



BASHKIA POGRADEC

**RAPORTI KONSTRUKTIV
I REZERVUARVE TE UJT**

Objekti:

**” UJËSJELLËSI RAJONAL TREBINJË”
“BURIMET E KOZICËS”**

PROJEKT ZBATIMI



KONSULENTI

“ ERALD-G” sh.p.k

- DHJETOR 2020 -

Contents

1	Hyrje.....	3
2	Kodet dhe Referencat	5
3	Materialet	6
4	Analiza dhe llogaritja strukturore	7
5	Ngarkesat Llogaritëse.....	10
5.1	Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)	10
5.2	Ngarkesat e perkohshme (Live Loads-LL).....	11
5.3	Ngarkesat me veprime te vecante: (Other Loads-OL).....	13
5.4	Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL).....	13
5.5	Forcat e aplikuara ne strukturë	16
6	Dhomat e Shpërndarjes	17
6.1	Ngarkesat e përherëshme (G)	17
6.2	Ngarkesa të përkohshme:.....	18
6.3	Ngarkesa Sizmike:.....	18
6.4	Forcat e aplikuara ne strukturë.....	18
7	Dhomat e valvulave të ajrit	19
7.1	Ngarkesa te perhereshme (G)	19
7.2	Ngarkesat të përkohshme:	20
7.3	Ngarkesat Sizmike:.....	20
7.4	Forcat e aplikuara ne struktue.....	20
	20
8	Kombinimi i ngarkesave te konsideruara per te gjitha tipet e struktures, referuar te dy kodeve (KTP 89, EUROCODE) jane:.....	21
9	Rezultatet e analizës dhe hartimi i elementeve të strukturës	21
9.1	Diagrama skematike e momenteve te lakimit.....	23
10	Llogaritjet e Armaturës	27
11	. Verifikimi i forcave prerese.....	27
12	Kontolli i plasaritjes	27
12.1	Pllake themeli.....	28
12.2	Muret	29
12.3	Pllakat.....	31
13	PERFUNDIME	33

1 Hyrje

Ky raport permban projektimin konstruktiv të rezervuarve të ujit 50m³;75m³;100m³; 150m³; të dhomave të shpërndarjes dhe dhomave të valvulave të ajrit. Raporti ka te beje me verifikimet sipas metodes gjysme-probabilistike te Gjendjeve Kufitare (S.L.). Strukturat e dizenuara janë pjesë përbërëse e objektit "Ujësjellës rajonal Çëravë – Dardhas ,Burimet e Gurrasit".

Te gjithë analizat strukturore dhe verifikimet jane kryer ne perputhje me Eurokodet.

Programi I përdorur për llogaritjet është SAP2000V14.

Jeta e Strukturës është llogaritur 50 vjet.

Rezervuarët janë pjeserisht të zhytur në tokë dhe janë të ndarë në një depo uji dhe një dhomë kontrolli.

Rezervuari 50m³;75m³;100m³; 150m³; është një strukturë b/arme e përberë nga një dysHEME me trashësi 30cm, mure me trashësi 30cm, soletë me trashësi 25cm .

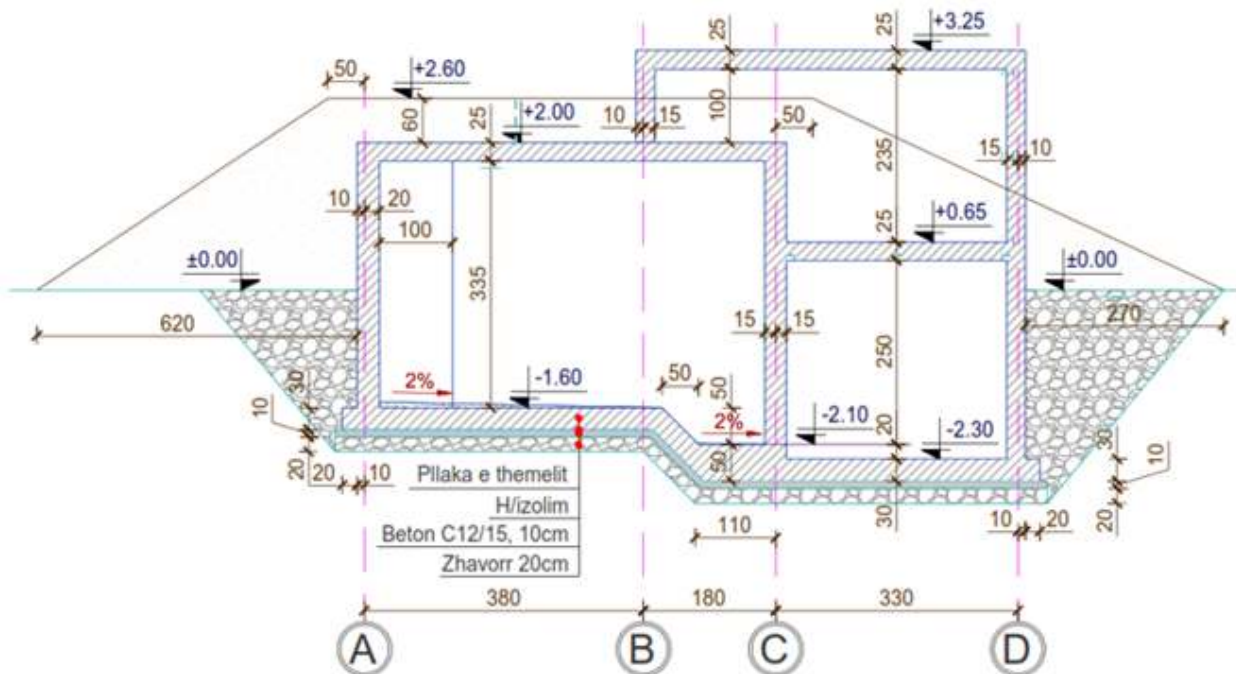


Figura-1 _Prerje e Depos 100M³

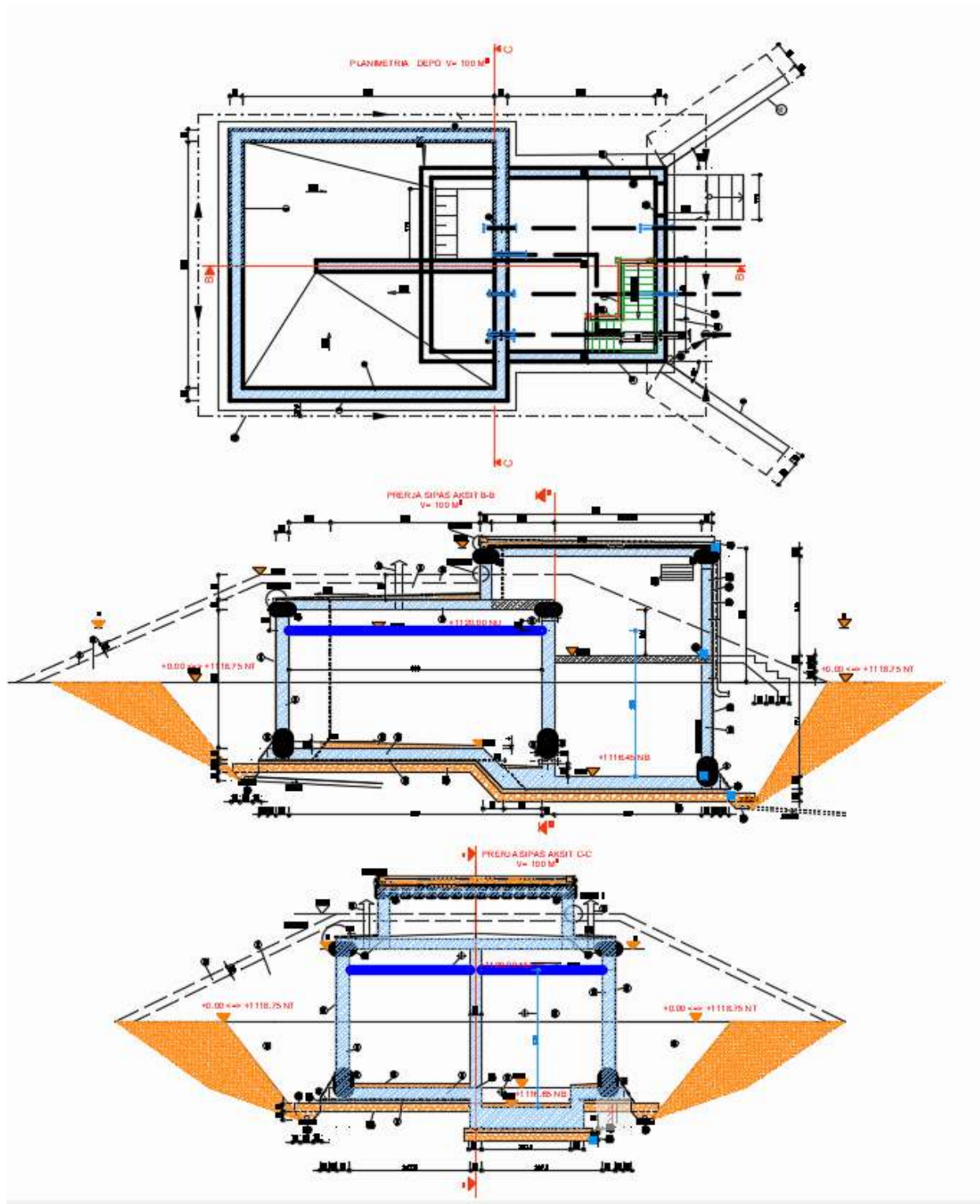


Figura-2_Plane &Prerje e Depos 100M³

2 Kodet dhe Referencat

Ndërtimi i strukturës do të zhvillohet në përputhje me standardet aktuale evropiane teknike, të cilat janë të përberë nga Eurocodes.

Mqënëse Shqipëria nuk ka Anekse Kombëtare, vlerat e të gjithë parametrave të cilat janë lënë në Eurokod për zgjedhje të lirë nga shtete, e njohur si parametra të përcaktuar në shkallë kombëtare, janë marrë nga anekset kombëtare Greke.

- Kusht Teknik Projektimi per Ndertimet Antisizmike KTP-N.2-89` (AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)
- `Kushte teknike te projektimit`, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)
- `Eurocode 2 : Design of Concrete Structures FINAL DRAFT prEN 1992-1-2`, December 2003)
- `Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance FINAL DRAFT prEN 1998-1`, December 2003).
- `Principles of Foundation Engineering`, Pës-Kent Publishing Company, Boston 1984
- `Foundation Analysis and Design`, McGraë-Hill1991 (Josepf E. Boëles)
- `Foundation Vibration Analysis Using Simple Physical Models` PTR Prentice Hall 1994
- (John P. Ëolf)
- `Soil-Structure Interaction Foundation Vibrations `, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges Sieffert)
- `Geotechnical Earthquake Engineering` Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)
- `Reinforced Concrete Structures`, John Ëiley & Sons. 1975 (R. Park and T.Paulay)
- `Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings ` John Ëiley & Sons 1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- `Earthquake-Resistant Concrete Structures`, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas J.Kappos).
- `Reinforced Concrete Mechanics and Design`, Third Edition, Prentice Hall, (James G. MacGregor).

Projekti në fjalë është llogaritur duke u bazuar në hipotezën e gjendjes lineare të materialeve (beton – hekur) dhe në teorinë e zhvendosjeve të vogla, për konstruksione lineare betonarme. Sistemi i njësive është :

kN për forcat, m për gjatësitë, gjithashtu edhe për derivatet përkatëse të njësive të mësipërme. Gjatë njesimit të konstruksionit fizik me modelin llogaritës statik, elementet e ndryshme tëkonstruksionit "përkthehen" në Modelin Mekanik dhe në Modelin e Ngarkimit, në mënyrë të tillë që të krijohet dhe në vazhdim të zgjidhet një Model Matematik Unik.

Programi I përdorur për llogaritjet është SAP2000V14.

3 Materialet

Klasa e betonit te parashikuar ne projekt per themelet (Tip Pllake) dhe per gjithë elementet e tjere te mbistruktures (kolona, mure b/a, soleta, dhe trare) eshte C30/37 . Bazuar te EC8, në strukturat me duktilitet mesatar DCM, nuk mund të përdoret per elementet paresore sizmike beton me klase me te vogel se C16/20.

Çeliku i perdorur ne objekt eshte importi S500 me kufi rrjedhshmerie $\sigma_{rj} = 500$ MPa me Rak = 5000 kg/cm². Kjo klase hekuri eshte parashikuar per te gjitha llojet e armaturave te perdorura ne objekt. Çeliku që do të përdoret duhet të gëzojë veti të mira si në rezistencë ashtu edhe në deformueshmëri (duktilitet). Në elementët parësorë sizmike, për armaturën e hekurit duhet të përdoret çelik i klasës B ose C, sipas tabelës C1 në Aneksin Normativ C të Eurokodit 2, EN 1992. Referuar eurokodeve shufrat e çelikut duhet të jenë patjetër të vjaskuara (çelik periodik).

