



**REPUBLIKA E SHQIPËRISË
BASHKIA TIRANË**

RELACION PËR PROJEKTIN KONSTRUKTIV

“Ndërtim Parking Nëntokësor (2 kate), në hyrjen veriore të PMLA, pranë
sheshit “Frederik Shopen”

POROSITES

BASHKIA TIRANE

KONSULENT

ZENIT & CO SHPK

1 Hyrje

Në këtë raport do të trajtohen çeshtjet kryesore që lidhen me projektimin e struktures të objektit të sipërpermendur.

Kodet dhe referencat

Në hartimin e projektit konstruktiv jemi bazuar në kushtet teknike ekzistuese shqiptare (KTP N2-89), në EUROCODE 2 (pr.EN 1992-1-1 Dec.2003), EUROCODE 3 pr.EN 1992-1-1 Dec.2003), EUROCODI 7 (pr.EN 1997-2007), në EUROCODE 8 (pr.EN 1998-1 Dec.2003)etj.

1.1 Pershkrimi dhe shtrirja e objektit

Objekti në fjalë është një objekt shërbimi parkimi, i cili do të shërbejë jo vetëm mjeteve të zakonshme (autoveturave 5 vendeshe), por dhe mjeteve me kapacitet të lartë pasagjeresh si autobuzet urbane apo interurbane)

Objekti ndodhet në territorin e administruar nga Bashkia Tirane, në krah të Universitetit Politeknik të Tiranës dhe hyrjes PMLA (Parkut të Madh të Liqenit Artificial).

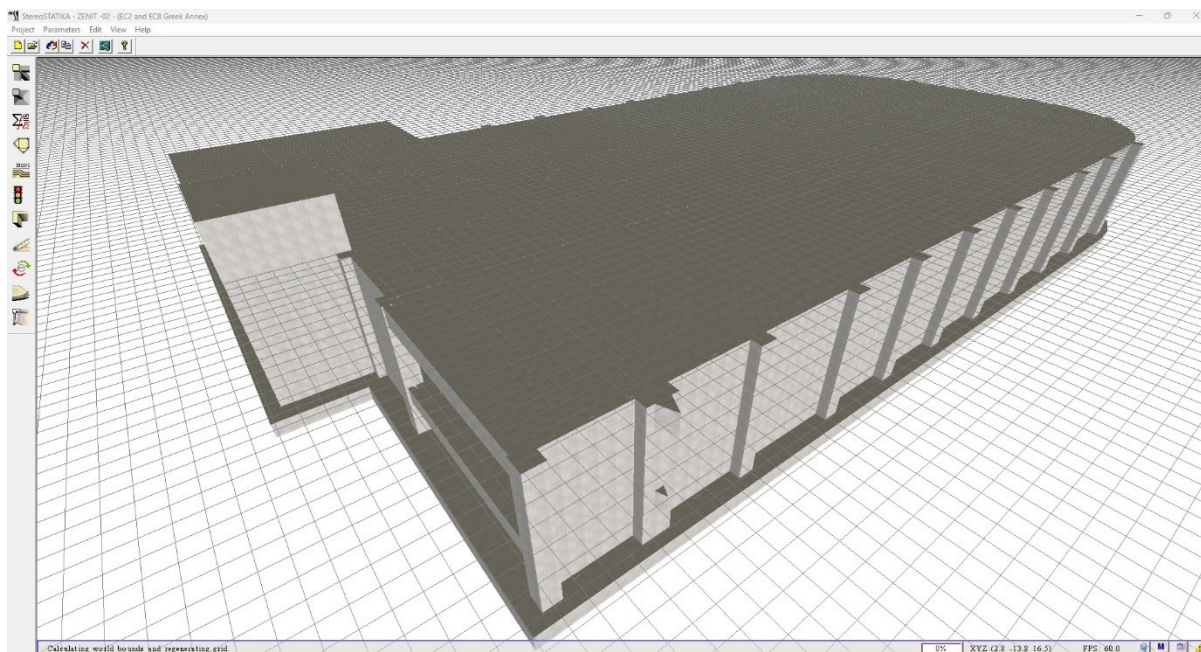


Figura nr.1: Modeli strukturor 3D i modeluar me paketën kompjuterike (phi systems)

Godina

Godina është parashikuar të jetë me dy kate nentoke.

Kati i parë nentoke ka lartësi 6.0 m dhe shkon perkatesisht nga kuota +0.00 m deri në kuotën -6.00 m

Kati i dytë nentoke ka lartësi 3.90 m dhe shkon nga kuota -6.00 m deri në -9.90 m.

Dalja në sipërfaqe (kati përdehe) ka lartësi 3.90 m, Konkretisht nga kuota +0.00 deri në kuotën +3.91 m.

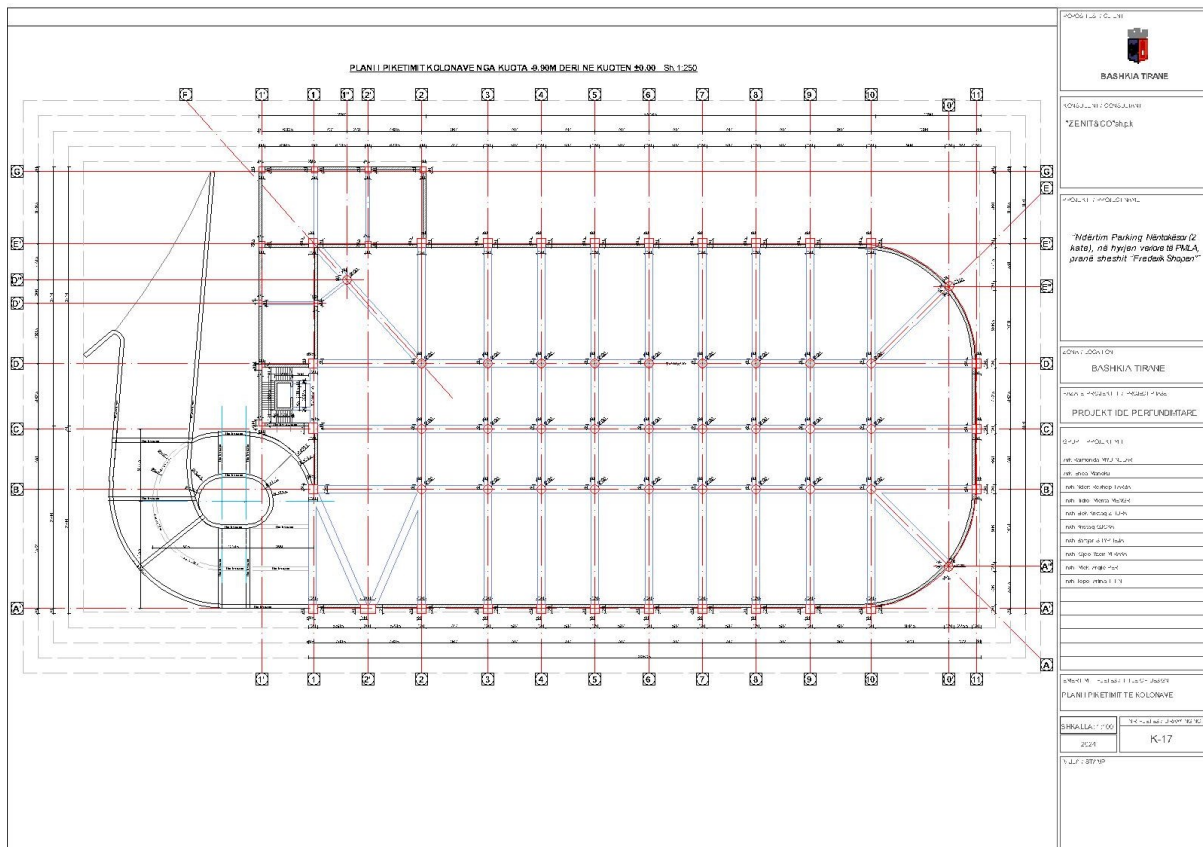


Figura nr.2: Plani i kolonave dhe mureve strukturore

1.2 Standartet e Projektimit, Termat e references, Kodet e Projektimit

Projektimi i strukturës së ndërtesës është bazuar në Eurokodet strukturore dhe verifikime janë kryer edhe kundrejt kushteve teknike të projektimit KTP 6-78. Verifikimet strukturore, rregullat e përgjithshme, parimet e projektimit konceptual dhe veprimet në strukturë (përfshirë veprimet sizmike dhe ato të shfrytëzimit të ndërtesës) janë marrë në përputhje me Eurokodet. Konkretisht, është shfrytëzuar:

EN 1990 Eurokodi – Bazat e projektimit strukturor

EN 1991-1-1:2002 Eurocode 1: Ngarkesat në struktura - Pjesa 1-1: Veprimet e përgjithshme - Densiteti, pesha vetjake dhe peshat e induktuara.

EN 1992-1-1 Eurokodi 2 – Projektimi i strukturave prej betoni – Pjesa 1-1: Të përgjithshme – Rregullat e përbashkëta për ndërtesat dhe veprat e Inxhinierisë civile

EN 1997-1 Eurokodi 7 – Projektimi gjeoteknik – Pjesa 1: Rregullat e përgjithshme

EN 1998-1:2004 Eurocode 8: Projektimi i strukturave për rezistence sizmike – Pjesa 1: Rregullat e përgjithshme të veprimit sizmik dhe rregullat e projektimit të ndërtesave antisizmike.

Meqenëse Shqipëria nuk ka Aneksë 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 Aneksët Kombëtare Italiane dhe Greke.

Gjithashtu për të përcaktuar siç duhet ngarkesat sizmike të projektimit shërben dokumenti “Sizmiciteti, teknikat- antisizmicitet dhe vlerësimi i risqeve sizmike në Shqipëri”, I publikuar nga Akademia e Shkencave të Shqipërisë në 2010

-Kusht Teknik Projektimi për Ndërtimet Antisizmike KTP-N.2-89,

(AKADEMIA E SHKENCAVE, Qendra Sizmologjike)

-Kushte teknike të projektimit, Libri II, (KTP-6,7,8,9-1978)

- Eurokodi 2: Dizajnimi i strukturave të betonit DRAFT Përfundimtar prEN 1992-1-2, Dhjetor 2003)
- Eurokodi 8: Dizajnimi i Strukturave për Rezistencën ndaj Tërmetit DRAFT Përfundimtare prEN 1998-Dhjetor 2003).
- Parimet e Fondacionit të Inxhinierisë, Kompania Botuese Pes-Kent, Boston 1984 (Braja M Das)
- Analiza dhe Dizajni i Fondacionit, McGraë-Hill 1991 (Josepf E. Boëles)
- Analiza e Vibrimeve të Fondacionit duke përdorur modele të thjeshta fizike PTR Prentice Hall 1994 (John P. Eëolf)
- Vibrimet e Fondacionit të Ndërveprimit të Strukturës së Tokës, 2002 (Gunther Schmidt, Jean-Georges Sieffert)
- Inxhinieria Gjeoteknike e Tërmetit Prentice Hall 1996 (Steven L. Kramer)
- Strukturat e Betonit të Përforcuar, John Eëiley & Sons. 1975 (R. Park and T.Paulay)
- Dizajnimi Sizmik i Ndërtesave të Betonit të Përforcuar dhe Masonerisë John Eëiley & Sons 1992 (T. Paulay & M.J.N. Priestley)
- Strukturat e betonit rezistente ndaj tërmetit, E&FN SPON (George G. Penelis, Andreas J. Kappos).
- Mekanika dhe modeli i betonit të përforcuar, Botimi i tretë, Prentice Hall, (James G. MacGregor).
- Raport gjeologo-inxhinierik I Sheshit te Ndertimit “Parkimi Nentokesor”, ne rrugen “Leke Dukagjini”, Bashkia Tirane
- Studim Inxhinieriko Sizmologjik I sheshit te ndertimit “Parkimi Nentokesor”, ne rrugen “Leke Dukagjini”, Bashkia Tirane.

Në mungesë të anekseve Kombëtare Shqiptare, projektuesi duhet të përdorin rekomandimet e vlerat e Eurokodit (kur ato ekzistojnë) ose Anekset Kombëtare të Greqisë apo Italisë, duke qenë se ato përfaqësojnë përafërsisht kushtet e Shqipërisë (sizmiciteti, gjeologjia, temperatura, reshjet etj), ndërsa në Paragrafi i 4 - standardet e projektimit, Eurokodet nga 0 në 9 janë të listuara si të përdoren së bashku me anekset e tyre për projektimin e urave.

Ndërtimi I strukturës do të zhvillohet në përputhje me standardet aktuale evropiane teknike, të cilat janë të përbërë nga Eurokodet.

Eurokodet kryesore përbëhen nga tetë dokumente të caktuara për ndërtimin. Çdo Eurokod, përveç EN 1990, është e ndarë në pjesë të vecanta që mbulojnë aspekte të ndryshme. Eurokodet për betonin, çelikun, strukturave të përbëra dhe të drurit dhe për projektimin sizmik përfshihen në Pjesën e 2-të e cila mbulon shprehimisht projektimin e rrugëve dhe urave hekurudhore. Këto pjesë janë të destinuara për t'u përdorur për projektimin e urave të reja, duke përfshirë kalatave, shpatulla, mure, mure anësorë, mure mbajtës etj, si dhe themelet e tyre.

Procesi i përditësimit të projektit është bërë duke ju referuar EN 1990 për projektimin e përgjithshëm, për forcat vepruese EN 1991, EN 1992 dhe EN 1995 për projektimin strukturor dhe detajimin sipas materialit, EN 1997 për aspektet gjeoteknike dhe EN 1998 për projektimin antisizmik.

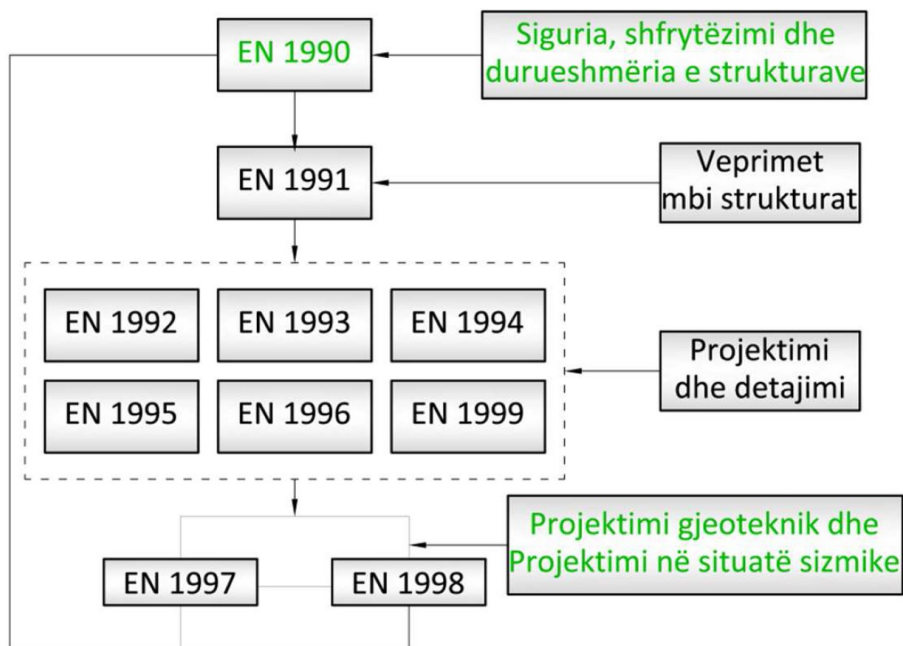


Figura 3 – Bllokskema e projektimit strukturor bazuar në Eurokode

Figura e mëposhtme përmbledh pjesët e Eurokodeve që janë të nevojshme për projektimin e strukturave betonarme për rezistencë ndaj tërmetit (Paketa 2/1 e Eurokodeve).

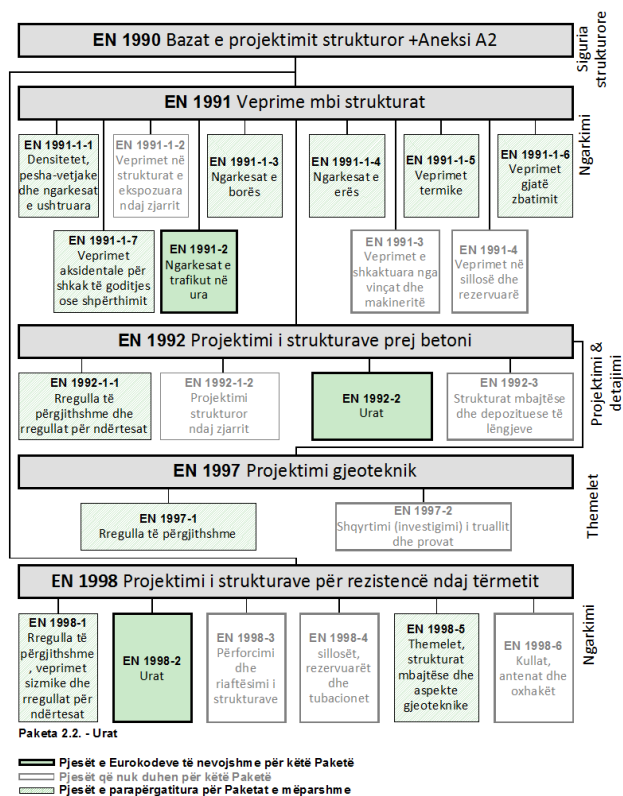


Figura 4– Paketa 2/1, projektimi i strukturave prej betoni dhe çeliku

1.3 Pershkrimi i shkurtër i Studimit Gjeologjik

Studimi gjeologjik është kryer nga Altea GeoStudio.

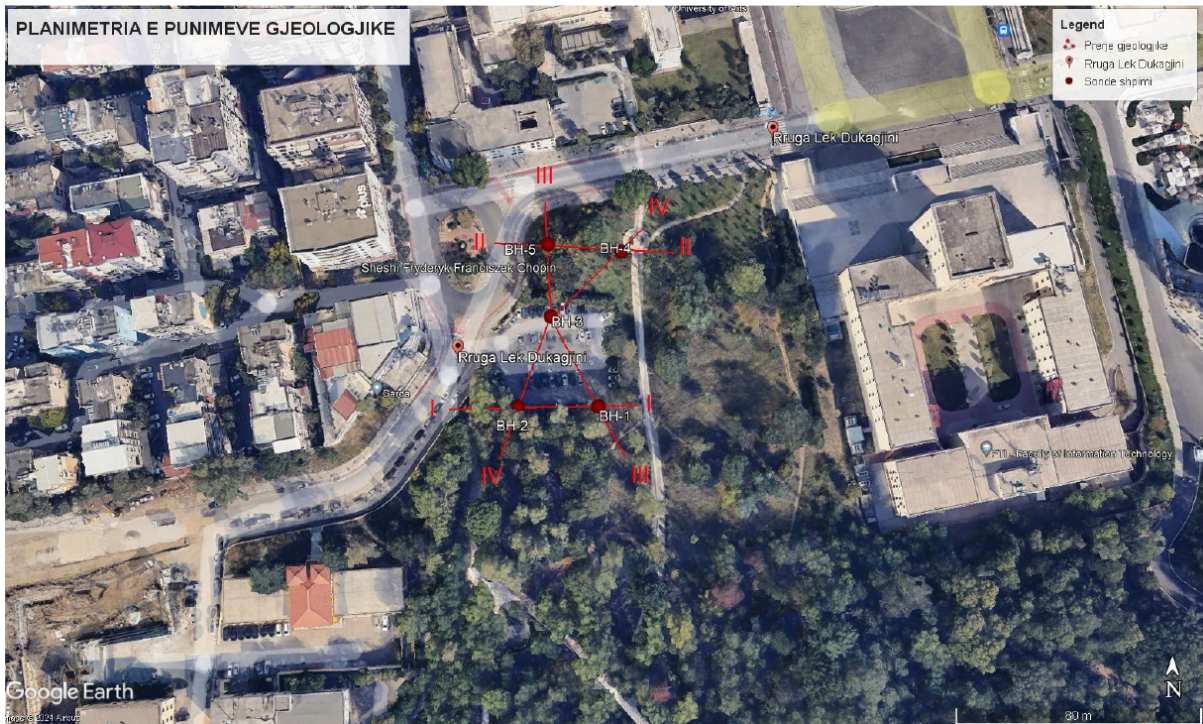


Figura 5 - Pozicioni i marrjes se sondave ne terren

Jane kryer 5 shpime me autosonde deri ne thellesine 20 m mbrenda territorit te shtrirjes te objektit. Duke u bazuar ne raportin e studimit gjeologjik, themelet do te mbeshteten ne shtresen e trete dhe te katert qe jane me karakteristika te mira gjeometrike te cilat perhkruhen si me poshte vijon ne raportin bashkengjitur. Vetite e te gjithë shtresave jane percaktuar jo vetem per llogaritjen e mbeshtetjes se pllakes se themelit por dhe per llogaritjen e e perdes me pilota, te perdorura per mbrojtjen e gropes se themelit.

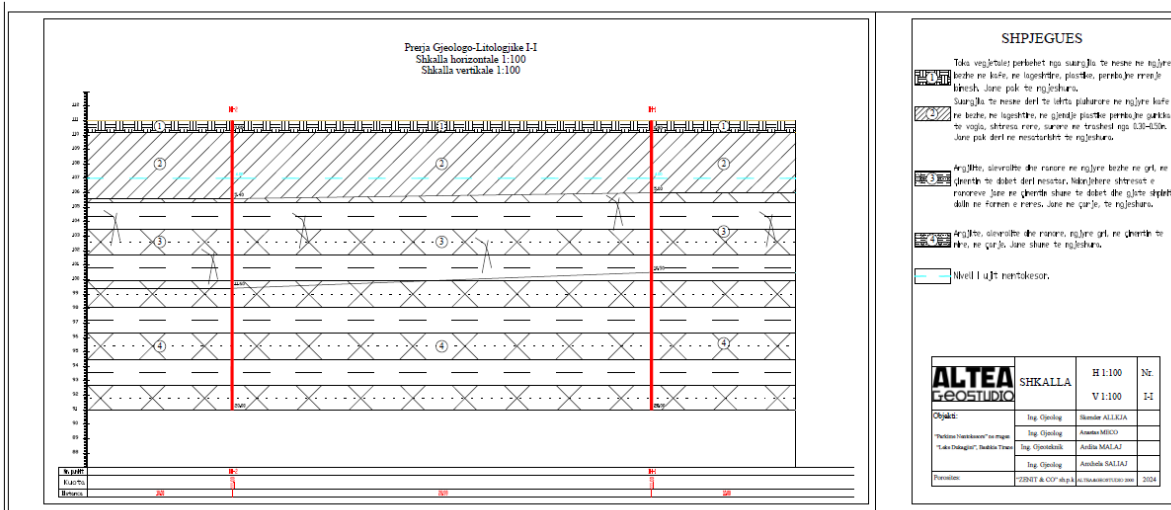


Figura 6 - Prerja Gejologjike

Niveli i ujit nentokesor eshte takuar ne thellesine 2.5 m n zonen e dimrit, dhe konkretisht 4.0 m.

1.4 Jetegjatesia e Objektivit

Jetegjatesia e objektit e percaktuar sipas Eurocodit 0 2.3 tabela 2.1 eshte 50 vjet

Table 2.1 - Indicative design working life

Design working life category	Indicative design working life (years)	Examples
1	10	Temporary structures ⁽¹⁾
2	10 to 25	Replaceable structural parts, e.g. gantry girders, bearings
3	15 to 30	Agricultural and similar structures
4	50	Building structures and other common structures
5	100	Monumental building structures, bridges, and other civil engineering structures

(1) Structures or parts of structures that can be dismantled with a view to being re-used should not be considered as temporary.

