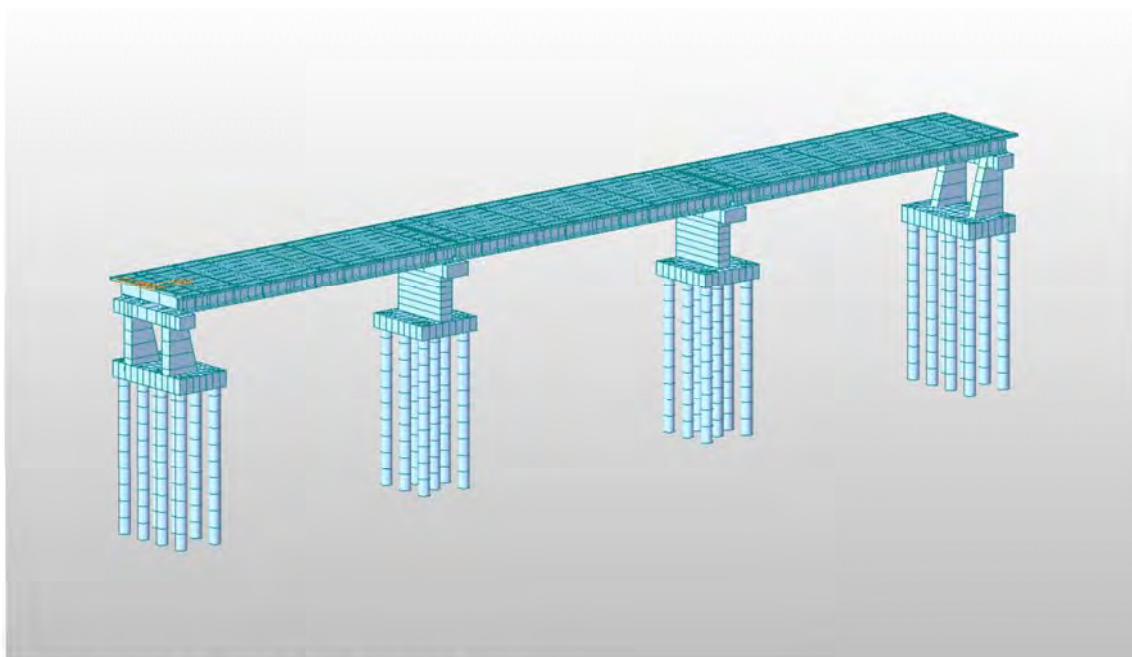


PASAJ KM 0+608 PESTE DJ591 SI LINII DE TRAMVAI



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	6
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	6
2.2.2	Actiuni variabile (Q).....	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	10
3	COMBINAREA ACTIUNILOR.....	11
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	17
4.1	MODELUL STRUCTURAL	17
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	17
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR.....	18
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forajți	18
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	20
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE.....	
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ	
4.2.5	Eforturi in grinzi	
5	ANEXA.....	31



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Varianta de Ocolire Timisoara-Sud traverseaza DJ591 si doua linii de tramvai adiacente cu un pasaj pe 3 deschideri. Gabaritul minim de libera trecere pentru liniile de tramvai este de 6000 mm. Traseul in plan al pasajului este intr-o curba cu raza $R=810$ m.

Lungimea totala a pasajului este de: $L_{tot}=119,70$ m.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 5 grinzi prefabricate, precomprimate cu lungimea $L=36.00$ m si inaltimea $h=2.00$ m. Schema statica adoptata este cea de grinda simplu rezemata, rezemarea facandu-se pe infrastructuri cu aparate de reazem din neopren dispuse pe cuzineti din beton armat.

Placa de suprabetonare se va executa din beton armat, turnat peste predale prefabricate din beton armat care au rol de cofraj pierdut. Consolele trotuarelor se vor executa monolit (fara cofraj pierdut din predale prefabricate). Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatie de 1 cm grosime, peste hidroizolatie 3 cm BA8 protectia hidroizolatiei si straturile rutiere in grosime de 2x4cm din BAP16 respectiv MAS16.

Suprastructura va avea rosturi de dilatare la capatul structurii (in dreptul culeelor).

Pasajul fiind amplasat in curba, profilul acestuia pe zona carosabilului in sens transversal este cu panta unica de 2,5%, iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80m parte carosabila, incadrata cu parapete New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat.

Culeele sunt de tip "inecat", avand elevatiile alcatuite din cate doua diafragme din beton armat si o rigla transversala din beton armat la capetele superioare ale acestora.

Pilele vor avea elevatii "pline" (elevatii lamelare din beton armat) cu rigla din beton armat.

Pe banchetele infrastructurilor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton. Pe partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului s-au prevazut placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culei si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Poziționarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetilor, lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

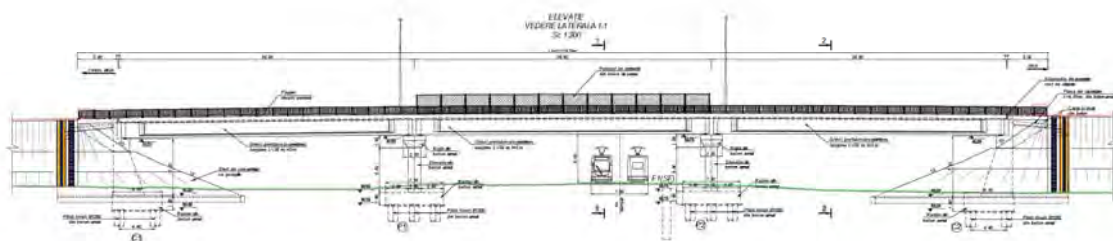


Fig. 1 Elevatie

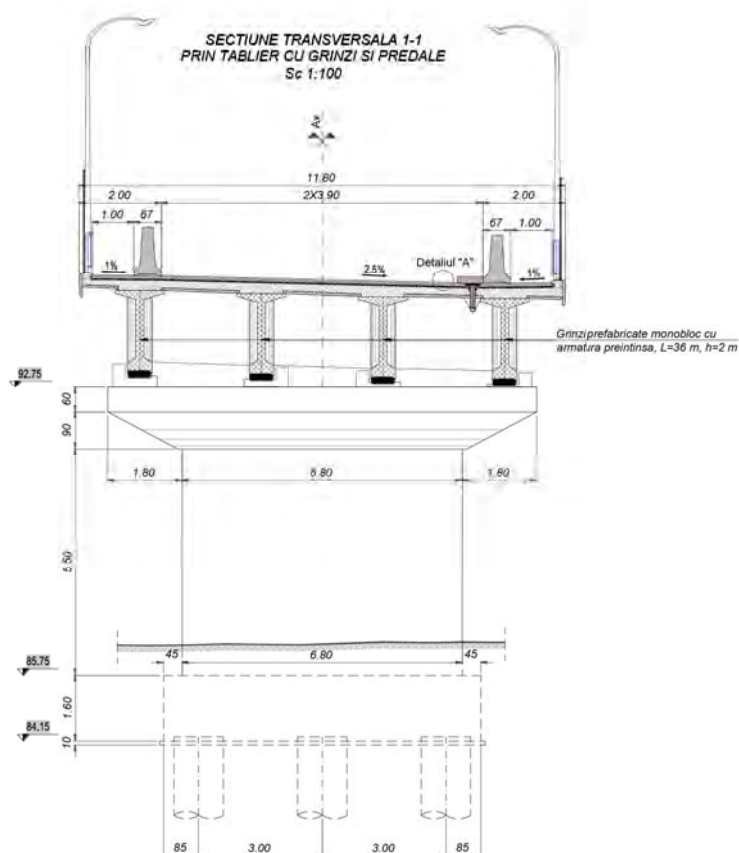


Fig. 2 Sectiune transversala

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instructiuni si standarde considerate in proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Actiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnica
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistenta la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismica

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30

- Beton in radier culei si pile: C25/30
- Beton in elevatii culei si pile: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, grinzile parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):
 - Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radierelor si a pilotilor;
 - Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
 - Impingerea pamantului;
 - Impingerea pamantului din seism;
- Actiuni variabile (Q):
 - Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, încărcări din oameni pe trotuare, franarea si forta centrifuga);
 - Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+).
- Actiuni accidentale (A):
 - Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=2.00m	4	0.673	25	67.30	1.35	90.86
Placa grinzi marginale	2	0.68	25	34.00	1.35	45.90
Placa grinzi centrale	2	0.765	25	38.25	1.35	51.64
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				193.01		260.57

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h =$	7.00	m	Inaltime elevatie
$H_{zid} =$	2.50	m	inaltime zid de garda
$H_T =$	9.50	m	Inaltime totala
$\phi_{df} = \phi_{kf} =$	33	grade	
$g_{kd} = g_{kf} =$	19.00	kN/m ³	
$K_{ad} = \tan^2(\pi/4 - \phi_{df}/2) =$	0.333	coef. presiune activa	

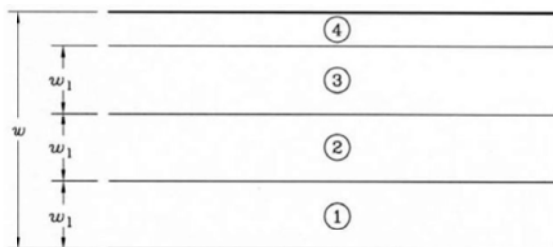
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (LM1);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_1 =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

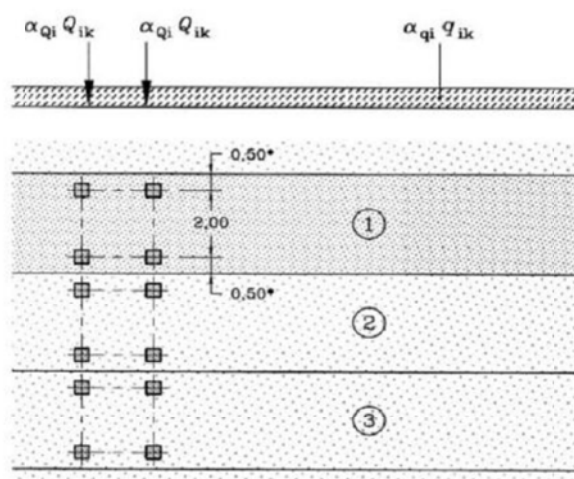
2.2.2.1.1 Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atat pentru verificări locale cat și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atat pentru verificări locale cat și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, in cazul verificărilor globale, și in poziția cea mai defavorabilă in cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_{qq} q_k$ " pe metru pătrat;



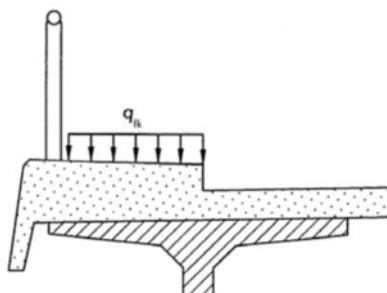
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de franare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de franare “ Q_{lk} ” este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{lk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{lk} = 0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0.10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \leq 900 (\text{kN})$$

L = lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L > 1,2\text{m}$ forța de franare este egală cu $Q_{lk} = 360 + 2,7L \leq 900 (\text{kN})$.

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	109.5	m	$w_1 =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{lk} =$	655.65	kN	<	900	kN
$Q_{lk} =$	655.65	kN			
Nr Grinzi	4				
$Q_{lk} / \text{grinda} =$	163.9125	kN - forța orizontală			

2.2.2.2 Acțiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatură (T-) și T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN, \text{contracție}}$ sau cu $\Delta_{TN, \text{dilatare}}$ pentru fiecare caz în parte.

$$\Delta_{TN, \text{contracție}} = T_0 - T_{e, \text{min}} \quad \text{- temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN, \text{dilatare}} = T_{e, \text{max}} - T_0 \quad \text{- temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizează valoarea recomandată 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e.min}$ și $T_{e.max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e.min} = -32^{\circ}\text{C}$ și $T_{e.max} = 42^{\circ}\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de acceleratia maxima a terenului $a_g=0.20g$ si perioada de colt $T_c=0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este "III" și $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

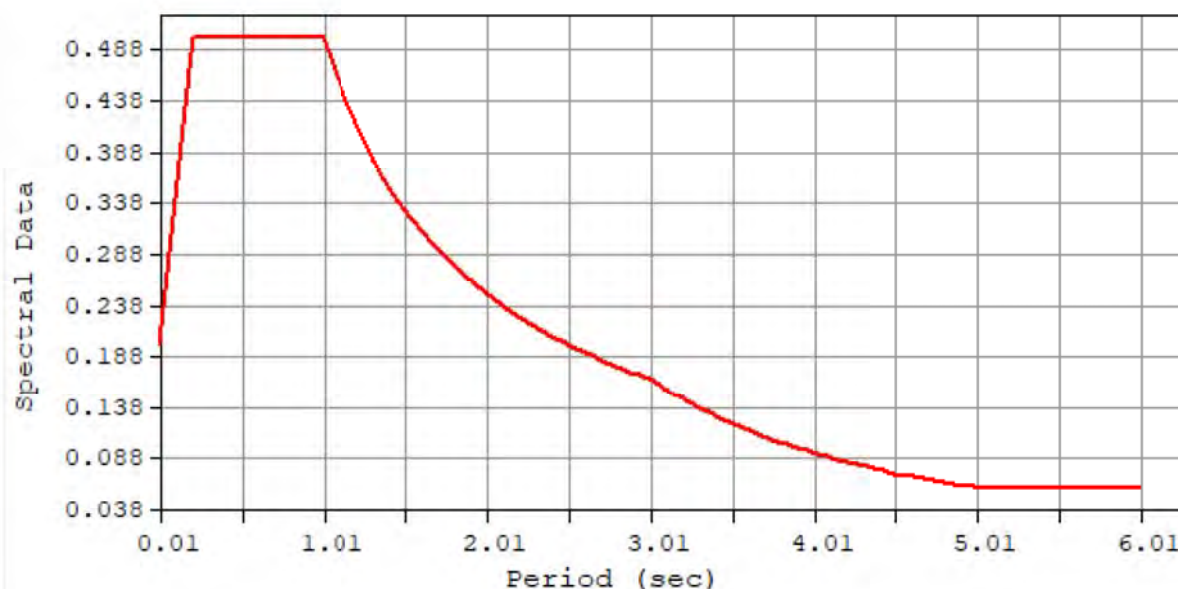


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

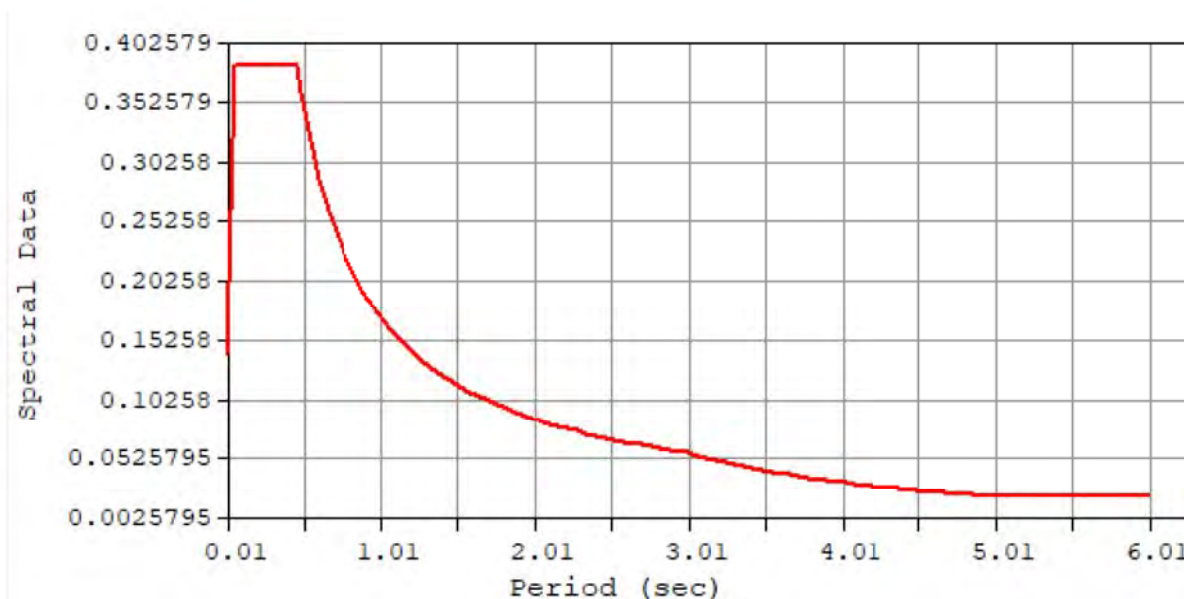


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

$\Psi_{i1} -0.75$ pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

$\Psi_{i2} -0.40$ pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

$\Psi_{i3} -0.40$ pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
1	cLCB1	Strength/Stress	Add

		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>				
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>				
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(1.500)	
<hr/>				
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>				
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>				
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)

+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+	Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>			
11	cLCB11 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+	Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>			
12	cLCB12 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+	Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>			
13	cLCB13 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>			
14	cLCB14 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>			
15	cLCB15 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.500)	
<hr/>			
16	cLCB16 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>			
17	cLCB17 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>			
18	cLCB18 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>			
19	cLCB19 Strength/Stress	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)

+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.500)	
20	cLCB20	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.500)	
21	cLCB21	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000)	
22	cLCB22	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (+)(0.600)
23	cLCB23	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (+)(-0.600)
24	cLCB24	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (-)(0.600)
25	cLCB25	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (-)(-0.600)
26	cLCB26	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.000)	
27	cLCB27	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.000)	
28	cLCB28	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.000)	

29	cLCB29	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.000)	
30	cLCB30	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(0.500)
31	cLCB31	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(-0.500)
32	cLCB32	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(0.500)
33	cLCB33	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(-0.500)
34	cLCB34	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.600)	
35	cLCB35	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.600)	
36	cLCB36	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(0.600)	
37	cLCB37	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-0.600)	

38	cLCB38	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.500)	
<hr/>				
39	cLCB39	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.500)	
<hr/>				
40	cLCB40	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(0.500)	
<hr/>				
41	cLCB41	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-0.500)	
<hr/>				
42	cLCB42	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000)		
<hr/>				
43	Seism_X	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Temp (+)(0.500) +	Pamant/Radier(1.000) +	Rs_X(1.000)
+		Rs_Y(0.300) +	ML-caract(0.300)	
<hr/>				
44	Seism_Y	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Temp (+)(0.500) +	Pamant/Radier(1.000) +	Rs_X(0.300)
+		Rs_Y(1.000) +	ML-caract(0.300)	
<hr/>				

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calculul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/m ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e+001
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e+001
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e+001
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e+001
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

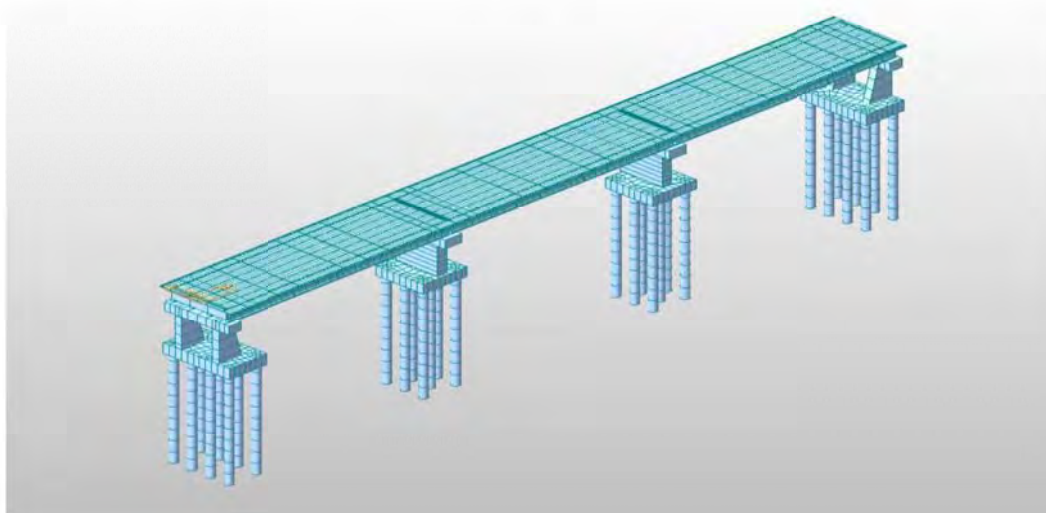


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forăți

4.2.1.1 Piloți Culee

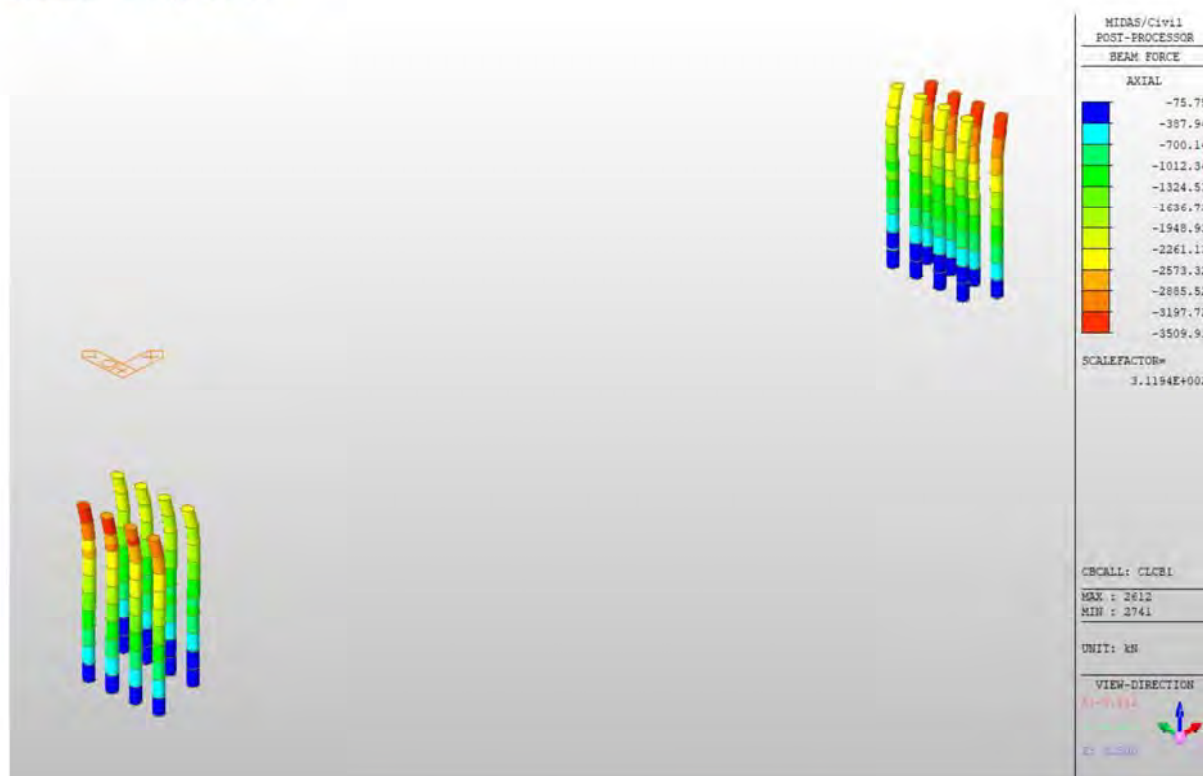


Fig. 6 Solicități axiale maxime la piloții din culee

Fcd= 3510 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4439 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

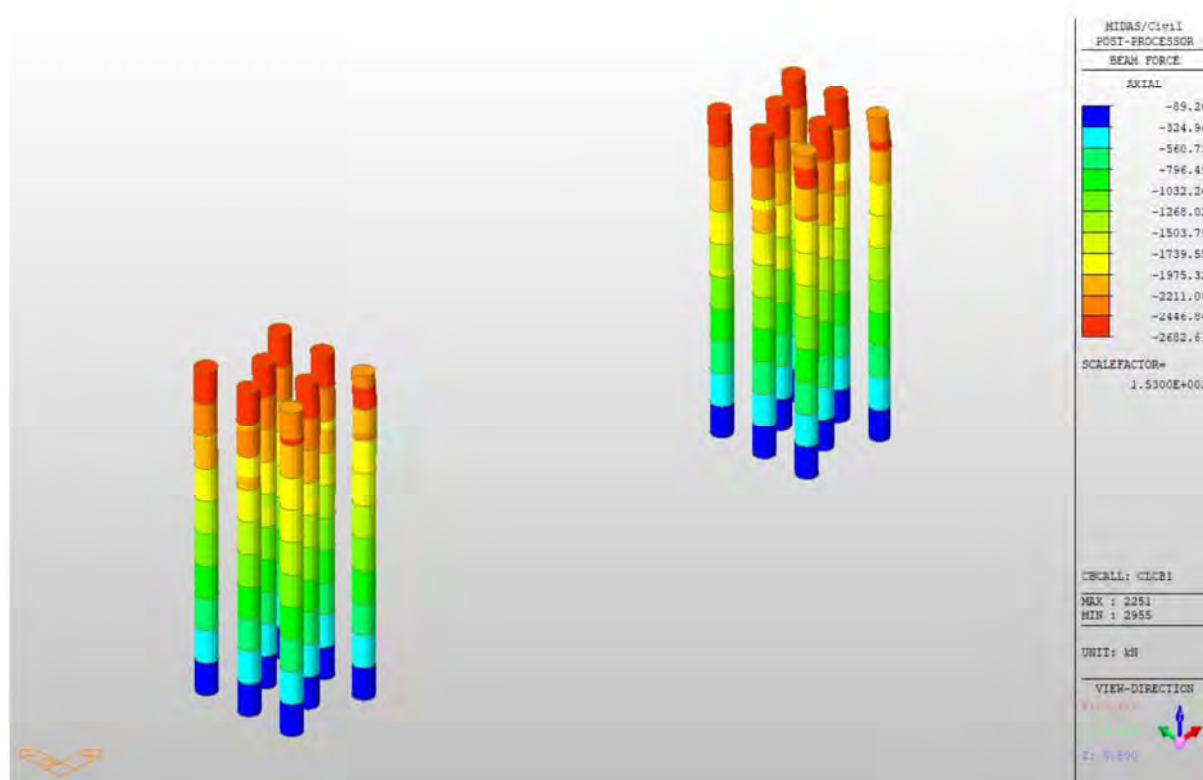


Fig. 7 Solicitări axiale maxime la piloții din pile

Fcd= 2683 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiunea asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4439 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

$$F_{cd} < R_{cd} \text{ – Adevărat}$$

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoiator și forță tăietoare

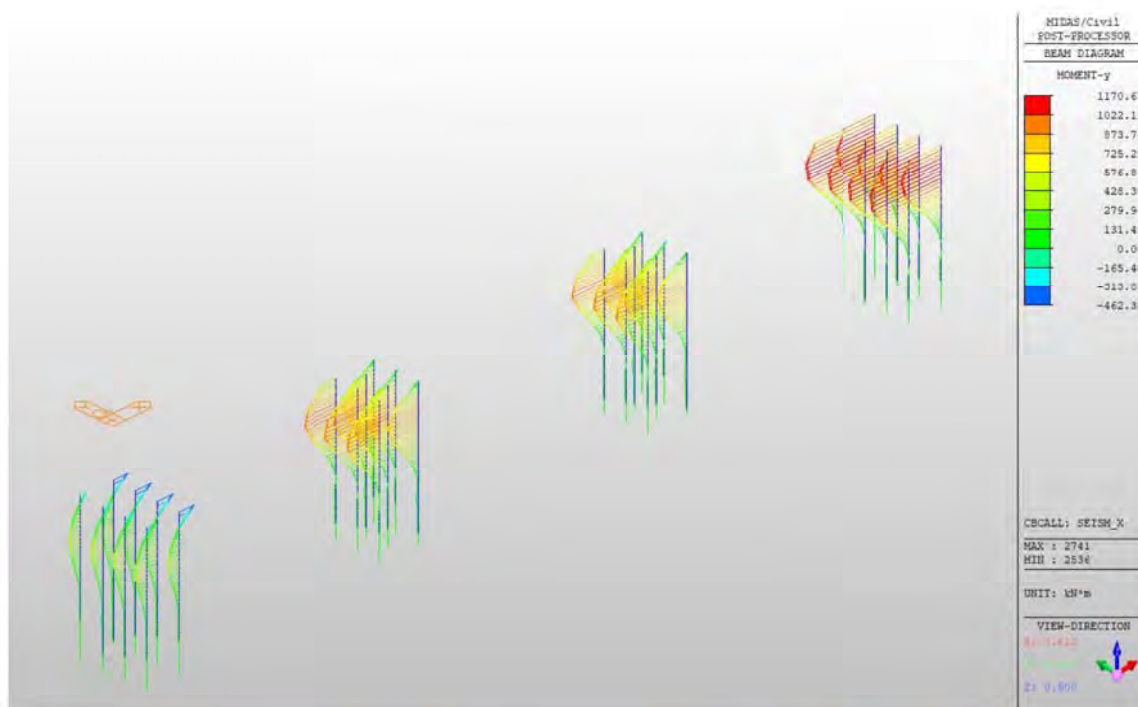


Fig. 8 Diagrama de moment încovoiator maxim în piloți din combinația seismică

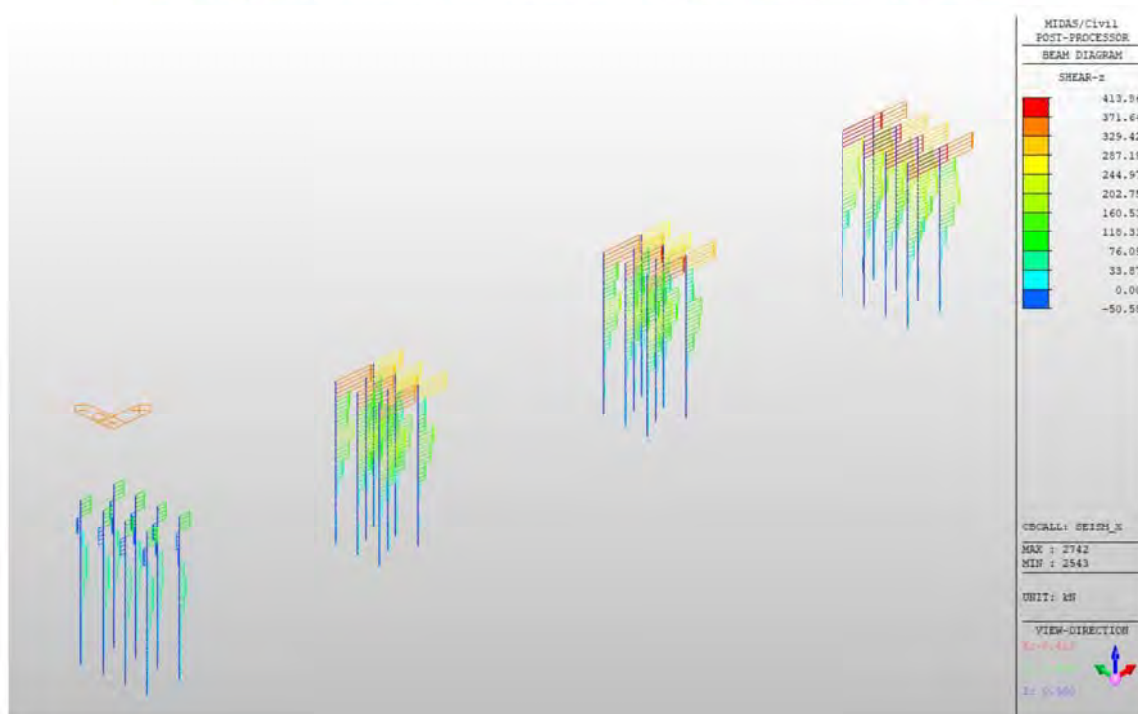


Fig. 9 Diagrama de forță tăietoare maximă din combinația seismică

PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

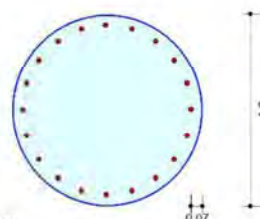
MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...\Str 01 - 4 grinzi 36.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2.05
 Unit System kN, m
 Member Number 2750 (PM), 2742 (Shear)
 Material Data fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Column Height 1.89 m
 Section Property Pilot_culee (No : 10)
 Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P20	--	--

Total Rebar Area Ast = 0.0062832 m² (Rhostr = 0.0056)



2. Applied Loads

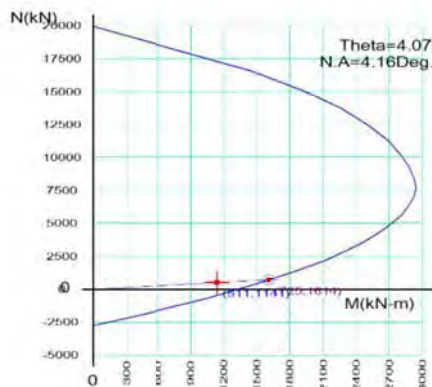
Load Combination 33+ AT (I) Point

N_{Ed} = 510.564 kN, M_{Edy} = 1137.87, M_{Edz} = 82.8254, M_{Ed} = 1140.88 kN-m

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 19939.6 kN
 Axial Load Ratio N_{Ed}/N_{Rd} = 510.564 / 724.960 = 0.704 < 1.000 O.K
 Moment Ratio M_{Edy}/M_{Rdy} = 1137.87 / 1610.40 = 0.707 < 1.000 O.K
 M_{Edz}/M_{Rdz} = 82.8254 / 114.622 = 0.723 < 1.000 O.K
 M_{Ed}/M_{Rd} = 1140.88 / 1614.48 = 0.707 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
19939.59	0.00
15124.76	1921.67
12426.36	2523.56
10200.70	2811.12
8436.06	2931.82
7115.58	2933.12
6101.88	2864.63
5186.40	2755.85
4197.23	2590.72
2983.70	2321.41
1421.01	1860.79
-587.30	1076.46
-2731.83	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance V_{Ed} = 412.489 kN (Load Combination 33-)
 Shear Strength by Conc V_{Rdc} = 414.373 kN
 Shear Resistance by Rebar V_{Rds} = 967.274 kN (2.0-P10 @50)
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 412.489 / 414.373 = 0.995 < 1.000 O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

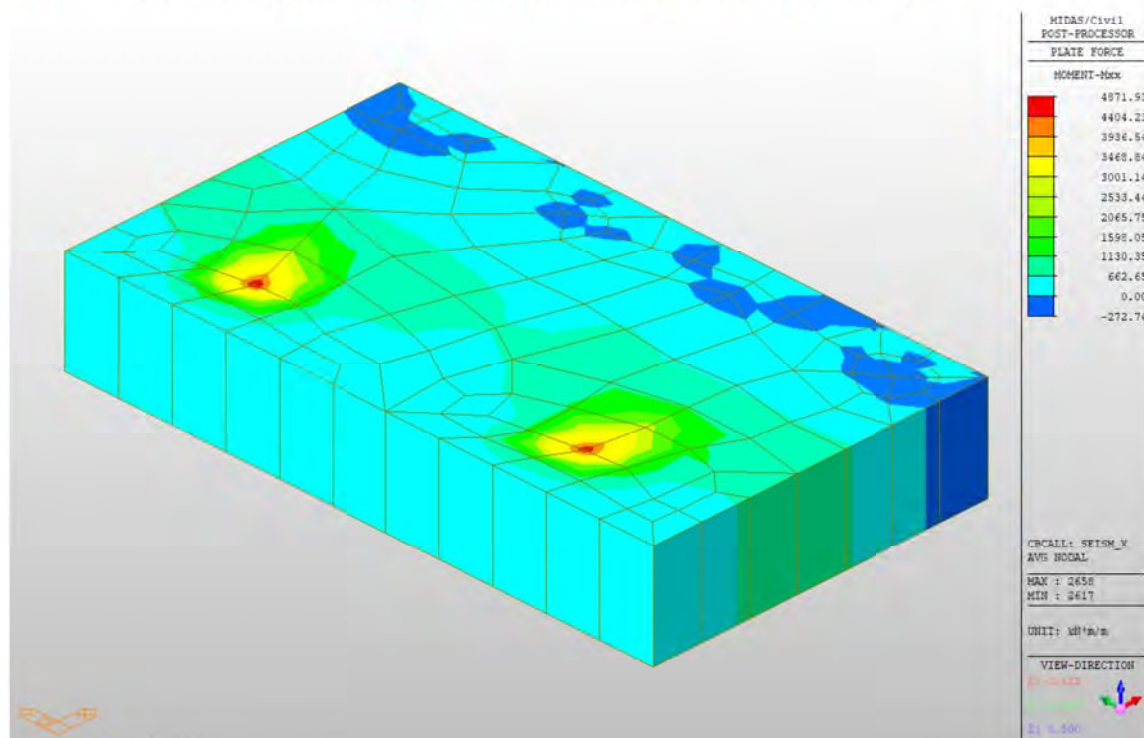


Fig. 10 Moment încovoietor maxim în radier culee

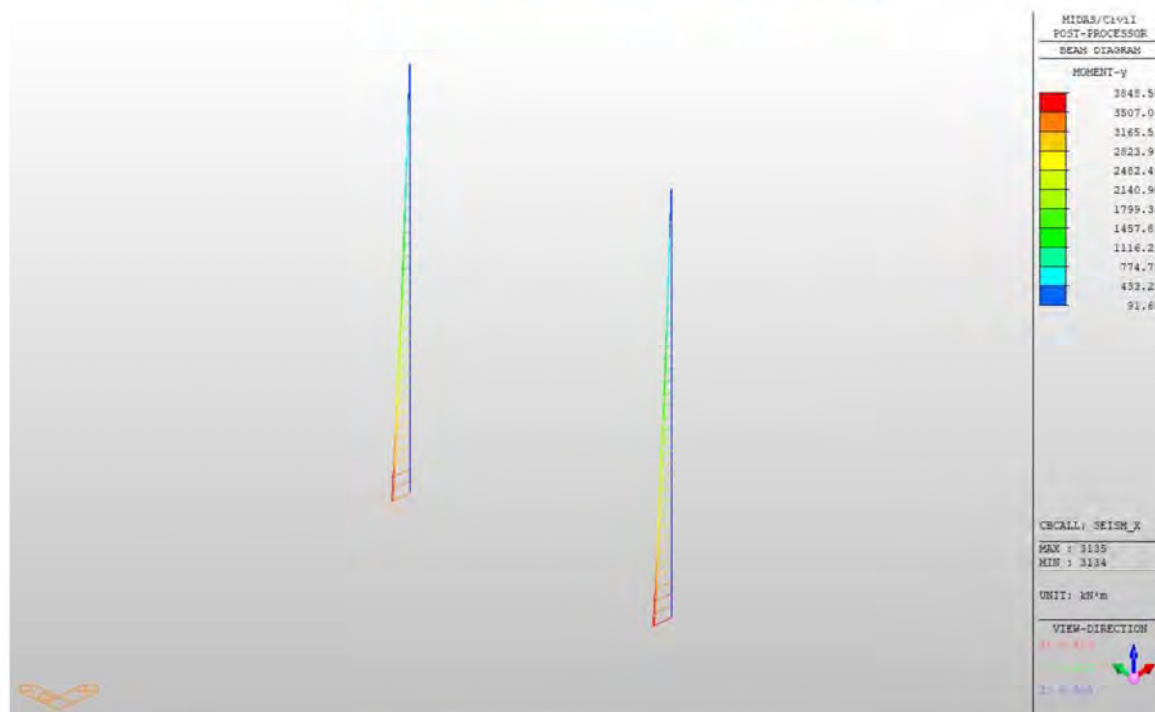


Fig. 11 Moment încovoietor în stâlpul culeei

RADIER CULEE

MIDAS/Civil

Plate Beam Check Result Dialog

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...\Str 01 - 4 grinzi 36.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : Radier_culee
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.8 m

2. Section Diagram



Element No : 2658

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P25@0.08	P32@0.10
Total Rebar Area Ast = 0.0141784 m^2/m		
Using Stirrups Spacing : 2.0-P25 @100		

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	4098.02	4805.98
Element No.	2850	2658
Load Combination	Seism_X	Seism_X
Mr	4442.81	5744.13
Check Ratio (Mu/Mr)	0.9224	0.8367
Using Rebar(As)	0.0061	0.0080

4. Shear Capacity

Element No. : 2685
 Load Combination : cLCB1
 Applied Shear Force V_{Ed} = 673.199
 Shear Strength (Out of plane)V_{Rdc} = 673.783 V_{Rds} = 0.00000
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} 673.199 / 673.783 = 0.999 < 1.000 O.K

STÂLP CULEE

1. Date de intrare			
1.1. Dimensiuni sectiune			
$h =$	3600	mm	
$b =$	1100	mm	
1.2. Beton			
Clasa beton	C30/37		
Acoperire cu beton la fibra superioara	$C_{sup.} =$	50	mm
Acoperire cu beton la fibra inferioara	$C_{inf.} =$	50	mm
1.3. Armatura			
Armatura longitudinala	BST 500		
Etrieri	BST 500		
$\theta =$	22	deg	
Armatura pretensionata?	T15,2		
	$n =$	0	- numar toroane
1.4. Eforturi de calcul			
$V_{Ed} =$	670.00	kN	vezi SR EN 1998-2, 5.6.2 (2) P a)
$N_{Ed} =$	2936.00	kN	
$M_{yEd} =$	3849.00	kNm	
$F_{pret} =$	0	kN	F_{pret} - forta de pretensionare (INTOTDEAUNA CU SEMNUL -)
1.5. Coeficienti de calcul			
GRUPARE ACCIDENTALA DA			
$\gamma_c =$	1.20	$\gamma_s =$	1.00 cf. SR EN 1992-1, 2.4.2.4 (1) tabel 2.1N
$\alpha_{cc} =$	0.85	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (1)P	
$\alpha_{ct} =$	1.00	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (2)P	
$\lambda =$	0.80	pt. $f_{ck} \leq 50$ MPa	
$\eta =$	1.00		

2. Dimensionare armatura			
2.1. Dimensionare armatura la compresiune excentrica			
$A_{ys1} =$	58.62	cm^2	
$p_c =$	0.15%	$\geq p_{\min} =$	0.15% - armare la procent minim
$n_{\text{bare}} / \text{m}$	Diametru ϕ (mm)		
190	$\phi 6$		
107	$\phi 8$		
69	$\phi 10$		
48	$\phi 12$		
36	$\phi 14$		
28	$\phi 16$		
18	$\phi 20$		
11	$\phi 25$		
8	$\phi 32$		
5	$\phi 40$		
Armare preferata	8 $\phi 32$	/ ml	
$A_{aef}/\text{ml} =$	64.34	cm^2	
$A_{aef} =$	64.34	cm^2	$> A_{ys1} = 58.62 \text{ cm}^2$
2.2. Dimensionare armatura la forta taietoare			
2.2.1. Forta taietoare capabila de calcul $V_{Rd,c}$			
$V_{Ed} =$	670	kN	- forta taietoare de calcul
$V_{Rd,c} =$	1231.44	KN	- forta taietoare care poate fi preluata de elemente de beton fara armatura transversala
Nu este necesara armatura pt forta taietoare - se armeaza constructiv			
2.2.2. Dimensionare etrieri			
$A_{a.ef} =$	9.64	cm^2	
$p_w =$	0.09%	$\geq p_{\min} =$	0.09% - armare la procent minim

	n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)				
	18	6				
	10	8				
	7	10				
	5	12				
	4	14				
	3	16				
	2	20				
	1	25				
	1	32				
	1	40				
Nr. Ramuri	$n_r = 2$					
Armare preferata	3	$\phi 16$	/ ml			
2.3. Verificarea la starea limita de serviciu						
2.3.1. Controlul fisurarii						
N_{ed} este efort de compresiune						
Sectiunea este solicitata la incovoiere						
$A_{aef} = 64.34 \text{ cm}^2 > A_s = 57.63 \text{ cm}^2$						
Armatura dispusa este suficienta pentru limitarea fisurilor						
2.3.2. Deschiderea fisurilor						
$w_k = 0.0041 \text{ mm} < w_{max} = 0.20 \text{ mm}$						
Se verifica						

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ

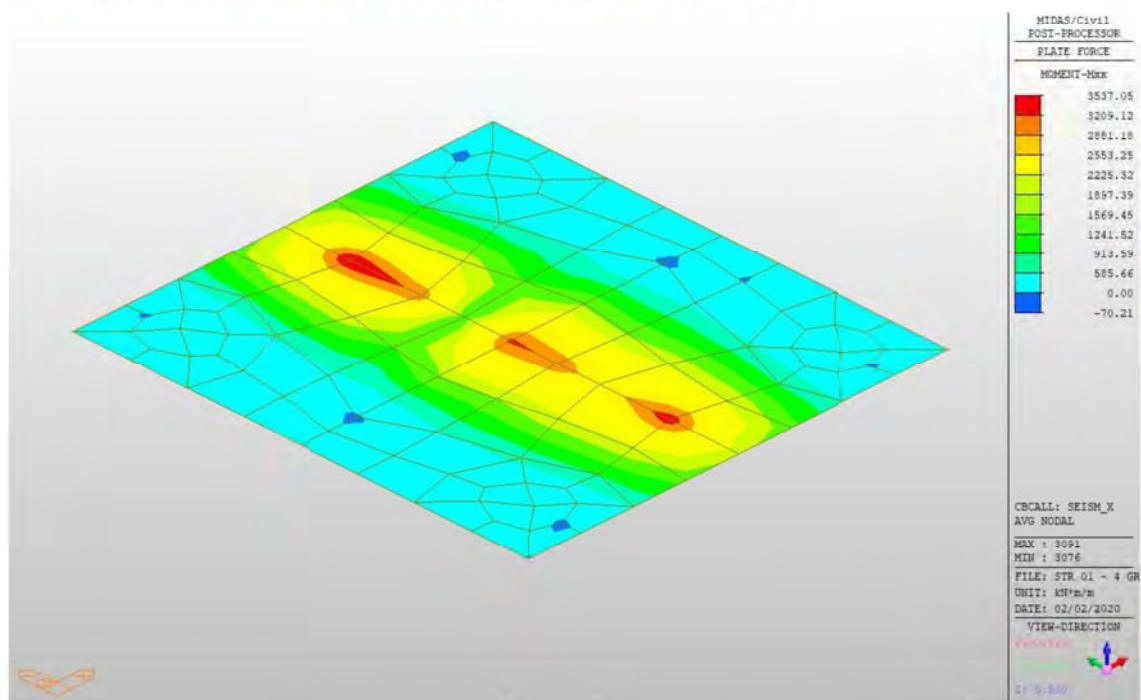


Fig. 12 Moment încovoietor maxim în radierul pilei



Fig. 13 Moment încovoietor maxim în stâlpul pilei

RADIER PILĂ

MIDAS/Civil

Plate Beam Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...\Str 01 - 4 grinzi 36.mcb

1. Design Condition

Design Type	Plate Beam (1D)
Sub-Domain	Radier_pila
Design Code	Eurocode2-2.05
Unit System	kN, m / m
Material Data	fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
Thickness	1.6 m

2. Section Diagram



Element No : 3092

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P25@0.15	P32@0.15
Total Rebar Area	Ast = 0.00863413 m ² /m	
Using Stirrups Spacing	2.0-P25 @200	

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	590.34	3459.14
Element No.	3035	3092
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	2141.41	3448.28
Check Ratio (Mu/Mr)	0.2757	1.0032
Using Rebar(As)	0.0033	0.0054

4. Shear Capacity

Element No.	2261
Load Combination	cLCB1
Applied Shear Force	V _{Ed} = 551.278
Shear Strength (Out of plane)	V _{Rdc} = 551.437 V _{Rds} = 0.00000
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = 551.278 / 551.437 = 1.000 < 1.000 O.K

STÂLP PILĂ

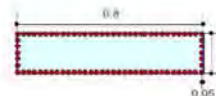
MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...\Str 01 - 4 grinzi 36.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2.05
 Unit System kN, m
 Member Number 2947 (PM), 2948 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 0.78 m
 Section Property Elev_pla (No : 5)



Rebar Pattern	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	34-P32	5-P32	-

Total Rebar Area Ast = 0.0627315 m² (RhoSt = 0.0062)

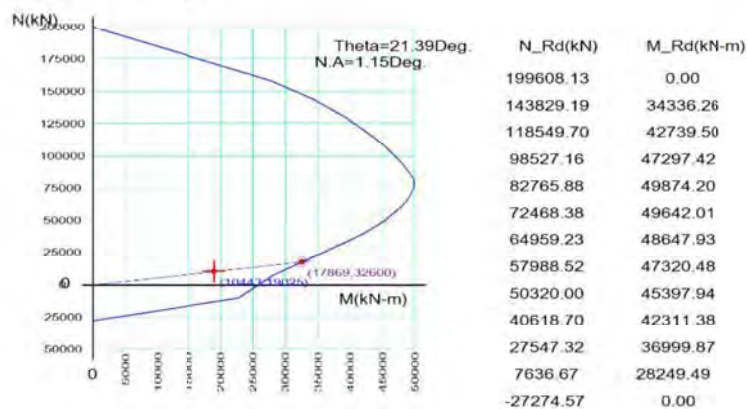
2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point
 N_Ed = 10442.8 kN, M_Edy = 17757.4, M_Edz = 6827.09, M_Ed = 19024.6 kN-m

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load N_Rdmax = 2.0e+005 kN
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 10442.8 / 17869.2 = 0.584 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 17757.4 / 30355.4 = 0.585 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 6827.09 / 11887.2 = 0.574 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 19024.6 / 32599.9 = 0.584 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance V_Edy = 1773.50, V_Edz = 655.745 kN (Load Combination 34+)
 Shear Resistance (Y-Direction) V_Rdcy = 2415.91, V_Rdsy = 5174.55 kN (4.0-P10 @100)
 Shear Resistance (Z-Direction) V_Rdcz = 3865.32, V_Rdsz = 1586.94 kN (4.0-P10 @100)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 1773.50 / 2415.91 = 0.734 < 1.000$ O.K

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

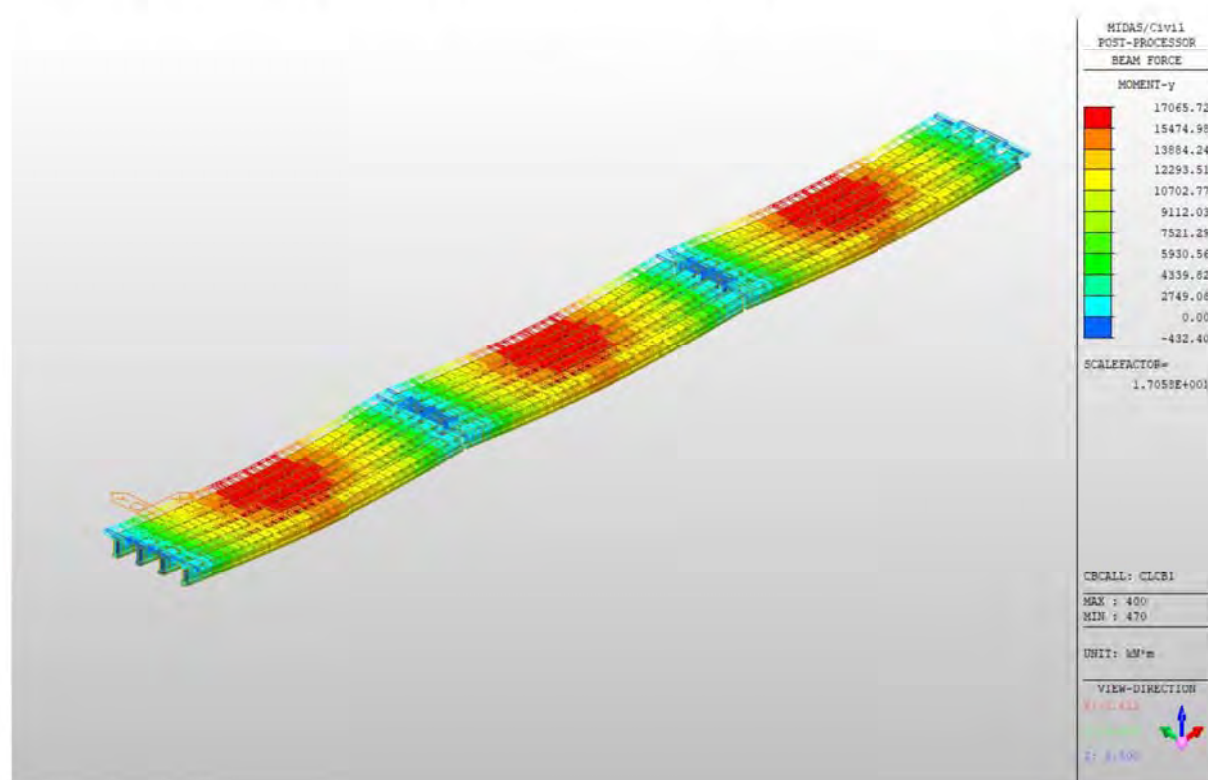


Fig. 14 Diagrama moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare dinstincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \text{ pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de execuție. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Varf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală efectivă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu *Berezantzev* face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După *Vesic* coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se foloseste $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundatii de suprafată, dar si pentru cel profunde, acelasi autor a introdus coeficienti pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundatiei, fără acestia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafata laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistentei la tăiere în conditii nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de executie a pilotului si de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afânat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$

$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui **Vesic**, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui **Qlim**.

Corecțiile lui **Sano** și **Vesic** se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispatiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă,

a deplasării si să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiza pilotului în condiții de exercițiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotațiile în noduri pentru definirea liniei elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu \mathbf{P} matricea forțelor nodale externe, cu \mathbf{F} aceea a forțelor interne și cu \mathbf{A} matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne \mathbf{e} (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe \mathbf{X} (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea \mathbf{B} s-a demonstrat a fi transpunerea matricei \mathbf{A} .

De altă parte, forțele interne \mathbf{F} sunt legate de deplasările interne \mathbf{e} ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obține:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Și deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ se obține expresia deplasărilor externe \mathbf{X} :

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T)^{-1} \mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor \mathbf{X} este posibilă aflarea forțelor interne \mathbf{F} necesare pentru proiectul structurii.

