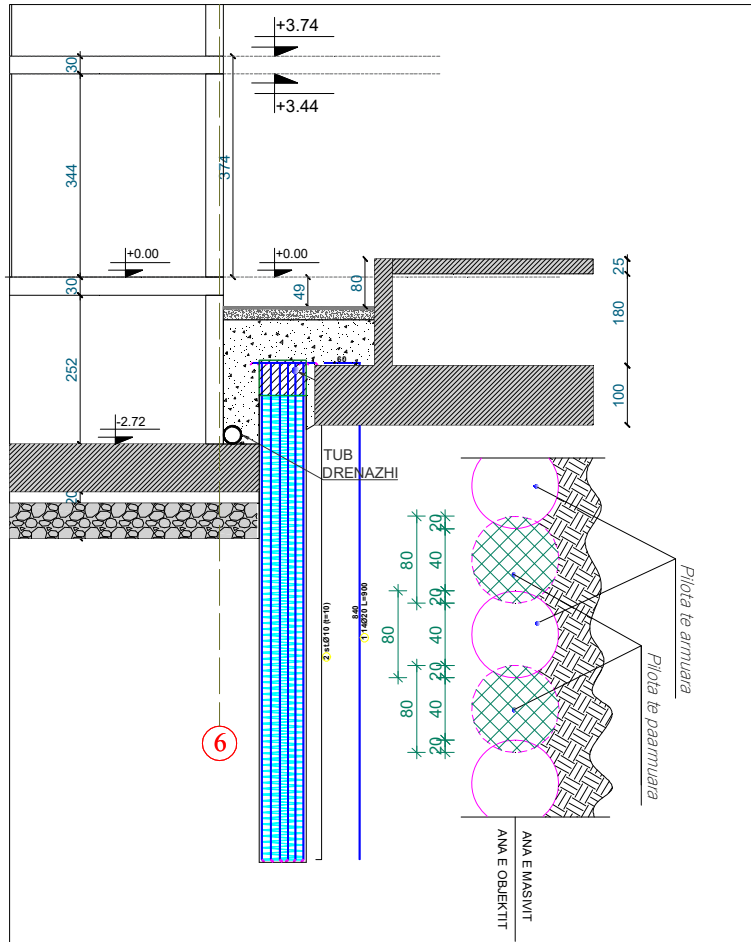




RAPORT TEKNIK KONSTRUKTIV

"NDERTIM OBJEKT BANIMI 6KAT ME NJE KAT PARKIMI NEN TOKE" NE QYTETIN E LUSHNYES

(FAZA PROJEKT-ZBATIM)



PROJEKTUES	INXHINIER PROJEKTUES	SUBJEKTI POROSITES	Rev
	Instituti Dekliada-Alb sh.p.k.	Enti Kombetar i Banesave	00
	Ing. Arlind HASALAMI Lic. K.2881/1		2024 Tirane

PERMBAJTJA

1. HYRJE	3
2. PERSHKRIMI I STRUKTURES	3
3. KODET DHE REFERENCAT	3
4. MATERIALET	3
4.1. BETONI.....	3
4.2. CELIKU PER BETON	4
5. NGARKESAT	5
5.1. NGARKESAT E PERHERSHME	5
5.2. NGARKESAT E PERKOHESHME.....	5
5.3. VEPRIMI GJEOTEKNIK	5
6. KOMBINIMI I NGARKESAVE	6
7. ANALIZA STRUKTURE DHE MODELIMI	8
7.1. SOFTWARE FEM	8
8. KRITERET E VERIFIKIMIT TE STRUKTURAVE BETONARME	9
8.1. GJENDJA E FUNDIT KUFITARE.....	9
8.2. GJENDJA E FUNDIT KUFITARE E SHERBIMIT	10
8.2.1. Verifikimi i plasaritjeve	10
8.2.2. Kufizimi i nderjeve	11
8.2.3. Kufizimi i deformimit.....	12
9. REZULTATET E ANALIZES	12
9.1. ARMIMI I PILOTES	12

1. HYRJE

Ky relacion paraqet përkufizimin e supozimeve të përdorura për llogaritjen dhe kriteret për verifikimin e elementeve strukturore pilota betonarme. Neqoftese ka objekte të tjera ekzistuese afer objektit që po ndertohet perforcimi me pilota është shumë i rëndësishëm për të menjanuar demet që mund të shkaktohen gjatë gërmimit.

2. PERSHKRIMI I STRUKTURES

Struktura është një mur perimetral me pilota betonarme dhe është llogaritur dhe detajuar si një strukturë betonarme.

Objekti i llogaritjes në këtë relacion është konceptuar me pilota betonarme me diametër 80 cm të vendosura me një distancë aksiale 120 cm midis tyre, ndërsa midis pilotave betonarme ka pilota betoni po me diametër 80 cm të pa armuara. Në koke të pilotave është vendosur tra me dimensione $b \times h$ 80x60 cm i cili do bashkojë pilotat e vendosura.