2 Materialet

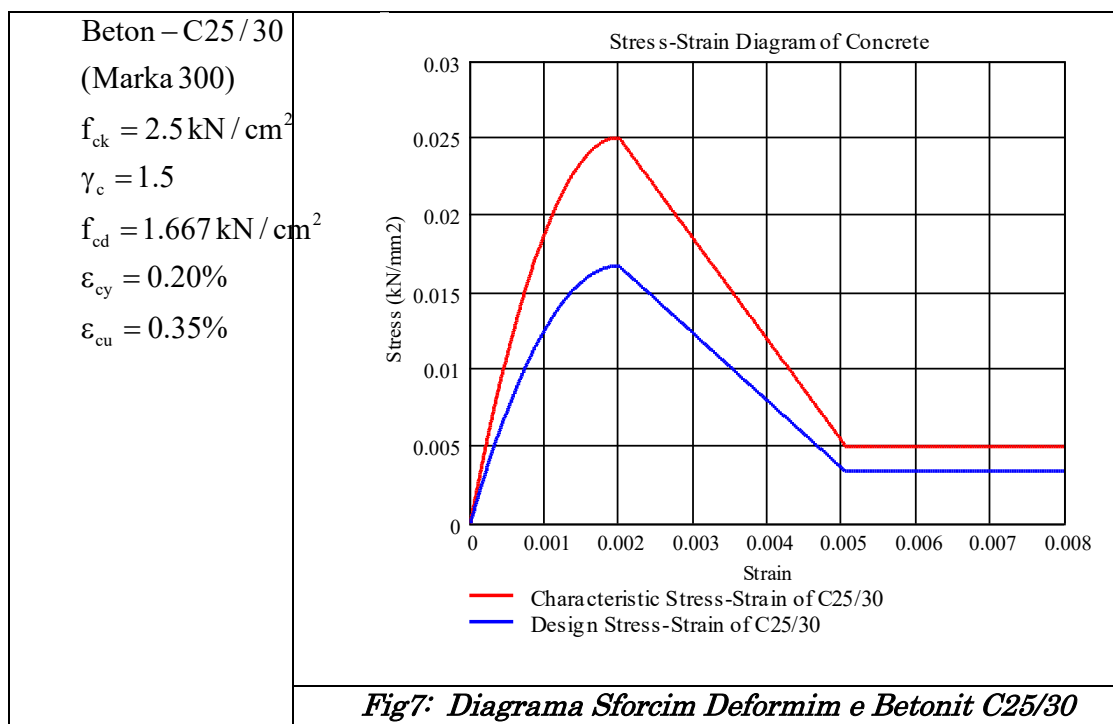
2.1 Betoni C30/37 dhe C35/45

Eshte perdorur betoni i "Class"-es C 35/45 per te gjithë elementet b/a te struktures me perjashtim te places se themelit, pilotave dhe elementeve ndihmes (trare ne koken e pilotave, trau ankorave etj te cilet jane mare te klasit C30/37.

Betoni 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.

Betoni i klasës C 25/30 (B-30) eshte parashikuar per pllakan e e themelit,

Betoni i klases C32/40 do të përdoret per realizmin e elementeve horizontale si soleta dhe trare te mbistrukures dhe betoni C35/45 (B-40) per elementet vertikale si kolona dhe mure strukture.



Parametrat e Betonit të pa-shtrënguar dhe te shtrenguar (C25/30)

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C25/30) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C25/30 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 25 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 30 \text{ MPa (} f_{ck}, \text{cube)}$
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 25 + 8 = 33 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2.56 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 1.79 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(95\%) = 1,3 \cdot f_{ctm} = 3.33 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} = 35 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 35/1.2 = 29.17 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \alpha = 0,85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 14,16 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,19 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.20$
Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XF4
Klasa e Konsistences	S4

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C30/37) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C30/37 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 37 \text{ MPa (} f_{ck}, \text{cube)}$
Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 30 + 8 = 38 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 2,95 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,07 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(95\%) = 1,3 \cdot f_{ctm} = 3,84 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} = 35 \text{ GPa}$
:!POKIJU	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 35/1.2 = 29.17 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \alpha = 0,85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = f_{ck} / \gamma_c = 20,00 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,38 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.21$
Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XF4
Klasa e Konsistences	S4

Parametrat e betonit të pa-shtrënguar (C35/45) jepen ne tabelen e meposhtme:

Klasa e Rezistences se Betonit	C35/45 MPa
Rezistenca Karakteristike Cilindrike	$f_{ck} = 40 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike Kubike	$R_{ck} = 45 \text{ MPa (} f_{ck}, \text{cube)}$

Rezistenca Mesatare ne Shtypje (28 ditore)	$f_{cm} = f_{ck} + 8 = 35 + 8 = 48 \text{ MPa}$
Rezistenca Mesatare ne Terheqje ($\leq C50/60$)	$f_{ctm} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} = 3.51 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(5\%) = 0,7 \cdot f_{ctm} = 2,45 \text{ MPa}$
Rezistenca Karakteristike ne Terheqje	$f_{ctk}(95\%) = 1,3 \cdot f_{ctm} = 3.18 \text{ MPa}$
Moduli Sekant i Elasticitetit te Betonit	$E_{cm} = 22[(f_{cm})/10]^{0,3} = 35 \text{ GPa}$
Moduli i Elasticitetit (Vlera Llogaritese)	$E_{cd} = E_{cm} / \gamma_c = 35/1.2 = 29.2 \text{ GPa}$
Koeficientet e Sigurise Parciale te Betonit	$\gamma_c = 1,5 \quad \alpha = 0,85$
Rezistenca Llogaritese ne Shtypje (SLU)	$f_{cd} = \alpha \cdot f_{ck} / \gamma_c = 22.67 \text{ MPa}$
Rezistenca Llogaritese ne Terheqje (SLU)	$f_{ctd} = f_{ctk}(5\%) / \gamma_c = 1,64 \text{ MPa}$
Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.21$
Klasa e ekspozimit UNI EN 206-6	XC4/XF4
Klasa e Konsistences	S4

- Kushtet mjedisore jane marre XC1 per soletat, per traret dhe kollonat.
- Kushtet mjedisore jane marre XC2 per pllaken e themeleve dhe muret e podrumit.

Ne baze te Shenimit EN 1992-1-1:2004 (E) 4.4.1.2 (3) :

Shenim: Klasifikimi strukturor dhe vlerat e $C_{min,dur}$, per perdorim ne nje shtet mund te gjenden ne aneksin kombetar. Klasi I rekomanduar strukturor (per objekte me jetegjatesi 50 vjecare) eshte S4 per vlerat indicative te fortesise se betonit te dhena ne Aneksin E dhe rekomandimet e modifikuara ne kalasenn strukturore sipas tabelës 4.3 N. Rekomandimi per klasen minimale strukturore eshte S1.

Table 4.3N: Recommended structural classification

Structural Class	Exposure Class according to Table 4.1						
	X0	XC1	XC2 / XC3	XC4	XD1	XD2 / XS1	XD3 / XS2 / XS3
Design Working Life of 100 years	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2	increase class by 2
Strength Class ¹⁾²⁾	$\geq C30/37$ reduce class by 1	$\geq C30/37$ reduce class by 1	$\geq C35/45$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C40/50$ reduce class by 1	$\geq C45/55$ reduce class by 1
Member with slab geometry (position of reinforcement not affected by construction process)	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1
Special Quality Control of the concrete production ensured	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1	reduce class by 1

Exposure classes EN (EN2-4.2 Table 4.1)

Table 4.1: Exposure classes related to environmental conditions in accordance with EN 206-1

Class designation	Description of the environment	Informative examples where exposure classes may occur
1 No risk of corrosion or attack		
X0	For concrete without reinforcement or embedded metal: all exposures except where there is freeze/thaw, abrasion or chemical attack For concrete with reinforcement or embedded metal: very dry	Concrete inside buildings with very low air humidity
2 Corrosion induced by carbonation		
XC1	Dry or permanently wet	Concrete inside buildings with low air humidity Concrete permanently submerged in water
XC2	Wet, rarely dry	Concrete surfaces subject to long-term water contact Many foundations
XC3	Moderate humidity	Concrete inside buildings with moderate or high air humidity External concrete sheltered from rain
XC4	Cyclic wet and dry	Concrete surfaces subject to water contact, but within exposure class XC2
3 Corrosion induced by chlorides		
XD1	Moderate humidity	Concrete surfaces exposed to airborne chlorides
XD2	Wet, rarely dry	Swimming pools Concrete components exposed to industrial waters containing chlorides
XD3	Cyclic wet and dry	Parts of bridges exposed to spray containing chlorides Pavements Car park slabs
4 Corrosion induced by chlorides from sea water		
XS1	Exposed to airborne salt but not in direct contact with sea water	Structures near to or on the coast
XS2	Permanently submerged	Parts of marine structures
XS3	Tidal, splash and spray zones	Parts of marine structures
5. Freeze/Thaw Attack		
XF1	Moderate water saturation, without de-icing agent	Vertical concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF2	Moderate water saturation, with de-icing agent	Vertical concrete surfaces of road structures exposed to freezing and airborne de-icing agents
XF3	High water saturation, without de-icing agents	Horizontal concrete surfaces exposed to rain and freezing
XF4	High water saturation with de-icing agents or sea water	Road and bridge decks exposed to de-icing agents Concrete surfaces exposed to direct spray containing de-icing agents and freezing Splash zone of marine structures exposed to freezing
6. Chemical attack		
XA1	Slightly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA2	Moderately aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water
XA3	Highly aggressive chemical environment according to EN 206-1, Table 2	Natural soils and ground water

Ne baze te shkalles se ekspozimit te tabelës perpercaktohet dhe Klasa minimale e betonit per strukturen.

Per themelet do te perdoret beton C30/37.

Per kollonat, muret, traret, shkallet dhe soletat do te perdoret beton C35/45

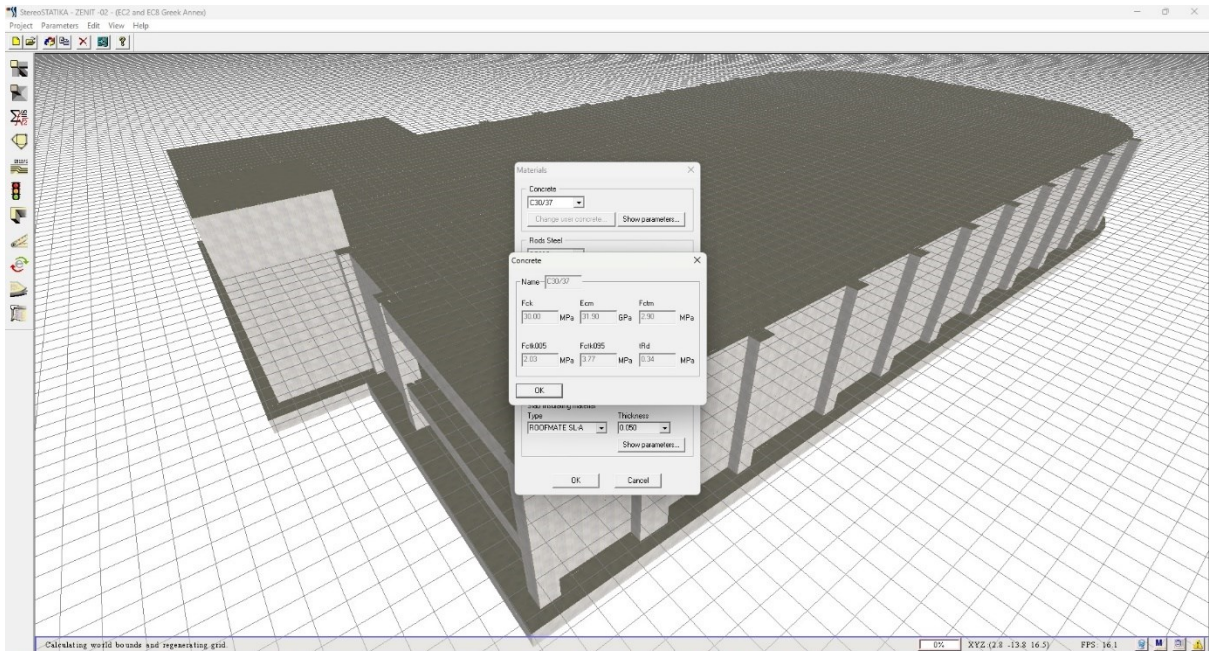


Figura 8: Te dhenat e materialeve, betoni C30/37

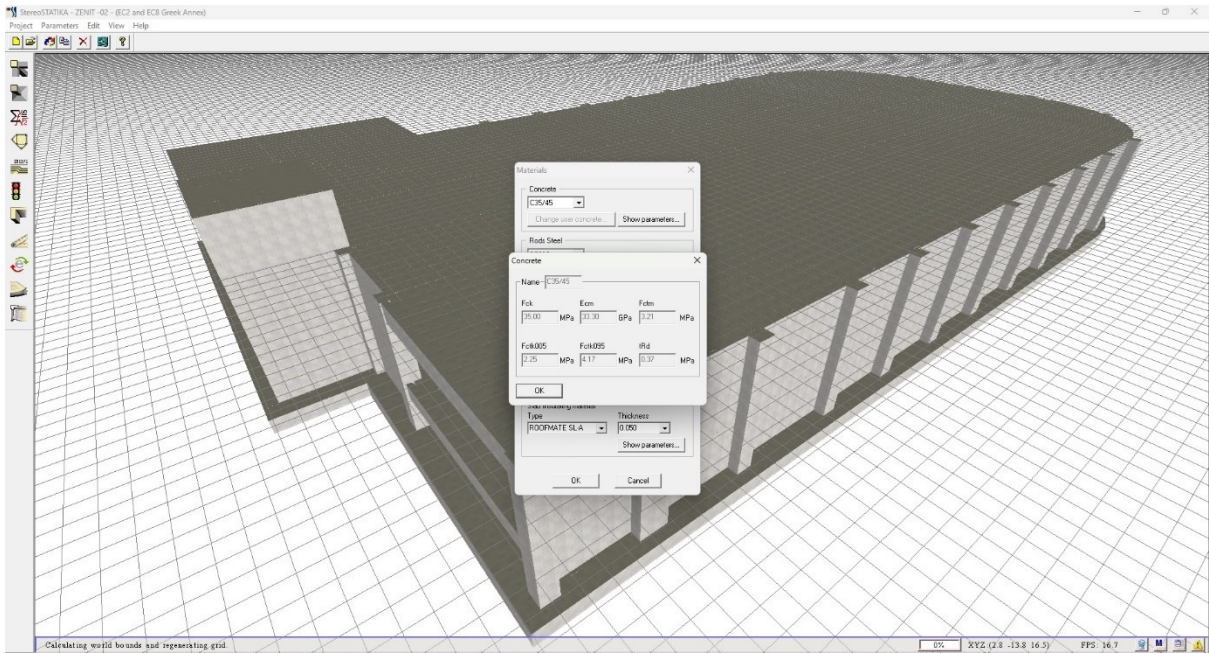


Figura 9: Te dhenat e materialeve, betoni C35/45

2.2 Hekuri

Ne baze te eurocodit 2 dhe 8 armimi i perdorur te jete i klases C me karakteristikat e meposhtme:

Tabela C.1: Properties of the reinforcement

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Characteristic yield strength f_{yk} or $f_{0,2k}$ (MPa)	400 to 600						5,0
Minimum value of $k = (f_t/f_y)_k$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	$\geq 1,05$	$\geq 1,08$	$\geq 1,15$ $< 1,35$	10,0
Characteristic strain at maximum force, ε_{uk} (%)	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	$\geq 2,5$	$\geq 5,0$	$\geq 7,5$	10,0
Bendability	Bend/Rebend test			-			
Shear strength	-			0,3 A f_{yk} (A is area of wire)			Minimum
Maximum deviation from nominal mass (individual bar or wire) (%)	Nominal bar size (mm) ≤ 8 > 8			$\pm 6,0$ $\pm 4,5$			5,0

Product form	Bars and de-coiled rods			Wire Fabrics			Requirement or quantile value (%)
Class	A	B	C	A	B	C	-
Fatigue stress range (MPa) (for $N \geq 2 \times 10^6$ cycles) with an upper limit of βf_{yk}	≥ 150			≥ 100			10,0
Bond: Minimum relative rib area, $f_{R,min}$	Nominal bar size (mm) 5 - 6 6,5 to 12 > 12			0,035 0,040 0,056			5,0

Dhe konkretisht armimi i perdorur per strukturen te llojit BSt-500s me karakteristikat e meposhtme:

Pesha vetjake :

Table 3.1: Nominal values of the yield strength f_{yb} and the ultimate tensile strength f_{ub} for bolts

Bolt class	4.6	4.8	5.6	5.8	6.8	8.8	10.9
f_{yb} (N/mm ²)	240	320	300	400	480	640	900
f_{ub} (N/mm ²)	400	400	500	500	600	800	1000

Klasa e Celikut te Zakonshem	B500C (Bst500)
Rezistenca Karakteristike e Rrjedhshmerise	$f_{yk} \geq 500$ MPa
Rezistenca Karakteristike e Shkaterrimit	$f_{tk} \geq 600$ MPa
Moduli i Elasticitetit	$E_s = 210\ 000$ MPa =210GPa
Koeficienti i Sigurise Parciale te Celikut	$\gamma_s = 1,15$
Rezistenca Llogaritese e Celikut	$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 435$ MPa
Rezistenca Llogaritese e Celikut ne Prerije	$F_{ywd} \geq 500$ MPa

Koeficienti i Puassonit	$\nu = 0.30$
-------------------------	--------------

Table 3.1: Nominal values of yield strength f_y and ultimate tensile strength f_u for hot rolled structural steel

Standard and steel grade	Nominal thickness of the element t [mm]			
	$t \leq 40$ mm		$40 \text{ mm} < t \leq 80$ mm	
	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]	f_y [N/mm ²]	f_u [N/mm ²]
EN 10025-2				
S 235	235	360	215	360
S 275	275	430	255	410
S 355	355	510	335	470
S 450	440	550	410	550
EN 10025-3				
S 275 N/NL	275	390	255	370
S 355 N/NL	355	490	335	470
S 420 N/NL	420	520	390	520
S 460 N/NL	460	540	430	540
EN 10025-4				
S 275 M/ML	275	370	255	360
S 355 M/ML	355	470	335	450
S 420 M/ML	420	520	390	500
S 460 M/ML	460	540	430	530
EN 10025-5				
S 235 W	235	360	215	340
S 355 W	355	510	335	490
EN 10025-6				
S 460 Q/QL/QL1	460	570	440	550

Table 6.1 – EN 3. 2.6

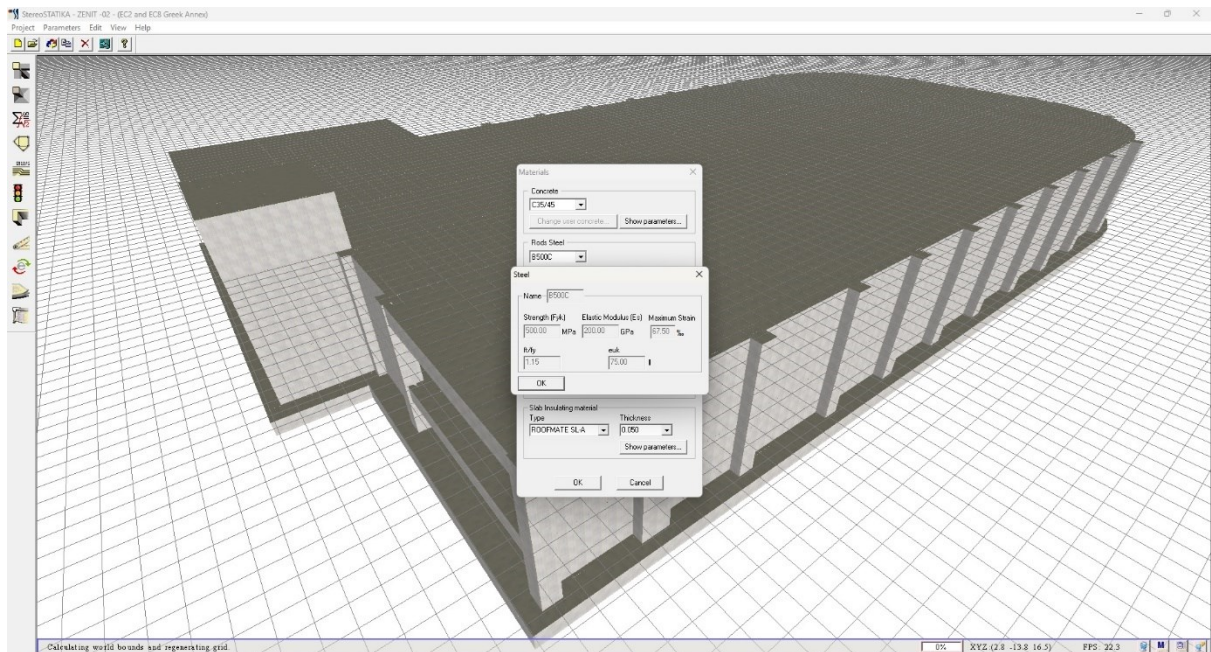


Figura 10: Te dhenat e materialeve, bceliku B500C

Table 6.1: Partial factors

a) resistance of members and cross section:	
- resistance of cross sections to excessive yielding including local buckling	γ_{M0}
- resistance of members to instability assessed by member checks	γ_{M1}
- resistance of cross sections in tension to fracture	γ_{M2}
b) resistance of joints	
- resistance of bolts	
- resistance of rivets	
- resistance of pins	
- resistance of welds	
- resistance of plates in bearing	
- slip resistance	γ_{M3}
- at ultimate limit state (Category C)	
- at serviceability limit state	$\gamma_{M3,ser}$
- bearing resistance of an injection bolt	γ_{M4}
- resistance of joints in hollow section lattice girders	γ_{M5}
- resistance of pins at serviceability limit state	$\gamma_{M6,ser}$
- preload of high strength bolts	γ_{M7}

NOTE 1: For the partial factor γ_c for the resistance of concrete see EN 1992.

NOTE 2: The partial factors γ_{Mi} for bridges may be defined in the National Annex. The following numerical values are recommended:

$$\gamma_{M0} = 1,00$$

$$\gamma_{M1} = 1,10$$

$$\gamma_{M2} = 1,25$$

$$\gamma_{M3} = 1,25$$

$$\gamma_{M3,ser} = 1,10$$

$$\gamma_{M4} = 1,10$$

$$\gamma_{M5} = 1,10$$

$$\gamma_{M6,ser} = 1,00$$

$$\gamma_{M7} = 1,10$$

3. ANALIZA DHE LLOGARITJA KOMPJUTERIKE

3.1 Te pergjithshme

Analiza statike dhe dinamike per te percaktuar reagimin e struktures ndaj tipeve te ndryshme te ngarkimit eshte kryer me programin Stereo Statica (Panoplia) (II-Systems).

3.2 Analiza Statike

Analiza statike e struktures perfshin zgjidhjen e sistemit te ekuacioneve lineare te meposhtem: $K \cdot u = r$ (3.1.1). Keshtu matrica e ngurtesise eshte vektori I ngarkesave qe veprojne mbi strukture dhe

është vektori I zhvendosjeve. Per cdo rast ngarkimi program automatikisht krijon vektorin r dhe percakton vektorin e zhvendosjeve nga zgjidhja e sistemit te ekuacioneve lineare (3.1.1). Pas percaktimit te zhvendosjeve ne te gjitha pikat nyjore eshte e mundur te percaktohen te gjitha vlerat eforcave te pergjithesuara(M22,M33-momente perkules sipas dy drejtimeve, Q22,Q33- forca prerese sipas dy drejtimeve,N-force aksiale,T-moment perdredhes per cdo element“frame”,apoF11,F22,F12- forca aksiale sipas dy drejtimeve dhe forca prerese,M11,M22,M12- momentet perkules ne planet perpendikulare dhe sipas planit per cdo element“shell”).

3.3 Analiza Dinamike

Analiza dinamike e structures 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.

Modelimi hapësinor është kryer bazuar në Metodën e Elementëve të Fundëm. Në formulimin e ngurtësisë së strukturës janë marrë në konsideratë:

Ngurtësia e elementëve të skeletit hapësinor (kollona, trarë) modeluar nëpërmjet elementit të ramës hapësinore “frame”.

Ngurtësia e elementëve soletë modeluar nëpërmjet elementit të përgjithshëm “Shell”.

Ngurtësia e mureve strukturale modeluar nëpërmjet elementit të përgjithshëm “Shell”.

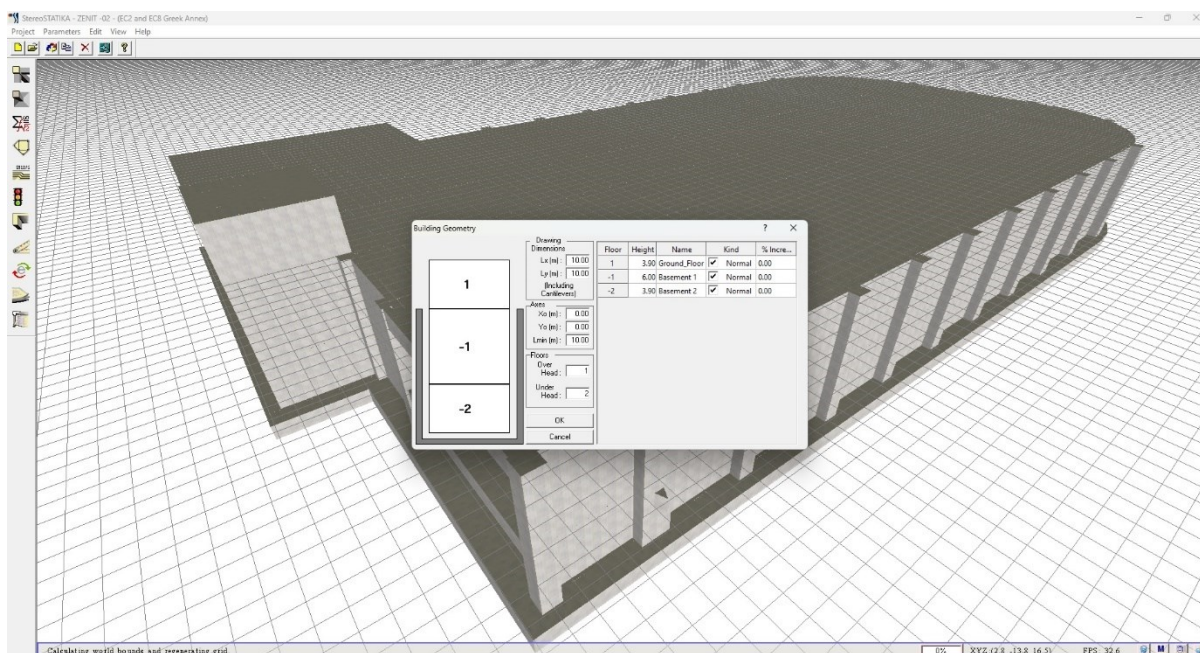


Figura 11: Modeli 3d

4. Percaktimi i Ngarkesave llogaritesh ne Struktura

4.1. Ngarkesat Vertikale vepruese

Ngarkesa te perhereshme:

Ne kat:

Shtresa+Pllaka		2.50kN/m ²	-
Solete b/a monolite	H=45cm	10.80 kN/m ²	-

Impiantet etj
Mur 25cm
Mur 12cm

0.3kN/m²
9.50 kN/ml
5.80 kN/ml

Shenim: Ngarkesat e pllakes se themelit, kollonave, mureve b/a dhe trareve jane marre ne konsiderate nga programi llogarites duke u vendosur ne program me permasa reale, peshe dhe mase sipas te dhenave te materialeve.