Matricea $\mathbf{A} \mathbf{S} \mathbf{A}^T$ este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotările nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a nodului. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	Pilot forat 1200mm, km 0+608 votm
Diametru varf	1.20 m
Lungime	18.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	3.00 m
Tip beton	1
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 0+608 peste DJ 591 si linii de tramvai

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitat e [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	0.60	1650.00	1650.00	0.00	15.00	Nu	1.00	15.00	0	
2	4.40	2000.00	2000.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	
3	5.60	1850.00	1850.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
4	5.40	2100.00	2100.00	0.23	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
5	0.40	1900.00	1900.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
6	1.00	2100.00	2100.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
7	10.00	1900.00	1900.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R3	44.19	60.55	35.5/0.00	50893.80	1024007.0	212934.60	1186048.0	--	--
					0		0		

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.00
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	1024007.00	1024007.00	1024007.00	
Lateral	212934.60	212934.60	212934.60	
Total	1186048.00	1186048.00	1186048.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R3
Baza				2.50
Lateral				2.50
Rezistenta de proiectare baza				409602.70 kg
Rezistenta de proiectare laterala				85173.84 kg
Rezistenta de proiectare				443882.80 kg

Tasare (Poulos e Davis 1968)

Sarcina aplicata	280000.00 kg
Coeficient influenta	0.16
Tasare	0.76 cm

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	18.00 m
---------	---------

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 0+608 peste DJ 591 si linii de tramvai

Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	3280.00 kN
Sarcina limita laterala	9051.00 kN
Sarcina limita de varf	4986.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.47E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.80 mm
Tasare rigida	0.68 mm
Tasare totala	1.48 mm

ARMATURA

Nod	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Bare Diam etru	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifi care indoir e	Verif. Flam baj	Def. Max. Beton	Def. Max. Fier	Axa Neutr a [cm]	Pas Etrier i [cm]	Rez. Forfe care [kg]	Sigur anta forfec are	Cond. Verifi care Forfe care
1	0	28000 0.00	4999. 92	4307. 06	11Ø2 0	27999 9.70	16095 0.90	32.19	Verifi cata	3.50E -03	- 5.73E -03	17.17	15.90 10	Beton =212 148.5 3 Etrier i=793 99.37	0.05	Verifi cata
2	2.22	28628 3.19	- 4571. 37	2407. 26	11Ø2 0	28628 2.69	- 16358 5.66	35.78	Verifi cata	3.50E -03	- 5.56E -03	- 16.35	15.90 10	Beton =213 400.7 6 Etrier i=787 79.34	0.03	Verifi cata
3	4.44	29256 6.38	- 9920. 85	686.8 3	11Ø2 0	29256 6.58	- 16480 0.25	16.61	Verifi cata	3.50E -03	- 5.46E -03	- 15.85	15.90 10	Beton =213 695.1 4 Etrier i=785 96.10	0.01	Verifi cata
4	6.67	29884 9.56	- 11447 .12	- 750.6 4	11Ø2 0	29884 9.63	- 16599 8.39	14.50	Verifi cata	3.50E -03	- 5.36E -03	- 15.35	15.90 10	Beton =213 984.0 9 Etrier i=784 12.60	0.01	Verifi cata
5	8.89	30513 2.75	- 9779. 03	- 1439. 68	11Ø2 0	30513 1.98	- 16717 9.71	17.10	Verifi cata	3.50E -03	- 5.26E -03	- 14.84	15.90 10	Beton =214 267.6 0 Etrier i=782 28.85	0.02	Verifi cata
6	11.11	31141 5.94	- 6579. 72	- 1445. 75	11Ø2 0	31141 6.44	- 16834 4.41	25.59	Verifi cata	3.50E -03	- 5.16E -03	- 14.33	15.90 10	Beton =214 545.4 7 Etrier i=780 44.80	0.02	Verifi cata

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 0+608 peste DJ 591 si linii de tramvai

7	13.33	31769 9.13	- 3366. 94	- 964.8 2	11Ø2 0	31769 9.32	- 16949 1.40	50.34	Verifi cata	3.50E -03	- 5.07E -03	- 13.83	15.90 10	Beton =214 818.0 5 Etrier i=778 60.55	0.01	Verifi cata
8	15.56	32398 2.31	- 1222. 90	- 449.6 9	11Ø2 0	32398 1.44	- 17062 0.56	139.5 2	Verifi cata	3.50E -03	- 4.97E -03	- 13.32	15.90 10	Beton =215 558.4 8 Etrier i=774 14.77	0.01	Verifi cata
9	17.78	33026 5.50	- 223.5 8	- 100.6 1	11Ø2 0	33026 5.76	- 17173 2.05	768.1 0	Verifi cata	3.50E -03	- 4.88E -03	- 12.81	15.90 10	Beton =214 971.9 7 Etrier i=772 32.00	0.00	Verifi cata
10	20	33654 8.69	0.00	--	11Ø2 0	33654 8.85	- 17282 4.96	17282 50	Verifi cata	3.50E -03	- 4.79E -03	- 12.30	15.90 10	Beton =214 971.9 7 Etrier i=772 32.00	0.00	Verifi cata

- 1.Stratigrafie
2.Sarcina limita verticala
3.REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE
4.Verificare sectiuni
Index

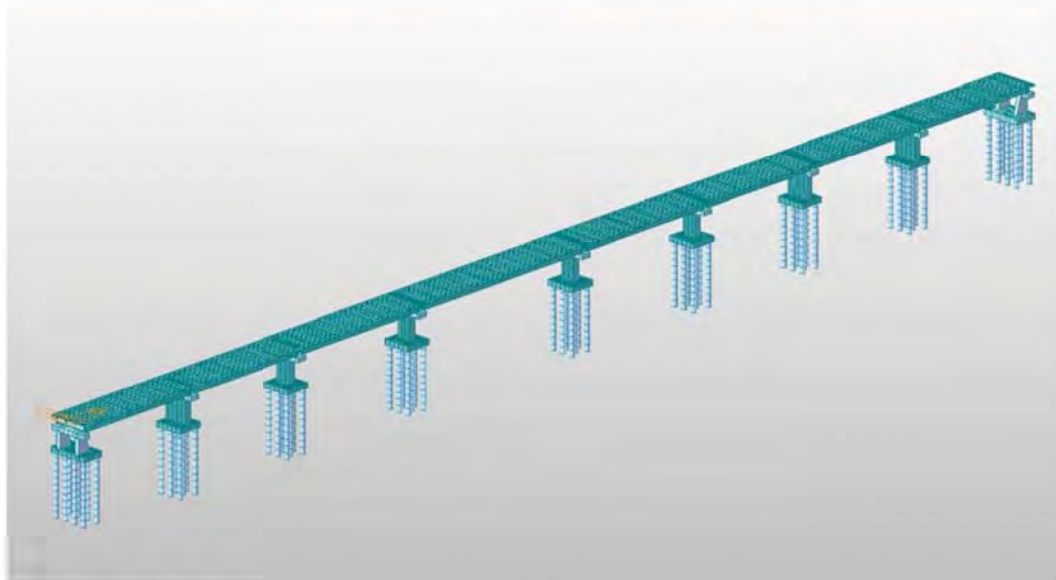
7
7
8
8
10



intocmit ing. Attila Takacs



PASAJ KM 1+5288 PESTE CF132 TIMISOARA VEST-CRUCENI



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE.....	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	6
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	6
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	10
3	COMBINAREA ACTIUNILOR	11
4	ANALIZA STRUCTURALA	17
4.1	MODELUL STRUCTURAL	17
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	17
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR.....	18
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forajți	18
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	19
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE.....	27
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ.....	36
4.2.5	Eforturi în grinzi	29
5	ANEXA.....	30



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Calea ferata simpla, neelectrificata, CF 132 Timisoara Vest-Cruceni, va fi traversata de varianta de ocolire cu un pasaj. Traseul in plan al pasajului este intr-o curba cu raza de 750 m, iar fata de calea ferata are o oblicitate de 24°. Gabaritul de libera trecere va fi de 7500 mm.

Suprastructura pasajului este o structura mixta pentru grinda continua centrala alcatuita din doua casete din otel si o placa monolita din beton armat. Pentru celelalte grinzi continui s-a adoptat o suprastructura alcatuita din 5 grinzi din beton precomprimat, cu armatura preintinsa, continuizate la nivelul placii de suprabetonare.

Pe fiecare deschidere, pentru solidarizarea transversala a grinzilor se vor executa o antretoaza de camp si antretoaze de capat avand si rol de sprijin pentru liftarea tablierului in viitor in vederea inlocuirii aparatelor de reazem din neopren.

Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatie de 1 cm grosime, 3 cm din BA8 protectia hidroizolatiei si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS.

Suprastructura va fi continuizata la nivelul platelajului (placii din beton) atat pe modulul central de grinda continua mixta cat si pe modulele marginale din beton precomprimat, astfel ca s-au prevazut doar 4 rosturi de dilatare in suprastructura si anume la culei si in dreptul pilelor P2 si P5. Pasajul fiind amplasat in curba, profilul acestuia pe zona carosabilului in sens transversal va avea panta unica de 2,5%, iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80 m parte carosabila, incadrata cu parapete New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00 m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30 m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Conform proiectului ilustrativ, la marginea partii carosabile au fost prevazute parapete de siguranta de tip rigid (parapete New Jersey din beton armat cu grad de asigurare H4b) pentru protectia pietonilor iar pe partile exterioare ale trotuarelor se vor prevedea parapete pietonale metalice.

Pe deschiderea centrala care traverseaza calea ferata se vor amplasa marginal, pe ambele parti, panouri de protectie din plasa de sarma.

Pasajul va avea lungimea totala de $L=328.40$ m, deschiderea peste calea ferata fiind de 55.00 m.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat.

Culeele sunt de tip "inecat", avand elevatiile alcatuite din cate doua diafragme din beton armat si o rigla transversala din beton armat la capetele superioare ale acestora.

Pilele vor avea elevatii "pline" (de tip perete din beton armat) cu evazaj sub forma de arc de cerc la partea superioara unde se va executa rigla din beton armat.

Pe banchetele infrastructurilor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

Conform STAS 10111/1-77, pct.6.2.4.1. pilele adiacente caii ferate vor fi protejate impotriva izbirii de catre vehicule deraiate prin blocuri de aparare.

Pe suprafetele elevatiilor se va prevedea protectie anticoroziva de suprafata.

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton. Pe partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului s-au prevazut placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m. Pe taluzele sferturilor de con au fost prevazute de asemenea casiuri pentru scurgerea apelor si scari de acces, dupa caz.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culei si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetilor, lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013



Fig. 1 Elevatie

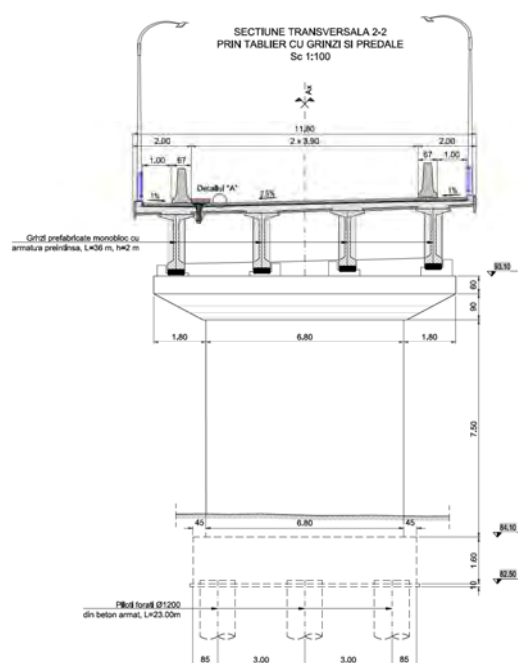


Fig. 2 Sectiune transversala

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instruțiuni și standarde considerate în proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Acțiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnică
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistență la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismică

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton în coloane: C25/30
- Beton în radier culei și pile: C25/30
- Beton în elevatii culei și pile: C30/37
- Beton pentru turnarea plăcii în-situ, grinzile parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

În concordanță cu Eurocode 1, acțiunile considerate în proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):
 - Greutatea proprie a grinzilor, plăcilor, elevatiei, radierelor și a pilotilor;
 - Greutatea căii, parapetelor, trotuar;
 - Împingerea pământului;
 - Împingerea pământului din seism;
- Actiuni variabile (Q):
 - Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, încărcări din oameni pe trotuare, frânarea și forța centrifugă);
 - Actiuni termice, temperatura (T-) și T(+).
- Actiuni accidentale (A):
 - Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=2.00m	4	0.673	25	67.30	1.35	90.86
Placa grinzi marginale	2	0.68	25	34.00	1.35	45.90
Placa grinzi centrale	2	0.765	25	38.25	1.35	51.64
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				193.01		260.57

2.2.1.2 Impingerea pamantului

h=	6.00	m	Inaltime elevatie
H _{zid} =	2.50	m	inaltime zid de garda
H _T =	8.50	m	Inaltime totala
φ _{df} =φ _{kf} =	33	grade	
g _{kd} =g _{kf} =	19.00	kN/m ³	
K _{ad} =tg(π/4-φ _{df} /2) ² =	0.333	coef. presiune activa	

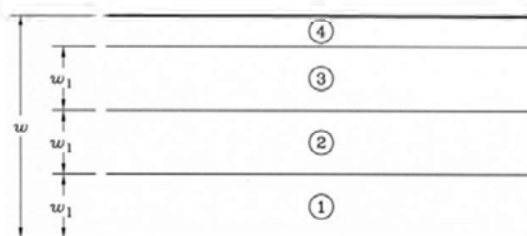
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (LM1);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
6 m $\leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel încât efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile în scopul unei verificări individuale.



w = Lățimea părții carosabile

w_1 = Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1 = Banda teoretică nr. 1

2 = Banda teoretică nr. 2

3 = Banda teoretică nr. 3

4 = Zona rămasă

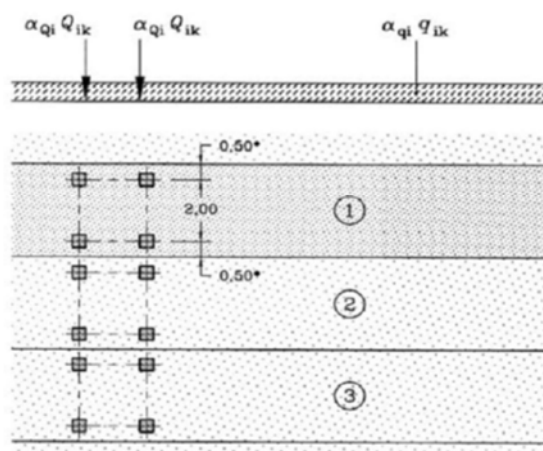
2.2.2.1.1 Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_q q_k$ " pe metru pătrat;



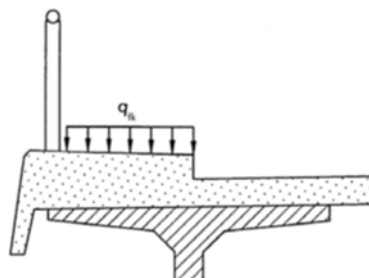
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_d " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de franare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de franare “ Q_{1k} ” este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{1k} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{1k} = 0.60\alpha_{Q1}(2Q_{1k}) + 0.10\alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L = lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L > 1,2m$ forța de franare este egală cu $Q_{1k} = 360 + 2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	109.5	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{1k} =$	655.65	kN	<	900	kN
$Q_{1k} =$	655.65	kN			
Nr Grinzi	4				
$Q_{1k} / grinda =$	163.9125	kN - forța orizontală			

2.2.2.2 Acțiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatură (T-) și T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatare}$ pentru fiecare caz în parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e,min} \text{ - temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN,dilatare} = T_{e,max} - T_0 \text{ - temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizează valoarea recomandată 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^{\circ}\text{C}$ și $T_{e,max} = 42^{\circ}\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Acțiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de accelerația maximă a terenului $a_g=0.20g$ și perioada de colt $T_c=0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este "III" și $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

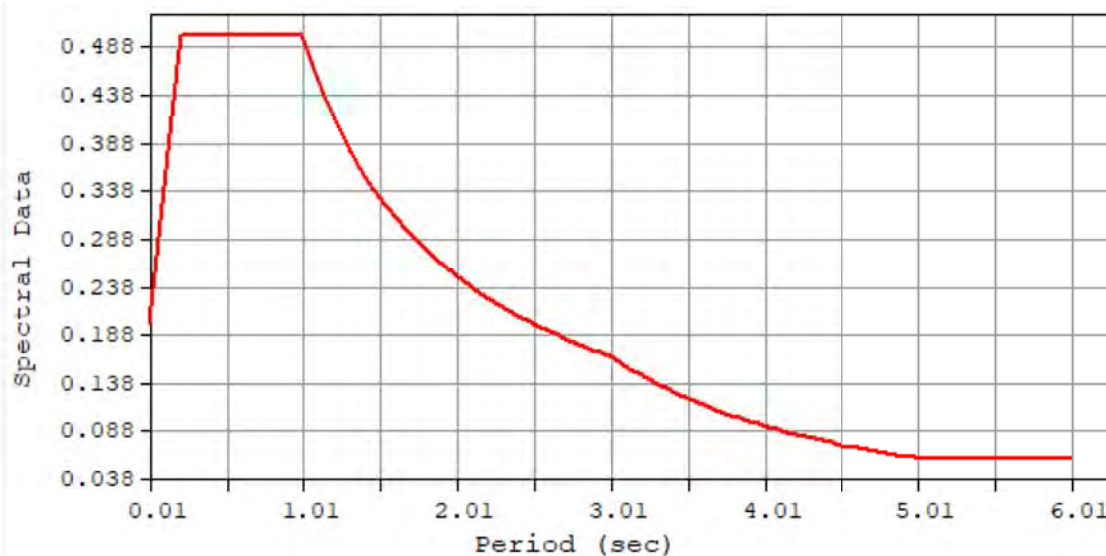


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

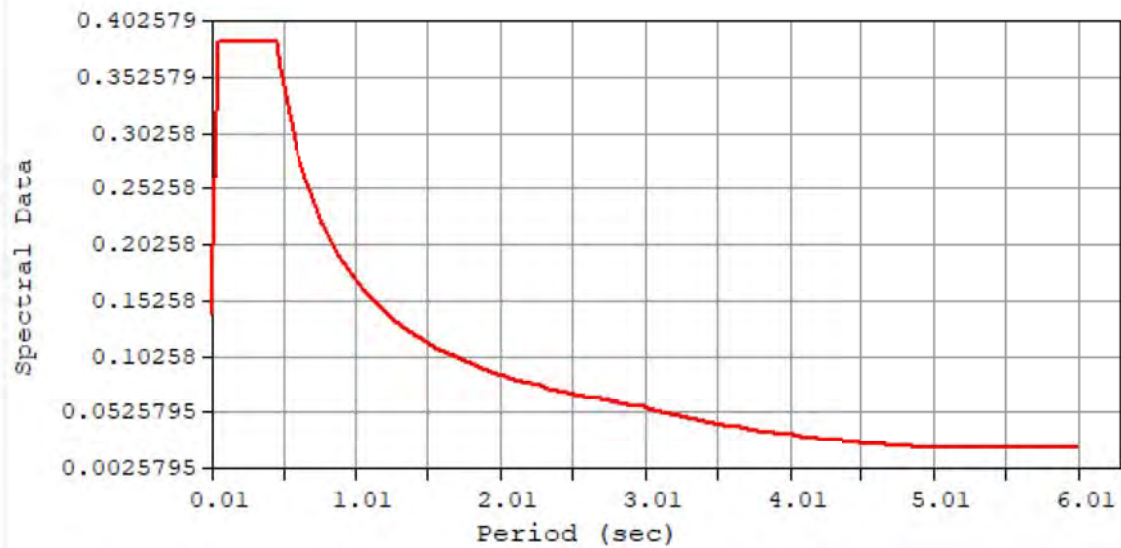


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);
 $g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_1 -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_2 -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_3 -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
	LOADCASE(FACTOR) +		LOADCASE(FACTOR) + LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add

		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>				
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>				
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>				
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(1.500)	
<hr/>				
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>				
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
+		Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>				
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)

+ Wearing Surface(1.350) + Utility1(1.350) + Impingere pamant(1.350)
 + Pamant/Radier(1.350) + Temp (+)(-1.500)

11 cLCB11 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.350) + Barrier(1.350) + Additional Load1(1.350)
 + Wearing Surface(1.350) + Utility1(1.350) + Impingere pamant(1.350)
 + Pamant/Radier(1.350) + Temp (-)(-1.500)

12 cLCB12 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.350) + Barrier(1.350) + Additional Load1(1.350)
 + Wearing Surface(1.350) + Utility1(1.350) + Impingere pamant(1.350)
 + Pamant/Radier(1.350) + Temp (-)(-1.500)

13 cLCB13 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (+)(1.500)

14 cLCB14 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (+)(-1.500)

15 cLCB15 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (-)(1.500)

16 cLCB16 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (-)(-1.500)

17 cLCB17 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (+)(1.500)

18 cLCB18 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
 + Pamant/Radier(1.000) + Temp (+)(-1.500)

19 cLCB19 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)

+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (-)(1.500)

20	cLCB20	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (-)(-1.500)

21	cLCB21	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		ML-caract(1.000)

22	cLCB22	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		ML-caract(1.000) + Temp (+)(0.600)

23	cLCB23	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		ML-caract(1.000) + Temp (+)(-0.600)

24	cLCB24	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		ML-caract(1.000) + Temp (-)(0.600)

25	cLCB25	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		ML-caract(1.000) + Temp (-)(-0.600)

26	cLCB26	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (+)(1.000)

27	cLCB27	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (+)(-1.000)

28	cLCB28	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (-)(1.000)

29	cLCB29	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.000)	
30	cLCB30	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(0.500)
31	cLCB31	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(-0.500)
32	cLCB32	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(0.500)
33	cLCB33	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(-0.500)
34	cLCB34	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.600)	
35	cLCB35	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.600)	
36	cLCB36	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(0.600)	
37	cLCB37	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-0.600)	

38	cLCB38	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.500)	
<hr/>				
39	cLCB39	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.500)	
<hr/>				
40	cLCB40	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp -(0.500)	
<hr/>				
41	cLCB41	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp -(0.500)	
<hr/>				
42	cLCB42	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000)		
<hr/>				
43	Seism_X	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Temp (+)(0.500) +	Pamant/Radier(1.000) +	Rs_X(1.000)
+		Rs_Y(0.300) +	ML-caract(0.300)	
<hr/>				
44	Seism_Y	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Temp (+)(0.500) +	Pamant/Radier(1.000) +	Rs_X(0.300)
+		Rs_Y(1.000) +	ML-caract(0.300)	
<hr/>				

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calcul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/m ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e+001
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e+001
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e+001
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e+001
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

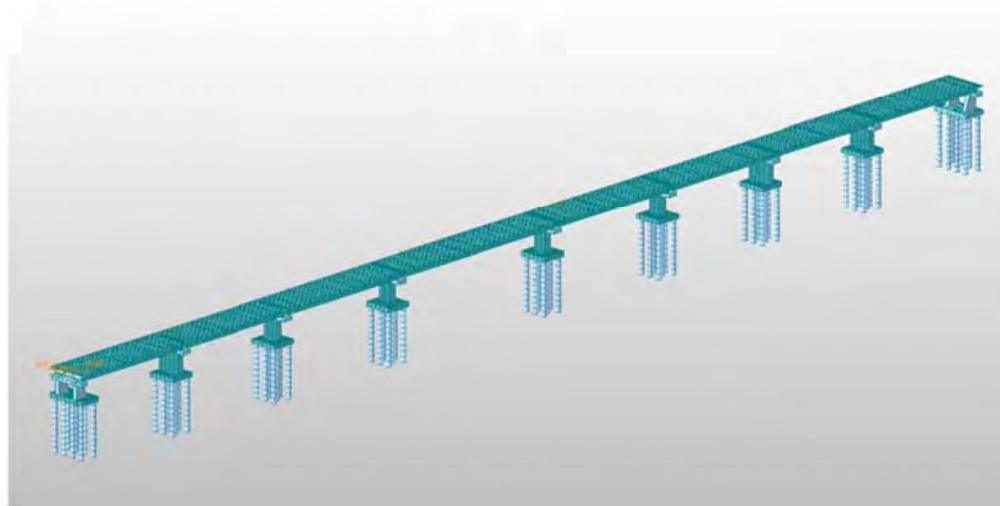


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților foraji

4.2.1.1 Piloți

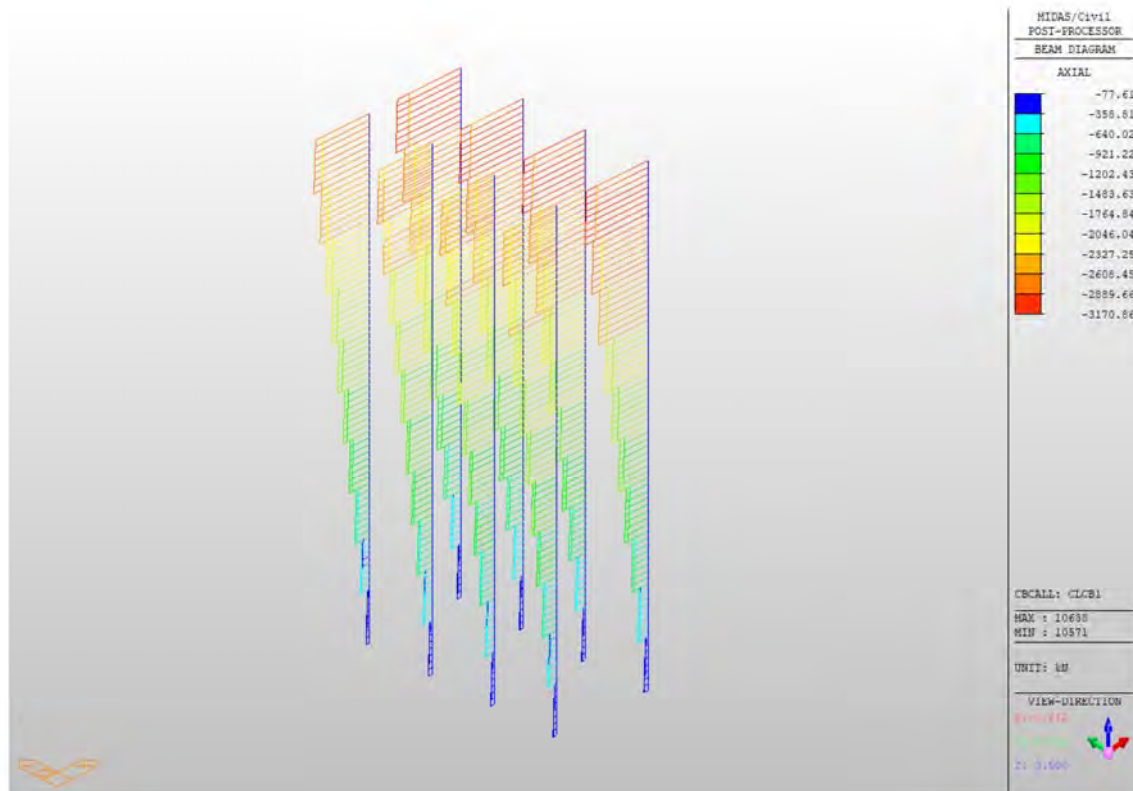


Fig. 6 Solicitări axiale maxime la piloți

Fcd= 3171 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4013 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoiator și forță tăietoare

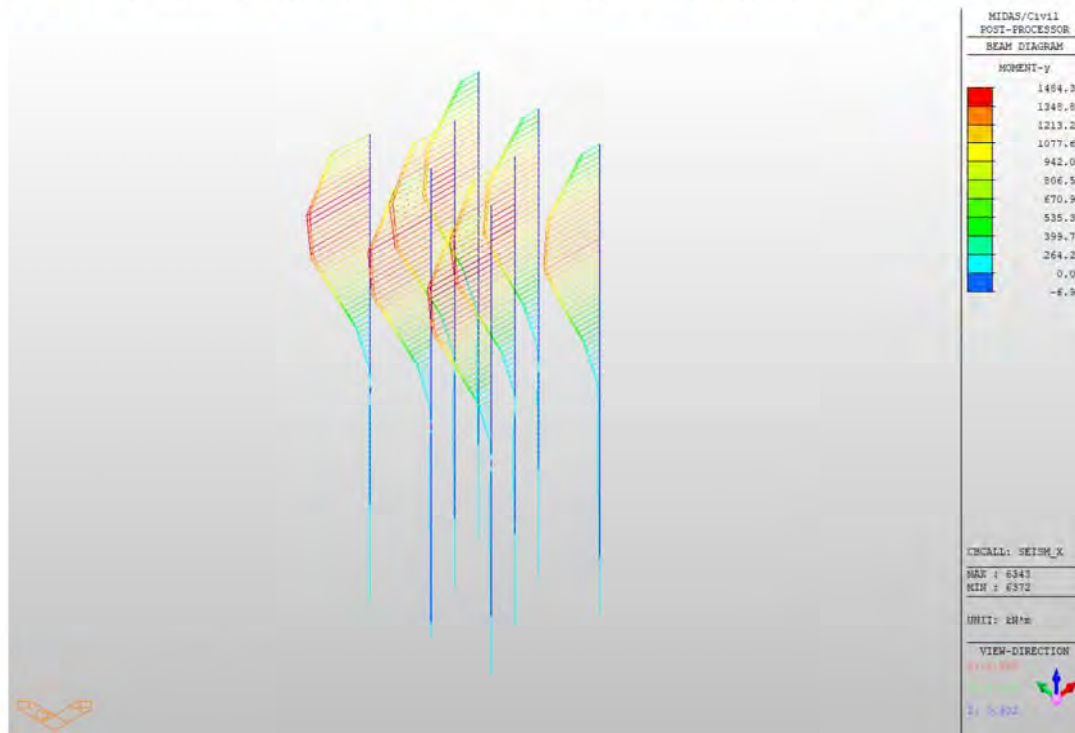


Fig. 7 Diagrama de moment încovoiator maxim în piloți din combinația seismică

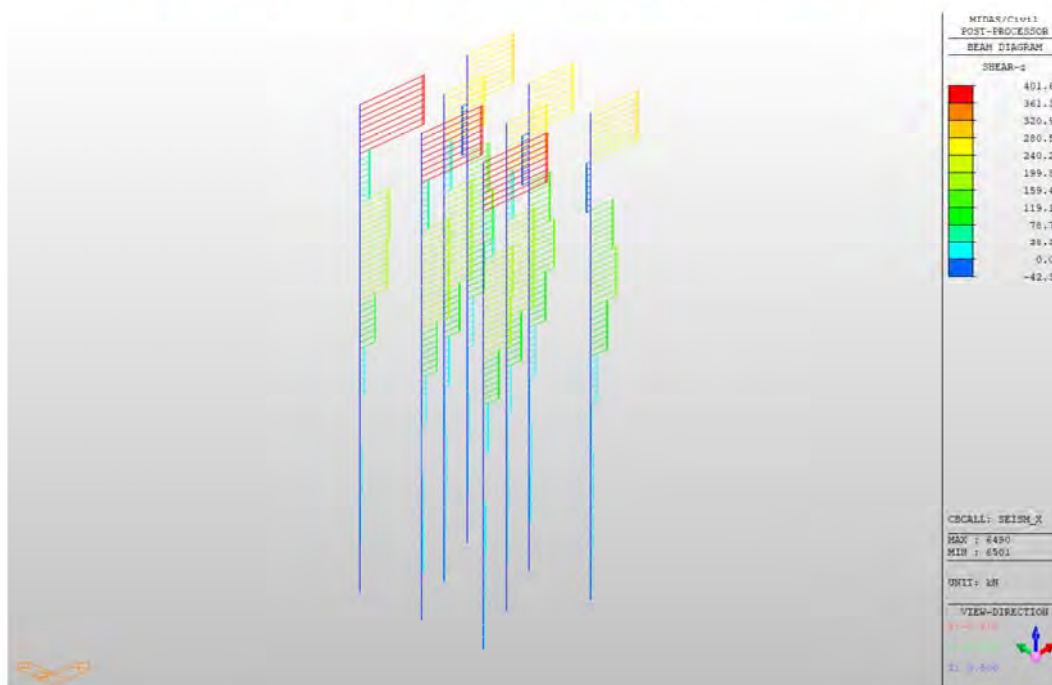


Fig. 8 Diagrama de forță tăietoare maximă din combinația seismică

PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

MIDAS

Company

Author

Atti

Project Title

File Name

C:\...Midas\Str 02 - km 1+528.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05

Unit System kN, m

Member Number 6328 (PM), 6410 (Shear)

Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa

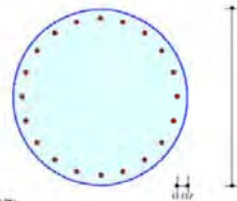
Column Height 2.09 m

Section Property Pilot_pila (No. 7)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P25	--	--

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0098174 \text{ m}^2$ ($R_{hoist} = 0.0087$)



2. Applied Loads

Load Combination 34+ AT (J) Point

$N_{Ed} = -343.16 \text{ kN}$

$M_{Edy} = 840.132$

$M_{Edz} = 1320.75$

$M_{Ed} = 1565.31 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 21422.1 \text{ kN}$

Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -343.16 / -398.28$

$= 0.862 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 840.132 / 991.722$

$= 0.847 < 1.000$ O.K

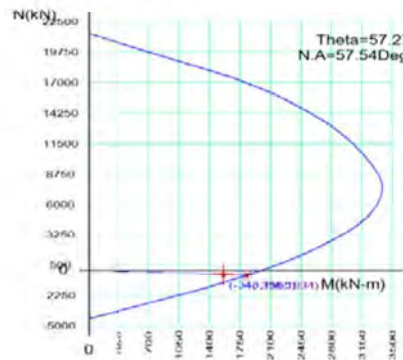
$M_{Edz}/M_{Rdz} = 1320.75 / 1543.00$

$= 0.856 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 1565.31 / 1834.22$

$= 0.853 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(kN)$	$M_{Rd}(kN-m)$
21422.12	0.00
16015.45	2140.84
13105.73	2808.21
10650.70	3164.72
8662.84	3350.01
7170.22	3386.70
6043.45	3329.52
5027.28	3223.60
3926.35	3055.61
2575.14	2769.13
807.62	2262.93
-1550.97	1355.73
-4268.43	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 392.355 \text{ kN}$ (Load Combination 33-)

Shear Strength by Conc $V_{Rdc} = 395.320 \text{ kN}$

Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 503.532 \text{ kN}$ (2.0-P10 @100)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 392.355 / 395.320 = 0.992 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

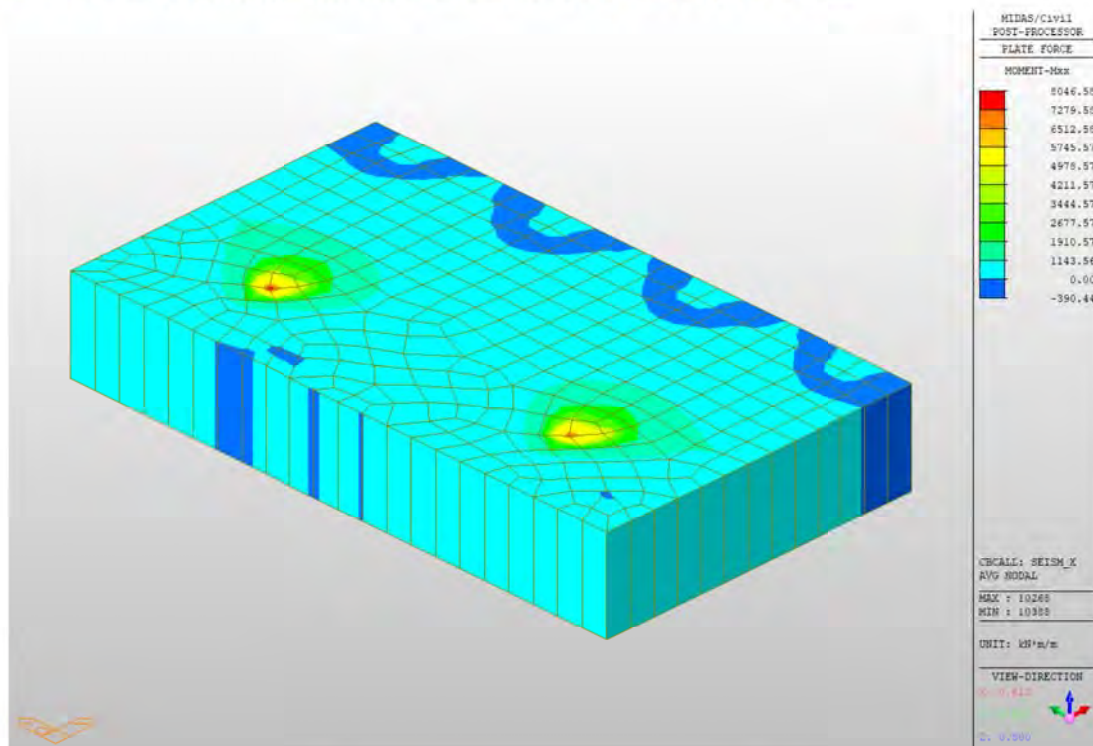


Fig. 9 Moment încovoietor maxim în radier culee

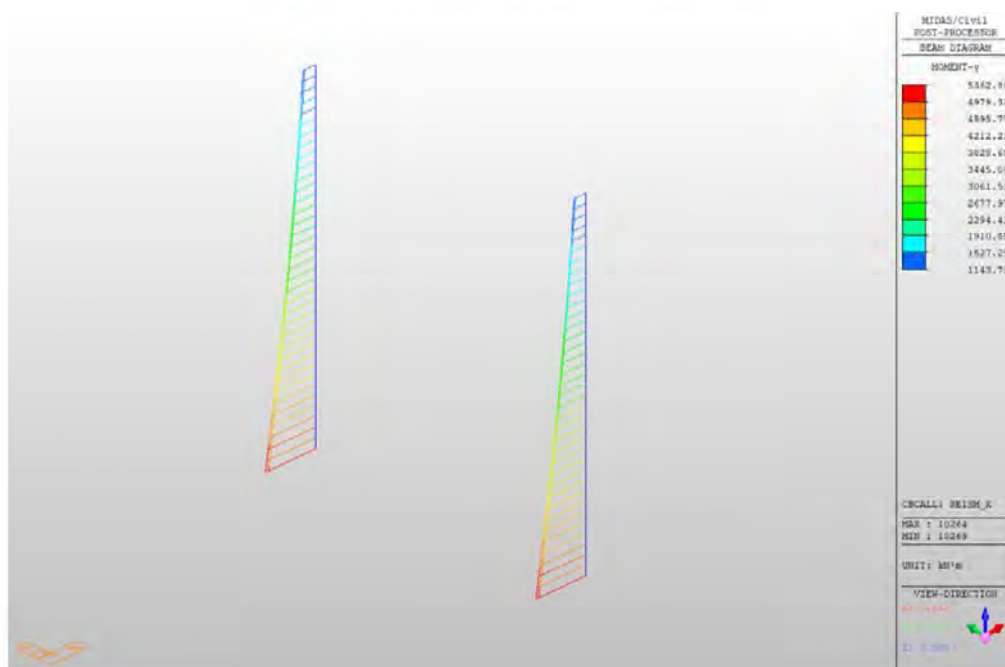


Fig. 10 Moment încovoietor în stâlpul culeei

RADIER CULEE


MIDAS/Civil **Plate Beam Check Result Dialog**

Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...Midas\Str 02 - km 1+528.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : radier_culee
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, tyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.8 m

2. Section Diagram



Element No : 10268

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.10	P32@0.10

Total Rebar Area Ast = 0.0111841 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 2.0-P20 @150

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	906.99	5392.00
Element No.	10321	10268
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	2298.95	5674.19
Check Ratio (Mu/Mr)	0.3945	0.9503
Using Rebar(As)	0.0031	0.0080

4. Shear Capacity

Element No. : 10440
 Load Combination : cLCB4
 Applied Shear Force : V_Ed = 669.456
 Shear Strength (Out of plane) V_Rdc = 669.613 V_Rds = 0.00000
 Shear Ratio : V_Ed/V_Rd 669.456 / 669.613 = 1.000 < 1.000 O.K

STÂLP CULEE

1. Date de intrare			
1.1. Dimensiuni secțiune			
$h =$	3900	mm	
$b =$	1100	mm	
1.2. Beton			
Clasa beton	C30/37		
Acoperire cu beton la fibra superioara	$C_{sup.} =$	50	mm
Acoperire cu beton la fibra inferioara	$C_{inf.} =$	50	mm
1.3. Armatura			
Armatura longitudinala	BST 500		
Etrieri	BST 500		
$\theta =$	22	deg	
Armatura pretensionata?	T15,2		
	$n =$	0	- numar toroane
1.4. Eforturi de calcul			
$V_{Ed} =$	893.00	kN	vezi SR EN 1998-2, 5.6.2 (2)P a)
$N_{Ed} =$	2728.00	kN	
$M_{yEd} =$	5663.00	kNm	
$F_{pret} =$	0	kN	F_{pret} - forta de pretensionare (INTOTDEAUNA CU SEMNUL -)
1.5. Coeficienti de calcul			
GRUPARE ACCIDENTALA		DA	
$\gamma_c =$	1.20	$\gamma_s =$	1.00 cf. SR EN 1992-1, 2 4.2.4 (1) tabel 2.1N
$\alpha_{cc} =$	0.85	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (1)P	
$\alpha_{ct} =$	1.00	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (2)P	
$\lambda =$	0.80	pt. fck \leq 50 MPa	
$\eta =$	1.00		

2. Dimensionare armatura

2.1. Dimensionare armatura la încovoiere

$$A_{ys1} = 63.60 \text{ cm}^2$$

$$p_c = 0.15\% \geq p_{min} = 0.15\%$$

- armare la procent minim

n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)
205	$\phi 6$
116	$\phi 8$
74	$\phi 10$
52	$\phi 12$
39	$\phi 14$
30	$\phi 16$
20	$\phi 20$
12	$\phi 25$
8	$\phi 32$
6	$\phi 40$

Armare preferata 8 $\phi 32$ / ml

$$A_{aef}/ml = 64.34 \text{ cm}^2$$

$$A_{aef} = 64.34 \text{ cm}^2 > A_{ys1} = 63.60 \text{ cm}^2$$

2.2. Dimensionare armatura la forta taietoare

2.2.1. Forta taietoare capabila de calcul $V_{Rd,c}$

$$V_{Ed} = 893 \text{ kN} \quad \text{- forta taietoare de calcul}$$

$$V_{Rd,c} = 1290.21 \text{ KN} \quad \text{- forta taietoare care poate fi preluata de elemente de beton fara armatura transversala}$$

Nu este necesara armatura pt forta taietoare - se armeaza constructiv

2.2.2. Dimensionare etrieri

$$A_{a.ef} = 9.64 \text{ cm}^2$$

$$p_w = 0.09\% \geq p_{min} = 0.09\%$$

- armare la procent minim

n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)				
18	6				
10	8				
7	10				
5	12				
4	14				
3	16				
2	20				
1	25				
1	32				
1	40				
Nr. Ramuri	$n_r = 2$				
Armare preferata	3 $\phi 16$	/ ml			
2.3. Verificarea la starea limita de serviciu					
2.3.1. Controlul fisurarii					
N_{ed} este efort de compresiune					
Sectiunea este solicitata la incovoiere					
$A_{aef} =$	64.34	cm ²	>	$A_s =$	63.64 cm ²
Armatura dispusa este suficienta pentru limitarea fisurilor					
2.3.2. Deschiderea fisurilor					
$w_k =$	0.0053	mm	<	$w_{max} =$	0.20 mm
Se verifica					

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ

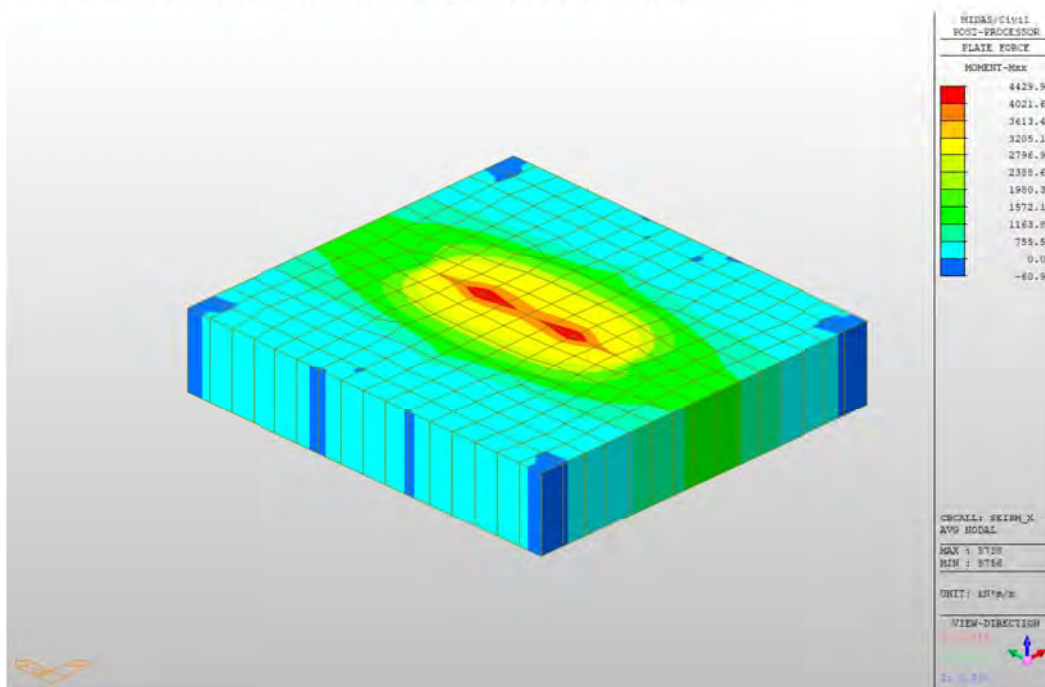


Fig. 11 Moment încovoietor maxim în radierul pilei

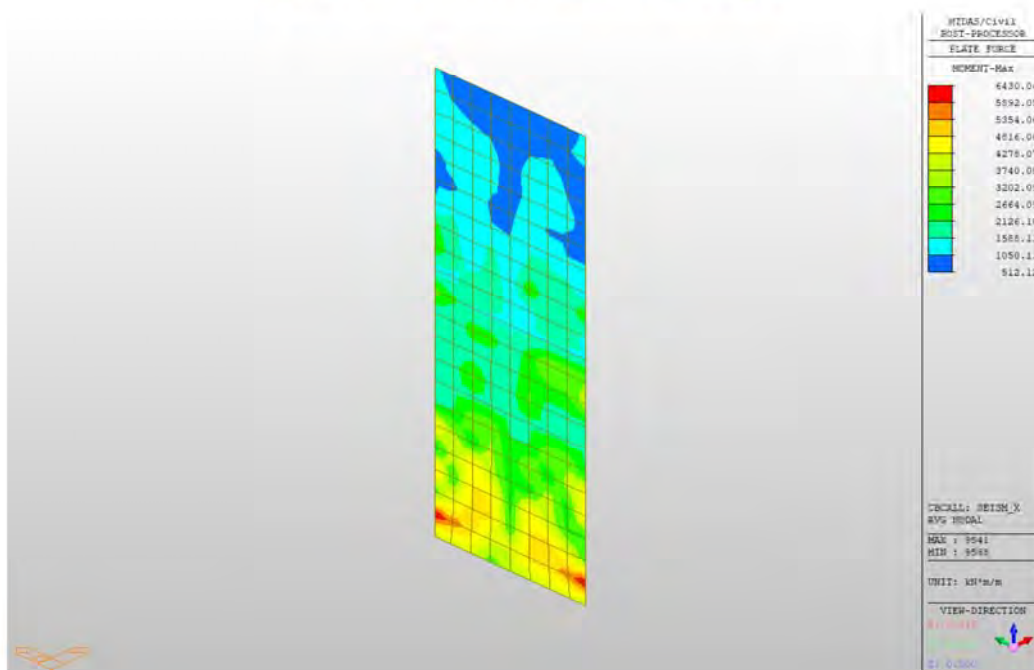


Fig. 12 Moment încovoietor maxim în stâlpul pilei

RADIER PILĂ


MIDAS/Civil **Plate Beam Check Result Dialog**

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...Midas\Str 02 - km 1+528 mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : Radier P_tip1
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.8 m

2. Section Diagram



Element No. : 8738

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.20	P32@0.10

Total Rebar Area Ast = 0.0096133 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 2.0-P20 @150

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	600.38	4388.23
Element No.	8820	8738
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	1030.30	4983.41
Check Ratio (Mu/Mr)	0.5827	0.8806
Using Rebar(As)	0.0016	0.0080

4. Shear Capacity

Element No. : 8802
 Load Combination : cLCB6
 Applied Shear Force : V_Ed = 626.785
 Shear Strength (Out of plane) : V_Rdc = 626.874, V_Rds = 0.00000
 Shear Ratio : V_Ed/V_Rd = 626.785 / 626.874 = 1.000 < 1.000 OK

STÂLP PILĂ

MIDAS/Civil **Plate Column Check Result Dialog**


Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...Midas\Str 02 - km 1+528.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : Pila_tip2
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P32@0.08	P32@0.08

Total Rebar Area Ast = 0.0201062 m²/m
 Using Stirrups Spacing : 2.0-P16 @100



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_Ed	1427.32	6718.32
Element No.	8566	9570
Load Combination	cLCB1	Seism_X
M_Rd	6976.65	6976.65
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.2046	0.9630
Using Rebar(As)	0.0101	0.0101

3. Axial Force Resistance Check

Element No. : 9569
 Load Combination : cLCB1
 Applied Axial Force Strength N_Ed = 18744.2
 Axial Force Strength N_Rd = 39000.0
 Axial Force Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 18744.2 / 39000.0 = 0.481 < 1.000$ O.K

4. Shear Capacity

Element No. : 8613
 Load Combination : Seism_X
 Applied Shear Force V_Ed = 721.127
 Shear Strength (Out of plane) V_Rdc = 721.319 V_Rds = 0.00000
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 721.127 / 721.319 = 1.000 < 1.000$ O.K

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

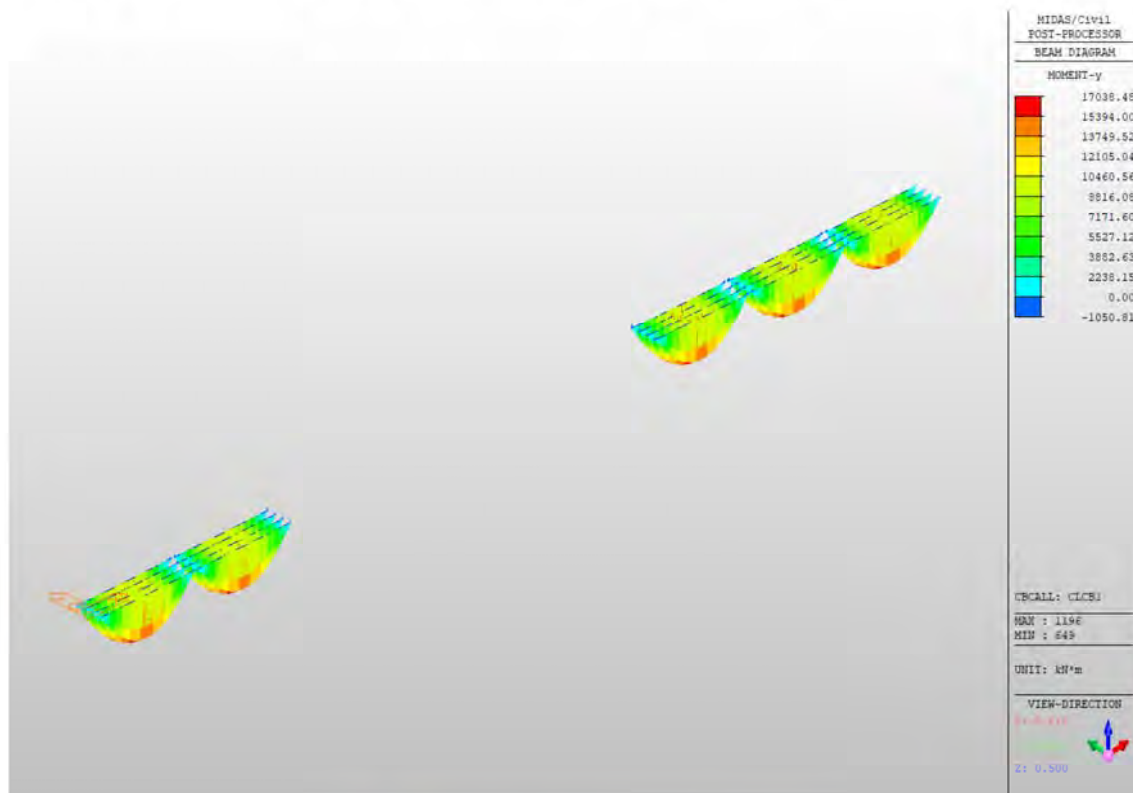


Fig. 13 Diagrama moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare distincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

- **BREVIAR TABLIER METALIC**
- **CALCUL CAPACITATE PORTANTA PILOT**

PASAJ KM 1+528 PESTE CF132 TIMISOARA VEST-CRUCENI PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor – Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în functie de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10 && \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistenta la vârf Q_p si rezistenta laterală Q_l .

Rezistenta Unitara La Varf

Formula lui Terzaghi

Solutia propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacității portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totusi acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în sectiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin actiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , si mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci functie descrescătoare a lui D/B.

Rezistenta unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) si coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elasto-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformația volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cele profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără aceștia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1,1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi) k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ perqualsiasic}$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistența Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistența laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_l = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corecție legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afânat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în funcție de asprimea suprafeței pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de cosolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială aspra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultanta astfel determinată nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coezive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată;

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiză pilotului în condiții de exercițiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotații în noduri pentru definirea liniei elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodei, indicând cu **P** matricea forțelor nodale externe, cu **F** aceea a forțelor interne și cu **A** matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonstrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, forțele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituiri de rigoare se obține:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Și deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obține expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea forțelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotațiile nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a noduli. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^I)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	Pilot forat 1200
Diametru varf	1.20 m
Lungime	20.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	1.00 m
Tip beton	2
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coeficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coeficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitat e [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	1.40	2000.00	2000.00	0.04	20.00	Nu	1.00	40.00	0	
2	1.40	1800.00	1800.00	0.00	28.00	Nu	0.00	150.00	0	
3	0.60	2000.00	2000.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	
4	9.00	1800.00	1800.00	0.00	28.00	Nu	0.00	150.00	0	
5	3.00	2000.00	2000.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	
6	0.60	1850.00	1850.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
7	1.20	2100.00	2100.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
8	0.60	2100.00	2100.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
9	1.50	1900.00	1900.00	6.27	34.60	Nu	0.00	500.00	0	
10	0.20	2100.00	2100.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
11	7.50	1900.00	1900.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R 3	44.19	60.55	35.5/0.00	56548.67	941046.80	203680.40	1088179.0 0	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (α_3)				1.00
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (α_4)				1.00
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max	
	[kg]	[kg]	[kg]	
Baza	941046.80	941046.80	941046.80	
Lateral	203680.40	203680.40	203680.40	
Total	1088179.00	1088179.00	1088179.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R3
Baza				2.50
Lateral				2.50
Rezistenta de proiectare baza				376418.70 kg
Rezistenta de proiectare laterala				81472.17 kg
Rezistenta de proiectare				401342.20 kg

Tasare (Poulos e Davis 1968)

Sarcina aplicata	278000.00 kg
Coeficient influenta	0.16
Tasare	0.75 cm

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	20.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	3.09E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	3420.00 kN
Sarcina limita laterala	4582.00 kN
Sarcina limita de varf	865.50 kN
Modul elasticitate teren corespondent	3.92E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.88 mm
Tasare rigida	3.43 mm
Tasare totala	4.31 mm

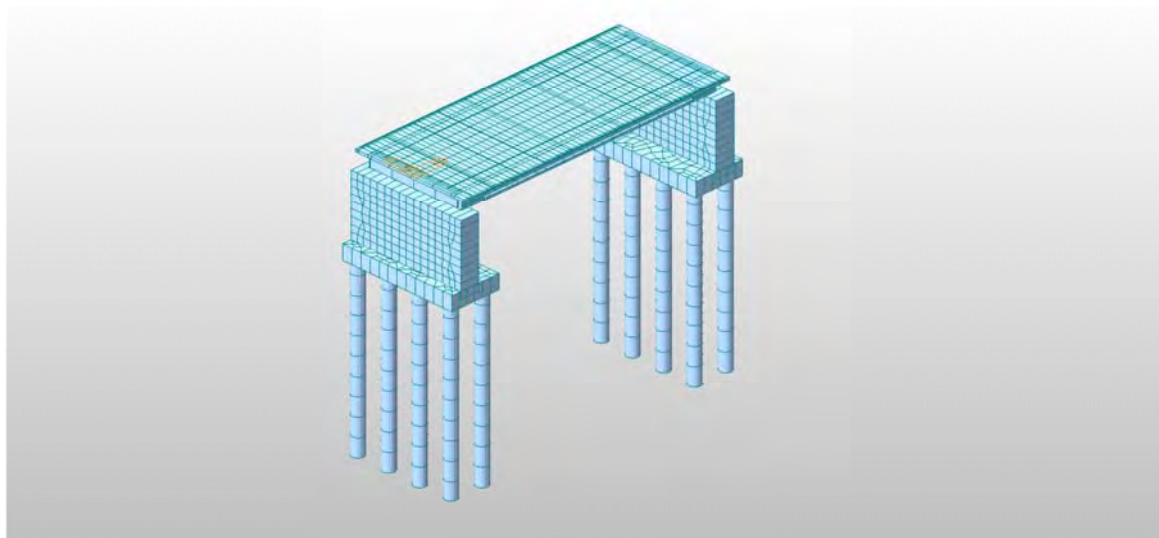
Index

1.Stratigrafie	7
2.Sarcina limita verticala	8
3.REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE	8
Index	9

Intocmit Ing. Attila Takacs



PASAJ KM 3+509 (3+517) PESTE CONDUCTE DE GAZ SI DRUM TEHNOLOGIC



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	5
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	9
3	COMBINAREA ACTIUNILOR.....	11
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	16
4.1	MODELUL STRUCTURAL	16
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	16
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICAREA SECȚIUNILOR.....	17
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forajți	17
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	18
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE.....	18
4.2.4	Eforturi în grinzi	24
5	ANEXA.....	25



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Varianta Ocolitoare Timisoara Sud va traversa oblic la 59° conductele de gaz si un drum tehnologic de deservire a acestora prin intermediul unui pasaj cu o deschidere. Gabaritul de libera trecere pentru drumul tehnologic este de 5.50 m. Traseul in plan al pasajului se afla intr-o curba cu raza de $R=1800$ m.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 5 grinzi prefabricate, precomprimate cu lungimea de 27 m si inaltimea de 1.30 m si antretoaze la capete.