Rezistencat llogaritese (te projektimit) per betonin dhe çelikut jane marre nga reduktimi i rezistencave karakteristike sipas klases se betonit (apo çelikut) te perdorur me faktorin e sigurise perkates si me poshte:

$$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- f_{cd} - Vlera llogaritese e rezistences cilindrike ne shtypje
- f_{ck} - Rezistenca karakteristike ne shtypje cilindrike e betonit pas 28 ditëve.
- γ_c =faktor i pjesor i sigurisë për betonin=1.5 (EC22.3.3.2)

$$f_{ctm} = f_{ctk} / \gamma_c \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- Vlera mesatare e rezistences ne terheqje aksiale e betonit
- Rezistenca karakteristike ne terheqje aksiale e betonit
- γ_c =faktor i pjesor i sigurisë për betonin=1.5 (EC22.3.3.2)

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s \quad (\text{EC22.3.3.2})$$

- f_{yd} Sforcimi llogarites i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- f_{yk} Sforcimi karakteristik i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- γ_s =faktor i pjesor i sigurisë për çelikut = 1.15, (EC22.3.3.2)

$$f_{y\ddot{e}d} = f_{y\ddot{e}k} / \gamma_s$$

- $f_{y\ddot{e}d}$ Sforcimi llogarites i rrjedhshmerise se stafave
- $f_{y\ddot{e}k}$ Sforcimi karakteristik i rrjedhshmerise se armatures se zakonshme
- γ_s =faktor i pjesor i sigurisë për çelikut = 1.15, (EC22.3.3.2)

Materialet e perdorura paraqiten ne menyre tabelare si me poshte:

MATERIALET			
Kategoria e Betonit te Kolonave:	C30/37	Kategoria e Betonti te Mureve :	C30/37
Kategoria e Betonti te Pllakave:	C30/37	Kategoria e Betonit te Trareve :	C30/37
Kategoria e Betonit te Tra themeleve :	C30/37	Kategoria e Betonit te Plintave :	C30/37
Kategoria e Arm. Mbajttese te Kolonave :	S500C:	Kategoria e Arm. Mbajttese te Mureve :	S500C:
Kategoria e Arm. Mbajttese te Pllakave :	S500C:	Kategoria e Arm. Mbajttese te Trareve :	S500C:
Kategoria e Arm. Mbajttese te Trathemeleve :	S500C:	Kategoria e Arm. Mbajttese te Plintave :	S500C:
Kategoria e Arm. Se Stafave te Kolonave :	S500C	Kategoria e Arm. Se Stafave te Mureve :	S500C
Kategoria e Arm. Se Stafave te Pllakave :	S500C	Kategoria e Arm. Se Stafave te Trareve :	S500C
Kategoria e Arm. Se Stafave te Tra themeleve :	S500C	Kategoria e Arm. Se Stafave te Plintave :	S500C

4 Analiza dhe llogaritja strukturore

Analiza statike dhe dinamike per te percaktuar reagimin e struktures ndaj tipeve te ndryshme te ngarkimit te struktures eshte kryer me programin "SAP2000."

Modelimi i struktures ne teresi dhe i cdo elementi behet mbi bazen e metodikes se elementeve te fundem (Finite Element Metode - FEM).

Analiza dinamike ka ne bazen e saj analizen modale me **metoden e spektrit te reagimit**. Ngarkesat dinamike, (sizmike) te llogaritura pranohen si ngarkesa ekuivalente statike dhe ushtrohen ne vendin e masave te perqendruara. Si baze per metoden e llogaritjeve dinamike me metoden e spektrit te reagimit sherben **analiza e vlerave te veta dhe e vektoreve te vete**. Me ane te kesaj metode percaktohen format e lekundjeve vetjake dhe frekuencat e lekundjeve te lira. **Vlerat dhe vektoret e vete** japin pa dyshim nje pasqyre te qarte dhe te plote per percaktimin e sjelljes se struktures nen veprimin e ngarkesave dinamike. Programi automatikisht kerkon modet me frekuenca rrethore me te uleta (perioda me te larta) si me kontribuese ne thithjen e ngarkesave sizmike nga struktura. Numri maksimal i modeve te kerkuara nga programi eshte kushtezuar nga vete konstruktori ne $n=18$ mode, nderkohe qe masat e kateve te ketij objekti jane konsideruar me tre shkalle lirie, na te cilat 2 rrotulluese dhe nje translative sipas planit te vete soletes. Frekuenca ciklike f (cikle/sec), frekuenca rrethore ω (rad/sec) dhe perioda T (sec) jane lidhur midis tyre nepermjet relacioneve: $T=1/f$ dhe $f=\omega/2\pi$. Si rezultat i analizes merren zhvendosjet, forcat e brendshme (M, Q, N,) dhe sforcimet σ ne cdo emelente te struktures.

Analiza me metoden e spektrit te reagimit eshte kryer duke perdorur superpozimin modal. (Sipas Eilson & Button 1982).

Analiza Gjeometrike ka ne bazen e saj, konstruimin gjeometrik te elementeve perberes te struktures, ne planimetri dhe ne lartesi.

Gjeometria ne lartesi. Aplikimi i mureve dual (diafragmave vertikale) jane vendosur ne menyre te atille qe te thithin ngarkesat horizontale (ngarkesat sizmike, te eres, etj) dhe punojne si konsola vertikale. Shperndarja e forcave prerese ne sistemet me mure te lidhur si mesiper behet proporcional me momentet e inercise se seksioneve terthore te mureve te sistemit, bazuar kjo ne karakterin e njejte te deformimeve dhe zhvendosjeve te mureve perberes te sistemit. Per te shtangesuar konstruksionet,

fleksibiliteti i te cileve eshte i madh (zhvendosjet horizontale jane te medha), perdoren edhe sistemet mikse me rama dhe mure. Objekti ne fjale eshte i tille dhe quhet sistem dual. Ky sistem behet i domosdoshem kur kerkohet sistem me permasa dhe hapësira te medha.

Sistemet duale karakterizohen nga ndryshime thelbesore persa i perket nderjeve dhe deformimeve te komponenteve perberes te tyre. Nen veprimin e ngarkesave anesore, deformimi global i nje rame ne nje sistem dual eshte i ngjashem me ate te nje elementi vertikal qe punon ne prerje, kurse muret sillen si konsola vertikal te perkulshem. Deformimet e ramave jane me te pakta ne katet e siperme, cka kompensohet nga nje zhvendosje me e madhe aty e mureve. Forcat e bashkeveprimit qe rezultojne ne to japin nje rezultat te favorshem, duke modifikuar mjaft epjurat e momenteve dhe forcave prerese, si ne mure ashtu dhe ne rama. Me pak fjale themi se aplikimi i mureve ne kete objekt eshte bere per arsye se

- 1) zvogelimin e deformimeve ne elementet e ndertesës,
- 2) zvogelimin e periodes se struktures ne teresi,
- 3) zvogelimin e armimeve dhe permasave te elementeve ne pergjithesi.

Gjeometria ne planimetri. Aplikimi i mureve te mesiperme ka nje sens llogjik i vendosjes se tyre ne ndertese. Vendosja e tyre duhet te behet ne menyre te atille qe te zvogelodhen zhvendosjet translative dhe ato te rrotullimit.

Ne rastet e stukturave jo simetrike, jane te pritshme bashkeveprimet midis zhvendosjeve translative dhe atyre rrotulluese. Rrjedhimisht per to behet e domosdoshme analiza tredimensionale ku duhet te pasqyrohet bashkeveprimi hapsinor i elementeve strukture vertikale dhe horizontale. Ne keto raste nje rendesi te vecante merr percaktimi, per cdo nivel apo kat, i te ashtuquajtures "qender e ngurtesise" apo (Q. N.). Kjo eshte pika ku kalon rezultatja e forcave rezistente te elementeve strukturor te katit perkates, gjate veprimeve horizontale sizmike te supozuara. Rreth kesaj qendre, ne nivelin qe shqyrtohet, mund te ndodhe levizja rrotulluese apo perdredhja e struktures. Nderkaq, duke pasur parasysh konceptin e forcave sizmike si forca inerciale, kuptohet se keto forca aplikohen duke kaluar nga qendra e rendeses te cdo kati (Q. G.). Fizikisht eshte gjithashtu e kuptueshme se mosperputhja midis qendrave Q. G. dhe Q. N. do te krijonte nje gjendie ku per katin ne shqyrtim, vec forces sizmike qe vepron ne ate kat, do te kemi shfaqjen e nje momenti perdredhes, qe merret si produkt i forces sizmike me jashtqendersine midis Q. G. dhe Q. N.. Ky fenomen shfaqet si nje efekt i pafavorshem shtese ne ndertesat qe kane parregullsi strukture. Ne praktike tentohet qe fenomeni i perdredhjes te shmanget ose reduktohet sa me teper te jete e mundur.

Modelimi i struktures eshte bere 3D, duke perdorur programin holoBIM 10. Strukturat jane llogaritur sipas gjendjes kufitare, dhe skema statike e objektit eshte marre "rame me shume kate dhe shume hapësira". metoda e llogaritje eshte bere bere sipas eurocode-ve per ndertime ne zone sizmike, "analize sizmike dinamike".

Pllakat njesohen me pllaka drejtekesnde te njevlershme dhe zgjidhen sipas Czerny. Skeleti (ramat) njesohet me nyje, shufra, trupa te ngurte dhe diafragma, ne hapësire. Cdo nyje ka ne pergjithesi 6 shkalle lirie, nqs nyja i takon diafragmes ka 3 shkallet e lirise te vetat dhe 3 shkallet e lirise te diafragmes. Ne vendin perkates te cdo kolone dhe trau krijohet nje 3d beam element' me karakteristikat inerciale perkatese, i cili i nenshtrohet deformimeve ne perkulje dhe ne prerje. Skajet

e mbështetjes se trareve mbi kolonat konsiderohen si trupa te ngurte me gjatesi sa gjatesia e mbështetjes se traut mbi kolone.

Tra - themelet njesohen me nje element trau linear mbi bazament elastik. Rama ne hapesire, ne pergjithesi, mbështetet ne menyre elastike ne bazament duke prodhuar keshtu , mbas zgjidhjes, vlerat llogatitese dhe sforcimet mbi bazament.