Ngarkesat e perkoheshme

Ne perputhje me Eurocode1ngarkesa e perkoheshme per strukturen ekzistuese eshte percaktuar:EC1-6.3.1.1

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		

Table 6.2 - Imposed loads on floors, balconies and stairs in buildings

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	<u>3,0</u> to 4,0	2,5 to 7,0 (4,0)
- C3	3,0 to <u>5,0</u>	<u>4,0</u> to 7,0
- C4	<u>4,5</u> to <u>5,0</u>	3,5 to <u>4,0</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>

Ne objektin tone eshte marre:

Soleta e katit +0.00m 15 kN/m² (ngaarkesa e mbushjes me dhe)

Soleta e katit -6.00 5-7.5 kN/m² (ngarkesa nga automjetete konkretisht autobus)

Soleta e shkalles 4 kN/m²

Ngarkesat e mesiperme kryesisht te mjeteve jane mare ne konsiderate nga Tabela 6.2 Sipas Eurocode Nr.10

4.2 Ngarkesat sizmike. (EL) (koeficientet sizmike ne projekt)

Studimi Sizmik i Objektit eshte realizuar nga Altea Geostudio

Në përputhje me informacionet inxhiniero-sizmiologjike të sheshit të ndërtimit të marra nga Instituti i Sizmiologjisë dhe objekte ne afersi, parametrat për llogaritjen e ngarkesës sizmike janë vleresuar si më poshtë:

Spektri horizontal

$P_g = 0.293g$

Tipi i spektrit sipas EC 8

Kategoria e truallit sipas EC8 eshte Kategoria B

Nuk ka risqe te çarjes se truallit, paqendrueshmeri te pjerresive dhe ulje te perhershme te shkaktuara nga lengezimi ose ngjeshja (densifikimi) ne rast termeti (EN 1998-1,3.1.1(3). Koeficienti i rendesise se objektit: $\gamma I=1.2$ Tabela 4.3 (EN-8 -3.2.5 (Kat. II)) $agR=0.293g$
Lloji i duktilitetit te objektit : DCM (duktilitet mesem) Tabela 5.1 (EN-8 -5.2.2.2)

Faktori i sjelljes s e struktures sipas X,Y $q=3.00$

Spektri Vertikal

Nxitimi i truallit $a_{gR}=0.293$

Kategoria e truallit B

Nuk ka risqe te çarjes se truallit, paqendrueshmeri te pjerresive dhe ulje te perhershme te shkaktuara nga lengezimi ose ngjeshja (densifikimi) ne rast termeti (EN 1998-1,3.1.1(3). Koeficienti i rendesise se objektit: $\gamma_I=1.2$ Tabela 4.3 (EN-8 -3.2.5 (Kat. II)) $a_{gR}=0.293g$

Lloji i duktilitetit te objektit : DCM (duktilitet mesem) Tabela 5.1 (EN-8 -5.2.2.2)

Faktori i sjelljes s e struktures sipas X,Y $q=1.5$

Per kerkimin e vleres maksimale te mundeshme te reagimit sizmik eshte perdorur superpozimi sipas "kombinimit komplet kuadratik"(CQC). Ky lloj superpozimi modal jep rezultate me te sakta se kombinimi sipas "rrenjes katrore te shumes se katroreve"(SRSS) per godina me vlera te periodave te njepasnjeshme (suksesive) Ti afer njera-tjetres.

Kombinimi I drejtimeve te reagimit sizmik eshte beres I pas rrenjes katrore te shumes se katroreve (SRSS) duke patur parasysh pranimin e tyre te njekohshem sipas tre drejtimeve. Metej vlerat numerike te marra nga reagimi sizmik I objektiti jane nenshtuar kombinimeve te dhena ne paragrafin 5.1.

Parametrat Sizmike per Projektimin e Struktures

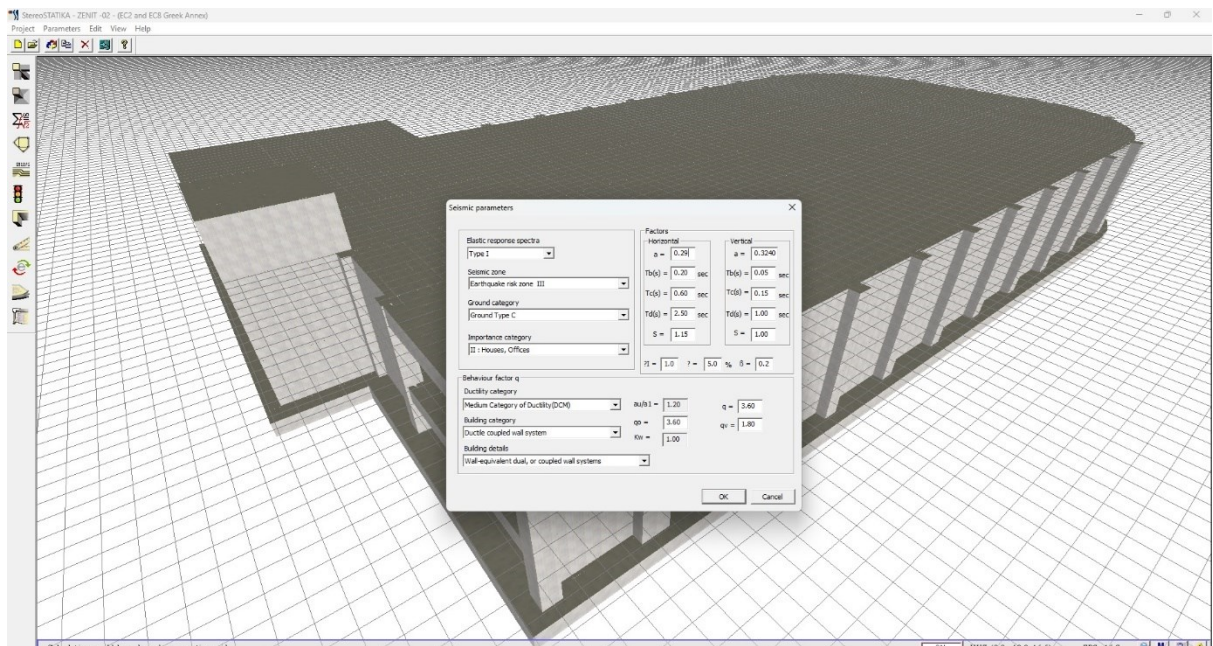


Figura 12 - Parametrat sizmike

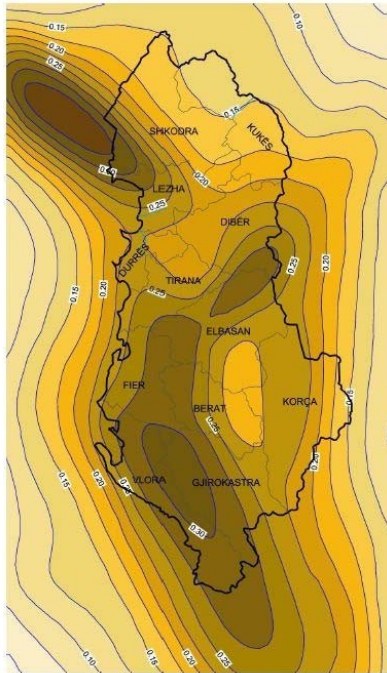


Figure 3-3. Variant i hartës së shpejtiveve maksimale referencë në truall të Tipit A, a_{gR} , për periudhë rikthimi $T_R = 475$ vjet, (bazuar në Projektin "Vlerësimi i Rrezikut në Shqipëri", PNUD 2003 [18])

Figura 13 - Harta e shpejtiveve maksimale reference

4.3 Spektri i Projektimit Ilogarites i Shpejtiveve sipas Eurokodit

Spektri i projektimit (Ilogarites) te shpejtiveve sipas Eurokodit

$$0 \leq T \leq T_B : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot [1 + (T/T_B) \cdot (\eta \cdot 2,5 - 1)] \quad (4.3.2.a) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_B \leq T \leq T_C : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \quad (4.3.2.b) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_C \leq T \leq T_D : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [T_C/T] \quad (4.3.2.c) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

$$T_D \leq T \leq 4s : S_e(T) = a_g \cdot S \cdot \eta \cdot 2,5 \cdot [T_C \cdot T_D / T^2] \quad (4.3.2.d) \quad (EN-8 -3.2.2.2)$$

ku $S_e(T)$ – spektri elastik i reagimit të shpejtimit maksimal për komponentin horizontal, T – perioda e vibrimit e një sistemi linear me një shkallë lirie, a_g – shpejtimi projektues. $a_g R = 0.399g$, -nxitimi i truallit ne shkembin baze (tipi B i truallit sipas studimit sizmik)

$\beta = 0.2$ kufiri i poshtem i spektrit te projektimit per veprim sizmik horizontal. Referuar rekomandimeve te (EN-8), trualli eshte klasifikuar i tipit B me keto vlera te parametrave spektrale horizontale:

$$S = 1.2 \quad T_B(S) = 0.15 \quad T_C(S) = 0.5 \quad D(S) = 2 \quad \text{Tabela 3.3 (EN-8 -3.2.2.2)}$$

5. Kriteret e projektimit

Struktura eshte kontrolluar per gjendjen e kufitare (ULS), gjendjen e lejuar te funksionalitetit, (SLS) dhe per gjendjen e lejuar te deformimit (shkaterrimit) (SLD)

Ngarkesat jane kombinuar sic jane treguar dhe me poshte, ku IE eshte veprimi Sizmik per gjendjen e lejuar nen egzaminim, Gt eshte vlera karakteristike e veprimit te perhrshem, Q1k vlera karakteristike e veprimit variabel te situates se krijuar prej ngarkesave , Qik eshte vlera karakteristike e situates variable i ; γ_g , γ_q and γ_q jane faktore te sigurise pjesore , ψ_{0i} eshte koeficient kombinimi i cili jep 95% te vleres seaksionit variabel i, ψ_{2i} eshte koeficienti i kombinimit i cili jep vleren e perafert te veprimit te perkohshem variable i.

Situata ne projekt Kombinimi i ngarkesave

ULS

I perhershem $\gamma_g G_k + \gamma_q [Q_{1k} + \sum_i(\psi_{0i} Q_{ik})]$ EN-0 -6.4.3.4 (6.10)

Sizmik IE + $G_k + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.4.3.4 (6.12b)

SLS

SLS Rralle $G_k + Q_{1k} + \sum_i(\psi_{0i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.14b)

Frekuent $G_k + \psi_{11}Q_{1k} + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.15b)

Gati permanent $G_k + \sum_i(\psi_{2i} Q_{ik})$ EN-0 -6.5.3 (6.16b)

Vlerat e koeficienteve te kombinimit jane mare ne konsiderate si me poshte :

$\gamma_g = 1.35$ (ose 1 nese kontributi i tij jep me shume siguri)

$\gamma_q = 1.5$ (ose 1 nese kontributi i tij jep me shume siguri)

$\psi_{0i} = 0.7$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

$\psi_{1i} = 0.5 / 0.7$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

$\psi_{2i} = 0.3 / 0.6$ Tabela A1.1 EC0- A1 2.2

Type of variable action	Storey	ϕ
Categories A-C*	Roof	1.0
	Storeys with correlated occupancies	0.8
	Independently occupied storeys	0.5
Categories D-F* and Archives		1.0

5.1.Kombinimi i ngarkesave

Përcaktimi i aftësisë mbajtëse të strukturës (ULS) është kryer duke kombinuar ngarkesat vepruese në strukturë sipas kombinimit të ngarkesave të përcaktohen në EUROCODE (*)

1.35 DL

$1.35 DL + 1.5 LL$
 $DL \pm 1.00 EL$
 $DL + 1.5 \times 0.3 LL \pm 1.00 EL$
 $1.35DL \pm 1.5WL$
 $1.00DL \pm 1.5WL$
 $1.35DL + 1.35LL \pm 1.35WL$

Veprimi sizmik është marrë në konsideratë me dy komponente të saj ortogonale, të cilësuar IEx dhe IEy ; ku të dy veprimet respektive të komponenteve përfaqësojnë të njëjtin spekter reagimi dhe plotësojnë kombinimin kuadratik (CQC), metode e cila është përdoruesi kombinim i të dyjave përberësve. Dy kombinime të mundshme janë si vijon:

$$IEx \quad "+" \quad 0,3 \cdot IEy \quad \text{EC8-4.3.3.5.2 (4.20)}$$

$$0,3 \cdot IEx \quad "+" \quad IEy \quad \text{EC8-4.3.3.5.2 (4.21)}$$

Ku shenja "+" ka kuptimin "të kombinohet me"

IEx janë efektet e forcave në saje të veprimit të aksionit sizmik horizontal përgjatë aksit të zgjedhur horizontal x në strukture

IEy janë efektet e forcave në saje të veprimit të aksionit sizmik horizontal përgjatë aksit të zgjedhur ortogonal y në strukture

Efektet inerciale të ngarkesave sizmike të hedhura do të vlerësohen duke marrë parasysh dhe masat e lidhura dhe me të gjitha ngarkesat e gravitetit që shfaqen në kombinimin që vijon.

Kombinimet në lidhje me sizmiken do të jenë:

$$DL + 1.5 \times 0.3 LL + IEx \quad "+" \quad 0,3 \cdot IEy$$

$$DL + 1.5 \times 0.3 LL + IEy \quad "+" \quad 0,3 \cdot IEx$$

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

5.2. Perdredhja Aksidentale

Efekti i perdredhjes të Istruktures, në një model 3D, sic e kemi ngritur strukturene e dhënë një structure jo të rregullt, ku përputhja e qendrës së masës me qendrën inertesise të çdo kati është e pamundur, megjithë modelimin e kujdesshem që këto dy qendra të jenë same pranë. Në këtë rast efekti i perdredhjes është i pranishëm që në model dhe është i pasqyruar tek armimi i elementeve. Spostimi i qendrës së masës të çdo kati të objektit në masën +/-5% të gjatësisë ortogonale në të dy drejtimet dhe rillogaritja e strukturesme masën të aplikuar në këtë pike jep efektin e perdredhjes aksidentale.

Perdredhja aksidentale merr në konsideratë shpërndarjen e masës së çdo kati në mënyrë jo uniforme.

5.3 Faktori i rëndësise sipas kategorizimit

Në përputhje me kategorizimin e bërë në EUROCODE 8 dhe kushtet shqiptare faktori i rëndësise për godinën në studim është $\gamma_f = 1.2$

Sipas EC-8 godina klasifikohet ne : Objekti eshte klasifikuar sipas eurokodit ne Klasen e III te rendesise (ndertesa banimi.) Koefficienti i rëndësisë së objektit: 1.2 Tabela 4.3 EC8 -3.2.5 (Kat. III)

Table 4.3 Importance classes for buildings

Importance class	Buildings
I	Buildings of minor importance for public safety, e.g. agricultural buildings, etc.
II	Ordinary buildings, not belonging in the other categories.
III	Buildings whose seismic resistance is of importance in view of the consequences associated with a collapse, e.g. schools, assembly halls, cultural institutions etc.
IV	Buildings whose integrity during earthquakes is of vital importance for civil protection, e.g. hospitals, fire stations, power plants, etc.

NOTE Importance classes I, II and III or IV correspond roughly to consequences classes CC1, CC2 and CC3, respectively, defined in EN 1990:2002, Annex B.

5.4 Spostimi I nderkatit (drifti) sipas të dy drejtimeve

Spostimet e ndërkateve të objektit sipas të dy drejtimeve të eksitimit të strukturave kanë rezultuar brenda kufijve që përcaktohen në EUROCODE 8 për strukturat elementët jostrukturore të të cilave nuk do të jenë duktile. Për këto struktura kufiri i lejuar për “driftin” e ndërkatit rezulton në rendin 0.001. Nga llogaritjet “driftet” maksimale të ndërkateve sipas të dy drejtimeve të eksitimit janë mbajtur mbrenda vlerave maksimale të lejuara. Kys spostim është i paperfillshem në kete rast pasi struktura është plotësisht nentoke. Për shkak të perballimit të ngakresave të medha dhe hapësirave të konsiderueshme midis kolonve janë marrë në konsideratë të gjithë parametrat spostimeve të cilat rezultojnë brenda normave të lejuara.

5.5.Përshkrimi i elementeve perberes te struktures

Sistemi strukturore i godinave është konsideruar “DUAL SYSTEM”. Ky është një sistem i perbere me mure b/a në perimenter, rigela në dy drejtime dhe soleta monolite të mbeshetura në dy drejtimet.

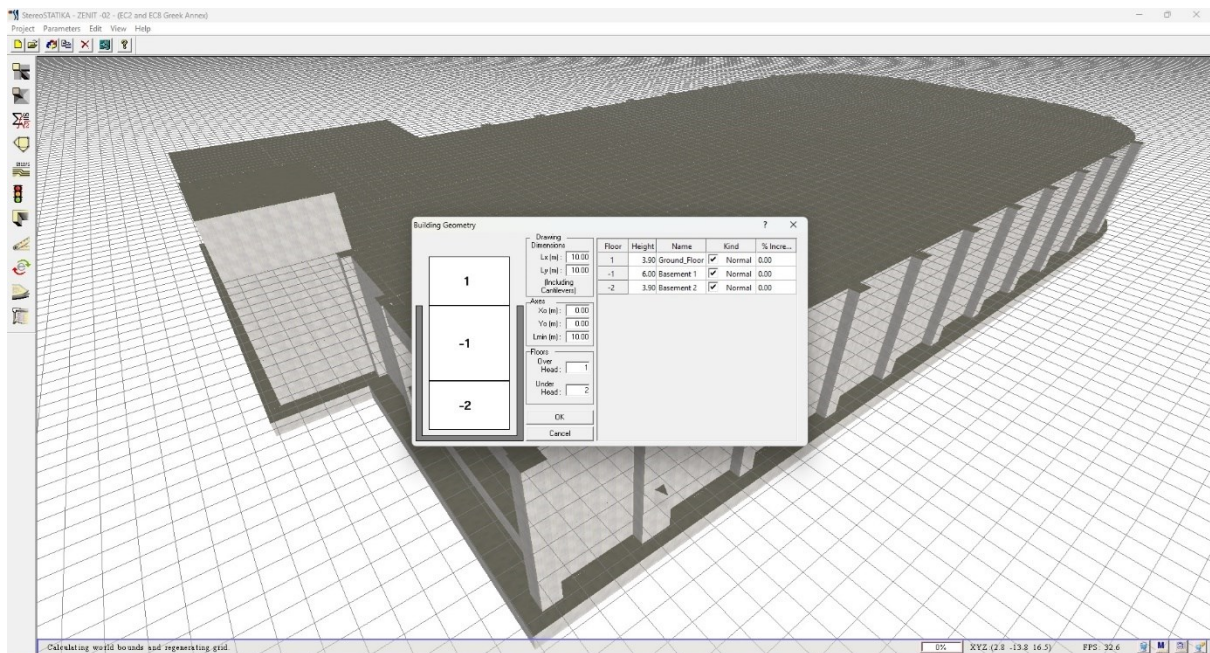


Figura 14 - Gjeometria e Objektivit

5.5.1-Themeli i strukturës është realizuar i tipit pllakë b/a me trashësi 120 cm e integruar me trare themeli të dimensioneve 120x120 cm. Modeli llogarites i bazamentit të themelit është ai Winkler. Në llogaritje janë konsideruar koeficientet statike të shtangesisë dhe konkretisht shkallet e lirise që i perkasin zhvendosjeve vertikale dhe rrotullimet sipas dy akseve perpendikulare që shtrihen në rrafshin e poshtëm të trareve të themelit si me perfaqesueset (3 shk.lirie). Tre shkallet e tjera të lirise së bazamentit në modelin llogarites janë pranuar të penguar. Lartësia e pllakes është marre 80cm. Është pranuar që pllaka nga pikëpamja e modelimit të tabanit në të konsiderohet me susta: $K_s1 = 18'000 \text{ kN/m}^3$.

Llogaritja e gjendjes së sforcuar të pllakës (momenteve në të dy drejtimet) është kryer me metodën e elementeve të fundëm për ngarkesat llogaritesë. Në zonat nën kollona, pllaka është kontrolluar në çpim. Trashësia e pllakës dhe është llogaritur gjithashtu të perballojë sforcimet në çpim. Pllaka e themelit është armuar me zgare në të dy drejtimet. Klasa e betonit është marre C30/37



Figura 15 - Plani i themeleve

5.5.2-Kollonat b/a dhe muret b/a

Kollonat si elemente kryesore te structures jane projektuar duke patur parasysh balancimin e shtangesive sipas dy drejtimeve ne plan per te shmangur ne mase te konsiderueshme efektet shtese nga perdredhja. Janë përbërësit kryesore të aftësisë mbajtëse vertikale si dhe të asaj horizontale gjatë reagimit sizmik. Seksionet e tyre janë katërkëndësh kendra të anesoret dhe rrethore kolonaet e mesit. Seksioni I kollonave është marre kryesisht (120x120)cm dhe kolonat rrethore me diameter 70 cm Hapi I kolonave është percaktuar ne perputhje me arkitekturen e objektit. Armatura horizontale (stafat), janë Ø8 te vendosura sipas standarteve europiane ne fuqi duke rritur njekoheisht jo vetem aftesine mbajtese te kollonave ne prerje, por dhe kapacitetin duktil te tyre. Muret b/a jane parashikuar (40)cm dhe 50 cm per pjesen e rampave hyrese. Shtresa mbrojtese e betonit është marre 40mm ne rastin e soltave dhe 2.5-3 cm ne rastin e elementeve te tjere.

5.5.3- Trarët b/a

Përbëjnë pjesën horizontale të skeletit b/a të cilët përballojnë kryesisht ngarkesën vertikale të soletave mbi to, transmetojnë forcën horizontale sizmike tek elementët vertikalë dhe duke përballuar një pjesë të konsiderueshme të saj. Trarët janë te thelle me me dimensione 100x140 cm ne nivelin e parkimit +0.00 m dhe 100x120 cm ne nivelin - 6.00 m. Klasa e betonit është C35/45 dhe hekuri B500. Armimi i trareve është bere ne baze te rezultateve te nxjera nga kombinimet me te disfavorshme dhe duke respektuar rregullat baze te eurocodit.

Shtresa mbrojtese e trareve është 25mm.

5.5.4 Soletat

Soletat kryesore te cilat do te jene te ekspozuara ndaj ngarkesave te medha jane parashikuar b/a solete monolite me lartesi 45cm.