Objekti që do ndertohet është 6 kat mbi tokë dhe 1 kat nëntokë. Thellesia e gërmimit bashkë me themelet dhe nënshtresat është 4.32 m dhe thellesia e zhytjes së pilotave është 6.28 m nën taban të themelit.

3. KODET DHE REFERENCAT

EN 1990- Eurocode 0: Bazat e projektimit strukturor

EN 1991- Eurocode 1: Veprimet në strukturë

EN 1992- Eurocode 2: Projektimi i strukturave betonarme

EN 1997- Eurocode 7: Projektimi gjeoteknik

EN 1998- Eurocode 8: Projektimi i strukturave për rezistencë ndaj tërmetit

NTC 2008 Normat teknike për strukturat

(DM – 14/09/2005)

4. MATERIALET

4.1. BETONI

Percaktimi i vetive të betonit bazohet në EN 1992-1-1:2005.

Klasa e betonit është e percaktuar nga rezistenca në shtypje mbi formë kubike ose cilindrike.

Në akord me Eurocode 2 rezistenca e betonit është si më poshtë $C_{fck}/f_{ck,cube}$

Ku f_{ck} është rezistenca karakteristike cilindrike dhe $f_{ck,cube}$ është rezistenca karakteristike kubike

Për analizën në këtë rast janë zgjedhur klasat e mëposhtme:

- Pilotat b/a C20/25

- Trau në koke të pilotave C20/25

Classi di resistenza dei calcestruzzi														Relazione analitica/Spiegazione	
f_{ck} (MPa)	12	16	20	25	30	35	40	45	50	55	60	70	80	90	
$f_{ck,0.05}$ (MPa)	15	20	25	30	37	45	50	55	60	67	75	85	95	105	
f_{cm} (MPa)	20	24	28	33	38	43	48	53	58	63	68	78	88	98	$f_{cm} = f_{ck} + 8$ (MPa)
f_{cm} (MPa)	1,6	1,9	2,2	2,6	2,9	3,2	3,5	3,8	4,1	4,2	4,4	4,6	4,8	5,0	$f_{cm} = 0,30 \times f_{ck}^{0,66} \leq C50/60$ $f_{cm} = 2,12 \times \ln [1 + (f_{cm}/10)] > C50/60$
$f_{ck,0,05}$ (MPa)	1,1	1,3	1,5	1,8	2,0	2,2	2,5	2,7	2,9	3,0	3,1	3,2	3,4	3,5	$f_{ck,0,05} = 0,7 \times f_{cm}$ frattile 5%
$f_{ck,0,95}$ (MPa)	2,0	2,5	2,9	3,3	3,8	4,2	4,6	4,9	5,3	5,5	5,7	6,0	6,3	6,6	$f_{ck,0,95} = 1,3 \times f_{cm}$ frattile 95%
E_{cm} (GPa)	27	29	30	31	33	34	35	36	37	38	39	41	42	44	$E_{cm} = 22 [(f_{cm})^{10}]^{0,3}$ (f_{cm} in MPa)
ϵ_{ct} (‰)	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	2,25	2,3	2,4	2,45	2,5	2,6	2,7	2,8	2,8	vedere figura 3.2 $\epsilon_{ct} (\%) = 0,7 f_{cm}^{0,31} < 2,8$
ϵ_{ct1} (‰)	3,5								3,2	3,0	2,8	2,8	2,8	vedere figura 3.2 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{ct1} (\%) = 2,8 + 27 [(98 - f_{cm})/100]^4$	
ϵ_{ct2} (‰)	2,0								2,2	2,3	2,4	2,5	2,6	vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{ct2} (\%) = 2,0 + 0,085 (f_{ck} - 50)^{0,53}$	
ϵ_{ctd} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vedere figura 3.3 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{ctd} (\%) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$	
n	2,0								1,75	1,6	1,45	1,4	1,4	per $f_{ck} \geq 50$ MPa $n = 1,4 + 23,4 [(90 - f_{ck})/100]^4$	
ϵ_{cs} (‰)	1,75								1,8	1,9	2,0	2,2	2,3	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{cs} (\%) = 1,75 + 0,55 [(f_{ck} - 50)/40]$	
ϵ_{csd} (‰)	3,5								3,1	2,9	2,7	2,6	2,6	vedere figura 3.4 per $f_{ck} \geq 50$ MPa $\epsilon_{csd} (\%) = 2,6 + 35 [(90 - f_{ck})/100]^4$	

