text{ kN} > V_d = 1097.92$

kN

Effective footing area 100.00%>50.00% (EC7 §6.5.4)

Internal actions for reinforced concrete design

Moments M and shearing forces V, are computed at column faces.

Shearing forces V^* are computed at distance $d = 0.954 \text{ m}$ from the column face.

They are computed, by numerical integration of the soil pressure under the footing.

Loading 1.00xPermanent + 1.00xVariable

Design Loads

Ned = 1.00x 1058.92+1.00x 30.00= 1088.92 kN
 Medxx= 1.00x 29.65+1.00x 10.00= 39.65 kNm
 Medyy= 1.00x 12.00+1.00x 5.00= 17.00 kNm

Eccentricities, soil pressures, footing area

relative load eccentricities $e_x/L_x = M_{yy}/(N \cdot L_x) = 0.006$, $e_y/L_y = M_{xx}/(N \cdot L_y) = 0.015$
 soil pressures $q_1 = 0.196$, $q_2 = 0.166$, $q_3 = 0.152$, $q_4 = 0.183 \text{ N/mm}^2$
 pressure due to self weight+soil weight $q_g = 0.001x1.00x(164.00+16.92)/6.25 = 0.029 \text{ N/mm}^2$
 Shear at critical section + (self weight+soil weight) $q \cdot A_{cont} + q_g \cdot A = 911.96 \text{ kN}$

Internal actions (bending moments, shearing forces)

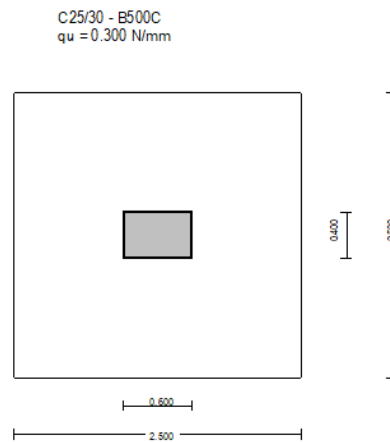
$M_{yy}(1) = 169.68 \text{ kNm}$, $V(1) = 355.26 \text{ kN}$, $V^*(1) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{yy}(2) = 158.73 \text{ kNm}$, $V(2) = 336.12 \text{ kN}$, $V^*(2) = 0.00 \text{ kN}$
 $M_{xx}(3) = 215.47 \text{ kNm}$, $V(3) = 404.91 \text{ kN}$, $V^*(3) = 39.99 \text{ kN}$
 $M_{xx}(4) = 185.71 \text{ kNm}$, $V(4) = 359.24 \text{ kN}$, $V^*(4) = 32.79 \text{ kN}$

Design for bending (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.1)

Maximum design moments

Med(yy)= 169.68 kNm, b= 2500 mm, d= 954 mm
 Med(xx)= 215.47 kNm, b= 2500 mm, d= 954 mm
 Med=169.68kNm, b=2500mm, d=954mm, Kd=11.58, x/d=0.02