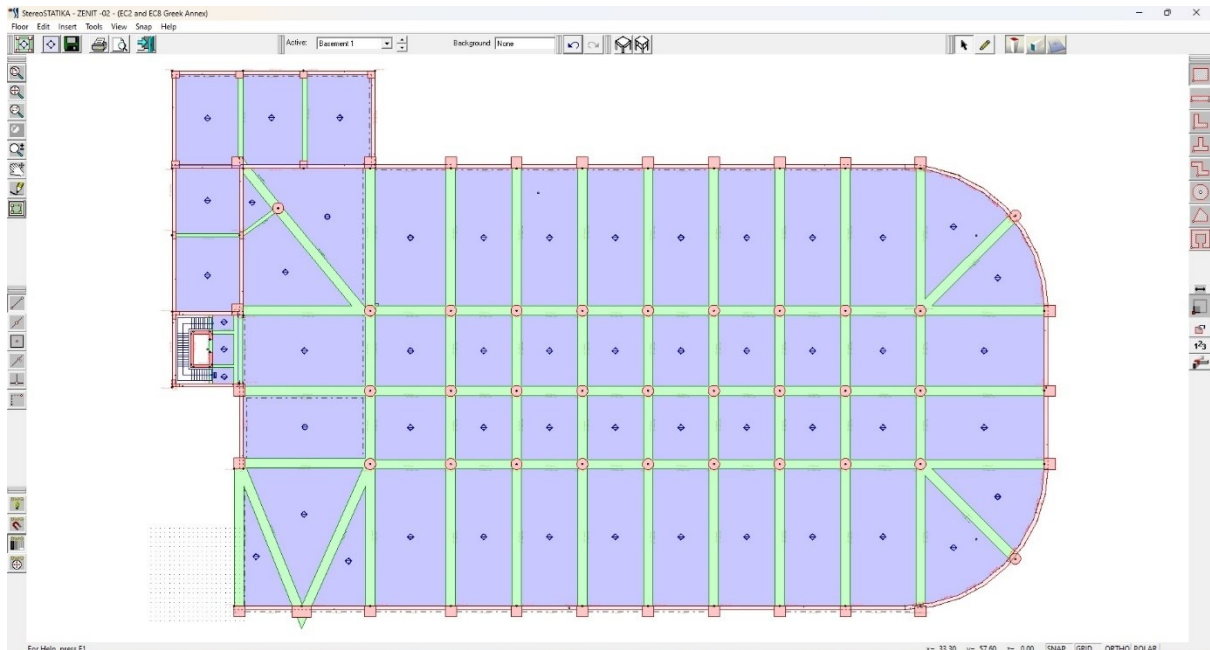


Figura 16 - Plani i Strukturave ne kuoten +0.00 m

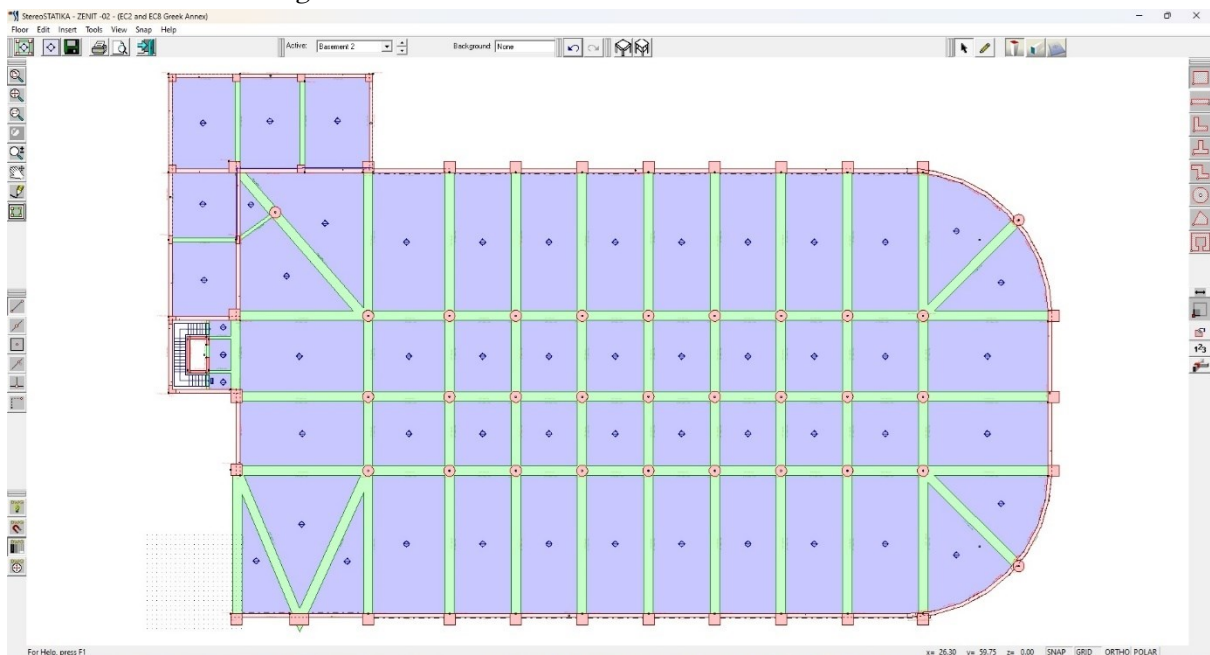


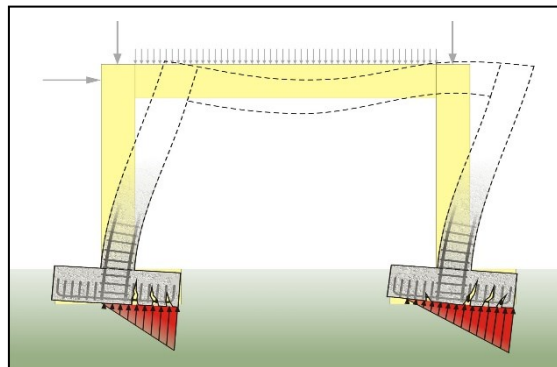
Figura 17 - Plani i Strukturave ne kuoten -6.00 m

5.6 Analiza sizmike e godines

Në përputhje me rekomandimet e EUROCODE 8 shtangësia e elementëve strukturorë është modeluar duke marrë për bazë shkallën e plasaritjes së elementëve. Bazuar në kërkesat e EUROCODE 8 karakteristikat e ngurtësisë që pasqyrojnë deformacionet nga forcat prerëse dhe ato të momentit përkulës janë marrë të modifikuara. Po kështu në formulimin e ngurtësisë së strukturës është marrë në konsideratë efekti i pjesëve plotësisht të ngurta në nyjet trarë kollonë. Soleta është konsideruar e padeformueshme në planin e saj.

• KONTROLLI I KOLONAVE

Programi mund të përdoret për të kontrolluar kapacitetin e kolonës ose për të hartuar kolona. Nëse është përcaktuar gjeometria e konfigurimit të celikut përforcues të seksionit të kolonës së betonit, programi mund të kontrollojë kapacitetin e kolonës. Përndryshe, programi mund të llogarisë sasinë e përforcimit të kërkuar për të hartuar kolonën bazuar në një konfigurim të



dhënë të përforcimit të celikut. Kërkesat e përforcimit llogariten ose kontrollohen në një numër të caktuar të stacioneve dalëse të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë lartësisë së kolonës. Procedura e projektimit për kolonat e betonit të armuar përfshin hapat e mëposhtëm:

Gjenerohet sipërfaqe aksiale ndërvepruese të forcës aksiale për momentin për të gjitha llojet e ndryshme të seksionit të betonit të modelit. Një diagrame tipike e ndërveprimit biaksial tregohet në figurë. Për tu projektuar nga përforcimi, programi gjeneron sipërfaqe ndërveprimi për gamën e përforcimit të lejueshëm nga një minimum prej 0.2 përqind [NDP] deri në maksimum 4 përqind [NDP] (EC2 9.5.2).

Llogaritet raporti i kapacitetit ose zonën e kërkuar të përforcimit për forcën aksiale të faktorizuar dhe momentet e perkuljes biaksiale (ose uniaxiale) të marra nga secili kombinim i ngarkesës në secilin pike kontrolluese të kolonës. Raporti i kapacitetit të synuar merret si Limiti i Faktorit të Shfrytëzimit kur llogaritet zona e nevojshme për armim.

Percaktimi i sipërfaqes së armimit.

GJENERIMI I SIPERFAQEVE BIAKSIALE TE INTERAKSIONIT

Vëllimi i ndërveprimit të kapacitetit të kolonës përshkruhet në mënyrë numerike nga një seri pikash diskrete që gjenerohen në sipërfaqen e dështimit të ndërveprimit tre-dimensionale. Përveç ngjeshjes aksiale dhe perkuljes biaksiale, formulimi lejon terheqjen aksiale dhe konsideratat e perkuljes biaksiale. Një sipërfaqe tipike e ndërveprimit është treguar në figurën 3-1.

Koordinatat e pikave në sipërfaqen e dështimit përcaktohen duke rrotulluar një aeroplan të tendosjes lineare në tre dimensione në seksionin e kolonës, siç tregohet në figurën 3-2. Diagrami i tendosjes lineare kufizon tendosjen maksimale të betonit, σ_c , në skajin e seksionit në 0.0035 (EC2 Tabela 3.1).

Formulimi bazohet në mënyrë të vazhdueshme në parimet e përgjithshme të modelimit përfundimtar të forcës (EC2 6.1).

Sforcimi në çelik jepet nga produkti i terheqjes së çelikut dhe modulit të elasticitetit, “ $\epsilon_s E_s$ ”, dhe është i kufizuar në sforcimin e rrjedhshmerise së çelikut, f_{yd} (EC2 3.2.7). Zona e lidhur me secilen shufer përforcuese supozohet se është vendosur në vendndodhjen aktuale të qendrës së shufres, dhe algoritmi nuk supozon ndonjë thjeshtëzim të mëtejshëm në lidhje me shpërndarjen e zonës së çelikut në seksionin e kolonës, si treguar në Figurën 3-2.

Blloku i sforcimeve të shtypjes së betonit supozohet të jetë drejtkëndor, me një forcë efektive të ηf_{cd} (EC2 3.1.7) dhe lartësi efektive të λ_x , siç tregohet në figurën 3-3, ku merret si:

$$\eta = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

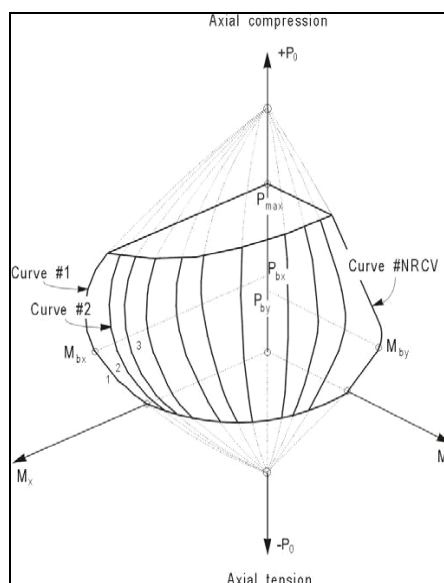
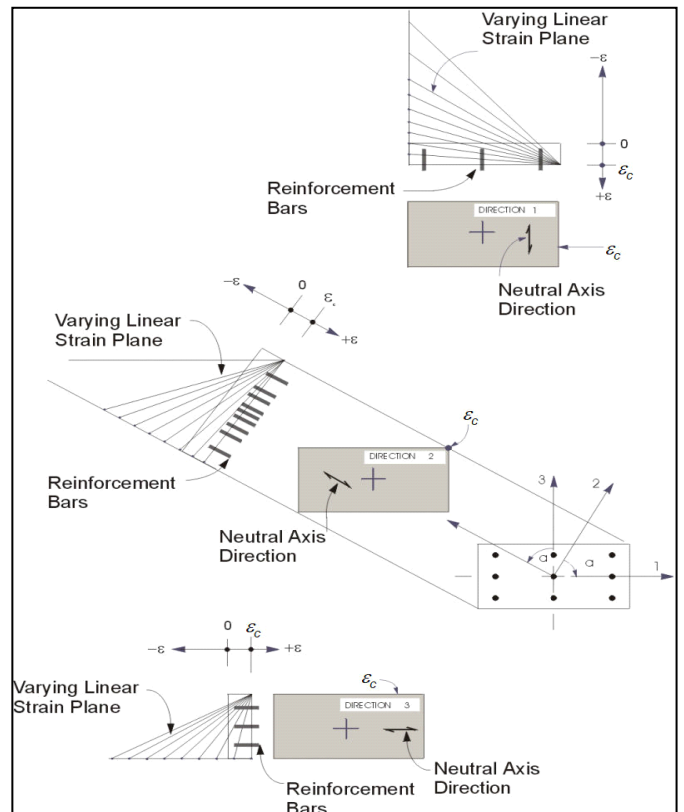


Figura 18 Një sipërfaqe tipike intersaksioni per nje kolone

$$\eta = 1.0 - (f_{ck} - 50)/200 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa (EC2 Eq. 3.22)}$$

dhe λ merret si:

$$\lambda = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa (EC2 Eq. 3.19)}$$

$$\lambda = 0.8 - (f_{ck} - 50)/400 \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa (EC2 Eq. 3.20)}$$

Algoritmi i bashkëveprimit siguron korrigjim në llogaritje të zonës së betonit që zhvendoset nga armatimi në zonën e ngjeshjes. Thellësia e bllokut ekuivalent drejtkëndor referohet më tej si a , e tillë që:

$$a = \lambda x \quad (\text{EC2 3.1.7})$$

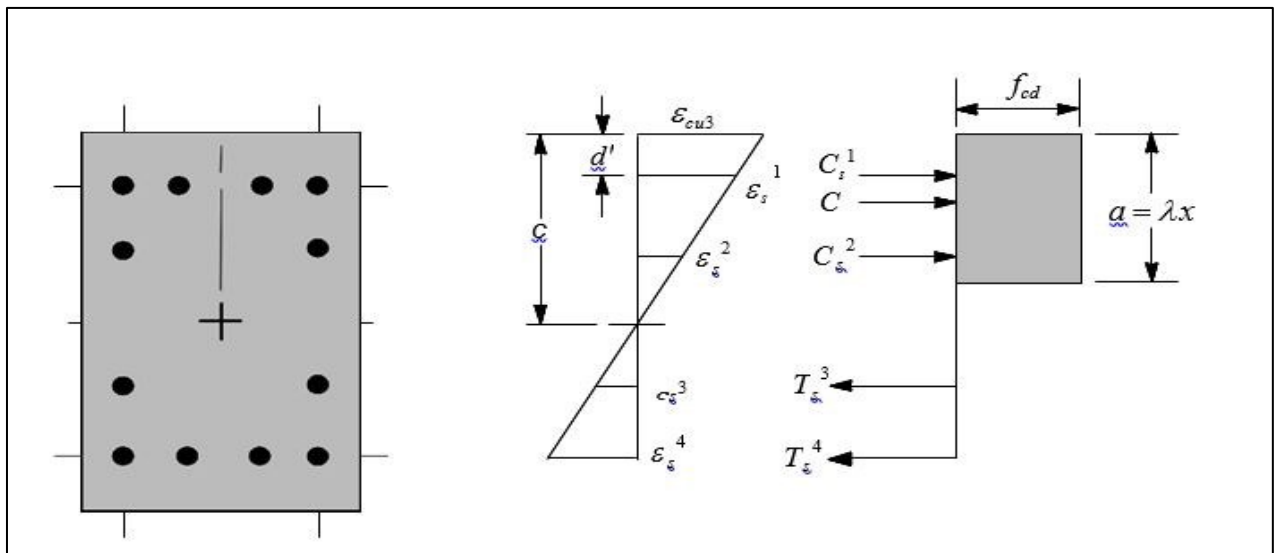
ku x është thellesia e bllokut të sforcimeve ngjeshese të betonit sic tregohet në figuren 3-3.

Efekti i faktoreve parcialesh të marialeve, γ_c dhe γ_s [NDPs], dhe koeficientet e materialeve, α_{cc} , α_{ct} , α_{lcc} , dhe α_{lct} [NDPs], përfshihen në ndërtimin e sipërfaqeve të interaksionit (EC2 3.1.6).

Vlerat tipike për γ_c , γ_s , α_{cc} , α_{ct} , α_{lcc} , dhe α_{lct} janë të parashikuara në programe por mund të ndryshohen sipas preferencës.

RAPORTI I KAPACITETEVE

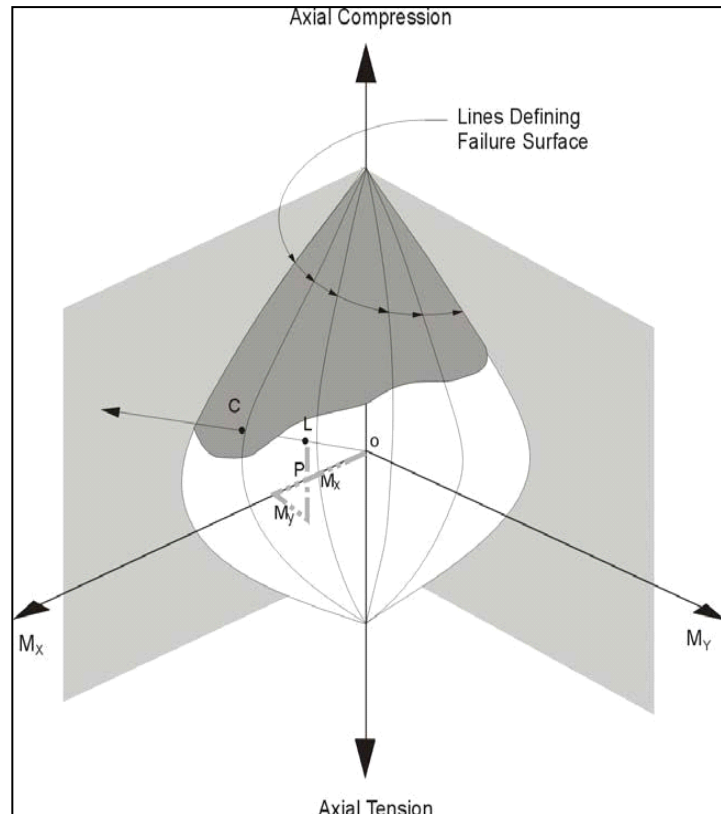
Si një karakterizim i gjendjes së ngarkuar të kolonës, llogaritet raporti i kapacitetit. Raporti i kapacitetit është një faktor që jep një tregues të gjendjes së ngarkesës së kolonës në lidhje me kapacitetin mbajtes të kolonës.



Para se të kontrollohet kapaciteti i kolonës në diagramen e nderveprimit, momentet e rendit të dytë shtohen momenteve të rendit të parë dhe marrim: N_{Ed} , M_{Ed2} , and M_{Ed3} . Pika (N_{Ed} , M_{Ed2} , M_{Ed3}) me pas vendoset në vëllimin e nderveprimit si pika L në figuren 3-4. Nëse pika bie brenda vëllimit të nderveprimit atëherë kapaciteti i kolonës është i mjaftueshëm. Në rast të kundërt kolona është e mbingarkuar.

Figure 19 Paraqitja e vëllimit të kapacitetit të kolonës

Ky raport i kapacitetit arrihet duke hedhur pikën L dhe duke përcaktuar llogaritjen e pikës C. Pika C përcaktohet si pika kur linja OL (nëse zgjatet nga jashtë) do të kryqëzojë sipërfaqen e shkatërrimit. Kjo pikë përcaktohet nga nderveprimi linear tre-dimensional midis pikave që përcaktojnë sipërfaqen e shkatërrimit, siç tregohet në figurën 3-4. Raporti i kapacitetit, CR, jepet nga raporti OL OC.



Nese $OL = OC$ (or $CR = 1$), kolona është e ngarkuar be maksimum.

Nese $OL < OC$ (or $CR < 1$), pika është brenda vëllimit.

Nese $OL > OC$ (or $CR > 1$), pika është jashte volumit dhe kolona është e mbingarkuar.

Maksimumi it e gjitha vlerave te CR te llogaritura nga cdo kombinim merret per cdo pozicion kontrollues te kolones se bashku me N_{Ed} , M_{Ed2} , dhe M_{Ed3} .

Nëse armimi nuk është e përcaktuar, programi llogarit përforcimin e kërkuar që do të japë një raport të kapacitetit të kolonës të barabartë me Limitin e Faktorit të Shfrytëzimit, i cili është vendosur 0.95.

PERCAKTIMI I FORCES PRERESE

Në hartimin e armimit terthor të kolonës së betonit, forcat për një kombinim të veçantë të ngarkesës së projektimit, pra, forca aksiale e kolonës, N_{Ed} , dhe forca e prerjes së kolonës, V_{Ed} , në një drejtim të veçantë merren duke faktorizuar rastet e ngarkesës me faktorët përkatës të kombinimit të ngarkesës së projektimit.

PERCAKTIMI I REZISTENCES NE PRERJE

Duke pasur forcat N_{Ed} dhe V_{Ed} , forca prerese e cila mund te perballohet pa pasur nevojë per armature per prerje, $V_{Rd,c}$, e cila llogaritet si:

$$V_{Rd,c} = [C_{Rd,c} k (100 \rho_l f_{ck})^{1/3} + k_1 \sigma_{cp}] b_w d \quad \text{EC2 Eq. 6.2.a}$$

me nje minimum prej:

$$V_{Rd,c} = (v_{\min} + k_1 \sigma_{cp}) b_w d \quad \text{(EC2 Eq. 6.2.b)}$$

ku f_{ck} është ne MPa, dhe k , ρ_l , dhe σ_{cp} llogariten si:

$$k = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2.0 \quad (d \text{ is in mm}) \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\rho_l = \frac{A_s}{b_w d} \leq 0.02 \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$\sigma_{Ed} = N_{Ed} / A_c \leq 0.2 f_{cd} \quad (\text{in MPa}) \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

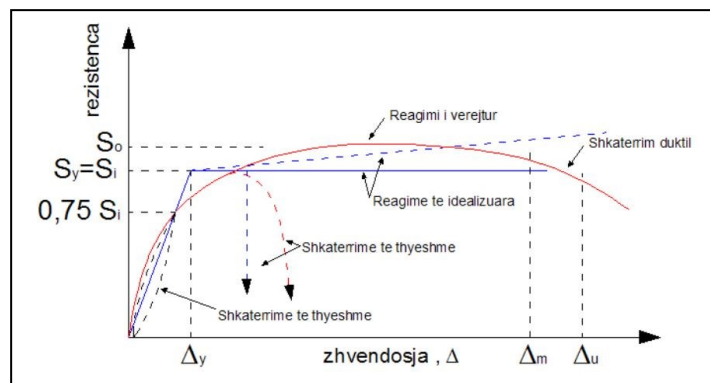
Siperfaqja efektive ne prerje, A_c , tregohet e ngjyruar ne Figuren 3-6. Per kolonat rrethore, A_c merret sa siperfaqja totale e seksionit. Faktori $k_l = 0.15 [NDF]$ dhe vlerat e $C_{Rd,c} [NDF]$ dhe $v_{min} [NDF]$ percaktohen si:

$$C_{Rd,c} = 0.18 \gamma_c \quad (\text{EC2 6.2.2(1)})$$

$$v_{min} = 0.035 k^{3/2} f_{ck}^{1/2} \quad (\text{EC2 Eq. 6.3N})$$

KONTROLLI I TRAREVE

Në projektimin e trarëve të betonit, programi llogarit dhe raporton siperfaqet e nevojshme të çelikut për perkulshmeri dhe prerje bazuar në momentet e trareve, forcat e prerjes, rrotullimet, faktorët e kombinimit të ngarkesës së projektimit dhe kriteret e tjera të përshkruara në seksionin që vijon. Kërkesat e armimit llogariten në një numër të pikave kyce të përcaktuara nga përdoruesi përgjatë gjatësisë së traut.



Të gjitha trarët janë të dizajnuara vetëm për perkulje ne planin kryesor, prerje dhe rrotullim. Efektet që vijnë nga ndonjë forcë aksiale dhe perkulja e drejtimit me të vogël që mund të ekzistojë në trarët shqyrtohen në mënyrë të pavarur nga përdoruesi.

ARMATURA PER EFEKT TE PERKULJES

Armimi i sipërm dhe i poshtëm i traut është projektuar në pika kyce përgjatë gjatësisë së traut. Hapat e mëposhtëm janë të përfshirë në kontrollin e armimit për momentin kryesor për një tra të veçantë, në një seksion të veçantë:

Percaktohen momentet maksimale

Percaktohet armatura e nevojshme

Në kontrollin e armimit të trarëve të betonit, momentet e faktorizuara për secilin kombinim të ngarkesës së projektimit në një seksion të veçantë të traut fitohen duke

marre ne konsiderate momentet përkatëse për raste të ndryshme të ngarkesës me faktorët korrespondues të ngarkesës së projektimit.