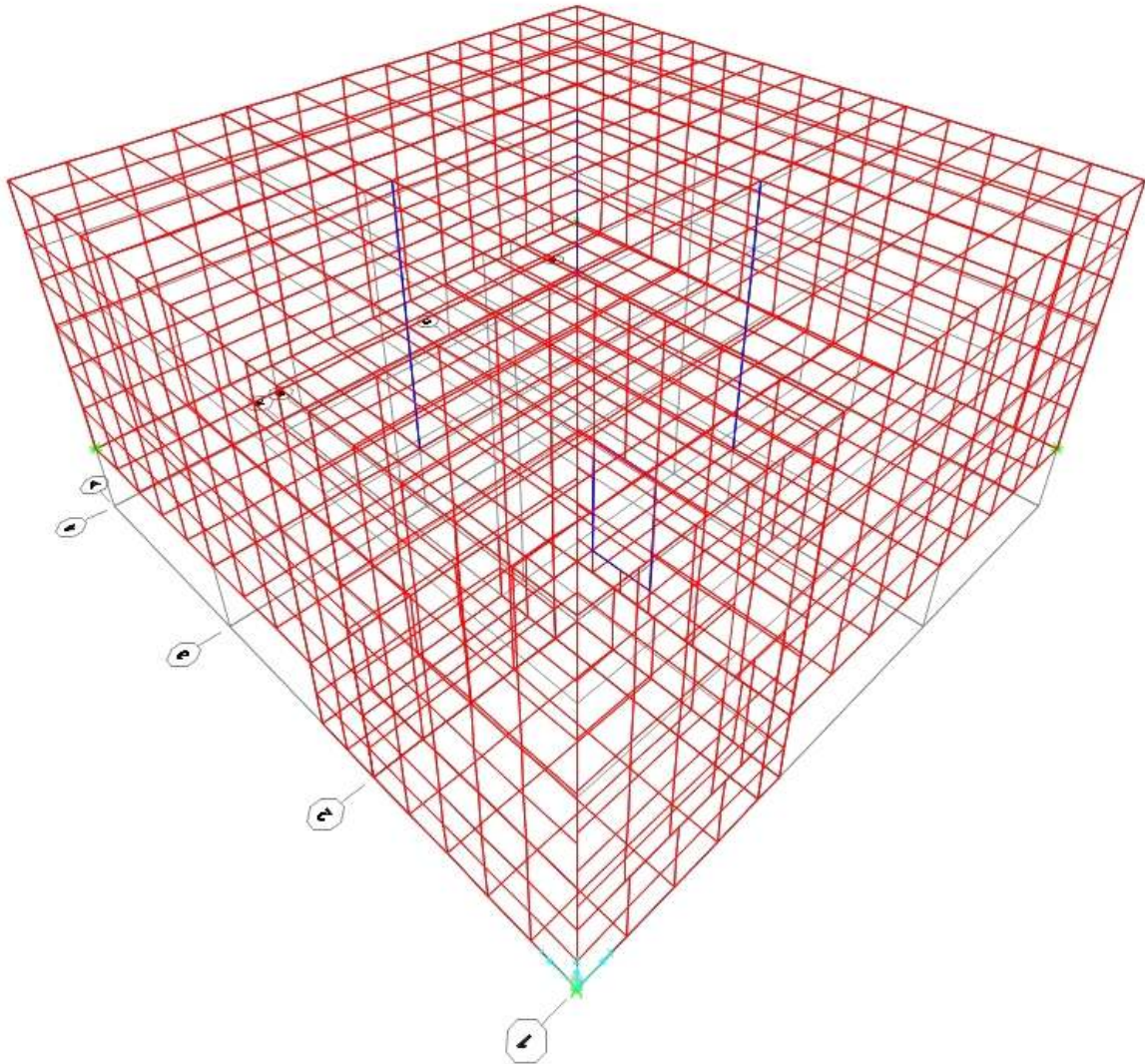


Figura-3_Modeli 3D i depos 100M³

5 Ngarkesat Llogaritëse

5.1 Ngarkesat e perhershme (Dead Loads-DL)

Ne ngarkesat e perhershme hyjne: Pesha e pjeseve te perhershme te godinave ose veprave, duke perfshire edhe pjesen e konstruksioneve mbajtese, veshese, mbushese dhe ndarese; pesha dhe presioni i dherave (mbushjet), presionet malore, veprimi i paranderjes ne konstruksionet, pesha e disa pjeseve te godinave ose veprave, pozicioni i te cilave gjate procesit te shfrytezimit, mund te pesoje ndryshim (psh muret ndarese qe mbajne vetem peshen e vet). Ne ngarkesat e perhershme jane perfshire: Pesha vetjake e gjithë elementeve mbajtes te struktures beton arme (themele, trare, kolona, pesha vetjake e soletave, shtresave te dyshemese, muret ndares vetembajtes me tulla me bira, dhe parapetet e ballkoneve, shkalleve etj).

Ngarkesat e normuara qe jane marre ne konsiderate per strukturen e mesiperme jane paraqitur ne tabelen e meposhtme:

NGARKESAT E PERHERSHME :					
Pesha vellimore e betonit :	25.00	kN/m ³	Pesha vellimore e murit te tules ndares :	2.10	kN/m ²
Ngarkesa e murit te tules mbajtes:	3.60	kN/m ²	Shtresat e tarraces :	1.50	kN/m ²
Shtresat e pllakave:	1.00	kN/m ²	Shtresat e shkalleve :	1.30	kN/m ²
Pesha vellimore e dheut :	18.00	kN/m ³	Ngarkese tjeter e perhershme :	0.00	

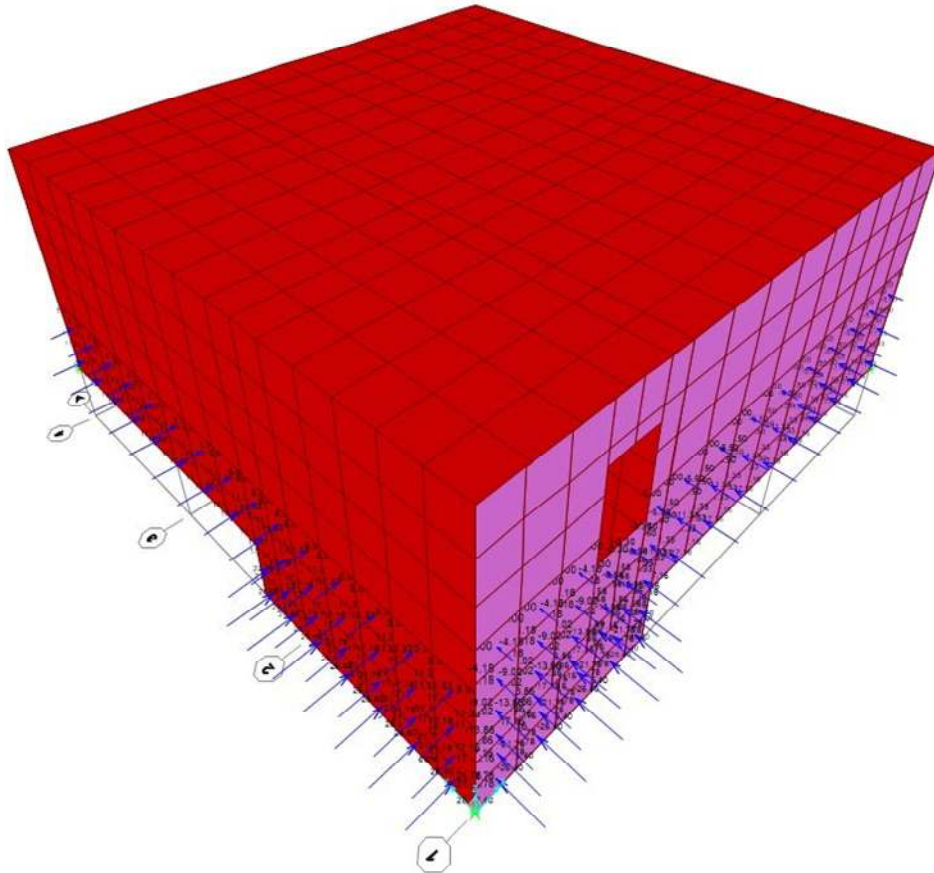


Figura-4_Modeli 3D depo 100M³(ngarkesat)

Pesha e vetë strukturës dhe pesha e elementeve jostrukturale:

Vetë pesha e strukturës llogaritet automatikisht nga programi SAP2000 v.14, sipas dimensioneve të strukturës dhe densitetit të betonit të armuar i cili konsiderohet: $\gamma=25\text{kN/m}^3$.

Ngarkesat e perhereshme të secilës shtresë në dyshe dhe çati llogariten në bazë të densitetit dhe trashësisë së tyre si më poshtë:

Membranat e mbrojtjes së ujit dhe faqet mbrojtëse (dy shtresa të siperfaqeve të asfaltuara të bashkuara, dy shtresa të siperfaqeve polietileni, vulën e avullit të elastomerit-asfaltit të bashkuar), 1.5cm: $g = 0.015 \times 1200 = 18 \text{ daN/m}^2$.

- Betoni i pjerrët: $g = 0.085 \times 2500 = 212.5 \text{ daN/m}^2$.
- Izolimi termik 0.5cm: $g = 0.005 \times 600 = 3 \text{ daN/m}^2$.

Ngarkesa totale e perhereshme është: $gr1 = 18 + 212.5 + 3 = 233.5 \text{ daN/m}^2$.

- Me pjerresi me cemento te mprehte: $g = 0.078 \times 2500 = 195 \text{ daN/m}^2$.
- dheu, 60cm: $g = 0.60 \times 1800 = 1080 \text{ daN/m}^2$.

Ngarkesa totale e perhereshme është: $gr2 = 18 + 195 + 1080 = 1293 \text{ daN/m}^2$.

Ngarkesa të perhereshme (G) të shtresës së pjerrët të çimentos:

Me pjerresi me cemento te mprehte: $g = 0.03 \times 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$.

Ngarkesa të perhereshme (G) të shtresave suvatuese të mureve dhe tavaneve:

Shtresat e suvatimit, 2cm: $g = 0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$.

Ngarkesa e perhereshme e tokës (terrenit)

Presioni i tokës në pjesën nëntokësore të strukturës llogaritet bazuar në karakteristikat gjeologjike të shtresave ose materialit plotësues (zhavorr ose tokë)

$$\text{- Për tokat kohezive, } p = \gamma \cdot z \cdot ka - 2 \cdot c \cdot \sqrt{ka}$$

$$\text{- Për tokat jo kohezive, } p = \gamma \cdot z \cdot ka$$

ku, γ – vëllimi i peshës së tokës z – thellesi

ka – koeficienti i presionit aktiv $ka = \text{tg}^2(44-\phi/2)$

Ka dy raste të materialeve plotësuese:

Rasti 1 –dhe', $\phi = 18^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 1 \text{ kPa}$, $ka = \text{tg}^2(44-18/2) = 0.53$

$$p = \gamma \cdot z \cdot ka - 2 \cdot c \cdot \sqrt{ka} = 20 \cdot 0.53 \cdot z - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0.53} = (10.6 \cdot z - 1.4) \text{ kN/m}^2$$

Rasti 2 – zhavorr, $\phi = 28^\circ$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $ka = \text{tg}^2(44-28/2) = 0.36$

$$p = \gamma \cdot z \cdot ka = 22 \cdot 0.36 \cdot z = (7.92 \cdot z) \text{ kN/m}^2$$

5.2 Ngarkesat e perkohshme (Live Loads-LL)

Ngarkesat e perkoheshme ndahen ne dy kategori:

1. Ngarkesa te perkoheshme me veprim te gjate:

Pesha e paisjeve te palevizshme, duke perfshire edhe peshen e mbushjes se tyre me material te ngurte ose te lengshem gjate kohes e shfrytezimit te vepres, ngarkesa ne nderkatet e depove ose ambienteve te ngjashme me to; veprimi per nje kohe te gjate i temperatures nga paisjet e palevizshme; pesha e shtreses se ujit mbi mbulesat e rrafsheta qe mbushen me uje, ngarkesat

e perkoheshme ne godinat e banimit dhe shoqerore, ku mbizoteron pesha e pajisjeve ose ku ekziston mundesia e grumbullimit te shpeshte te njerezve, etj.

2. Ngarkesa e perkoheshme me veprim te shkurter:

Ngarkesat nga pajisjet e levizeshme ngritese-transportuese (si te teleferikut, vincave, etj), te cilat perdoren si gjate ndertimit, ashtu edhe gjate shfrytezimit te godinave dhe veprave; ngarkesat ne nderkate ose prej peshes se njerezve, mobiljeve dhe te pajisjeve te lehta, pesha e njerezve, detajeve, materialeve te rimontit ne zonat e sherbimit te paisjeve (te hyrjeve, te hapësirave dhe te te gjitha pjeseve te tjera qe jane te lira nga paisjet); ngarkesa e debores; ngarkesa e eres; veprimet e temperatures klimaterike; etj.

Si ngarkesa te perkohshme ne strukture jane llogaritur ngarkesat e shfrytezimit te dyshemeve te cilat ne menyre te permbledhur jane paraqitur gjithashtu ne tabelen e meposhtme:

NGARKESAT E PERKOHSHME :					
Dyshemete e Sallave :	2.00	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Dyshemete e shkalleve sekondare :	3.50	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dyshemete e ambjeteve te sherbimeve :	5.00	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Dyshemete e shkalleve te qendrore:	5.00	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$
Dyshemete e ambjeteve te sherbimeve :	5.00	$\frac{\text{kN}}{\text{m}^2}$	Ngarkese tjeter e perkohshme 2:	0.00	

Ngarkesat e mesiperme jane nominale dhe varesi te kombinimit per te cilin do te kontrollohet struktura, ngarkesat e perhershme (DL) apo ato te perkohshme (LL) shumezohen me koeficientin perkates te sigurise, sipas kodeve (kushteve) perkatese te projektimit.

Modelimi i ngarkimit

Shpendarja e ngarkesave te skajeve te pllakave qe mbeshteten mbi traret e mureve strukture, behet ne baze te ligjit (1/3, 1/2 dhe 2/3)* φ (kur $\varphi=90^\circ$, ligji behet $30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$). Ngarkesa reale e cdo skaji pllake njetrjatesohet dhe i shtohet ngarkesave te tjera te trareve duke perbere keshtu ngarkesen totale te trareve. Per analizen dinamike masa e cdo pllake konsiderohet e shperndare ne nivelin e diafragmes. Masa e traut konsiderohet e shperndare ose ne gjatesine e traut ose ne niveli e diafragmes se ciles i perket. Masa e kolonave konsiderohet e shperndare ose ne nyjet e siperme dhe te poshtme ose ne diafragmat qe u perkasin nyjet e elementit.

- Nën presionin e ujit që vepron në muret rrethuese zbatohet duke marrë parasysh nivelin e ujit natyror në nivelin natyror të tokës: $p_{në} = p_e \cdot z = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z \text{ [kN/m}^2\text{]}$.
- Presioni i ujit brenda strukturës (Ëa, Ëd) zbatohet sipas nivelit maksimal të ujit mbushës në dy situata:

- presioni statik, $p_s = 10 \text{ kN/m}^3 \cdot z \text{ [kN/m}^2\text{]}$;

- presioni dinamik, $p_d = p_s \cdot 1.2 = 12 \text{ kN/m}^3 \cdot z \text{ [kN/m}^2\text{]}$.

- Ngarkesa te sherbimit $p_s = 2 \text{ kN/m}^2$.