$\varepsilon_c/\varepsilon_s=0.5/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s=4.12\text{cm}^2$
 Minimum reinforcement $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ ($A_s=13.54\text{cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)
 Minimum reinforcement $\emptyset 14/11.0$ ($14.00\text{cm}^2/\text{m}$)
 $M_{ed}=215.47\text{kNm}$, $b=2500\text{mm}$, $d=954\text{mm}$, $K_d=10.28$, $x/d=0.03$
 $\varepsilon_c/\varepsilon_s=0.6/20.0$, $K_s=2.32$, $A_s=5.24\text{cm}^2$
 Minimum reinforcement $A_s \geq 0.26bd \cdot f_{ctm}/f_{yk}$ ($A_s=13.54\text{cm}^2/\text{m}$) (EC2 §9.3.1)
 Minimum reinforcement $\emptyset 14/11.0$ ($14.00\text{cm}^2/\text{m}$)
Reinforcement of footing
Reinforcement in x-x direction: $\emptyset 14/11.0$ ($14.00\text{cm}^2/\text{m}$), $24\emptyset 14$ (36.96cm^2)
Reinforcement in y-y direction: $\emptyset 14/11.0$ ($14.00\text{cm}^2/\text{m}$), $24\emptyset 14$ (36.96cm^2)
Design for shear (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.2)
 The design for shear is covered by the design in punching shear because the critical rupture surface is considered at angle 45°
Design for punching shear (EC2 EN1992-1-1:2004, §6.4)
 Footing cantilevers in x-x, $L_1=0.950 < d=0.954\text{m}$, $L_2=0.950 < d=0.954\text{m}$
 Footing cantilevers in y-y, $L_1=1.050 > d=0.954\text{m}$, $L_2=1.050 > d=0.954\text{m}$
 Control perimeter, at $1.0d=0.954\text{m} < 2.0d$ (EC2 §6.4.2.2)
 we consider rupture surface at angle 45°
 $U_{cont}=(0.600+0.600)+2 \times (0.950+0.950)=5.000\text{m}$
 Base area within the control perimeter
 $A_{cont}=2.500 \times 2.308=5.77\text{m}^2$
 Minimum effective height of footing at control section $d_m=954\text{mm}$
 Applied shear force at control perimeter $V_{ed}=N_{ed}-\sigma_0 \cdot A_{cont}$, $v_{ed}=V_{ed} \times \beta / U_{cont}$
 $v_{ed}=(1088.92-911.96) \times 1.15 / 5.00=40.70\text{ kN/m}$, $\beta=1.15$ (EC2 §6.4.3 Fig.6.21N)
 Tension reinforcement at control section $A_{sxx}=14.00\text{cm}^2/\text{m}$, $A_{syy}=14.00\text{cm}^2/\text{m}$
 $A_{s1}^2=(A_{sxx})(A_{syy})=14.00 \times 14.00$, $A_{s1}=14.00\text{cm}^2$
Punching shear capacity without shear reinforcement V_{rdc} (EC2 §6.4.4)
 $V_{rdc}=[C_{rdc} \cdot k \cdot (100 \rho_l \cdot f_{ck})^{0.33} \cdot (2d/a)] \cdot b_w \cdot d$ (EC2 Eq.6.50)
 $V_{rdc} > [v_{min} \cdot 2d/a] \cdot b_w \cdot d$, $d=d_m=954\text{mm}$, $a=954\text{mm}$
 $C_{rdc}=0.18/\gamma_c=0.18/1.50=0.120$, $f_{ck}=25.00\text{MPa}$, $b_w=1000\text{mm}$, $d=954\text{mm}$
 $k=1+(200/d)^{1/4} \leq 2$, $k=1.46$
 $\rho_l=A_{s1}/(b_w \cdot d)=1400/(1000 \times 954)=0.0015$
 $v_{min}=0.035 \cdot k^{1.50} \cdot f_{ck}^{1/2}=0.31\text{N/mm}^2$ (EC2 Eq.6.3N)
 $V_{rdc(min)}=0.001 \times (0.31 \times 2 \times 954/954) \times 1000 \times 954=591.48\text{kN/m}$
 $V_{rdc}=0.001 \times [0.120 \times 1.46 \times (0.15 \times 25.00)^{0.33} \times 2 \times 954/954] \times 1000 \times 954=519.35$,
 $V_{rdc}=V_{rdc(min)}=591.48\text{kN/m}$
 $V_{ed}=40.70\text{ kN/m} \leq V_{rdc}=591.48\text{ kN/m}$, shear and punching shear OK
Reinforcement anchorage (EC2 EN1992-1-1:2004, §9.8.2.2, §8.4)
 $x=h/2=0.525\text{m}$, $R=1000 \times 0.220 \times 0.525 \times 2.500=288.75\text{ kN}$
 $e=0.15b=0.060\text{m}$, $z_e=0.847\text{m}$, $z_i=0.900d=0.859\text{m}$
 $F_s=R \cdot z_e/z_i=288.75 \times 0.847/0.859=285.02\text{ kN}$
 $\sigma_{sd}=F_s/A_s=1000 \times 285.02/3696=77\text{ MPa}$
 Basic required anchorage length (EC2 Eq.8.3)
 $l_{b,req}=(\emptyset/4) \cdot (\sigma_{sd}/f_{bd})=(14/4) \times (77/2.30)=117\text{mm}$
 $f_{bd}=2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk} \cdot 0.05/\gamma_c)=2.30\text{ MPa}$ (EC2 §8.4.2)
 Design anchorage length (EC2 §8.4.4, T.8.2)
 $l_{bd}=0.70 \times 117=82\text{mm}$, $C_{nom}=75\text{mm} > 3\emptyset=42\text{mm}$
 Minimum anchorage length $l_{b,min}=\max(0.30l_{b,req}, 10\emptyset, 100\text{mm})=140\text{mm}$
 Necessary anchorage length of longitudinal reinforcement $l_{bd}=140\text{mm}=0.140\text{m}$
 $l_{bd}=140\text{mm} < (x-C_{nom})=450.00$. Sufficient length is available
 FOOTING-002



Nga verifikimi rezulton se seksioni i plintit me dimensione 250cm x 250 x 80cm dhe me armim $\Phi 14/15$ poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=328 \text{ kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=215 \text{ kNm/m}$. 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:

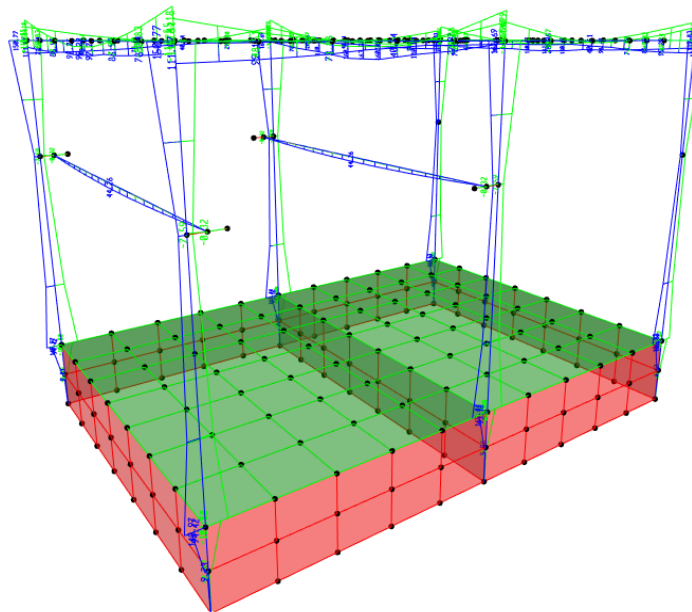


Figura 7 – Diagrama e momenteve perkules ne ne kolona ne kNm

Longitudinal Reinforcing Area (Eurocode 2-2004)

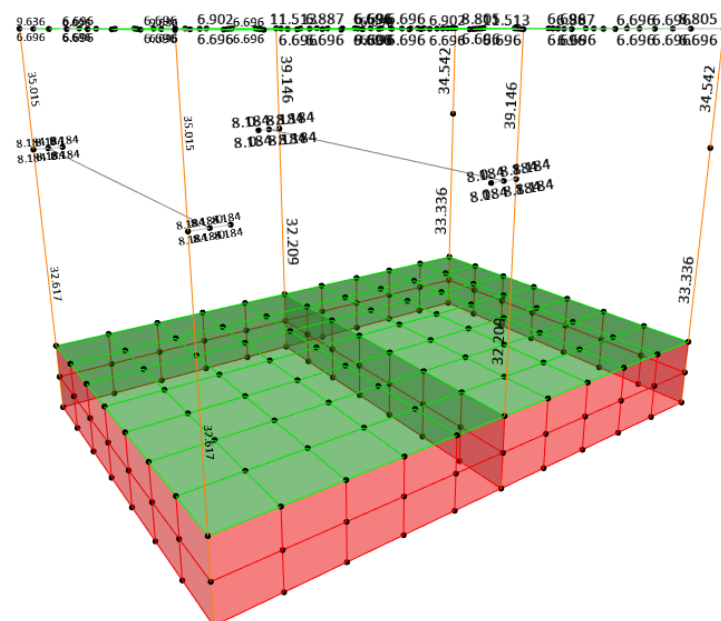
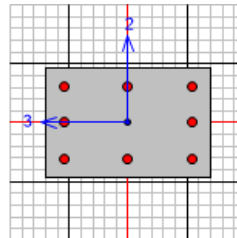


Figura 8 – Armimi i kolonave i shprehur ne cm^2



Units **KN, cm, C**

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

L=210.
 Element : 10 B=60. D=40. dc=6.703
 Section ID : Kolonat E=3100. fck,cyl=2.5 Lt.Wt. Fac.=1.
 Combo ID : DCON3 fyk=41.369 fywk=41.369
 Station Loc : 210. 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 Ratio	Slenderness Limit Ratio	Column Condition	Governing Permutation
Major Bending(M3)	18.187	103.147	N/A	N/A
Minor Bending(M2)	41.569	126.065	N/A	N/A

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

Rebar Area	Capacity Ratio	Design NEd	Design MEd3	Design MEd2	Minimum M3	Minimum M2
40.365	0.907	180.933	-16815.281	-19491.727	361.865	361.865

FIRST-ORDER MOMENTS (governing permutation)

	End I Moment	End J Moment	Section Moment	Mimp Moment	M02 Moment	M01 Moment
Major Bending(M3)	-5678.399	-16815.281	-16815.281	94.99	-16815.281	-5678.399
Minor Bending(M2)	-439.326	-19248.98	-19248.98	242.747	-19491.727	-682.073