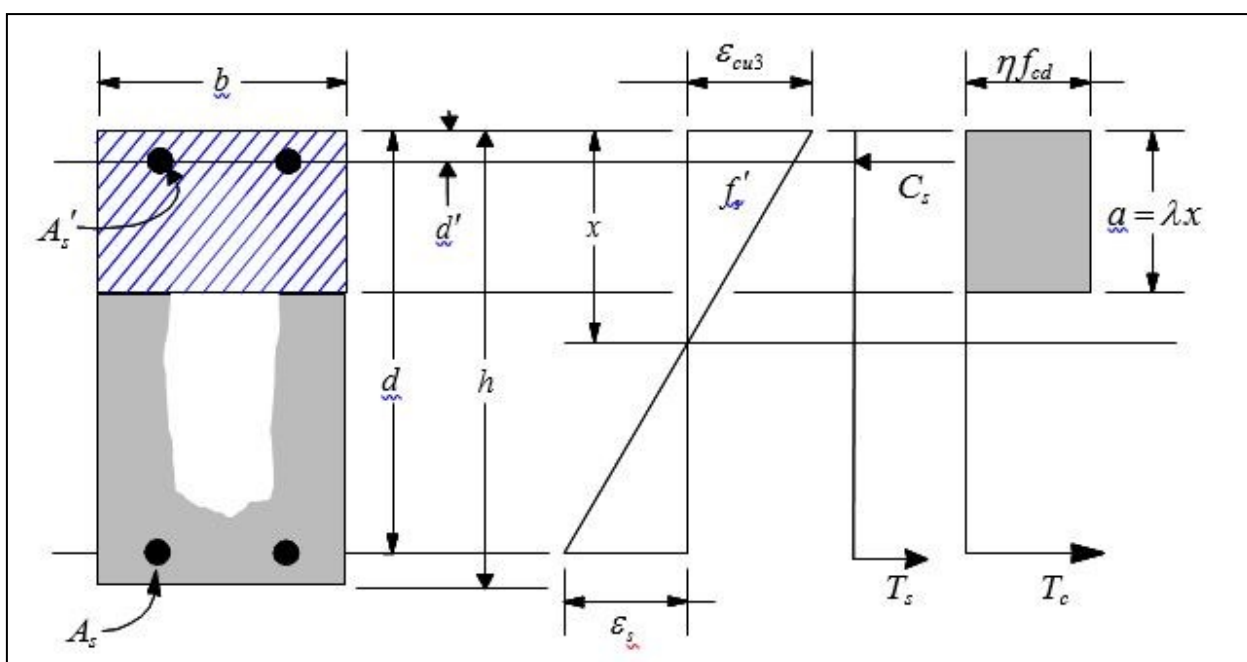
PERCAKTIMI I ARMATURES

Në procesin e projektimit të armatures, programi llogarit si forcimin e terheqjes ashtu edhe për shtypjen. Armatura e shtypur shtohet kur momenti i projektimit i aplikuar tejkalon kapacitetin maksimal të momentit të një seksioni të përforcuar vetëm. Përdoruesi mund të shmangë nevojën për armature te shtypur duke rritur thellësinë efektive, gjerësinë ose klasen e betonit.

Procedura e projektimit bazohet në një bllok të sforcimeve drejtkëndor të thjeshtuar, siç tregohet në figurën 3-7 (EC2 3.1.7 (3)). Kur momenti i aplikuar tejkalon kapacitetin e momentit, zona e përforcimit të kompresimit llogaritet në supozimin se momenti shtesë do të bartet nga kompresimi dhe armimi shtesë i terhequr.

Procedura e projektimit e përdorur nga programi si për seksione drejtkëndëshe ashtu edhe me fllanxha (T-trarëve) është përmbledhur në nënseksionet vijuese.

Supozohet se forca aksiale përfundimtare e projektimit është e papërfillshme, kështu që të gjitha trarët janë të dizajnuara duke injoruar forcën aksiale.



Seksioni i Trau Diagrama e Deformimeve

Diagrama e Sforcimit

Figure 20 Kontrolli i traut drejtkendesh

Per te percaktuar momentin perkules negativ, M_{Ed} (i.e., per armimin ne zonen e poshtme), rezistenca efektive dhe thellesia e bllokut te sforcimeve jepen nga formula ηf_{cd} dhe λx (shiko Figuren 3-7) respektivisht, ku:

$$\lambda = 0.8 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (\text{EC2 Eq. 3.19})$$

$$\lambda = 0.8 - \left[(f_{ck} - 50) / 400 \right] \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa}, \quad (\text{EC2 Eq. 3.20})$$

$$\eta = 1.0 \text{ for } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa}, \quad (\text{EC2 Eq. 3.21})$$

$$\eta = 1.0 - \left[(f_{ck} - 50) / 200 \right] \text{ for } 50 < f_{ck} \leq 90 \text{ MPa,} \quad (\text{EC2 Eq. 3.22})$$

ku x është thellesia e aksit neutral, λ është faktori perkufizues i zones se shtypur, dhe η është faktori i cili i cili perkufizon rezistencen.

Vlera limite e aksit neutral ne gjendjen kufitare limite , $(x/d)_{\text{lim}}$, shprehet si funksion i raportit te momentit te rishperndare me momentin e pa rishperndare, δ , si me poshte:

$$(x/d)_{\text{lim}} = (\delta - k_1) k_2$$

$$(x/d)_{\text{lim}} = (\delta - k_3) k_4$$

$$\text{Per } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 5.10a})$$

$$\text{Per } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Eq. 5.10b})$$

Rishperndarja nuk konsiderohet, prandaj δ merret 1. Kater faktoret , k_1 , k_2 , k_3 , and k_4 [NDPs], percaktohen si:

$$k_1 = 0.44 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_2 = 1.25(0.6 + 0.0014 \varepsilon_{cu2}) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_3 = 0.54 \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

$$k_4 = 1.25(0.6 + 0.0014 \varepsilon_{cu2}) \quad (\text{EC2 5.5(4)})$$

ku deformimi kufitar, ε_{cu2} [NDP], percaktohet nga EC2 Tabela 3.1 si:

$$\varepsilon_{cu2} = 0.0035 \text{ for } f_{ck} < 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

$$\varepsilon_{cu2} = 2.6 + 35 \left[(90 - f_{ck}) / 100 \right] \text{ for } f_{ck} \geq 50 \text{ MPa} \quad (\text{EC2 Tabela 3.1})$$

Nese $m_1 \leq m_{\text{lim}}$, armimi i nje fishte eshte i mjaftueshem. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures, ω_1 , dhe vlera e nevojshme e armatures, A_{s1} , si me poshte:

$$\omega_1 = 1 - \sqrt{1 - 2m}$$

$$A_{s1} = \omega_1 \left[\frac{\eta f_{ck} b d}{f_{yd}} \right]$$

Nese $m_1 > m_{\text{lim}}$, trau ka nevojte per armim te dyfishte. Llogaritet raporti i normalizuar i armatures, ω' , ω_{lim} , dhe ω , si me poshte:

$$\omega_{\text{lim}} = \lambda \left(\frac{x}{d} \right)_{\text{lim}}$$

$$\omega' = \frac{m - m_{\text{lim}}}{1 - d'/d}$$

ku d' është thellesia e pozicionit te armatures se shtypur e matur nga siperfaqja e betonit t eshtypur.

Llogaritet siperfaqja e armatures se shtypur dhe asaj te terhequr,

A_s' dhe A_s , si me poshte:

$$\omega_1 = \omega_{\text{lim}} + \omega'$$

$$A_s' = \omega' \left| \frac{\eta f_{td} b d}{f_s'} \right|$$

$$A_{s1} = \omega_1 \left| \frac{\eta f_{td} b d}{f_{yd}} \right|$$

ku f_s' , dhe sforcimi ne armaturen e terhequr llogaritet si me poshte:

Sforcimi total ne terheqje do te jete $f_s' = E_s \varepsilon_c \left[1 - \frac{d'}{x_{lim}} \right] \leq f_{yd}$ dhe total ii armatures se shtypur $A_s = A_{s1} + A_{s2}$, dhe vendosur siper dhe A_s' vendoset ne pjesen e poshtme te traut.

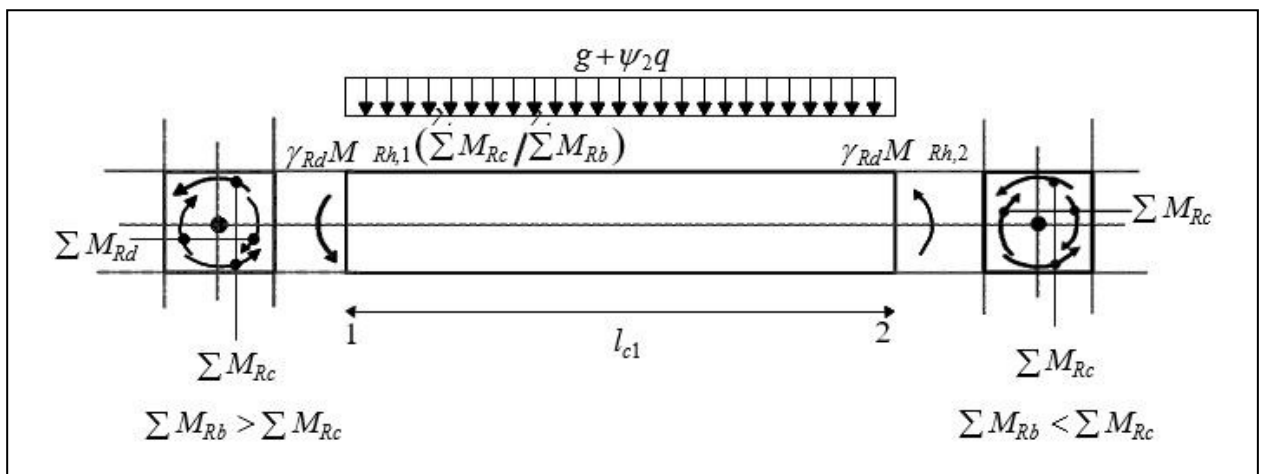
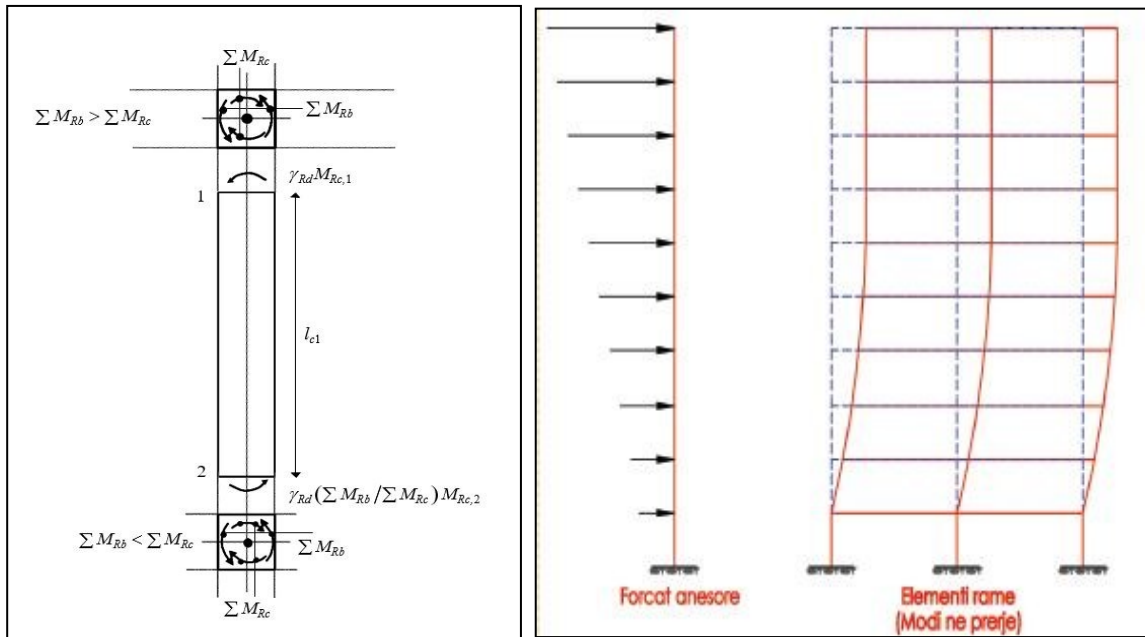


Figura 21 Kapaciteti ne prerje i trareve



Deformimet nga ngarkimi anesor ne sistemin rame

Figura 22 Kapaciteti ne prerje i kolonave

5.6.1.Format modale me të rendesishme

Për të pasqyruar sa më saktë karakteristikat dinamike të struktures janë marrë në konsideratë 12 forma (tone) bazë lëkundjesh. Kjo ka sjellë si rezultat përfshirjen në lëkundje të pothuajse gjithë masës së godinës. Duhet theksuar se godina është 2 kate nentoke por me kat perdhe me lartesi te konsiderueshme per shkak te funksionit qe do te kryej. Elementet konstruktive kryesisht kontrollohen per ngarkese vertikale te konsiderueshme. Godina pas inkastrimit ne baze nuk ka inkastrim te tjeter ne nivel. Soleta e kuotes +0.00 m mbeshtetet mbi traun e pilotave b/a, kjo per efekt te krijimit te kanaleve te ajrimit anesore. Me poshte po japim 3 nga modat me te rendesishme te struktures.

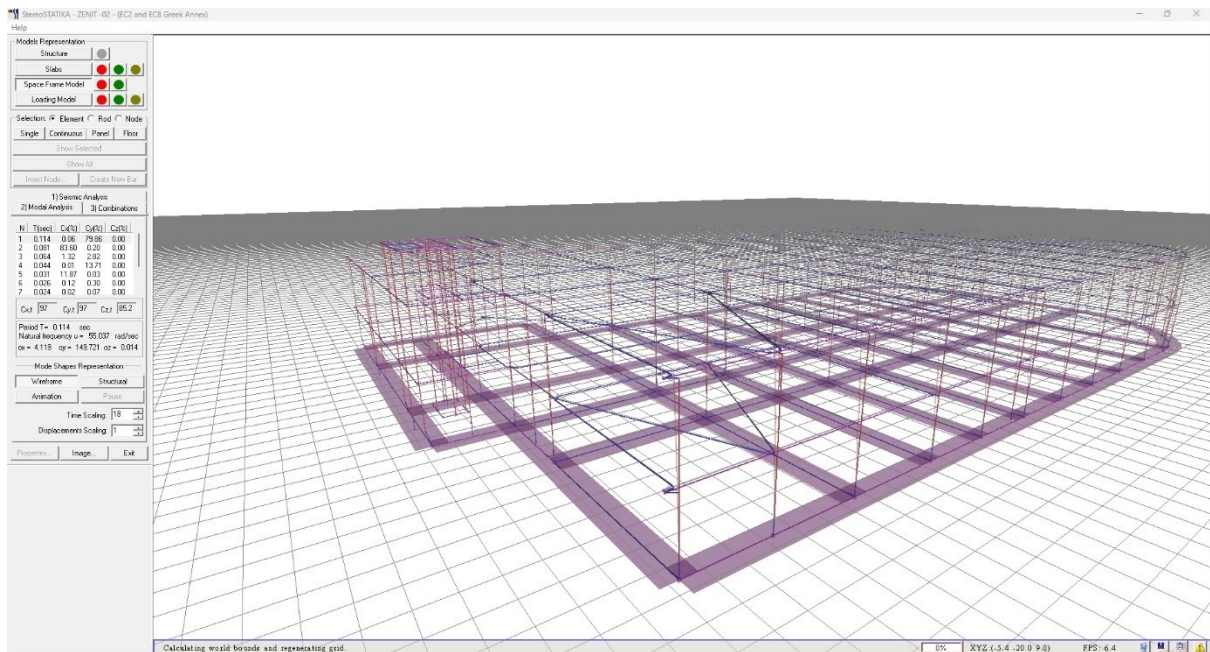


Figura 23: Toni i pare i lekundjeve te struktures

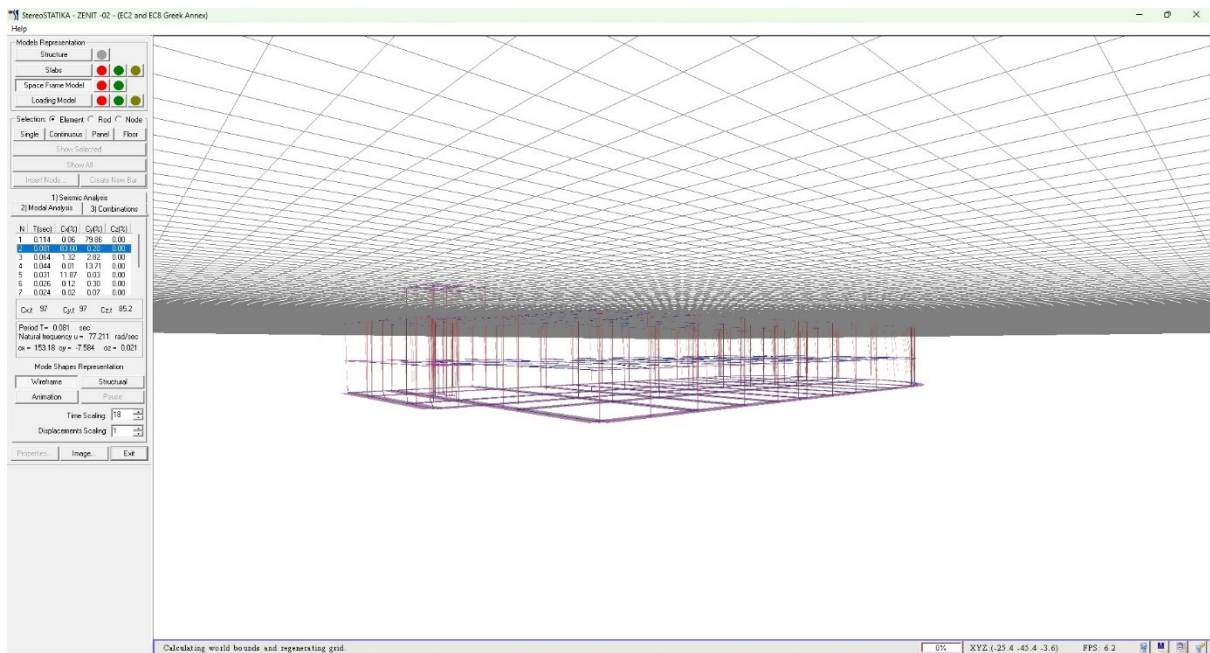


Figura 24: Toni i dyte i lekundjeve te struktures

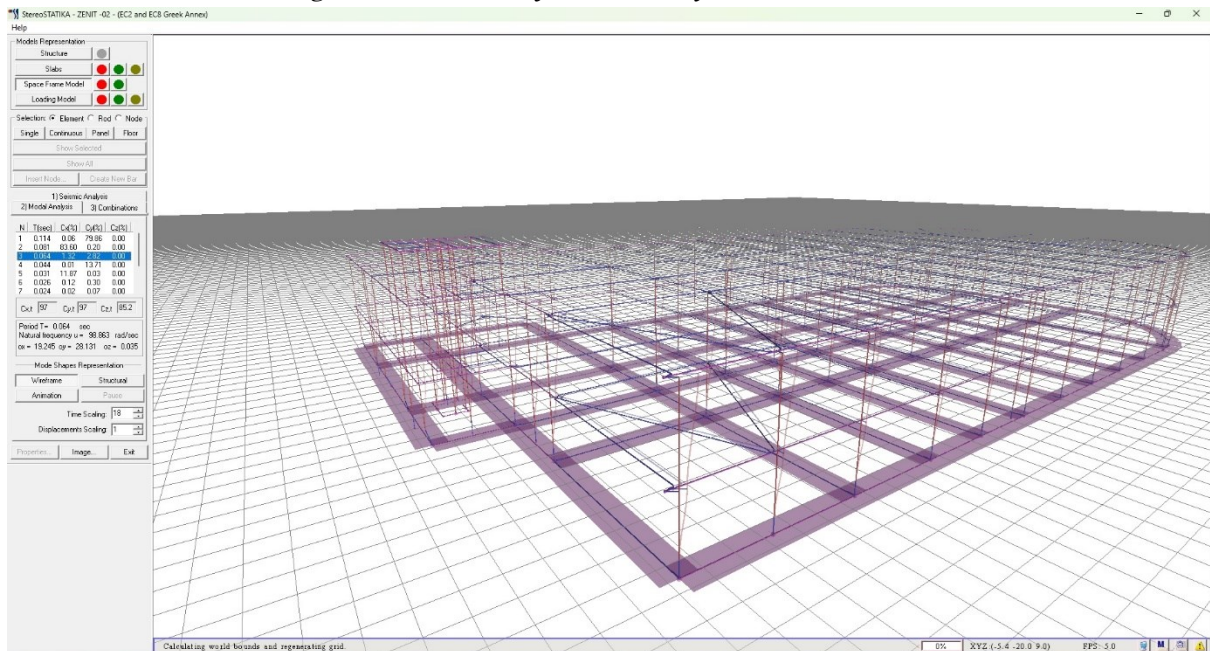


Figura 25: Toni i trete i lekundjeve te struktures

6. Llogaritja e perdes anesore me pilota

Per llogaritjen e kapacitetit mbajtes te perdes me pilota u perdرو software geosstructural analysis 5.

Fillimisht u modelua perde me pilota me diameter 100 cm te armuara dhe pilota betoni te kafshuara 80 cm. Distanca aksiale nga pilotat mbajtese eshte 1.4 m. Per efekt te prezences se ujerave nentokesore dhe thellesise se gropes u perzgjodh kjo strukture mbrojtese per gropen e themelit e cila shkon deri ne 11.7 m thellesi.

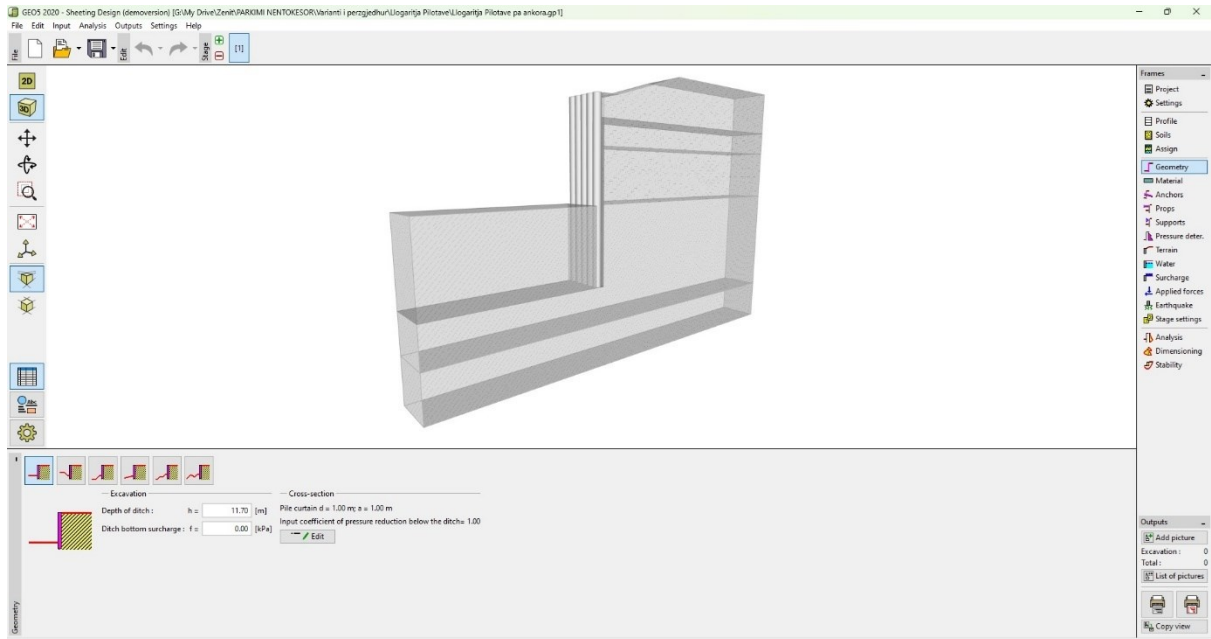


Figura 26: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota pa ankora

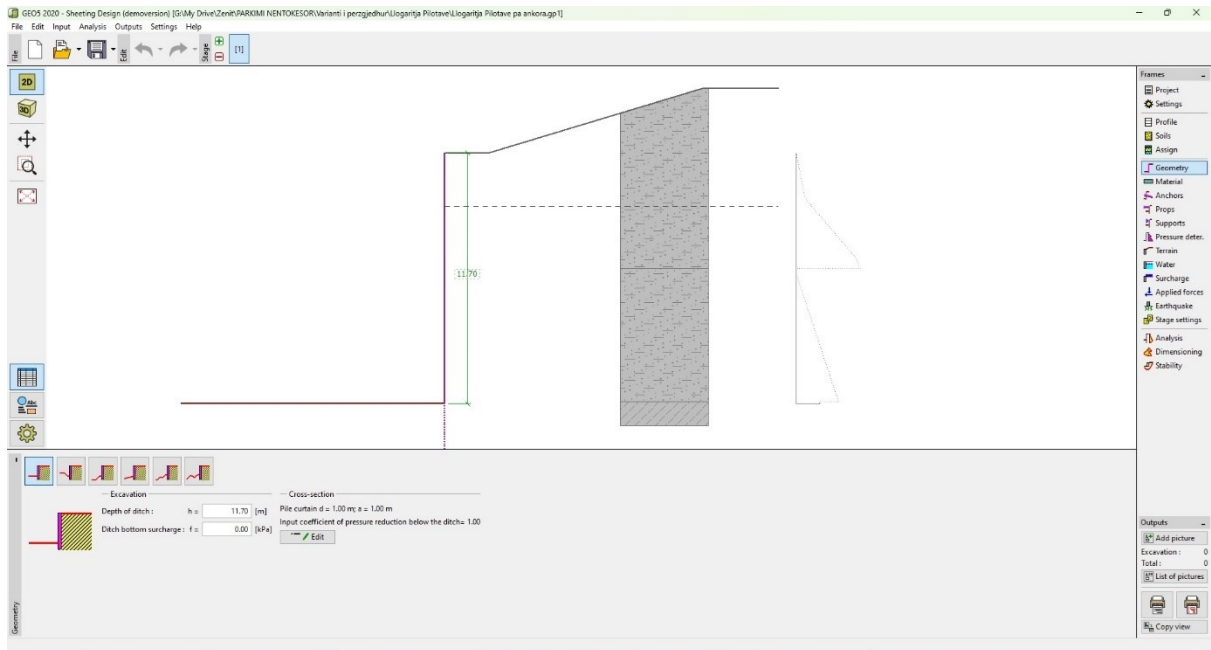


Figura 27: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota pa ankora

Sipas analize ne kete faze rezultojn keto forca te brendshme ne strukture

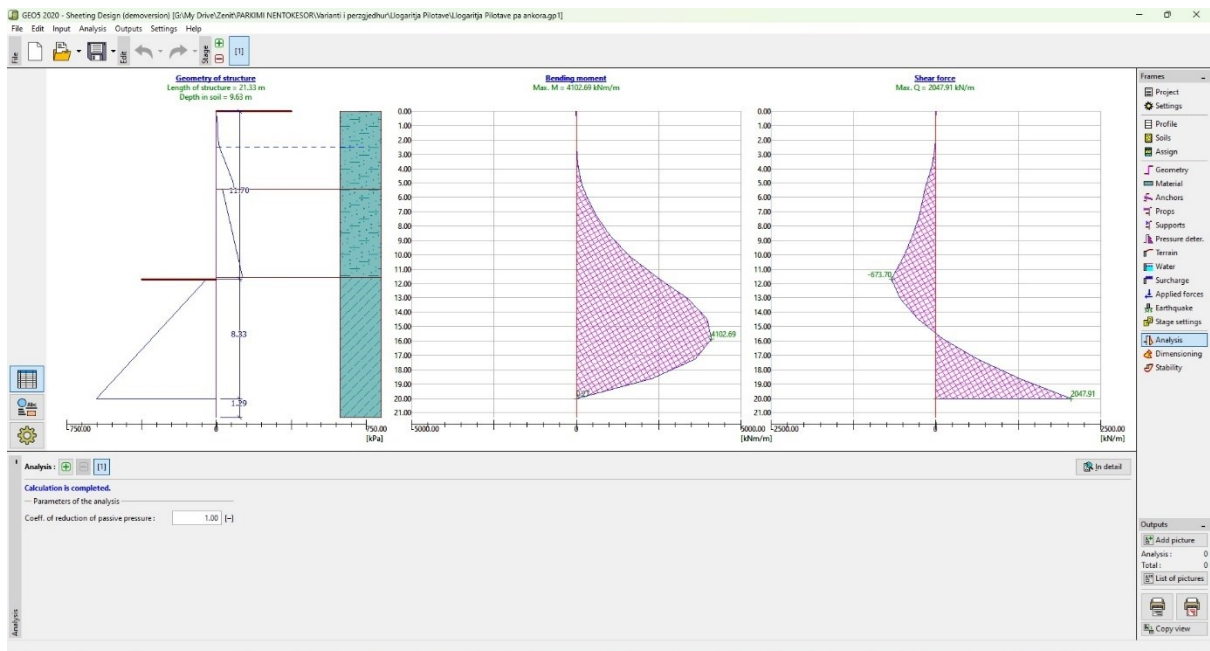


Figura 28: Rezultatet

Programi dizenjon nje strukture prej 21.33 m te larte dhe thellesi inkastrimi 9.63 m.