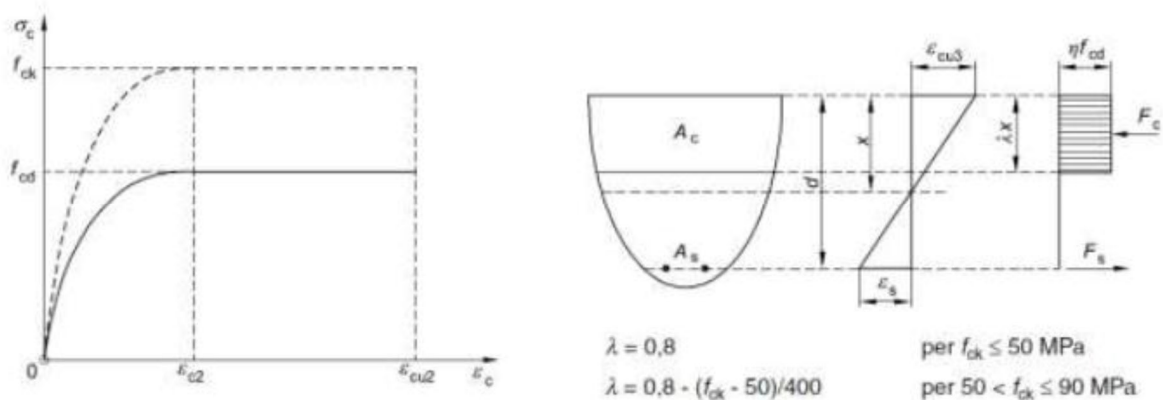
Rezistenca llogaritese e betonit

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

α_{cc} koeficient reduktiv per rezistencen ndaj ngarkesave me veprim te gjate $\alpha_{cc} = 1$

γ_c faktori pjesor i sigurise per resistencen e betonit $\gamma_c = 1.5$

Figurat e meposhtme tregojne varesine tension – deformim per betonin



4.2. CELIKU PER BETON

Percaktimi i vetive te celikut bazohet ne EN 1992-1-1:2005

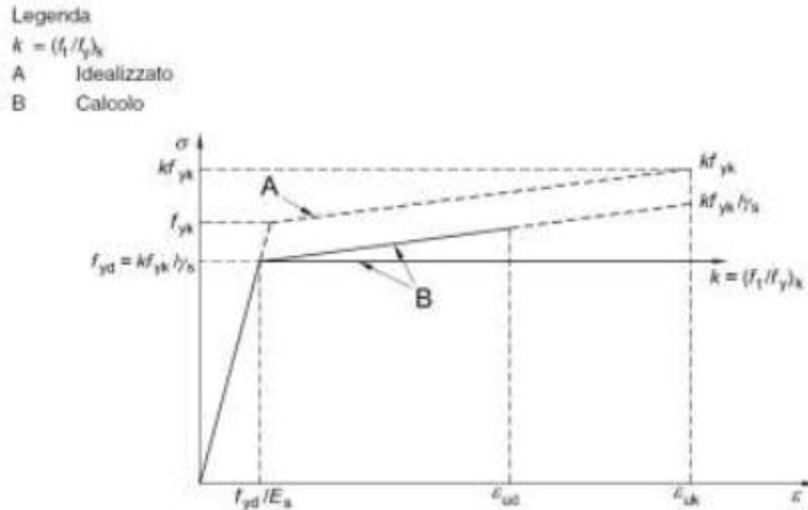
Klasa e celikut eshte S500 me rezistence te rrjedhshmerise $f_{yk} = 500 \text{ N/mm}^2$ dhe modul elasticiteti $E = 200 \text{ GPa}$

Rezistenca llogaritese

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

γ_c faktori pjesor i sigurise per resistencen e celikut $\gamma_s = 1.15$

Figurat e meposhtme tregojne varesine tension – deformim per celikun



5. NGARKESAT

5.1. NGARKESAT E PERHERSHME

- $g_{1,k}$ - Pesha vetjake e elementeve ba $\gamma = 2500 \text{kg/m}^3$
- $g_{2,k}$ - Pesha vetjake e betonit $\gamma = 2400 \text{kg/m}^3$

5.2. NGARKESAT E PERKOHESHME

Eshte aplikuar nje ngarkese uniformisht e shperndare nga makineria 20kN/m^2 .