Rezemarea tablierului la fiecare capat pe culei se va face in cate doua puncte sub antretoazele de capat, unde se vor dispune aparate de reazem din neopren asezate pe cuzineti din beton armat.

Placa de suprabetonare se va executa din beton armat, turnat direct peste grinzile joantive din componenta tablierului. Marginal, longrinele monolite in consola care sustin parapetele pietonale se vor executa cu cofraj fixat de grinzile marginale. Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatie in grosime de 1 cm, protectia hidroizolatiei in grosime de 3 cm din BA8 si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS 16 conform Proiect Ilustrativ.

Pasajul fiind amplasat in aliniament, profilul acestuia pe zona carosabilului in sens transversal este in profil de acoperis cu pante transversale de 2.5% dinspre ax spre trotuare ,iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80 m parte carosabila, incadrata cu parapete New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00 m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30 m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Conform proiectului ilustrativ, la marginea partii carosabile au fost prevazute parapete de siguranta de tip rigid (parapete New Jersey din beton armat cu grad de asigurare H4b) pentru protectia pietonilor iar pe partile exterioare ale trotuarelor se vor prevedea parapete pietonale metalice.

Pe ambele parti ale structurii, marginal acesteia in deschidere se vor amplasa panouri de protectie din plasa de sarma.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat .

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton .Pe partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului se vor executa placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culei;
- Poziționarea grinzilor;
- Poziționarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetilor, lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

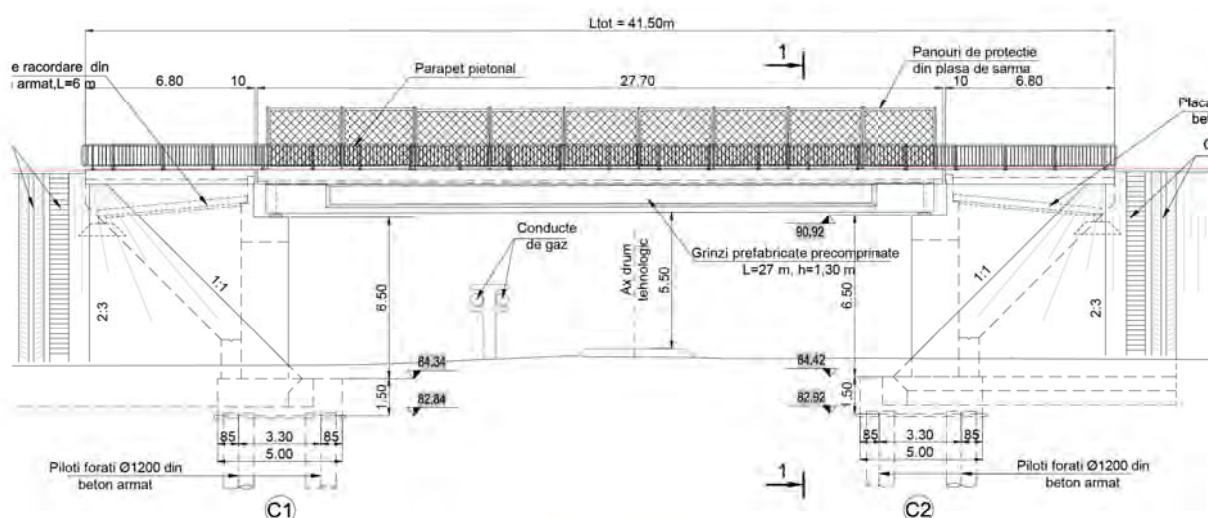


Fig. 1 Elevatie

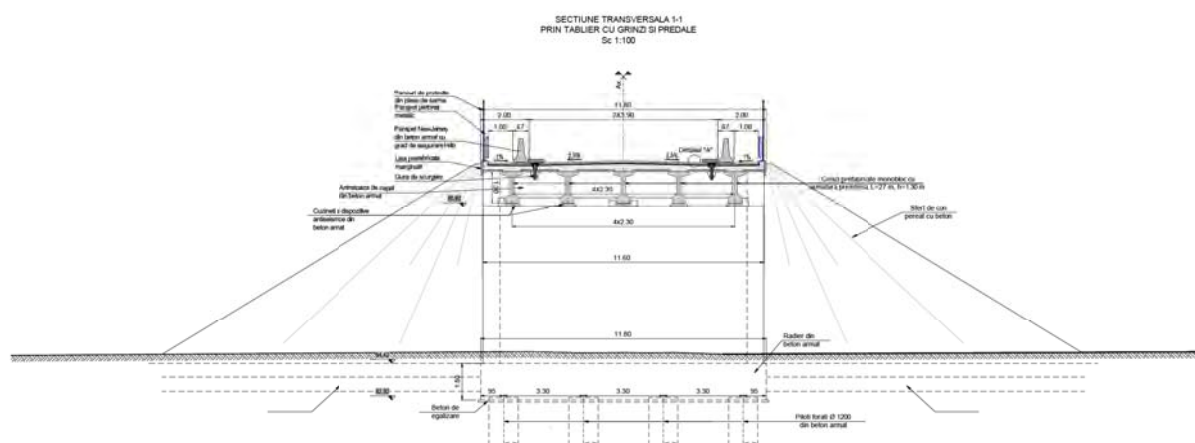


Fig. 2 Sectiune transversala

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instrucțiuni și standarde considerate în proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Acțiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnică
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistența la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismică

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30
- Beton in radier culei: C25/30
- Beton in elevatii culei: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, pentru grinzile de parapet si lisele monolite: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):

- Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radielor si a pilotilor;
- Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
- Impingerea pamantului;
- Impingerea pamantului din seism;

- Actiuni variabile (Q):

- Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, încărcări din oameni, frânarea și forța centrifugă);

- Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+);

- Actiuni accidentale (A):

- Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie a elementelor structurale

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=1.30m	5	0.467	25	58.38	1.35	78.81
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.732	25	54.90	1.35	74.12
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directiona	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				195.64		264.11

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h=$	6.50	m	Inaltime elevatie
$H_{zid}=$	1.75	m	inaltime zid de garda
$H_T=$	8.25	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}=$	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}=$	19.00	kN/m ³	
$K_{ad}=tg(\pi/4-\phi_{df}/2)^2=$	0.333	coef. presiune activa	

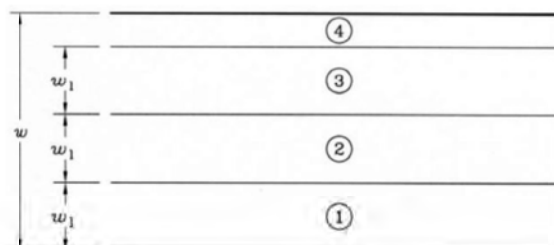
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (LM1);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_l =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

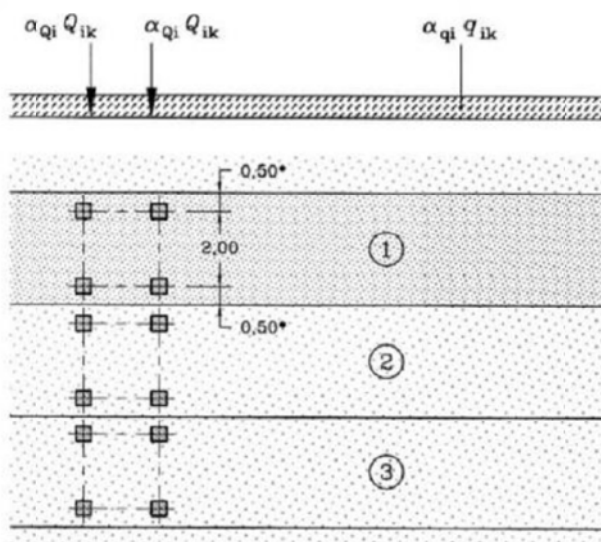
2.2.2.1.1 Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " αQ_k " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " αq_k " pe metru pătrat;



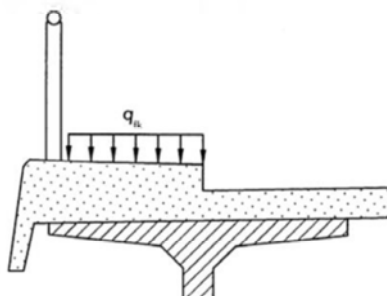
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de franare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de franare " Q_{fk} " este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{fk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{fk}=0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k})+0.10 \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L =lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L > 1,2m$ forța de franare este egală cu $Q_{lk} = 360 + 2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	27.7	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{lk} =$	434.79	kN	< 900 kN		
$Q_{lk} =$	434.79	kN			
Nr Grinzi	5				
$Q_{lk} / grinda =$	86.958	kN - forta orizontala			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) si T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatate}$ pentru fiecare caz în parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e,min} \text{ - temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN,dilatate} = T_{e,max} - T_0 \text{ - temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizează valoarea recomandată 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^\circ C$ și $T_{e,max} = 42^\circ C$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de accelerația maximă a terenului $a_g = 0.20g$ și perioada de colt $T_c = 0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este "III" si $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

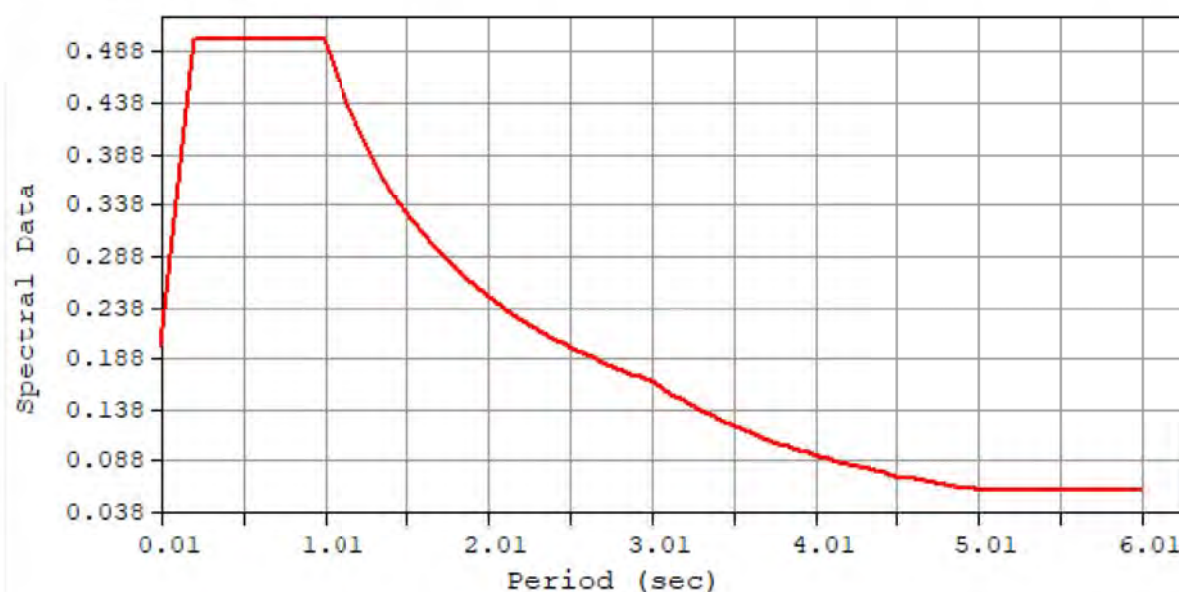


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

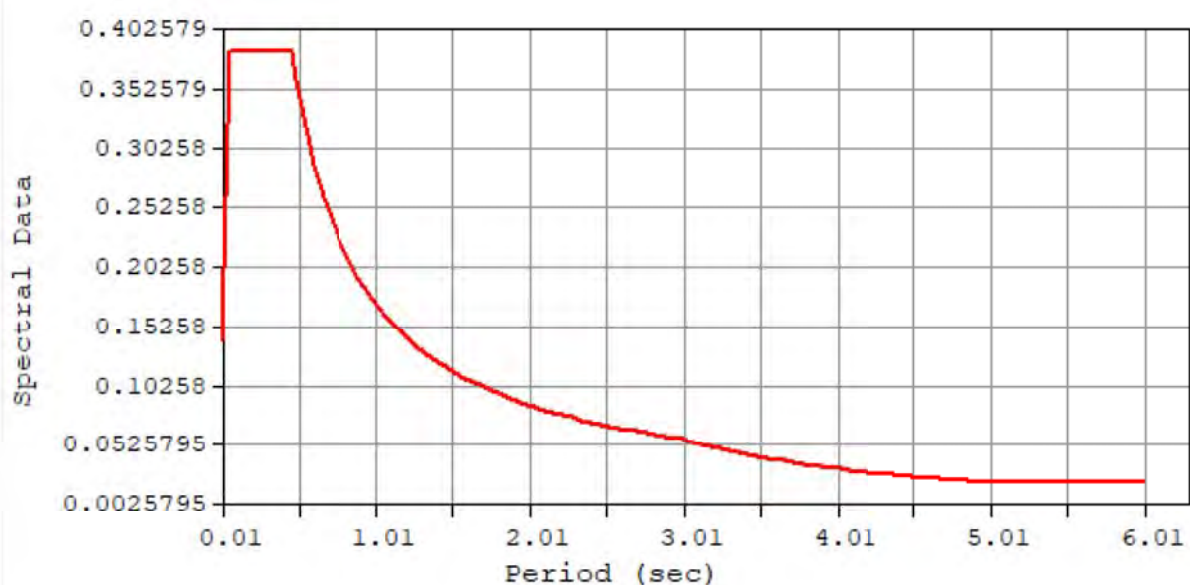


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE
-----	------	--------	------

	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1 Strength/Stress Add Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + ML-caract(1.350)	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) +	Additional Load1(1.350) Imp_Pamant(1.350)
2	cLCB2 Strength/Stress Add Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-caract(1.350)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
3	cLCB3 Strength/Stress Add Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + Temp (+)(1.500)	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) +	Additional Load1(1.350) Imp_Pamant(1.350)
4	cLCB4 Strength/Stress Add Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + Temp (+)(-1.500)	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) +	Additional Load1(1.350) Imp_Pamant(1.350)
5	cLCB5 Strength/Stress Add Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + Temp (-)(1.500)	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) +	Additional Load1(1.350) Imp_Pamant(1.350)
6	cLCB6 Strength/Stress Add Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + Temp (-)(-1.500)	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) +	Additional Load1(1.350) Imp_Pamant(1.350)
7	cLCB7 Strength/Stress Add Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (+)(1.500)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
8	cLCB8 Strength/Stress Add Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (+)(-1.500)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
9	cLCB9 Strength/Stress Add Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (-)(1.500)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)

10	cLCB10	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ Temp (-)(-1.500)		
<hr/>						
11	cLCB11	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.000)		
<hr/>						
12	cLCB12	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.000) +	Temp (+)(0.600)	
<hr/>						
13	cLCB13	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.000) +	Temp (+)(-0.600)	
<hr/>						
14	cLCB14	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.000) +	Temp (-)(0.600)	
<hr/>						
15	cLCB15	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.000) +	Temp (-)(-0.600)	
<hr/>						
16	cLCB16	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ Temp (+)(1.000)		
<hr/>						
17	cLCB17	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ Temp (+)(-1.000)		
<hr/>						
18	cLCB18	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ Temp (-)(1.000)		
<hr/>						
19	cLCB19	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)

	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (-)(-1.000)		
<hr/>				
20	cLCB20	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(0.500)	
<hr/>				
21	cLCB21	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(-0.500)	
<hr/>				
22	cLCB22	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(0.500)	
<hr/>				
23	cLCB23	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(-0.500)	
<hr/>				
24	cLCB24	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (+)(0.600)		
<hr/>				
25	cLCB25	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (+)(-0.600)		
<hr/>				
26	cLCB26	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (-)(0.600)		
<hr/>				
27	cLCB27	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (-)(-0.600)		
<hr/>				
28	cLCB28	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
	+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
	+	Temp (+)(0.500)		

29 cLCB29 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (+)(-0.500)

30 cLCB30 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (-)(0.500)

31 cLCB31 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (-)(-0.500)

32 cLCB32 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)

33 Seism_X Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Prestress(0.500)
 + Temp (+)(1.000) + Imp_Pamant(1.000) + Rs_X(1.000)
 + Rs_Y(0.300) + ML-caract(0.300)

34 Seism_Y Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Prestress(1.000)
 + Temp (+)(0.500) + Imp_Pamant(1.000) + Rs_X(0.300)
 + Rs_Y(1.000) + ML-caract(0.300)

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calcul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	Code	DB	Density (kN/m ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)		C50/60	2.5000e+001
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)		C35/45	2.5000e+001
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)		Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e+001
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)		C30/37	2.5000e+001
6	Dummy Material	User Defined	None		C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

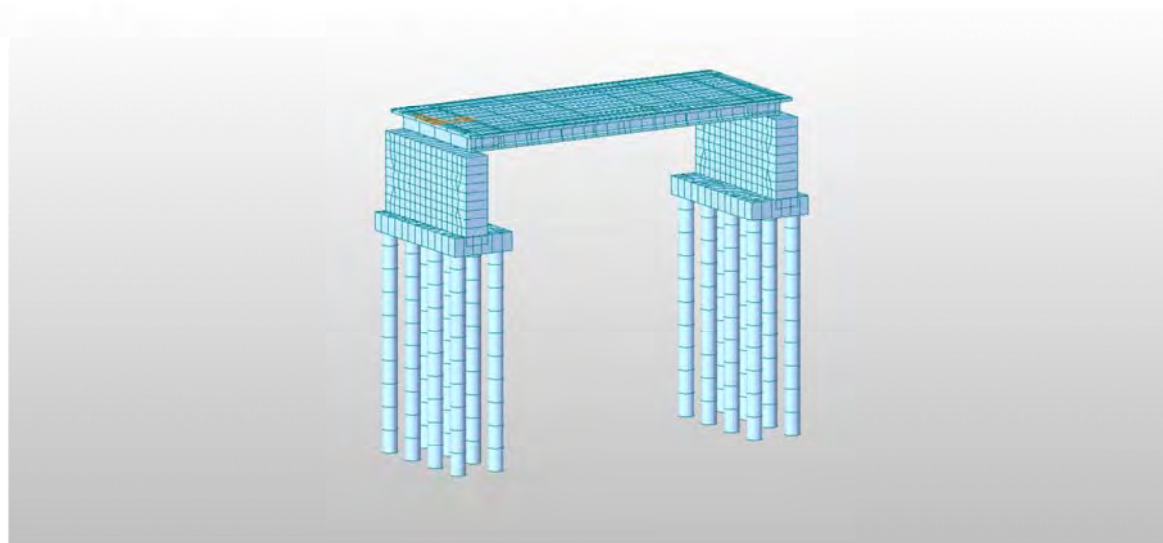


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor și verificarea secțiunilor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forăți

Piloți Culee

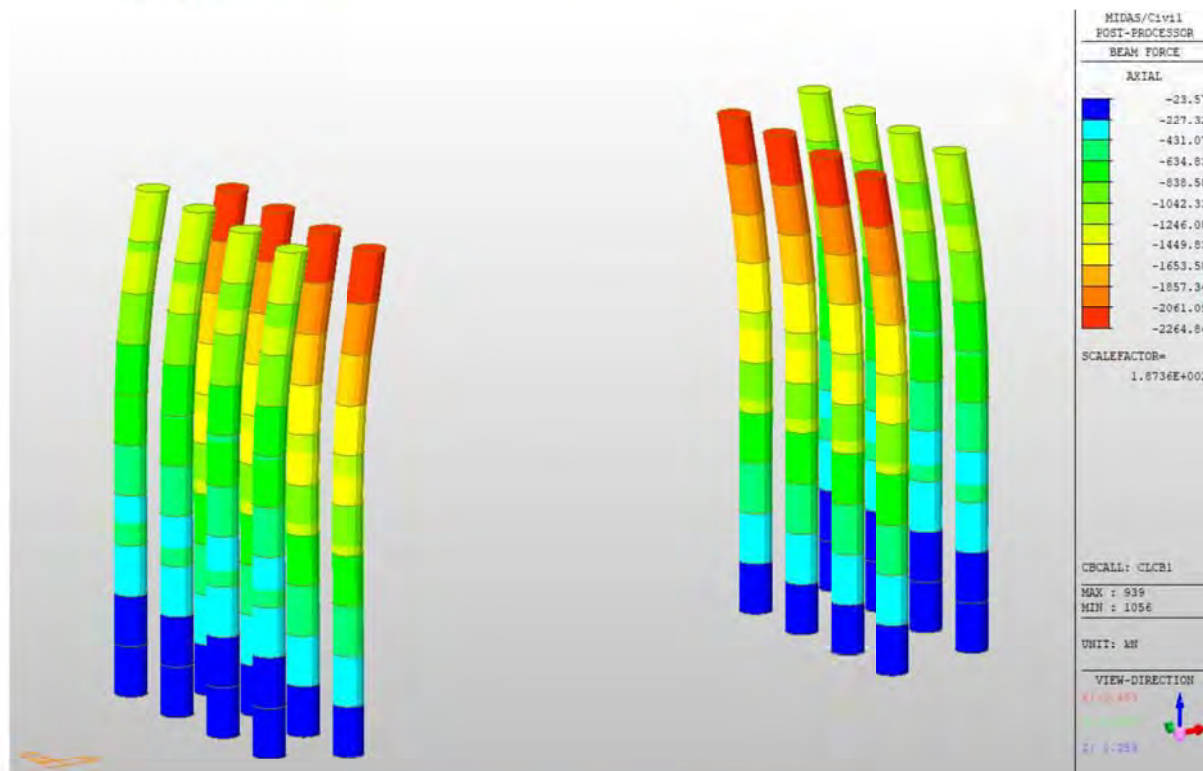


Fig. 6 Solicitări axiale maxime la piloți din culee

Fcd= 2265 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4515 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare

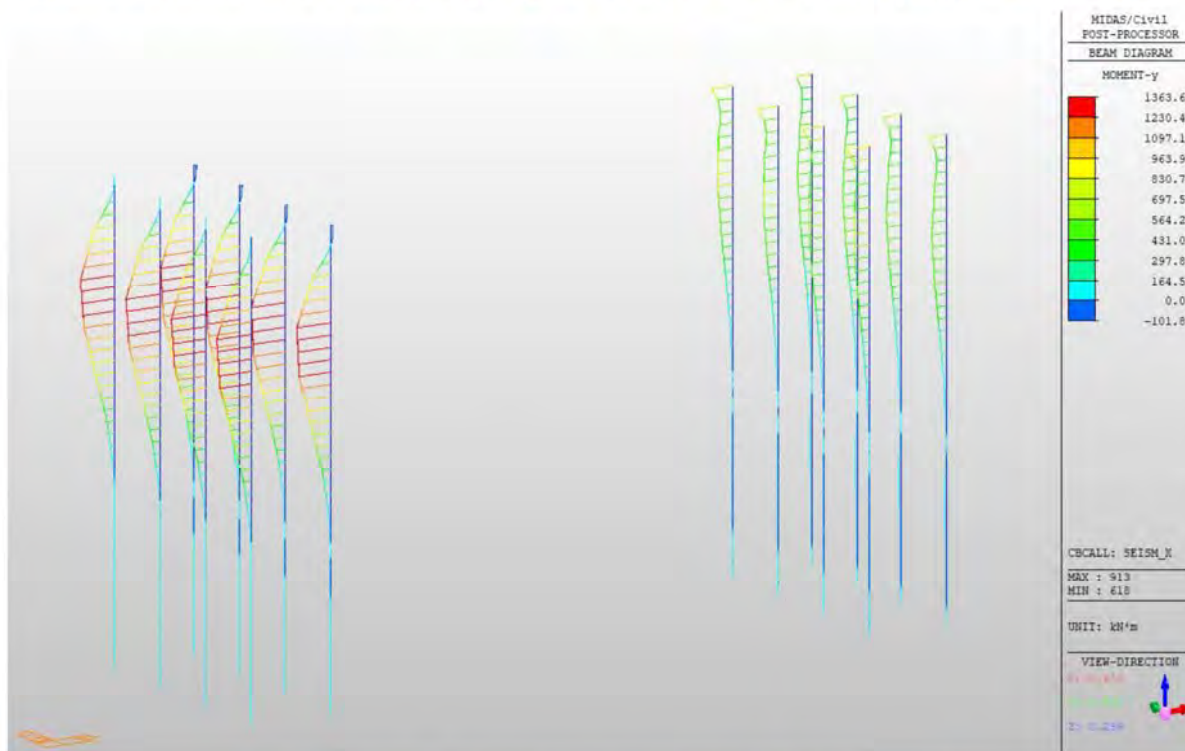


Fig. 7 Diagrama de moment încovoietor maxim din gruparea cLCB1

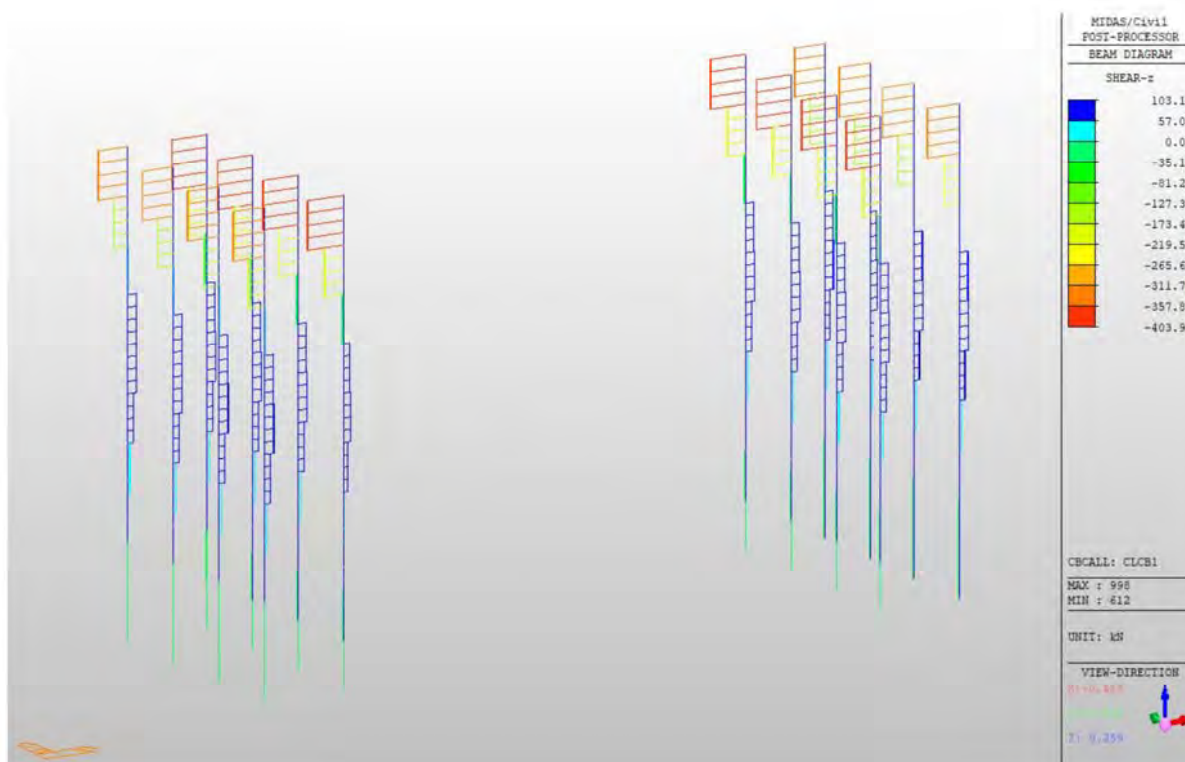


Fig. 8 Diagrama de forță tăietoare maximă din combinația cLCB1

PILOT CULEE

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...Str 03 - 5 grinzi de 27m.mcb

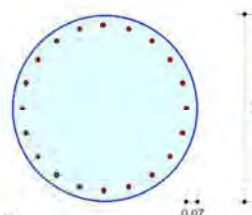
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 913 (PM), 613 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 1.875 m
 Section Property Pilot_culee (No. 6)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P25	-	-

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0098174 \text{ m}^2$ ($R_{hst} = 0.0087$)



2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point

$N_{Ed} = -691.68 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 1363.65$, $M_{Edz} = 141.820$, $M_{Ed} = 1371.00 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 21422.1 \text{ kN}$

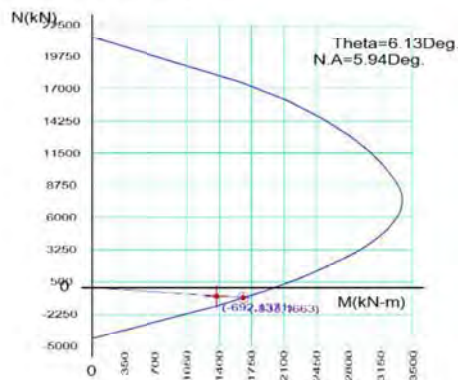
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -691.68 / -832.97 = 0.830 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1363.65 / 1653.55 = 0.825 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 141.820 / 177.593 = 0.799 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 1371.00 / 1663.06 = 0.824 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
21422.12	0.00
16012.31	2140.46
13102.01	2810.06
10646.97	3163.43
8651.27	3348.46
7178.09	3387.13
6049.16	3331.30
5022.82	3225.77
3929.05	3052.49
2564.02	2768.10
800.40	2264.93
-1534.17	1360.99
-4268.43	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 505.745 \text{ kN}$ (Load Combination 34+)

Shear Strength by Conc. $V_{Rdc} = 0.00000 \text{ kN}$

Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 559.480 \text{ kN}$ (2.0-P10 @90)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 505.745 / 559.480 = 0.904 < 1.000$ C.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

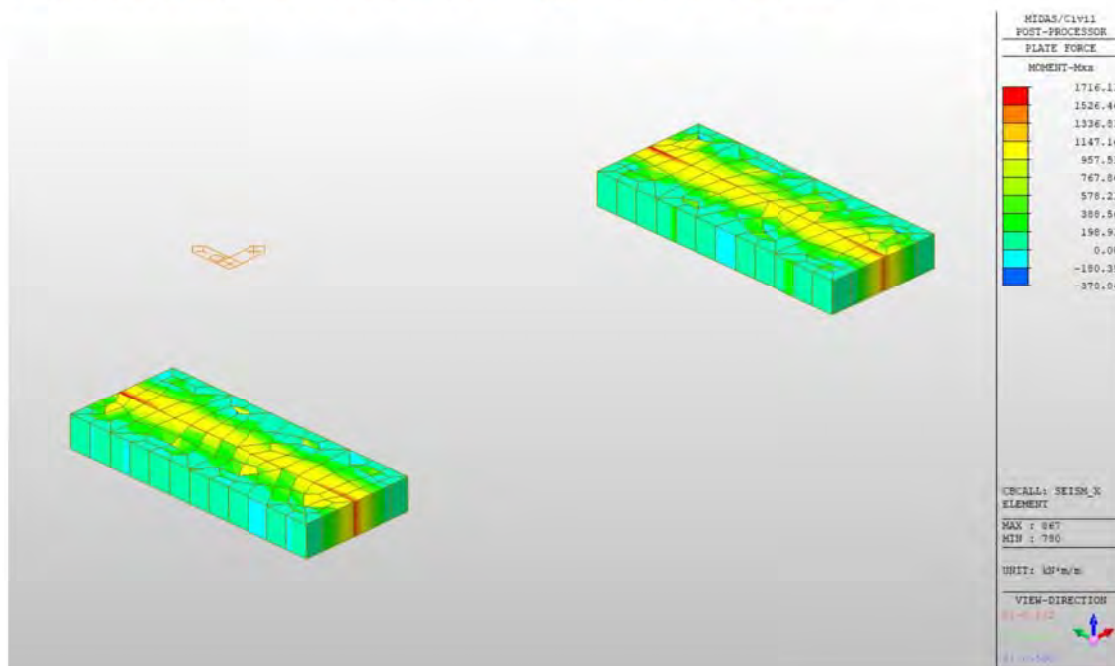


Fig. 9 Moment încovoietor maxim în jurul axei GLOBALE Y în radier culee

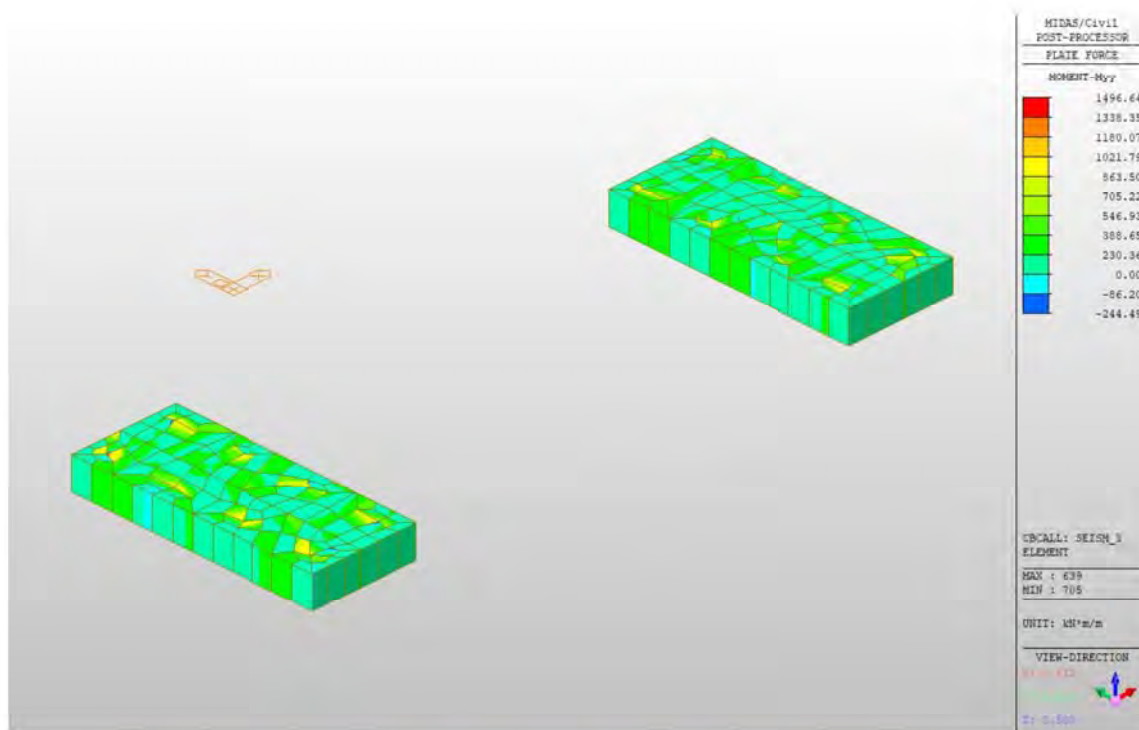


Fig. 10 Moment încovoietor maxim în jurul axei GLOBALE X în radier culee

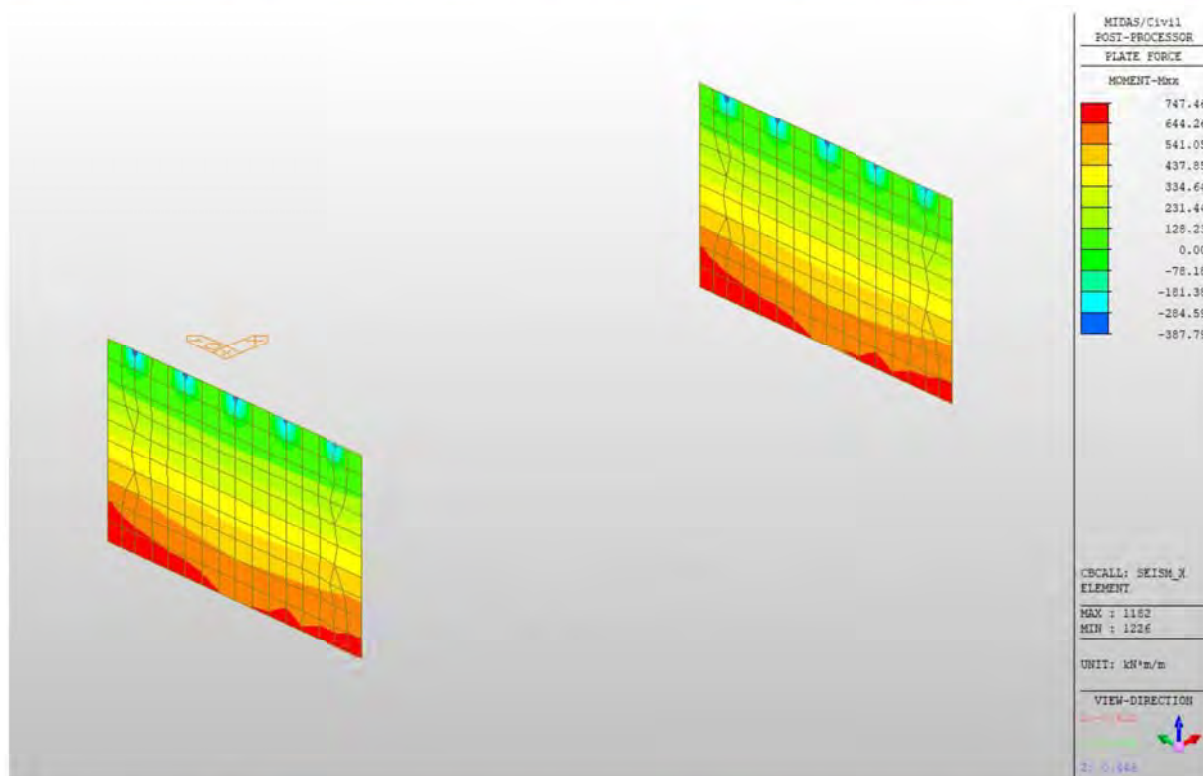


Fig. 11 Moment încovoietor maxim în jurul locale y (Globale Y) în elevația culeei

RADIER CULEE

MIDAS/Civil

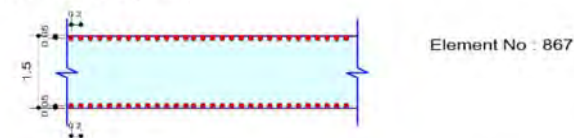
Plate Beam Check Result Dialog

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...Str 03 - 5 grinzi de 27m.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : radier
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.5 m

2. Section Diagram



Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P32@0.20	P32@0.20
Total Rebar Area Ast = 0.0080425 m^2/m		
Using Stirrups Spacing 2.0-P32 @200		

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1239.68	1716.11
Element No.	705	867
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	2439.71	2439.71
Check Ratio (Mu/Mr)	0.5081	0.7034
Using Rebar(As)	0.0040	0.0040

4. Shear Capacity

Element No. 638
 Load Combination Seism_X
 Applied Shear Force V_{Ed} = 482.926
 Shear Strength (Out of plane) V_{Rdc} = 483.521 V_{Rds} = 0.00000
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} 482.926 / 483.521 = 0.999 < 1.000 — O.K

ELEVAȚIE CULEE

MIDAS/Civil

Plate Column Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...Str 03 - 5 grinzi de 27m.mcb

1. Design Condition

Design Type	Plate Column (1D)		
Sub-Domain	elevatie		
Design Code	Eurocode2-2.05		
Unit System	kN, m, / m		
Material Data	fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa		
Rebar Pattern		Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1		P20@0.15	P16@0.15
Total Rebar Area Ast = 0.0034348 m^2/m			
Using Stirrups Spacing : 3.0-P13 @300			



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_Ed	1017.99	747.46
Element No.	1226	1182
Load Combination	cLCB1	Seism_X
M_Rd	1658.29	1065.97
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.6139	0.7012
Using Rebar(As)	0.0021	0.0013

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	1226
Load Combination	cLCB1
Applied Axial Force Strength N_Ed	= 2226.06
Axial Force Strength N_Rd	= 33735.0
Axial Force Ratio	N_Ed/N_Rd 2226.06 / 33735.0 = 0.066 < 1.000 O.K

4. Shear Capacity

Element No.	1226
Load Combination	Seism_X
Applied Shear Force V_Ed	= 458.095
Shear Strength (Out of plane)V_Rdc	= 543.236
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd 458.095 / 543.236 = 0.843 < 1.000 O.K

Breviarul pentru calculul capacitatii portante a pilotilor este realiza in programul specializat GeoStru si este anexat acestui breviar.

4.2.4 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

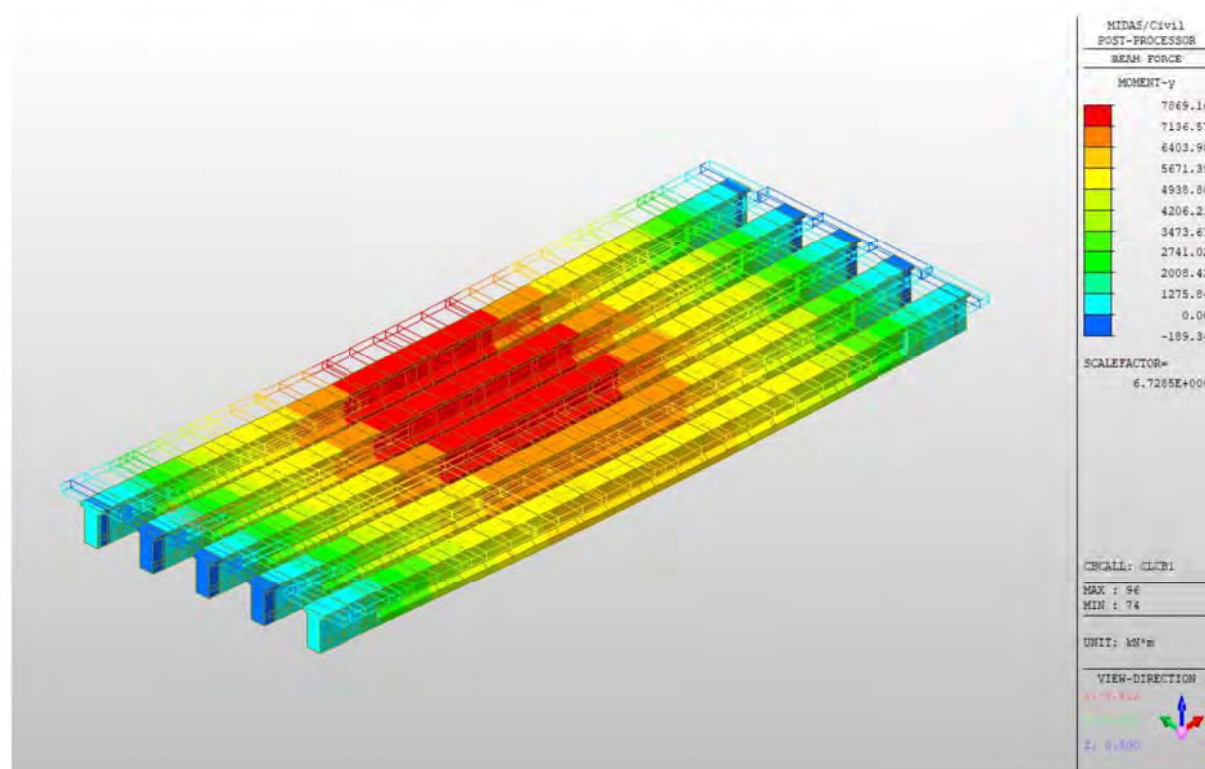


Fig. 12 Diagrama moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare dinstincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnica – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în functie de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \text{ pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistenta la vârf Q_p si rezistenta laterală Q_l .

Rezistenta Unitara La Varf

Formula lui Terzaghi

Solutia propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacității portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu *Berezantzev* face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După *Vesic* coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se foloseste $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundatii de suprafată, dar si pentru cel profunde, acelasi autor a introdus coeficienti pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundatiei, fără acestia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α . propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafata laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistentei la tăiere în conditii nedrenate);

σ = presiunea verticală efficace a terenului;

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 3+509 peste conducte de gaz si drum tehnologic

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de executie a pilotului si de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$
$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$

$$c \geq 20$$

$$\alpha = 0.30$$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de

plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reactii a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reactia nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodi, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influență care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonsatrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea forțelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A SA^T** este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotările nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a nodului. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloni supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot forat 1200mm
Diametru varf	1.20 m
Lungime	18.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculată cu:	Terzaghi
Tip beton	1
Tip oțel	1

SEISM

Acceleratie seismică	0.2
Coefficient de intensitate seismică [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismică [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm ²]	Ec [Kg/cm ²]	fck [Kg/cm ²]	fcd [Kg/cm ²]	fctd [Kg/cm ²]	fctm [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oțeluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm ²]	f _{yk} [Kg/cm ²]	f _{yd} [Kg/cm ²]	f _{tk} [Kg/cm ²]	f _{td} [Kg/cm ²]	ep _{tk}	epd _{ult}	B1*B2 in.	B1*B2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 3+509 peste conducte de gaz si drum tehnologic

6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5
---	-------	---------	---------	---------	---------	---------	-------	------	---	-----

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Stratigrafie...1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	3.00	2000.00	0.00	0.04	20.00	Nu	1.00	40.00	0	argilă nisipoasă
2	8.50	1850.00	0.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
3	1.00	1850.00	0.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
4	1.30	1850.00	0.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
5	3.70	1900.00	0.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0	
6	1.90	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
7	1.60	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
8	3.10	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
9	2.50	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R3	25.66	40.84	31.12496/0.00	50893.80	985567.60	270379.00	1205053.00	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.00
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	985567.60	985567.60	985567.60	
Lateral	270379.00	270379.00	270379.00	
Total	1205053.00	1205053.00	1205053.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R3
Baza				2.50
Lateral				2.50
Rezistenta de proiectare baza				394227.00 kg
Rezistenta de proiectare laterala				108151.60 kg
Rezistenta de proiectare				451484.80 kg

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	18.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	2720.00 kN
Sarcina limita laterala	8264.50 kN
Sarcina limita de varf	1343.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	3.92E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.66 mm

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 3+509 peste conducte de gaz si drum tehnologic

Tasare rigida
Tasare totala

0.59 mm
1.25 mm

ARMATURA

Nod	Z [m]	Nd [kg]	Md [kgm]	Td [kg]	Nr. Bare Diam etru	Nu [kg]	Mu [kgm]	Cond. Verifi care indoir e	Verif. Flam baj	Def. Max. Beton	Def. Max. Fier	Axa Neutr a [cm]	Pas Etrier i [cm]	Rez. Forfe care [kg]	Sigur anta forfec are	Cond. Verifi care Forfe care
1	0	--	--	--	11Ø2 0	0.17	71637 .80	7163. 78	Verifi cata	3.50E -03	- 2.29E -02	44.09	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
2	2.22	6283. 19	--	--	11Ø2 0	6283. 42	74402 .86	7440. 29	Verifi cata	3.50E -03	- 2.19E -02	43.49	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
3	4.44	12566 .37	--	--	11Ø2 0	12567 .20	77154 .94	7715. 49	Verifi cata	3.50E -03	- 2.10E -02	42.87	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
4	6.67	18849 .56	--	--	11Ø2 0	18850 .26	79891 .86	7989. 19	Verifi cata	3.50E -03	- 2.02E -02	42.25	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
5	8.89	25132 .74	--	--	11Ø2 0	25132 .39	82610 .25	8261. 03	Verifi cata	3.50E -03	- 1.94E -02	41.63	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
6	11.11	31415 .93	--	--	11Ø2 0	31415 .03	85310 .46	8531. 05	Verifi cata	3.50E -03	- 1.86E -02	41.00	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
7	13.33	37699 .12	--	--	11Ø2 0	37699 .22	87991 .57	8799. 16	Verifi cata	3.50E -03	- 1.79E -02	40.36	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata
8	15.56	43982 .30	--	--	11Ø2 0	43982 .49	90650 .80	9065. 08	Verifi cata	3.50E -03	- 1.72E -02	39.72	15.9Ø 10	Beton =189 101.5 8 Etrier	0.00	Verifi cata

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 3+509 peste conducte de gaz si drum tehnologic

															i=984 18.76		
9	17.78	50265 .49	--	--	1102 0	50266 .09	93285 .63	9328. 56	Verifi cata	3.50E -03	- 1.66E -02	39.09	15.90 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata	
10	20	56548 .68	--	--	1102 0	56548 .96	95896 .88	9589. 69	Verifi cata	3.50E -03	- 1.60E -02	38.44	15.90 10	Beton =189 101.5 8 Etrier i=984 18.76	0.00	Verifi cata	

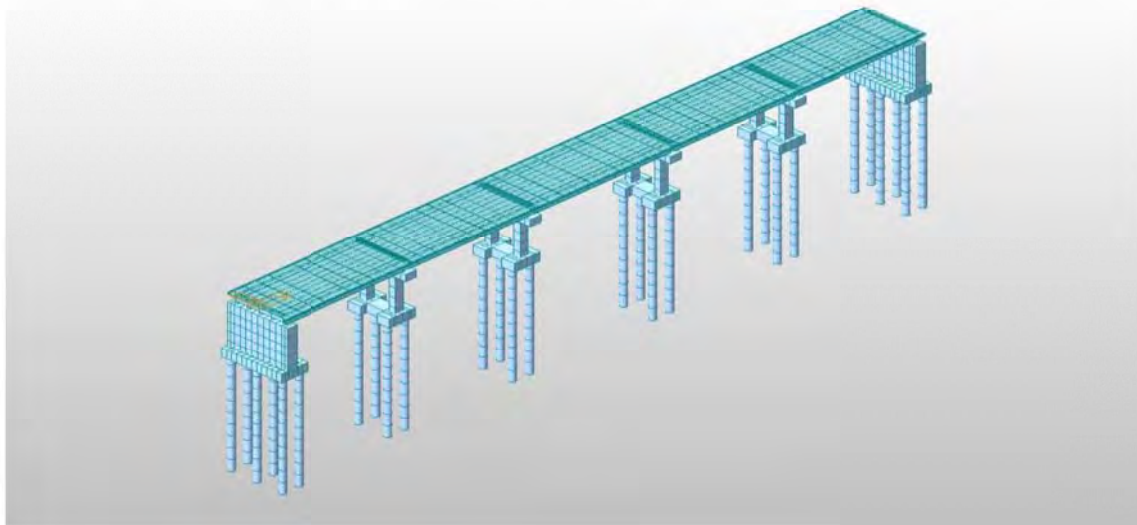
Index

1.Stratigrafie	7
2.Sarcina limita verticala	7
3.REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE	8
4.Verificare sectiuni	8
Index	10

intocmit ing. Attila Takacs



PASAJ KM 5+366 PESTE DN59 SI LINII DE TRAMVAI



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI	4
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	4
2.2	VALORI CARACTERISTICE	5
2.2.1	Actiuni permanente (G)	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S)	9
3	COMBINAREA ACȚIUNILOR	10
4	ANALIZA STRUCTURALA	15
4.1	MODELUL STRUCTURAL	15
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate	15
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICAREA SECȚIUNILOR	16
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forți	16
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	18
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVAȚIE CULEE	20
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ	23
4.2.5	Eforturi în grinzi	26
5	ANEXA	27



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Varianta de ocolire Timisoara Sud, intersecteaza la km 5+366 drumurile DN 59 si DJ 593. La intersectia dintre DN 59 si DJ 593 se va proiectata o intersectie giratorie la nivel. Conform avizului RAT/ 06.08.2010 se va tine cont la proiectarea pasajului de viitoarele linii de tramvai. Pasajul va fi amplasat in plan in curba cu raza de 1800 m. Gabaritul de libera trecere pentru sinele de tramvai va fi de 6000 mm iar peste drum de 5.50 m.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 6 grinzi prefabricate precomprimate cu armatura preintinsa, avand lungimea de 23.50m, respectiv 26.50m si inaltimea de 1.30m, solidarizate la partea superioara prin intermediul unei placi de suprabetonare monolite din beton armat cu grosimea de min. 15 cm.

Structura este continua, continuizata pe pile prin placa de suprabetonare, grinzile fiind simplu rezemate.

Placa de suprabetonare se va executa din beton armat, turnat direct peste grinzile prefabricate prevazute cu predale prefabricate. Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatie de 1 cm grosime, protectia hidroizolatiei in grosime de 3 cm din BA8 si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS 16 conform Proiect Ilustrativ.

Rosturile de dilatatie se vor amplasa doar la capete (in zona culeelor).

In sens transversal profilul suprastructurii va fi in "acoperis", cu pante transversale de 2.5% dinspre ax spre trotuare ,iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80 m parte carosabila, incadrata cu parapete New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00 m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30 m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Conform proiectului ilustrativ, la marginea partii carosabile au fost prevazute parapete de siguranta de tip rigid (parapete New Jersey din beton armat cu grad de asigurare H4b) pentru protectia pietonilor iar pe partile exterioare ale trotuarelor se vor prevedea parapete pietonale metalice.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat .

Culeele vor avea elevatie de tip perete din beton armat.

Pilele vor avea elevatii "pline" (de tip perete din beton armat) cu evazaj sub forma de arc de cerc la partea superioara unde se va executa rigla din beton armat.

Pe banchetele infrastructurilor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu ziduri de sprijin din pamant armat. In spatele culeelor, pentru drenarea apelor din infiltratii se vor executa drenuri din piatra bruta invelite in geotextil.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culee si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetelor, a lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

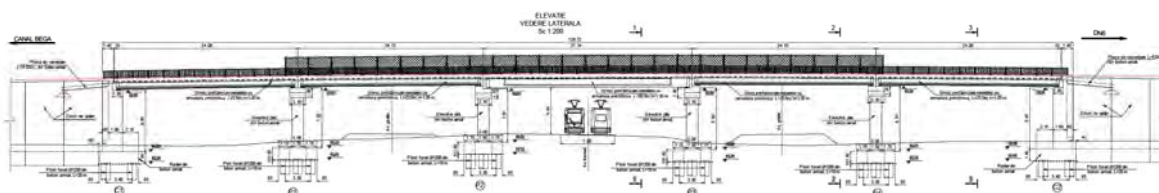


Fig. 1 Elevatie

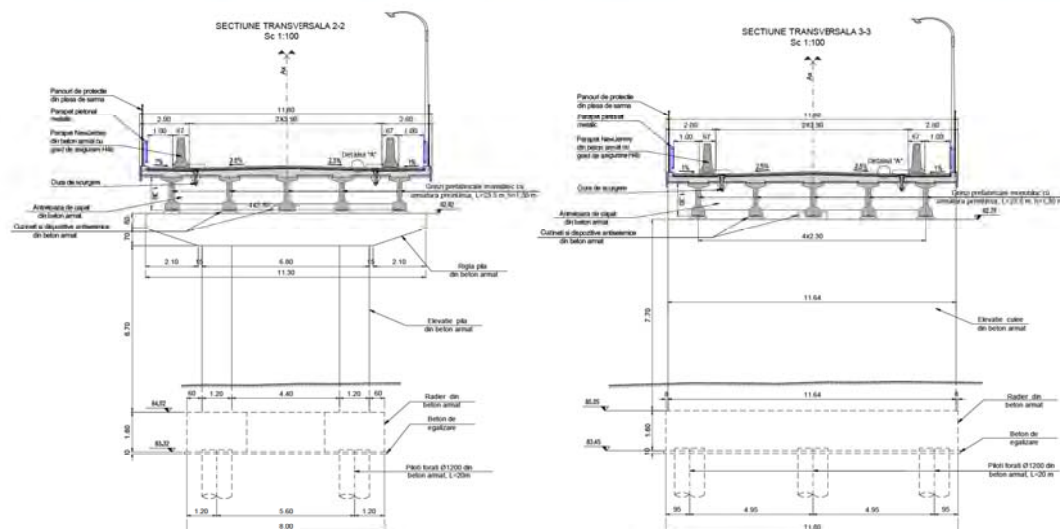


Fig. 2 Sectiuni transversale

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instructiuni si standarde considerate in proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Actiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnica
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistenta la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismica

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30
- Beton in radier culee si pile: C25/30
- Beton in elevatii culee si pile: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, grinzile de parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

• Actiuni permanente (G):

- Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radiereleor si a pilotilor;
- Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
- Impingerea pamantului;
- Impingerea pamantului din seism;

• Actiuni variabile (Q):

- Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, incarcari din oameni pe trotuare, franarea si forta centrifuga);
- Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+);

• Actiuni accidentale (A):

- Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie a elementelor structurale

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi prefabricate H=1.30m	5	0.467	25	58.38	1.35	78.81
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.731	25	54.83	1.35	74.01
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directiona	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				195.56		264.01

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h=$	8	m	Inaltime elevatie
$h_s=$	1.3	m	inaltimea echivalenta suprasarcina
$H_T=$	9.3	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}=$	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}=$	19	kN/m ³	
$K_{ad}=\text{tg}(\pi/4-\phi_{df}/2)^2=$	0.333	coef. presiune activa	

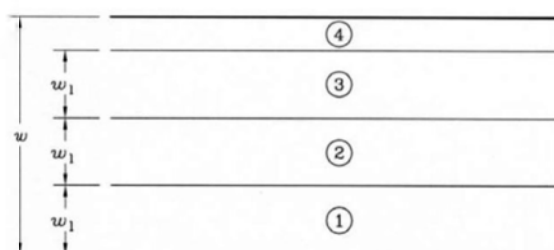
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_l =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

2.2.2.1.1 Acțiuni verticale

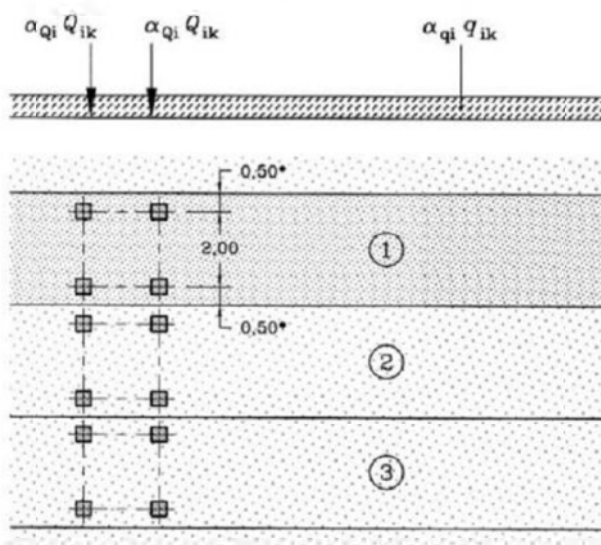
Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_q q_k$ " pe metru pătrat;



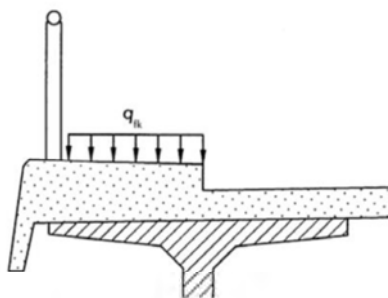
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_k .