Verifikojm rezultatet e dimensionimit te elementit, per nje tipologji te caktuar armimi te dhene.

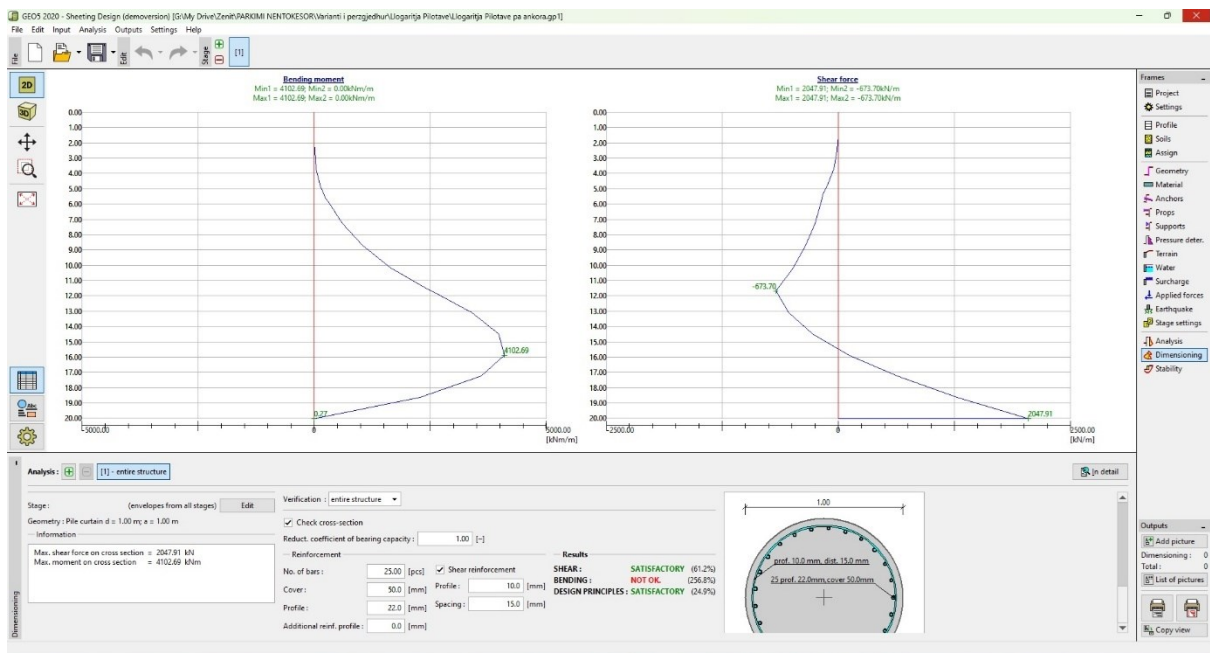


Figura 28: Dimensionimi dhe armimi

Rezulton qe kjo strukture ka tejkalim te kapacitetit per perkuljen ne masen 256.8 %

Se dyti u modelua perde me pilota me diameter 100 cm te armuara dhe pilota betoni te kafshuara 80 cm. Distanca aksiale nga pilotat mbajttese eshte 1.4 m. U shtua nje rresht me ankora me parametrat e dhena ne vizatimet teknike.

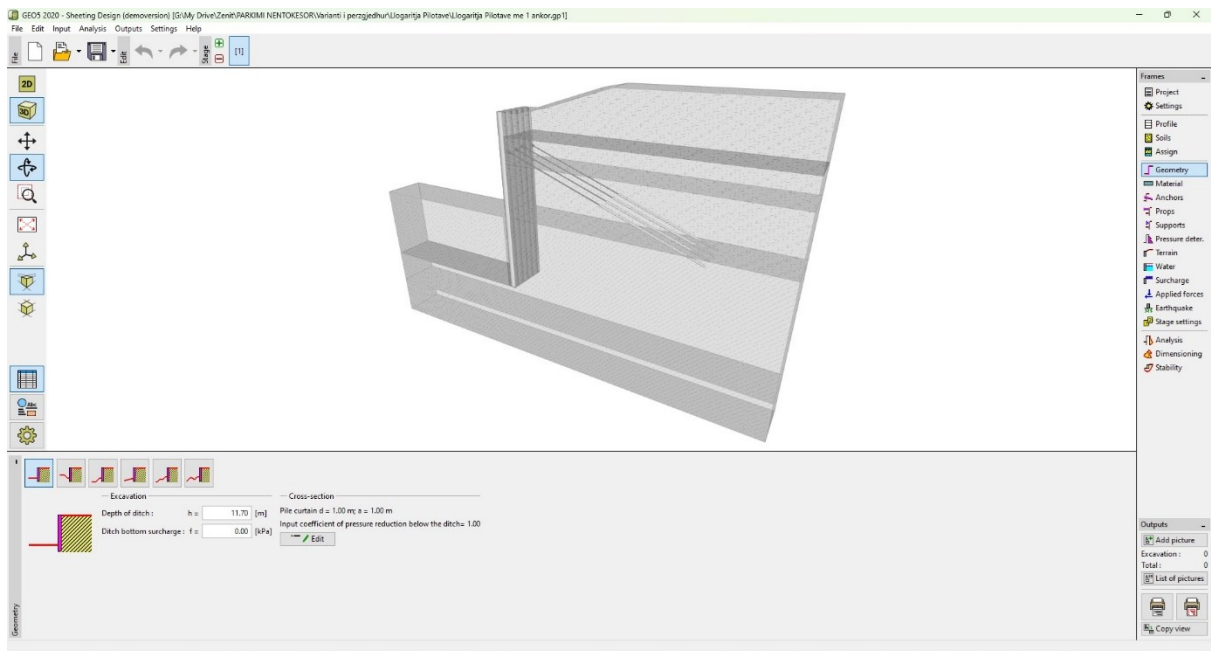


Figura 29: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rresht ankora ne thellesine 5.00 m

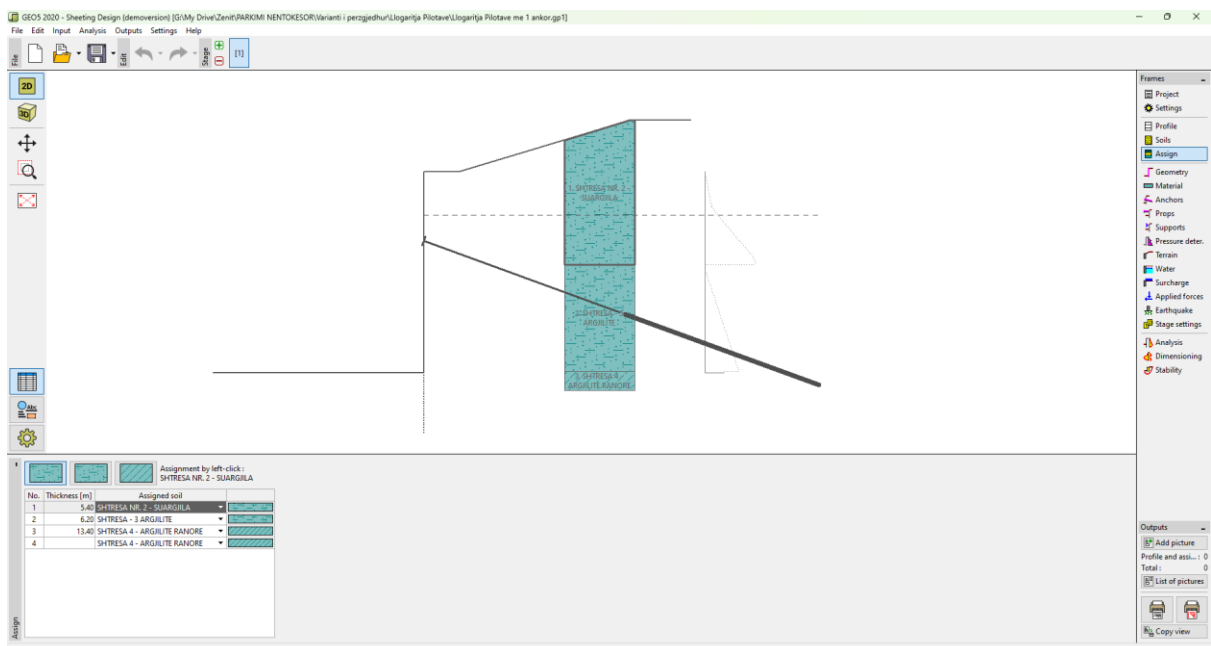


Figura 30: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rresht ankora ne thellesine 5.00 m

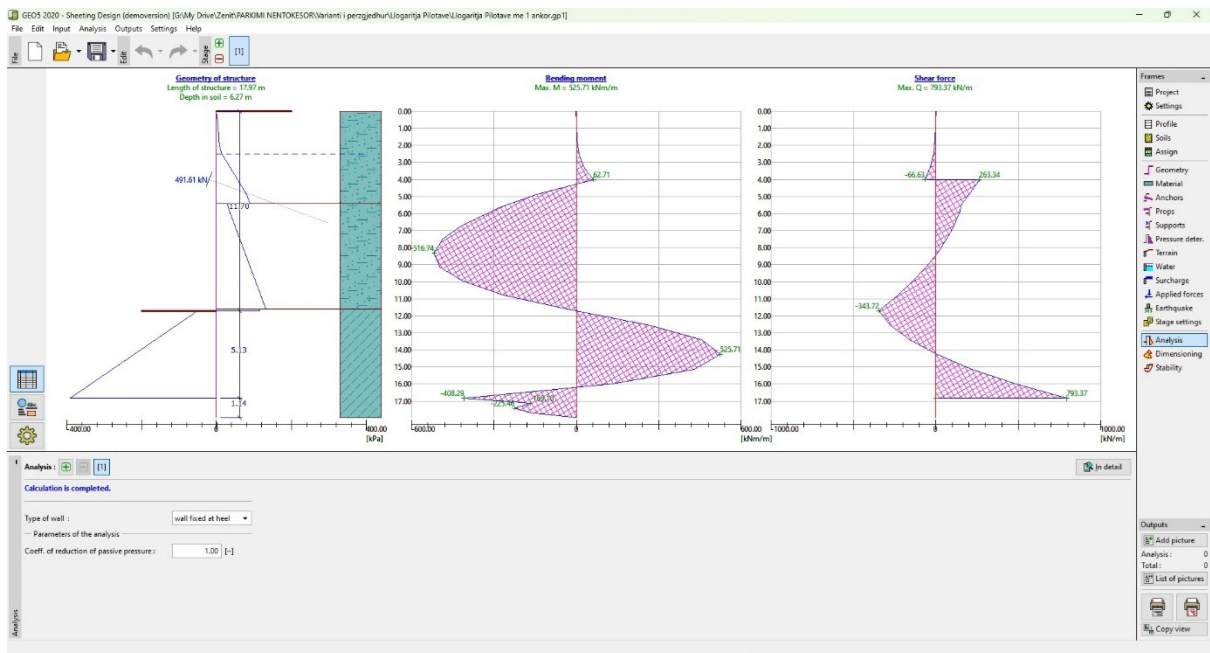


Figura 31: Rezultatet

Objekti per kete skeme rezulton te kete nje lartesi totlae prej rreth 18 m me thellesi zhytjeje 6.15 m.

Kontrolli rezulton ok dhe per dimensionimin dhe armimin e pilotes.

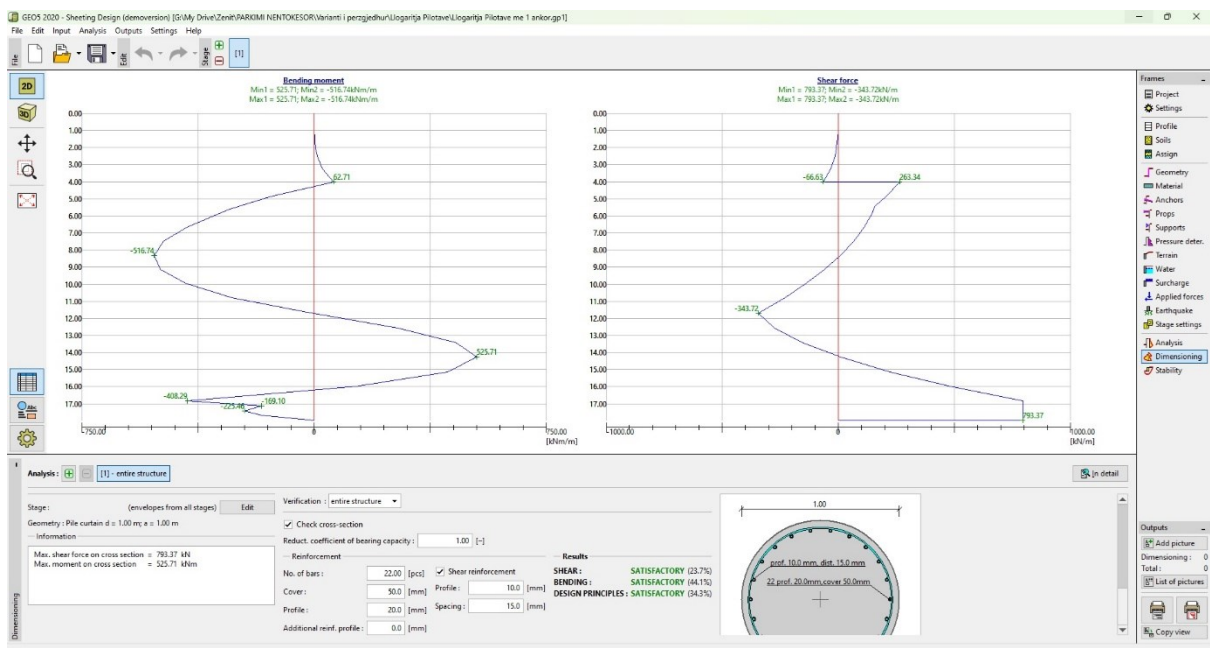


Figura 32: Dimensionimi

Se fundmi u analizua perde me pilota me ankera per anen prane universitetit duke mare ne konsiderate dhe forcat e mbingarkimit ne kete pjese.

Nga llogaritjet rezulton se eshte e nevojshme perdorimi i dy rreshtave me ankera sipas vizatimeve teknike ne projektin bashkengjitur.

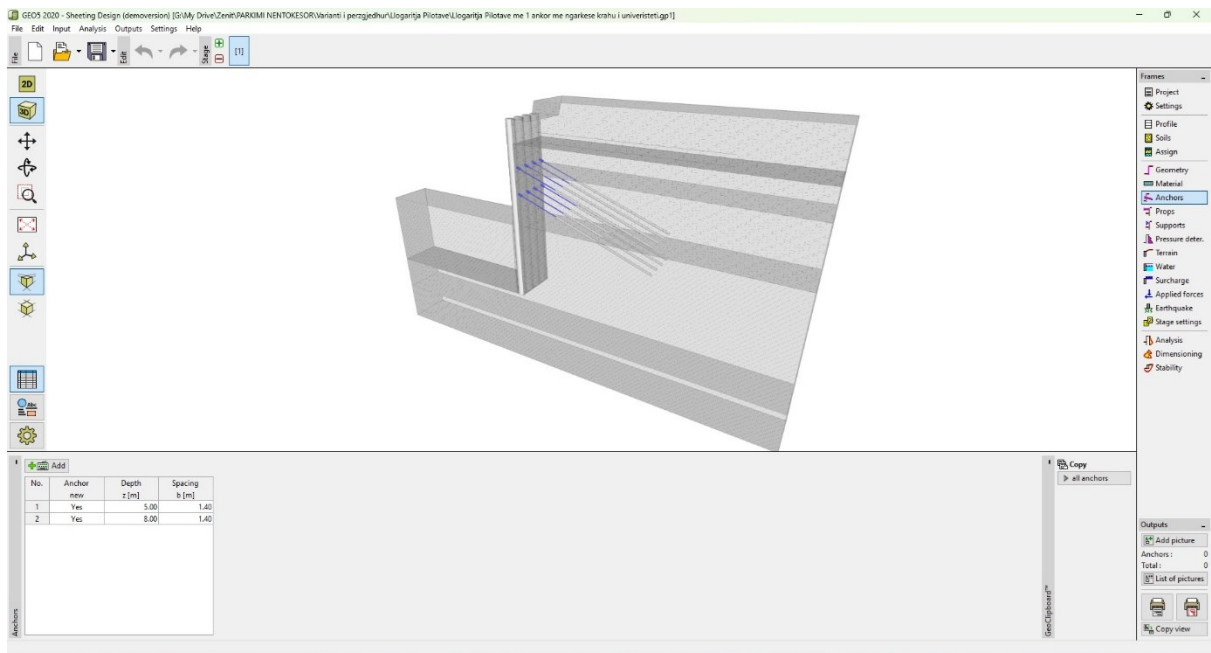


Figura 33: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me dy rreshta ankora ne thellesine 5.00 m dhe 8 m

Figura 24: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rreth ankora ne thellesine 5.00 m

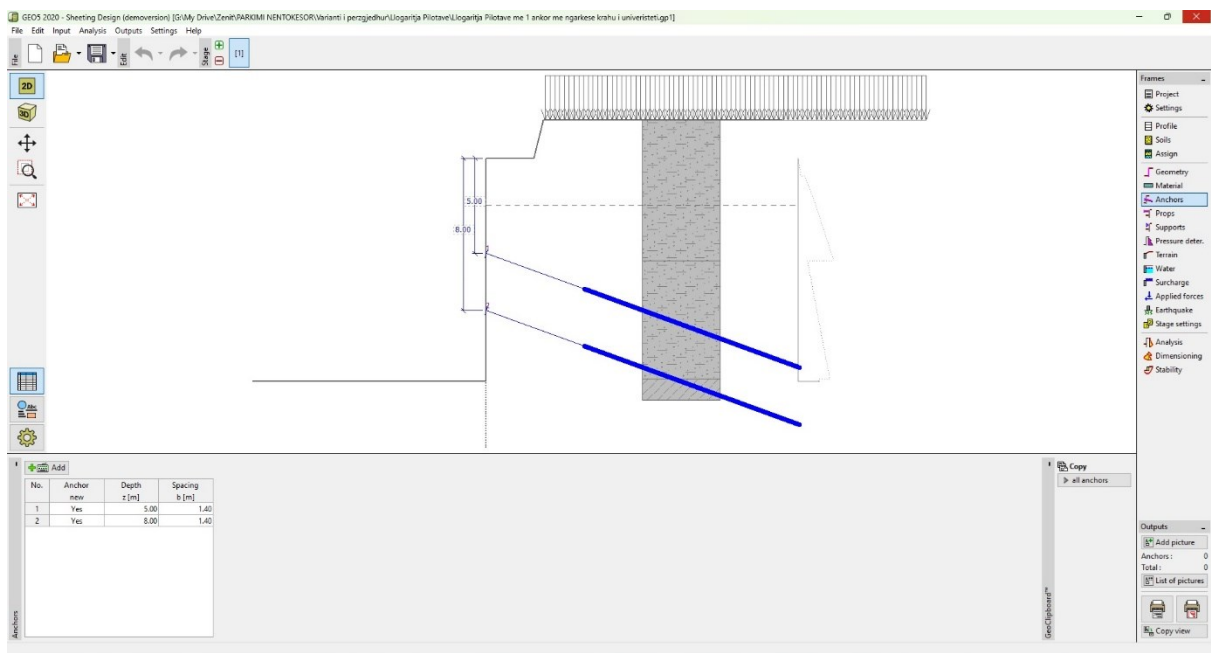


Figura 24: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rreth ankora ne thellesine 5.00 m

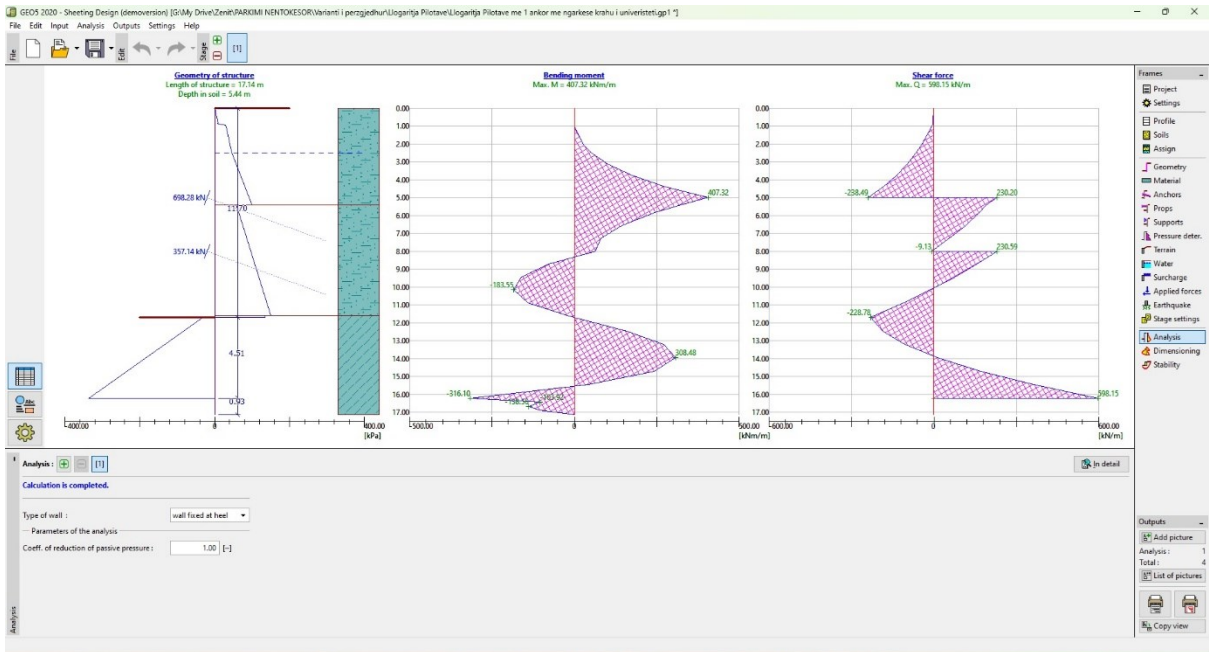


Figura 24: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rreth ankora ne thellesine 5.00 m

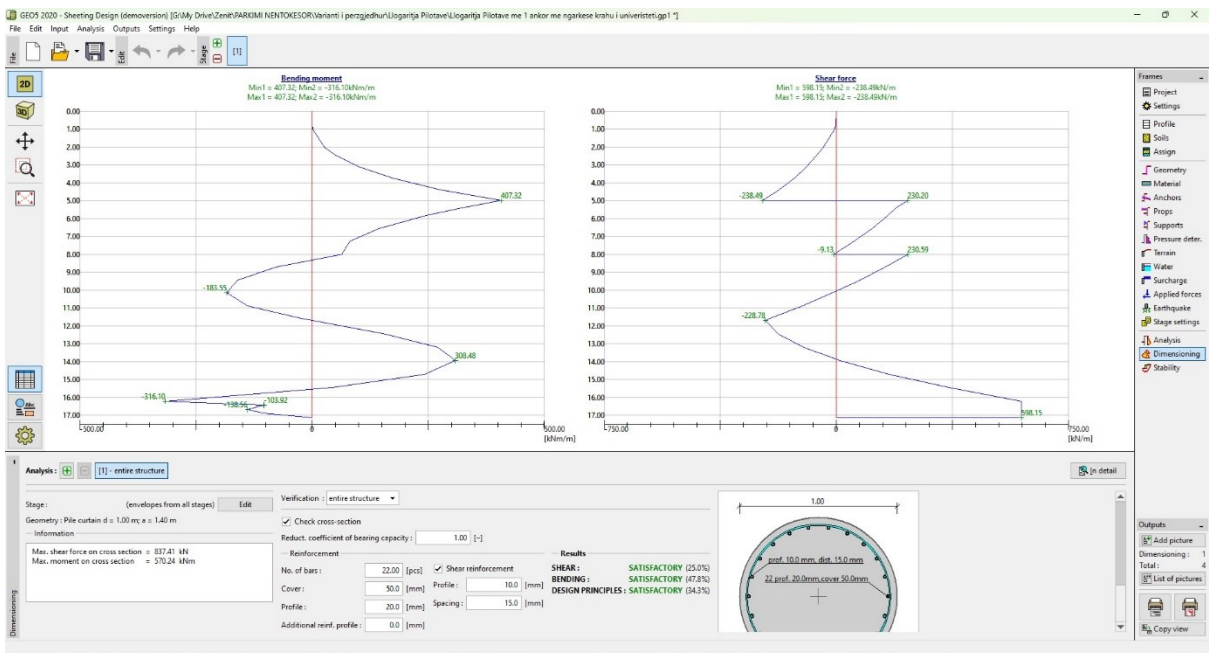


Figura 24: Modelimi 3 dimensional i perdes me pilota me nje rreth ankora ne thellesine 5.00 m

Skema eshte e qendrueshme.