DESIGN DETAILS FOR ALL PERMUTATIONS CONSIDERED

Imperfection Direction	None	Pos. M3	Neg. M3	Pos. M2	Neg. M2
MAJOR BENDING(M3)					
(Analysis) Mana	-16815.281	-16815.281	-16815.281	-16815.281	-16815.281
(Imperfection) Mimp	0	94.99	-94.99	0	0
Mai = Mana + Mimp	N/A	-16720.291	-16910.271	-16815.281	-16815.281
(Minimum) Mmin	N/A	361.865	361.865	361.865	361.865
M3des1 = Mai or Mmin	N/A	-16720.291	-16910.271	-16815.281	-16815.281
(Neg. Moment Capacity) MRd-	-23767.818	-23767.818	-23767.818	-23767.818	-23767.818
(Pos. Moment Capacity) MRd+	23767.818	23767.818	23767.818	23767.818	23767.818

FIRST-ORDER MOMENTS (governing permutation)

	End I	End J	Section	Mimp	M02	M01
	Moment	Moment	Moment	Moment	Moment	Moment
Major Bending(M3)	-5678.399	-16815.281	-16815.281	94.99	-16815.281	-5678.399
Minor Bending(M2)	439.326	19248.98	19248.98	242.747	19491.727	682.073

DESIGN DETAILS FOR ALL PERMUTATIONS CONSIDERED

Imperfection Direction	None	Pos. M3	Neg. M3	Pos. M2	Neg. M2
MAJOR BENDING(M3)					
(Analysis)	Mana	-16815.281	-16815.281	-16815.281	-16815.281
(Imperfection)	Mimp	0	94.99	-94.99	0
Mai = Mana + Mimp	N/A	-16720.291	-16910.27	-16815.281	-16815.281
(Minimum)	Mmin	N/A	361.865	361.865	361.865
M3desl = Mai or Mmin	N/A	-16720.291	-16910.27	-16815.281	-16815.281
(Neg. Moment Capacity) MRd-		-23767.818	-23767.818	-23767.818	-23767.818
(Pos. Moment Capacity) MRd+		23767.818	23767.818	23767.818	23767.818
MINOR BENDING(M2)					
	Mana	19248.98	19248.98	19248.98	19248.98
	Mimp	0	0	242.747	-242.747
Mai = Mana + Mimp	N/A	19248.98	19248.98	19491.727	19006.233
	Mmin	N/A	3.619	3.619	3.619
M2desl = Mai or Mmin	N/A	19248.98	19248.98	19491.727	19006.233
MRd-	-38988.678	-38988.678	-38988.678	-38988.678	-38988.678
MRd+	38988.678	38988.678	38988.678	38988.678	38988.678
DEMAND/CAPACITY PMM RATIO					
(M3desl, M2desl) PMM Ratio	0.903	0.9	0.907	0.907	0.899
(M3desl, M2desl) PMM Governs	No	No	No	Yes	No

SHEAR DESIGN FOR V2,V3

	Rebar	Shear	Shear	Shear	Tan(Theta)
	Asw/s	VED	VRdc	VRds	Ratio
Major Shear(V2)	0.	118.14	159.777	0.	0.
Minor Shear(V3)	0.	91.708	155.714	0.	0.

AXIAL COMPRESSION RATIO

Conc.Capa	CompRatio	CompRatio	Seismic	CompCheck	Ratio
A*fcd Ned/ (A*fcd)		Limit	Load?	Needed?	OK?
4000.	0.07	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)	16.404	0.	491.753	1664.	0.296	1248.
Minor Shear(V3)	14.022	0.	420.352	2346.667	0.179	1760.

(1.3) BEAM/COLUMN CAPACITY RATIOS

Major	Minor
Ratio	Ratio
N/A	N/A

Pranojme armimin 12 Φ 16 dhe stafa Φ 8/10/20 per te gjitha kolonat.

6.3.3 Kontrolli i trareve

Me poshte paraqet sipërfaqja e armimit te trareve te godines:

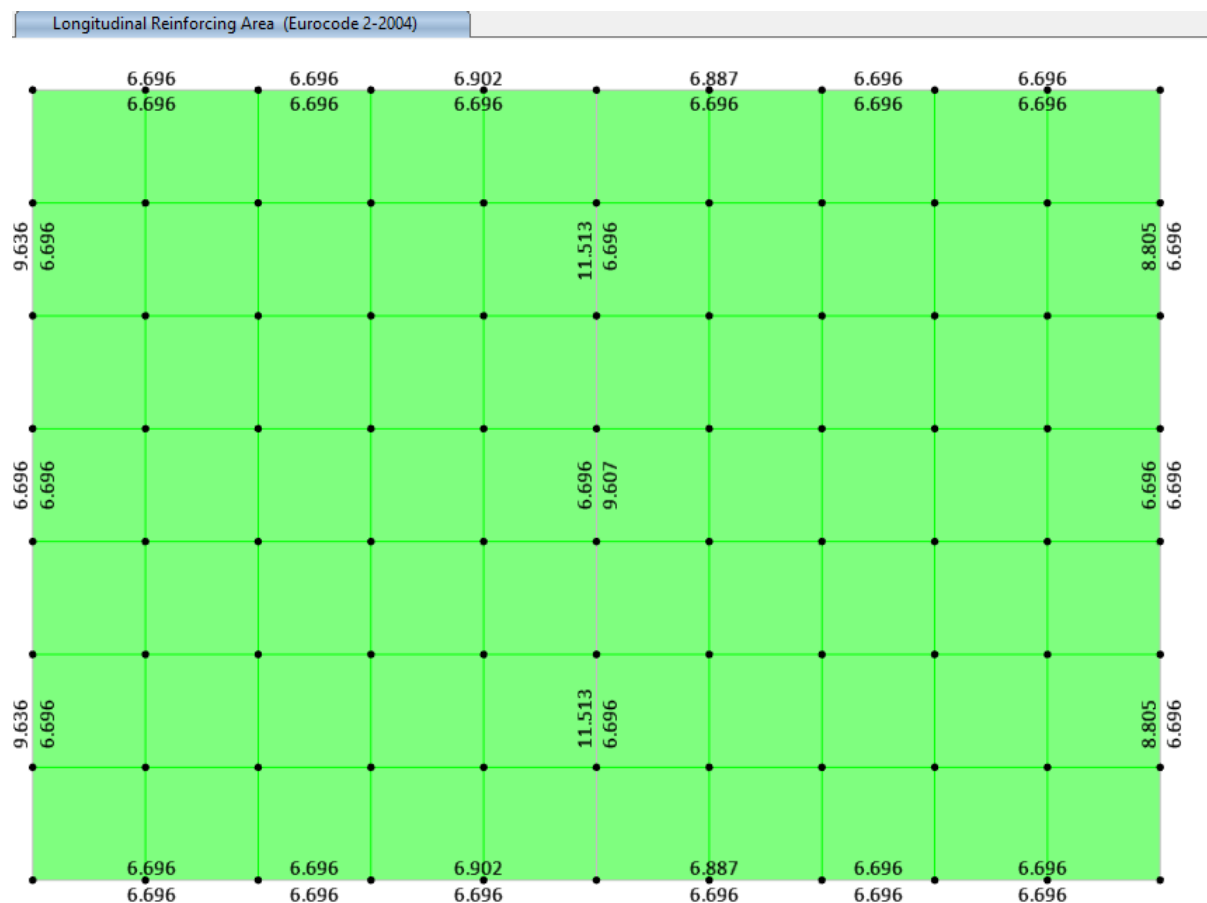
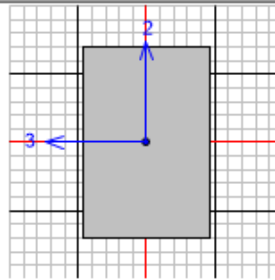


Figura 9 – Armimi i trareve i shprehur ne cm^2


Units **KN, cm, C**

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

L=700.

Element	: 14	D=60.	B=40.	bf=40.
Section ID	: Traret e soleteds=0.	dct=6.	dcb=6.	
Combo ID	: DCON4	E=3100.	fck=2.5	Lt.Wt. Fac.=1.
Station Loc	: 700.	fyk=41.369	fywk=41.369	

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

Design Moments, M3

Positive Moment	Negative Moment
10686.903	-21373.806

Flexural Reinforcement for Moment, M3

	Required Rebar	+Moment Rebar	-Moment Rebar	Minimum Rebar
Top (+2 Axis)	11.685	0.	11.685	6.696
Bottom (-2 Axis)	6.696	5.662	0.	6.696

Shear Reinforcement for Shear, V2

Rebar Asw/s	Shear VEd	Shear VRdc	Shear VRds	Tan(Theta) Ratio
0.085	149.335	99.339	149.335	1.

Additional Longitudinal Reinforcement for Shear

M _{Ed}	V _{Ed}	M _{Edmax}	z	Ftd	Ftd, limit	Ftd, design	Asl, Top
-21373.806	149.335	21373.806	48.6	28.356	439.79	0.	0.

Torsion Reinforcement for Torsion, T

Rebar At/s	Rebar Asl	Torsion TEd	Critical T	Area Ak	Perimeter uk
0.	0.687	436.792	1656.752	1344.	152.