Valoarea $q_k=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de frânare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de frânare " Q_{lk} " este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{lk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{lk}=0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k})+0.10 \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L =lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L>1,2\text{m}$ forța de frânare este egală cu $Q_{lk}=360+2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cele} =$	123.6	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{lk} =$	693.72	kN	< 900 kN		
$Q_{lk} =$	693.72	kN			
Nr Grinzi	6				
$Q_{lk} / grinda =$	115.62	kN - forta orizontala			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) si T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatare}$ pentru fiecare caz in parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e.min} \quad \text{- temperatura, T(-)}$$

$$\Delta_{TN,dilatare} = T_{e.max} - T_0 \quad \text{- temperatura, T(+)}$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizeaza valoarea recomandata 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e.min}$ și $T_{e.max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e.min} = -32^\circ\text{C}$ si $T_{e.max} = 42^\circ\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de acceleratia maxima a terenului $a_g = 0.20g$ si perioada de colt $T_c = 0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;

- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.

- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este “III” si $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

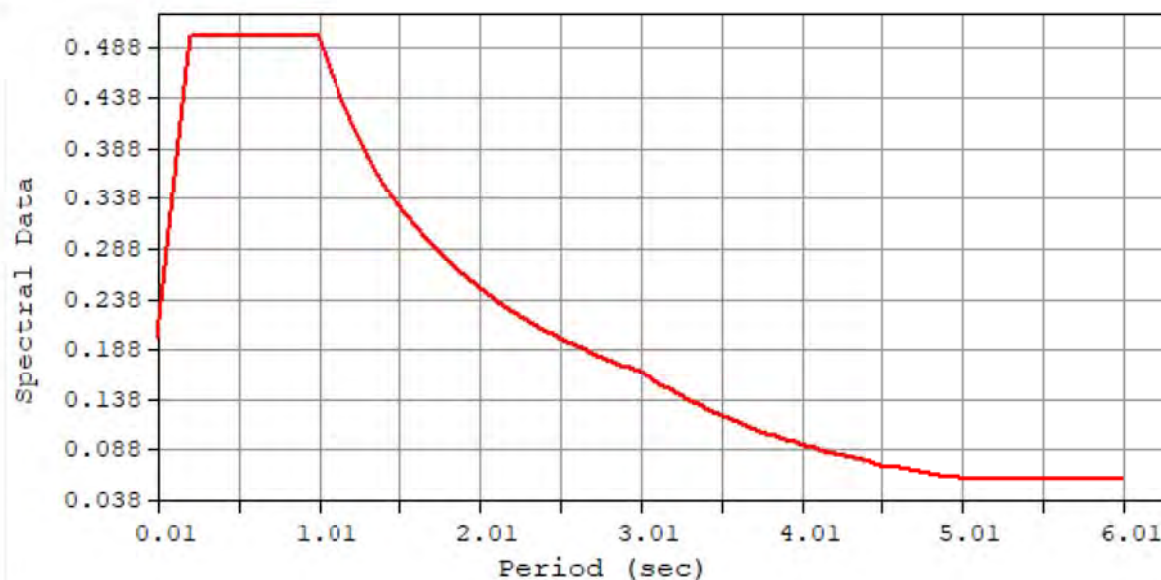


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

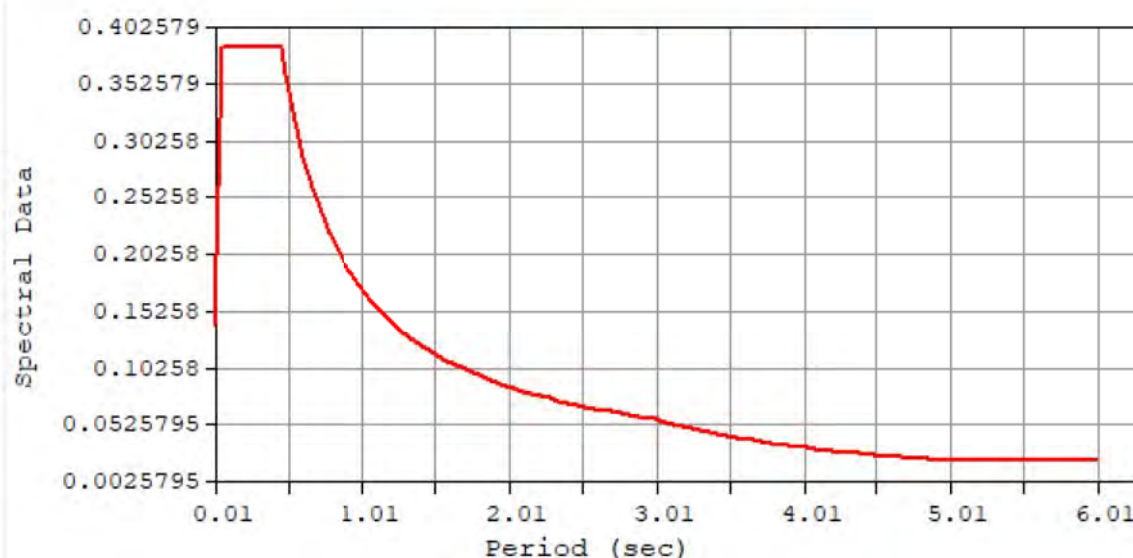


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;

- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
				+ EarthPressure(1.350) +	ML-caract(1.350)	
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
				+ EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.350)	
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
				+ EarthPressure(1.350) +	Temperatura (+)(1.500)	
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
				+ EarthPressure(1.350) +	Temperatura (+)(-1.500)	
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
				+ EarthPressure(1.350) +	Temperatura (-)(1.500)	

6	cLCB6	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+		Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+		EarthPressure(1.350) +	Temperatura (-)(-1.500)	
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.500)	
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.500)	
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.500)	
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.500)	
11	cLCB11	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000)	
12	cLCB12	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(0.600)
13	cLCB13	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(-0.600)
14	cLCB14	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(0.600)
15	cLCB15	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)

+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(-0.600)
<hr/>			
16	cLCB16 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.000)	
<hr/>			
17	cLCB17 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.000)	
<hr/>			
18	cLCB18 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.000)	
<hr/>			
19	cLCB19 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.000)	
<hr/>			
20	cLCB20 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(0.500)
<hr/>			
21	cLCB21 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(-0.500)
<hr/>			
22	cLCB22 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)
<hr/>			
23	cLCB23 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)
<hr/>			
24	cLCB24 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(0.600)	
<hr/>			

25	cLCB25	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-0.600)	
26	cLCB26	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(0.600)	
27	cLCB27	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-0.600)	
28	cLCB28	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(0.500)	
29	cLCB29	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-0.500)	
30	cLCB30	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)	
31	cLCB31	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)	
32	cLCB32	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000)		
33	Seism_X	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthPressure(1.000)
+				EarthLoad(1.000) +	Seism_X(1.000) +	Seism_Y(0.300)
+				ML-caract(0.300) +	Temperatura (-)(0.500)	
34	Seism_Y	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)

+ Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + EarthPressure(1.000)
 + EarthLoad(1.000) + Seism_X(1.000) + Seism_Y(0.300)
 + ML-caract(0.300) + Temperatura (-)(0.500)

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calcul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/cm ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e-005
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e-005
3	Y1860S7(15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e-005
4	C25/30	Concrete	EN04 (RC)	C25/30	2.5000e-005
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e-005
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

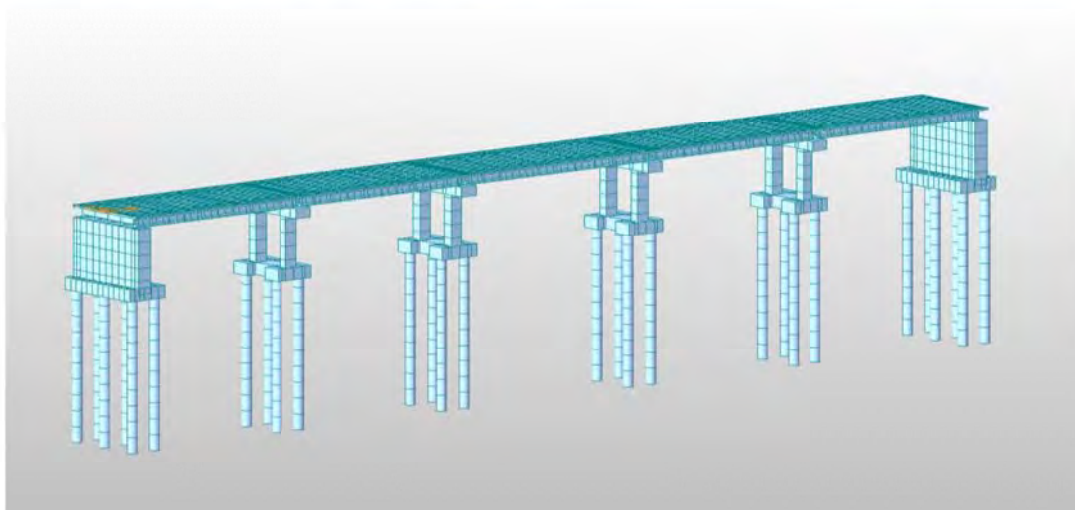


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor și verificarea secțiunilor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forajați

4.2.1.1 Piloți Culee



Fig. 6 Solicitări axiale maxime la piloți din culee

Fcd= 3609 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiunea asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4033 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.1.2 Piloți Pile

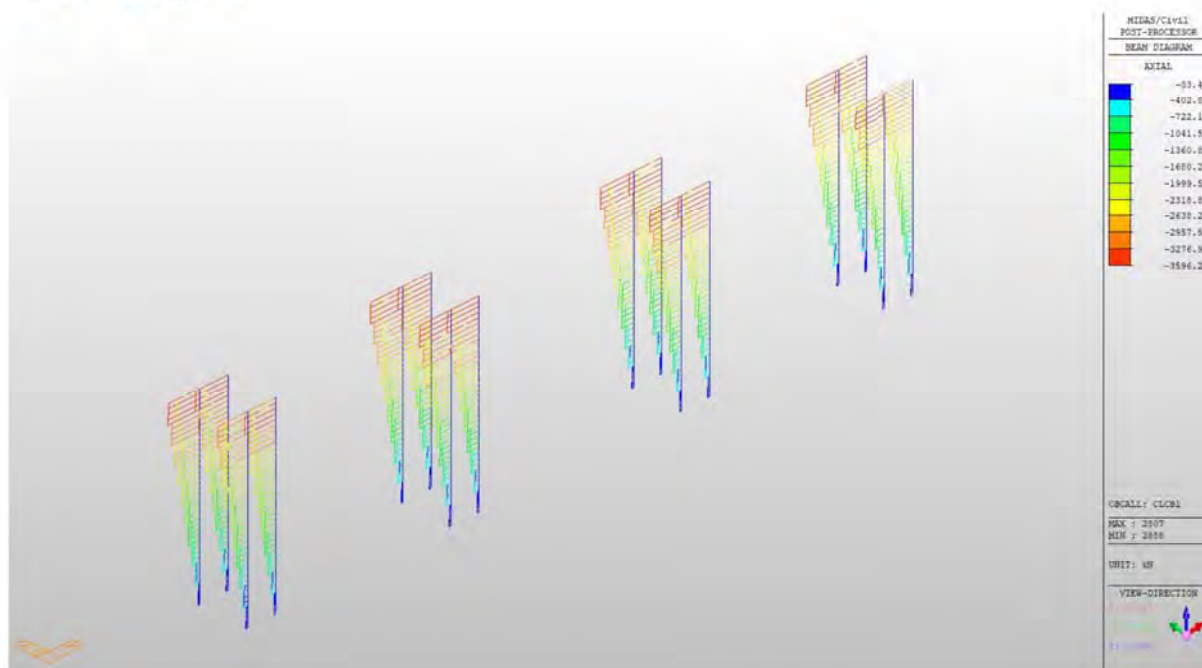


Fig. 7 Solicitări axiale maxime la piloții din pile

Fcd= 3596 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiunea asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 4033 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoiator și forță tăietoare

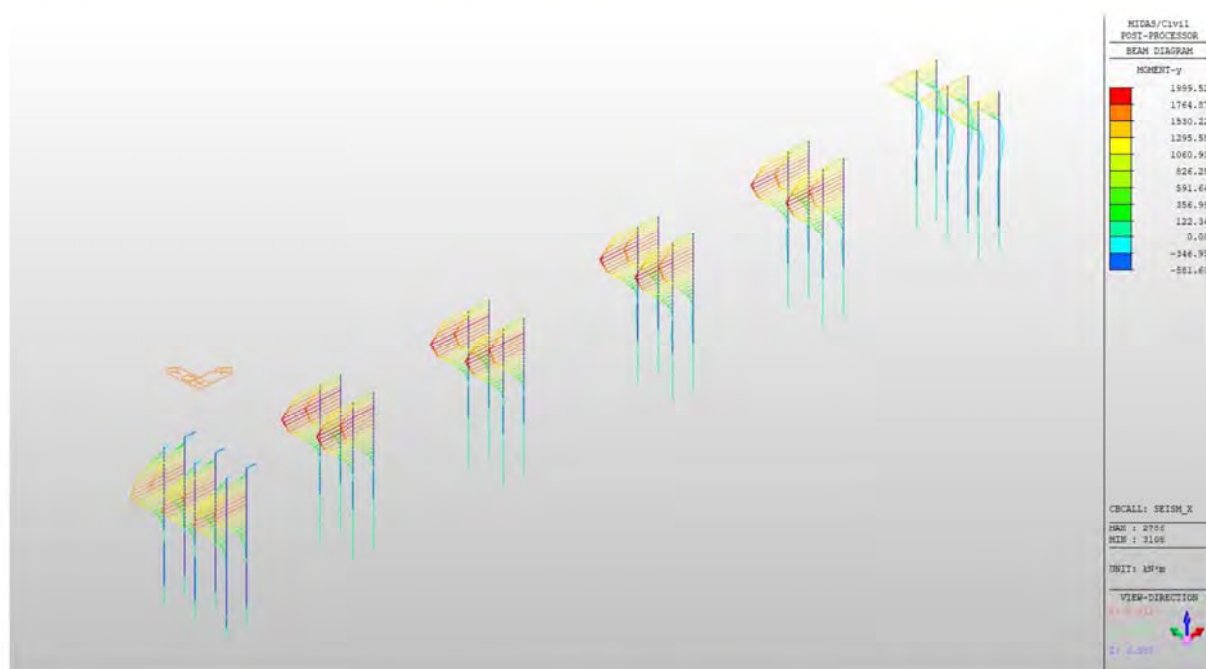


Fig. 8 Diagrama de moment încovoiator din combinația seismică pe direcția X

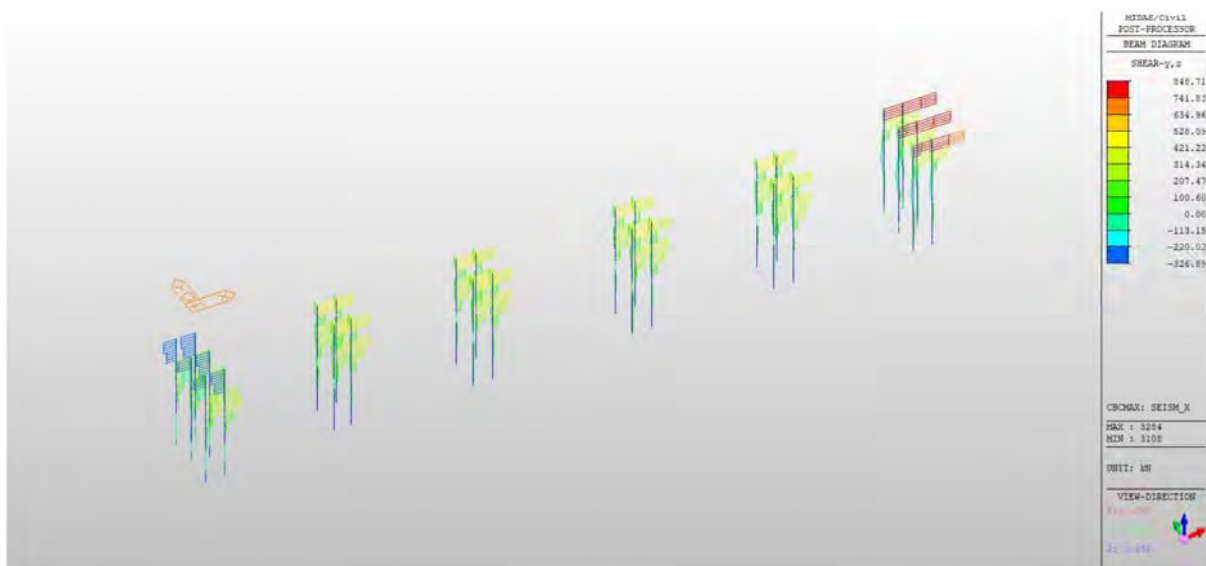


Fig. 9 Diagrama de forță tăietoare din combinația seismică pe direcția X

PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:_Str4 - 5 grinzi in sect.mcb

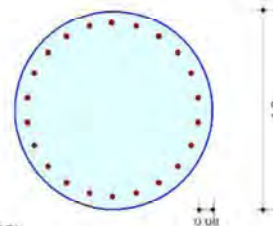
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2.05
 Unit System kN, m
 Member Number 2790 (PM), 2940 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 2.08 m
 Section Property Pilot (No : 6)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	22-P25	--	--

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0107991 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0095$)



2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (I) Point

$N_{Ed} = -148.88 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 1999.52$, $M_{Edz} = 346.591$, $M_{Ed} = 2029.33 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 21833.9 \text{ kN}$

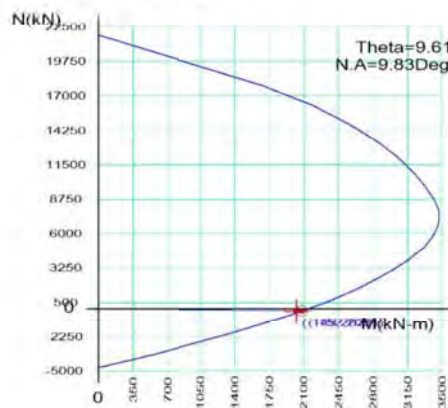
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -148.88 / -151.74 = 0.981 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1999.52 / 2054.37 = 0.973 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 346.591 / 347.938 = 0.996 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 2029.33 / 2083.62 = 0.974 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
21833.94	0.00
16283.25	2178.87
13318.49	2860.43
10795.02	3229.97
8745.43	3424.38
7194.37	3476.98
6036.00	3426.75
4978.19	3325.91
3824.18	3149.95
2427.16	2854.25
588.64	2334.51
-1915.22	1372.10
-4695.28	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 521.160 \text{ kN}$ (Load Combination 33+)

Shear Strength by Conc $V_{Rdc} = 0.00000 \text{ kN}$

Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 558.371 \text{ kN}$ (2.0-P10 @90)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 521.160 / 558.371 = 0.933 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

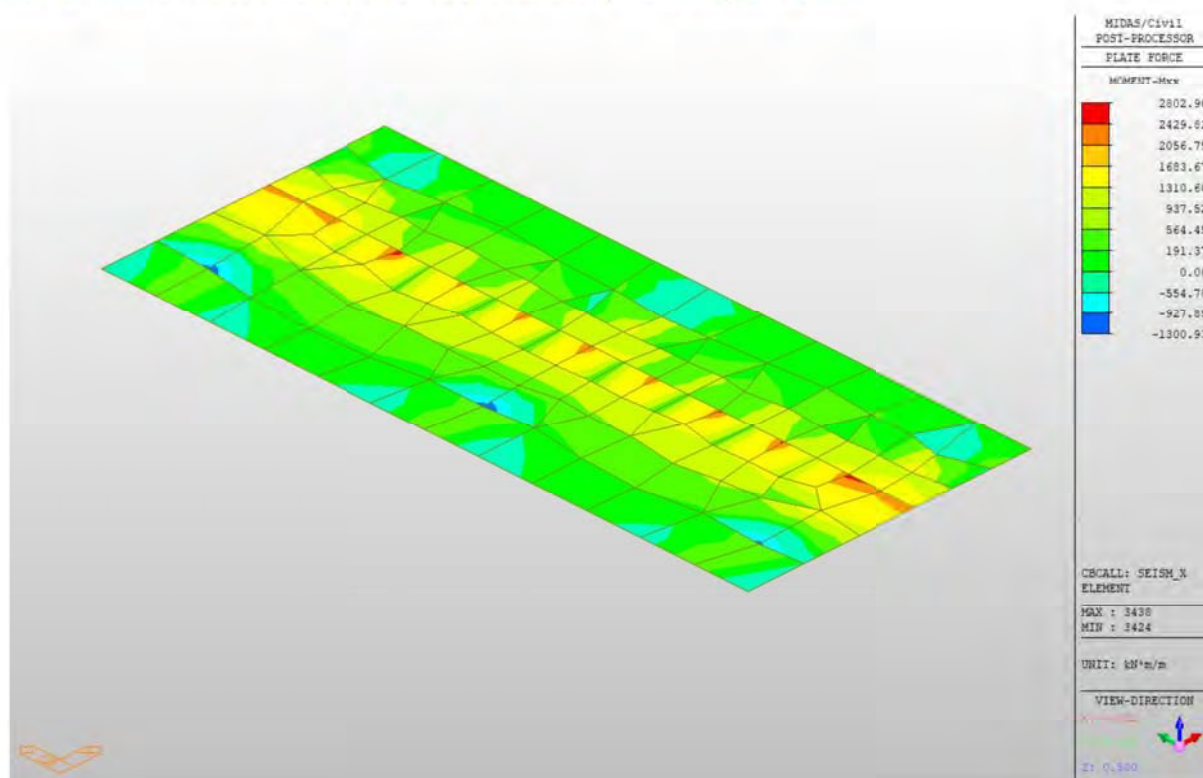


Fig. 10 Moment încovoietor maxim în radier culee

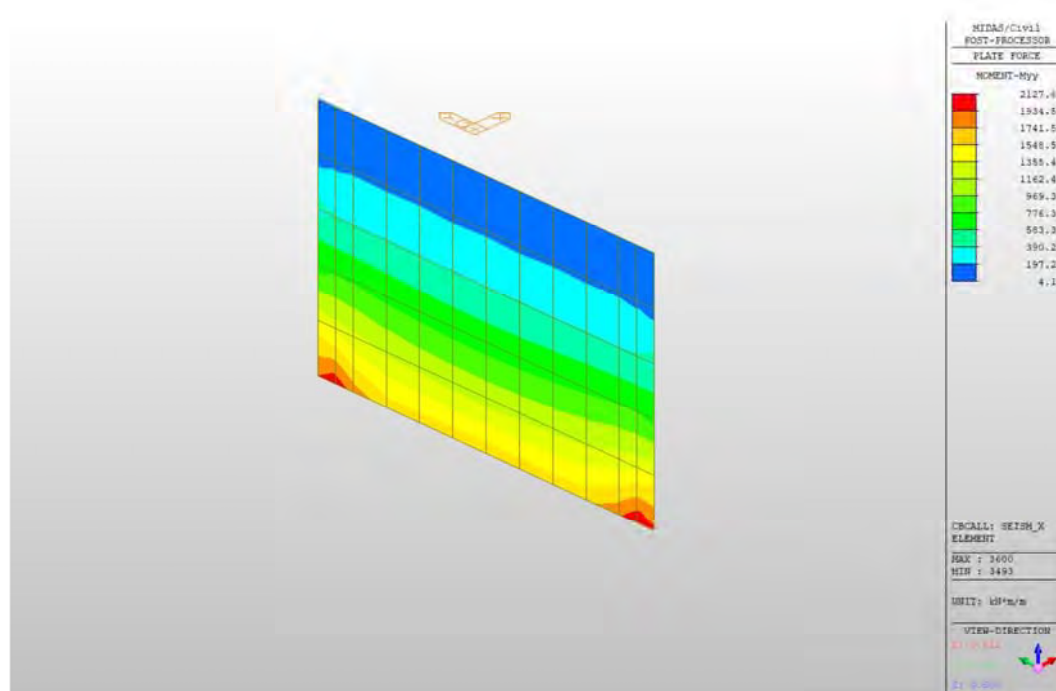


Fig. 11 Moment încovoietor maxim în elevația culeei

RADIER CULEE

MIDAS/Civil

Plate Beam Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...\Str4 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : racier
 Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.6 m

2. Section Diagram



Element No : 3438

Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P25@0.15	P32@0.15

Total Rebar Area Ast = 0.00863413 m²/m

Using Stirrups Spacing : 4.0-P20 @200

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1986.44	2802.90
Element No.	3239	3438
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	2141.41	3448.28
Check Ratio (Mu/Mr)	0.9276	0.8128
Using Rebar(As)	0.0033	0.0054

4. Shear Capacity

Element No. : 3417
 Load Combination : cLCB1
 Applied Shear Force V_{Ed} = 551.208
 Shear Strength (Out of plane) V_{Rdc} = 551.437 V_{Rds} = 0.00000
 Shear Ratio V_{Ed}/V_{Rd} = 551.208 / 551.437 = 1.000 < 1.000 O.K

ELEVAȚIE CULEE

MIDAS/Civil

Plate Column Check Result Dialog

Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...\Str4 - 5 girzi in sect mcb

1. Design Condition

Design Type	Plate Column (1D)							
Sub-Domain	elev-culee							
Design Code	Eurocode2-2.05							
Unit System	kN, m, / m							
Material Data	fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa							
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>Top(Negative)</th><th>Bottom(Positive)</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td><td>P20@0.15</td><td>P25@0.15</td></tr> </tbody> </table>			Top(Negative)	Bottom(Positive)	Layer 1	P20@0.15	P25@0.15
	Top(Negative)	Bottom(Positive)						
Layer 1	P20@0.15	P25@0.15						
Total Rebar Area	Ast = 0.00536687 m ² /m							
Using Stirrups Spacing	2.0-P12 @150							



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_Ed	1325.27	2127.62
Element No.	3552	3600
Load Combination	cLCB1	Seism_X
M_Rd	1567.34	2426.81
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.8456	0.8767
Using Rebar(As)	0.0021	0.0033

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	3552
Load Combination	cLCB1
Applied Axial Force Strength N_Ed	= 2174.01
Axial Force Strength N_Rd	= 32842.2
Axial Force Ratio	N_Ed/N_Rd 2174.01 / 32842.2 = 0.066 < 1.000 O.K

4. Shear Capacity

Element No.	3552
Load Combination	Seism_X
Applied Shear Force V_Ed	= 458.042
Shear Strength (Out of plane) V_Rdc	= 519.255
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd 458.042 / 519.255 = 0.882 < 1.000 O.K

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ

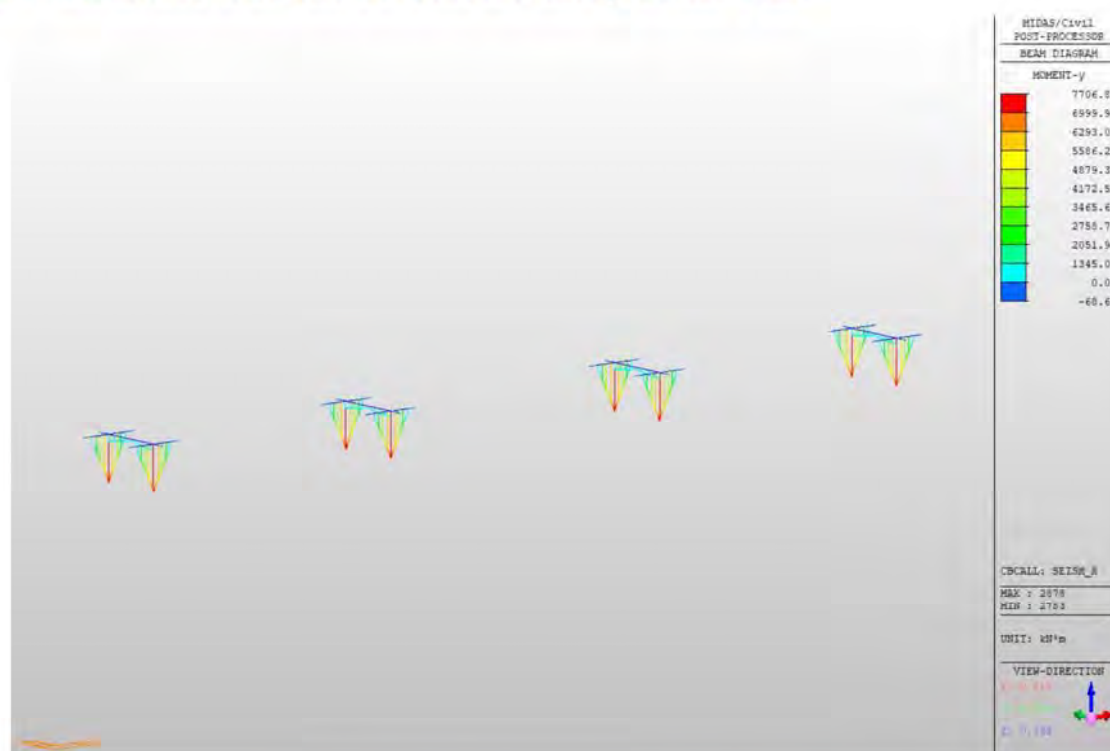


Fig. 12 Moment încovoietor maxim în radierul pilei

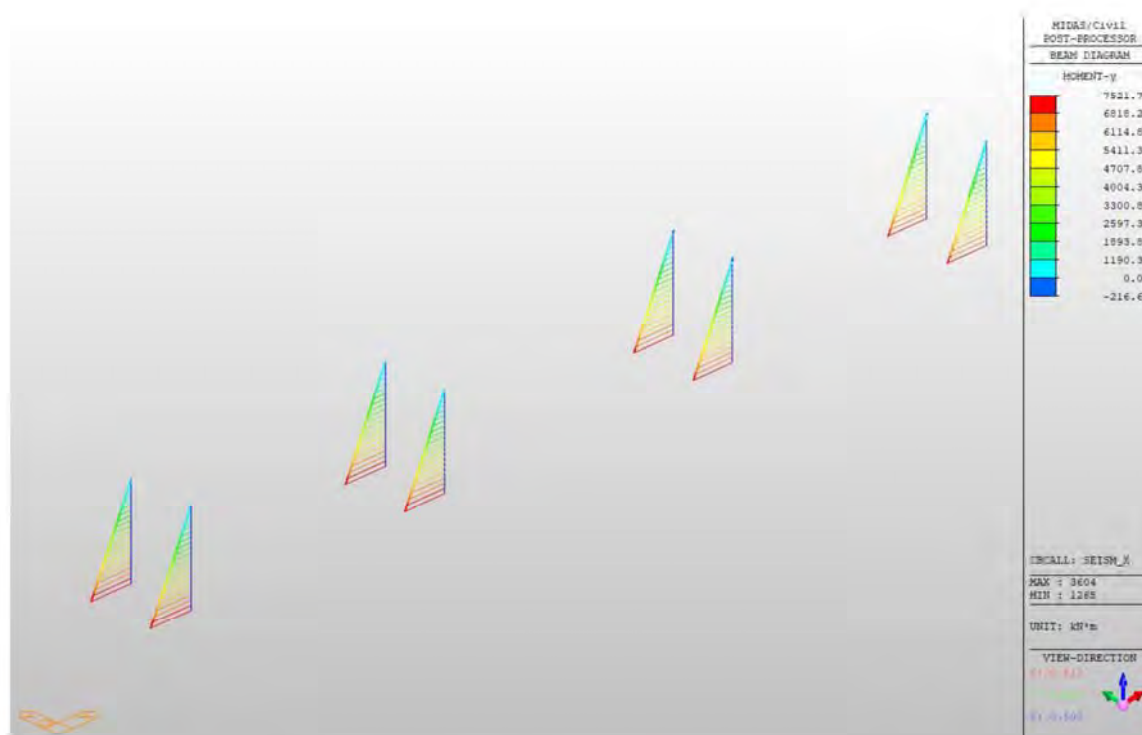



Fig. 13 Moment încovoietor maxim în stâlpul pilei

RADIER PILĂ

MIDAS/Civil

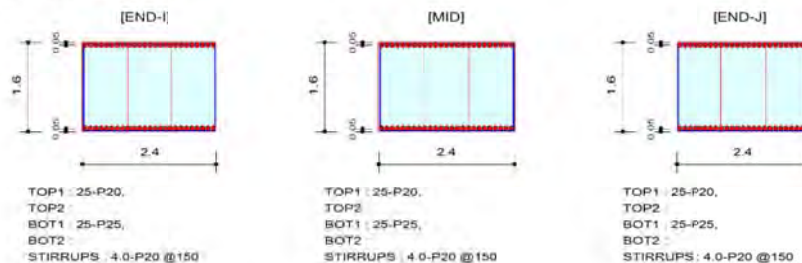
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...\Str4 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2:05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Beam Span : 1.2 m
 Section Property : Radier (No. 7)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	478.45	59.73	630.23
(-) Load Combination No.	1-	2-	1-
Factored Strength (M _{Rd})	5139.42	5139.42	5139.42
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0931	0.0116	0.1285
Positive Moment (M _{Ed})	7719.35	5993.60	7719.42
(+) Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Strength (M _{Rd})	7900.10	7900.10	7900.10
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.9771	0.7587	0.9771
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0079	0.0079	0.0079
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0123	0.0123	0.0123

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Shear Force (V _{Ed})	4203.89	4283.09	4322.69
Shear Strength by Conc (V _{Rdc})	1302.68	1302.68	1302.68
Shear Strength by Rebar (V _{Rds})	5081.20	5081.20	5081.20
Using Shear Reinf (A _{sw})	0.0013	0.0013	0.0013
Using Stirrups Spacing	4.0-P20 @150	4.0-P20 @150	4.0-P20 @150
Check Ratio	0.8273	0.8429	0.8507

STÂLP PILĂ

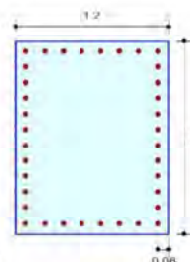
MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\...\Str4 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Code	Eurocode2-2:05										
Unit System	kN, m										
Member Number	3604 (PM), 1276 (Shear)										
Material Data	fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa										
Column Height	1.73 m										
Section Property	Stalp pila (No : 5)										
Rebar Pattern	<table border="1"> <thead> <tr> <th></th><th>Pos 1</th><th>Pos 2</th><th>Pos 3</th></tr> </thead> <tbody> <tr> <td>Layer 1</td><td>8-P32</td><td>10-P32</td><td>--</td></tr> </tbody> </table>				Pos 1	Pos 2	Pos 3	Layer 1	8-P32	10-P32	--
	Pos 1	Pos 2	Pos 3								
Layer 1	8-P32	10-P32	--								
Total Rebar Area Ast = 0.028953 m ² (Rho = 0.0161)											



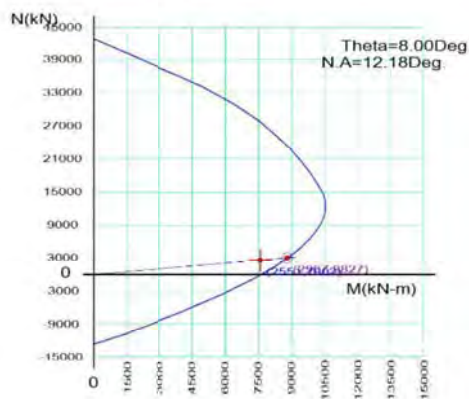
2. Applied Loads

Load Combination	33+	AT (J) Point		
N _{Ed}	= 2550.81 kN	M _{Edy}	= 7521.78,	M _{Edz} = 1104.86, M _{Ed} = 7602.49 kN-m

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load	N _{Rdmax}	= 42696.1 kN	
Axial Load Ratio	N _{Ed} /N _{Rd}	= 2550.81 / 2966.74	= 0.860 < 1.000 O.K
Moment Ratio	M _{Edy} /M _{Rdy}	= 7521.78 / 8741.08	= 0.861 < 1.000 O.K
	M _{Edz} /M _{Rdz}	= 1104.86 / 1227.80	= 0.900 < 1.000 O.K
	M _{Ed} /M _{Rd}	= 7602.49 / 8826.89	= 0.861 < 1.000 O.K

4. P-M Interaction Diagram



N _{Rd} (kN)	M _{Rd} (kN-m)
42696.06	0.00
30964.15	6408.21
25166.12	8372.43
20337.51	9517.19
16266.91	10233.23
13115.97	10570.05
10827.00	10537.07
8701.95	10257.40
6373.81	9803.26
3369.72	8962.50
-786.66	7279.36
-6788.92	3998.11
-12588.26	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance	V _{Edy}	= 765.861,	V _{Edz}	= 274.577 kN (Load Combination 34+)
Shear Resistance (Y-Direction)	V _{Rdcy}	= 563.616,	V _{Rdsy}	= 2837.18 kN (4.0-P16 @100)
Shear Resistance (Z-Direction)	V _{Rdcz}	= 514.603,	V _{Rdsz}	= 3340.70 kN (4.0-P16 @100)
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd}	= 274.577 / 514.603		= 0.534 < 1.000 O.K

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

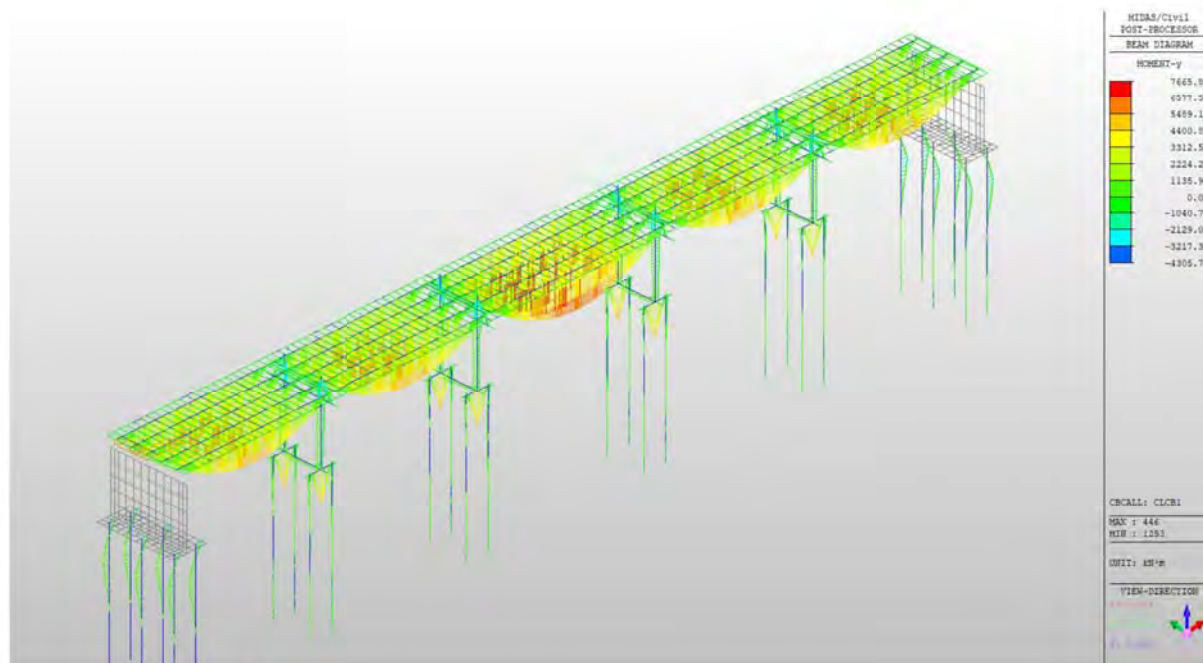


Fig. 14 Diagramă moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare distincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicații de proiect pentru rezistența seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, și specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10^\circ && \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de execuție. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod convențional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Varf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală efectivă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se oprește pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “susținut” prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect

de "siloz" este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c și N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cele profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără aceștia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistența Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistența laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corecție legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuți

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței

laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{\max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coezive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiza pilotului în condiții de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotații în noduri pentru definirea liniei elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu **P** matricea forțelor nodale externe, cu **F** aceea a forțelor interne și cu **A** matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonstrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, forțele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obține:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Și deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obține expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea forțelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii. Matricea **A S A^T** este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotațiile nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a noduli. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s si $B_s Z^n$ sunt obtinute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , si i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde C = 40 este obtinut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	piloti pod 4 - km 5+366
Diametru varf	1.20 m
Lungime	20.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	1.60 m
Tip beton	1
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	f _{ck} ,cubic [Kg/cm ²]	E _c [Kg/cm ²]	f _{ck} [Kg/cm ²]	f _{cd} [Kg/cm ²]	f _{ctd} [Kg/cm ²]	f _{ctm} [Kg/cm ²]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	E _s [Kg/cm ²]	f _{yk} [Kg/cm ²]	f _{yd} [Kg/cm ²]	f _{tk} [Kg/cm ²]	f _{td} [Kg/cm ²]	ep _{tk}	ep _{d_ult}	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m ³]	Greutate volumica saturata [kg/m ³]	c [kg/cm ²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitat e [kg/cm ²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	4.70	2100.00	2000.00	0.06	25.00	Nu	1.00	60.00	0	
2	5.30	1850.00	1750.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
3	10.40	1900.00	1800.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
4	0.40	2100.00	2000.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 5+366 peste DN59 si linii de tramvai

5	2.80	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0
6	2.20	2000.00	1900.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0
7	1.20	1900.00	1800.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0
8	2.00	1850.00	1800.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R 3	44.19	60.55	35,5/0.00	45238.94	761383.30	360008.40	1076153.0 0	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.00
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	761383.30	761383.30	761383.30	
Lateral	360008.40	360008.40	360008.40	
Total	1076153.00	1076153.00	1076153.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R3
Baza				2.50
Lateral				2.50
Rezistenta de proiectare baza				304553.30 kg
Rezistenta de proiectare laterala				144003.40 kg
Rezistenta de proiectare				403317.80 kg

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	20.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	2290.00 kN
Sarcina limita laterala	1440.00 kN
Sarcina limita de varf	3045.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	5.88E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.72 mm
Tasare rigida	102.93 mm
Tasare totala	103.66 mm

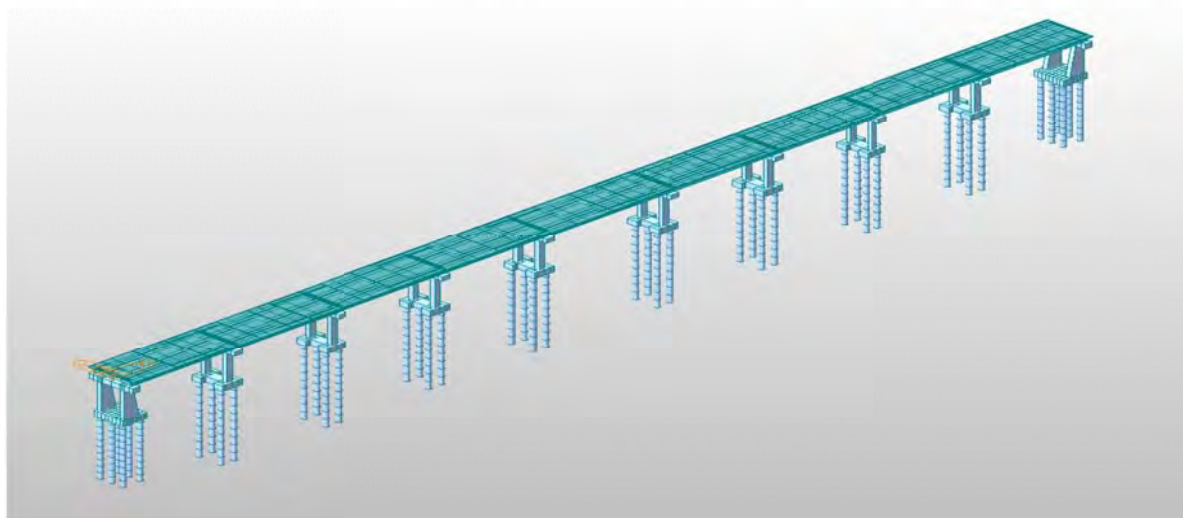
Index

1.Stratigrafie	7
2.Sarcina limita verticala	7
3.REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE	8
Index	9

intocmit ing. Attila Takacs



PASAJ KM 7+156 PESTE CF 124 TIMISOARA NORD-VOITENI



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	5
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	10
3	COMBINAREA ACȚIUNILOR.....	11
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	16
4.1	MODELUL STRUCTURAL	16
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	16
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICAREA SECȚIUNILOR.....	17
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forți	17
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	19
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVAȚIE CULEE.....	21
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ	26
4.2.5	Eforturi in grinzi	29
5	ANEXA.....	



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Calea ferata dubla neelectrificata Timisoara Nord - Stamora Moravita va fi traversata de catre varianta de ocolire la km 7+156 cu un pasaj pe 9 deschideri. Pasajul este in aliniament, iar fata de calea ferata are o oblicitate de 61°. Pasajul va avea lungimea totala de 256.20 m, deschiderea peste calea ferata fiind de 32.00 m iar celelalte 8 deschideri avand lungimi de 27 m. Gabaritul de libera trecere peste liniile CF este de 7800 mm.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 5, respectiv 6 grinzi prefabricate precomprimate pe deschidere, cu armatura preintinsa, avand lungimea de 26.50 m si 31.50 m si inaltimea de 1,30 m, respectiv 1.40 m, solidarizate la partea superioara prin intermediul unei placi monolite din beton armat.

Structura este continuizata in dreptul pilor prin placa de suprabetonare.

Placa de suprabetonare se va executa din beton armat, turnat direct peste grinzile joantive din componenta tablierului. Marginal, longrinele monolite in consola care sustin parapetele pietonale se vor executa cu cofraj fixat de grinzile marginale. Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatie de 1 cm grosime, protectia hidroizolatiei in grosime de 3 cm din BA8 si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS 16 conform Proiect Ilustrativ.

Pasajul fiind amplasat in aliniament, profilul acestuia pe zona carosabilului in sens transversal este in profil de acoperis cu panta transversala de 2.5% dinspre ax spre trotuare, iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80 m parte carosabila, incadrata cu parapet New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00 m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30 m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Conform proiectului ilustrativ, la marginea partii carosabile au fost prevazute parapete de siguranta de tip rigid (parapet New Jersey din beton armat cu grad de asigurare H4b) pentru protectia pietonilor iar pe partile exterioare ale trotuarelor se vor prevedea parapete pietonale metalice.

Pasajul va avea lungimea totala $L=256,20$ m.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat.

Culeele sunt de tip "inecat", avand elevatiile alcatuite din cate doua diafragme din beton armat si o rigla transversala din beton armat la capetele superioare ale acestora.

Pilele vor avea elevatii "pline" (de tip perete din beton armat) cu evazaj sub forma de arc de cerc la partea superioara unde se va executa rigla din beton armat.

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton. Pe partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului s-au prevazut placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culee si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetelor, a lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

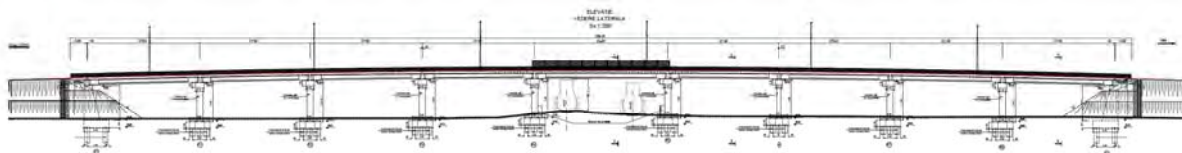


Fig. 1 Elevatie

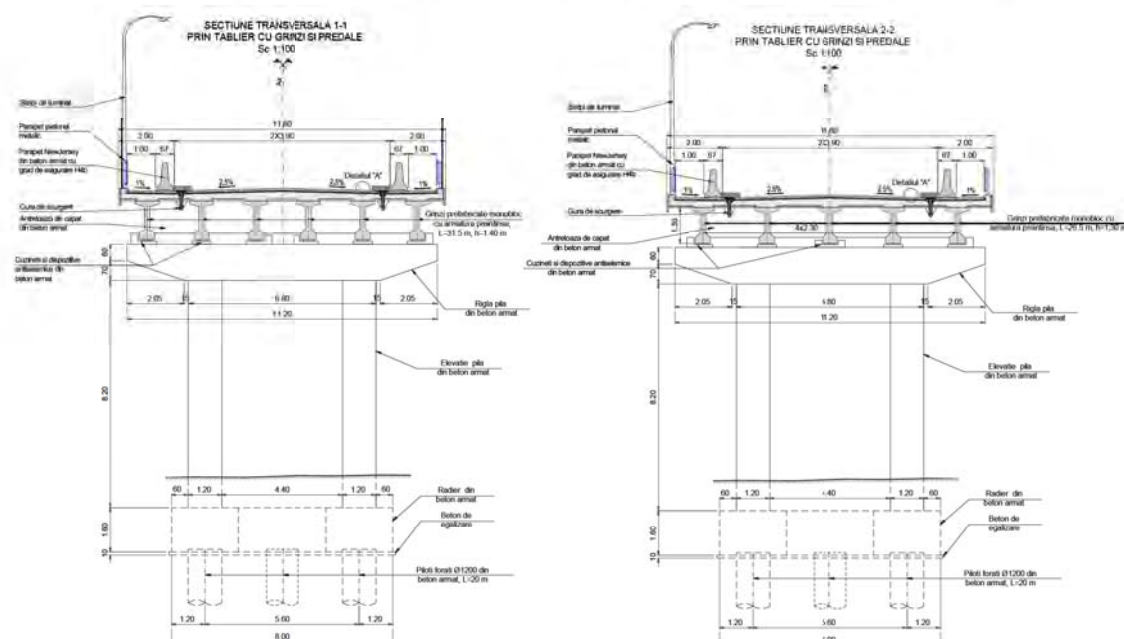


Fig. 2 Sectiuni transversale

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instructiuni si standarde considerate in proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Actiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnica
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistenta la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismica

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30
- Beton in radier culee si pile: C25/30
- Beton in elevatii culee si pile: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, grinzile de parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):

- Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radiereleor si a pilotilor;
- Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
- Impingerea pamantului;
- Impingerea pamantului din seism;

- Actiuni variabile (Q):

- Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, incarcari din oameni pe trotuare, franarea si forta centrifuga);

- Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+);

- Actiuni accidentale (A):

- Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie a elementelor structurale

Element	buc	Arie m²	Densitate kN/m³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=1.30m	5	0.467	25	58.38	1.35	78.81
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.732	25	54.90	1.35	74.12
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				195.64		264.11

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=1.40m	5	0.487	25	60.88	1.35	82.18
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.732	25	54.90	1.35	74.12
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				198.14		267.49

2.2.1.2 Impingerea pamantului

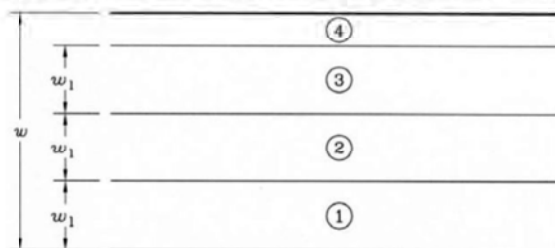
h=	8.5	m	Inaltime elevatie
hs=	1.3	m	inaltimea echivalenta suprasarcina
H _T =	9.8	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}$ =	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}$ =	19	kN/m ³	
$K_{ad}=tg(\pi/4-\phi_{df}/2)^2$ =	0.333	coef. presiune activa	

2.2.2 Actiuni variabile (Q)
2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4$ m $5,4$ m $\leq w < 6$ m	$n_l = 1$ $n_l = 2$	3 m $\frac{w}{2}$	$w - 3$ m 0
6 m $\leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_1 =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

2.2.2.1.1 Acțiuni verticale

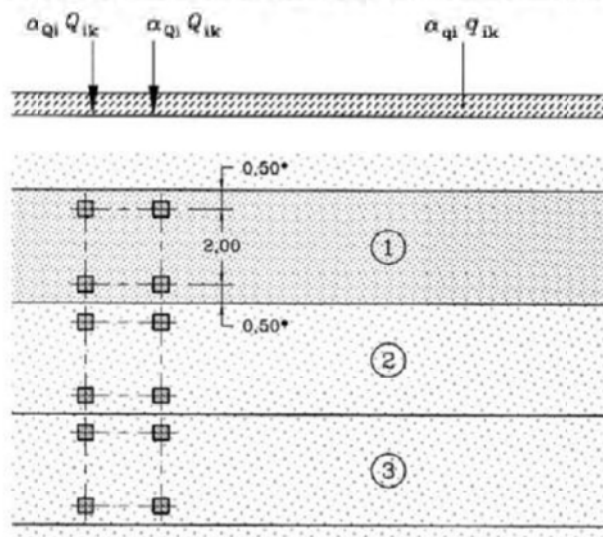
Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_{qq} q_k$ " pe metru pătrat;



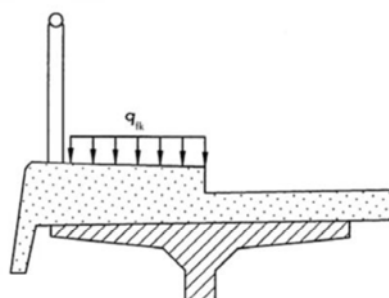
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_Q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate în tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de frânare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de frânare “ Q_{lk} ” este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{lk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{lk} = 0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k}) + 0.10 \alpha_{q1} q_{1k} w_1 L \leq 900 (\text{kN})$$

L = lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L > 1,2\text{m}$ forța de frânare este egală cu $Q_{lk} = 360 + 2,7L \leq 900 (\text{kN})$.