6. Rezultate

Mbi bazen e rezultateve të dimensionimit te elementeve është bërë edhe armimi i tyre si dhe detajimi i secilit element në vecanti.

Më poshtë janë paraqitur në mënyrë të detajuar një pjesë e llogaritjeve kompjuterike.

7. Konkluzionet

Objekti është projektuar me sistem konstruksioni tip Ramë kombinuar dhe me mure strukturore beton arme ne zona perimetrale

- Ngarkesat, të perhershme te përkohshme dhe te veçanta (sizmike) jane marre ne perputhje me KTP dhe EC-1 si edhe me Studimin Inxhiniero Sizmiologjik te zones.
- Kombinimet e ngarkesave jane bere ne perputhje me KTP dhe EC1.
- Spostimet dhe deformimet maksimale te objektit rezultojne brenda normave te percaktuara nga Eurokodi 8. Objektet kanë shtangesi te mjaftueshme sipas te dy drejtimeve.
- Dy format e para të lëkundjeve rezultojnë sipas akseve translative kryesore, fakt ky që tregon se struktura ka një shpërndarje të përshtatshme të masës dhe shtangësisë.
- Janë zbatuar saktë rregullat e konstruimit të prerjes terthore të kolonave per ndertimet ne rajonet sizmike, ne lidhje me distancen maksimale te shufrave te lidhura me qoshe stafe, dhe vendosjen e stafave. Jane respektuar zonat kritike, gjatesia e tyre dhe shpeshtimi i stafave ne fund dhe ne krye te kolones, ne te gjithë gjatesine e ketyre zonave kritike.
- Perqindjet e armimit te themelit, kolonave, trareve dhe soletave jane brenda normave te percaktuara nga KTP-89 dhe nga EC2 dhe EC8.
- Strukturat jane projektuar me material (beton dhe çelik) te markave (klasave) te larta te pershtatshme per ndertime te ketij lloji dhe per zona me sizmicitet te konsiderueshem.
- Duhet te meret ne konsiderate largimi i ujerave nentokesore nga gropa e themelit. Panvarsisht se keto ujera nuk jane agresive ne gropen e themelit nuk duhet te kete prezence ujerash gjate betonimit te themeleve dhe strukturave te tjera nentokesore.
- Per çdo problem qe do te vihet re me rreshqitje te mundshme te skarpatave do te therritet menjehere konstruktori dhe gjeologu per marjen e masave te metejshme. Gjate germimit situata te jete nen monitorim te vazhdueshem. Hedhja e shtreses se cakullit te minave te relalizohet pa vonesa se bashku me betonimin e pllakes se themelit dhe mureve.
- Nese konstatohen problematika qe rezultojne ne mosperputhje midis projektit dhe faktit te respektohen rregullat konstruktive per zbatimin e kesaj kategorie ndertese per cdo ndryshim.

Përfundimisht, objekti është realizuar konform standarteve të projektimit, termave të referencës dhe detyrës së projektimit si edhe plotëson kushtet e sigurisë dhe qendrueshmërisë. Projekti është i plotë për fazën e projekt zbatimit. Projekti plotëson kërkesat kërkesat specifike teknike të strukturave, që kërkojnë ndërtesat civile në Republikën e Shqipërisë.

Ing. Rexhep Tarba

Aneksi 1 (Llogaritja e perdes me pilota pa ankora)

Sheeting structure design

Input data

Project

Task : LLOGARITJA E PERDES ME PILOTA PARKIMI LIQENIT
 Author : ZENIT - 06
 Date : Nov-24

Settings

Standard - EN 1997 - DA3

Materials and standards

Concrete structures : EN 1992-1-1 (EC2)
 Coefficients EN 1992-1-1 : standard
 Steel structures : EN 1993-1-1 (EC3)
 Partial factor on bearing capacity of steel cross section : $\gamma_{M0} = 1.00$
 Timber structures : EN 1995-1-1 (EC5)
 Partial factor for timber property : $\gamma_M = 1.30$
 Modif. factor of load duration and moisture content : $k_{mod} = 0.50$
 Coeff. of effective width for shear stress : $k_{Cr} = 0.67$

Pressure analysis




Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 :
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50	[-]	0.00	[-]	1.30	[-]	0.00	[-]
Water load :	$\gamma_w =$					1.00	[-]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.25	[-]

Partial factors for soil parameters (M)				
Permanent design situation				
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.25		[-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.40		[-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_v =$	1.00		[-]

Basic soil parameters

No	Name	Pattern	φ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	SHTRES A NR. 2 - SUARGJILA		18.4 0	19.6 0	19.60	16.70	13.4 0
2	SHTRES A - 3 ARGJILITE		27.6 0	44.0 0	22.25	13.18	15.0 0
3	SHTRES A 4 - ARGJILITE RANORE		29.8 0	56.4 0	23.50	13.77	18.0 0

Soil parameters

SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA

Unit weight :	γ	=	19.60	kN/m ³
Stress-state :	effective			
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	18.40	°
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	19.60	kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ	=	13.40	°
Soil :	cohesionless			
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	26.70	kN/m ³

SHTRESA - 3 ARGJILITE

Unit weight :	γ	=	22.25	kN/m ³
Stress-state :	effective			
Angle of internal friction :	φ_{ef}	=	27.60	°
Cohesion of soil :	c_{ef}	=	44.00	kPa
Angle of friction struc.-soil :	δ	=	15.00	°
Soil :	cohesionless			
Saturated unit weight :	γ_{sat}	=	23.18	kN/m ³

SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE

Unit weight :	γ	=	23.50	kN/m ³
Stress-state :	effective			

Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 29.80^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 56.40 \text{ kPa}$
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 18.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 23.77 \text{ kN/m}^3$

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).





Concrete : C 30/37

Cylinder compressive strength $f_{ck} = 30.00 \text{ MPa}$
 Tensile strength $f_{ctm} = 2.90 \text{ MPa}$

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500.00 \text{ MPa}$

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	5.40	0.00 .. 5.40	SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA	
2	6.20	5.40 .. 11.60	SHTRESA - 3 ARGJILITE	
3	13.40	11.60 .. 25.00	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	
4	-	25.00 .. ∞	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	

Geometry of structure

Soil in front of wall is excavated to a depth of 11.70 m.

Cross-section

Cross-section name : Pile curtain $d = 1.00 \text{ m}$; $a = 1.00 \text{ m}$

Material of pile : concrete

Input coefficient of pressure reduction below the ditch= 1.00

Area of cross-section $A = 7.85E-01 \text{ m}^2/\text{m}$
 Moment of inertia $I = 4.91E-02 \text{ m}^4/\text{m}$
 Elastic modulus $E = 33000.00 \text{ MPa}$
 Shear modulus $G = 13750.00 \text{ MPa}$

Pressure acting on structure

Type of pressure : active

Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Type of redistribution : no redistribution

Terrain profile

No.	Coordinates x [m]	Depth z [m]
1	0.00	0.00
2	2.00	0.00
3	12.00	-3.00
4	13.00	-3.00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.
Positive coordinate +z has downward direction.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 2.50 m

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0000$
Factor of vertical acceleration $K_v = 0.0000$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Design of non-anchored wall

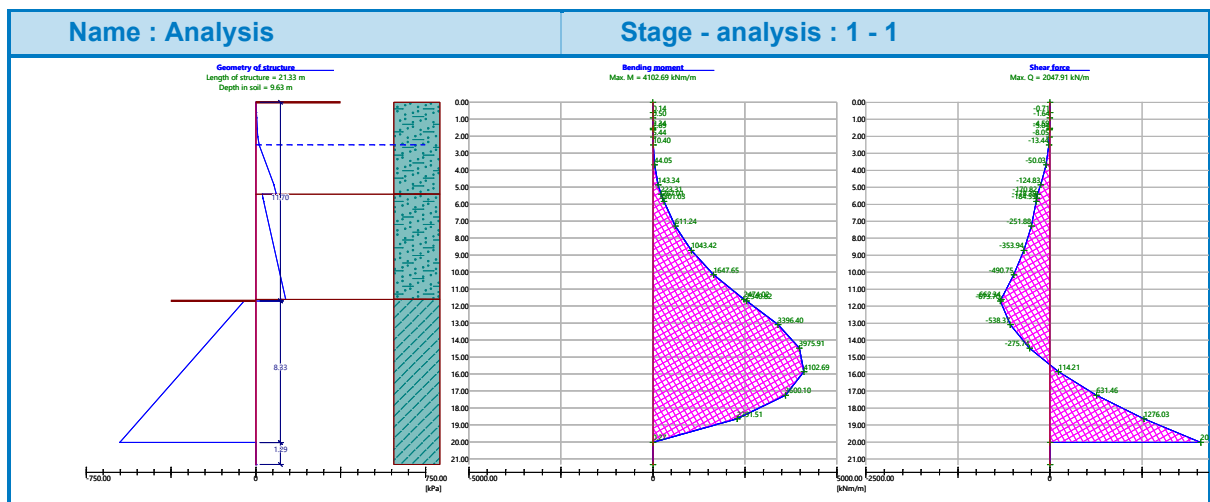
Coeff. of reduction of passive pressure = 1.00

Max. value of shear force = 2047.91 kN/m
Max. value of moment = 4102.69 kNm/m
Required depth of structure in soil = 9.63 m
Overall length of structure = 21.33 m

Distribution of pressure and internal forces along the structure

Depth [m]	Act.Press. [kPa]	Pass.Press. [kPa]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.00
0.60	2.35	0.00	2.35	-0.71	0.14
0.91	3.58	0.00	3.58	-1.64	0.50
1.53	6.00	0.00	6.00	-4.59	2.34
1.60	6.28	0.00	6.28	-5.04	2.69
2.03	7.95	0.00	7.95	-8.05	5.44
2.50	14.83	0.00	14.83	-13.44	10.40
3.68	47.25	0.00	47.25	-50.03	44.05
4.86	79.67	0.00	79.67	-124.83	143.34
5.40	89.83	0.00	89.83	-170.82	223.31
5.40	29.00	0.00	29.00	-170.82	223.31
5.65	31.50	0.00	31.50	-178.39	267.01

Depth [m]	Act.Press. [kPa]	Pass.Press. [kPa]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
5.84	34.64	0.00	34.64	-184.59	301.03
7.28	58.78	0.00	58.78	-251.88	611.24
8.72	82.91	0.00	82.91	-353.94	1043.42
10.16	107.04	0.00	107.04	-490.75	1647.65
11.60	131.18	0.00	131.18	-662.34	2474.02
11.60	112.80	0.00	112.80	-662.34	2474.02
11.70	114.42	0.00	114.42	-673.70	2540.82
11.70	114.42	-166.08	-51.65	-673.70	2540.82
13.09	136.93	-280.34	-143.41	-538.37	3396.40
14.47	159.43	-394.60	-235.17	-275.74	3975.91
15.86	181.94	-508.86	-326.92	114.21	4102.69
17.25	204.44	-623.12	-418.68	631.46	3600.10
18.64	226.95	-737.39	-510.44	1276.03	2291.51
20.02	249.45	-851.65	-602.19	2047.91	0.27



Dimensioning No. 1

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.60	-0.71	-0.71	0.14	0.14
0.91	-1.64	-1.64	0.50	0.50
1.53	-4.59	-4.59	2.34	2.34
1.60	-5.04	-5.04	2.69	2.69
2.03	-8.05	-8.05	5.44	5.44
2.50	-13.44	-13.44	10.40	10.40
3.68	-50.03	-50.03	44.05	44.05
4.86	-124.83	-124.83	143.34	143.34

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
5.40	-170.82	-170.82	223.31	223.31
5.65	-178.39	-178.39	267.01	267.01
5.84	-184.59	-184.59	301.03	301.03
7.28	-251.88	-251.88	611.24	611.24
8.72	-353.94	-353.94	1043.42	1043.42
10.16	-490.75	-490.75	1647.65	1647.65
11.60	-662.34	-662.34	2474.02	2474.02
11.70	-673.70	-673.70	2540.82	2540.82
13.09	-538.37	-538.37	3396.40	3396.40
14.47	-275.74	-275.74	3975.91	3975.91
15.86	114.21	114.21	4102.69	4102.69
17.25	631.46	631.46	3600.10	3600.10
18.64	1276.03	1276.03	2291.51	2291.51
20.02	2047.91	2047.91	0.27	0.27

Maximum internal forces

Maximum bending moment	=	4102.69	kNm/m
Minimum bending moment	=	0.00	kNm/m
Maximum shear force	=	2047.91	kN/m

Verification of RC cross section (Pile curtain $d = 1.00$ m; $a = 1.00$ m)

All construction stages are taken into the analysis.
 Reduct. coefficient of bearing capacity = 1.00

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 25 pc bars 22.0 mm; cover 50.0 mm
 Type of structure (reinforcement ratio) : beam
 Reinforcement ratio $\rho = 0.605 \% > 0.151 \% = \rho_{\min}$
 Load : $M_{Ed} = 4102.69$ kNm
 Bearing capacity : $M_{Rd} = 1597.69$ kNm

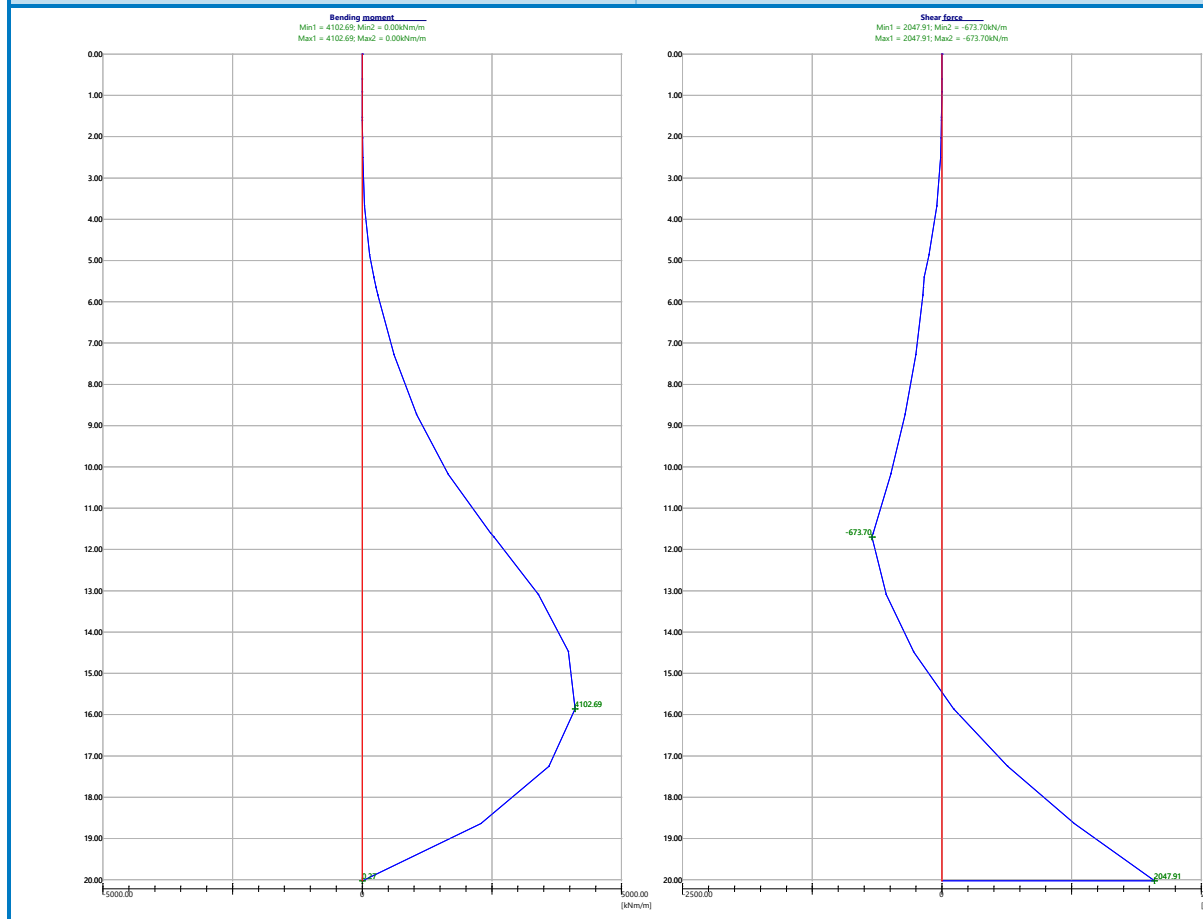
Designed pile reinforcement is NOT SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - 2 profile 10.0 mm; distance 15.0 mm
 $A_{sw} = 10472.0$ mm²
 Ultimate shear force: $V_{Rd} = 3345.41$ kN > 2047.91 kN = V_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY



Aneksi 2 (Llogaritja e perdes me pilota me 1 ankor)

Sheeting structure design

Input data

Project

Task : LLOGARITJA E PERDES ME PILOTA PARKIMI LIQENIT
 Author : ZENIT - 06
 Date : Nov-24

Settings

Standard - EN 1997 - DA3

Materials and standards

Concrete structures :	EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 :	standard
Steel structures :	EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Timber structures :	EN 1995-1-1 (EC5)
Partial factor for timber property :	$\gamma_M = 1.30$
Modif. factor of load duration and moisture content :	$k_{mod} = 0.50$
Coeff. of effective width for shear stress :	$k_{Cr} = 0.67$




Pressure analysis

Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel
 :
 Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50	[-]	0.00	[-]	1.30	[-]	0.00	[-]
Water load :	$\gamma_w =$					1.00	[-]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.25	[-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.25	[-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.40	[-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_\nu =$	1.00	[-]

Basic soil parameters

No	Name	Pattern	ϕ_{ef} [°]	c_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	SHTRES A NR. 2 - SUARGJILA		18.4 0	19.6 0	19.60	16.70	13.4 0
2	SHTRES A - 3 ARGJILITE		27.6 0	44.0 0	22.25	13.18	15.0 0
3	SHTRES A 4 - ARGJILITE RANORE		29.8 0	56.4 0	23.50	13.77	18.0 0

Soil parameters

SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA

Unit weight : $\gamma = 19.60 \text{ kN/m}^3$

Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 18.40^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 19.60$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 13.40^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 26.70$ kN/m³

SHTRESA - 3 ARGJILITE

Unit weight : $\gamma = 22.25$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 27.60^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 44.00$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 15.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 23.18$ kN/m³

SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE

Unit weight : $\gamma = 23.50$ kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : $\varphi_{ef} = 29.80^\circ$
 Cohesion of soil : $c_{ef} = 56.40$ kPa
 Angle of friction struc.-soil : $\delta = 18.00^\circ$
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : $\gamma_{sat} = 23.77$ kN/m³

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).



Concrete : C 30/37



Cylinder compressive strength $f_{ck} = 30.00$ MPa
 Tensile strength $f_{ctm} = 2.90$ MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength $f_{yk} = 500.00$ MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	5.40	0.00 .. 5.40	SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA	
2	6.20	5.40 .. 11.60	SHTRESA - 3 ARGJILITE	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
3	13.40	11.60 .. 25.00	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	
4	-	25.00 .. ∞	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	

Geometry of structure

Soil in front of wall is excavated to a depth of 11.70 m.

Cross-section

Cross-section name : Pile curtain d = 1.00 m; a = 1.00 m

Material of pile : concrete

Input coefficient of pressure reduction below the ditch= 1.00

Area of cross-section A = 7.85E-01 m²/m

Moment of inertia I = 4.91E-02 m⁴/m

Elastic modulus E = 33000.00 MPa

Shear modulus G = 13750.00 MPa

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Length l [m]	Root l _k [m]	Slope α [°]	Spacing b [m]
1	Yes	4.00	12.50	12.00	20.00	1.40

Pressure acting on structure

Type of pressure : active

Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Type of redistribution : no redistribution

Terrain profile

No.	Coordinates x [m]	Depth z [m]
1	0.00	0.00
2	2.00	0.00
3	12.00	-3.00
4	13.00	-3.00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.