Pranojme armimin 6Φ16 lart dhe poshte dhe stafa Φ8/10/20 per te gjithë traret.

6.3.4 Kontrolli i soletave

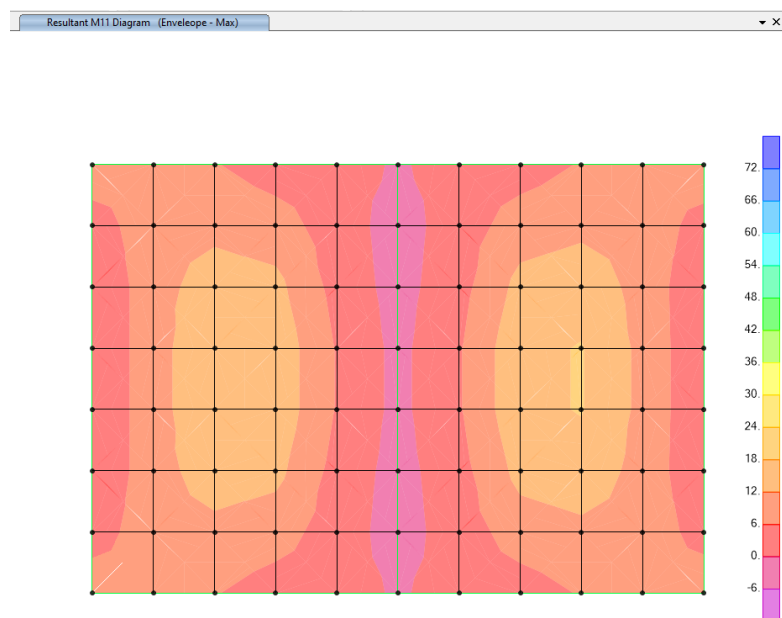


Figura 10 – Momenti perkules sipas Y ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=20$ kNm/m

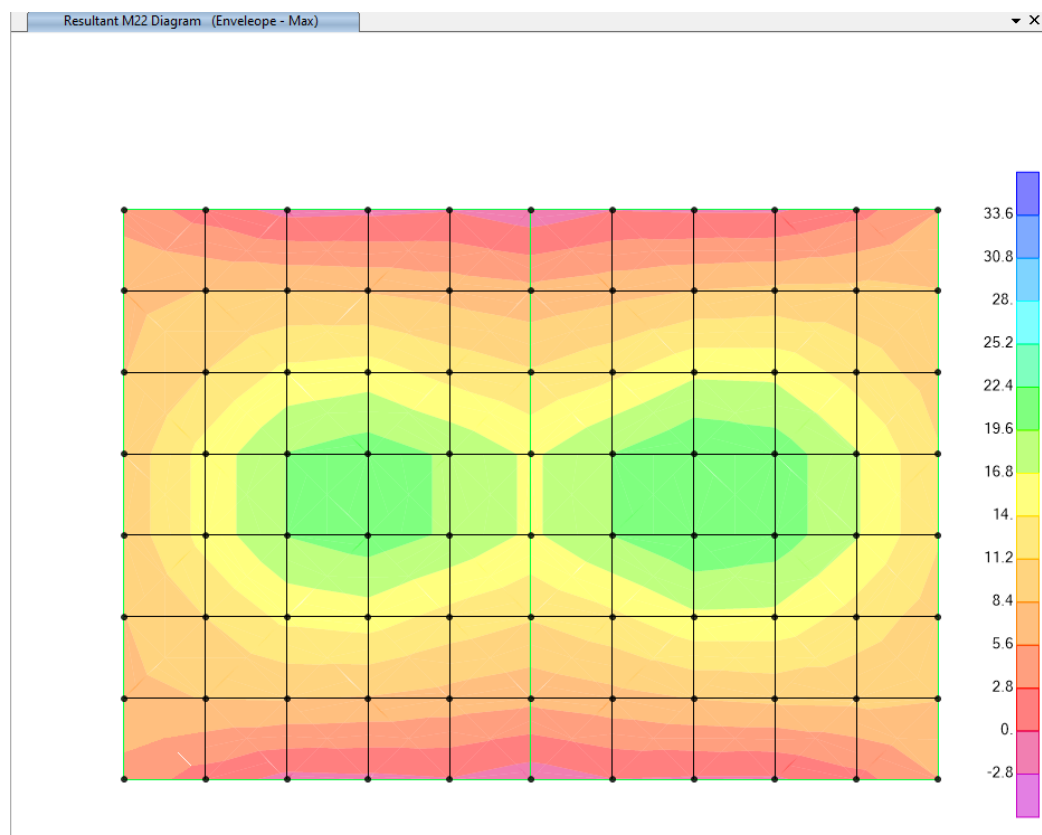
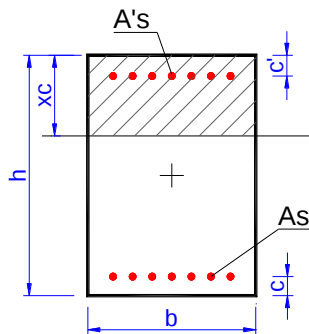