Limita inferioară a forței de frânare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cele} =$	248	m	$w_l =$	3	m
$Q_{lk} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{lk} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{lk} =$	900	kN	< 900	kN	
$Q_{lk} =$	900	kN			
Nr Grinzi	5				
$Q_{lk} / \text{grinda} =$	180	kN - forta orizontala pe o grinda			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) si T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN, \text{contracție}}$ sau cu $\Delta_{TN, \text{dilatare}}$ pentru fiecare caz în parte.

$$\Delta_{TN, \text{contracție}} = T_0 - T_{e, \text{min}} \quad - \text{temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN, \text{dilatare}} = T_{e, \text{max}} - T_0 \quad - \text{temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizează valoarea recomandată 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^{\circ}\text{C}$ și $T_{e,max} = 42^{\circ}\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de acceleratia maxima a terenului $a_g=0.20g$ si perioada de colt $T_c=0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este “III” și $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

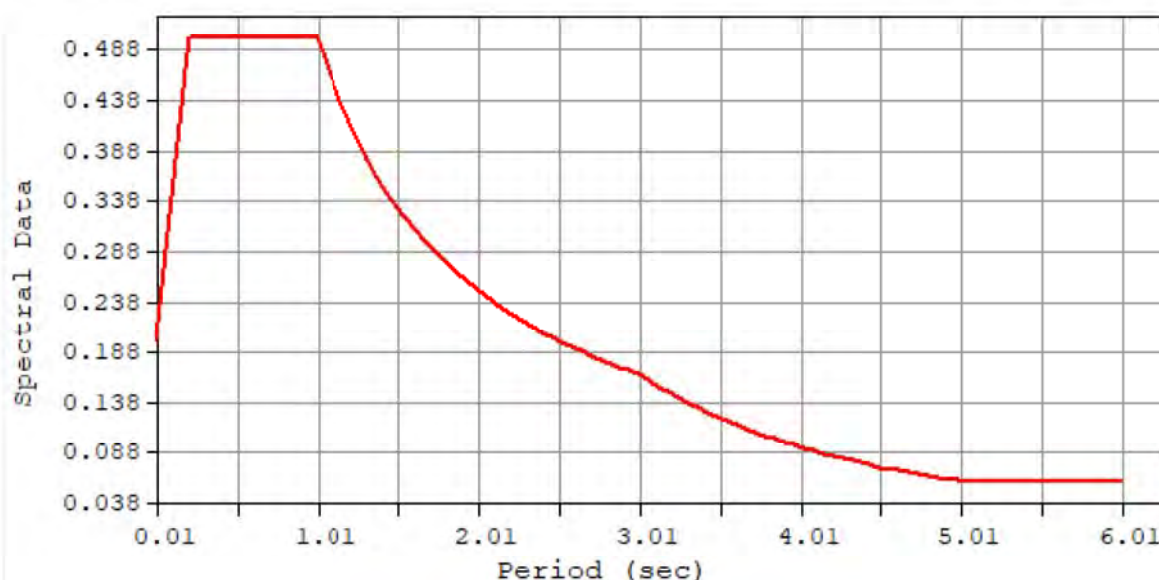


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

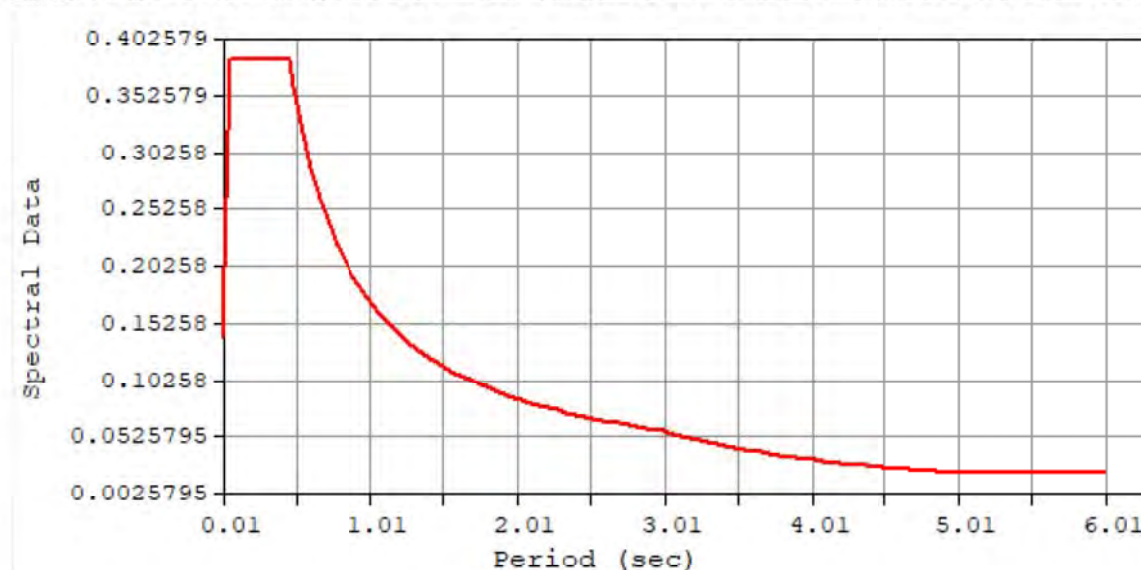


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficienții care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+	EarthPressure(1.350) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>			
2	cLCB2	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.350)	
<hr/>			
3	cLCB3	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+	EarthPressure(1.350) +	Temperatura (+)(1.500)	
<hr/>			
4	cLCB4	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+	EarthPressure(1.350) +	Temperatura (+)(-1.500)	
<hr/>			
5	cLCB5	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+	EarthPressure(1.350) +	Temperatura (-)(1.500)	
<hr/>			
6	cLCB6	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
+	Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	EarthLoad(1.350)
+	EarthPressure(1.350) +	Temperatura (-)(-1.500)	
<hr/>			
7	cLCB7	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.500)	
<hr/>			
8	cLCB8	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.500)	
<hr/>			
9	cLCB9	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.500)	
<hr/>			
10	cLCB10	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.500)	
<hr/>			

Varianța de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

11	cLCB11	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000)	
<hr/>				
12	cLCB12	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(0.600)
<hr/>				
13	cLCB13	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(-0.600)
<hr/>				
14	cLCB14	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(0.600)
<hr/>				
15	cLCB15	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(-0.600)
<hr/>				
16	cLCB16	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.000)	
<hr/>				
17	cLCB17	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.000)	
<hr/>				
18	cLCB18	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.000)	
<hr/>				
19	cLCB19	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.000)	
<hr/>				
20	cLCB20	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

+	EarthPressure(1.000) +		ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(0.500)

21	cLCB21	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(-0.500)

22	cLCB22	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)

23	cLCB23	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)

24	cLCB24	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (+)(0.600)	

25	cLCB25	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (+)(-0.600)	

26	cLCB26	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (-)(0.600)	

27	cLCB27	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (-)(-0.600)	

28	cLCB28	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (+)(0.500)	

29	cLCB29	Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+	EarthPressure(1.000) +		Temperatura (+)(-0.500)	

30	cLCB30	Serviceability	Add	

Varianța de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>					
31	cLCB31	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)	
<hr/>					
32	cLCB32	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000)		
<hr/>					
33	Seism_X	Strength/Stress	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthPressure(1.000)
			+ EarthLoad(1.000) +	Seism_X(1.000) +	Seism_Y(0.300)
			+ ML-caract(0.300) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>					
34	Seism_Y	Strength/Stress	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthPressure(1.000)
			+ EarthLoad(1.000) +	Seism_X(1.000) +	Seism_Y(0.300)
			+ ML-caract(0.300) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>					

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calculul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/cm ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e-005
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e-005
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e-005
4	C25/30	Concrete	EN04 (RC)	C25/30	2.5000e-005
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e-005
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

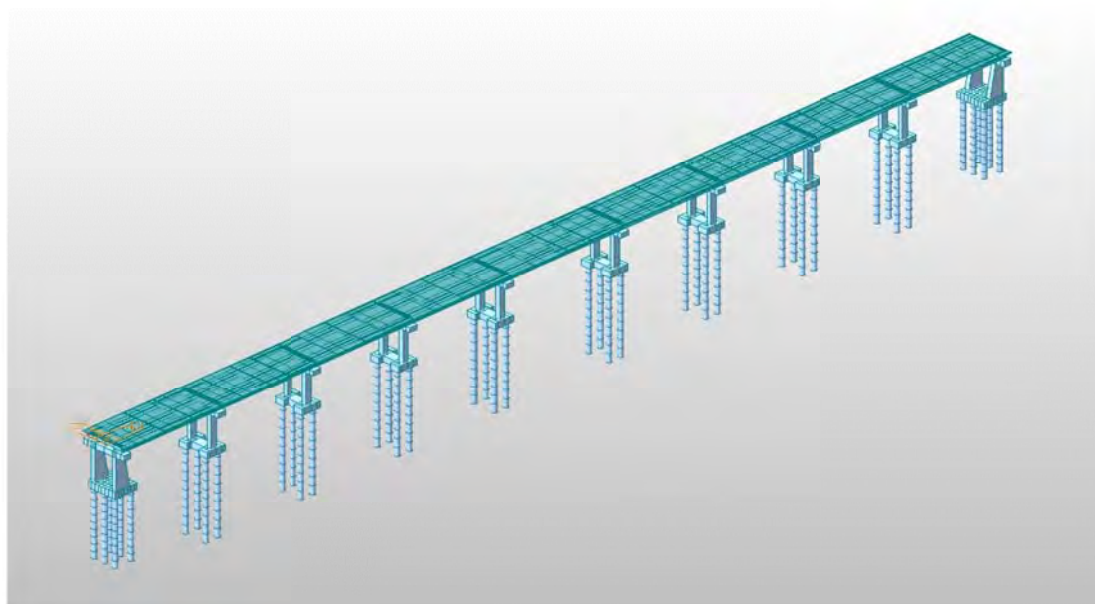


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor și verificarea secțiunilor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forăți

4.2.1.1 Piloți Culee

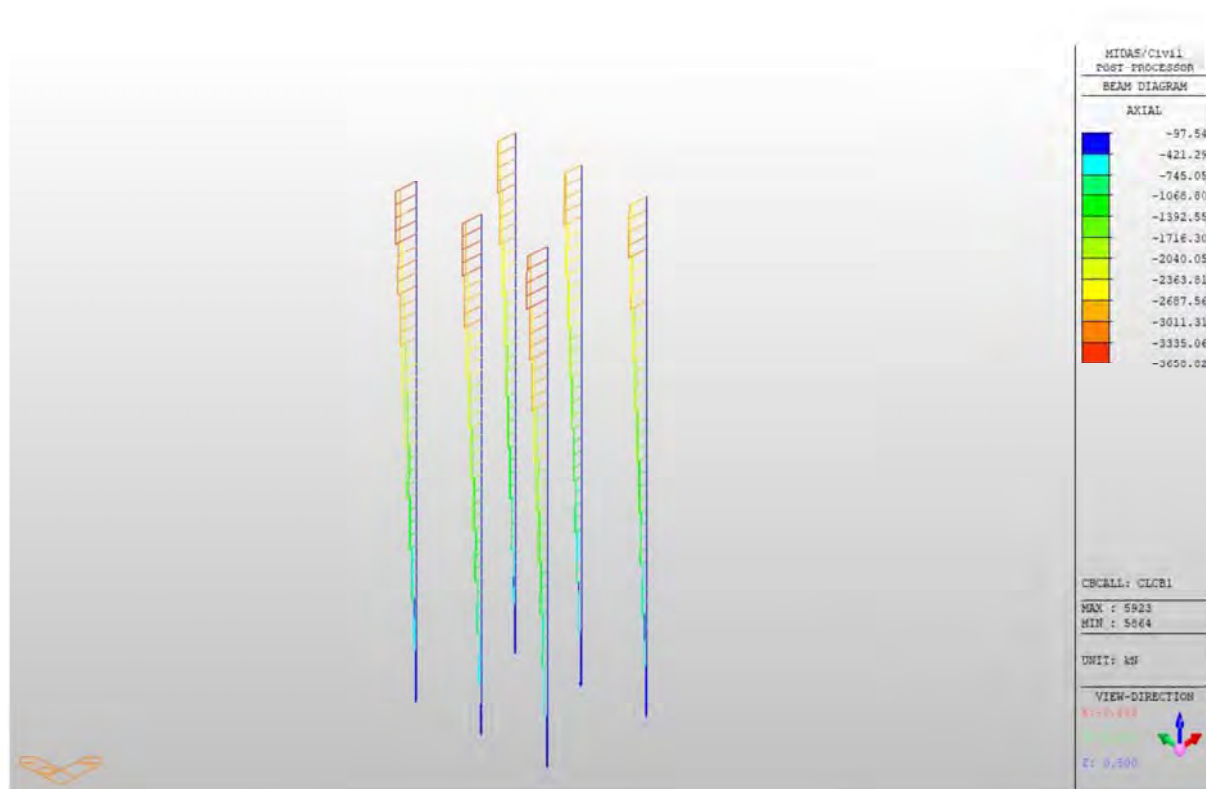


Fig. 6 Solicități axiale maxime la piloții din culee

Fcd= 3659 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea CLCB1

Rcd= 5836 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

$$\mathbf{F_{cd} < R_{cd} - \text{Adevărat}}$$

4.2.1.2 Piloți Pile

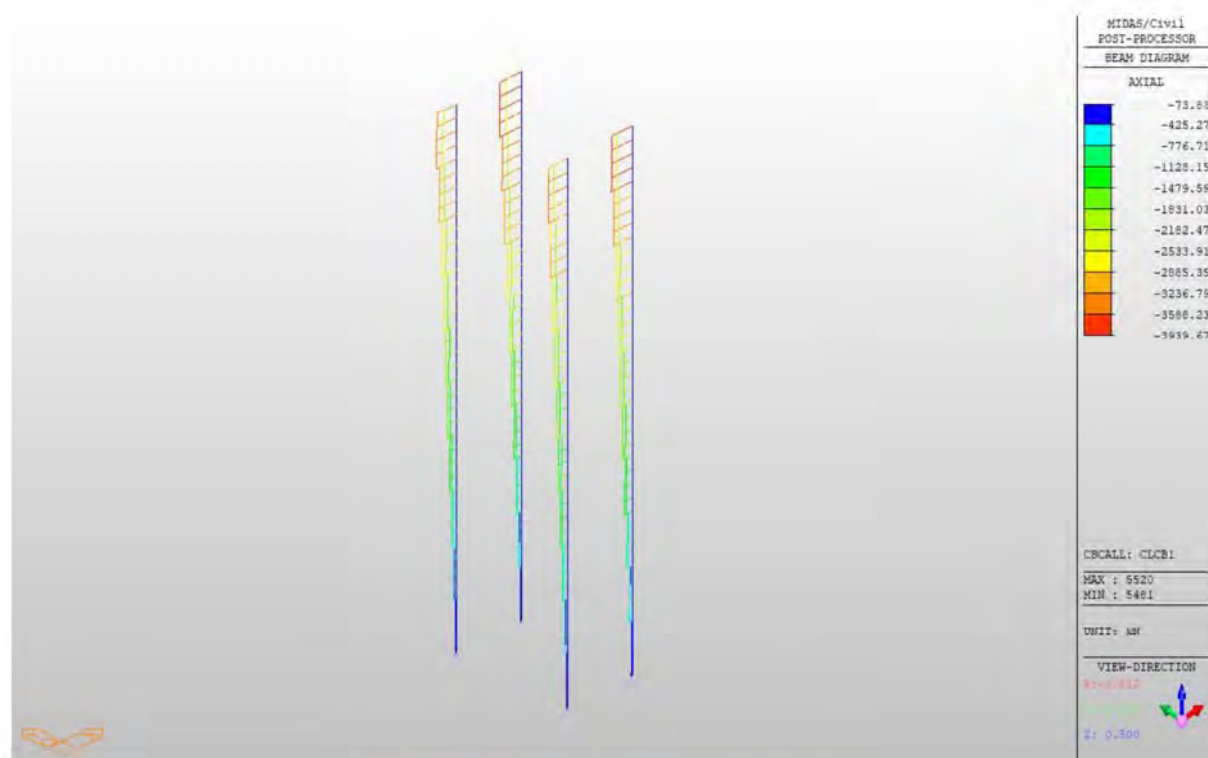


Fig. 7 Solicități axiale maxime la piloții din pile

Fcd= 3940 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 6023 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare

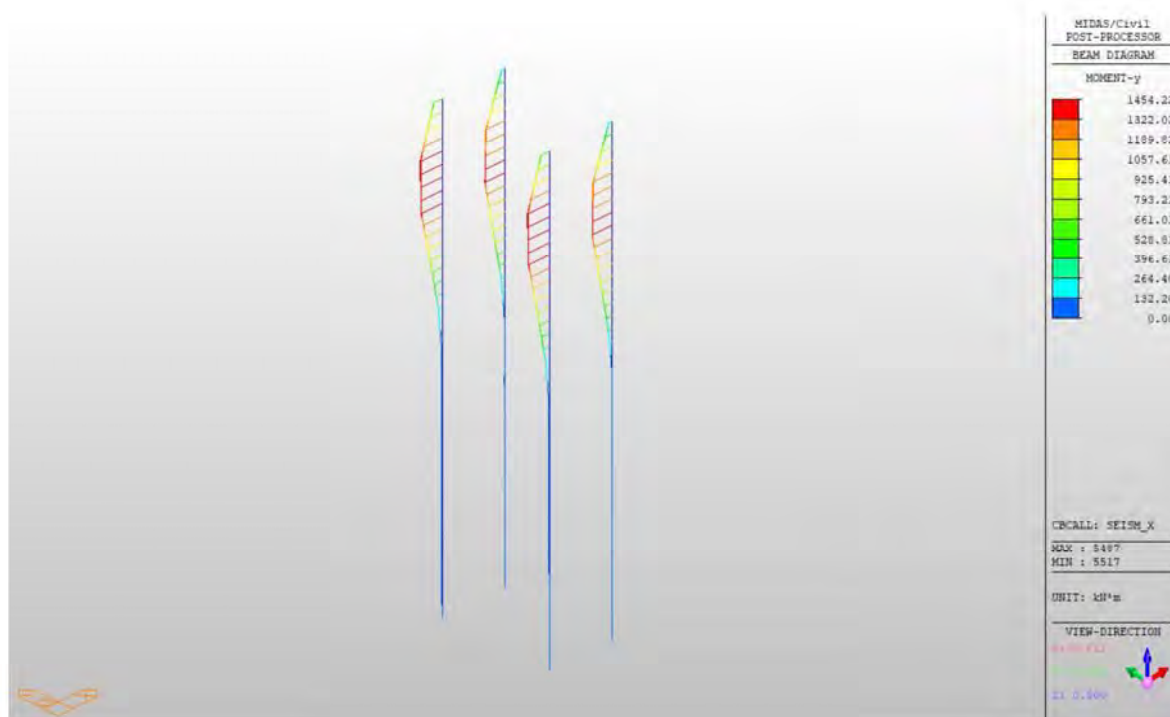


Fig. 8 Diagrama de moment încovoietor din combinația seismică pe direcția X

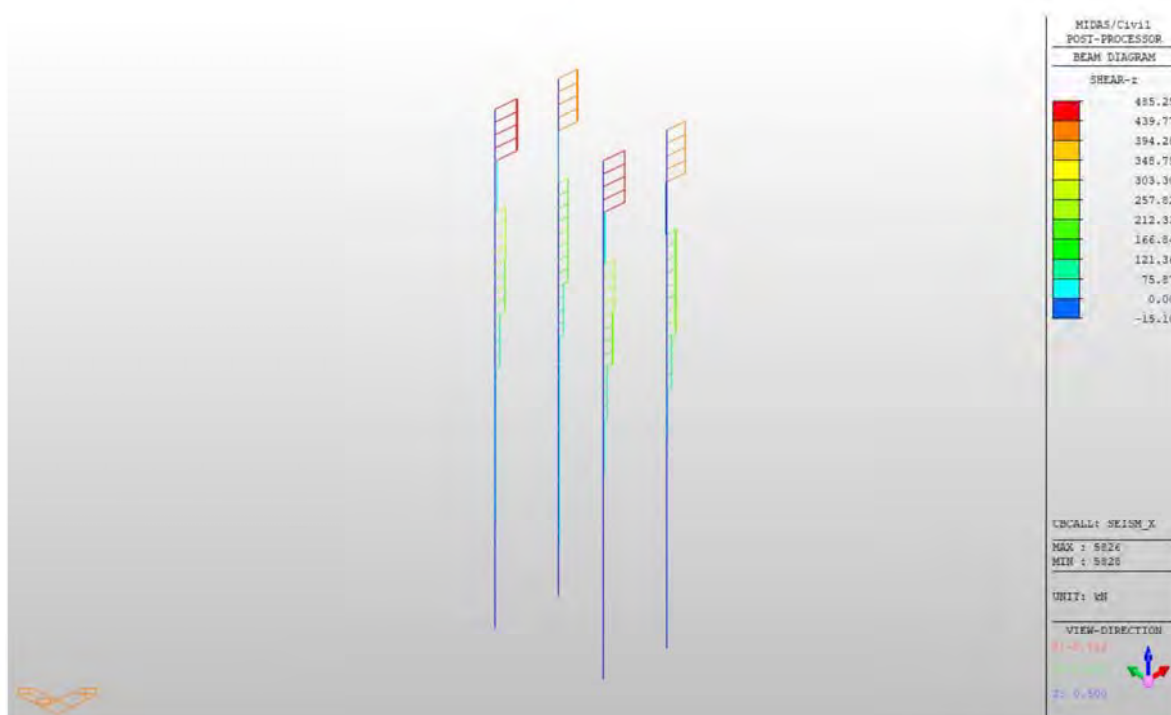


Fig. 9 Diagrama de forță tăietoare din combinația seismică pe direcția X

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

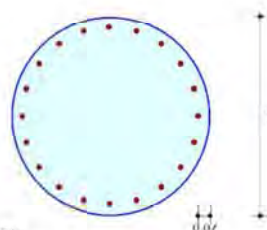
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2.05
Unit System kN, m
Member Number 5582 (PM), 5631 (Shear)
Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
Column Height 2.28 m
Section Property Pilot_pila (No : 7)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P25	—	—

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0098174 \text{ m}^2$ ($R_{ho1} = 0.0087$)



2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point

$N_{Ed} = -1001.1 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 1423.40$, $M_{Edz} = 272.580$, $M_{Ed} = 1449.27 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 21422.1 \text{ kN}$

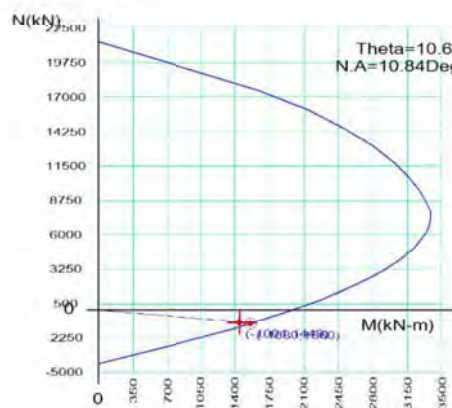
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -1001.1 / -1080.5 = 0.926 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1423.40 / 1533.15 = 0.928 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 272.580 / 287.945 = 0.947 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 1449.27 / 1559.95 = 0.929 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
21422.12	0.00
16003.87	2142.30
13104.72	2810.68
10645.89	3163.05
8650.06	3348.07
7187.26	3387.87
6054.07	3332.15
5020.02	3225.45
3929.86	3051.60
2565.11	2787.55
797.04	2264.52
-1529.24	1362.56
-4268.43	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 561.015 \text{ kN}$ (Load Combination 33+)

Shear Strength by Conc $V_{Rdc} = 0.00000 \text{ kN}$

Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 629.415 \text{ kN}$ (2.0-P10 @80)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 561.015 / 629.415 = 0.891 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

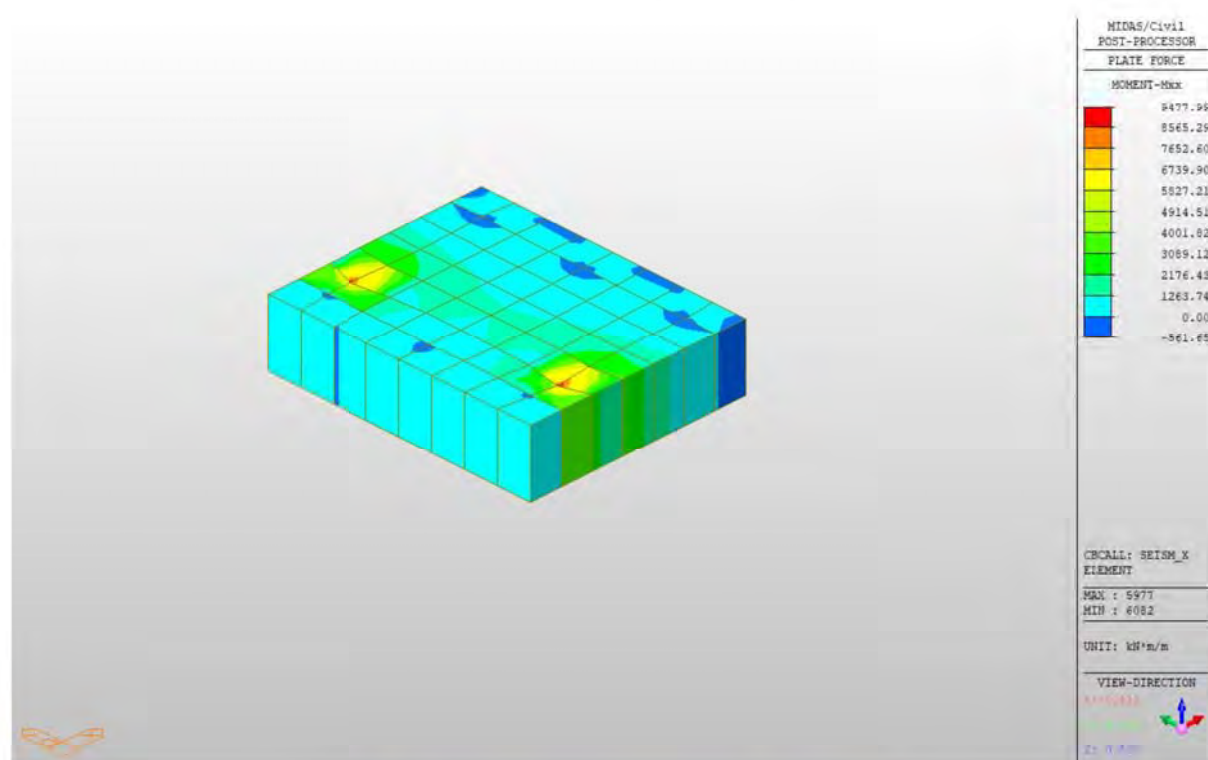


Fig. 10 Moment încovoietor maxim în radier culee

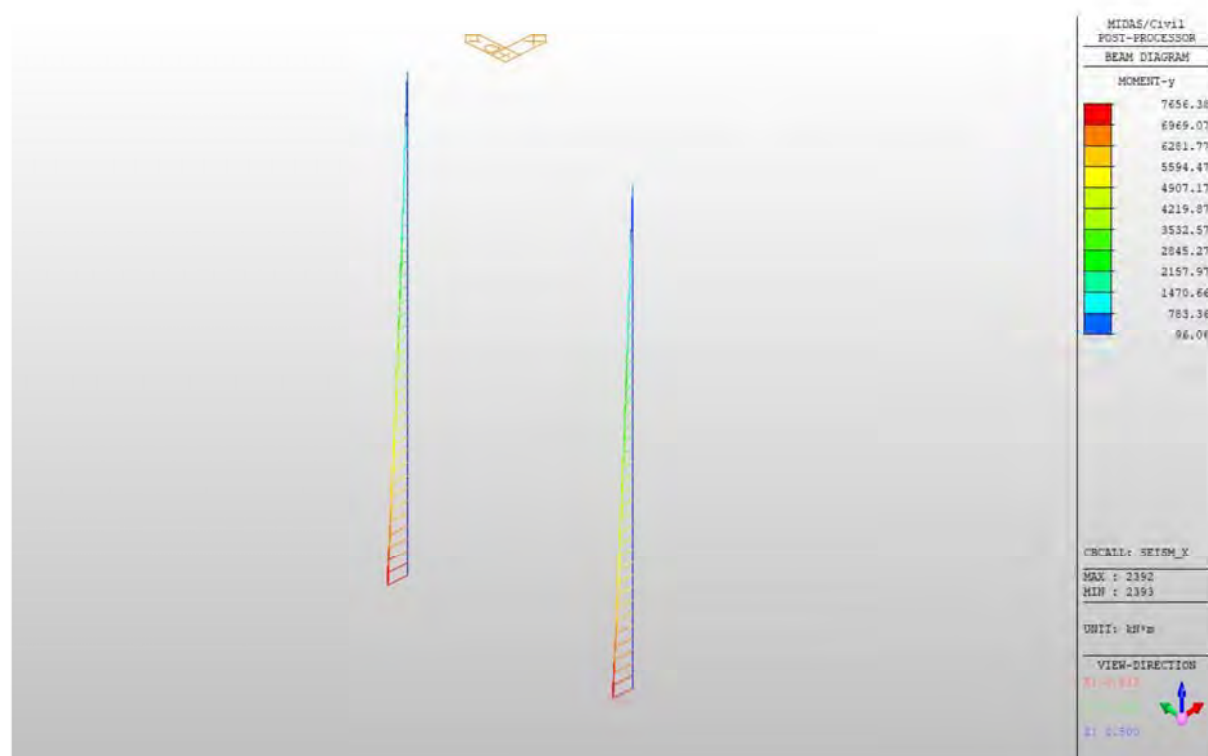



Fig. 11 Moment încovoietor maxim în stâlpul culeei

RADIER CULEE

MIDAS/Civil

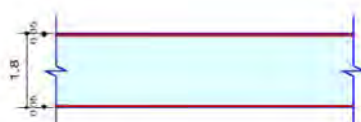
Plate Beam Design Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : radier
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.8 m

2. Section Diagram



Element No. 5977

Rebar Pattern Top Required Rebar Area = 0.00263579 m²/m
 Bot Required Rebar Area = 0.0106289 m²/m
 Required Stirrups Spacing : 4.0-P20 @840

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1335.76	7282.55
Element No.	6057	5977
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	1961.48	7449.47
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6810	0.9776

4. Shear Capacity

Element No. 5935
 Load Combination cLCB1
 Applied Shear Force V_Ed = 1024.43
 Shear Strength (Out of plane)V_Rdc = 519.255 V_Rds = 1024.43
 Required Stirrups Spacing 0.84000 m
 Shear Ratio V_Ed/V_Rd 1024.43 / 1024.43 = 1.000 < 1.000 O.K

STÂLP CULEE

1. Date de intrare			
1.1. Dimensiuni sectiune			
$h =$	3800	mm	
$b =$	1100	mm	
1.2. Beton			
Clasa beton	C30/37		
Acoperire cu beton la fibra superioara	$C_{sup.} =$	50	mm
Acoperire cu beton la fibra inferioara	$C_{inf.} =$	50	mm
1.3. Armatura			
Armatura longitudinala	BST 500		
Etrieri	BST 500		
$\theta =$	22	deg	
Armatura pretensionata?	T15,2		
	$n =$	0	- numar toroane
1.4. Eforturi de calcul			
$V_{Ed} =$	862.00	kN	vezi SR EN 1998-2, 5.6.2 (2)P a)
$N_{Ed} =$	3410.00	kN	
$M_{yEd} =$	9298.56	kNm	
$F_{pret} =$	0	kN	F_{pret} - forta de pretensionare (INTOTDEAUNA CU SEMNUL -)
1.5. Coeficienti de calcul			
GRUPARE ACCIDENTALA DA			
$\gamma_c =$	1.20	$\gamma_s =$	1.00 cf. SR EN 1992-1, 2.4.2.4 (1) tabel 2.1N
$\alpha_{cc} =$	0.85	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (1)P	
$\alpha_{ct} =$	1.00	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (2)P	
$\lambda =$	0.80	pt. fck \leq 50 MPa	
$\eta =$	1.00		

2. Dimensionare armatura			
2.1. Dimensionare armatura la compresiune excentrica			
$A_{ys1} =$	61.94	cm^2	
$p_c =$	0.15%	$\geq p_{min} =$	0.15% - armare la procent minim
n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)		
200	$\phi 6$		
113	$\phi 8$		
72	$\phi 10$		
50	$\phi 12$		
38	$\phi 14$		
29	$\phi 16$		
19	$\phi 20$		
12	$\phi 25$		
8	$\phi 32$		
5	$\phi 40$		
Armare preferata	8 $\phi 32$	/ ml	
$A_{aef}/ml =$	64.34	cm^2	
$A_{aef} =$	64.34	cm^2	$> A_{ys1} = 61.94 \text{ cm}^2$
2.2. Dimensionare armatura la forta taietoare			
2.2.1. Forta taietoare capabila de calcul $V_{Rd,c}$			
$V_{Ed} =$	862	kN	- forta taietoare de calcul
$V_{Rd,c} =$	1270.81	kN	- forta taietoare care poate fi preluata de elemente de beton fara armatura transversala
Nu este necesara armatura pt forta taietoare - se armeaza constructiv			
2.2.2. Dimensionare etrieri			
$A_{a.ef} =$	9.64	cm^2	
$p_w =$	0.09%	$\geq p_{min} =$	0.09% - armare la procent minim

	n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)				
	18	6				
	10	8				
	7	10				
	5	12				
	4	14				
	3	16				
	2	20				
	1	25				
	1	32				
	1	40				
Nr. Ramuri	$n_r = 2$					
Armare preferata	3	$\phi 16$	/ ml			
2.3. Verificarea la starea limita de serviciu						
2.3.1. Controlul fisurarii						
N_{ed} este efort de compresiune						
Sectiunea este solicitata la incovoiere						
$A_{aef} =$	64.34	cm^2	$>$	$A_s =$	60.61	cm^2
Armatura dispusa este suficienta pentru limitarea fisurilor						
2.3.2. Deschiderea fisurilor						
$w_k =$	0.0089	mm	$<$	$w_{max} =$	0.20	mm
Se verifica						

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ

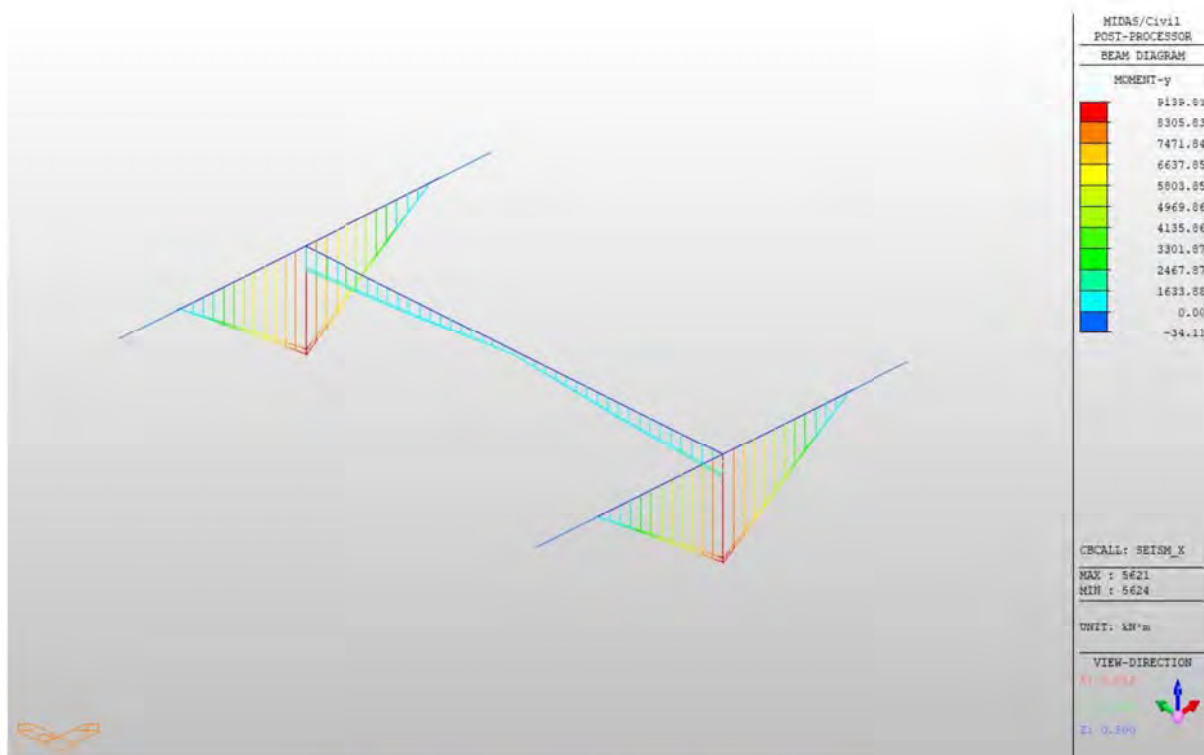


Fig. 12 Moment încovoietor maxim în radierul pilei

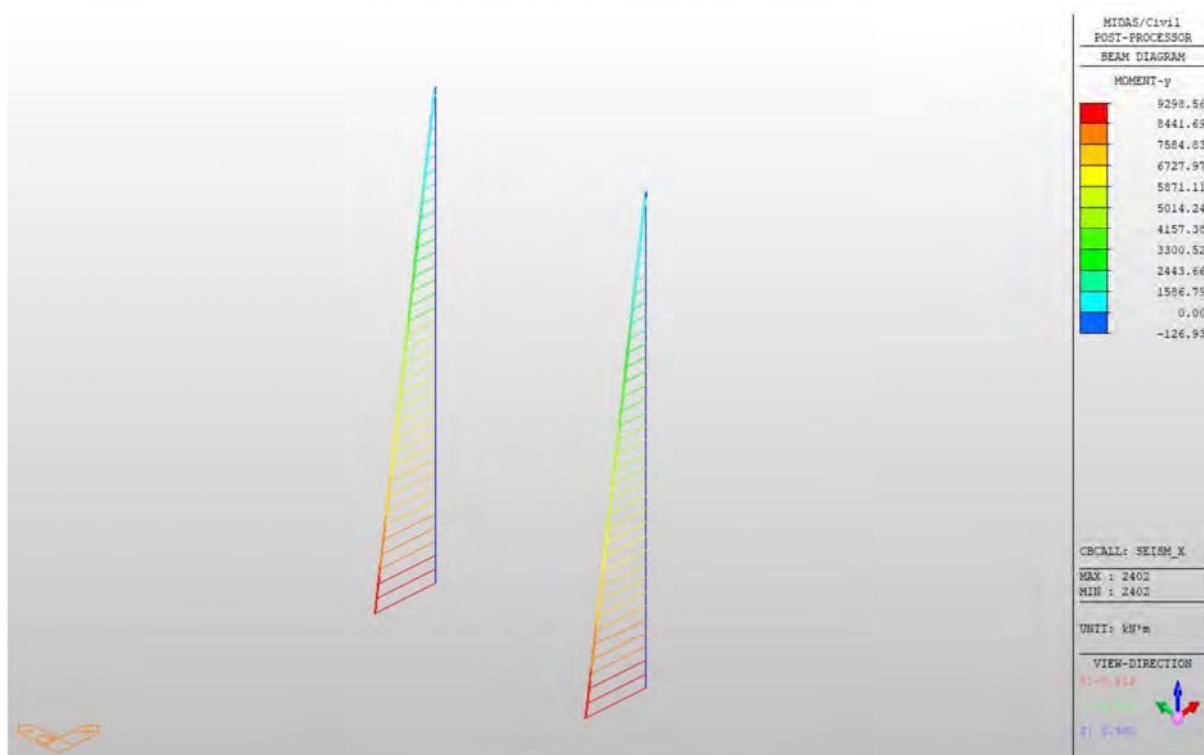


Fig. 13 Moment încovoietor maxim în stâlpul pilei

RADIER PILĂ

MIDAS/Civil

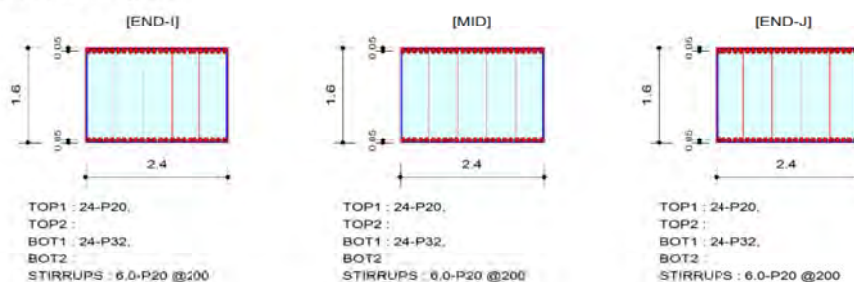
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Beam Span : 0.85 m
 Section Property: Radier (No : 6)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	433.07	26.34	629.24
(-) Load Combination No.	1-	4	1-
Factored Strength (M _{Rd})	4945.40	4945.40	4945.40
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0876	0.0053	0.1272
Positive Moment (M _{Ed})	9139.83	6903.34	9133.93
(+) Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Strength (M _{Rd})	12128.02	12128.02	12128.02
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7536	0.5692	0.7531
Using Rebar Top (As _{top})	0.0075	0.0075	0.0075
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0193	0.0193	0.0193


4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Shear Force (V _{Ed})	5441.68	5520.88	5560.48
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	1514.97	1514.97	1514.97
Shear Strength by Retar.(V _{Rds})	5716.35	5716.35	5716.35
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0019	0.0019	0.0019
Using Stirrups Spacing	6.0-P20 @200	6.0-P20 @200	6.0-P20 @200
Check Ratio	0.9520	0.9658	0.9727

STÂLP PILĂ

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

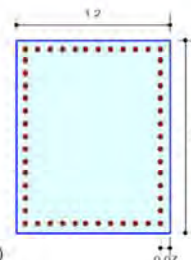
	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:_tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 24C2 (PM), 2433 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 10.8 m
 Section Property Stalp pila (No : 4)
 Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	12-P32	13-P32	—

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0402125 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0223$)



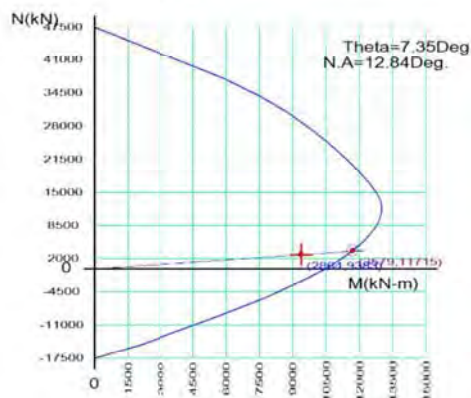
2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point
 $N_{Ed} = 2864.36 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 9298.56$, $M_{Edz} = 1256.73$, $M_{Ed} = 9383.10 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 47400.1 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 2864.36 / 3578.96 = 0.800 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 9298.56 / 11619.1 = 0.800 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1256.73 / 1498.43 = 0.839 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 9383.10 / 11715.3 = 0.801 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
47400.08	0.00
33755.34	7536.23
27257.35	9872.46
21652.83	11381.69
16879.08	12450.35
13214.69	12987.42
10608.66	12975.09
8274.97	12736.19
5649.59	12252.55
2271.11	11308.68
-2437.57	9412.02
-9582.02	5472.38
-17483.70	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Edy} = 252.047$, $V_{Edz} = 803.596 \text{ kN}$ (Load Combination 33-)
 Shear Resistance (Y-Direction) $V_{Rdcy} = 839.409$, $V_{Rdsy} = 2235.92 \text{ kN}$ (2.0-P20 @100)
 Shear Resistance (Z-Direction) $V_{Rdcz} = 803.713$, $V_{Rdsz} = 2746.83 \text{ kN}$ (2.0-P20 @100)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 803.596 / 803.713 = 1.000 < 1.000$ O.K

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

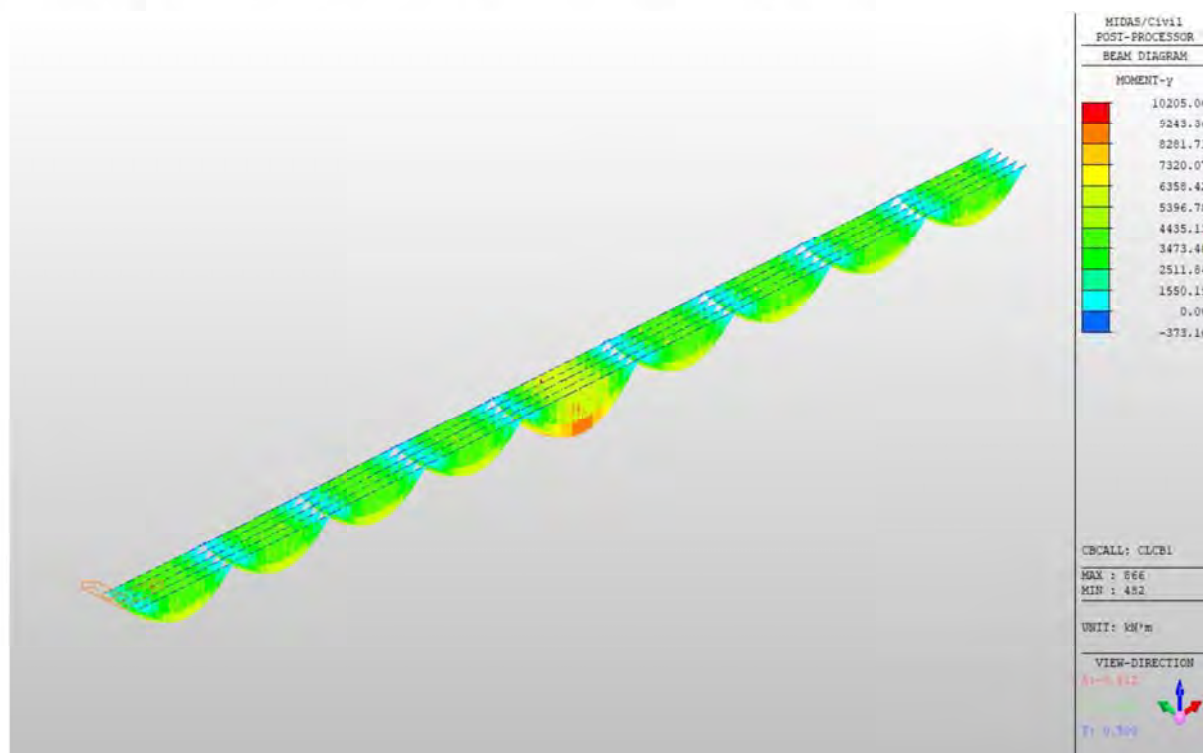


Fig. 14 Diagramă moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare distincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE CULEE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnica – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în functie de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistentă la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ && \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistentă la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistentă ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistenta la vârf Q_p si rezistenta laterală Q_l .

Resistenta Unitara La Varf

Formula lui Terzaghi

Solutia propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacității portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui *Terzaghi* poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu *Berezantzev* face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totusi acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în sectiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin actiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , si mai mică cu

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cele profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără acestea, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	θ	I	$I.I$	2	5	10	20	100
d'_c	θ	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecrea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de cosolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială aspra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

suprafetei laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercitiu.

Factorul De Corectie În Conditii Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodi, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influentă care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonsatrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea fortelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si fortele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca si conditii la contur, rotatii si deplasări cunoscute.

Rotatile nodale care schematizează terenul sunt considerate forte globale legate de modulul de reactie si de zona de influentă a noduli. În cadrul solutiei elementelor finite pentru piloti supusi la sarcini trasversale, modulul de reactie este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

Varianța de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot structura 5, km7+156
Diametru varf	1.20 m
Lungime	18.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	2.00 m
Tip beton	1
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale**Beton**

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	0.30	1650.00	1650.00	0.00	15.00	Nu	1.00	15.00	0	
2	1.50	2000.00	1900.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

3	1.70	1850.00	1750.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0
4	0.50	2100.00	2000.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0
5	1.00	2000.00	1900.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0
6	0.60	2100.00	2000.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0
7	9.10	1900.00	1800.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0
8	1.30	2100.00	2000.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0
9	9.00	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterală [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontală [kg]
A1+M1+R 3	44.19	60.55	35.5/0.00	50893.80	863084.30	215710.30	1027901.0 0	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	863084.30	863084.30	863084.30	
Lateral	215710.30	215710.30	215710.30	
Total	1027901.00	1027901.00	1027901.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1
Baza				1.00
Lateral				1.00
Rezistenta de proiectare baza				507696.60 kg
Rezistenta de proiectare laterala				126888.40 kg
Rezistenta de proiectare				583691.20 kg

Tasare (Poulos e Davis 1968)

Sarcina aplicata	392500.00 kg
Coeficient influenta	0.16
Tasare	1.06 cm

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	18.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	2280.00 kN
Sarcina limita laterala	2537.00 kN
Sarcina limita de varf	5076.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.47E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.56 mm
Tasare rigida	9.49 mm
Tasare totala	10.05 mm

PILOTI DE FUNDATIE PILE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \text{ pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de execuție. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Vârf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală efectivă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se oprește pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “susținut” prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

- γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elasto-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cele profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără acestea, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	θ	I	$I.I$	2	5	10	20	100
d'_c	θ	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficientă a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuți

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de cosolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială aspra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

suprafetei laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercitiu.

Factorul De Corectie În Conditii Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influență care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonstrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea fortelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si fortele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca si conditii la contur, rotatii si deplasări cunoscute.

Rotatile nodale care schematizează terenul sunt considerate forte globale legate de modulul de reactie si de zona de influență a noduli. În cadrul solutiei elementelor finite pentru piloti supusi la sarcini trasversale, modulul de reactie este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

Varianța de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot structura 5, km7+156
Diametru varf	1.20 m
Lungime	22.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Tip beton	1
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale**Beton**

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	0.30	1650.00	1850.00	0.00	15.00	Nu	0.00	15.00	0	
2	1.20	2000.00	0.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	
3	4.50	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 7+156 peste CF124 TIMISOARA NORD-VOITENI

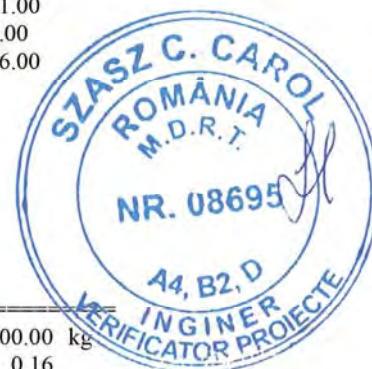
4	0.40	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0
5	20.00	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	700.00	0

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterală [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontală [kg]
A1+M1+R 3	44.19	60.55	35.5/0.00	62203.54	2095241.0 0	618209.00	2651246.0 0	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3	
Numar de verticale inspectate				1	
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70	
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70	
	Rc, Min	Rc, Media	Rc, Max		
	[kg]	[kg]	[kg]		
Baza	2095241.00	2095241.00	2095241.00		
Lateral	618209.00	618209.00	618209.00		
Total	2651246.00	2651246.00	2651246.00		
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1	
Baza				1.00	
Lateral				1.00	
Rezistenta de proiectare baza				251440.39 kg	
Rezistenta de proiectare laterala				363652.30 kg	
Rezistenta de proiectare				615092.69 kg	


Tasare (Poulos e Davis 1968)

Sarcina aplicata	392500.00 kg
Coeficient influenta	0.16
Tasare	1.06 cm

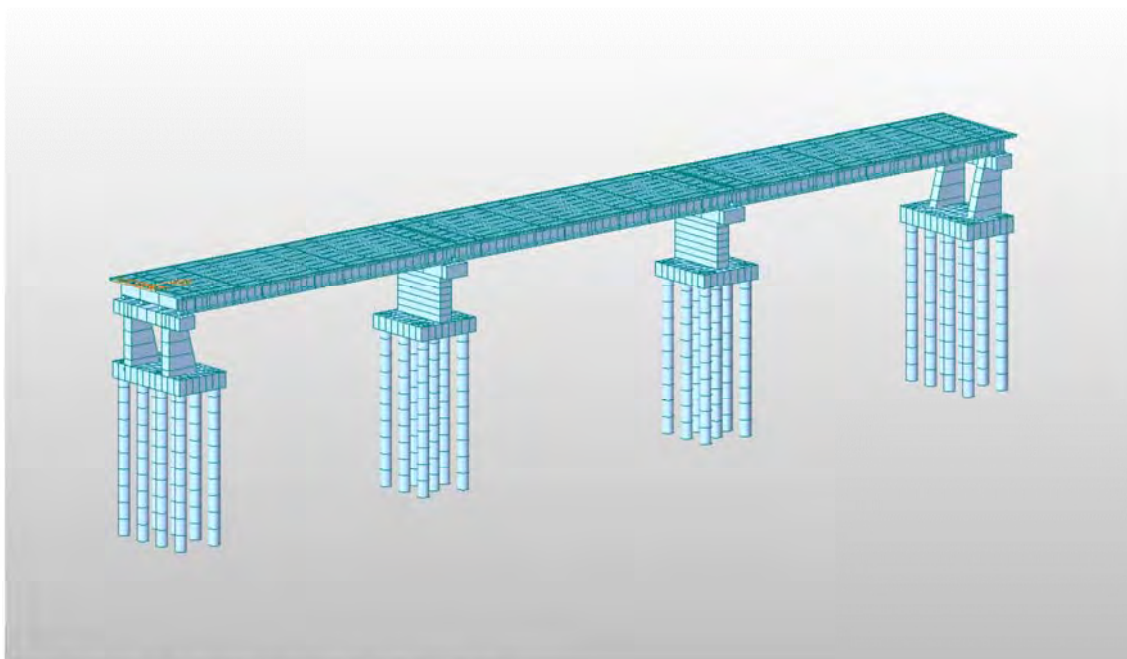
Tasare (Fleming 1992)

Lungime	22.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	3790.00 kN
Sarcina limita laterala	3636.00 kN
Sarcina limita de varf	12324.00 kN
Modul elasticitate teren corespndent	1.47E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	1.19 mm
Tasare rigida	53.47 mm
Tasare totala	54.66 mm

intocmit ing. Attila Takacs



PASAJ KM 8+567 PESTE VARIANTA OCOLITOARE



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	5
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	9
3	COMBINAREA ACȚIUNILOR.....	11
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	17
4.1	MODELUL STRUCTURAL	17
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	17
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR.....	18
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forți	18
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	19
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER CULEE ȘI PILĂ.....	21
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ ELEVĂȚII CULLE ȘI PILE	24
4.2.5	Eforturi în grinzi	25
5	ANEXA.....	28



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

La km 8+567 varianta de ocolire Timisoara Sud traverseaza drumul care leaga localitatile Chisoda de Manastirea Sag. Pentru aceasta traversare va fi proiectat un pasaj peste varianta de ocolire, acesta va avea 3 deschideri, deschiderea centrala traversand Varianta Ocolitoare. Gabaritul de libera trecere peste varianta de ocolire va fi de 5.50 m. Pasajul va fi in aliniament si va intersecta varianta de ocolire la un unghi de 70°.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 6 grinzi prefabricate precomprimate cu lungimea de 21.00 m , 14.00 m si inaltimea 1.05 m. Grinzile sunt simplu rezemate pe infrastructuri.

Pentru toate cele 3 deschideri grinzile se vor dispune joantiv, iar pentru solidarizarea transversala se vor executa antretoaze de capat.

Placa de suprabetonare din beton armat se va turna peste grinzile joantive, iar la margine stanga/dreapta se vor executa in consola longrinele marginale din beton armat care vor sustine parapetul metalic cu grad de asigurare H4b.

Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatia de 1 cm grosime, protectia hidroizolatiei in grosime de 3 cm din BA8 si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS 16 conform Proiect Ilustrativ.

Profilul transversal al pasajului superior este "in acoperis" cu pante transversale de 2.5% dinspre ax inspre bordurile prefabricate marginale care vor fi dispuse in fata longrinelor.

Pe cele 3 deschideri, schema statica va fi de grinda simplu rezemata, cu aparate de reazem sub fiecare grinda in parte.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.00 m parte carosabila incadrata stanga/dreapta de spatii de 0,75 m pentru montare paratet , latimea totala a suprastructurii fiind de 8,50 m.

Rosturile de dilatatie se vor amplasa doar la culei, placa de suprabetonare fiind continuizata in dreptul pilelor.

Pasajul va avea o lungimea totala (incluzand si zidurile intoarse de la culei) $L_{tot}=58,65$ m.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat.

Culeele vor fi de tip inecat si vor avea elevatiile compuse din cate doua diafragme(stalpi) din beton armat, solidarizati superior cu o rigla transversala tot din beton armat pe care va rezema suprastructura.

Pilele vor avea elevatie in cadru, fiecare fiind compusa din cate 2 stalpi circulari de diametru $d=1000$ mm solidarizati superior cu o rigla din beton armat.