5.3 Ngarkesat me veprime te vecante: (Other Loads-OL)

Ne keto ngarkesa hyjne:

Veprimet sizmike; veprimet e uljeve te themeleve qe shkaktohen nga prishja e struktures se tokes, ngjeshja e tokave (ulja e mbushjeve), etj.

5.4 Ngarkesat sizmike: (Earthquake Loads-EL)

Zona ku do te ndertohet objekti ben pjese ne zona me intesitet rreth 8 balle sipas shkalles te modifikuar te Merkalit. Nxitimi maksimal i formacionit baze eshte marre $a=0.22g$;

Qyteti i Korces vlerësohet me intensitet sizmik VIII ballë (MSK – 1964) sipas Hartës së Rajonizimit Sizmik të Shqipërisë (viti 1980), ndërsa trualli i ndërtimit është i kategorisë së dyte , truall i përbërë nga suargjila dhe zhavorore pak kohezive dhe me nivel të cekët të ujit nëntokësor.

Në bazë të kushteve teknike të projektimit KTP – N2 – 89 vlera e koeficientit të sizmicitetit është: $a = 0.22g$

Ne perputhje me studimin inxhiniero-sizmiologjik te sheshit, parametrat e marre ne llogaritje jane (sipas Eurokod 8):

- **Llogaritja e koeficientit te reagimit sizmik [EC8 §5.2.2.2]**

Simbole:

- q koeficienti i reagimit sizmik
- q_0 vlera baze e koeficientit te reagimit sizmik
- k_{ξ} koeficienti qe i referohet mekanizmit mbizoterues te shkaterrimit ne sistemin ndertimor me mure strukture
- α_1 karakterizon formimin fillestar te cernieres plastike ne strukture
- α_u karakterizon prapun e humbjes se stabilitetit te pergjithshem.

Te dhena:

Kategoria e objektit	Drejtimi y-y	Sistemi i mureve strukture me duktilitet
Kategoria e objektit	Drejtimi y-y	Sistemi i mureve strukture me duktilitet
Kategoria e Duktilitetit		Kategoria e Mesme e Duktilitetit
Sistem I rregullt ne planimetri:		Po
Sistemi rregullt ne lartesi :		Po

	α_u/α_1	α_{q0}	q_0	k_{ξ}	q
Drejtimi x-x	1.20	3.00	2.64	1.00	2.64
Drejtimi y-y	1.20	3.00	2.64	1.00	2.64

Rezultate:

Koeficienti I reagimit sizmik q : **2.64**

- **Percaktimi i Spektrit se Projektimit [EC8 §3.2.2]**

Simbole:

$\alpha_g R$	Shpejtimi i truallit (PGA)
$\cdot i$	koeficienti I rendesise
q	koeficienti i reagimit sizmik
S	koeficienti I truallit
T	perioda e lekundjes se lekundesit me nje shkalle
ξ	shuarja viskoze
\cdot	Faktori i kufirit te poshtem ne spektrin horizontal te llogaritjes
$S_d(T)$	Spektri projektimit
g	nxitimi gravitacional

Te dhena:

Shpejtimi i truallit (PGA)	$a = 0.22 g$ (8 balle, Kategoria II)
Kategoria e Truallit	II
Faktori i kategorizimit te tokes sipas llojit	S-1
Koeficienti i sjelljes se struktures	$q=2.64$
Koeficienti i rendesise	$\gamma_r=1.2$
Koeficienti i shuarjes	$\zeta=5\%$
Faktori i korrjgimit te shuarjes	$\eta=1$
Faktori i kufirit te poshtem	$\beta=0.2$

Le te japim disa nocione (supozime) mbi bazat teorike te llogaritjes se objekteve per qendrueshmeri ndaj veprimit sizmik.

- Forma sizmike vleresohet ne balle sipas ndarjes se sistemit 12 balesh.
- Forca sizmike ka drejtim te cfaredoshem ne hapësire por gjate llogaritjes forca sizmike merret sikur vepron horizontalisht.
- Ne llogaritjet e qendrueshmerise se ndertimeve ndaj forcave sizmike nuk merret parasysh: ndikimi i veprimit dinamik te paisjeve, forcat frenuese anesore te vincave dhe forcat e inercise prej peshave qe ngrihen nga vincat me krahe
- Ngarkesa horizontale sizmike S_k ku sipas skemes se llogaritjes se ndertimit eshte perqendruar masa Q_k percaktohet me formulen:

$$S_k = Q_k \cdot K_c \cdot \beta \cdot m_k$$

ku:

Q_k : ngarkesa vertikale qe shkakton forcen e inercise e perbere nga pesha e vete konstruksionit, vincave, pesha e perkoheshme si ngarkesa e debores, etj. Per percaktimin e Q_k pesha e elementeve te ndertimit dhe vincave merret sipas ngarkesave te normuara, kurse ngarkesat e perkoheshme merren te plota.

K_c : koeficienti sizmik merret:

- per 7 balle 1/40,
- per 8 balle 1/20,
- per 9 balle 1/10.

β : koeficienti dinamik qe varet nga perioda e lekundjeve te lira te objektit dhe percaktohet nga formula:

$$\beta = \frac{0.9}{T}$$

ku T eshte perioda e lekundjeve te lira dhe ka vleren nga 0.6 – 3.

Persa i perket karakteristikave te objektit, objekti tip rame prej betoni te armuar me mure mbushes, ne rastin kur gjate llogaritjeve merret parasysh

bashkeveprimi rame-mur, formulat e llogaritjes se periodes se tonit te pare te lekundjeve vetiake percaktohet me formulen:

$$T_1 = \frac{0.09 \cdot h}{\sqrt{b}}$$

ku: h: lartesia e ndertesave; b: permassa planimetrike e ndertesave sipas drejtimit te llogaritjes.

m_k : koeficienti qe varet nga forma e deformacionit te konstruksionit gjate lekundjeve te lira te tij si dhe pozicioni i vendosjes se peshes Q_k .

- Per llogaritjet e ndertesave te zakonshme (industriale dhe shoqerore), merret parasysh vetem forma e pare e lekundjeve te lira.
- Ballkonet, strehat mbi portet, ne mase te pakonsiderueshme ne krahasim me ndertesat, llogariten sikur forcat sizmike te veprojne vertikalisht, duke marre produktin e koeficenteve β te barabarte me 5.

Detajimi i llogaritjes se ngarkeses sizmike sipas perafimeve te mesiperme bazuar ne KTP. N.2 – 89: Per llogaritjen e ndertesave dhe veprave te ndryshme inxhinierike me metoden e spektrit te reagimit, ne rastin e veprimeve sizmike horizontale, vlerat llogaritesen (te projektimit) te spektrit te reagimit te shpejtimeve E_{ki} te merren nga shprehja:

$$E_{ki} = k_E \cdot k_r \cdot \psi \cdot \beta_i \cdot \eta_i \cdot Q_k$$

E_{ki} : forca sizmike horizontale, qe ushtrohet ne piken (nivelein) "k" dhe i pergjigjet tonit "i" te lekundjeve vetiake

K_c : koeficienti i sizmicitetit, psh. per kategori turalli II dhe termet me intensitet VIII balle, $K_c = 0.22$

K_r : koeficienti i rendesise se objektit ndertimor, psh. per vepra dhe ndertesat te nje rendesie jo te vecante sic jane banesat te ndertimit masiv, vepra dhe ndertesat shoqerore dhe ekonomike qe nuk perfshihen ne klasa te tjera, $K_r = 1.0$

Ψ : koeficienti i reagimit te strukturen nen veprimin sizmik, psh. per konstruksione me rama prej betoni te armuar, kur nuk merren parasysh bashkeveprimi rame-mur per:

$$h/b < 15, \psi = 0.25$$

$$h/b > 25, \psi = 0.38$$

15 < h/b < 25, me interpolim. (h: lartesia e kollones, b: permassa terthore e kollones sipas drejtimit te veprimit te forces sizmike).

β_i : koeficienti dinamik qe percaktohet sipas formulave te meposhtme ne funksion te periodes T_i te lekundjeve vetiake te konstruksionit dhe kategorise se truallit te sheshit te ndertimit.

Kur per llogaritjen e konstruksioneve te ndryshme ndaj veprimit vertikal sizmik pranohet skema e llogaritjes ne formen e shufres horizontale me masa te perqendruara, forca sizmike vertikale, qe ushtrohet ne piken "k" dhe qe i pergjigjet tonit "i" te lekundjeve vetjake, llogaritet ne te njejten menyre me kusht qe vlera e koeficientit β_i te shumezohet me koeficientin 2/3.

- Per troje te kategorise I

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.7}{T_i} \leq 2.3$$

- Per troje te kategorise II

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{0.8}{T_i} \leq 2.0$$

- Per troje te kategorise III

$$0.65 \leq \beta_i = \frac{1.1}{T_i} \leq 1.7$$

η_k : eshte koeficienti i shperndarjes se ngarkeses sizmike te llogaritjes, qe i pergjigjet formes "i" te lekundjeve vetiake te konstruksionit ne piken (nivelein) "k" qe i thjeshtuar llogaritet me anen e formules:

$$\eta_k = \frac{3 \cdot k}{2 \cdot n + 1}, \text{ (k: niveli (kati) perkates, n: numri i kateve te ndertesës).}$$

Q_k : eshte pesha e pjeses se ndertesës ose vepres inxhinierike qe perqendrohet ne piken (nivelein) "k" dhe qe percaktohet ne baze te ngarkesave llogaritesë (te perhershme dhe te perkoheshme) te reduktuara me koeficientet e kombinimit si vijon: DL: 0.9; LL1 me veprim te gjate: 0.8; LL2 me veprim te shkurter: 0.4.

5.5 Forcat e aplikuara ne strukturë

Forcat e aplikuara në strukturë paraqiten ne figuren e meposhtme

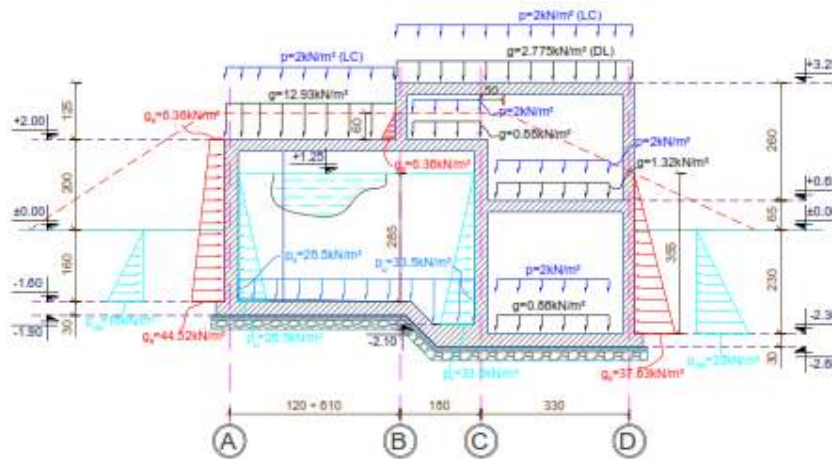


Figura-5 Forcat e aplikuara në rezervuar

6 Dhomat e Shpërndarjes

Pamja e përgjithshme e dhomave tregohet më poshtë

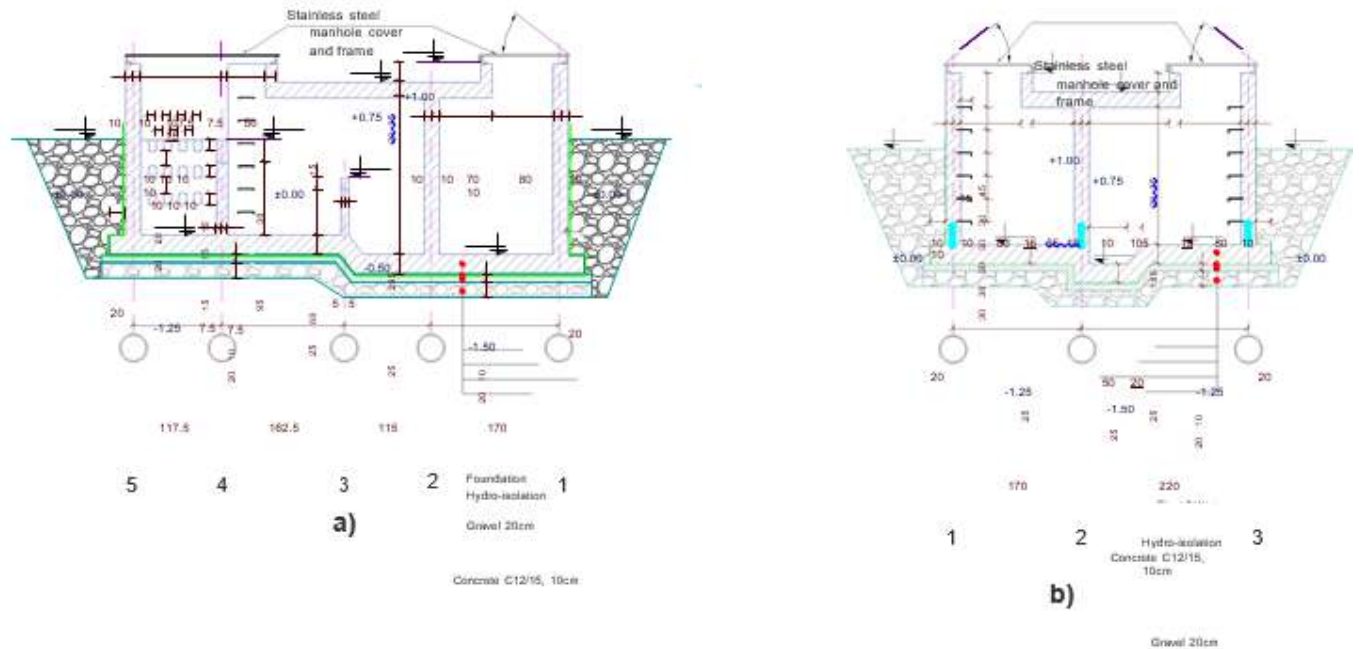


Figura-6_Pamje e përgjithshme e dhomave të shpërndarjes a)tipi1;b)tipi2 dhe 3

6.1 Ngarkesat e përherëshme (G)

Pesha e vetë strukturës dhe pesha e elementeve jostrukturale:

Pesha vetë e strukturës llogaritet automatikisht nga programi SAP2000 v.14, sipas dimensioneve të strukturës dhe densitetit të betonit të armuar i cili konsiderohet $\gamma=25\text{kN/m}^2$.