5.3. VEPRIMI GJEOTEKNIK

1) Vlerat kufitare të presionit të tokës në një mur vertikal, të shkaktuara nga pasha specifike γ , ngarkesa uniforme sipërfaqësore vertikale (q) dhe kohezioni tokësor (c) duhet të llogaritet si vijon:

$$\sigma_a(z) = K_a [\gamma \cdot z + q] + 2c \sqrt{K_a}$$

EN 1997 (C1)

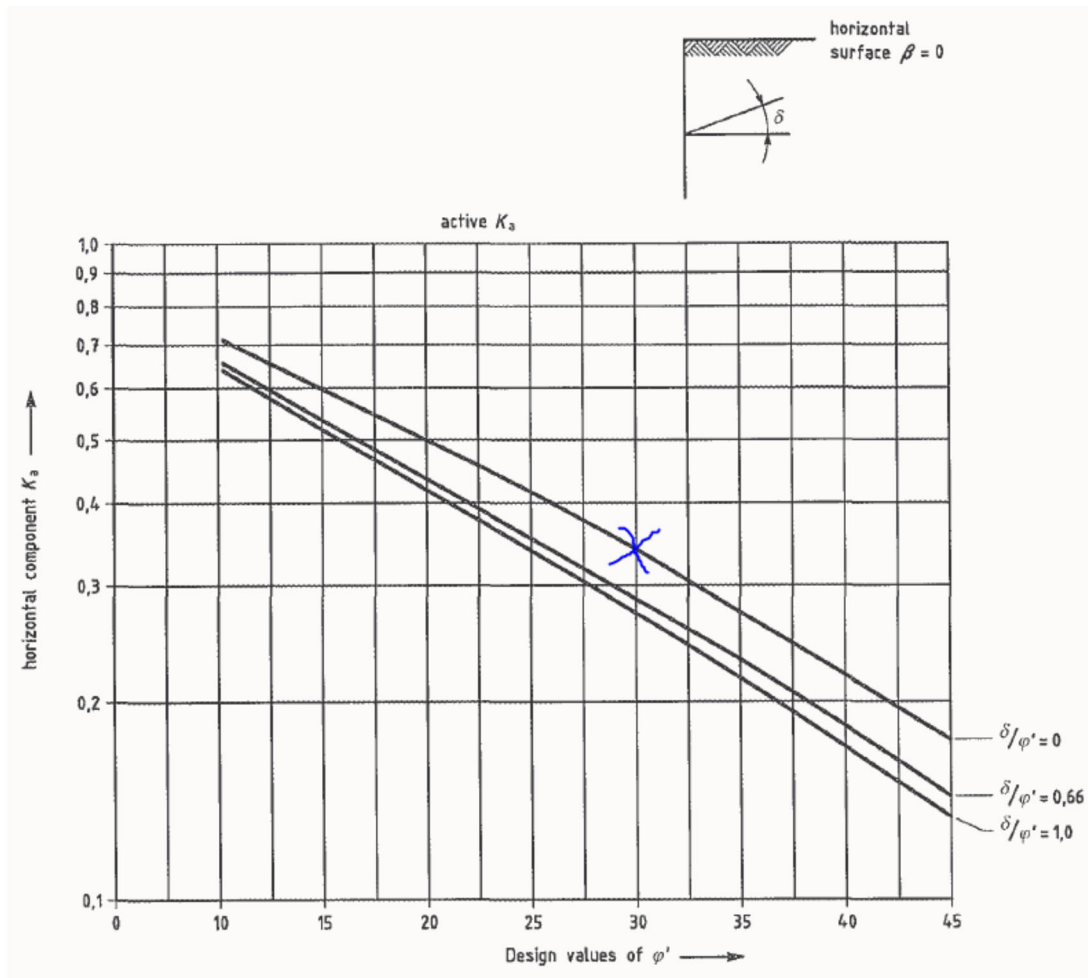


Figure C.1.1 — Coefficients K_a of active earth pressure with horizontal retaining surface ($\beta = 0$)

Shënim: Veprimi sizmik është i përjashtuar, për shkak të jetëgjatësisë së ulët të strukturës (NTC 2008 # 2.4.1)

Presioni i tokës konsiderohet si një veprim i përhershëm jo strukturor

Presioni i ujit konsiderohet si një veprim i ndryshueshëm për presionin horizontal

6. KOMBINIMI I NGARKESAVE

SLU Gjendje e fundit kufitare

Per situatë të vazhdueshme (persistent) të projektimit, në kushte normale të ushtrimit

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

Ku:

G_k vlera karakteristike e ngarkesave te perhershme(permanente)

P vlera karakteristike e efekteve qe vijne nga forca e paranderjes

Q_k vlera karakteristike e nje ngarkesave te perkohshme(variabel)

$Q_{k,1}$ vlera karakteristike e nje ngarkesave te perkohshme domnuese

$Q_{k,j}$ vlera karakteristike e nje ngarkesave te perkohshme jo domnuese

Ψ_0 koeficient per vleren e kombinimit te nje aksioni te perkohshem

Ψ_1 koeficient per vleren e frekuente te nje aksioni te perkohshem

Ψ_2 koeficient per vleren e fqvasi permanenete te nje aksioni te perkohshem

A_{Ed} Vlera projekuese e ngarkesave sizmike = $\gamma_I * A_{Ek}$

$\gamma_I = 1$ koeficienti i rendesise = 1

γ_G koeficient pjesor per ngarkesat e perhershme

γ_Q koeficient pjesor per ngarkesat e perkohshme

vlerat e koeficenteve pjesor jane si me poshte

γ_G	γ_Q
$\gamma_{G,sup}=1.35$	$\gamma_{Q,1}=1.5$ (0 ku eshte ne favor)
$\gamma_{G,inf}=1.00$	$\gamma_{Q,i}=1.5$ (0 ku eshte ne favor)