Figura 11 – Momenti perkules sipas X ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=22$ kNm/m



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

Sforcimet		
M	21	[kNm]
N	0	[kN]

Armatura e tërhequr As			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
6	12	6.79	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.79	

Armatura e shtypur A's			
Nr.	Diametri [mm]	Sipërfaqja mbrojtëse [cm ²]	Shtresa [cm]
6	12	6.79	5
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		0.00	
		6.79	

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_{uk}	α_s	$\epsilon_{ud} = \epsilon_{uk} \alpha_s$
	1.15	200000	500	434.8	0.217%	7.500%	1	7.500%

☒ N konstante
☐ e konstante

Llogarit

N final
0.0 [kN]

xc
3.83 [cm]

M final
44.5 [kNm]

Faktori i sigurisë
2.12

Nga verifikimi rezulton se seksioni i soletës me dimensione 20cm x100cm dhe me armim $\Phi 12/15$ lart dhe poshte ne te dyja drejtimet ka nje kapacitet $M_{rd1}=44.5\text{kNm/m}$. Pra momenti rezistent eshte me i madh sesa momenti veprues maksimal prej $M_{ed}=22\text{ kNm/m}$. Seksioni eshte i verifikuar.

6.3.5 Kontrolli i konsolit te shkurter



Figura 12 – Momenti perkules ne kNm/m per kombinimin ULS, $M_{max}=7.6$ kNm/m

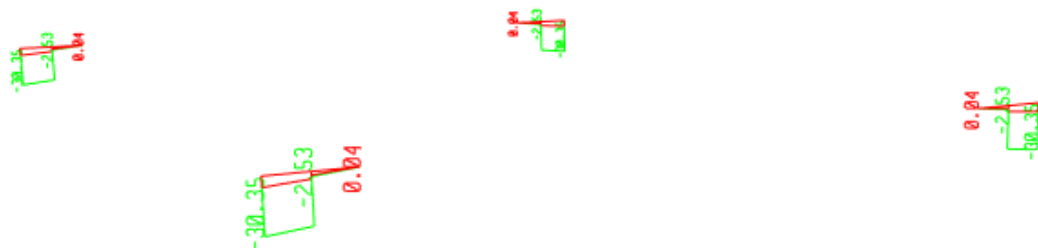
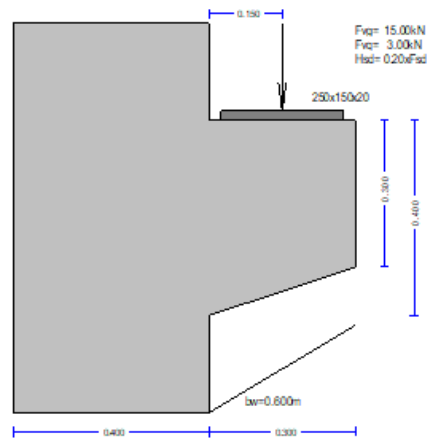


Figura 13 – Forca prerese ne kN per kombinimin ULS, $V_{max}=31$ kN

Corbel/Bracket

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

C25/30-S500



Concrete-Steel class: C25/30-S500

Environmental class : XC0

Concrete cover : Cnom=20 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 $h_w=0.400$ m, $b_w=0.600$ m, $b_c=0.300$ m

$h_c=0.400$ m, $h_d=0.300$ m, $a_c=0.150$ m

Bearing plate $b_{bxt} \times t=250 \times 150 \times 20$ mm

Dead load $F_{vg}=15.00$ kN, Live load $F_{vq}=3.00$ kN

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

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

$a_c < 0.40 h_c$ ($0.150 < 0.40 \times 0.400 = 0.160$ m)

conditions of short corbel

dimensioning with $h_c=2.50 \times a_c=2.50 \times 0.150=0.375$ m

Design using a strut-and-tie model with strut the

compressive stress field and tie the reinforcement

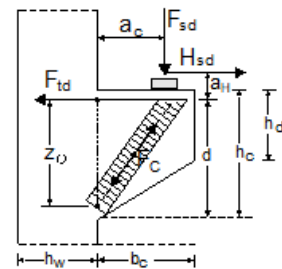
$d = h - C_{nom} - 2\phi = 375 - 20 - 2 \times 14 = 327$ mm, $d = 0.327$ m