Pe banchetele de rezemare ale pilelor si culeelor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton .Sub partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului se vor executa placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culei si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetilor, lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

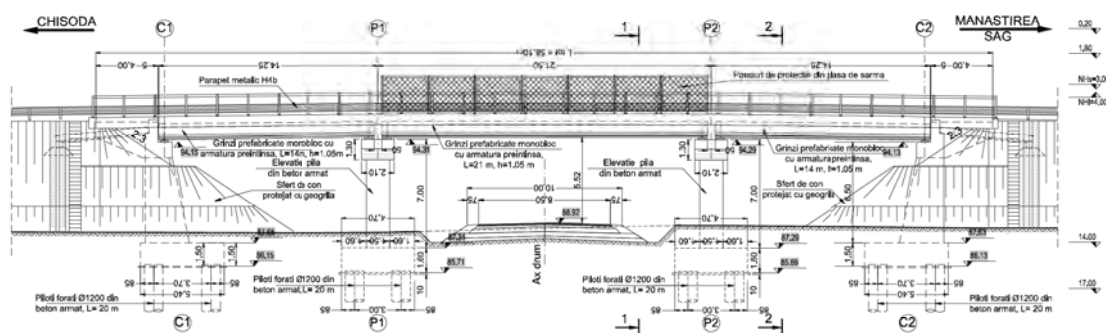


Fig. 1 Elevatie

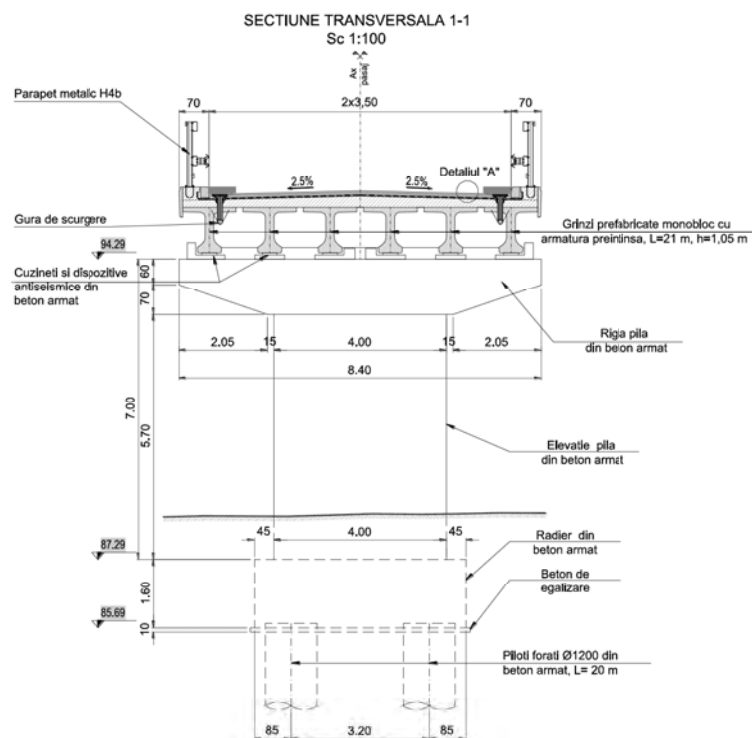


Fig. 2 Sectiune transversala

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instruțiuni și standarde considerate în proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Acțiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnică
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistența la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismică

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Oțel pentru armatura: BST 500 C
- Oțel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton în coloane: C25/30
- Beton în radier culei și pile: C25/30
- Beton în elevații culei și pile: C30/37
- Beton pentru turnarea plăcii in-situ, grinzi parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):

- Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radielor si a pilotilor;
- Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
- Impingerea pamantului;
- Impingerea pamantului din seism;

- Actiuni variabile (Q):

- Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, încărcări din oameni pe trotuare, franarea si forta centrifuga);

- Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+).

- Actiuni accidentale (A):

- Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=1.05m	6	0.398	25	59.70	1.35	80.60
Placa grinzi marginale	2	0.23	25	11.50	1.35	15.53
Placa grinzi centrale	4	0.344	25	34.40	1.35	46.44
Cale	1	0.84	24	20.16	1.35	27.22
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	6.00	1.35	8.10
Grinda parapet+Bord.	2	0.185	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				140.41		189.55

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h=$	6.50	m	Inaltime elevatie
$H_{zid}=$	1.50	m	inaltime zid de garda
$H_T=$	8.00	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}=$	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}=$	19.00	kN/m ³	
$K_{ad}=tg(\pi/4-\phi_{df}/2)^2=$	0.333	coef. presiune activa	

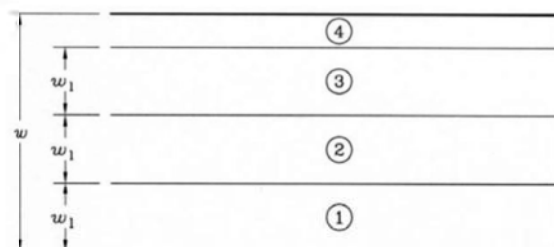
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (LM1);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_l =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

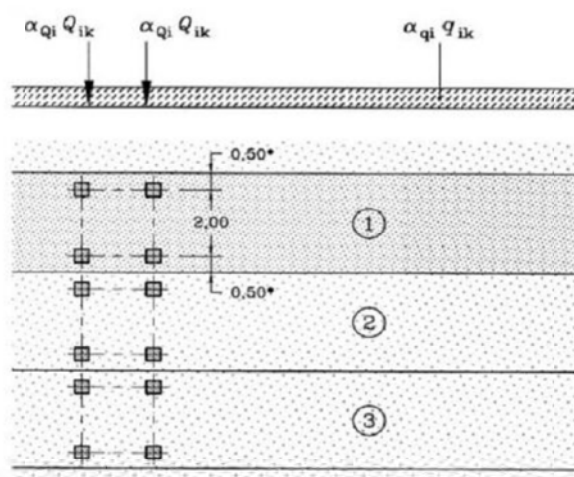
2.2.2.1.1 Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_{qq} q_k$ " pe metru pătrat;



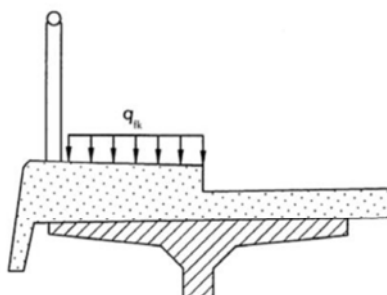
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de franare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de franare " Q_{fk} " este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{fk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{fk}=0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k})+0.10 \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L =lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente cand lungimea de încărcare $L > 1,2m$ forța de franare este egală cu $Q_{lk} = 360 + 2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	50	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{lk} =$	495	kN	< 900 kN		
$Q_{lk} =$	495	kN			
Nr Grinzi	6				
$Q_{lk} / grinda =$	82.5	kN - forta orizontala			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) si T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatate}$ pentru fiecare caz in parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e,min} \quad \text{- temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN,dilatate} = T_{e,max} - T_0 \quad \text{- temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizeaza valoarea recomandata 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^\circ\text{C}$ si $T_{e,max} = 42^\circ\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de acceleratia maxima a terenului $a_g = 0.20g$ si perioada de colt $T_c = 0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;

- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este "III" și $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

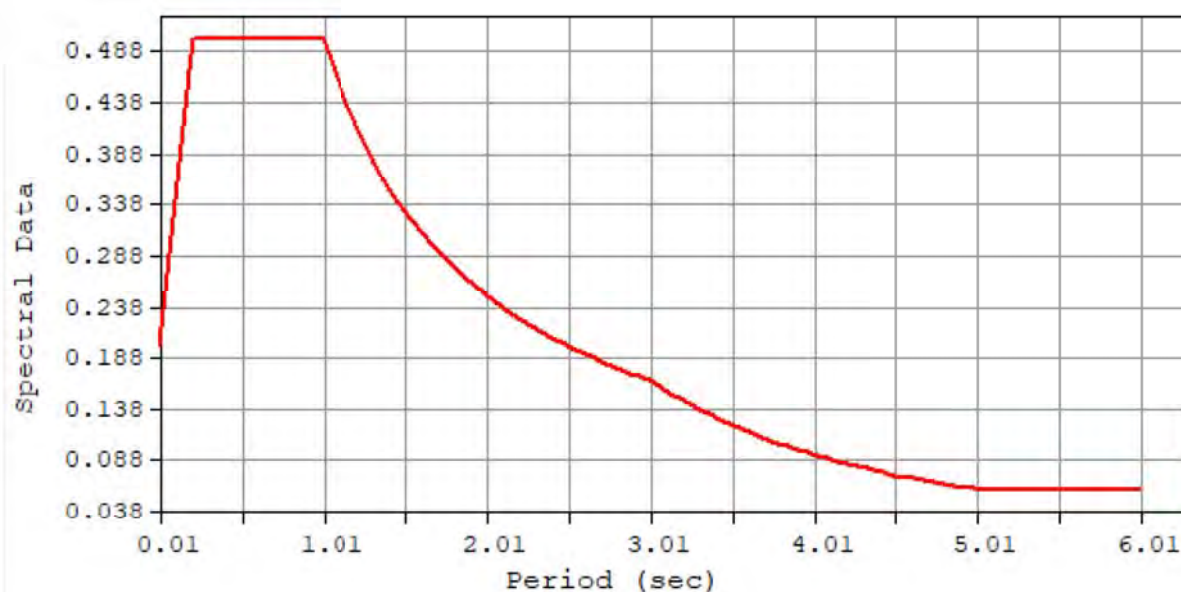


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

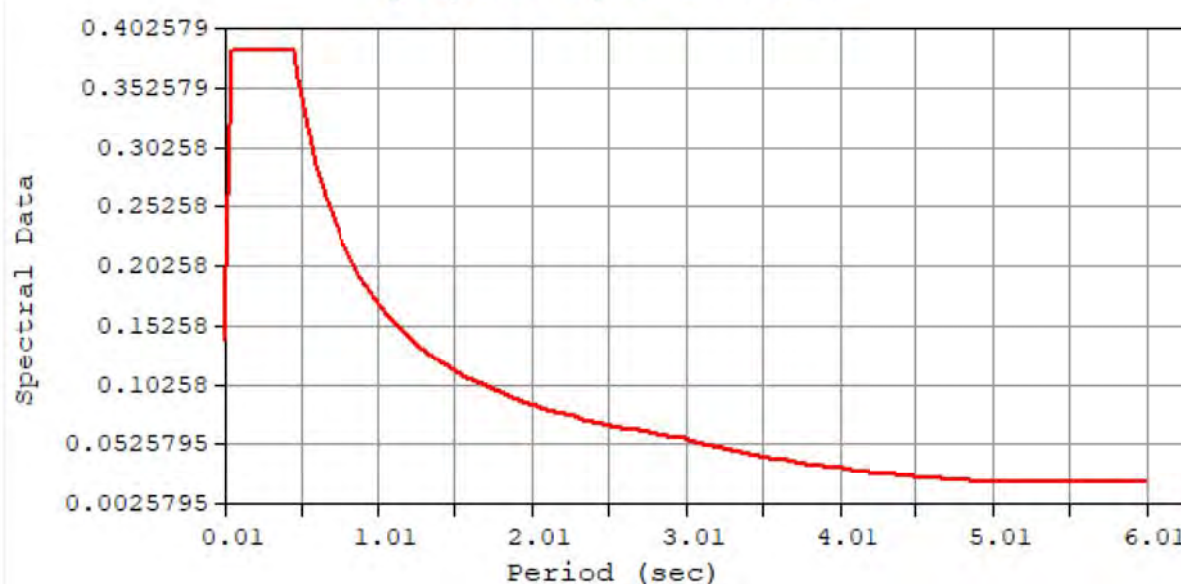


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficienții care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
				+ Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
				+ Pamant/Radier(1.350) +	ML-caract(1.350)	
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
				+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.350)	

5	cLCB5	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(-1.500)	
7	cLCB7	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(1.500)	
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(1.500)	
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (+)(-1.500)	
11	cLCB11	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(1.500)	
12	cLCB12	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
		+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Impingere pamant(1.350)
		+ Pamant/Radier(1.350) +	Temp (-)(-1.500)	
13	cLCB13	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
		+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
		+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.500)	

14	cLCB14	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>				
15	cLCB15	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.500)	
<hr/>				
16	cLCB16	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>				
17	cLCB17	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.500)	
<hr/>				
18	cLCB18	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.500)	
<hr/>				
19	cLCB19	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.500)	
<hr/>				
20	cLCB20	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.500)	
<hr/>				
21	cLCB21	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000)	
<hr/>				
22	cLCB22	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+		Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (+)(0.600)
<hr/>				
23	cLCB23	Serviceability	Add	

			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (+)(-0.600)
24	cLCB24	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (-)(0.600)
25	cLCB25	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temp (-)(-0.600)
26	cLCB26	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(1.000)	
27	cLCB27	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-1.000)	
28	cLCB28	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(1.000)	
29	cLCB29	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-1.000)	
30	cLCB30	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(0.500)
31	cLCB31	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
			+ Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (+)(-0.500)
32	cLCB32	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)

+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(0.500)
<hr/>			
33	cLCB33 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(-0.500)
<hr/>			
34	cLCB34 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.600)	
<hr/>			
35	cLCB35 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.600)	
<hr/>			
36	cLCB36 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(0.600)	
<hr/>			
37	cLCB37 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(-0.600)	
<hr/>			
38	cLCB38 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(0.500)	
<hr/>			
39	cLCB39 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (+)(-0.500)	
<hr/>			
40	cLCB40 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000) +	Temp (-)(0.500)	
<hr/>			
41	cLCB41 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Impingere pamant(1.000)

+	Pamant/Radier(1.000) +		Temp (-)(-0.500)

42	cLCB42	Serviceability	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Pamant/Radier(1.000)		

43	Seism_X	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Temp (+)(0.500) +		Pamant/Radier(1.000) + Rs_X(1.000)
+	Rs_Y(0.300) +		ML-caract(0.300)

44	Seism_Y	Strength/Stress	Add
	Self Weight(1.000) +		Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +		Utility1(1.000) + Impingere pamant(1.000)
+	Temp (+)(0.500) +		Pamant/Radier(1.000) + Rs_X(0.300)
+	Rs_Y(1.000) +		ML-caract(0.300)

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calculul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/m ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e+001
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e+001
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e+001
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e+001
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

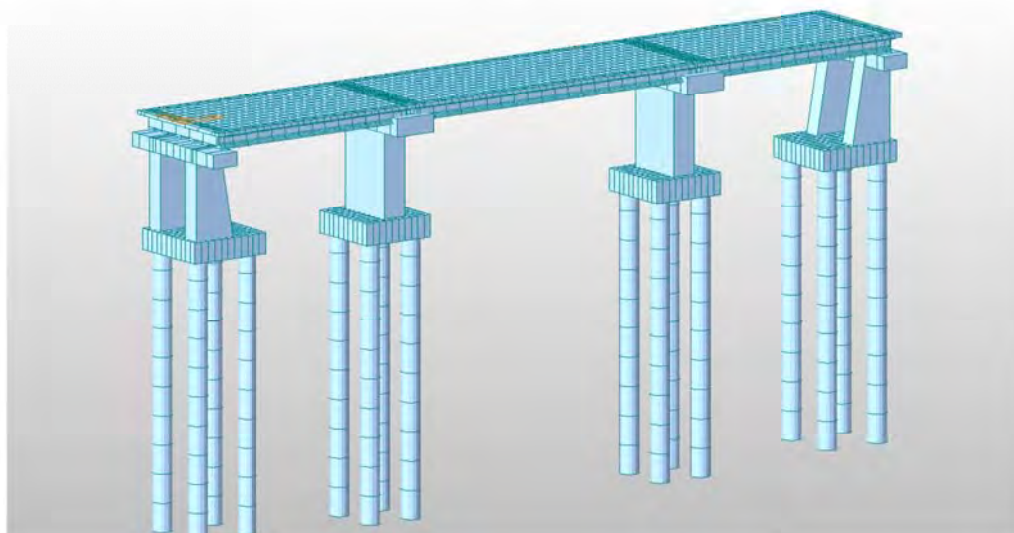


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forăți

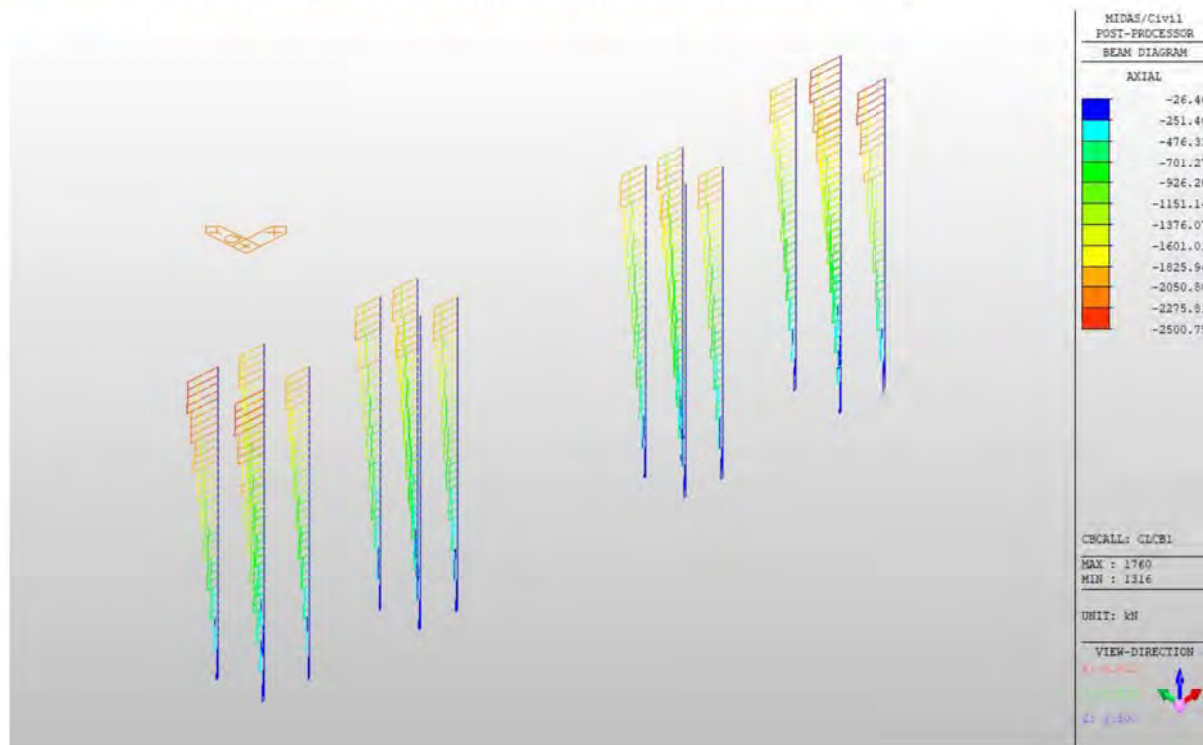


Fig. 6 Solicitări axiale maxime la piloți

Fcd= 2500 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiunea asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 2898 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

$$F_{cd} < R_{cd} \text{ – Adevărat}$$

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoiator și forță tăietoare

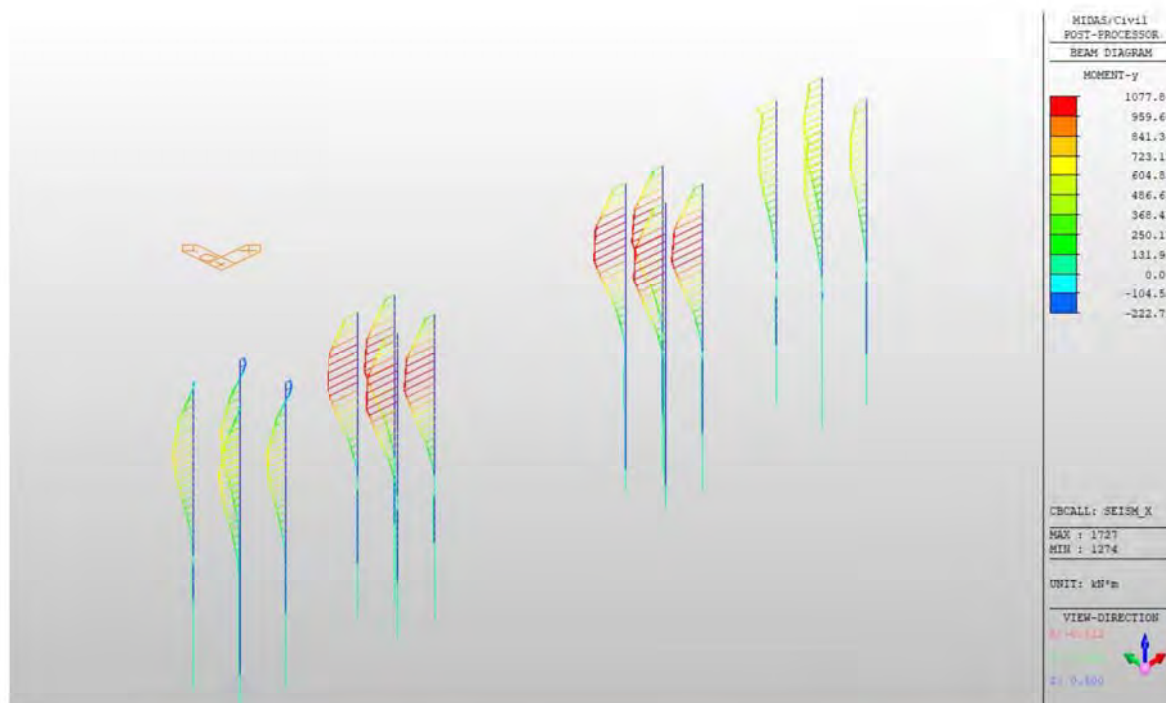


Fig. 7 Diagrama de moment încovoiator maxim în piloți din combinația seismică

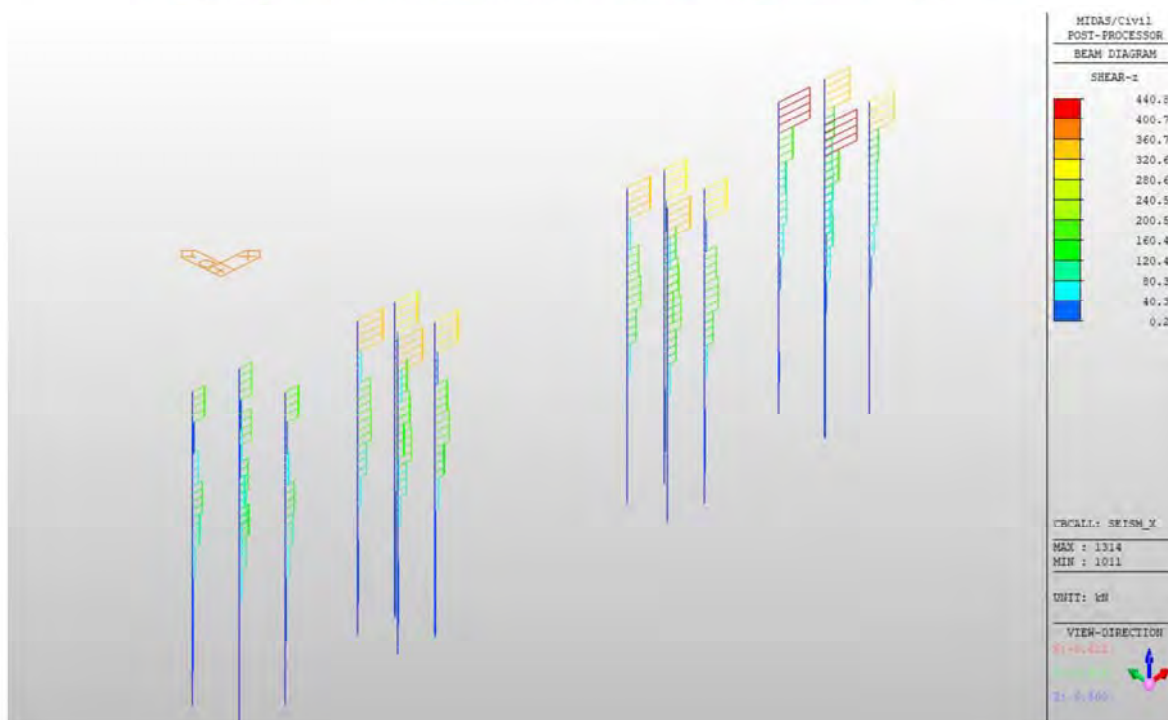



Fig. 8 Diagrama de forță tăietoare maximă din combinația seismică

PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grinzi T.jncb

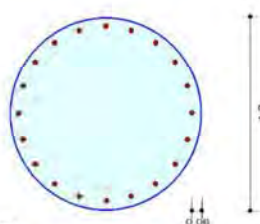
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 992 (PM), 986 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 2.08 m
 Section Property Pilot_pila (No : 11)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P25	—	—

Total Rebar Area Ast = 0.0098174 m² (Rho_{st} = 0.0087)



2. Applied Loads

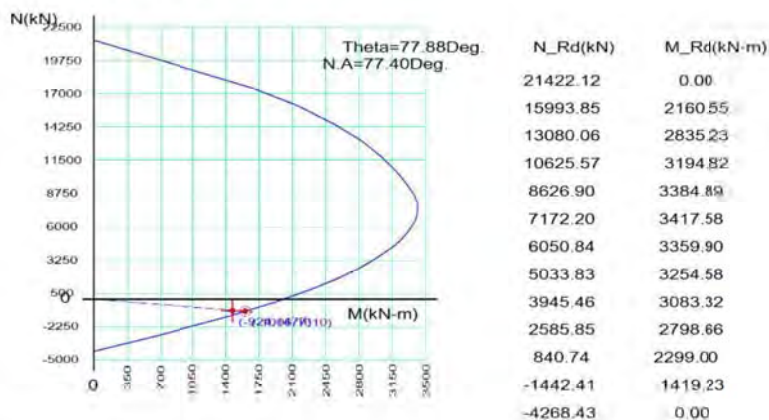
Load Combination 34+ AT (J) Point

N_{Ed} = -923.61 kN, M_{Edy} = 322.220, M_{Edz} = 1441.89, M_{Ed} = 1477.45 kN-m

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load N_{Rdmax} = 21422.1 kN
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -923.61 / -1005.7 = 0.918 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 322.220 / 338.146 = 0.953 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1441.89 / 1574.50 = 0.916 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 1477.45 / 1610.40 = 0.917 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance V_{Ed} = 440.737 kN (Load Combination 34+)
 Shear Strength by Conc V_{Rdc} = 0.00000 kN
 Shear Resistance by Rebar V_{Rds} = 504.675 kN (2.0-P10 @100)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 440.737 / 504.675 = 0.873 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER CULEE ȘI PILĂ

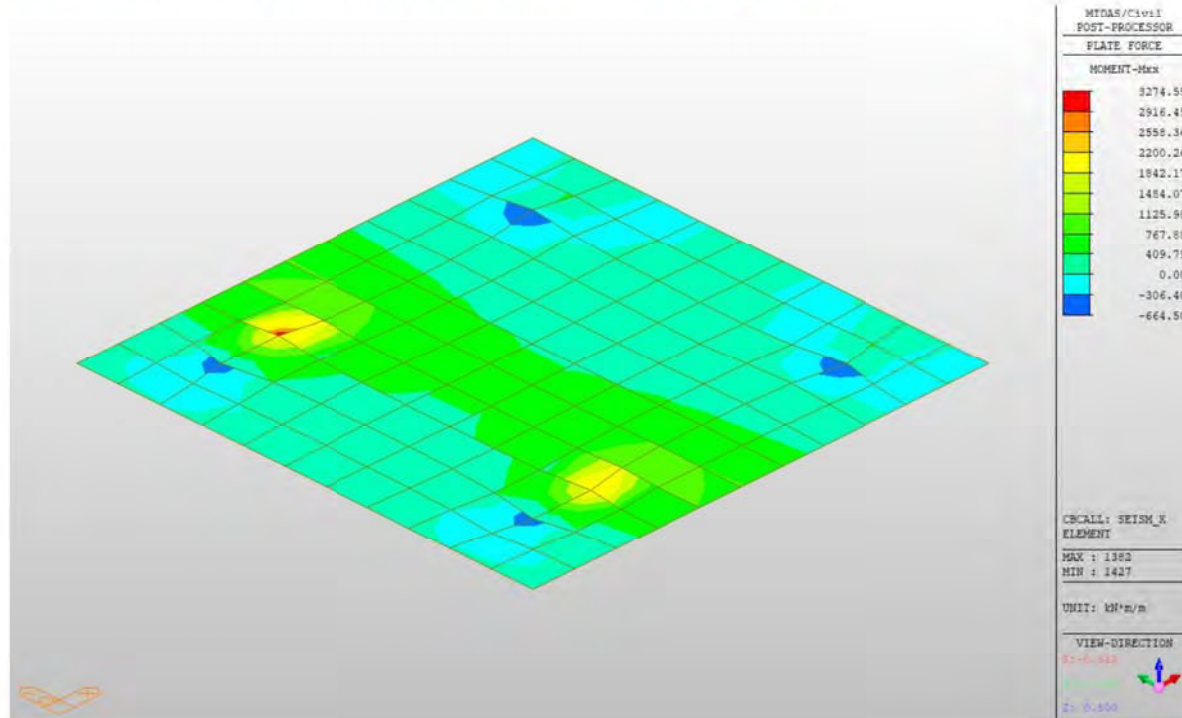


Fig. 9 Moment încovoietor maxim în radier culee

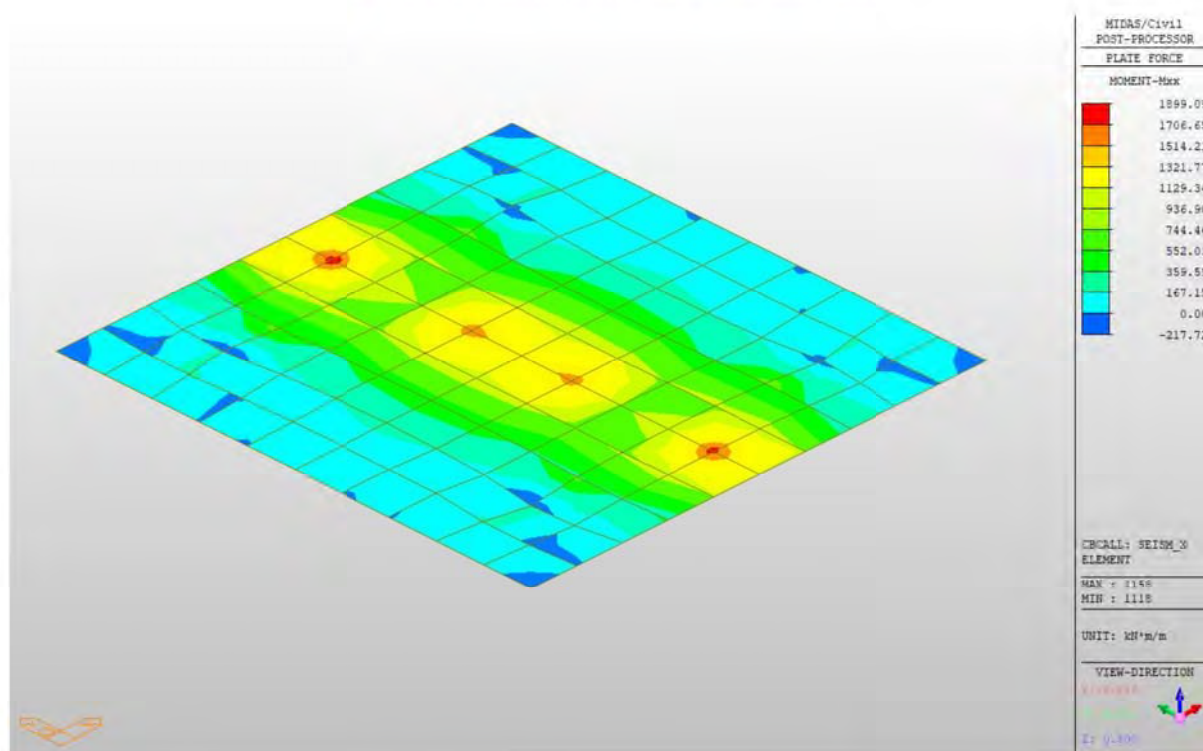


Fig. 10 Moment încovoietor în radier pilă

RADIER CULEE

MIDAS/civil

Plate Beam Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grnzi T.mcb

1. Design Condition

Design Type	Plate Beam (1D)
Sub-Domain	culee
Design Code	Eurocode2-2.05
Unit System	kN, m / m
Material Data	fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
Thickness	1.5 m

2. Section Diagram



Element No : 1408

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.20	P32@0.20
Total Rebar Area	Ast = 0.00559205 m ² /m	
Using Stirrups Spacing	2.0-P25 @200	

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	793.83	2156.87
Element No.	1449	1408
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	972.58	2439.71
Check Ratio (Mu/Mr)	0.8162	0.8841
Using Rebar(As)	0.0016	0.0040

4. Shear Capacity

Element No.	1366
Load Combination	cLCB2
Applied Shear Force	V _{Ed} = 483.328
Shear Strength (Out of plane)	M _{Rdc} = 483.521 V _{Rds} = 0.00000
Shear Ratio	V _{Ed} /V _{Rd} = 483.328 / 483.521 = 1.000 < 1.000 O.K

RADIER PILĂ

MIDAS/Civil

Plate Beam Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grinzi T mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : pila
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.6 m

2. Section Diagram



Element No : 1101

Rebar Pattern	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P20@0.10	P32@0.20
Total Rebar Area	Ast = 0.00716285 m ² /m	
Using Stirrups Spacing	2.0-P25 @200	

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	445.94	1963.85
Element No.	1821	1101
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	2060.58	2615.97
Check Ratio (Mu/Mr)	0.2164	0.7507
Using Rebar(As)	0.0031	0.0040

4. Shear Capacity

Element No. : 1100
 Load Combination : cLCB2
 Applied Shear Force : V_{Ed} = 500.800
 Shear Strength (Out of plane) : V_{Rdc} = 501.014, V_{Rds} = 0.00000
 Shear Ratio : V_{Ed}/V_{Rd} = 500.800 / 501.014 = 1.000 < 1.000 O.K

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ ELEVAȚII CULLE ȘI PILE

STĂLP CULEE

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grinzi T.mcb

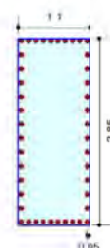
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 1271 (FM), 1272 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 7.25 m
 Section Property Stalp_culee (No : 7)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	10-P25,32	12-P32	—

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0322532 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0103$)



2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point

$N_{Ed} = 955.028 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 1489.59$, $M_{Edz} = 529.673$, $M_{Ed} = 1580.96 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 66769.8 \text{ kN}$

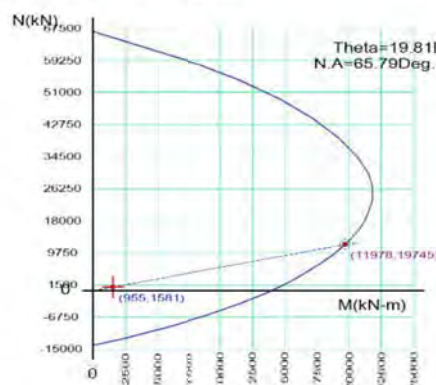
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 955.028 / 11977.6 = 0.080 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1489.59 / 18575.6 = 0.080 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 529.673 / 6693.04 = 0.079 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 1580.96 / 19744.6 = 0.080 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
66769.83	0.00
54110.25	11572.13
44312.03	17232.00
34623.96	20666.33
26421.82	21843.20
20207.85	21537.56
15544.64	20714.92
11498.85	19573.18
7303.93	17942.53
2444.62	15454.85
-3214.73	11569.12
-9362.45	5835.87
-14023.13	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Edy} = 89.1597$, $V_{Edz} = 348.395 \text{ kN}$ (Load Combination 33+)

Shear Resistance (Y-Direction) $V_{Rdcy} = 929.316$, $V_{Rdsy} = 649.226 \text{ kN}$ (2.0-P16 @200)

Shear Resistance (Z-Direction) $V_{Rdcz} = 728.673$, $V_{Rdsz} = 1551.59 \text{ kN}$ (2.0-P16 @200)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 348.395 / 728.673 = 0.478 < 1.000$ O.K

ELEVAȚIE PILĂ

MIDAS/Civil


Plate Column Check Result Dialog



Company		Project Title	
Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grinzi T.mcb

1. Design Condition

Design Type	Plate Column (1D)						
Sub-Domain	pila						
Design Code	Eurocode2-2.05						
Unit System	kN, m, / m						
Material Data	fck = 35000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa						
Rebar Pattern	<table><tr><td></td><td>Top(Negative)</td><td>Bottom(Positive)</td></tr><tr><td>Layer 1</td><td>P32@0.15</td><td>P32@0.15</td></tr></table>		Top(Negative)	Bottom(Positive)	Layer 1	P32@0.15	P32@0.15
	Top(Negative)	Bottom(Positive)					
Layer 1	P32@0.15	P32@0.15					
Total Rebar Area	Ast = 0.0107233 m²/m						
Using Stirrups Spacing	2.0-P20 @100						



The diagram shows a cross-section of a plate column. The width is labeled 'b' and the height is labeled 'h'. The reinforcement layout is shown with top bars (negative moment) and bottom bars (positive moment). The top bars are labeled 'P32@0.15' and the bottom bars are labeled 'P32@0.15'. The diagram also shows the effective depth 'd' and the effective width 'b_eff'.



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_Ed	574.54	1986.79
Element No.	1702	1622
Load Combination	cLCB1	Seism_X
M_Rd	2028.32	2028.32
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.2833	0.9795
Using Rebar(As)	0.0054	0.0054

3. Axial Force Resistance Check

Element No.	1602
Load Combination	cLCB1
Applied Axial Force Strength N_Ed	= 8385.01
Axial Force Strength N_Rd	= 24283.0
Axial Force Ratio	N_Ed/N_Rd 8385.01 / 24283.0 = 0.345 < 1.000 O.K

4. Shear Capacity

Element No.	1696
Load Combination	Seism_Y
Applied Shear Force V_Ed	= 442.829
Shear Strength (Out of plane) V_Rdc	= 444.723
Shear Ratio	V_Ed/V_Rd 442.829 / 444.723 = 0.996 < 1.000 O.K

RIGLA CULEE

MIDAS/Civil

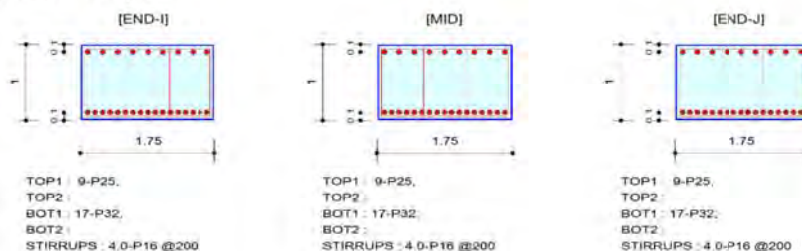
RC Beam Checking Result

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\... 3 deschideri 6 grinzi T.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Beam Span : 0.25 m
 Section Property: Rigla Culee-dr (No : 15)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	1199.10	1117.22	956.16
(-) Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Strength (M _{Rd})	1660.20	1660.20	1660.20
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7223	0.6729	0.5759
Positive Moment (M _{Ed})	153.29	133.68	153.63
(+) Load Combination No.	34+	34+	34+
Factored Strength (M _{Rd})	4739.12	4739.12	4739.12
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0323	0.0282	0.0324
Using Rebar Top (A _{s_top})	0.0044	0.0044	0.0044
Using Rebar Bot (A _{s_bot})	0.0137	0.0137	0.0137

4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	1-	1-	1-
Factored Shear Force (V _{Ed})	1341.22	1337.53	1330.15
Shear Strength by Conc. (V _{Rdc})	824.30	824.30	824.30
Shear Strength by Rebar (V _{Rds})	1416.16	1416.16	1416.16
Using Shear Reinf. (A _{sw})	0.0008	0.0008	0.0008
Using Stirrups Spacing	4.0-P16 @200	4.0-P16 @200	4.0-P16 @200
Check Ratio	0.9471	0.9445	0.9393

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

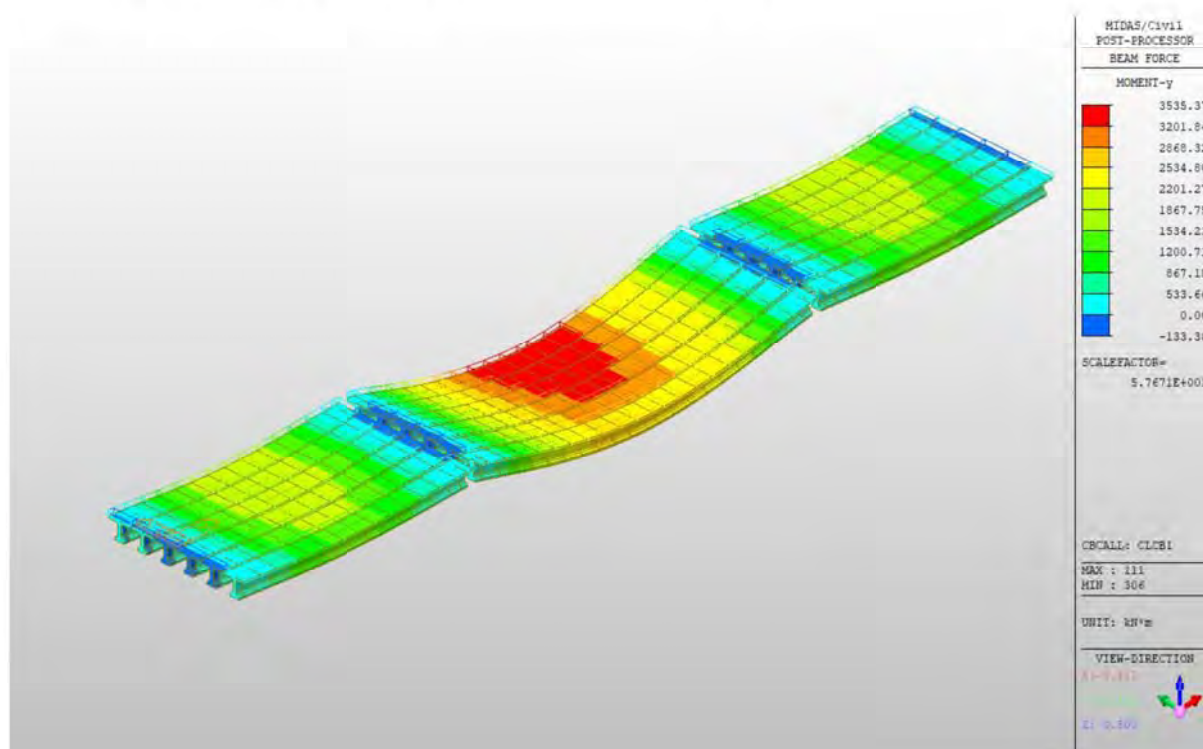


Fig. 11 Diagrama moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare distincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE CULEE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4} \phi + 10^\circ \text{ pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Vârf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficientă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu *Berezantzev* face referire la o suprafață de alunecare "alla Terzaghi" care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte "sustinut" prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de "siloz" este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După *Vesic* coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cel profunde, acelasi autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără aceștia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistența Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistența laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corecție legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de executie a pilotului si de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afânat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$

$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfeacrea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{\max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui **Vesic**, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui **Qlim**.

Corecțiile lui **Sano** și **Vesic** se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispatiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă,

a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată;

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiza pilotului în condiții de exercițiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotații în noduri pentru definirea linierei elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu \mathbf{P} matricea forțelor nodale externe, cu \mathbf{F} aceea a forțelor interne și cu \mathbf{A} matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne \mathbf{e} (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe \mathbf{X} (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea \mathbf{B} s-a demonstrat a fi transpunerea matricei \mathbf{A} .

De altă parte, forțele interne \mathbf{F} sunt legate de deplasările interne \mathbf{e} ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obține:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Și deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei $\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T$ se obține expresia deplasărilor externe \mathbf{X} :

$$X = (A SA^T)^{-1} P$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor X este posibilă aflarea forțelor interne F necesare pentru proiectul structurii.

Matricea $A SA^T$ este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotările nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a nodului. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot 1200mm, pod km 8+567
Diametru varf	1.20 m
Lungime	18.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	3.00 m
Tip beton	2
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 8+567 peste varianta ocolitoare

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	1.50	2100.00	2050.00	0.06	25.00	Nu	1.00	60.00	0	argile superconsolidate fisurate
2	1.00	1800.00	1750.00	0.00	28.00	Nu	0.00	100.00	0	nisip usor prăfos
3	1.00	1850.00	1800.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
4	6.00	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
5	1.50	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip prăfos
6	2.20	1800.00	1750.00	0.00	28.00	Nu	0.00	150.00	0	nisip cu praf
7	5.80	1900.00	1850.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0	argilă usor nisipoasă
8	6.00	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip pietros

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
Teoria clasica	7.25	17.40	19.75/0.02	50893.80	154565.90	390634.50	494306.70	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				Teoria clasica
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	154565.90	154565.90	154565.90	
Lateral	390634.50	390634.50	390634.50	
Total	494306.70	494306.70	494306.70	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1
Baza				1.00
Lateral				1.00
Rezistenta de proiectare baza				90921.14 kg
Rezistenta de proiectare laterala				229785.00 kg
Rezistenta de proiectare				289812.30 kg

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	18.00	m
Diametru capat	1.20	m
Diametru varf	1.20	m
Tronson frecare laterala nula	0.00	m
Modul elasticitate sectiune	3.09E+07	kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45	
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03	
Sarcina aplicata	2238.00	kN
Sarcina limita laterala	2297.00	kN
Sarcina limita de varf	909.00	kN
Modul elasticitate teren corespondent	5.88E+03	kN/mq
Scurtarea elastica	0.52	mm
Tasare rigida	13.19	mm
Tasare totala	13.71	mm

PILOTI DE FUNDATIE PILE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \text{ pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \text{ pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistenta la vârf Q_p si rezistenta laterală Q_l .

Resistenta Unitara La Varf

Formula lui Terzaghi

Solutia propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacității portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totusi acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în sectiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin actiunea tangentială de către terenul

rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c și N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elasto-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundatii de suprafată, dar si pentru cel profunde, acelasi autor a introdus coeficienti pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundatiei, fără acestia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q D}{N_c L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafata laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistentei la tăiere în conditii nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de executie a pilotului si de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafeței pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \text{ pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \text{ pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$

$$c \geq 20$$

$$\alpha = 0.30$$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va mișca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială aspra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui **Vesic**, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui **Qlim**.

Corecțiile lui **Sano** și **Vesic** se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

- τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;
- E = Modulul elastic al terenului;
- B = Diametrul pilotului;
- $I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că

rotatiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistența variază liniar în funcție de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reacția terenului pentru unitatea de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analiza pilotului în condiții de exercițiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundație supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât și de rotații în noduri pentru definirea linierei elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai rațională și eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodelor, indicând cu **P** matricea forțelor nodale externe, cu **F** aceea a forțelor interne și cu **A** matricea coeficienților de influență care, pentru echilibrul între forțele externe și interne, leagă primele două în funcție de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile și rotațiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile și rotațiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonstrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, forțele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obține:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Și deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obține expresia deplasărilor externe **X**:

$$X = (A S A^T)^{-1} P$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor X este posibilă aflarea forțelor interne F necesare pentru proiectul structurii.

Matricea $A S A^T$ este cunoscută ca și matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări și forțele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotările nodale care schematizează terenul sunt considerate forțe globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a nodului. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrînd să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot 1200mm, pod km 8+567
Diametru varf	1.20 m
Lungime	20.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculată cu:	Terzaghi
Adâncime panza freatică de la nivelul solului	3.00 m
Tip beton	2
Tip oțel	1

SEISM

Acceleratie seismică	0.2
Coefficient de intensitate seismică [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismică [Kv]	0.07

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oțeluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
-----	----------------	----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-----------------	-------	---------	-----------	------------

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 8+567 peste varianta ocolitoare

1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	1.50	2100.00	2050.00	0.06	25.00	Nu	1.00	60.00	0	argile superconsolidate fisurate
2	1.00	1800.00	1750.00	0.00	28.00	Nu	0.00	100.00	0	
3	1.00	1850.00	1800.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	nisip
4	6.00	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip usor prafos
5	1.50	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip prafos
6	2.20	1800.00	1750.00	0.00	28.00	Nu	0.00	150.00	0	nisip cu praf
7	5.80	1900.00	1850.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0	argila usor nisipoasa
8	6.00	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip pietros

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
Teoria clasica	25.66	40.84	31.12496/0.00	56548.67	582750.20	401916.60	928118.10	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				Teoria clasica
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	582750.20	582750.20	582750.20	
Lateral	401916.60	401916.60	401916.60	
Total	928118.10	928118.10	928118.10	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1
Baza				1.00
Lateral				1.00
Rezistenta de proiectare baza				342794.20 kg
Rezistenta de proiectare laterala				236421.50 kg
Rezistenta de proiectare				522667.10 kg

Tasare (Fleming 1992)

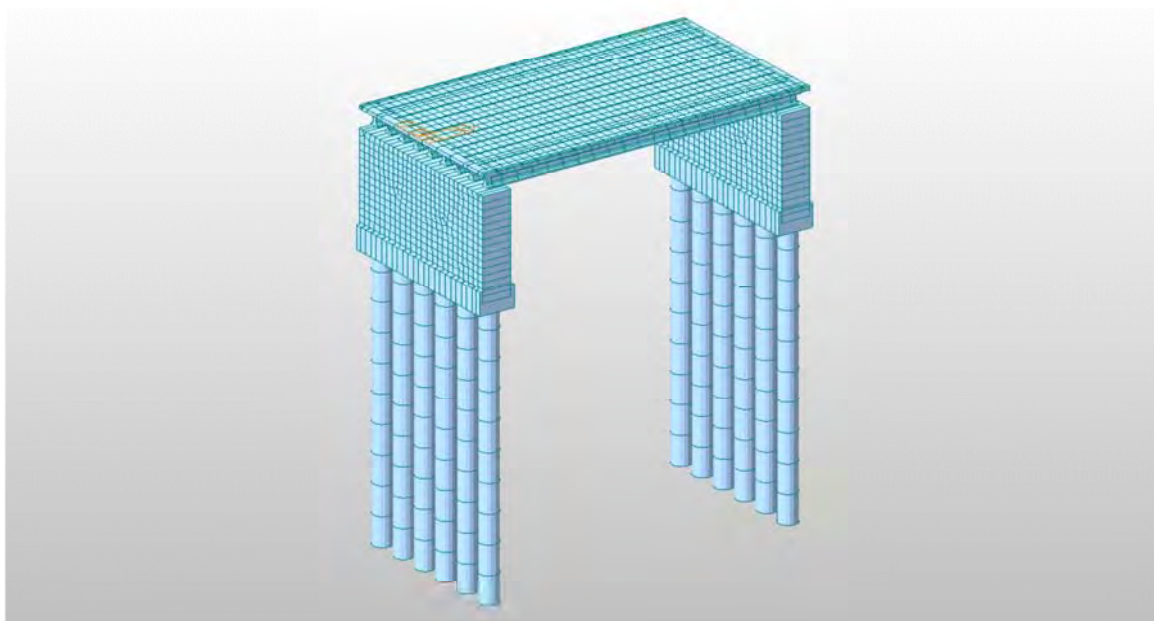
Lungime	20.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	3.09E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	2990.00 kN
Sarcina limita laterala	2364.00 kN
Sarcina limita de varf	3427.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	5.88E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.97 mm
Tasare limita	70.21 mm
Tasare totala	71.18 mm



intocmit ing. Attila Takacs

A handwritten signature in blue ink, appearing to read "Attila Takacs".

PASAJ KM 11+576 PESTE VARIANTA OCOLITOARE SI CANAL



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	5
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	9
3	COMBINAREA ACTIUNILOR.....	11
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	16
4.1	MODELUL STRUCTURAL	16
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	16
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICAREA SECȚIUNILOR.....	17
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forți	17
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	18
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ ELEVATIE CULEE	20
4.2.4	Eforturi în grinzi	22
5	ANEXA.....	23



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

La km 11+576 varianta de ocolire Timisoara Sud va traversa strada Trandafirilor. Pentru aceasta traversare va fi proiectat un pasaj peste DN6 avand o deschidere. Pasajul este in aliniament, si intersecteaza drumul la 37.37°.

Conform Cerintelor Beneficiarului, pentru pasajul de la km 11+576 caracteristicile acestuia sunt:

- Lungimea podului 28.14m;
- Deschiderii si lungime: o deschidere, 20,30m
- Lungimea grinzii: 21.00m,
- Latimea suprastructurii: 11,80 m.
- Latimea carosabilului: 2x3,90m
- Latimea trotuarului/spatiului de siguranta / parapete: 2x2,00m
- Parapete de siguranță: Rigizi tip New Jersey
- Parapete pietonale: : metalici
- Protecție peste căile de comunicație: Plasă de protecție pe deschidere.
- Numar de grinzi in sectiunea transversală 9 bucati/cale, solidarizate transversal prin antretoaze și placă pe zona de suprastructură din beton;
- Numar rosturi de dilatație: 2 rosturi/cale (C1—C2)
- Oblicitate: 37.73°
- Schema statică: grindă simplu rezemata.
- aparate de reazem: fixe și mobile din neopren fretat;
- Calea pe suprastructură, conform Proiect Ilustrativ:
 - îmbrăcămintă asfaltică compusă din:
 - hidroizolatie de 1 cm grosime,
 - 3 cm BA8 protectia hidroizolatiei
 - 4 cm din BAP 16
 - 4 cm MAS 16
- scurgerea apelor: guri de scurgere canalizate prin tuburi PVC

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200$ mm, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat .

Culeele vor avea elevatie "plina"(de tip perete din beton armat), iar pe banchetele culeelor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

Pe banchetele si riglele infrastructurilor se vor executa cuzineti si dispozitive antiseismice din beton armat.

- Culeile sunt alcatuite din piloti, radier,elevatii, bancheta cuzinetilor, zid de garda,
- radierul sub culee are 6 piloti $\varnothing 1200$ mm si $H=20.00$ m din b.a. C25/30;
- Radierul se continua si in lateral pe ambele parti cu cate 4 piloti pe fiecare parte la ambele culei si este fundatia aripilor de beton cu care se racordeaza taluzul din spatele culeii si este de b.a. C25/30 cu dimensiuni de $1.80 \times 2.25 \times 11.80$ m avand lungimea totala de 47.60m la fiecare culee.