Ngarkesat e perhereshme të secilës shtresë në dyshemetë dhe soletat llogariten në bazë të densitetit dhe trashësisë së tyre si më poshtë:

- Ngarkesa te perhereshme (G) të shtresës së pjerrët të çimentos:
 $g = 0.03 \times 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$.
- Ngarkesa të perhereshme (G) të shtresave suvatuese të mureve dhe tavaneve:
Shtresat e suvatimit, 2cm: $g = 0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$.
- Ngarkesa e perhereshme e tokës (terrenit)
- Presioni i tokës në pjesën nëntokësore të strukturës llogaritet bazuar në karakteristikat gjeologjike të shtresave ose materialit plotësues (zhavorr ose dhe')
 - Per toke kohezive, $p = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$
 - Per toke jokohezive, $p = \gamma \cdot z \cdot k_a$

Ku , γ – vëllimi I peshes se dheut

z – thellesi

k_a – koeficienti i presionit aktiv $k_a = \text{tg}^2(44-\phi/2)$

Ka dy raste te materialit mbushes:

Rasti 1 – Dhe', $\phi = 18^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 1 \text{ kPa}$, $k_a = \text{tg}^2(44-18/2) = 0.53$

$p = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} = 20 \cdot 0.53 \cdot z - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0.53} = (10.6 \cdot z - 1.4) \text{ kN/m}^2$.

Rasti 2 –Zhavorr, $\phi = 28^\circ$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $k_a = \text{tg}^2(44-28/2) = 0.36$

$p = \gamma \cdot z \cdot k_a = 22 \cdot 0.36 \cdot z = (7.92 \cdot z) \text{ kN/m}$.

6.2 Ngarkesa të përkohshme:

Njëjtë si ne seksionin 5.2 .

6.3 Ngarkesa Sizmike:

Njejte si ne seksionin 5.4.

6.4 Forcat e aplikuara ne strukturë

Forcat e aplikuara ne strukturë jepen më poshtë

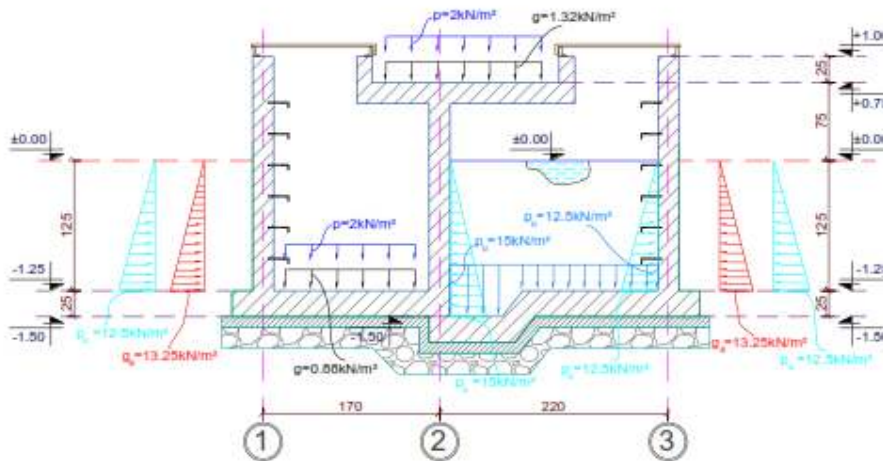


Figura-7_Forcat e aplikuara në dhomën e presionit

7 Dhomat e valvulave të ajrit

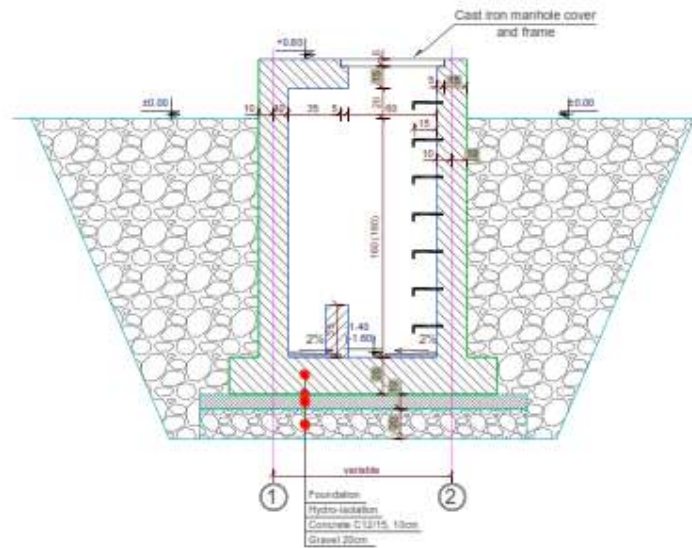


Figura-8 _ Pamje e përgjithshme e valvulave të ajrit

7.1 Ngarkesa te perhereshme (G)

Pesha e vete struktures dhe pesha e elementeve jo strukturor:

Pesha e vete struktures llogaritet automatikisht nga programi SAP2000 v.14, sipas dimensioneve të strukturës dhe densitetit të betonit të armuar i cili konsiderohet $\gamma=25\text{kN/m}^2$.

Ngarkesat e perhereshme të secilës shtresë në dyshemetë dhe soletat llogariten bazuar në densitetin dhe trashësinë e tyre si më poshtë:

- Ngarkesa te perhereshme (G) te shterese se pjerret te cimentos:
 $: g = 0.03 \times 1600 = 48 \text{ daN/m}^2$.
- Ngarkesat e perhereshme (G) te shtresave te suvatimit te mureve dhe tavaneve:
 Shtresat e suvatimiy, 2cm: $g = 0.02 \times 2200 = 44 \text{ daN/m}^2$.
- Ngarkesat e perhereshme te tokes (terrenit)
- Presioni i tokes ne pjesen nentokesore te struktures llogaritet bazuar ne karakteristikat gjeologjike te shtresave ose materialit mbushes (zhavorr ose dhe')
 - Per toke kohezive, $p = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a}$
 - Per toke jokohezive, $p = \gamma \cdot z \cdot k_a$
 ku, γ – vëllimi i peshes se dheut
 z – thellesi
 k_a – koeficienti I presionit aktiv $k_a = \text{tg}^2(44-\varphi/2)$

kemi dy raste te materialit mbushes:

Rasti 1 – Dhe', $\varphi = 18^\circ$, $\gamma = 20 \text{ kN/m}^3$, $c = 1 \text{ kPa}$, $k_a = \text{tg}^2(44-18/2) = 0.53$

$$p = \gamma \cdot z \cdot k_a - 2 \cdot c \cdot \sqrt{k_a} = 20 \cdot 0.53 \cdot z - 2 \cdot 1 \cdot \sqrt{0.53} = (10.6 \cdot z - 1.4) \text{ kN/m}^2.$$

Rasti 2 – Zhavorr, $\varphi = 28^\circ$, $\gamma = 22 \text{ kN/m}^3$, $c = 0 \text{ kPa}$, $k_a = \text{tg}^2(44-28/2) = 0.36$
 $p = \gamma \cdot z \cdot k_a = 22 \cdot 0.36 \cdot z = (7.92 \cdot z) \text{ kN/m}^2.$

7.2 Ngarkesat të përkohshme:

Njejte si ne seksionin 5.2.

7.3 Ngarkesat Sizmike:

Njejte si ne seksionin 5.4

7.4 Forcat e aplikuara ne struktuë

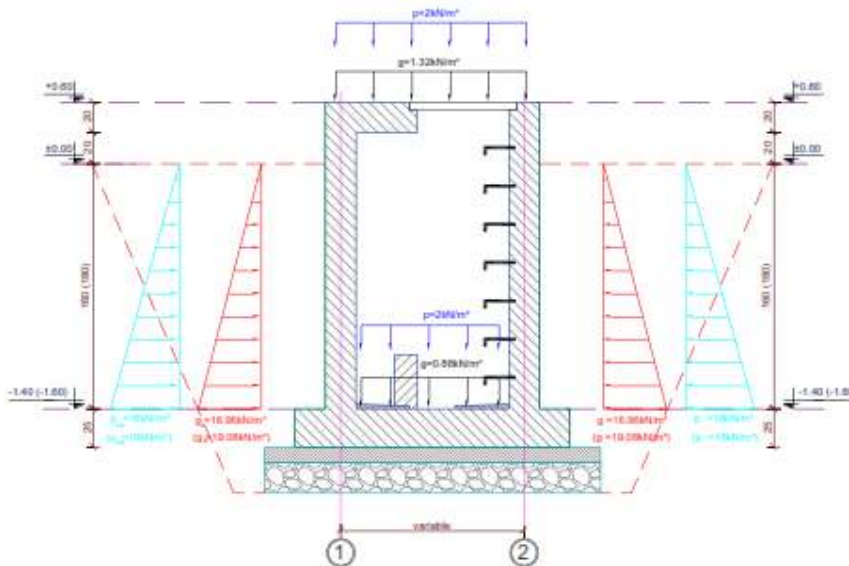


Figura-9_ Forcat e aplikuara në dhomën e valvulave të ajrit

8 Kombinimi i ngarkesave te konsideruara per te gjitha tipet e strukture, referuar te dy kodeve (KTP 89, EUROCODE) jane:

ComboName	ComboType	AutoDesign	CaseType	CaseName	ScaleFactor	SteelDesign	ConcDesign	AlumDesign
Text	Text	Yes/No	Text	Text	Unitless		ColdD	
GENERAL	Linear Add	No	Linear Static	DEAD LOAD	1.35	No	Yes	No
GENERAL			Linear Static	EARTH LOAD	1.35			
GENERAL			Linear Static	NATURAL ÈATER	1			
GENERAL			Linear Static	SELF LOAD	1			
GENERAL			Linear Static	ÈATER LOAD	1.2			
GENERAL			Linear Static	SERVIS LOAD	1.5			
VECANT_X	Linear Add	No	Response	8.5BALLK2_X	1	No	Yes	No
VECANT_X			Linear Static	DEAD LOAD	1			
VECANT_X			Linear Static	EARTH LOAD	1.2			
VECANT_X			Linear Static	NATURAL ÈATER	1			
VECANT_X			Linear Static	ÈATER LOAD	1.2			
VECANT_X			Linear Static	SELF LOAD	1			
VECANT_X			Linear Static	SERVIS LOAD	0.4			
VECANT_Y	Linear Add	No	Response	8.5BALLK2_Y	1	No	Yes	No
VECANT_Y			Linear Static	DEAD LOAD	1			
VECANT_Y			Linear Static	EARTH LOAD	1.2			
VECANT_Y			Linear Static	NATURAL ÈATER	1			
VECANT_Y			Linear Static	ÈATER LOAD	1.2			
VECANT_Y			Linear Static	SELF LOAD	1			
VECANT_Y			Linear Static	SERVIS LOAD	0.4			
UDCON1	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1.35	No	Yes	No
UDCON1			Linear Static	DEAD LOAD	1.35			
UDCON2	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1.35	No	Yes	No
UDCON2			Linear Static	DEAD LOAD	1.35			
UDCON2			Linear Static	SERVIS LOAD	1.5			
UDCON3	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1	No	Yes	No
UDCON3			Linear Static	DEAD LOAD	1			
UDCON3			Linear Static	SERVIS LOAD	0.3			
UDCON3			Response	0.3gEC_Type1_B_	1			
UDCON4	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1	No	Yes	No
UDCON4			Linear Static	DEAD LOAD	1			
UDCON4			Linear Static	SERVIS LOAD	0.3			
UDCON4			Response	0.3gEC_Type1_B_	1			
UDCON5	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1	No	Yes	No
UDCON5			Linear Static	DEAD LOAD	1			
UDCON5			Response	0.3gEC_Type1_B_	1			
UDCON6	Linear Add	No	Linear Static	SELF LOAD	1	No	Yes	No
UDCON6			Linear Static	DEAD LOAD	1			
UDCON6			Response	0.3gEC_Type1_B_	1			