A1+M1+R1 perdoret per verifikimet strukturore *EN1997_1(Anex A)*

Table A.3 - Partial factors on actions (γ_F) or the effects of actions (γ_E)

Action		Symbol	Set	
			A1	A2
Permanent	Unfavourable	γ_G	1,35	1,0
	Favourable		1,0	1,0
Variable	Unfavourable	γ_Q	1,5	1,3
	Favourable		0	0

Table A.4 - Partial factors for soil parameters(γ_M)

Soil parameter	Symbol	Set	
		M1	M2
Angle of shearing resistance ^a	γ_φ	1,0	1,25
Effective cohesion	γ_c	1,0	1,25
Undrained shear strength	γ_{cu}	1,0	1,4
Unconfined strength	γ_{qu}	1,0	1,4
Weight density	γ_r	1,0	1,0

* This factor is applied to $\tan \varphi'$

SLE Gjendjet Kufitare te Shfrytezimit - EN 1990:2006

A-kombinimi karakteristik

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{0,i} \cdot Q_{k,i}$$

B-kombinimi frequent

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \psi_{1,1} \cdot Q_{k,1} + \sum_{i > 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

B-kombinimi *quasi permanent*

$$\sum_{j \geq 1} G_{k,j} + P + \sum_{i \geq 1} \psi_{2,i} \cdot Q_{k,i}$$

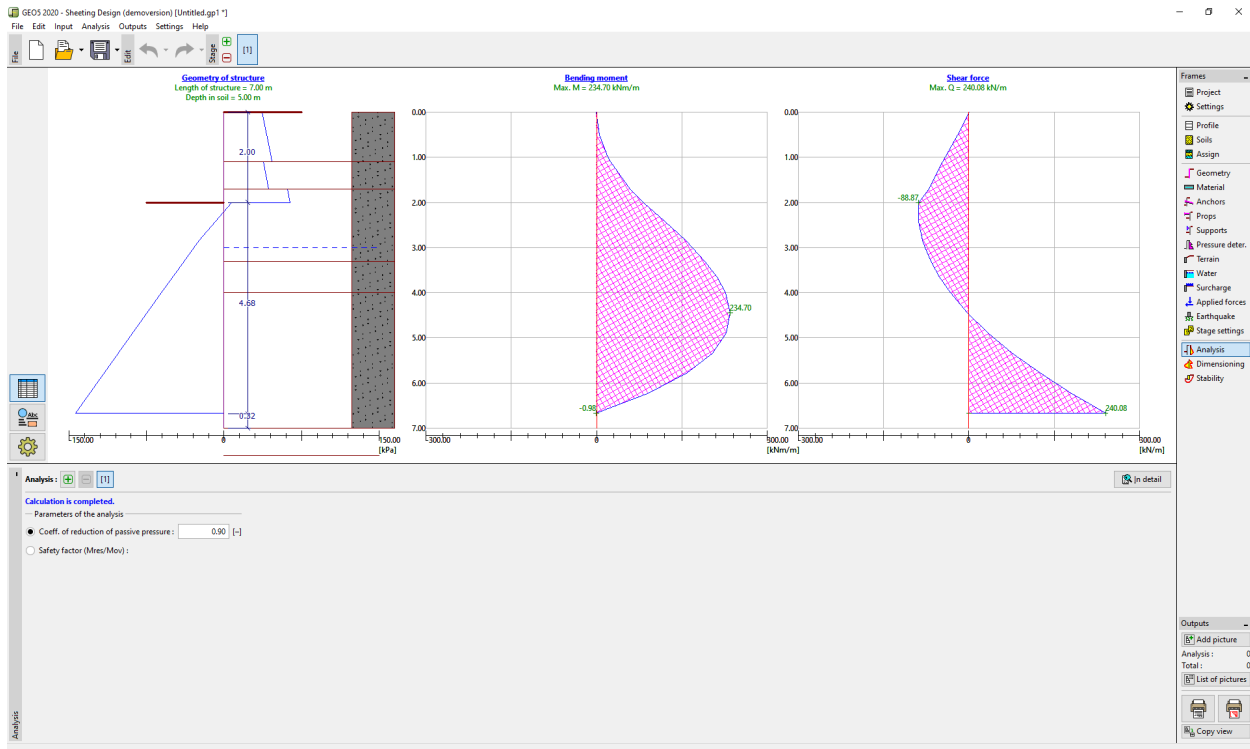
7. ANALIZA STRUKTURE DHE MODELIMI

Per te percaktuar vlerat e forcave te brendshme ne elementet strukture dhe per te kryer kontrollet ne SLU(statike dhe sizmike) dhe SLE jane implemetuar modele 3 dimensionale me elemente te fundem per strukturen ne fjale.