Positive coordinate +z has downward direction.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 2.50 m

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0000$

Factor of vertical acceleration $K_v = 0.0000$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Design of anchored sheeting wall fixed at heel

Coeff. of reduction of passive pressure = 1.00

Computed depth of the zero-value point $u = 0.00$ m

Max. value of shear force = 793.37 kN/m
 Max. value of moment = 525.71 kNm/m
 Required depth of structure in soil = 6.27 m
 Overall length of structure = 17.97 m

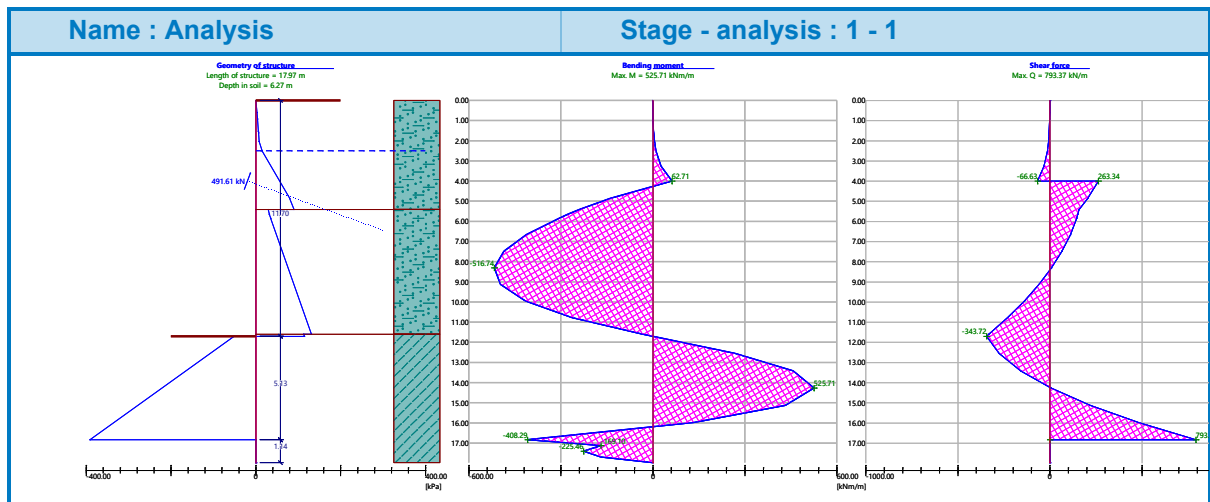
Anchor forces

No.	Depth z [m]	Anchor force [kN]
1	4.00	491.61

Distribution of pressure and internal forces along the structure

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.00
0.60	2.35	-0.71	0.14
0.91	3.58	-1.64	0.50
1.53	6.00	-4.59	2.34
1.60	6.28	-5.04	2.69
2.03	7.95	-8.05	5.44
2.50	14.83	-13.44	10.40
3.25	35.46	-32.30	26.58
4.00	56.09	-66.63	62.71
4.00	56.09	263.34	62.71
4.86	79.67	205.15	-139.56
5.40	89.83	159.16	-238.66
5.40	29.00	159.16	-238.66
5.65	31.50	151.58	-277.57
5.84	34.64	145.38	-305.41
6.66	48.43	111.19	-411.79
7.48	62.22	65.64	-485.35
8.31	76.01	8.75	-516.74
9.13	89.81	-59.50	-496.63
9.95	103.60	-139.10	-415.67

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
10.78	117.39	-230.06	-264.51
11.60	131.18	-332.36	-33.80
11.60	112.80	-332.36	-33.80
11.70	114.42	-343.72	0.00
11.70	-51.65	-343.72	0.00
12.56	-108.25	-275.30	268.34
13.41	-164.85	-158.44	457.39
14.27	-221.44	6.86	525.71
15.12	-278.04	220.59	431.83
15.98	-334.64	482.76	134.32
16.83	-391.23	793.37	-408.29



Dimensioning No. 1

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	0.00	0.00	-0.00	-0.00
0.60	-0.71	-0.71	0.14	0.14
0.91	-1.64	-1.64	0.50	0.50
1.53	-4.59	-4.59	2.34	2.34
1.60	-5.04	-5.04	2.69	2.69
2.03	-8.05	-8.05	5.44	5.44
2.50	-13.44	-13.44	10.40	10.40
3.25	-32.30	-32.30	26.58	26.58
4.00	-66.63	-66.63	62.71	62.71
4.00	263.34	263.34	62.71	62.71
4.86	205.15	205.15	-139.56	-139.56
5.40	159.16	159.16	-238.66	-238.66

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
5.65	151.58	151.58	-277.57	-277.57
5.84	145.38	145.38	-305.41	-305.41
6.66	111.19	111.19	-411.79	-411.79
7.48	65.64	65.64	-485.35	-485.35
8.31	8.75	8.75	-516.74	-516.74
9.13	-59.50	-59.50	-496.63	-496.63
9.95	-139.10	-139.10	-415.67	-415.67
10.78	-230.06	-230.06	-264.51	-264.51
11.60	-332.36	-332.36	-33.80	-33.80
11.70	-343.72	-343.72	0.00	0.00
12.56	-275.30	-275.30	268.34	268.34
13.41	-158.44	-158.44	457.39	457.39
14.27	6.86	6.86	525.71	525.71
15.12	220.59	220.59	431.83	431.83
15.98	482.76	482.76	134.32	134.32
16.83	793.37	793.37	-408.29	-408.29
17.12	793.37	793.37	-169.10	-169.10
17.40	793.37	793.37	-225.46	-225.46
17.69	793.37	793.37	-169.10	-169.10
17.97	793.37	793.37	0.00	0.00

Maximum internal forces

Maximum bending moment	=	525.71	kNm/m
Minimum bending moment	=	-516.74	kNm/m
Maximum shear force	=	793.37	kN/m

Verification of RC cross section (Pile curtain $d = 1.00$ m; $a = 1.00$ m)

All construction stages are taken into the analysis.

Reduct. coefficient of bearing capacity = 1.00

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 22 pc bars 20.0 mm; cover 50.0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0.440 \% > 0.151 \% = \rho_{\min}$

Load : $M_{Ed} = 525.71$ kNm

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1192.64$ kNm

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

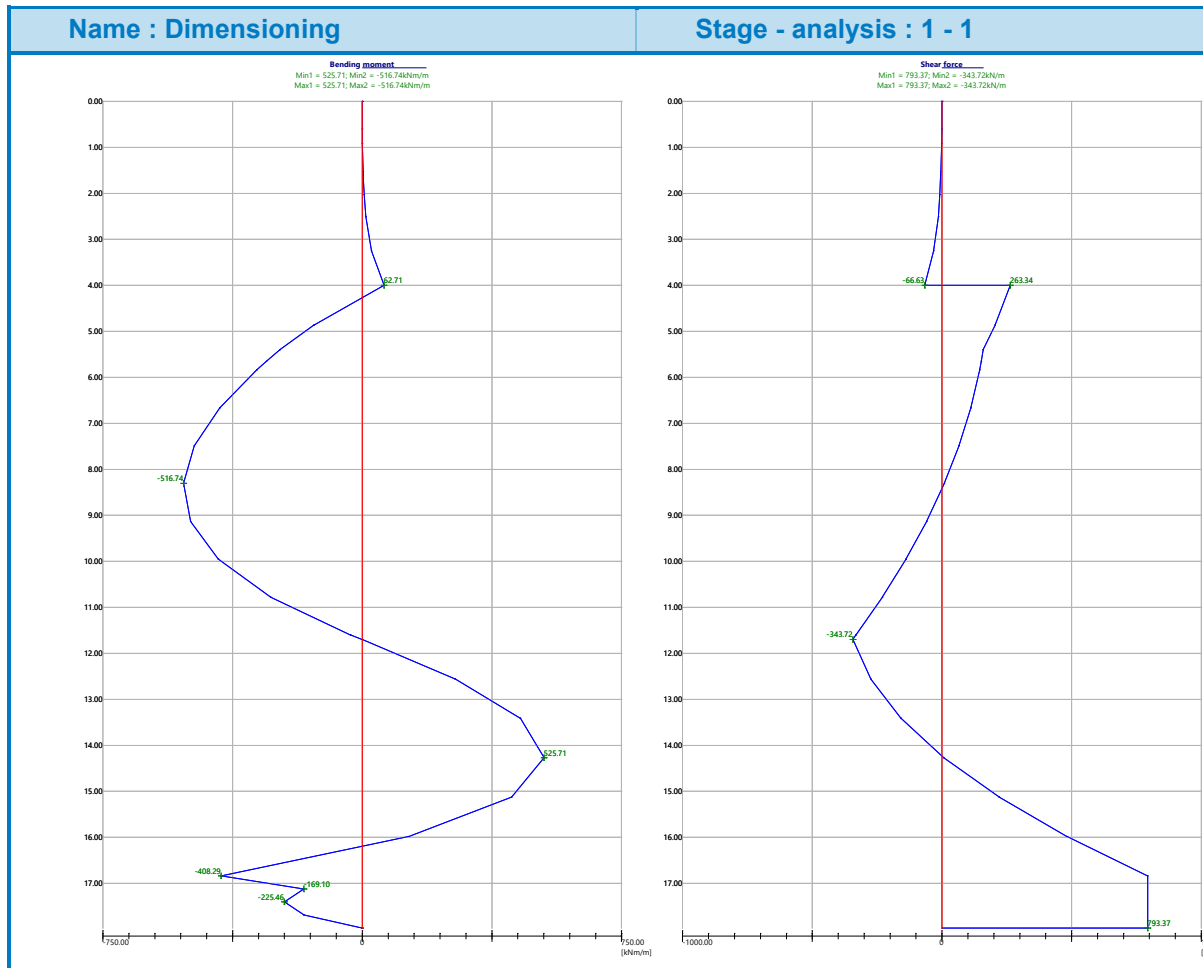
Shear reinf. - 2 profile 10.0 mm; distance 15.0 mm

$A_{sw} = 10472.0$ mm²

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 3345.41$ kN $>$ 793.37 kN = V_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY



Aneksi 3 (Llogaritja e perdes me pilota me 2 ankora (skema 3)

Sheeting structure design

Input data

Project

Task : LLOGARITJA E PERDES ME PILOTA PARKIMI LIQENIT
Author : ZENIT - 06
Date : Nov-24

Settings

Standard - EN 1997 - DA3

Materials and standards

Concrete structures :	EN 1992-1-1 (EC2)
Coefficients EN 1992-1-1 :	standard
Steel structures :	EN 1993-1-1 (EC3)
Partial factor on bearing capacity of steel cross section :	$\gamma_{M0} = 1.00$
Timber structures :	EN 1995-1-1 (EC5)
Partial factor for timber property :	$\gamma_M = 1.30$
Modif. factor of load duration and moisture content :	$k_{mod} = 0.50$
Coeff. of effective width for shear stress :	$k_{Cr} = 0.67$

Pressure analysis




Active earth pressure calculation : Coulomb
 Passive earth pressure calculation : Caquot-Kerisel

Earthquake analysis : Mononobe-Okabe
 Verification methodology : according to EN 1997
 Design approach : 3 - reduction of actions (GEO, STR) and soil parameters

Partial factors on actions (A)									
Permanent design situation									
		State STR				State GEO			
		Unfavourable		Favourable		Unfavourable		Favourable	
Permanent actions :	$\gamma_G =$	1.35	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]	1.00	[-]
Variable actions :	$\gamma_Q =$	1.50	[-]	0.00	[-]	1.30	[-]	0.00	[-]
Water load :	$\gamma_w =$					1.00	[-]		

Partial factors for soil parameters (M)			
Permanent design situation			
Partial factor on internal friction :	$\gamma_\phi =$	1.25	[-]
Partial factor on effective cohesion :	$\gamma_c =$	1.25	[-]
Partial factor on undrained shear strength :	$\gamma_{cu} =$	1.40	[-]
Partial factor on Poisson's ratio :	$\gamma_\nu =$	1.00	[-]

Basic soil parameters

No	Name	Pattern	Φ_{ef} [°]	C_{ef} [kPa]	γ [kN/m ³]	γ_{su} [kN/m ³]	δ [°]
1	SHTRES A NR. 2 - SUARGJILA		18.4 0	19.6 0	19.60	16.70	13.4 0
2	SHTRES A - 3 ARGJILITE		27.6 0	44.0 0	22.25	13.18	15.0 0
3	SHTRES A 4 - ARGJILITE RANORE		29.8 0	56.4 0	23.50	13.77	18.0 0

Soil parameters

SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA

Unit weight : γ = 19.60 kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : φ_{ef} = 18.40 °
 Cohesion of soil : c_{ef} = 19.60 kPa
 Angle of friction struc.-soil : δ = 13.40 °
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : γ_{sat} = 26.70 kN/m³

SHTRESA - 3 ARGJILITE

Unit weight : γ = 22.25 kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : φ_{ef} = 27.60 °
 Cohesion of soil : c_{ef} = 44.00 kPa
 Angle of friction struc.-soil : δ = 15.00 °
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : γ_{sat} = 23.18 kN/m³

SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE

Unit weight : γ = 23.50 kN/m³
 Stress-state : effective
 Angle of internal friction : φ_{ef} = 29.80 °
 Cohesion of soil : c_{ef} = 56.40 kPa
 Angle of friction struc.-soil : δ = 18.00 °
 Soil : cohesionless
 Saturated unit weight : γ_{sat} = 23.77 kN/m³

Material of structure

Analysis of concrete structures carried out according to the standard EN 1992-1-1 (EC2).



Concrete : C 30/37



Cylinder compressive strength f_{ck} = 30.00 MPa
 Tensile strength f_{ctm} = 2.90 MPa

Longitudinal steel : B500

Yield strength f_{yk} = 500.00 MPa

Geological profile and assigned soils

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
1	5.40	0.00 .. 5.40	SHTRESA NR. 2 - SUARGJILA	
2	6.20	5.40 .. 11.60	SHTRESA - 3 ARGJILITE	

No.	Thickness of layer t [m]	Depth z [m]	Assigned soil	Pattern
3	13.40	11.60 .. 25.00	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	
4	-	25.00 .. ∞	SHTRESA 4 - ARGJILITE RANORE	

Geometry of structure

Soil in front of wall is excavated to a depth of 11.70 m.

Cross-section

Cross-section name : Pile curtain d = 1.00 m; a = 1.40 m

Material of pile : concrete

Input coefficient of pressure reduction below the ditch= 1.00

Area of cross-section A = 5.61E-01 m²/m

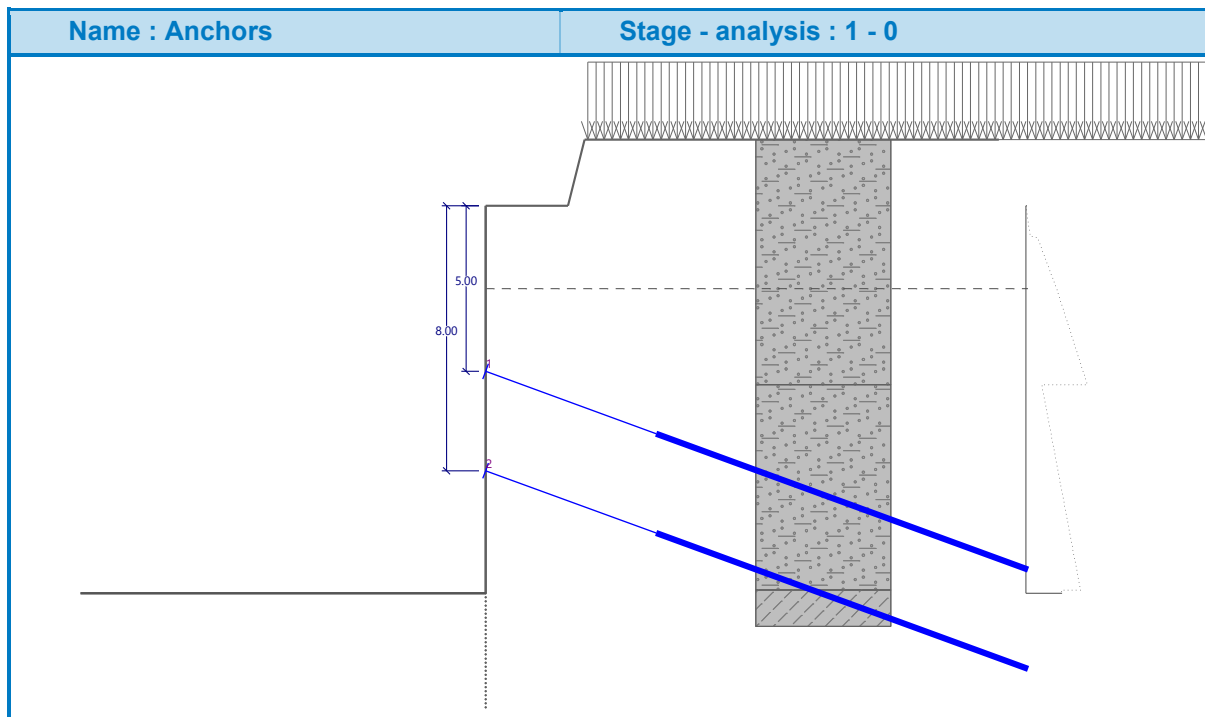
Moment of inertia I = 3.51E-02 m⁴/m

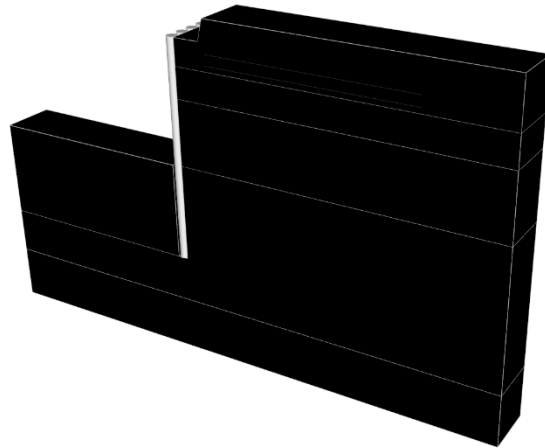
Elastic modulus E = 33000.00 MPa

Shear modulus G = 13750.00 MPa

Input anchors

No.	New anchor	Depth z [m]	Length l [m]	Root l _k [m]	Slope α [°]	Spacing b [m]
1	Yes	5.00	5.50	12.00	20.00	1.40
2	Yes	8.00	5.50	12.00	20.00	1.40





Pressure acting on structure

Type of pressure : active

Minimum dimensioning pressure is considered as $\sigma_{a,min} = 0.20\sigma_z$

Type of redistribution : no redistribution

Terrain profile

No.	Coordinates x [m]	Depth z [m]
1	0.00	0.00
2	2.50	0.00
3	3.00	-2.00
4	4.00	-2.00

Origin [0,0] is located in upper right edge of construction.

Positive coordinate +z has downward direction.

Water influence

GWT behind the structure lies at a depth of 2.50 m

Input surface surcharges

No.	Surcharge		Action	Mag.1	Mag.2	Ord. x	Length	Depth
	new	change		[kN/m ²]	[kN/m ²]	[m]	l [m]	z [m]
1	Yes		permanent	40.00		3.10	20.00	on terrain

No.	Name
1	NDERTESA

Earthquake

Factor of horizontal acceleration $K_h = 0.0000$
Factor of vertical acceleration $K_v = 0.0000$

Water below the GWT is restricted.

Settings of the stage of construction

Design situation : permanent

Verification No. 1

Design of anchored sheeting wall fixed at heel

Coeff. of reduction of passive pressure = 1.00
Computed depth of the zero-value point $u = 0.00$ m

Max. value of shear force = 598.15 kN/m
Max. value of moment = 407.32 kNm/m
Required depth of structure in soil = 5.44 m
Overall length of structure = 17.14 m

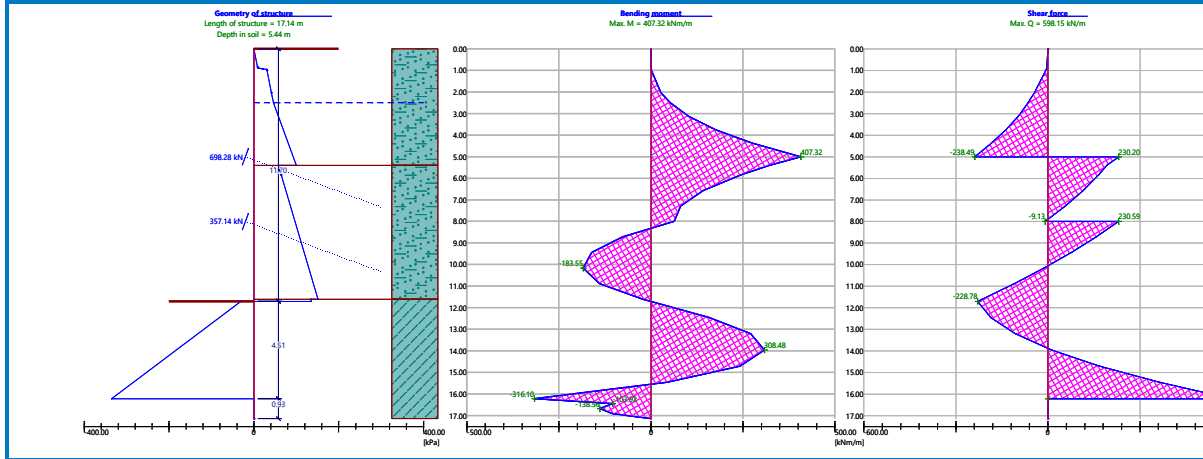
Anchor forces

No.	Depth z [m]	Anchor force [kN]
1	5.00	698.28
2	8.00	357.14

Distribution of pressure and internal forces along the structure

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.00	0.00	-0.00	0.00
0.00	0.13	-0.00	0.00
0.83	8.51	-3.54	0.98
0.83	8.36	-3.54	0.98
0.88	8.82	-3.93	1.15
0.88	8.84	-3.93	1.15
0.91	19.07	-4.45	1.31

Depth [m]	Total Pressure [kPa]	Shear Force [kN/m]	Moment [kNm/m]
0.91	19.07	-4.45	1.31
0.92	20.60	-4.56	1.33
0.92	20.62	-4.56	1.33
0.95	30.11	-5.44	1.50
0.95	30.13	-5.44	1.50
1.00	30.64	-6.97	1.82
1.00	31.04	-6.97	1.82
2.03	41.33	-43.96	26.95
2.03	41.36	-43.96	26.95
2.50	46.12	-64.64	52.53
2.50	46.37	-64.64	52.53
3.13	57.96	-97.24	102.75
3.75	69.54	-137.08	175.60
4.38	81.13	-184.17	275.61
5.00	92.71	-238.49	407.32
5.00	92.71	230.20	407.32
5.40	100.13	191.63	322.85
5.40	57.48	191.63	322.85
5.84	64.06	165.02	244.67
5.84	64.29	165.02	244.67
6.56	75.13	114.78	143.37
7.28	85.96	56.73	81.09
8.00	96.80	-9.13	63.46
8.00	96.80	230.59	63.46
8.72	107.62	157.00	-76.54
9.44	118.45	75.61	-160.75
10.16	129.28	-13.57	-183.55
10.88	140.10	-110.54	-139.34
11.60	150.93	-215.31	-22.49
11.60	133.91	-215.31	-22.49
11.70	135.39	-228.78	-0.29
11.70	-30.68	-228.78	-0.29
12.45	-81.51	-186.57	158.37
13.20	-132.33	-106.12	270.89
13.96	-183.16	12.58	308.48
14.71	-233.99	169.53	242.36
15.46	-284.81	364.71	43.76
16.21	-335.64	598.15	-316.10



Dimensioning No. 1

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
0.00	-0.00	-0.00	0.00	0.00
0.83	-3.54	-3.54	0.98	0.98
0.88	-3.93	-3.93	1.15	1.15
0.91	-4.45	-4.45	1.31	1.31
0.91	-4.45	-4.45	1.31	1.31
0.92	-4.56	-4.56	1.33	1.33
0.92	-4.56	-4.56	1.33	1.33
0.95	-5.44	-5.44	1.50	1.50
1.00	-6.97	-6.97	1.82	1.82
2.03	-43.96	-43.96	26.95	26.95
2.50	-64.64	-64.64	52.53	52.53
3.13	-97.24	-97.24	102.75	102.75
3.75	-137.08	-137.08	175.60	175.60
4.38	-184.17	-184.17	275.61	275.61
5.00	-238.49	-238.49	407.32	407.32
5.00	230.20	230.20	407.32	407.32
5.40	191.63	191.63	322.85	322.85
5.84	165.02	165.02	244.67	244.67
6.56	114.78	114.78	143.37	143.37
7.28	56.73	56.73	81.09	81.09
8.00	-9.13	-9.13	63.46	63.46
8.00	230.59	230.59	63.46	63.46
8.72	157.00	157.00	-76.54	-76.54
9.44	75.61	75.61	-160.75	-160.75
10.16	-13.57	-13.57	-183.55	-183.55
10.88	-110.54	-110.54	-139.34	-139.34
11.60	-215.31	-215.31	-22.49	-22.49

	Shear force min. [kN/m]	Shear force max [kN/m]	Moment min. [kNm/m]	Moment max. [kNm/m]
11.70	-228.78	-228.78	-0.29	-0.29
12.45	-186.57	-186.57	158.37	158.37
13.20	-106.12	-106.12	270.89	270.89
13.96	12.58	12.58	308.48	308.48
14.71	169.53	169.53	242.36	242.36
15.46	364.71	364.71	43.76	43.76
16.21	598.15	598.15	-316.10	-316.10
16.45	598.15	598.15	-103.92	-103.92
16.68	598.15	598.15	-138.56	-138.56
16.91	598.15	598.15	-103.92	-103.92
17.14	598.15	598.15	0.00	0.00

Maximum internal forces

Maximum bending moment	=	407.32	kNm/m
Minimum bending moment	=	-316.10	kNm/m
Maximum shear force	=	598.15	kN/m

Verification of RC cross section (Pile curtain $d = 1.00$ m; $a = 1.40$ m)

All construction stages are taken into the analysis.

Reduct. coefficient of bearing capacity = 1.00

Verification of cross section in bending:

Reinforcement - 22 pc bars 20.0 mm; cover 50.0 mm

Type of structure (reinforcement ratio) : beam

Reinforcement ratio $\rho = 0.440 \% > 0.151 \% = \rho_{\min}$

Load : $M_{Ed} = 570.24$ kNm

Bearing capacity : $M_{Rd} = 1192.64$ kNm

Designed pile reinforcement is SATISFACTORY

Verification of cross section in shear:

Shear reinf. - 2 profile 10.0 mm; distance 15.0 mm

$A_{sw} = 10472.0$ mm²

Ultimate shear force: $V_{Rd} = 3345.41$ kN > 837.41 kN = V_{Ed}

Cross-section is SATISFACTORY.

Overall verification: Cross-section is SATISFACTORY