9 Rezultatet e analizës dhe hartimi i elementeve të strukturës

Struktura është analizuar duke përdorur programin SAP2000 v14, duke shtuar ngarkesa të llogaritura në seksionin A në këtë raport. Modeli në 3D (e parë nga 2 pika) i strukturës jepet në Figuren e mëposhtme

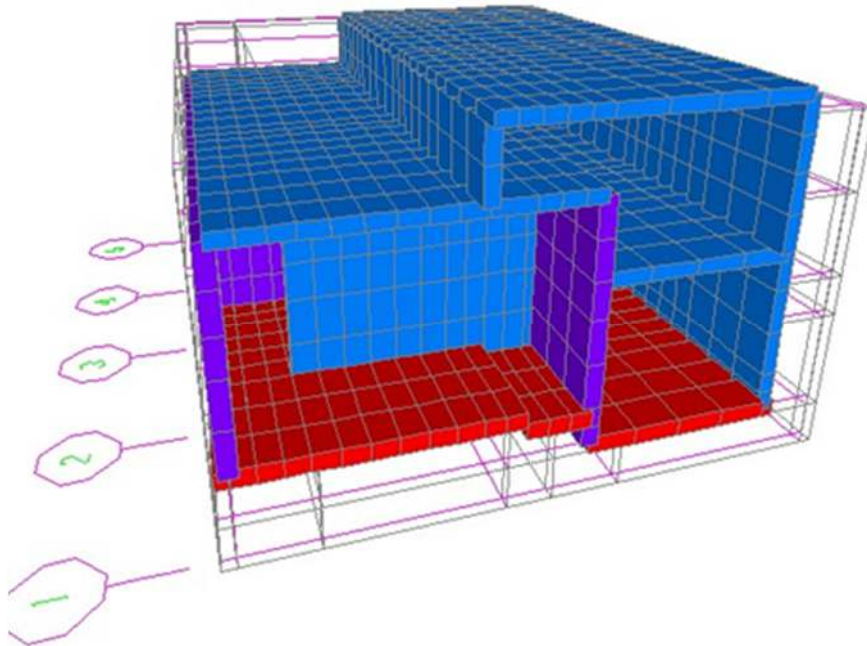


Figura-10_ Modeli 3D i strukturës(Brenda pamja Horizontale) duke përdorur programinSAP2000

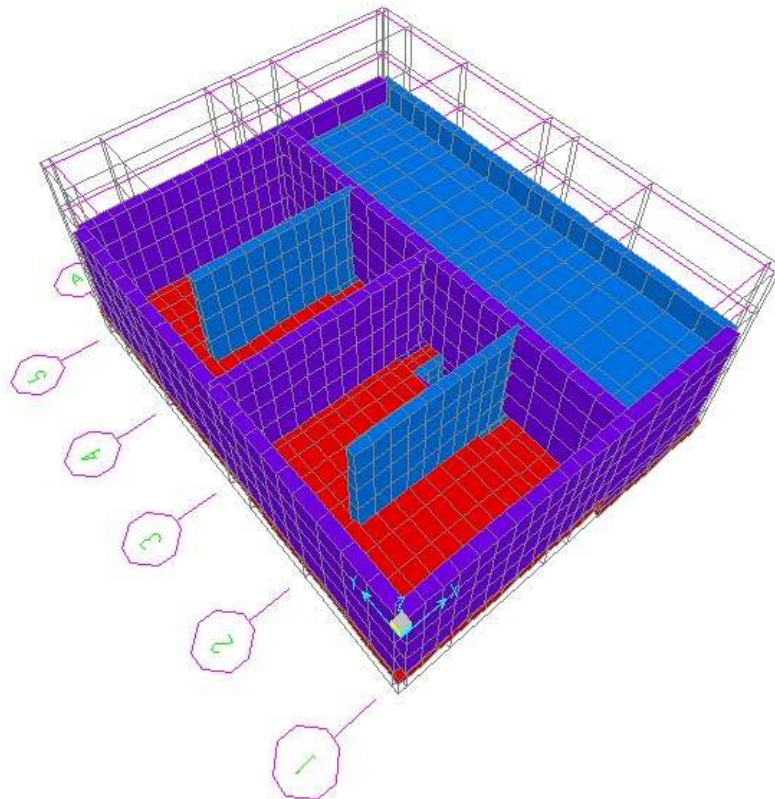


Figura-11_ Modeli 3D i strukturës(Brenda pamja nga lart) duke përdorur programinSAP2000

9.1 Diagrama skematike e momenteve te lakimit

Të gjithë elementët strukturorë modelohen si skica pasi paraqesin elemente dy dimensionale. Pothuajse të gjithë elementët janë të lidhur ngurte me të gjitha palët që do të thotë se forma e momenteve të tyre të lakimit është siç tregohet në figurën 12.

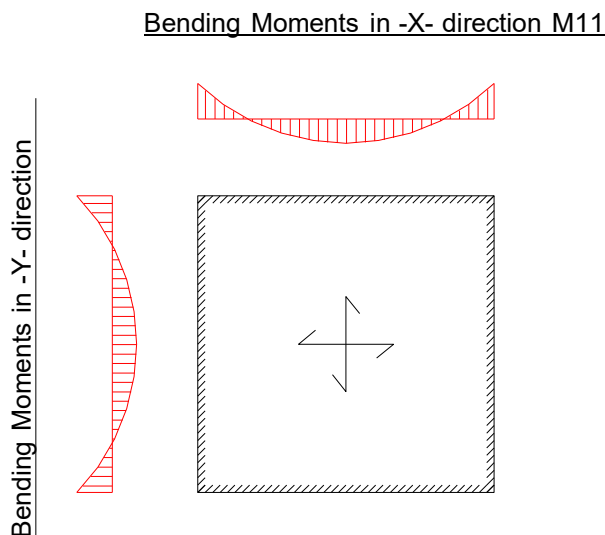


Figura -12_Diagrama skematike e momenteve te lakimit

Rezultatet e analizave perfaqesuese jane paraqitur ne figurat e meposhtme (Figura13 deri 20)

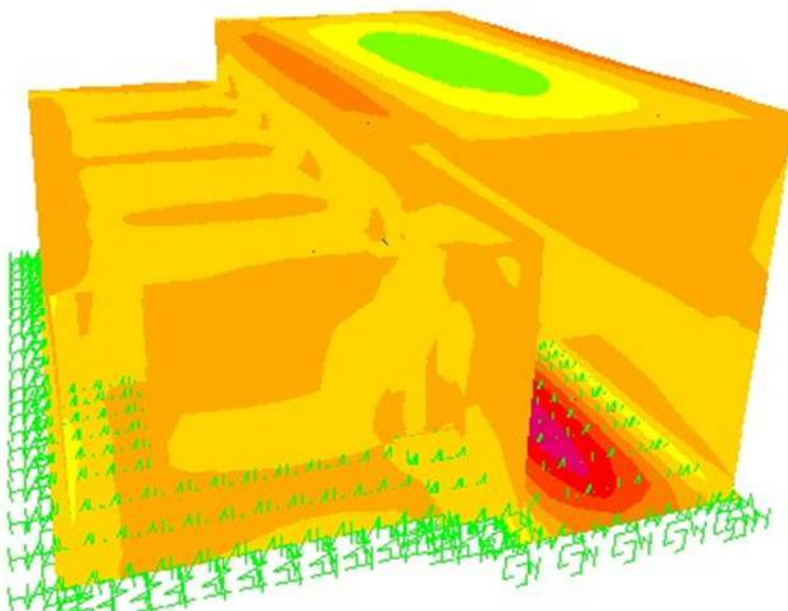


Figure 13: Momenti i perkuljes M11_GENERAL COMB_(Brenda pamja horizontale)

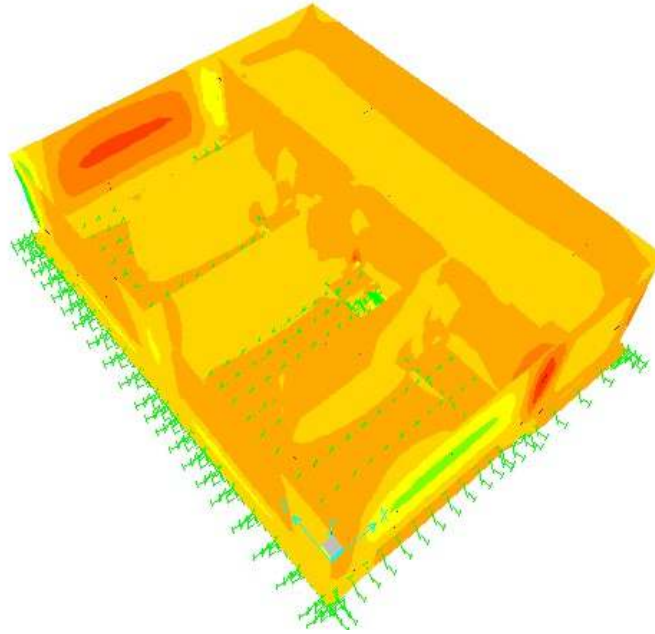


Figure -14_Momenti i perkuljes M11_GENERAL COMB_ (pamje nga larte)

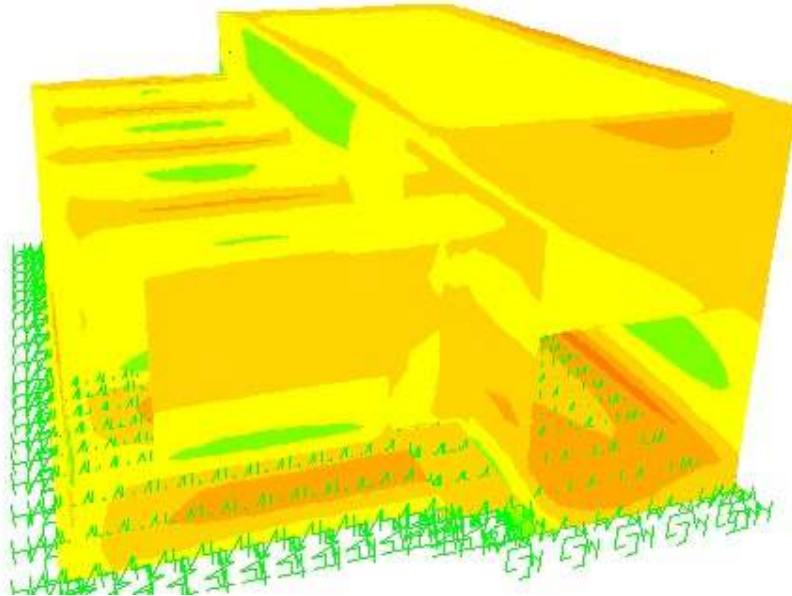


Figure 15: Momenti i perkuljes M22_GENERAL COMB_ (pamja horizontale)

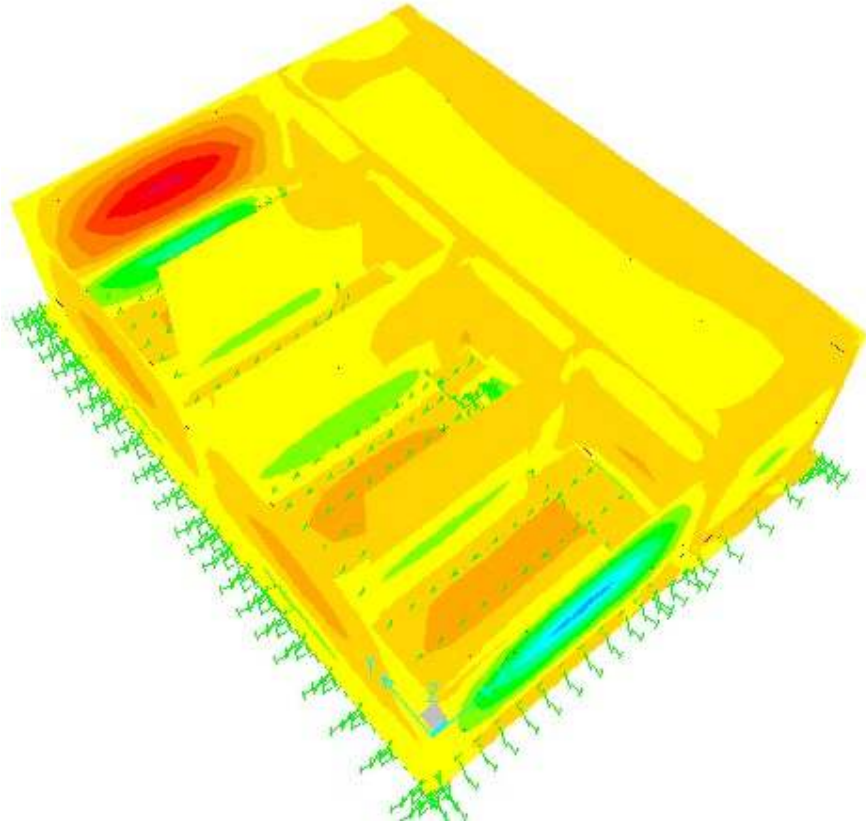


Figure-16_Momenti i perkuljes M22_GENERAL COMB_ (pamje nga larte)