Organizmi struktural eshte percaktuar nepermjet elementeve te vena ne dispozicion ne librarine e software te perdorur.

7.1. SOFTWARE FEM

Llogaritjet dhe verifikimet jane kryer sipas gjendjeve kufitare (gjendjet e fundme kufitare dhe gjendjet e sherbimit). Programi i perdorur eshte GEO5 2020 – Sheeting Design



8. KRITERET E VERIFIKIMIT TE STRUKTURAVE BETONARME

Aftesia rezistente e seksioneve duhet te vleresohet kundrejt sforcimeve ne terheqje ose shtypje, perkulje, prerje dhe perdredhje, duke percaktuar edhe efektet e shkaktuara mbi rezistencen nga prezenca e kombinuar e me shume sforcimeve. Ne paragrafet e meposhtem specifikohen parimet e pergjithshme te lidhura me verifikimet ne Gjendjet e Fundit Kufitare dhe ne ato te Shfrytezimit. Prezantohen, gjithashtu, disa vecanti ne lidhje me secilin element qe i nenshtrohet verifikimit.

8.1. GJENDJA E FUNDIT KUFITARE

Sforcimet rezistente te seksioneve prej betoni te armuar percaktohen duke u nisur nga rezistenca llogaritese e betonit dhe hekurit.

Betoni i klasit C20/25:

$$f_{cd} = \alpha_{cc} f_{ck} / \gamma_c = 13.33 \text{ N/mm}^2;$$

model parabol – drejtkëndësh me raport sforcim-deformimi ($\epsilon_{c2} = 0.20\%$; $\epsilon_{cu} = 0.35\%$).

ku:

α_{cc} eshte koeficient reduktues per rezistencat me kohezgjatje te madhe, i supozuar i barabarte me 1.00;

γ_c eshte koeficienti parcial i sigurise per betonin, i barabarte me 1.5;

f_{ck} eshte rezistenca karakteristike cilindrike ne shtypje 28 ditore.

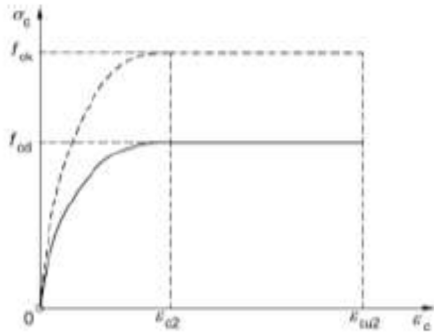


Figura - Diagrama parabole drejtkendesh per betonin

Hekuri S500:

$$f_{yd} = f_{yk} / \gamma_s = 434.78 \text{ N/mm}^2;$$

model elasto – plastic ne raport me sforcim-deformimet

ku:

γ_s koeficienti pjesor i sigurisë i hekurit $\gamma_c = 1.15$;

f_{yk} rezistenca karakteristike ne tërheqë e hekurit

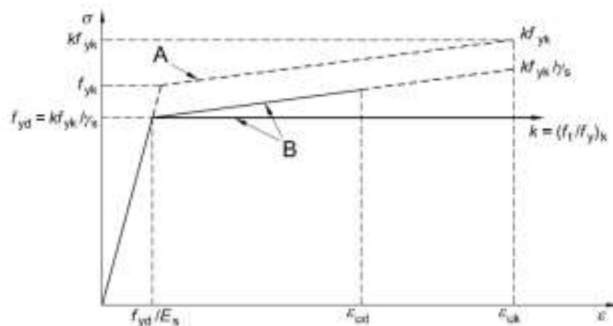


Figura – Diagrame e sforcim-deformimeve e hekurit

(A = diagram e idealizuar, B = diagram e llogaritur me modul elasticiteti plastic.

8.2. GJENDJA E FUNDIT KUFITARE E SHERBIMIT

Verifikimi i sigurise ne lidhje me gjendjet kufitare te shfrytezimit behet duke kontrolluar aspektet e funksionalitetit dhe te gjendjes se sforcuar.

8.2.1. Verifikimi i plasaritjeve

Hapja maksimale e plasaritjeve w_{max} llogarite ne funksion te klasit te ekspozimit te secilit nga elementet strukturor dhe te ndjeshmerise se armaturave, sic rezulton ne tabelat ne vijim.