$a_H = C_{nom} + 2\phi + t = 20 + 2 \times 14 + 20 = 68$ mm, $a_H = 0.068$ m

$d/a_c = 0.327/0.150$, $\theta = 65.4^\circ$, $\tan \theta = 2.18$

$F_{ed} = 1.35 \times 15.00 + 1.50 \times 3.00 = 24.75$ kN

$H_{ed} = 0.20 \times 24.75 = 4.95$ kN



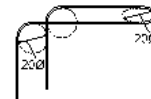
1.3. Concrete strut capacity V_{rdmax}

(EC2 §6.2.3 Eq.6.9)

$V_{rdmax} = \alpha_{cw} \cdot b_w \cdot z \cdot v_l \cdot f_{cd} / (\cot \theta + \tan \theta)$,
 $V_{ed} / \max(V_{rdmax}) = 0.04$, $\theta = 21.8^\circ$ $\cot \theta = 2.50$ $\tan \theta = 0.40$
 $\alpha_{cw} = 1.00$ $z = 0.9d$, $f_{ck} = 25.0 < 60 \text{ MPa}$ $v_l = 0.6[1 - f_{ck}/250] = 0.6[1 - 25/250] = 0.540$, $f_{cd} = 14.17 \text{ MPa}$
 $V_{rdmax} = 0.001 \times 1.00 \times 600 \times 0.9 \times 315 \times 0.540 \times 14.17 / 2.90 = 448.8 \text{ kN}$
 $V_{ed} = 24.8 \text{ kN} < 448.8 \text{ kN} = V_{rdmax}$, the check is verified

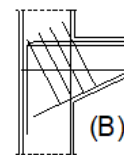
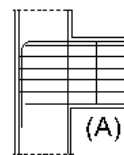
1.4. Force in tie

$z_o = d(1 - 0.4V_{ed}/V_{rdmax}) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 24.8 / 448.8) = 0.308 \text{ m}$
 Force in tie $F_{td} = F_{ed} \cdot a_c / z_o + H_{ed} \cdot (a_H + z_o) / z_o$
 $F_{td} = 24.8 \times 0.150 / 0.308 + 4.9 \times (0.080 + 0.308) / 0.308 = 18.29 \text{ kN}$
 $A_{s, req} = F_{td} / f_{yd} = 10 \times 18.29 / 435 = 0.42 \text{ cm}^2$
 Main tension reinforcement (looped) $1\phi 20$ (6.28 cm^2)



1.5. Links (EC2 Annex J.3)

$a_c / h_c = 0.150 / 0.375 = 0.400 < 0.50$
 Horizontal closed links Figure A
 or inclined links, Figure B
 Total area $A_{sw} = 0.25 \times 0.42 \text{ cm}^2 = 0.10 \text{ cm}^2$
 Use closed links $2\phi 7$ (1.54 cm^2)



1.6. Check pressure under bearing plate

(EC2 §6.5.4.b)

Mean concrete compressive stress $\sigma_c = F_{ed} / A_c \leq \sigma_{rdmax} = 0.60 v_l f_{cd}$ $v_l = 1 - f_{ck} / 250$ (Eq.6.56, 6.57N)
 $\sigma_c = 1000 \times 24.8 / (250 \times 150) = 0.66 < 0.54 \times 14.17 = 7.65 \text{ N/mm}^2$ 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 $b_{req} = 1.50 \times 140 + 2 \times 20 + 2 \times 20 = 290 \text{ mm}$
 Basic required anchorage length (EC2 Eq.8.3)
 $l_{b, reqd} = (\sigma_{sd} / f_{bd}) = (20 / 4) \times (29 / 2.30) = 63 \text{ mm}$
 $\sigma_{sd} = 1000 \times 18.29 / 628 = 29 \text{ MPa}$ $f_{bd} = 2.25 \times 1.00 \times (f_{ctk} 0.05 / \gamma_c) = 2.30 \text{ MPa}$ (EC2 §8.4.2)
 Design anchorage length $l_{bd} = 1.00 \times 63 = 63 \text{ mm}$, $C_{nom} = 20 \text{ mm} < 3\phi = 60 \text{ mm}$ (EC2 §8.4.4, T.8.2)
 Minimum anchorage length $l_{b, min} = \max(0.30 l_{b, reqd}, 10\phi, 100 \text{ mm}) = 200 \text{ mm}$
 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 1.5 Ton ose 15 kN, armatura e nevojshme eshte 4 ϕ 16 dhe stafa ϕ 10/10.