-Elevatia culeilor sunt alcatuita dintr-o elevatie plina de b.a. C30/37 de dimensiuni $1.00 \times 5.50 \times 19.28$ (pe oblic)

- Bancheta cuzinetilor este de 1.00x1.00x19.28 si este din b.a. C30/37 , zidul de garda de 50cm grosime si inaltime intre 1.20 si 1.30m

- Racordarea cu terasamentele:

- aripi de beton.
- Plăci de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.
- sunt prevăzute scări de acces sub pod și casiuri;

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culei;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetilor, lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

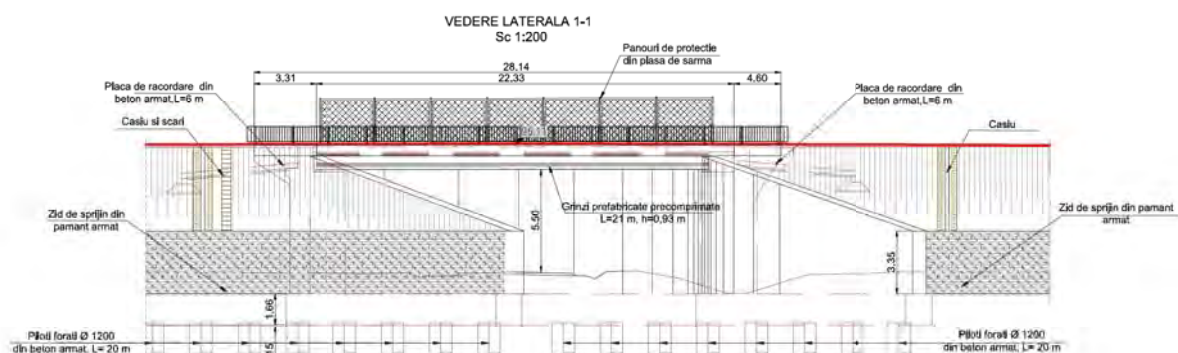


Fig. 1 Elevatie

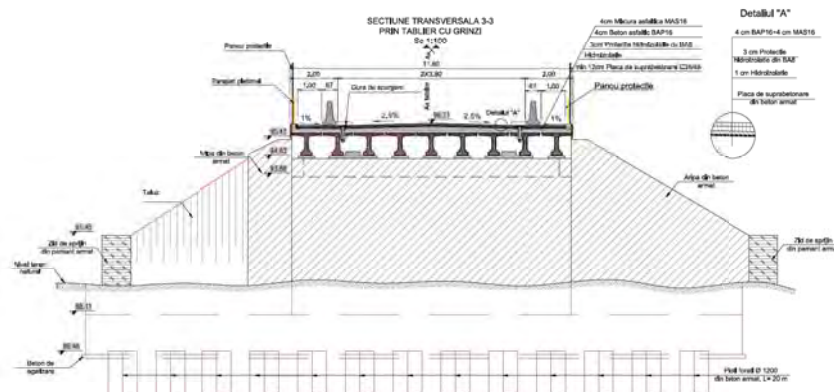


Fig. 2 Sectiune transversala

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instructiuni si standarde considerate in proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Actiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnica
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistenta la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismica

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30
- Beton in radier culei: C25/30
- Beton in elevatii culei: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, pentru grinzile de parapet si lisele monolite: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):

- Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radielor si a pilotilor;
- Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
- Impingerea pamantului;
- Impingerea pamantului din seism;

- Actiuni variabile (Q):

- Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, încărcări din oameni, frânarea și forța centrifugă);

- Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+);

- Actiuni accidentale (A):

- Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie a elementelor structurale

Element	buc	Arie m ²	Densitate kN/m ³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=0.95	9	0.3	25	67.50	1.35	91.13
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.732	25	54.90	1.35	74.12
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				204.76		276.43

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h=$	6.60	m	Inaltime elevatie
$H_{zid}=$	1.40	m	inaltime zid de garda
$H_T=$	8.00	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}=$	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}=$	19.00	kN/m ³	
$K_{ad}=tg(\pi/4-\phi_{df}/2)^2=$	0.333	coef. presiune activa	

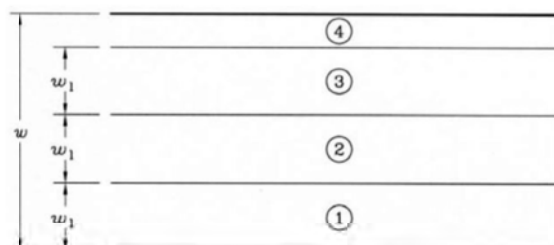
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (LM1);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4 \text{ m}$	$n_l = 1$	3 m	$w - 3 \text{ m}$
$5,4 \text{ m} \leq w < 6 \text{ m}$	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2 \text{ m}$.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_1 =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

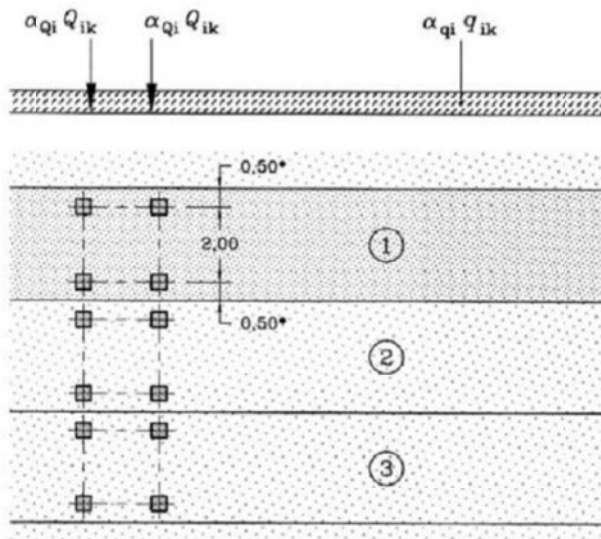
2.2.2.1.1 Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_q q_k$ " pe metru pătrat;



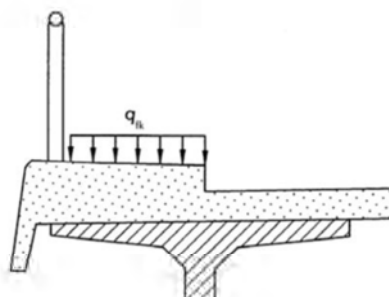
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de franare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de franare " Q_{fk} " este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{fk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{fk}=0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k})+0.10 \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L =lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente cand lungimea de încărcare $L > 1,2m$ forța de franare este egală cu $Q_{1k} = 360 + 2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de franare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	22.33	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{1k} =$	420.291	kN	< 900	kN	
$Q_{1k} =$	420.291	kN			
Nr Grinzi	5				
$Q_{1k} / grinda =$	84.0582	kN - forta orizontala			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) și T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatare}$ pentru fiecare caz in parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e,min} \quad \text{- temperatura, } T(-)$$

$$\Delta_{TN,dilatare} = T_{e,max} - T_0 \quad \text{- temperatura, } T(+)$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizeaza valoarea recomandata 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^\circ\text{C}$ și $T_{e,max} = 42^\circ\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de acceleratia maxima a terenului $a_g = 0.20g$ si perioada de colt $T_c = 0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;

- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.

- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este "III" si $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

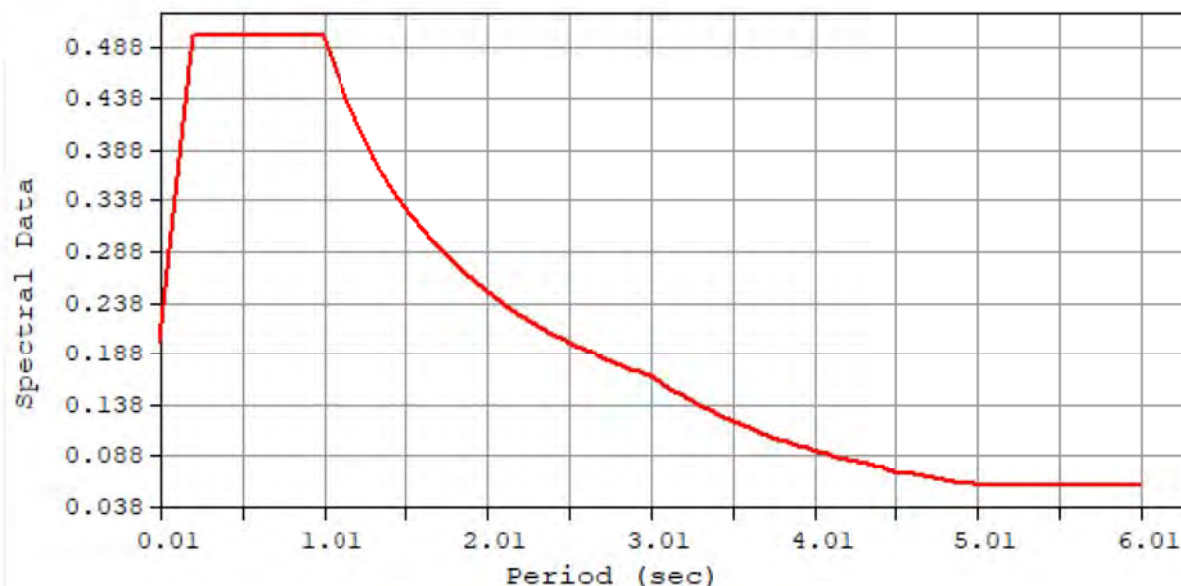


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

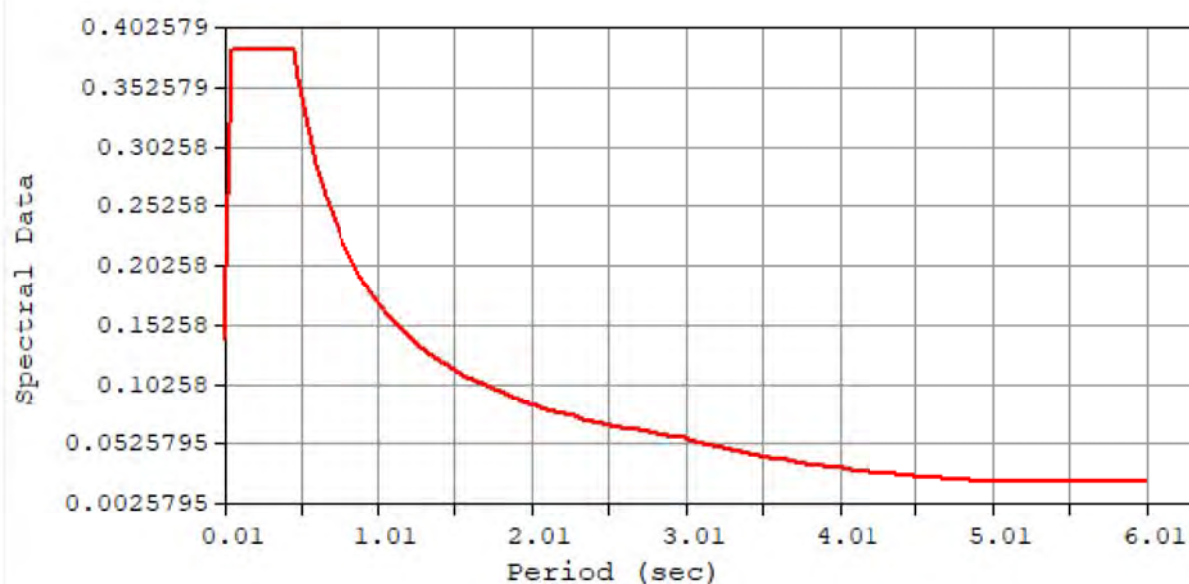


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

$g_1=1,35$ – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

$g_2=1,35$ – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
=====						
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Imp_Pamant(1.350)
				+ ML-caract(1.350)		

2	cLCB2	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
				+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
				+ ML-caract(1.350)		

3	cLCB3	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Imp_Pamant(1.350)
				+ Temp (+)(1.500)		

4	cLCB4	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) +	Barrier(1.350) +	Additional Load1(1.350)
				+ Wearing Surface(1.350) +	Utility1(1.350) +	Imp_Pamant(1.350)
				+ Temp (+)(-1.500)		

5 cLCB5 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.350) + Barrier(1.350) + Additional Load1(1.350)
 + Wearing Surface(1.350) + Utility1(1.350) + Imp_Pamant(1.350)
 + Temp (-)(1.500)

6 cLCB6 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.350) + Barrier(1.350) + Additional Load1(1.350)
 + Wearing Surface(1.350) + Utility1(1.350) + Imp_Pamant(1.350)
 + Temp (-)(-1.500)

7 cLCB7 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (+)(1.500)

8 cLCB8 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (+)(-1.500)

9 cLCB9 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (-)(1.500)

10 cLCB10 Strength/Stress Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + Temp (-)(-1.500)

11 cLCB11 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + ML-caract(1.000)

12 cLCB12 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + ML-caract(1.000) + Temp (+)(0.600)

13 cLCB13 Serviceability Add
 Self Weight(1.000) + Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
 + Wearing Surface(1.000) + Utility1(1.000) + Imp_Pamant(1.000)
 + ML-caract(1.000) + Temp (+)(-0.600)

14 cLCB14 Serviceability Add

			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-caract(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + Temp (-)(0.600)	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
15	cLCB15	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-caract(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + Temp (-)(-0.600)	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
16	cLCB16	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (+)(1.000)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
17	cLCB17	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (+)(-1.000)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
18	cLCB18	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (-)(1.000)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
19	cLCB19	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + Temp (-)(-1.000)	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
20	cLCB20	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-frecv(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + Temp (+)(0.500)	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
21	cLCB21	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-frecv(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + Temp (+)(-0.500)	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
22	cLCB22	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + ML-frecv(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + Temp (-)(0.500)	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)
23	cLCB23	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) +	Additional Load1(1.000) Imp_Pamant(1.000)

+	ML-frecv(1.000) +	Temp (-)(-0.500)	
24	cLCB24 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (+)(0.600)		
25	cLCB25 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (+)(-0.600)		
26	cLCB26 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (-)(0.600)		
27	cLCB27 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (-)(-0.600)		
28	cLCB28 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (+)(0.500)		
29	cLCB29 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (+)(-0.500)		
30	cLCB30 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (-)(0.500)		
31	cLCB31 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
+	Temp (-)(-0.500)		
32	cLCB32 Serviceability	Add	
	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Imp_Pamant(1.000)
33	Seism_X Strength/Stress	Add	

	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+	Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	Prestress(0.500)
+	Temp (+)(1.000) +	Imp_Pamant(1.000) +	Rs_X(1.000)
+	Rs_Y(0.300) +	ML-caract(0.300)	

34	Seism_Y	Strength/Stress	Add
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) + Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) + Prestress(1.000)
+		Temp (+)(0.500) +	Imp_Pamant(1.000) + Rs_X(0.300)
+		Rs_Y(1.000) +	ML-caract(0.300)

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calcul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	Code	DB	Density (kN/m ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)		C50/60	2.5000e+001
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)		C35/45	2.5000e+001
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)		Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e+001
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)		C30/37	2.5000e+001
6	Dummy Material	User Defined	None		C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

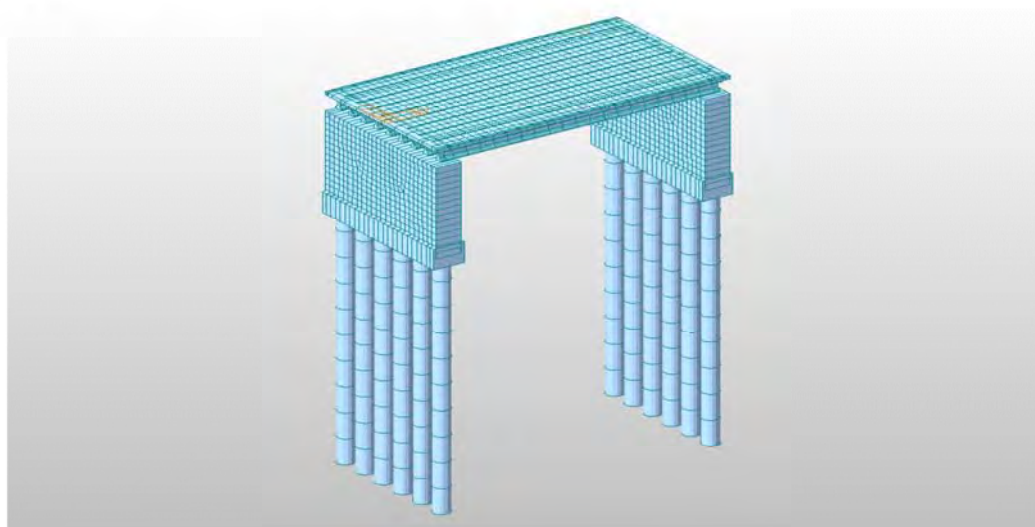


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor și verificarea secțiunilor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forajați

Piloți Culee

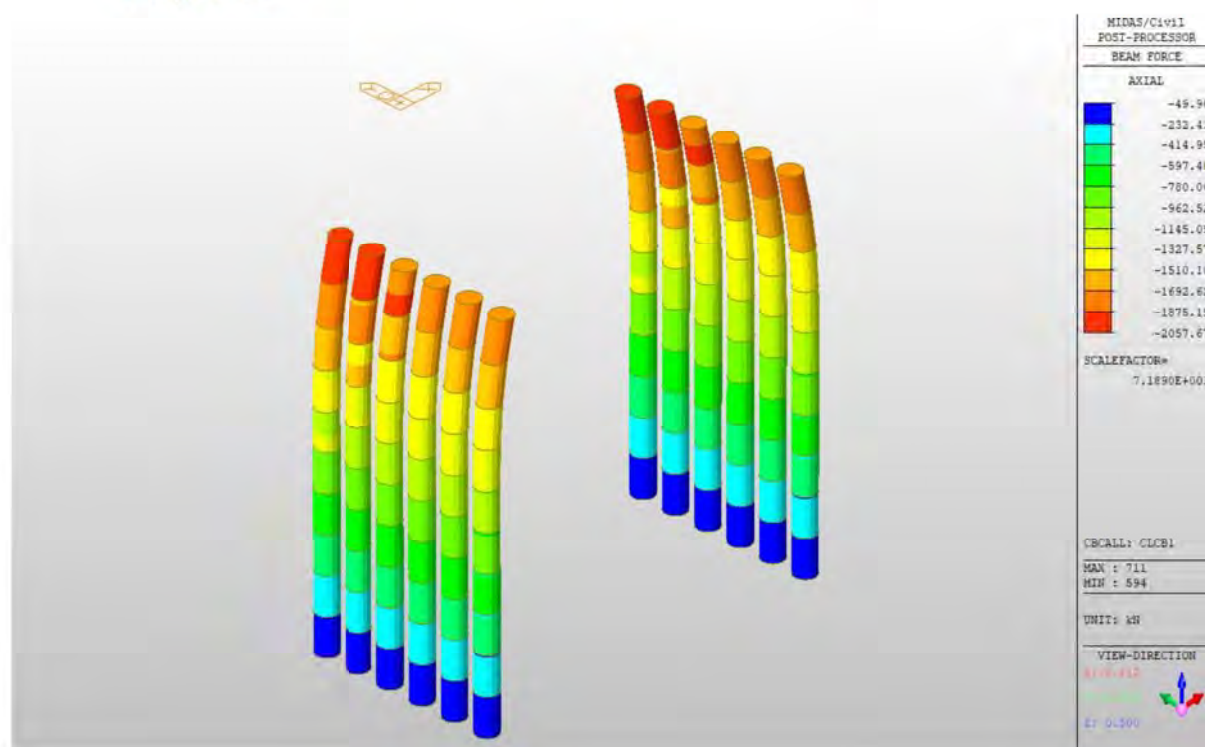


Fig. 6 Solicități axiale maxime la piloții din culee

Fcd= 2058 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 3941 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare



Fig. 7 Diagrama de moment încovoietor maxim din gruparea cLCB1

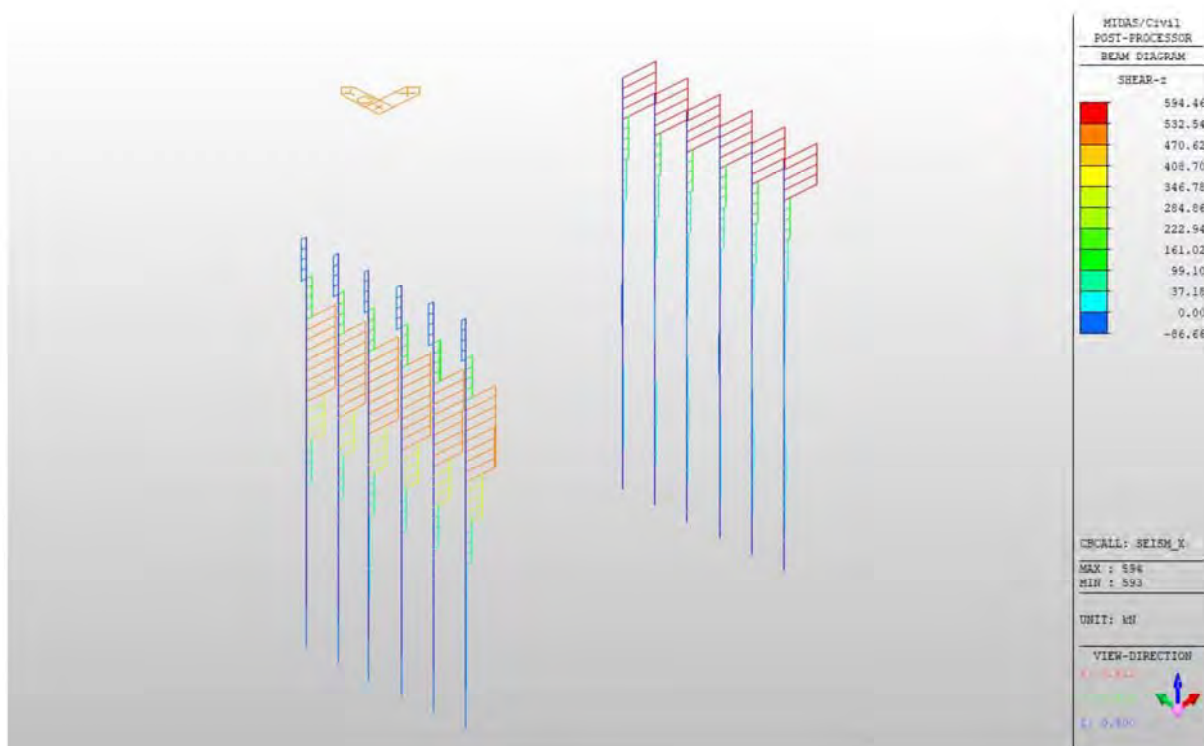


Fig. 8 Diagrama de forță tăietoare maximă din combinația cLCB1

PILOT CULEE

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

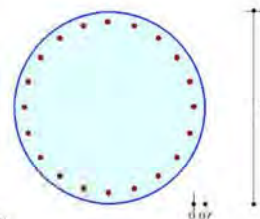
MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\A\Str 07 - 9 ginnzjt T93.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 601 (PM), 639 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 2.08 m
 Section Property Pilot_culee (No : 1)
 Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P32	-	-

Total Rebar Area $A_{st} = 0.016085 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0142$)



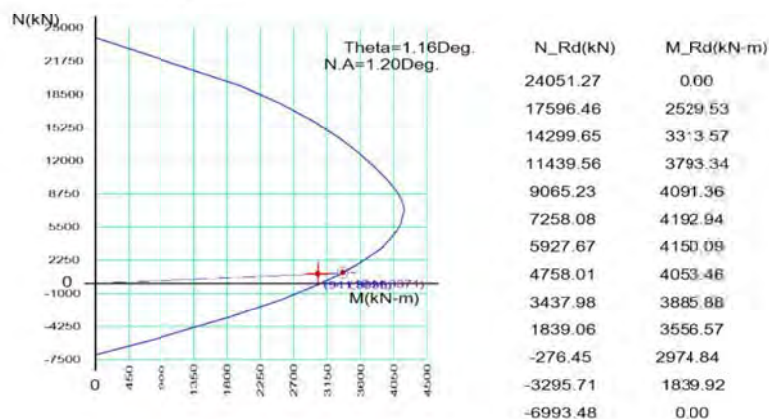
2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point
 $N_{Ed} = 941.256 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 3033.94$, $M_{Edz} = 63.6510$, $M_{Ed} = 3034.61 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 24051.3 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 941.256 / 1043.63 = 0.902 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 3033.94 / 3369.95 = 0.900 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 63.6510 / 68.1198 = 0.934 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 3034.61 / 3370.64 = 0.900 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 358.901 \text{ kN}$ (Load Combination 34-)
 Shear Strength by Conc $V_{Rdc} = 361.383 \text{ kN}$
 Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 1055.54 \text{ kN}$ (2.0-P10 @50)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 358.901 / 361.383 = 0.993 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ ELEVATIE CULEE

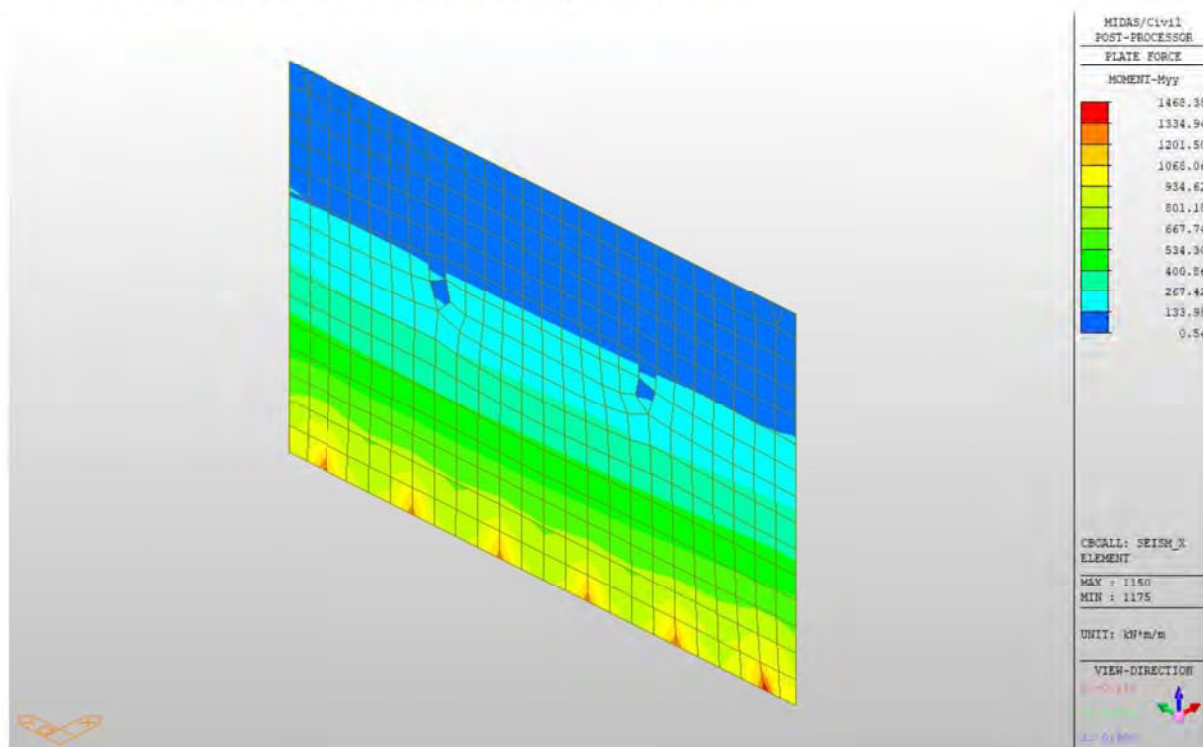


Fig. 9 Moment încovoietor maxim în elevația culeei

ELEVAȚIE CULEE

MIDAS/Civil

Plate Column Check Result Dialog

MIDAS	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:\...\Str 07 - 9 grinzi T93.mcb

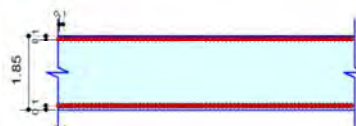
1. Design Condition

Design Type : Plate Column (1D)
 Sub-Domain : culée
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 35000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Rebar Pattern

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Layer 1	P25@0.10	P25@0.10

Total Rebar Area Ast = 0.0098174 m²/m

Using Stirrups Spacing : 2.0-P20 @100



2. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
M_Ed	678.87	1534.04
Element No.	794	1150
Load Combination	cLCB1	Seism_X
M_Rd	3609.44	3609.44
Check Ratio (M_Ed/M_Rd)	0.1881	0.4250
Using Rebar(As)	0.0049	0.0049

3. Axial Force Resistance Check

Element No. : 807
 Load Combination : cLCB1
 Applied Axial Force Strength N_Ed = 1780.74
 Axial Force Strength N_Rd = 40765.4
 Axial Force Ratio N_Ed/N_Rd = 1780.74 / 40765.4 = 0.044 < 1.000 O.K

4. Shear Capacity

Element No. : 794
 Load Combination : Seism_X
 Applied Shear Force V_Ed = 515.110
 Shear Strength (Out of plane) V_Rdc = 601.674 V_Rds = 0.00000
 Shear Ratio V_Ed/V_Rd = 515.110 / 601.674 = 0.856 < 1.000 O.K

Breviarul pentru calculul capacitatii portante a pilotilor este realiza in programul specializat GeoStru si este anexat acestui breviar.

4.2.4 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

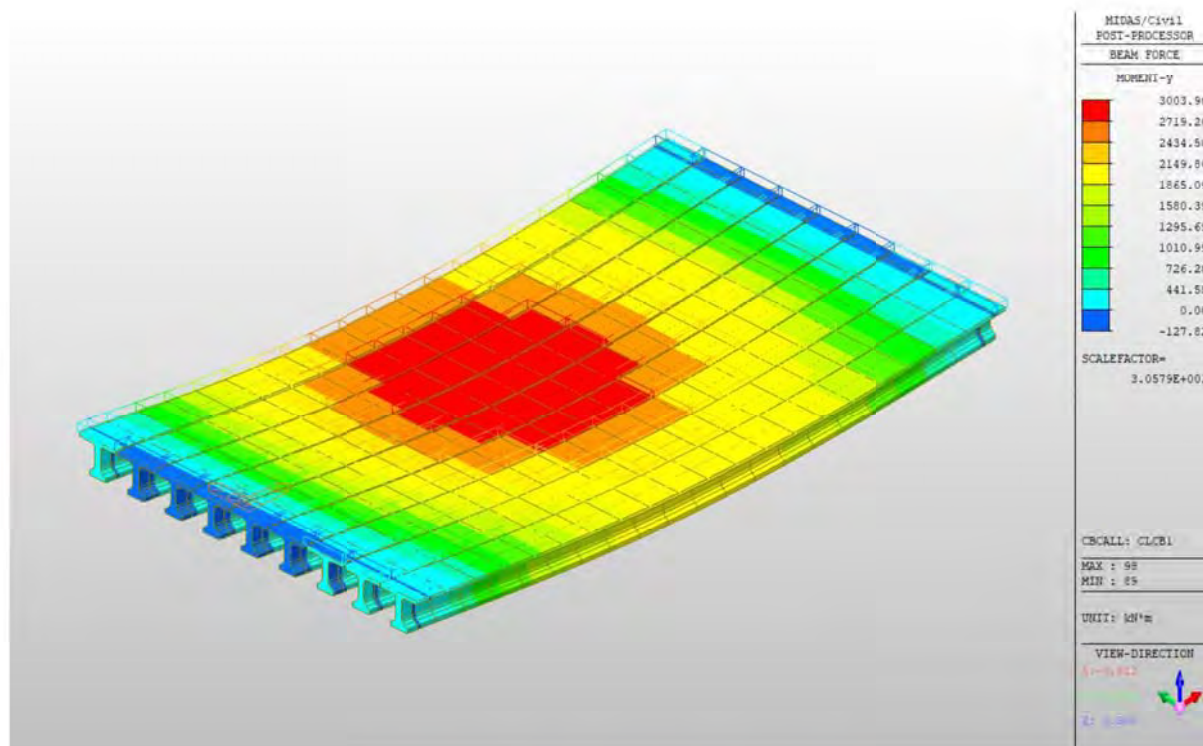


Fig. 10 Diagrama moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare dinstincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului si interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \quad \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \quad \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p si rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Varf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficac (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot si fundatie ar putea modifica această valoare) si conduce analiza la problema capacității portante a unei fundatii superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45 + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se opreste pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu

extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta ține cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elasto-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} , în expresia precedentă este calculat plecând de la deformatia volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundatii de suprafață, dar si pentru cel profunde, acelasi autor a introdus coeficienti pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundatiei, fără acestia, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn (') sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuti

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afânat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \quad \text{pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.8 \quad \text{pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \quad \text{pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.9 \quad \text{pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Woodward (1961)

$$\begin{aligned} \alpha &= 0.9 \quad \text{pentru } c < 4 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.6 \quad \text{pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.5 \quad \text{pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.4 \quad \text{pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2 \\ \alpha &= 0.20 \quad \text{pentru } c > 20 \text{ t/m}^2 \end{aligned}$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercițiu.

Factorul De Corectie În Condiții Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{\max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{\max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebuie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reactia nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodi, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influentă care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonsatrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea fortelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si fortele externe nodale.

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 11+576 peste varianta ocolitoare si canal

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca și condiții la contur, rotații și deplasări cunoscute.

Rotările nodale care schematizează terenul sunt considerate foarte globale legate de modulul de reacție și de zona de influență a nodului. În cadrul soluției elementelor finite pentru piloti supuși la sarcini transversale, modulul de reacție este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrînd să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot dn 1200mm
Diametru varf	1.20 m
Lungime	20.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Tip beton	1
Tip otel	1

Arhiva materiale

Beton

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	$\beta_1 \cdot \beta_2$ in.	$\beta_1 \cdot \beta_2$ fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Stratigrafie...1

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 11+576 peste varianta ocolitoare si canal

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	3.00	2000.00	0.00	0.04	20.00	Nu	0.00	40.00	0	
2	1.00	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
3	4.00	1850.00	0.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	
4	3.30	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
5	2.10	1900.00	0.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0	
6	0.90	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
7	2.50	1950.00	0.00	2.00	40.00	Nu	0.00	300.00	0	
8	6.20	2100.00	0.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
9	2.00	1900.00	0.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	nisip prăfos

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R3	13.21	25.78	25.34338/0.05	56548.67	0.00	766170.30	709621.60	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	--	--	--	
Lateral	766170.30	766170.30	766170.30	
Total	709621.60	709621.60	709621.60	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1
Lateral				1.00
Rezistenta de proiectare laterala				450688.40 kg
Rezistenta de proiectare				394139.70 kg

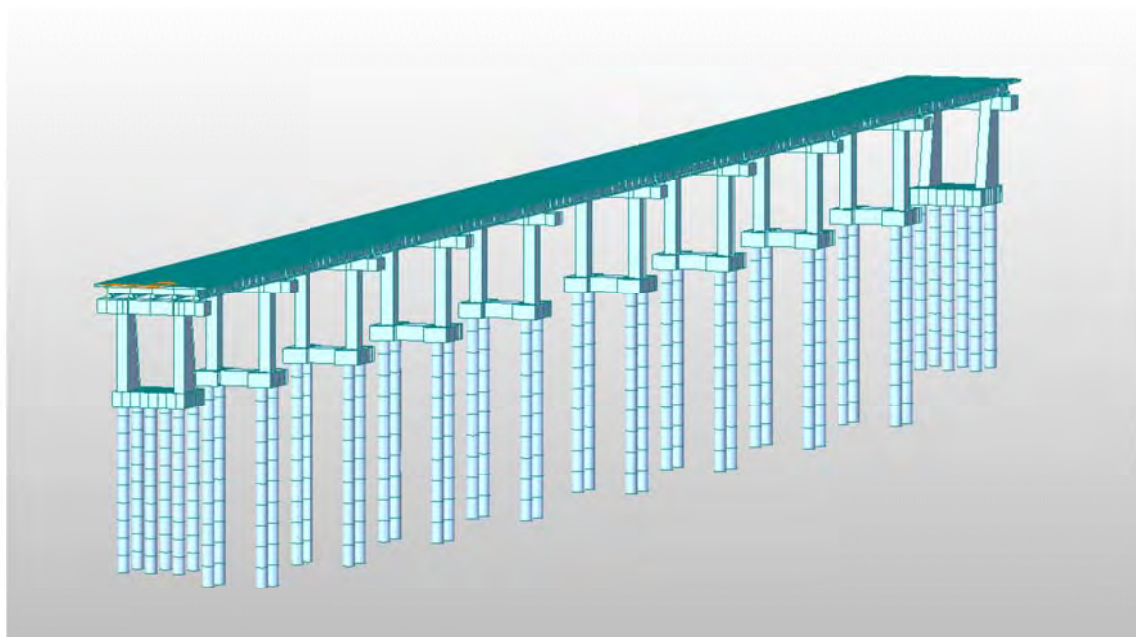
Tasare (Fleming 1992)

Lungime	20.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	2.94E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	3460.00 kN
Sarcina limita laterala	5241.00 kN
Sarcina limita de varf	5286.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.47E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.94 mm
Tasare rigida	2.32 mm
Tasare totala	3.25 mm



intocmit ing. Attila Takacs

PASAJ KM 15+072 PESTE CF 125 TIMISOARA-BUZIAȘ



1	DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE	2
1.1	DESCRIEREA STRUCTURII	2
1.2	BAZA DE PROIECTARE SI MATERIALE	4
2	ACTIUNI.....	5
2.1	ACTIUNI CONSIDERATE	5
2.2	VALORI CARACTERISTICE.....	5
2.2.1	Actiuni permanente (G).....	5
2.2.2	Actiuni variabile (Q)	6
2.2.3	Actiuni seismice (S).....	9
3	COMBINAREA ACTIUNILOR.....	10
4	ANALIZA STRUCTURALA.....	15
4.1	MODELUL STRUCTURAL	15
4.1.1	Caracteristicile materialelor utilizate:	15
4.2	CENTRALIZAREA REZULTATELOR ȘI VERIFICAREA SECȚIUNILOR.....	16
4.2.1	Verificarea capacității portante ultime a piloților forajați	16
4.2.2	Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare	18
4.2.3	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE.....	20
4.2.4	DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STĂLP PILĂ	25
4.2.5	Forțuri în grinzi	28
5	ANEXA.....	29



1 DESCRIERE SI BAZA DE PROIECTARE

1.1 Descrierea structurii

Varianta Ocolitoare Timisoara Sud traverseaza un canal de irigatii la km 18+926 printr-un pod, traseul in plan fiind pe o curba cu raza de $R=1500m$.

Suprastructura pasajului este alcatuita din 5 grinzi prefabricate, precomprimate cu lungimea de 27 m si inaltimea de 1.30 m si antretoaze la capete.

Rezemarea tablierului la fiecare capat pe culei se va face in cate doua puncte sub antretoazele de capat, unde se vor dispune aparate de reazem din neopren asezate pe cuzineti din beton armat.

Placa de suprabetonare se va executa din beton armat, turnat direct peste grinzile joantive din componenta tablierului. Marginal, longrinele monolite in consola care sustin parapetele pietonale se vor executa cu cofraj fixat de grinzile marginale. Peste placa de suprabetonare se va aterne hidroizolatia in grosime de 1 cm, protectia hidroizolatiei in grosime de 3 cm din BA8 si straturile rutiere in grosime de 2x4 cm din BAP 16 respectiv MAS 16 conform Proiect Ilustrativ.

Pasajul fiind amplasat in aliniament, profilul acestuia pe zona carosabilului in sens transversal este in profil de acoperis cu panta transversale de 2.5% dinspre ax spre trotuare ,iar pe zona trotuarelor la nivel panta transversala a acestora este de 1% inspre axul structurii.

In sectiune transversala suprastructura prezinta urmatoarele caracteristici: 7.80 m parte carosabila, incadrata cu parapete New Jersey 0.60m, doua trotuare la nivel de 1.00 m latime utila fiecare, si longrine cu latimea de 0.30 m, latimea totala a suprastructurii fiind de 11.60 m.

Conform proiectului ilustrativ, la marginea partii carosabile au fost prevazute parapete de siguranta de tip rigid (parapete New Jersey din beton armat cu grad de asigurare H4b) pentru protectia pietonilor iar pe partile exterioare ale trotuarelor se vor prevedea parapete pietonale metalice.

Pe ambele parti ale structurii, marginal acesteia in deschidere se vor amplasa panouri de protectie din plasa de sarma.

Infrastructurile sunt prevazute a fi executate din beton armat, fundate indirect, pe piloti forati de diametru mare $d=1200mm$, avand capetele solidarizate la partea superioara cu radiere din beton armat .

Racordarea cu terasamentele se va realiza cu sferturi de con pereate cu beton .Pe partea carosabila pentru tranzitia de la tablierul podului la rambleul drumului se vor executa placi de racordare din beton armat cu lungimea de 6.00 m.

Urmatoarele faze de executie sunt considerate:

- Executarea piloților și a radierelor;
- Executarea elevatiilor pentru culee si pile;
- Poziționarea grinzilor;
- Pozitionarea predalelor, armarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Betonarea placii de suprabetonare si a antretoazelor;
- Executarea terasamentelor;
- Executarea caii, parapetelor, a lisei si a bordurilor.

Clasa de incarcare: Eurocode: LM1

Clasa de importanta: "C"

Cerinte de calitate: A4, B2, D2.

Proiectare seismica: $a_g = 0.20g$, $T=0.7s$ conform P100/2013

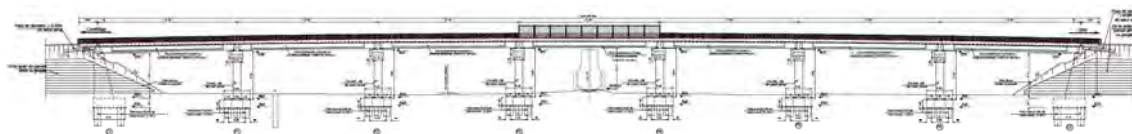


Fig. 1 Elevatie

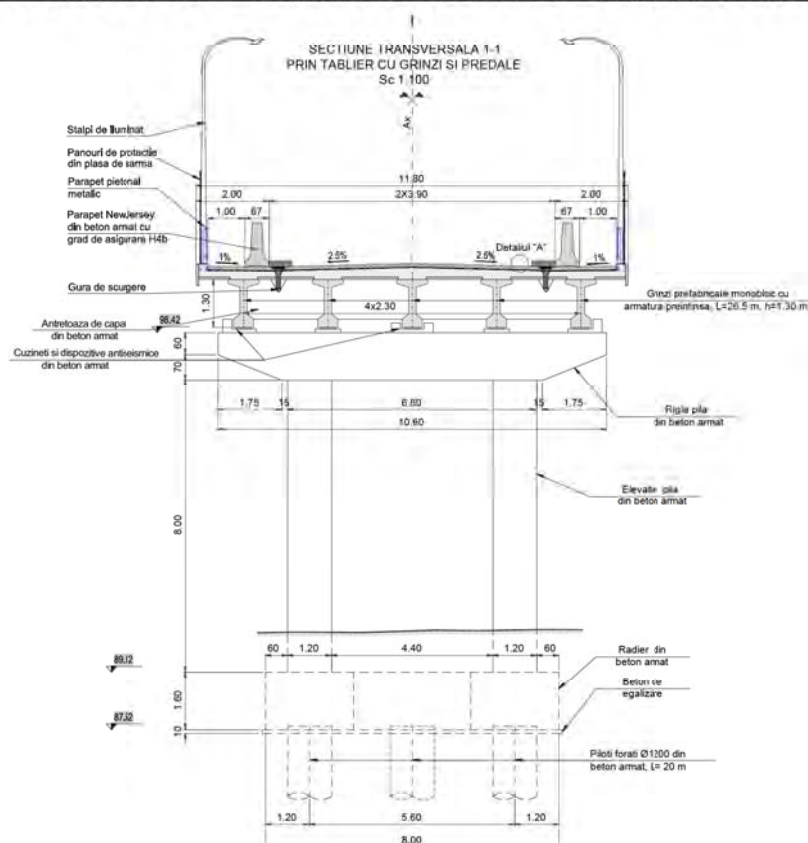


Fig. 2 Sectiuni transversale

1.2 Baza de proiectare si materiale

Instructioni si standarde considerate in proiectarea structurii:

- Eurocode 1: Actiuni asupra structurilor
- Eurocode 2: Proiectarea structurilor de beton
- Eurocode 7: Proiectarea geotehnica
- Eurocode 8: Proiectarea pentru rezistenta la cutremur a structurilor
- P100/2013: Cod de proiectare seismica

Caracteristicile minime ale materialelor:

- Otel pentru armatura: BST 500 C
- Otel pentru precomprimare: Y 1860
- Beton in coloane: C25/30
- Beton in radier culee si pile: C25/30
- Beton in elevatii culee si pile: C30/37
- Beton pentru turnarea placii in-situ, grinzi de parapet: C35/45;
- Beton pentru grinzi prefabricate: C50/60

2 ACTIUNI

2.1 Actiuni considerate

In concordanta cu Eurocode 1, actiunile considerate in proiectarea structurii sunt:

- Actiuni permanente (G):
 - Greutatea proprie a grinzilor, placilor, elevatiei, radiereleor si a pilotilor;
 - Greutatea caii, parapetelor, trotuar;
 - Impingerea pamantului;
 - Impingerea pamantului din seism;
- Actiuni variabile (Q):
 - Actiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005) (convoiul LM1, incarcari din oameni pe trotuare, franarea si forta centrifuga);
 - Actiuni termice, temperatura (T-) si T(+);
- Actiuni accidentale (A):
 - Actiuni seismice, Seism X (longitudinal), Seism Y (transversal) , Seism Z (vertical).

2.2 Valori caracteristice

2.2.1 Actiuni permanente (G).

2.2.1.1 Greutatea proprie a elementelor structurale

Element	buc	Arie m²	Densitate kN/m³	Gn kN/m	γ	Gc kN/m
Grinzi H=1.30m	5	0.467	25	58.38	1.35	78.81
Placa grinzi marginale	2	0.578	25	28.90	1.35	39.02
Placa grinzi centrale	3	0.732	25	54.90	1.35	74.12
Cale	1	1.3464	24	32.31	1.35	43.62
Lisa prefabricata	2	0.043	25	2.15	1.35	2.90
Parapet directional	2	-	-	11.00	1.35	14.85
Parapet pietonal	2	-	-	1.50	1.35	2.03
Grinda parapet	2	0.042	25	6.50	1.35	8.78
TOTAL / ml				195.64		264.11

2.2.1.2 Impingerea pamantului

$h=$	8.5	m	Inaltime elevatie
$h_s=$	1.3	m	inaltimea echivalenta suprasarcina
$H_T=$	9.8	m	Inaltime totala
$\phi_{df}=\phi_{kf}=$	33	grade	
$g_{kd}=g_{kf}=$	19	kN/m ³	
$K_{ad}=tg(\pi/4-\phi_{df}/2)^2=$	0.333	coef. presiune activa	

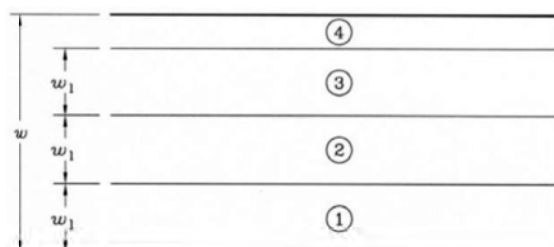
2.2.2 Actiuni variabile (Q)

2.2.2.1 Acțiuni din trafic la poduri (SR EN 1991-2:2005);

Pentru determinarea efectelor zonelor de incarcarea a partii carosabile a unui pod aceasta este divizata in benzi teoretice.

Lățimea părții carosabile w	Numărul benzilor teoretice de circulație	Lățimea unei benzi teoretice de circulație	Lățimea zonei rămase
$w < 5,4$ m	$n_l = 1$	3 m	$w - 3$ m
$5,4 \text{ m} \leq w < 6$ m	$n_l = 2$	$\frac{w}{2}$	0
$6 \text{ m} \leq w$	$n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right)$	3 m	$w - 3 \times n_l$
NOTĂ – De exemplu, pentru o parte carosabilă cu lățimea de 11 m, $n_l = \text{Int}\left(\frac{w}{3}\right) = 3$, și lățimea zonei rămase este: $11 - 3 \times 3 = 2$ m.			

Numărul, poziția și numerotarea benzilor teoretice încărcate, se realizează astfel incat efectele convoaielor de calcul să fie cele mai defavorabile in scopul unei verificări individuale.



w =Lățimea părții carosabile

w_l =Lățimea unei benzi teoretice de circulație

1=Banda teoretică nr.1

2=Banda teoretică nr.2

3=Banda teoretică nr.3

4=Zona rămasă

2.2.2.1.1 Acțiuni verticale

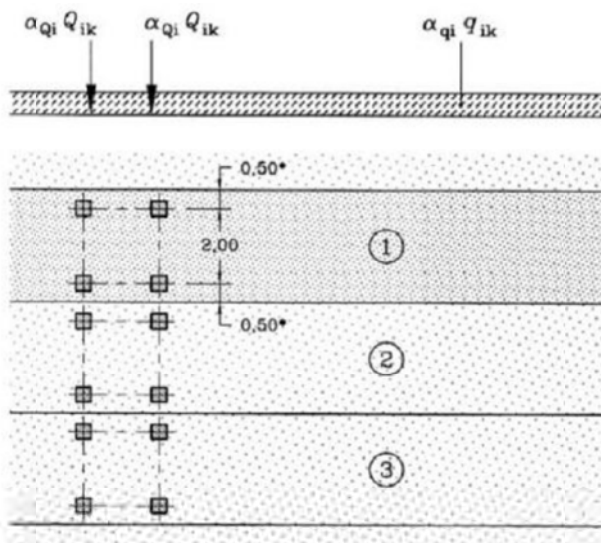
Convoiul de calcul 1 (LM1) :

Acest convoi este alcătuit din încărcări concentrate și încărcări uniform distribuite ce acoperă cele mai multe efecte din traficul alcătuit din camioane și automobile, fiind utilizat atât pentru verificări locale cât și globale.

Încărcările concentrate sunt reprezentate de sistemul tandem TS alcătuit din 2 osii cu greutatea " $\alpha_Q Q_k$ " pe fiecare osie.

Notă: atât pentru verificări locale cât și generale se va aplica un singur sistem tandem pe fiecare bandă de circulație cu precizarea că poziționarea acestuia se va face centrat pe axul fiecărei benzi, în cazul verificărilor globale, și în poziția cea mai defavorabilă în cazul celor locale, fără însă a depăși limita de 0.5 m între două sisteme de pe două benzi adiacente.

Încărcările uniform distribuite sunt reprezentate de sistemul UDL cu greutatea " $\alpha_q q_k$ " pe metru pătrat;



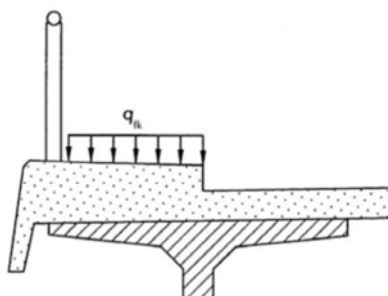
Coeficienții de corecție pentru încărcările uniform distribuite și concentrate " α_q " și " α_Q " se iau egali cu 1 (conform secțiunea 4-4.3.2(3)-SR EN 1991-2:2004/NB:2006).

Poziția	Sistemul tandem TS	Sistemul UDL
	Încărcarea pe osie Q_{ik} (kN)	q_{ik} (sau q_{rk}) (kN/m ²)
Banda numărul 1	300	9,0
Banda numărul 2	200	2,5
Banda numărul 3	100	2,5
Alte benzi	0	2,5
Zona rămasă (q_{rk})	0	2,5

Nota: Valorile încărcărilor prezentate in tabel includ amplificarea dinamică.

Încărcarea uniform distribuită

Pentru podurile de șosea care susțin trotuare pentru pietoni sau piste pentru cicliști, se definește o forță uniform distribuită q_{fk} .



Valoarea $q_{fk}=3\text{kN/mp}$ pentru gruparea gr1a.

2.2.2.1.2 Forțe orizontale

Forța de frânare (SR EN 1991-2:2005)

Forța de frânare " Q_{fk} " este o forță ce acționează în sens longitudinal podului la nivelul suprafeței de rulare a părții carosabile.

Valoarea caracteristică Q_{fk} este limitată la 900 kN pentru întreaga lățime a podului, și trebuie calculată ca fracțiune din totalul sarcinilor verticale maxime corespunzătoare convoiului LM1, aplicabile benzii nr.1 după cum urmează:

$$Q_{fk}=0.60\alpha_{Q1} (2Q_{1k})+0.10 \alpha_{q1}q_{1k}w_1L \leq 900(\text{kN})$$

L =lungimea tablierului sau a părții considerate în calcul.

Pentru cazurile curente când lungimea de încărcare $L>1,2\text{m}$ forța de frânare este egală cu $Q_{fk}=360+2,7L \leq 900$ (kN).

Limita inferioară a forței de frânare la podurile de șosea este de 300kN.

$L_{cale} =$	188.5	m	$w_l =$	3	m
$Q_{1k} =$	300	kN	$\alpha_{Q1} =$	1	
$q_{1k} =$	9	kN/m ²	$\alpha_{q1} =$	1	
$Q_{jk} =$	868.95	kN	< 900	kN	
$Q_{jk} =$	868.95	kN			
Nr Grinzi	5				
$Q_{jk} / grinda =$	173.79	kN / - forta orizontala			

2.2.2.2 Actiuni termice (SR EN 1991-1-5:2005), temperatura (T-) si T(+)

Valoarea caracteristică a componentei de temperatură uniformă este asociată fie contracției, fie dilatării fiind notată cu $\Delta_{TN,contractie}$ sau cu $\Delta_{TN,dilatate}$ pentru fiecare caz în parte.

$$\Delta_{TN,contractie} = T_0 - T_{e,min} \quad \text{- temperatura, T(-)}$$

$$\Delta_{TN,dilatate} = T_{e,max} - T_0 \quad \text{- temperatura, T(+)}$$

T_0 - reprezintă temperatura inițială, se utilizează valoarea recomandată 10°C (SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008).

$T_{e,min}$ și $T_{e,max}$ reprezintă componentele de temperatură uniformă minimă și maximă.

$T_{e,min} = -32^\circ\text{C}$ și $T_{e,max} = 42^\circ\text{C}$ – conf. SR EN 1991-1-5:2004/NA:2008, tabel NA.1(RO).

2.2.3 Actiuni seismice (S)

Amplasamentul structurii este caracterizat de accelerația maximă a terenului $a_g = 0.20g$ și perioada de colt $T_c = 0.7s$.

Pentru calculul forței seismice se respectă prevederile:

- SR EN 1998-1 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Reguli generale, acțiuni seismice și reguli pentru clădiri;
- SR EN 1998-2 – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri;
- SR EN 1998-2/NA – Proiectarea structurilor pentru rezistența la cutremur. Poduri. Anexa națională.
- P100/2013 – Cod de proiectare seismică.

Conform SE EN 1998-2/NA – clasa de importanță este “III” si $\gamma_I=1,3$ - coeficient de amplificare a forței seismice.