Tabela 9.1 – Vlerat e rekomanduara te Wmax (mm)

Classidiesposizione	Combinazione	wmax(mm)
XC2,XC3,XC4,XD1,XD2,XS1,XS2, XS3	Quasipermanente	0.3

Llogaritja e hapjeve te plasaritjeve wk kryet, sipas parashikimeve te dhena ne paragrafin 7.3.4 (EN 1992-1-1:2005, duke:

$$wk = sr, \max(\epsilon_{sm} - \epsilon_{cm}) \leq w_{max}$$

si aleternative eshte e mundur te perdoret nje metode e thjestezuar, I cili bazohet ne reduktimin e dimetrit te shufrave ose hapsires midis tyre. Sic jepet ne tabelat e meposhtme

Table 7.2 Maximum bar diameters ϕ_s^* for crack control

Steel stress* [MPa]	Maximum bar size [mm]		
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	40	32	25
200	32	25	16
240	20	16	12
280	16	12	8
320	12	10	6
360	10	8	5
400	8	6	4
450	6	5	-

* Note: Under the relevant combinations of actions

Table 7.3 Maximum bar spacing for crack control

Steel stress * [MPa]	Maximum bar spacing [mm]		
	$w_k=0.4$ mm	$w_k=0.3$ mm	$w_k=0.2$ mm
160	300	300	200
200	300	250	150
240	250	200	100
280	200	150	50
320	150	100	-
360	100	50	-

* Note: Under the relevant combinations of actions

8.2.2. Kufizimi i nderjeve

Për te evituar plasaritjet ne strukture duhet qe sfrocimi ne shtypje ne beton te jete i limituar me nje vlere $k_1 f_{ck}$ ku vlere e rekomanduar e k_1 te jete 0.6 per kombinimin karakteristik. Ne menyre analoge vlere e sforcimit ne terheqje e celikut duhet te jete e limituar ne $k_3 f_{yk}$ me vlere te rekomanduar te $k_3=0.8$

Per betonin C20/25 rezulton

$\sigma_c < 0.6 \cdot f_{ck} = 12 \text{ N/mm}^2$ per kombinimin karakteristik (rara)

Per celikun S500

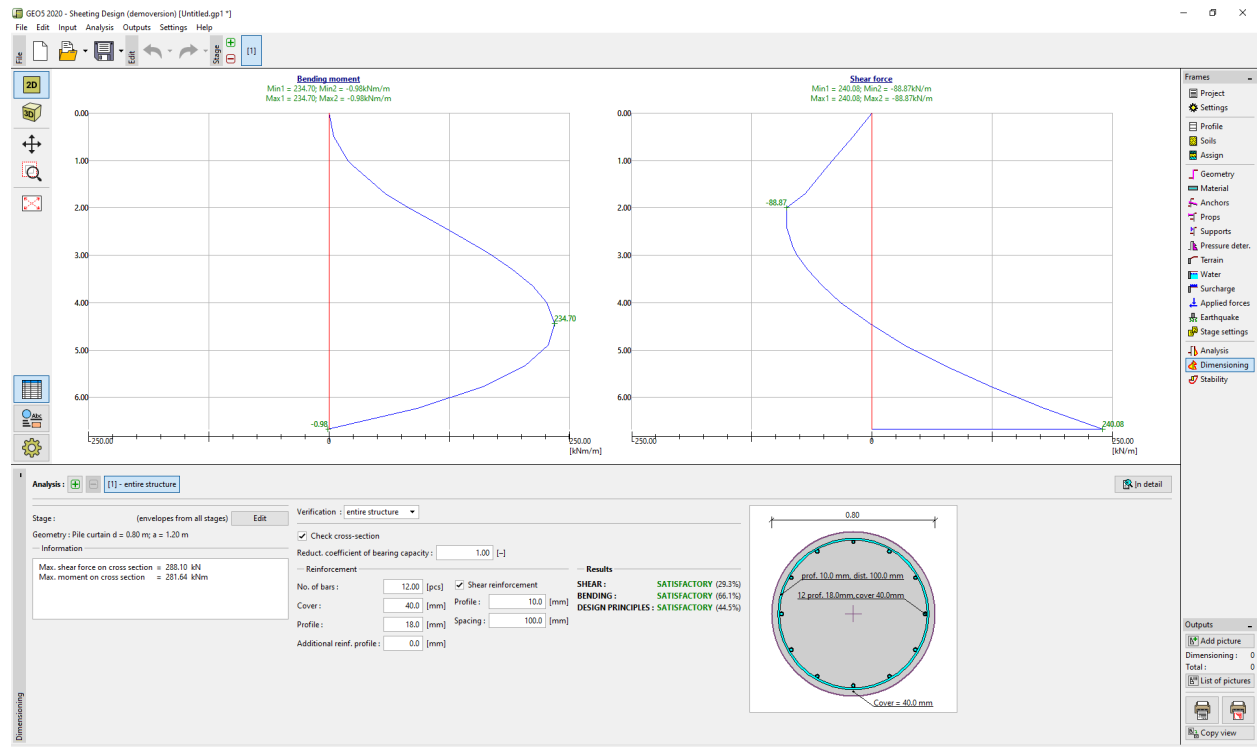
$\sigma_c < 0.8 \cdot f_{yk} = 400 \text{ N/mm}^2$ per kombinimin karakteristik (rara)

8.2.3. Kufizimi i deformimit

Nen veprimin e kombinimit (quasi permanent) δ_{max} deformimi nuk duhet te kaloje vleren 1/250 e hapësirës së dritës. Per traret konsol deformimi nuk duhet te kaloje vleren 1/500.