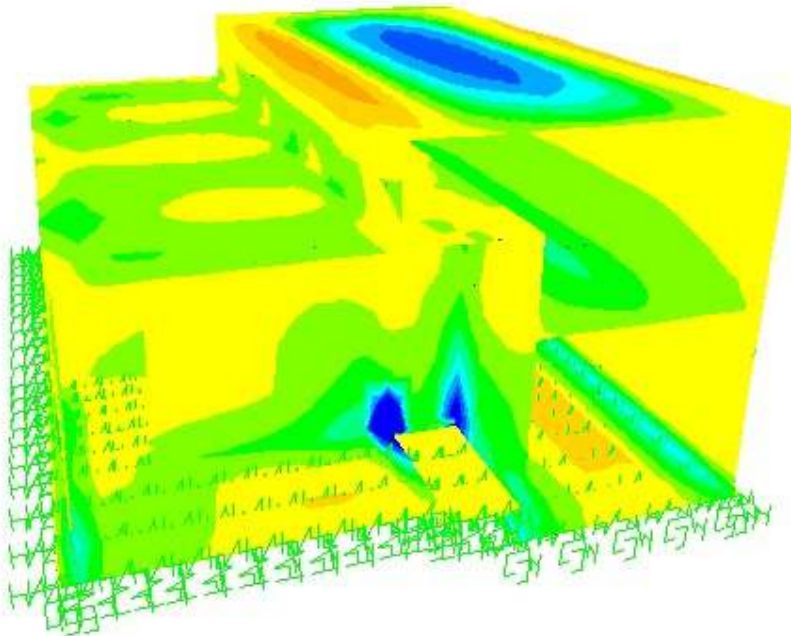


Figure 17: Momenti i perkuljes M11_COMBO3_ (pamje horizontale)

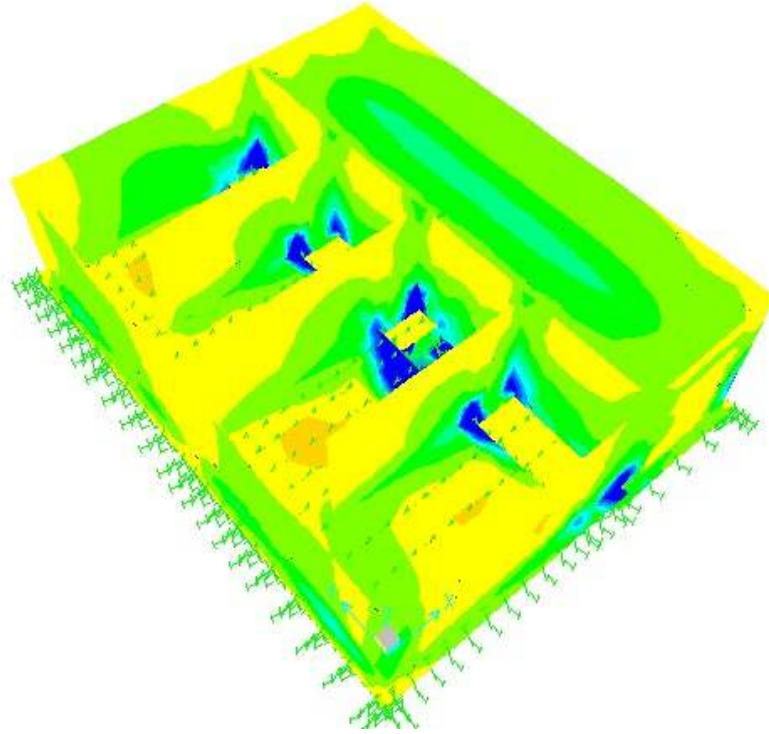


Figure 18: Momenti i lakimit M11_COMBO3_ (pamje nga larte)

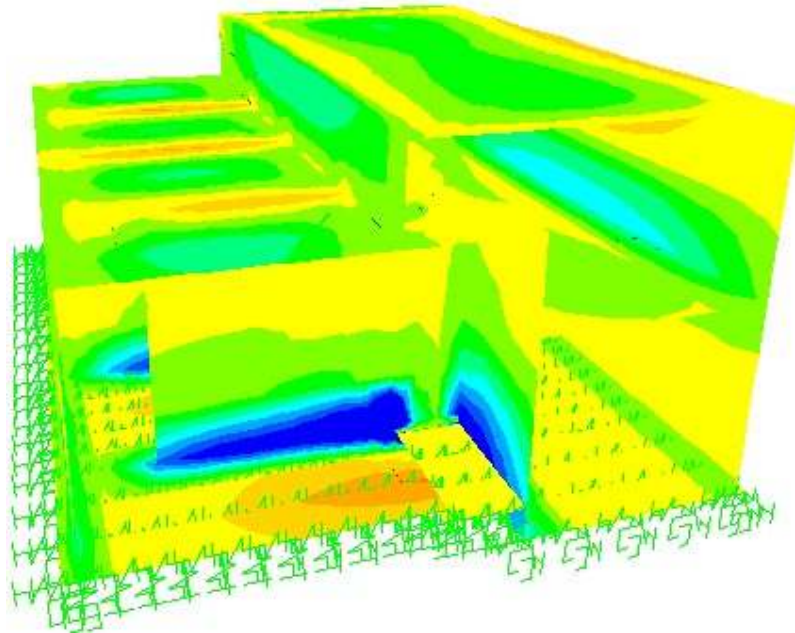


Figure 19: Momenti i lakimit M22_COMBO3_ (pamje horizontale)

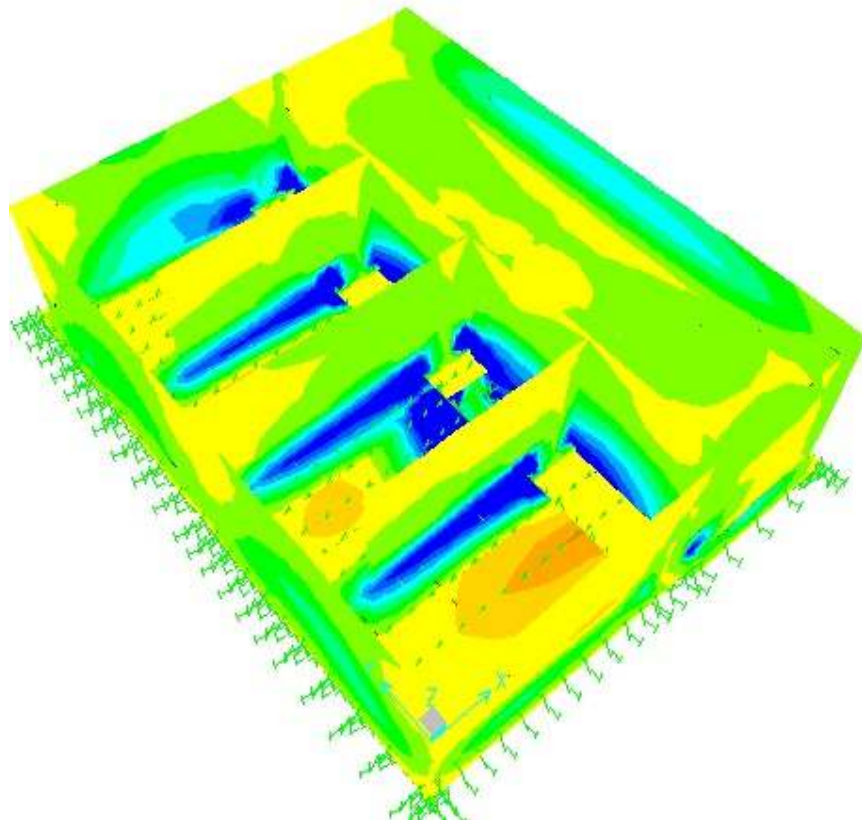


Figure 20: Momenti I lakimit M22_COMBO3_ (pamje nga larte)

10 Llogaritjet e Armaturës

Bazuar në vlerat maksimale të momenteve të lakimit dhe forcat normale përkatëse të tyre (nga kombinimet ULS) janë përcaktuar sasia e përforcimeve për secilin element strukturor.

11 . Verifikimi i forcave prerese

Forcat prerëse mbështjellse të përfituara nga analiza me kombinimet ULS është verifikuar për elementet pllakë, mure dhe soleta .

12 Kontrolli i plasaritjes

Sipas kërkesave të Eurokodit: EN 1992-1-1 dhe EN 1992-3, distanca minimale midis shufrave dhe sasisë minimale të përforcimit konsiderohet gjatë përcaktimit të përforcimeve në secilin element.

Për përforcimet e përcaktuara, më vonë në elementët strukturorë me kërkesa të përshtueshmërisë, verifikohen për gjerësinë e tyre të çarjeve të zhvilluara nga SLS sipas kushtit që $W_k = 0.2 \text{ mm}$.

Rezervuaret:

12.1 Pllake themeli

Forca e momentit: $M_s = 48 \text{ kNm/ml}$

$A_s = 766 \text{ mm}^2$

($\Phi 12/15/\text{ml}$)

Klasa e

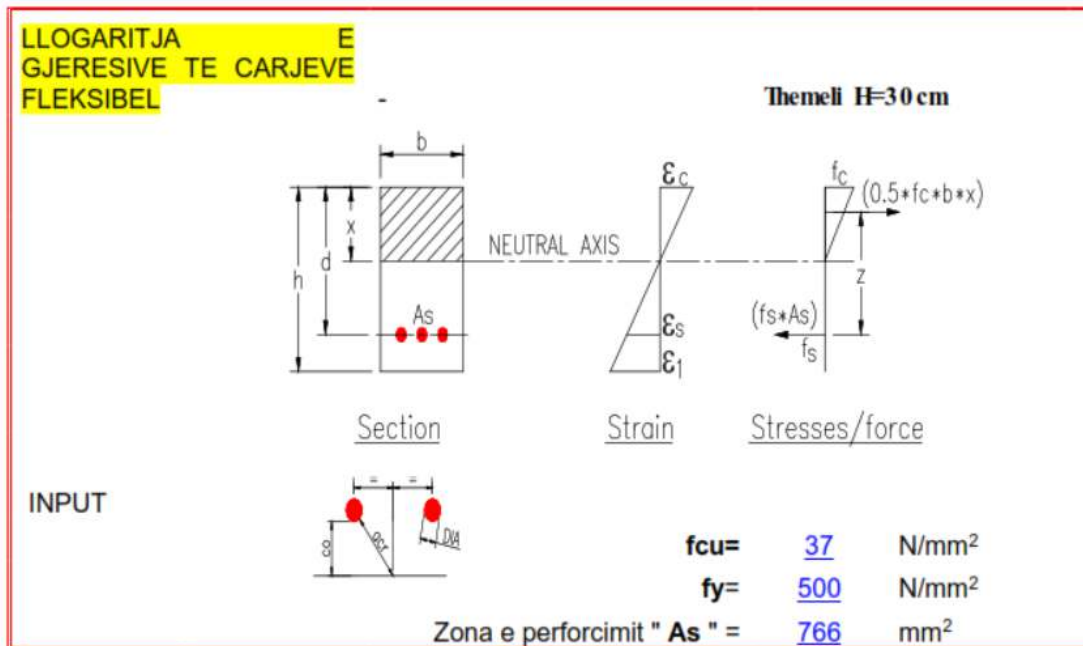
betonit:

C30/37

Celiku: S500

Trashësia e pllakes: $h = 30 \text{ cm}$

Nga llogaritja e paraqitur, gjerësia e plasaritjes rezulton $w = 0,19 \text{ mm}$, që është më i vogël se maksimumi i lejuar $W_k = 0.2 \text{ mm}$.