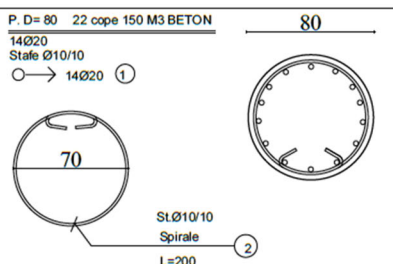
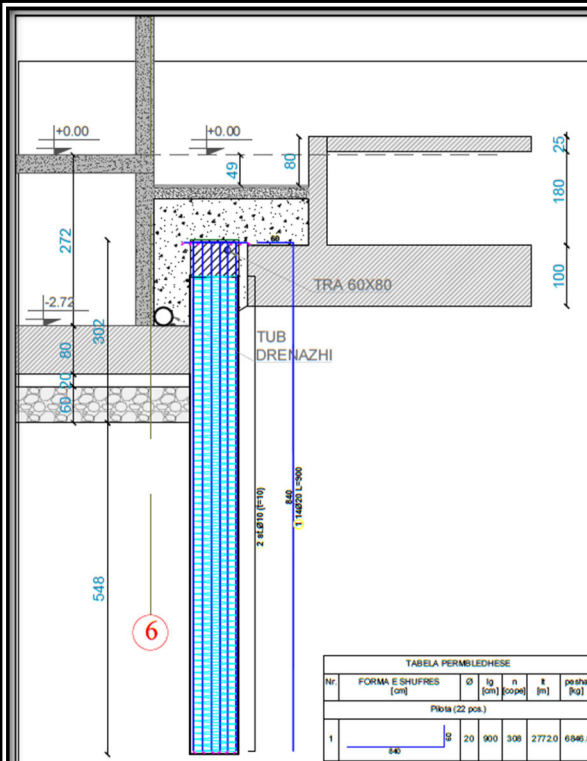
Duke ju referuar ngarkesave që veprojnë në një pilotë duket se ajo në pjesën e parë të saj deri në thellësinë e germimit punon $n = \sin$ je konsol, në këto pjesë deformimet e saj janë të mëdha. Në ndikimin e presionit aktiv, në thellësinë e germimit pilota tenton të rrotullohet duke u bërë shkak për zhvillimin e një presioni pasiv. Poshtë pikës së rrotullimit kemi një ndryshim nga presion aktiv në presion pasiv, me presionin aktiv që vepron tashmë nga ana e brendshme. Për të zvogeluar spostimet në koke të pilotave vendoset një tra me dimensione të konsiderueshme për të dhënë një shtangesi të madhe sipas drejtimit të spostimeve, prapë e ndikojë në zvogelimin e tyre. Gjithashtu neqoftese duam të zvogelojmë me shumë spostimet mund të rrisim permasat e pilotës.

9. REZULTATET E ANALIZES



9.1. ARMIMI I PILOTES

Në bazë të forcave të brendshme armimi i pilotës:



**PRERJA E TRAUT LIDHES
T-80X60**

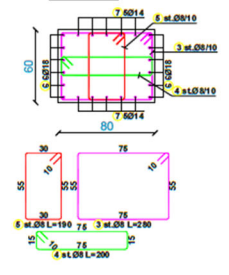


TABELA PERMBLECHESHE

Nr	FORMA E SHIFRES (cm)	Ø (cm)	lg (cm)	n	h (m)	pesha (kg)
Piloja (22 poka)						
1		20	900	308	2772.0	6946.8
2		10	17294	22	3805.1	2347.6
3		8	280	264	739.2	282.0
4		8	200	264	528.0	208.6
5		8	190	264	501.6	198.1
6		18	1200	18	3168.0	6415.2
7		14	800	14	1760.0	2129.6
Tabela permbledhese						
Ø (mm)	L (per diameter) (m)	Pesha nesi (kg/m)	Pesha totale (kg)			
S500						
8	1768.80	0.40	696.08			
10	3805.12	0.62	2347.76			
14	1760.00	1.21	2129.60			
18	3168.00	2.02	6415.20			
20	2772.00	2.47	6846.84			
Total (S500)			15438.08			
Total			15438.08			