$b =$	<u>1000</u>	mm
$h =$	<u>300</u>	mm
$d =$	<u>255</u>	mm
Mbulimi minimal për përforcimin e tensionit "CO"	<u>40</u>	mm
Maximum bar spacing "S"	<u>150</u>	mm
Diametri i shiritit "DIA"	<u>12</u>	mm
$a_{cr} = \frac{1}{2} \left(\frac{S}{2} + \sqrt{\left(\frac{S}{2} \right)^2 + (CO + DIA/2)^2} \right)$ si l parazgjedhur ose fusim vleren iletar =	<u>82.0</u>	mm
"acr" është distanca nga pika e konsideruar ne sipërfaqen me la afert te shiritit gjatesor	-	-
Moment sherbini i aplikuar "Ms"	<u>48.0</u>	KNm
Moduli elasticitetit e betonit "Ec"	$(1/2) \cdot (20 + 0.2 \cdot f_{cu})$	13.7 KN/mm ²
Moduli elasticitetit e celikut "Es"	200.0	KN/mm ²
Raporti modular "α"	(Es/Ec)	14.60
"ρ"	As/bd	0.003
Thellesi ne boshtin neutral "x"	$-\alpha \cdot \rho + \sqrt{(\alpha \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \alpha \cdot \rho} \cdot d$	66 mm
"Z"	d-(x/3)	233
Reinforcement stress "fs"	$M_s / (A_s \cdot Z)$	271 N/mm ²
Concrete stress "fc"	$(f_s \cdot A_s) / (0.5 \cdot b \cdot x)$	6.50 N/mm ²
Strain at soffit of concrete beam's lab "ε1"	$(f_s / E_s) \cdot (h-x) / (d-x)$	0.001680
Strain due to stiffening effect of concrete between cracks "ε2"	$\epsilon_1 = b \cdot (h-x)^2 / (3 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d-x))$ per gjeresine e carjeve of 0.2 mm	Used
$\epsilon_2 = 1.5 \cdot b \cdot (h-x)^2 / (3 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d-x))$ for gjeresi e carjeve of 0.1 mm		n/a
	$\epsilon_2 =$	0.000610
Sforcimi mesatar per logaritjen e gjeresive te carjeve "εm"	$\epsilon_1 - \epsilon_2$	0.001069
Llogaritja e gjeresive te carjeve "w"	$3 \cdot a_{cr} \cdot \epsilon_m / (1 + 2 \cdot (a_{cr} - c) / (h-x))$	
LLOGARITJA E GJERESIVE TE CARJEVE, "w"	<u>0.19</u>	mm OK

12.2 Muret

Forca nga i momentit : Ms= 39 kNm/ml

As= 766 mm²

(Φ12/15/ml)

Klasa e

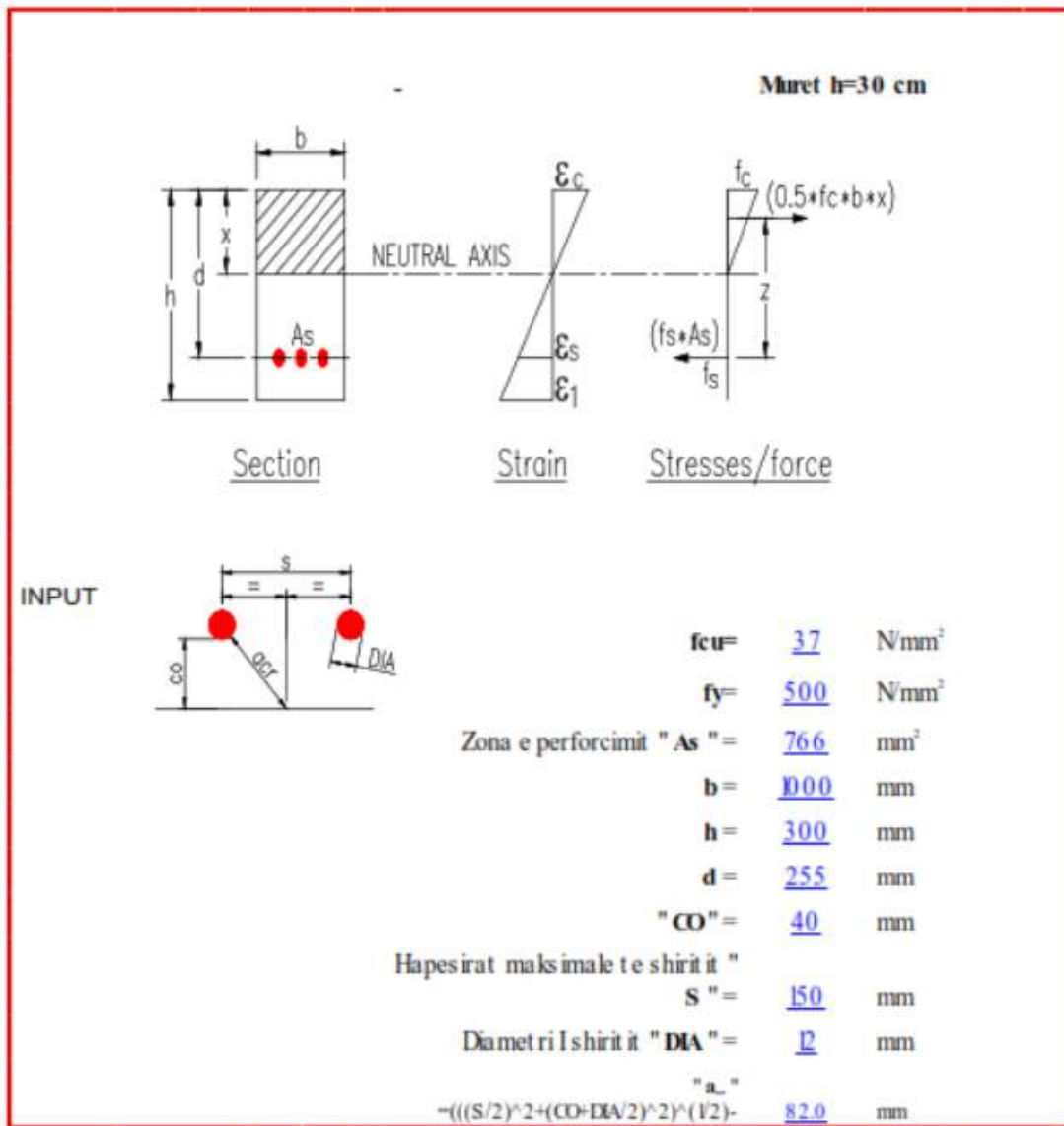
betonit:

C30/37

LLOJI I CELIKUT: S500

Trashesia e pllakes: h=30 cm

Nga llogaritjet e paraqitura me poshte gjeresia e carjeve rezulton $w=0.13$ mm, e cila eshte me e vogel se maksimumi i lejuar $W_k=0.2$ mm.



DIA/2) as default or enter other value			
=			
"acr" eshte distanca nga pika e konsideruar ne sipërfaqen me te afert te shiritit gjatesor			
Applied service moment "M _s "	=	19.0	kNm
LLOGARITJET			
Msduli I elasticitetit te betonit "E _c "	=	(12)*(20+0.2*fcu)	13.7 KN/mm ²
Msduli I elasticitetit te celikut "E _s "	=	200.0	KN/mm ²
Raporti I moduleve "α"	=	(E _s /E _c)	14.60
"ρ"	=	As/bd	0.003
Thellessia ne aksin neutral, "x"	=	(-α.ρ + ((α.ρ) ² + 2.α.ρ) ^{0.5})*d	66 mm
"Z"	=	d-(x/3)	233
"f _s "	=	M _s /(As*Z)	217 N/mm ²
"f _c "	=	(f _s *As)/(0.5*b*x)	5.20 N/mm ²
"ε ₁ "	=	(f _s /E _s)*(h-x)/(d-x)	0.001344
"ε ₂ "	=		
ε ₁	=	b*(h-x) ² /(3.E _s .As*(d-x)) per gjeresine e carjeve of 0.2 mm	perdorur
ε ₂	=	15.b*(h-x) ² /(3.E _s .As*(d-x)) per gjeresine e carjeve 0.1 mm	n/a
ε ₁	=		0.000610
Sforcimi mesatar per llogaritjen e gjerësisë të carjeve "ε ₁ "	=	ε ₁ + ε ₂	0.000733
Llogaritja e gjerësisë të carjeve, "w"	=	3.α. _c .z _m /(1+2.(α. _c)/(h-x))	
LLOGARITJA E GJERESIVE TE CARJEVE, "w" = 0.13 mm OK			

12.3 Pllakat

Momenti : Ms= 25

kNm/ml As= 523

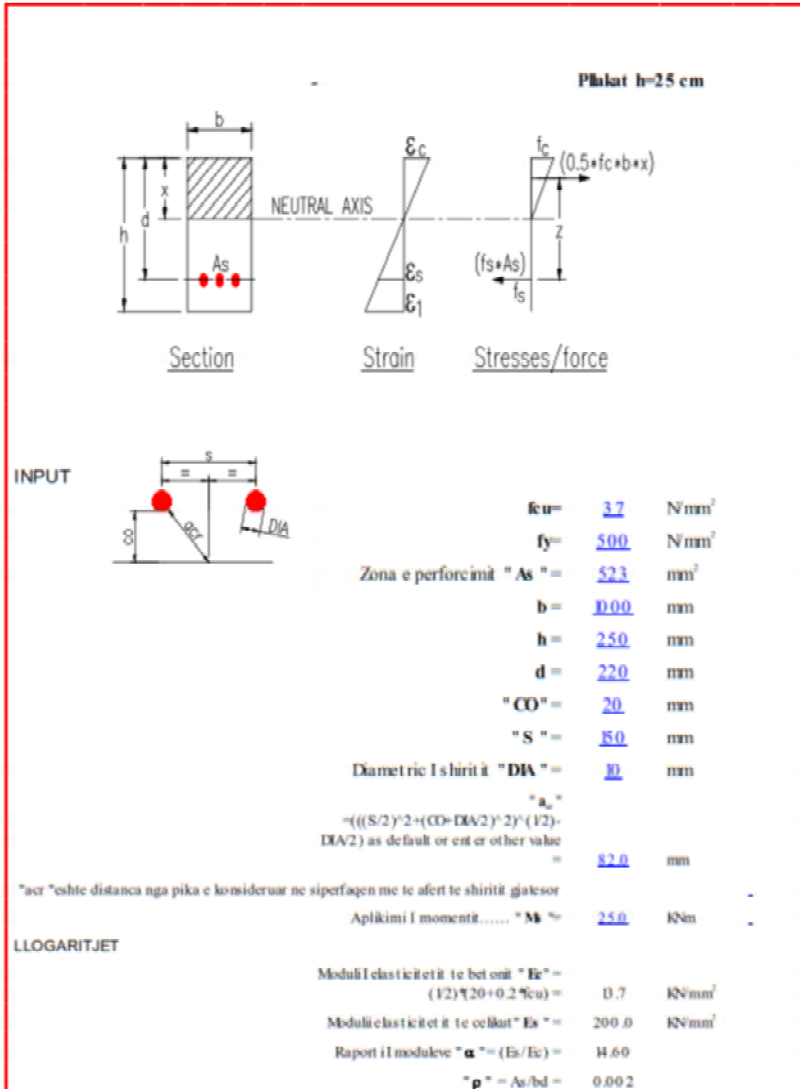
mm² (Φ10/15/ml)

Klasa e betonit:

C30/37 celik: S500

Trashësia e pllakes: h=25 cm

Nga llogaritjet e paraqitura meposhte gjerësia e carjeve rezulton w=0.11 mm, e cila është me e vogël se maksimumi i lejuar W_k=0.2 mm



Thellessia ne aksin neutral, "x" = $(-\alpha \cdot \rho + ((\alpha \cdot \rho)^2 + 2 \cdot \alpha \cdot \rho)^{0.5}) \cdot d$	51	mm
"Z" = $d \cdot (x/3)$	203	
"fs" = $M_s / (A_s \cdot Z)$	235	N/mm ²
Tensioni I betonit "fc" = $(f_s \cdot A_s) / (0.5 \cdot b \cdot x)$	4.84	N/mm ²
"ε1" = $(f_s / E_s) \cdot (h-x) / (d-x)$	0.001386	
"ε2" =		
ε _s = $b \cdot (h-x)^2 / (3 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d-x))$ per gjeresine e carjeve 0.2 mm	Perdorur	
ε _s = $15 \cdot b \cdot (h-x)^2 / (3 \cdot E_s \cdot A_s \cdot (d-x))$ per gjeresine e carjeve 0.1 mm	n/a	
ε _s =	0.000747	
Sforcimi mesatar per llogaritjen e gjeresive te carjeve "ε _m " = ε _s · ε _s	0.000638	
Llogaritja e gjeresive te carjeve, "w" = $3 \cdot \epsilon_m / (1 + 2 \cdot (a/c) \cdot (h-x))$		
LLOGARITJA E GJERESIVE TE CARJEVE, 'w' =	0.11	mm OK

13 PERFUNDIME

- ❖ Trashësia dhe sasia e përforcimeve plotësojnë të gjitha kërkesat e kodit.
- ❖ Hekuri i përdorur do të jetë S500
- ❖ Betoni do të jetë 30/37
- ❖ Konstruimi I depove të realizohet sipas projektit konstruktiv.

Ing Gëzim ISLAMI