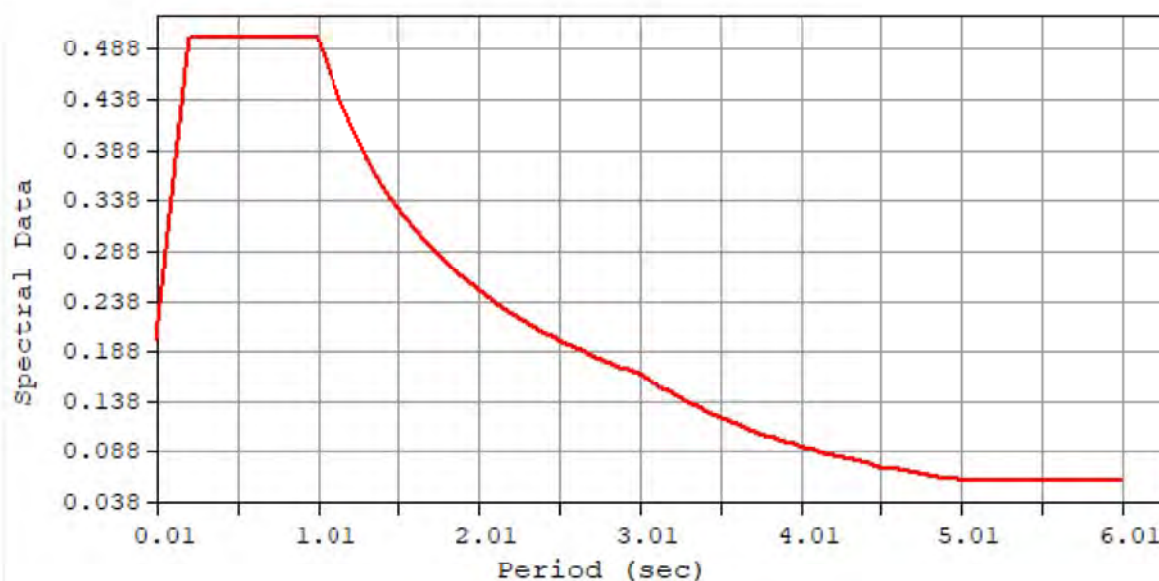


Fig. 3 Spectru de raspuns seismic orizontal

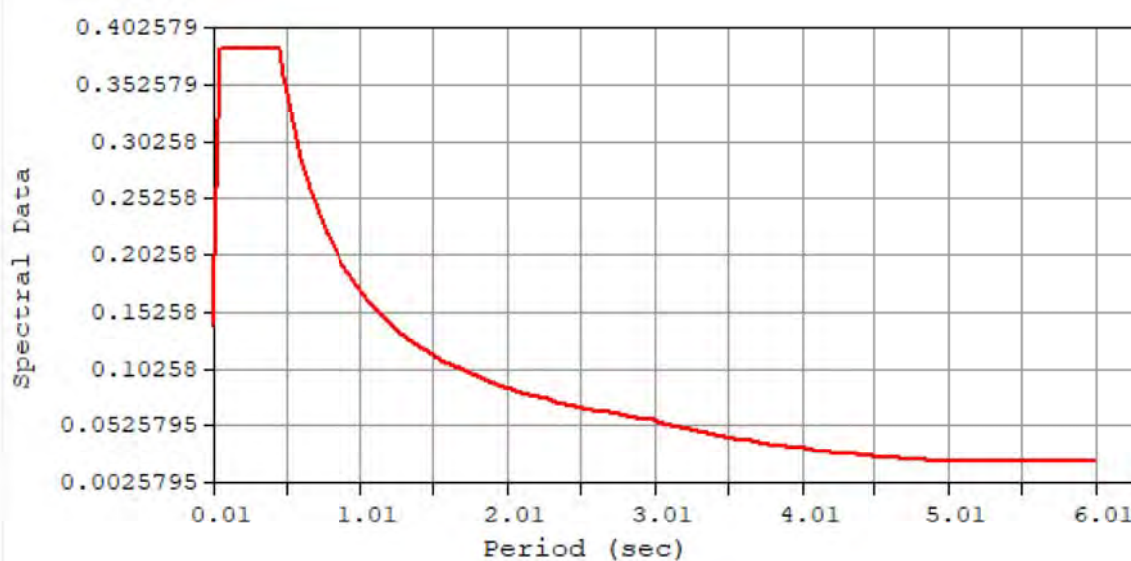


Fig. 4 Spectru de raspuns seismic vertical

3 COMBINAREA ACȚIUNILOR

Conform SR EN 1990 , Anexa A2 combinațiile sunt următoarele:

- Combinarea fundamentală din acțiuni persistente (permanente) și tranzitorii;
- Combinarea acțiunilor pentru situații accidentale;
- Combinarea acțiunilor pentru calcul seismic;

Coeficientii care intervin la combinarea acțiunilor pentru starea limită ultimă sunt:

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

g1=1,35 – pentru acțiuni permanente (greutate proprie elemente structurale, împingere pământ);

g2=1,35 – pentru acțiunea din convoi LM1 și încărcarea uniform distribuită pe trotuar;

Ψ_{i1} -0.75 pentru gruparea 1a – sistem TS tandem;

Ψ_{i2} -0.40 pentru gruparea 1a – sistem UDL forțe uniform distribuite

Ψ_{i3} -0.40 pentru gruparea 1a – încărcarea uniform distribuită pe trotuare

DESIGN TYPE : Concrete Design

LIST OF LOAD COMBINATIONS

NUM	NAME	ACTIVE	TYPE	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR) +	LOADCASE(FACTOR)
1	cLCB1	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + EarthPressure(1.350) +	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) + ML-caract(1.350)	Additional Load1(1.350) EarthLoad(1.350)
2	cLCB2	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) + + Wearing Surface(1.000) + + EarthPressure(1.000) +	Barrier(1.000) + Utility1(1.000) + ML-caract(1.350)	Additional Load1(1.000) EarthLoad(1.000)
3	cLCB3	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + EarthPressure(1.350) +	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) + Temperatura (+)(1.500)	Additional Load1(1.350) EarthLoad(1.350)
4	cLCB4	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + EarthPressure(1.350) +	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) + Temperatura (+)(-1.500)	Additional Load1(1.350) EarthLoad(1.350)
5	cLCB5	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + EarthPressure(1.350) +	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) + Temperatura (-)(1.500)	Additional Load1(1.350) EarthLoad(1.350)
6	cLCB6	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.350) + + Wearing Surface(1.350) + + EarthPressure(1.350) +	Barrier(1.350) + Utility1(1.350) + Temperatura (-)(-1.500)	Additional Load1(1.350) EarthLoad(1.350)

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

7	cLCB7	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.500)	
8	cLCB8	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.500)	
9	cLCB9	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.500)	
10	cLCB10	Strength/Stress	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.500)	
11	cLCB11	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000)	
12	cLCB12	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(0.600)
13	cLCB13	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (+)(-0.600)
14	cLCB14	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(0.600)
15	cLCB15	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+		Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+		EarthPressure(1.000) +	ML-caract(1.000) +	Temperatura (-)(-0.600)
16	cLCB16	Serviceability	Add	
		Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)

Varianța de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(1.000)	
<hr/>					
17	cLCB17	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-1.000)	
<hr/>					
18	cLCB18	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(1.000)	
<hr/>					
19	cLCB19	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-1.000)	
<hr/>					
20	cLCB20	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(0.500)
<hr/>					
21	cLCB21	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (+)(-0.500)
<hr/>					
22	cLCB22	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)
<hr/>					
23	cLCB23	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	ML-frecv(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)
<hr/>					
24	cLCB24	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(0.600)	
<hr/>					
25	cLCB25	Serviceability	Add		
			Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
			+ Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
			+ EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-0.600)	

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

26	cLCB26	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(0.600)	
<hr/>						
27	cLCB27	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-0.600)	
<hr/>						
28	cLCB28	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(0.500)	
<hr/>						
29	cLCB29	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (+)(-0.500)	
<hr/>						
30	cLCB30	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>						
31	cLCB31	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000) +	Temperatura (-)(-0.500)	
<hr/>						
32	cLCB32	Serviceability	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthLoad(1.000)
+				EarthPressure(1.000)		
<hr/>						
33	Seism_X	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthPressure(1.000)
+				EarthLoad(1.000) +	Seism_X(1.000) +	Seism_Y(0.300)
+				ML-caract(0.300) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>						
34	Seism_Y	Strength/Stress	Add	Self Weight(1.000) +	Barrier(1.000) +	Additional Load1(1.000)
+				Wearing Surface(1.000) +	Utility1(1.000) +	EarthPressure(1.000)
+				EarthLoad(1.000) +	Seism_X(1.000) +	Seism_Y(0.300)
+				ML-caract(0.300) +	Temperatura (-)(0.500)	
<hr/>						

4 ANALIZA STRUCTURALA

4.1 Modelul structural

Analiza globală a fost realizată cu ajutorul programului de analiză element finit MIDAS Civil 2020. Suprastructura a fost modelată cu elemente tip bară legate cu link-uri elastice. Culeele se consideră încastrate la nivelul radierului. Analiza seismică - calcul modal cu spectre de răspuns.

4.1.1 Caracteristicile materialelor utilizate:

Tabel 1 Caracteristici materiale

ID	Name	Type	Standard	DB	Density (kN/cm ³)
1	C50/60	Concrete	EN04 (RC)	C50/60	2.5000e-005
2	C35/45	Concrete	EN04 (RC)	C35/45	2.5000e-005
3	Y1860S7 (15.2mm)	Steel	EN05-PS (S)	Y1860S7 (15.2mm)	7.6980e-005
4	C25/30	Concrete	EN04 (RC)	C25/30	2.5000e-005
5	C30/37	Concrete	EN04 (RC)	C30/37	2.5000e-005
6	Dummy Material	User Defined	None	C35/45	0.0000e+000

Geometria structurii

Modelarea suprastructurii, elevatiei a fost realizata cu elemente de tip grinda (frame) pentru modelarea tablierului. (Fig. 5).

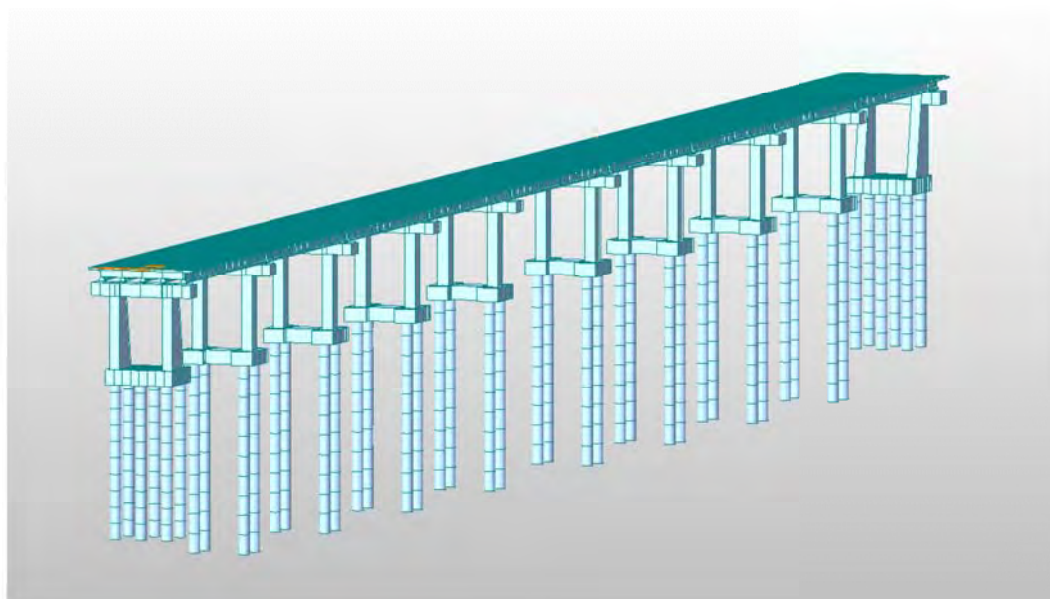


Fig. 5 Modelare structurala 3D

4.2 Centralizarea rezultatelor și verificarea secțiunilor

4.2.1 Verificarea capacității portante ultime a piloților forăți

4.2.1.1 Piloți Culee

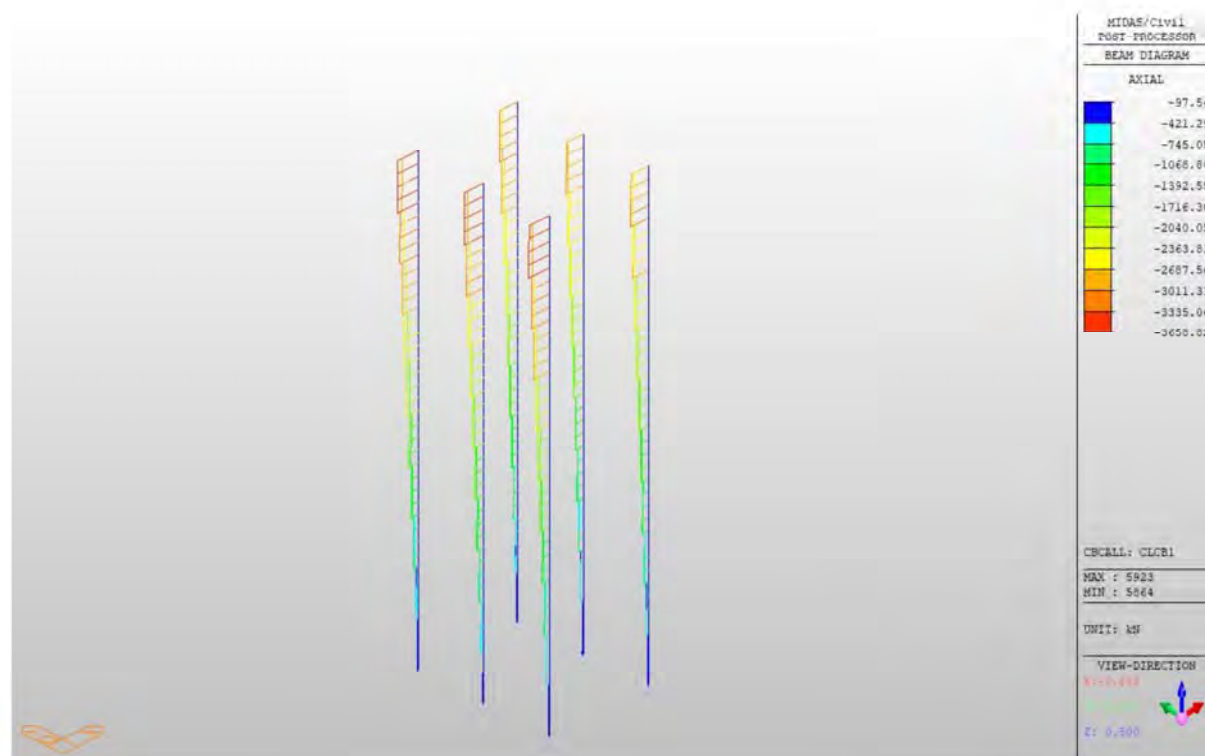


Fig. 6 Solicități axiale maxime la piloții din culee

Fcd= 3659 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiune asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 6523 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

$$\mathbf{Fcd < Rcd - Adevărat}$$

4.2.1.2 Piloți Pile

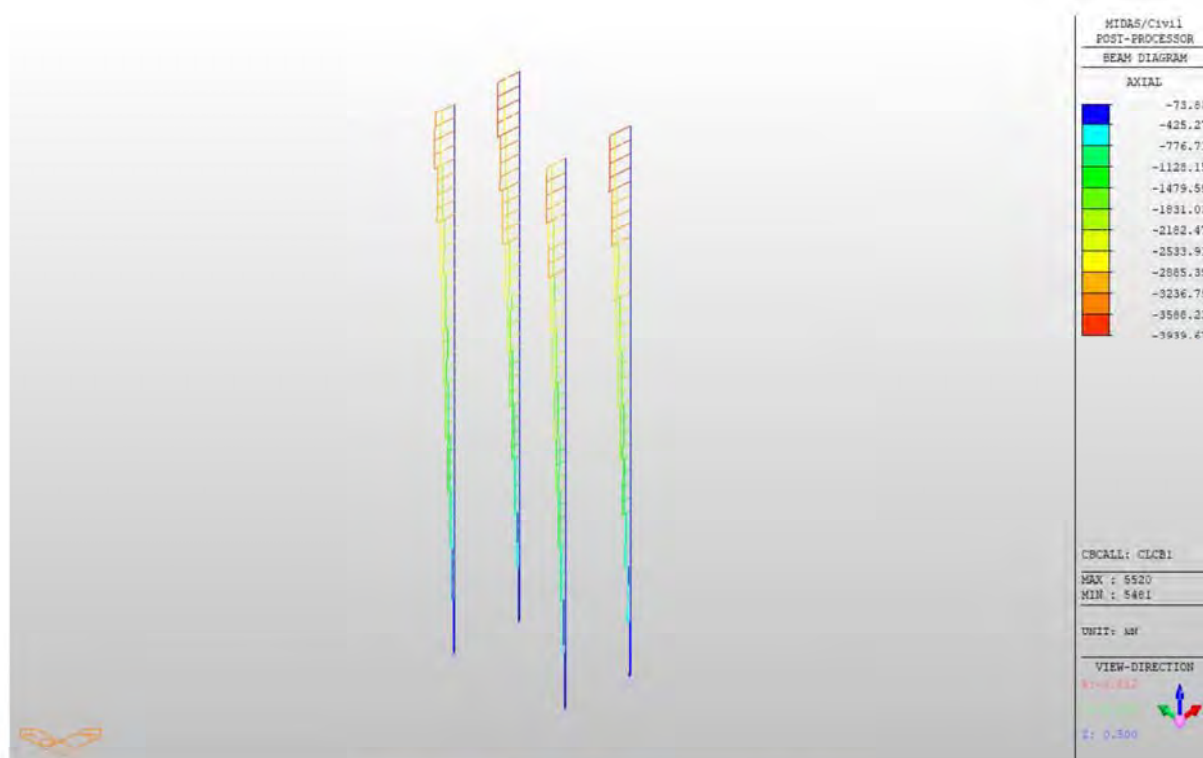


Fig. 7 Solicități axiale maxime la piloții din pile

Fcd= 3940 kN – valoarea de calcul a încărcării axiale de compresiunea asupra unui pilot corespunzător stării limite ultime – Gruparea cLCB1

Rcd= 5468 kN – capacitatea portantă ultimă la compresiune a pilotului, determinată cu programul de calcul GeoStru, anexat breviarului.

Fcd < Rcd – Adevărat

4.2.2 Dimensionare armătură piloți la moment încovoietor și forță tăietoare

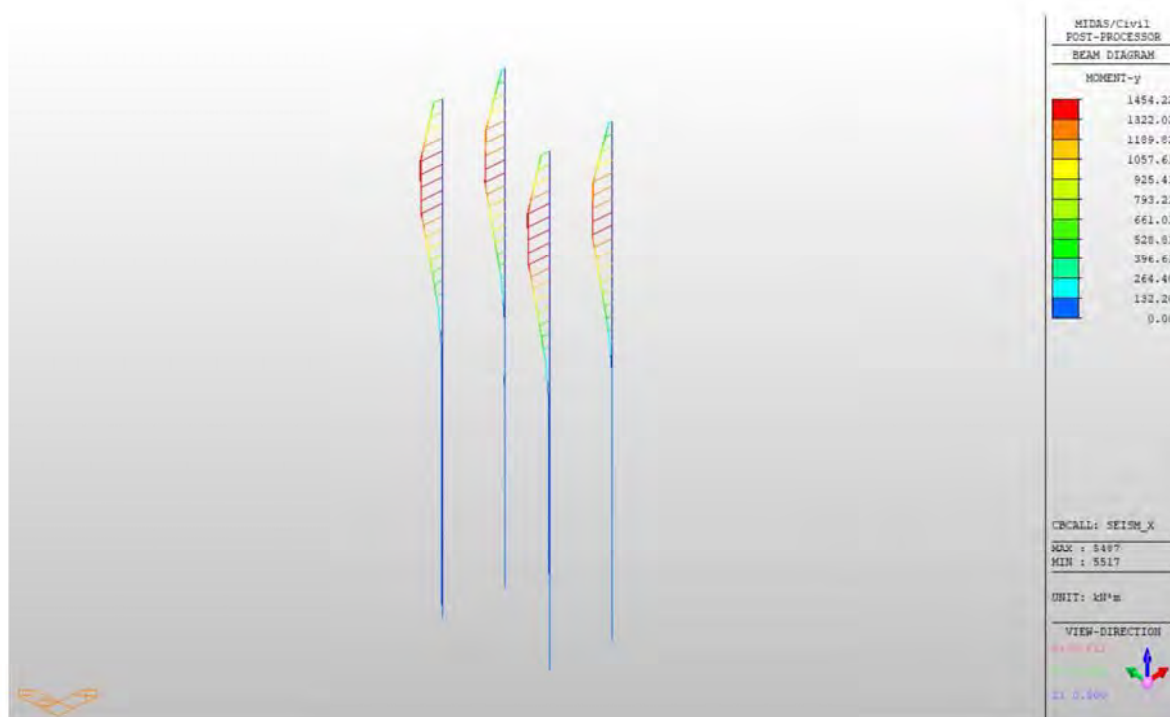


Fig. 8 Diagrama de moment încovoietor din combinația seismică pe direcția X

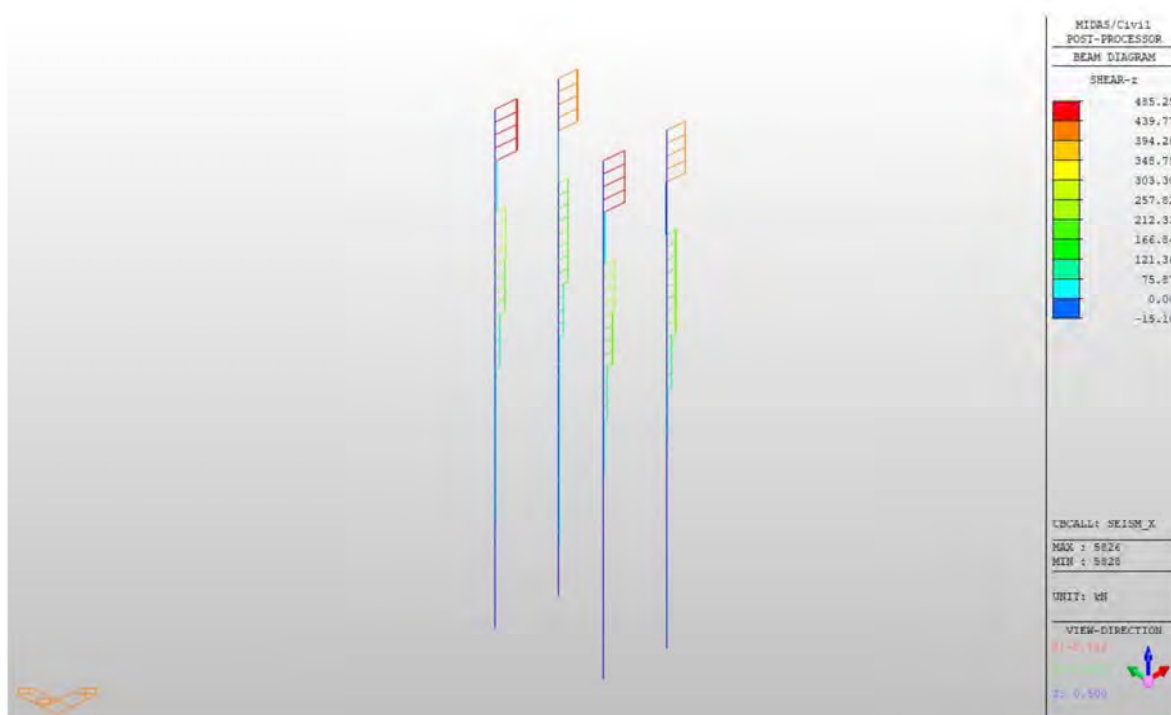


Fig. 9 Diagrama de forță tăietoare din combinația seismică pe direcția X

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

PILOT

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

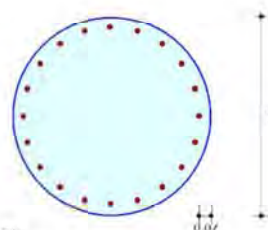
1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2.05
 Unit System kN, m
 Member Number 5582 (PM), 5631 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 2.28 m
 Section Property Pilot_pila (No : 7)

Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	20-P25	—	—

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0098174 \text{ m}^2$ ($R_{ho1} = 0.0087$)



2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point

$N_{Ed} = -1001.1 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 1423.40$, $M_{Edz} = 272.580$, $M_{Ed} = 1449.27 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 21422.1 \text{ kN}$

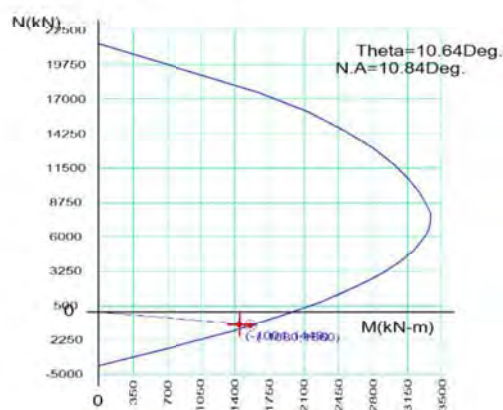
Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = -1001.1 / -1080.5 = 0.926 < 1.000$ O.K

Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 1423.40 / 1533.15 = 0.928 < 1.000$ O.K

$M_{Edz}/M_{Rdz} = 272.580 / 287.945 = 0.947 < 1.000$ O.K

$M_{Ed}/M_{Rd} = 1449.27 / 1559.95 = 0.929 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
21422.12	0.00
16003.87	2142.30
13104.72	2810.68
10645.89	3163.05
8650.06	3348.07
7187.26	3387.87
6054.07	3332.15
5020.02	3225.45
3929.86	3051.60
2565.11	2787.55
797.04	2264.52
-1529.24	1362.56
-4268.43	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Ed} = 561.015 \text{ kN}$ (Load Combination 34+)

Shear Strength by Conc $V_{Rdc} = 0.00000 \text{ kN}$

Shear Resistance by Rebar $V_{Rds} = 629.415 \text{ kN}$ (2.0-P10 @80)

Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 561.015 / 629.415 = 0.891 < 1.000$ O.K

4.2.3 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI ELEVATIE CULEE

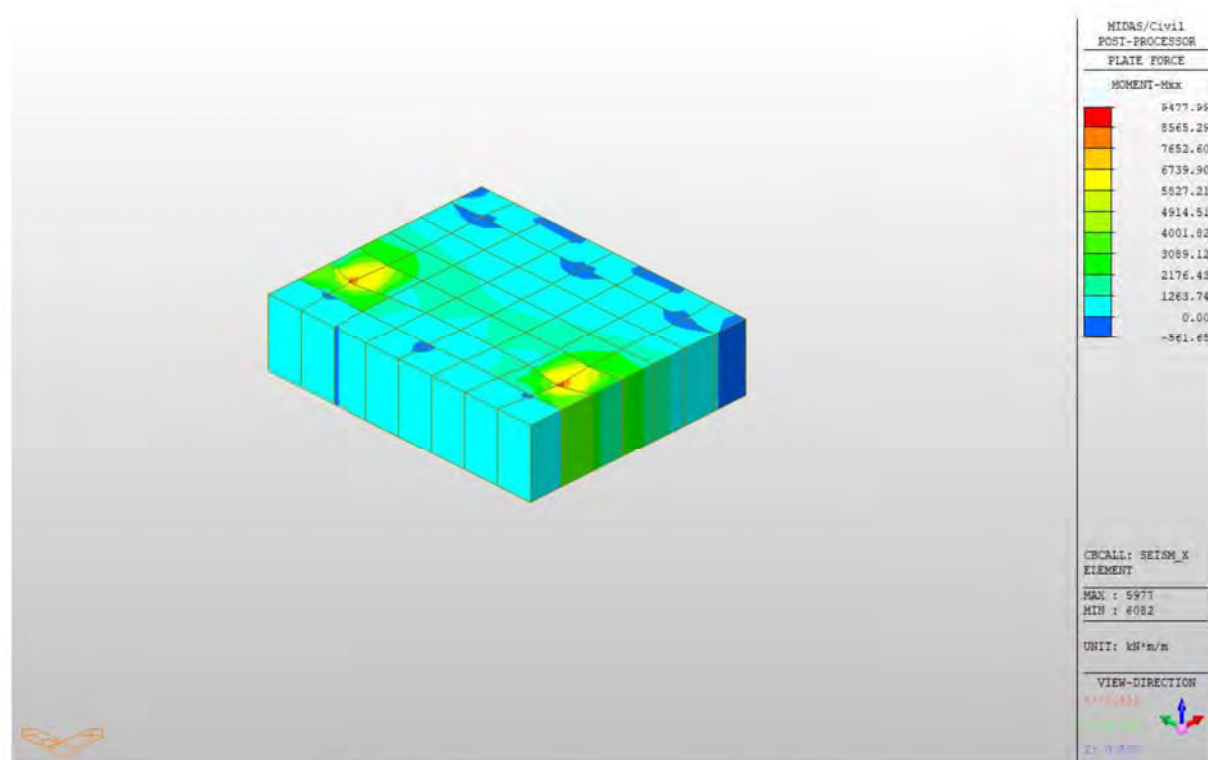


Fig. 10 Moment încovoietor maxim în radier culee

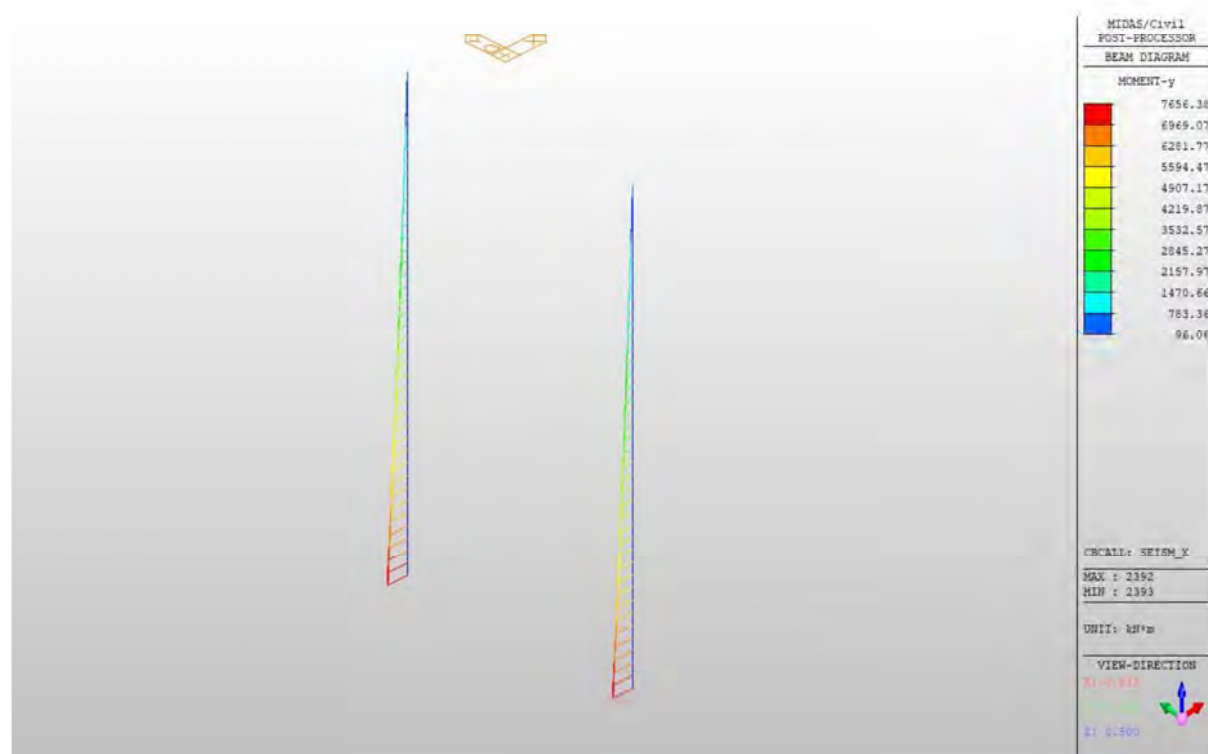



Fig. 11 Moment încovoietor maxim în stâlpul culeei

RADIER CULEE

MIDAS/Civil

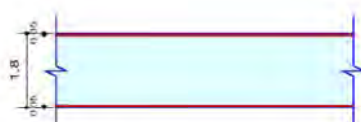
Plate Beam Design Result Dialog

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Type : Plate Beam (1D)
 Sub-Domain : radier
 Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m, / m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Thickness : 1.8 m

2. Section Diagram



Element No : 5977

Rebar Pattern Top Required Rebar Area = 0.00263579 m²/m
 Bot Required Rebar Area = 0.0106289 m²/m
 Required Stirrups Spacing : 4.0-P20 @840

3. Bending Moment Capacity

	Top(Negative)	Bottom(Positive)
Mu	1335.76	7282.55
Element No.	6057	5977
Load Combination	cLCB1	Seism_X
Mr	1961.48	7449.47
Check Ratio (Mu/Mr)	0.6810	0.9776

4. Shear Capacity

Element No. 5935
 Load Combination cLCB1
 Applied Shear Force V_Ed = 1024.43
 Shear Strength (Out of plane)V_Rdc = 519.255 V_Rds = 1024.43
 Required Stirrups Spacing 0.84000 m
 Shear Ratio V_Ed/V_Rd 1024.43 / 1024.43 = 1.000 < 1.000 O.K

STÂLP CULEE

1. Date de intrare			
1.1. Dimensiuni sectiune			
$h =$	3800	mm	
$b =$	1100	mm	
1.2. Beton			
Clasa beton	C30/37		
Acoperire cu beton la fibra superioara	$C_{sup.} =$	50	mm
Acoperire cu beton la fibra inferioara	$C_{inf.} =$	50	mm
1.3. Armatura			
Armatura longitudinala	BST 500		
Etrieri	BST 500		
$\theta =$	22	deg	
Armatura pretensionata?	T15,2		
	$n =$	0	- numar toroane
1.4. Eforturi de calcul			
$V_{Ed} =$	862.00	kN	vezi SR EN 1998-2, 5.6.2 (2)P a)
$N_{Ed} =$	3410.00	kN	
$M_{yEd} =$	9298.56	kNm	
$F_{pret} =$	0	kN	F_{pret} - forta de pretensionare (INTOTDEAUNA CU SEMNUL -)
1.5. Coeficienti de calcul			
GRUPARE ACCIDENTALA DA			
$\gamma_c =$	1.20	$\gamma_s =$	1.00 cf. SR EN 1992-1, 2.4.2.4 (1) tabel 2.1N
$\alpha_{cc} =$	0.85	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (1)P	
$\alpha_{ct} =$	1.00	cf. SR EN 1992-1, 3.1.6 (2)P	
$\lambda =$	0.80	pt. fck \leq 50 MPa	
$\eta =$	1.00		

2. Dimensionare armatura			
2.1. Dimensionare armatura la compresiune excentrica			
$A_{ys1} =$	61.94	cm^2	
$p_c =$	0.15%	$\geq p_{min} =$	0.15% - armare la procent minim
n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)		
200	$\phi 6$		
113	$\phi 8$		
72	$\phi 10$		
50	$\phi 12$		
38	$\phi 14$		
29	$\phi 16$		
19	$\phi 20$		
12	$\phi 25$		
8	$\phi 32$		
5	$\phi 40$		
Armare preferata	8 $\phi 32$	/ ml	
$A_{aef}/ml =$	64.34	cm^2	
$A_{aef} =$	64.34	cm^2	$> A_{ys1} = 61.94 \text{ cm}^2$
2.2. Dimensionare armatura la forta taietoare			
2.2.1. Forta taietoare capabila de calcul $V_{Rd,c}$			
$V_{Ed} =$	862	kN	- forta taietoare de calcul
$V_{Rd,c} =$	1270.81	kN	- forta taietoare care poate fi preluata de elemente de beton fara armatura transversala
Nu este necesara armatura pt forta taietoare - se armeaza constructiv			
2.2.2. Dimensionare etrieri			
$A_{a.ef} =$	9.64	cm^2	
$p_w =$	0.09%	$\geq p_{min} =$	0.09% - armare la procent minim

	n_{bare} / m	Diametru ϕ (mm)				
	18	6				
	10	8				
	7	10				
	5	12				
	4	14				
	3	16				
	2	20				
	1	25				
	1	32				
	1	40				
Nr. Ramuri	$n_r = 2$					
Armare preferata	3	$\phi 16$	/ ml			
2.3. Verificarea la starea limita de serviciu						
2.3.1. Controlul fisurarii						
N_{ed} este efort de compresiune						
Sectiunea este solicitata la incovoiere						
$A_{aef} =$	64.34	cm^2	$>$	$A_s =$	60.61	cm^2
Armatura dispusa este suficienta pentru limitarea fisurilor						
2.3.2. Deschiderea fisurilor						
$w_k =$	0.0089	mm	$<$	$w_{max} =$	0.20	mm
Se verifica						

4.2.4 DIMENSIONARE ARMĂTURĂ RADIER ȘI STÂLP PILĂ

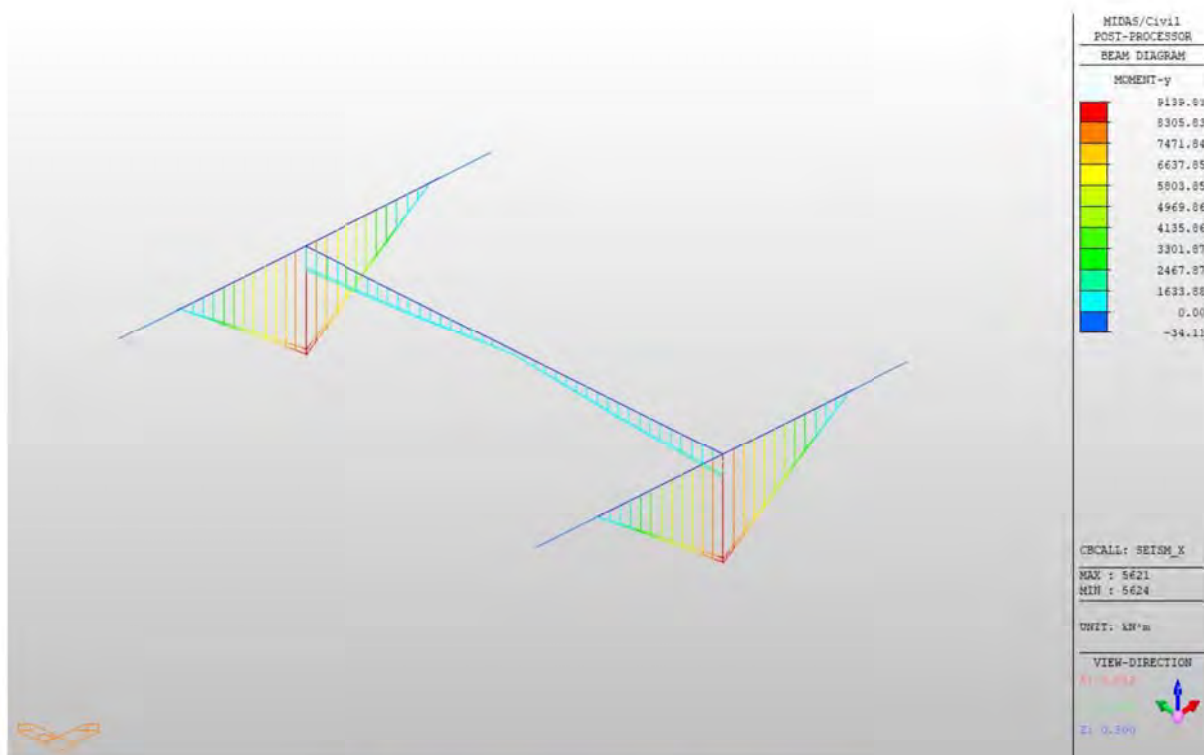


Fig. 12 Moment încovoietor maxim în radierul pilei

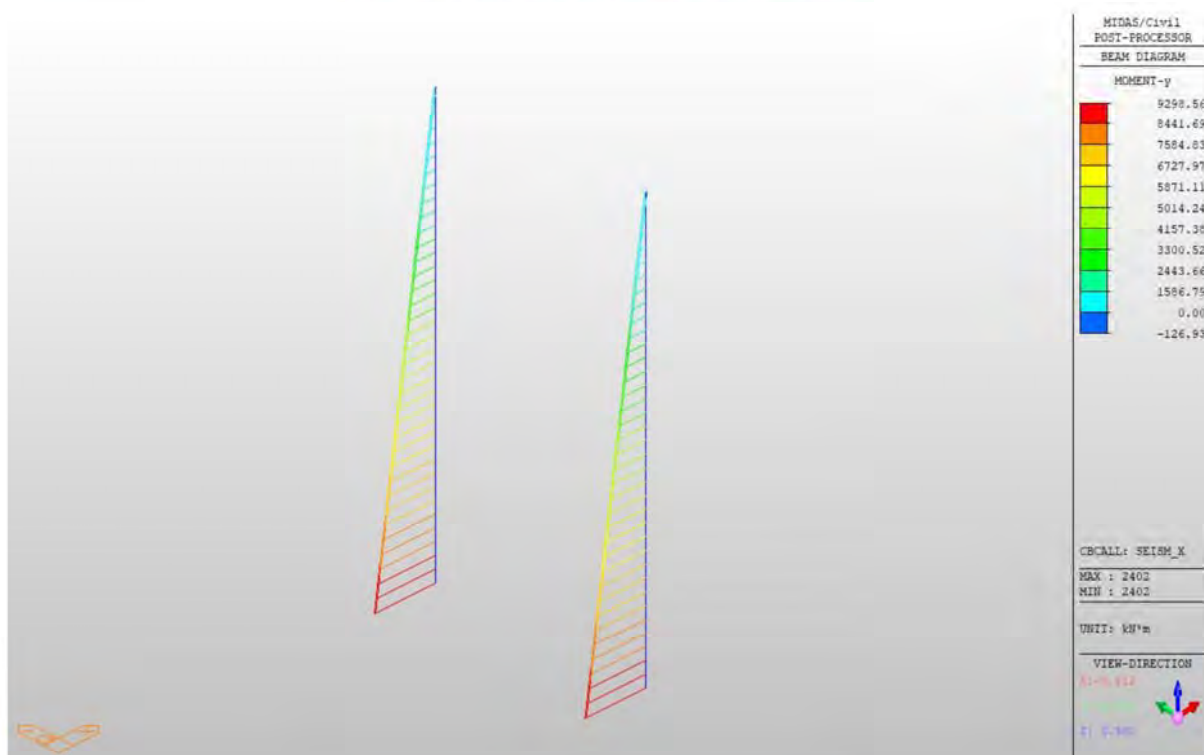


Fig. 13 Moment încovoietor maxim în stâlpul pilei

RADIER PILĂ

MIDAS/Civil

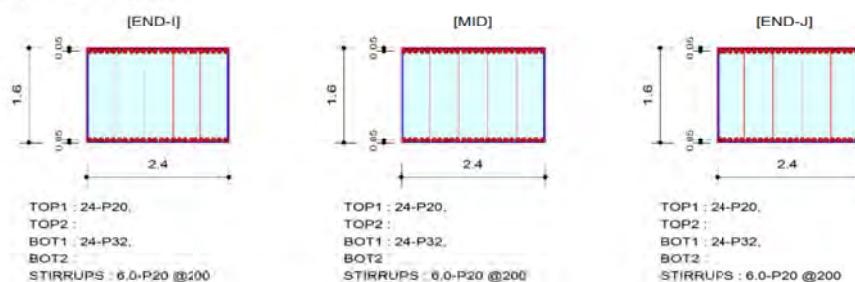
RC Beam Checking Result

	Company		Project Title	
	Author	Alti	File Name	C:\...tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Information

Design Code : Eurocode2-2.05
 Unit System : kN, m
 Material Data : fck = 30000, fyk = 500000, fyw = 500000 KPa
 Beam Span : 0.85 m
 Section Property: Radier (No : 6)

2. Section Diagram



3. Bending Moment Capacity

	END-I	MID	END-J
Negative Moment (M _{Ed})	433.07	26.34	629.24
(-) Load Combination No.	1-	4	1-
Factored Strength (M _{Rd})	4945.40	4945.40	4945.40
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.0876	0.0053	0.1272
Positive Moment (M _{Ed})	9139.83	6903.34	9133.93
(+) Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Strength (M _{Rd})	12128.02	12128.02	12128.02
Check Ratio (M _{Ed} /M _{Rd})	0.7536	0.5692	0.7531
Using Rebar Top (As _{top})	0.0075	0.0075	0.0075
Using Rebar Bot (As _{bot})	0.0193	0.0193	0.0193


4. Shear Capacity

	END-I	MID	END-J
Load Combination No.	33+	33+	33+
Factored Shear Force (V _{Ed})	5441.68	5520.88	5560.48
Shear Strength by Conc.(V _{Rdc})	1514.97	1514.97	1514.97
Shear Strength by Rebar.(V _{Rds})	5716.35	5716.35	5716.35
Using Shear Reinf. (Asw)	0.0019	0.0019	0.0019
Using Stirrups Spacing	6.0-P20 @200	6.0-P20 @200	6.0-P20 @200
Check Ratio	0.9520	0.9658	0.9727

STÂLP PILĂ

MIDAS/Civil

RC Column Checking Result

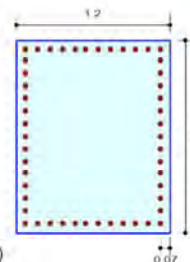
	Company		Project Title	
	Author	Atti	File Name	C:_tr 05 - 5 grinzi in sect.mcb

1. Design Condition

Design Code Eurocode2-2:05
 Unit System kN, m
 Member Number 24C2 (PM), 2433 (Shear)
 Material Data $f_{ck} = 30000$, $f_{yk} = 500000$, $f_{yw} = 500000$ KPa
 Column Height 10.8 m
 Section Property Stalp pila (No : 4)
 Rebar Pattern

	Pos 1	Pos 2	Pos 3
Layer 1	12-P32	13-P32	—

Total Rebar Area $A_{st} = 0.0402125 \text{ m}^2$ ($R_{host} = 0.0223$)



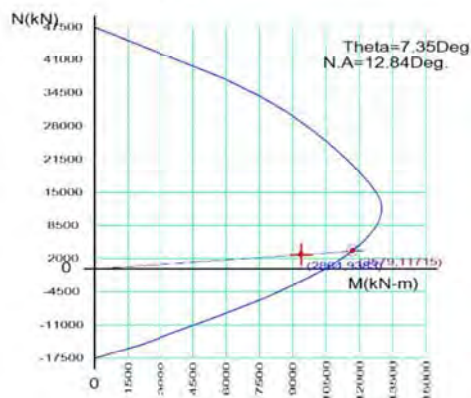
2. Applied Loads

Load Combination 33+ AT (J) Point
 $N_{Ed} = 2864.36 \text{ kN}$, $M_{Edy} = 9298.56$, $M_{Edz} = 1256.73$, $M_{Ed} = 9383.10 \text{ kN-m}$

3. Axial Forces and Moments Resistance Check

Concentric Max. Axial Load $N_{Rdmax} = 47400.1 \text{ kN}$
 Axial Load Ratio $N_{Ed}/N_{Rd} = 2864.36 / 3578.96 = 0.800 < 1.000$ O.K
 Moment Ratio $M_{Edy}/M_{Rdy} = 9298.56 / 11619.1 = 0.800 < 1.000$ O.K
 $M_{Edz}/M_{Rdz} = 1256.73 / 1498.43 = 0.839 < 1.000$ O.K
 $M_{Ed}/M_{Rd} = 9383.10 / 11715.3 = 0.801 < 1.000$ O.K

4. P-M Interaction Diagram



$N_{Rd}(\text{kN})$	$M_{Rd}(\text{kN-m})$
47400.08	0.00
33755.34	7536.23
27257.35	9872.46
21652.83	11381.69
16879.08	12450.35
13214.69	12987.42
10608.66	12975.09
8274.97	12736.19
5649.59	12252.55
2271.11	11308.68
-2437.57	9412.02
-9582.02	5472.38
-17483.70	0.00

5. Shear Force Resistance Check

Applied Shear Resistance $V_{Edy} = 252.047$, $V_{Edz} = 803.596 \text{ kN}$ (Load Combination 33-)
 Shear Resistance (Y-Direction) $V_{Rdcy} = 839.409$, $V_{Rdsy} = 2235.92 \text{ kN}$ (2.0-P20 @100)
 Shear Resistance (Z-Direction) $V_{Rdcz} = 803.713$, $V_{Rdsz} = 2746.83 \text{ kN}$ (2.0-P20 @100)
 Shear Ratio $V_{Ed}/V_{Rd} = 803.596 / 803.713 = 1.000 < 1.000$ O.K

4.2.5 Eforturi in grinzi

Grinzile care intra in alcatuirea tablierului si ale caror caracteristici geometrice au fost descrise mai sus, au fost calculate tinandu-se seama de etapele de executie si de influenta fenomenelor reologice (contractie si curgere lenta).

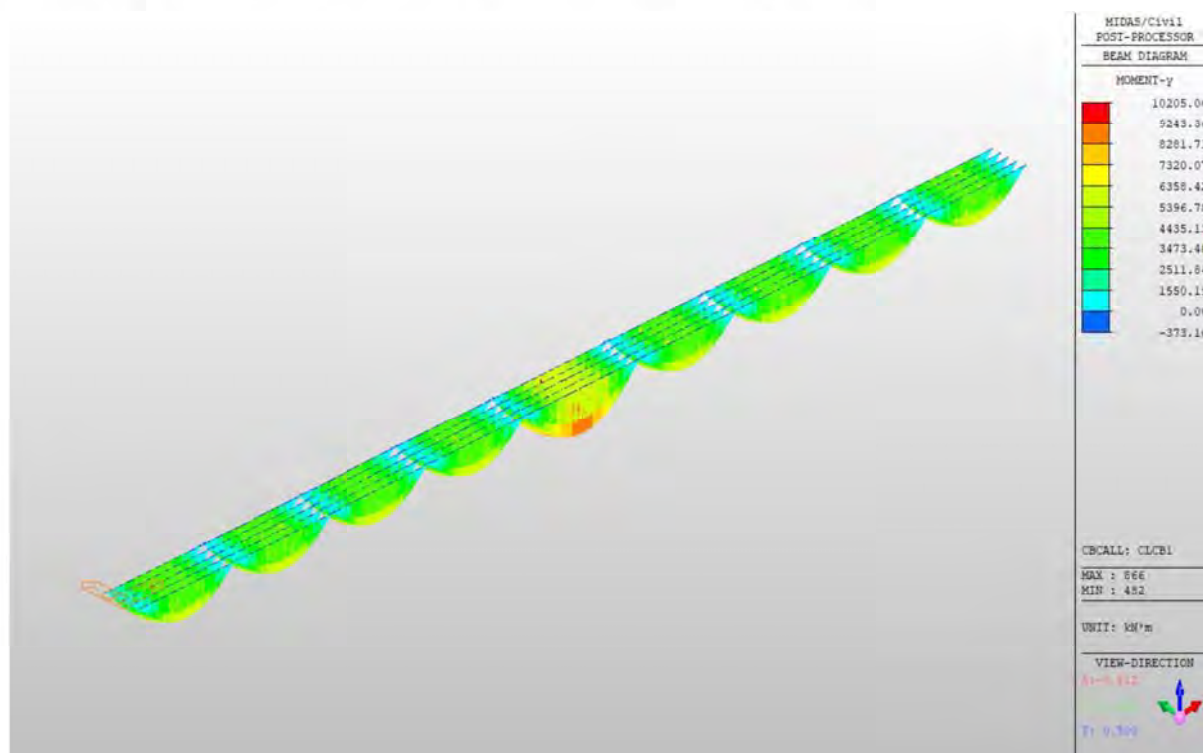


Fig. 14 Diagramă moment incovoietor grinzi

Dimensionarea grinzilor precomprimate s-a detaliat în breviare distincte pentru fiecare tip de grindă în parte.

5 ANEXA

PILOTI DE FUNDATIE CULEE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnică – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicații de proiect pentru rezistența seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, și specte geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ && \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ && \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de execuție. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Vârf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală efectivă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare "alla Terzaghi" care se oprește pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte "sustinut" prin acțiunea tangentială de către terenul rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B.

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B, deci pentru fundații de suprafață, dar și pentru cele profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundației, fără acestea, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	θ	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	θ	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exeresiile cu acest semn ($'$) sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistenta Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistenta laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corectie legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficientă a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuți

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin\phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în functie de asprimea suprafetei pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan\phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan\phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot – Kerisel

Meyerhof – Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker – Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \quad \text{pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \quad \text{pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \quad \text{pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \quad \text{pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \quad \text{pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \quad \text{pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de cosolidare, terenul se va misca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc la așa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative este acela de a crește sarcina axială asupra pilotului, având ca și consecință creșterea tasărilor. Forța care ia naștere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

suprafetei laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatul astfel determinat nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercitiu.

Factorul De Corectie În Conditii Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a ține cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a straturilor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu ține cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a straturilor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui *Vesic*, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează totuși că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui *Qlim*.

Corecțiile lui *Sano* și *Vesic* se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este greșită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus celui de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispaziu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfeței pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Pentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma zB$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analiza acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodi, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influentă care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonstrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea fortelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si fortele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca si conditii la contur, rotatii si deplasări cunoscute.

Rotatile nodale care schematizează terenul sunt considerate forte globale legate de modulul de reactie si de zona de influentă a noduli. În cadrul solutiei elementelor finite pentru piloti supusi la sarcini trasversale, modulul de reactie este considerat în forma:

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_j egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot DN1200mm
Diametru varf	1.20 m
Lungime	18.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	4.00 m
Tip beton	2
Tip otel	1

Arhiva materiale**Beton**

Nr.	Clasa Beton	fck_cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fcd [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	B1*B2 in.	B1*B2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata [kg/m³]	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitate [kg/cm²]	Vs [m/s]	Descriere litologica
1	0.30	1650.00	1650.00	0.00	15.00	Nu	1.00	15.00	0	argile nisip si pietris
2	1.00	1900.00	1850.00	0.02	15.00	Nu	0.00	20.00	0	
3	23.70	1900.00	1850.00	0.00	36.00	Nu	0.00	700.00	0	

Sacina limita

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterala [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontala [kg]
A1+M1+R 3	53.79	70.06	37/0.00	50893.80	1181821.0 0	576181.70	1707109.0 0	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				A1+M1+R3
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.00
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.00
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	1181821.00	1181821.00	1181821.00	
Lateral	576181.70	576181.70	576181.70	
Total	1707109.00	1707109.00	1707109.00	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R3
Baza				2.50
Lateral				2.50
Rezistenta de proiectare baza				472728.30 kg
Rezistenta de proiectare laterala				230472.70 kg
Rezistenta de proiectare				652307.20 kg

Tasare (Fleming 1992)

Lungime	18.00 m
Diametru capat	1.20 m
Diametru varf	1.20 m
Tronson frecare laterala nula	0.00 m
Modul elasticitate sectiune	3.09E+07 kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03
Sarcina aplicata	303.00 kN
Sarcina limita laterala	2304.00 kN
Sarcina limita de varf	4727.00 kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.47E+03 kN/mq
Scurtarea elastica	0.07 mm
Tasare rigida	0.18 mm
Tasare totala	0.25 mm

PILOTI DE FUNDATIE PILE

NORME DE REFERINTA

Pentru fazele de calcul se face referire la normele:

Eurocodul 7: Proiectare geotehnica – Partea 1: Reguli generale.

Eurocodul 8: Indicatii de proiect pentru rezistenta seismică a structurilor - Partea 5: Fundatii, structuri de sprijin, si spectre geotehnice.

Sarcina Limita Verticala

Sarcina limită verticală a fost calculată cu formule statistice, care o exprimă în funcție de geometria coloanei consolidate, caracteristicile terenului și interfata pilot-teren. Astfel, întrucât realizarea unui pilot, bătut sau forat, modifică întotdeauna caracteristicile terenului în jurul acestuia, se propune considerarea unui unghi de rezistență la tăiere egal cu:

$$\begin{aligned}\phi' &= \frac{3}{4}\phi + 10^\circ \quad \text{pentru piloti bătuti} \\ \phi' &= \phi - 3^\circ \quad \text{pentru piloti forati}\end{aligned}$$

unde ϕ este unghiul de rezistență la tăiere înainte de executie. În continuare vom indica cu ϕ parametrul de rezistență ales.

La sfârșitul calculului, sarcina limită Q_{lim} este divizată în mod conventional în două cote, rezistența la vârf Q_p și rezistența laterală Q_l .

Rezistența Unitară La Vârf

Formula lui Terzaghi

Soluția propusă de Terzaghi consideră că terenul existent deasupra adâncimii la care a ajuns vârful pilotului poate fi înlocuit de o suprasarcină echivalentă cu tensiunea verticală eficientă (neglijând faptul că interacțiunea dintre pilot și fundație ar putea modifica această valoare) și conduce analiza la problema capacității portante a unei fundații superficiale.

Formula lui Terzaghi poate fi scrisă:

$$Q_p = c \times N_c \times s_c + \gamma \times L \times N_q + 0.5 \times \gamma \times D \times N_\gamma \times s_\gamma$$

unde:

$$N_q = \frac{a^2}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)}$$

$$a = e^{(0.75\pi - \phi/2) \tan \phi}$$

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi$$

$$N_\gamma = \frac{\tan \phi}{2} \left(\frac{K_{p\gamma}}{\cos^2 \phi} - 1 \right)$$

Metoda lui Berezantzev

În principiu Berezantzev face referire la o suprafață de alunecare “alla Terzaghi” care se oprește pe planul de sprijin (vârful pilotului); totuși acesta consideră că cilindrul de teren coaxial pilotului are diametrul egal cu extensia în secțiune a suprafeței de alunecare, este în parte “sustinut” prin acțiunea tangentială de către terenul

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

rămas de-a lungul suprafeței laterale. Acesta dă o valoare a presiunii la baza inferioară a lui γD , și mai mică cu cât acest efect de “siloz” este marcant, adică cu cât mai mare este raportul D/B ; de acesta tine cont coeficientul N_q , care este deci funcție descrescătoare a lui D/B .

Rezistența unitară Q_p la vârf, pentru cazul terenului cu forfecarea (ϕ) și coeziunea (c), este dată de expresia:

$$Q_p = c \times N_c + \gamma \times L \times N_q$$

Indicând cu:

γ greutatea unității volumice a terenului;
 L lungimea coloanei;
 N_c e N_q sunt factorii capacității portante afectați de efectul formă (circulară);

Metoda lui Vesic

Vesic a asimilat problema rupturii în jurul vârfului pilotului și aceea a expansiunii unei cavități cilindrice în mediu elastico-plastic, în așa fel încât să se țină cont și de compresibilitatea mediului.

După Vesic coeficienții capacității portante N_q și N_c se pot calcula după cum urmează:

$$N_q = \frac{3}{3 - \sin \phi} \left\{ \exp \left[\left(\frac{\pi}{2} - \phi \right) \tan \phi \right] \tan^2 \left(45 + \frac{\phi}{2} \right) I_{rr}^{(4 \sin \phi) / [3(1 + \sin \phi)]} \right\}$$

Indicele de rigiditate redus I_{rr} în expresia precedentă este calculat plecând de la deformarea volumică ε_v .

Indicele de rigiditate I_r se calculează utilizând modulul de elasticitate elastică tangentială G' și rezistența la tăiere a terenului s .

Când avem de-a face cu condiții nedrenate sau solul se găsește într-o stare de densă, termenul ε_v poate fi considerat egal cu zero și se obține $I_{rr} = I_r$.

Este posibilă estimarea lui I_r cu următoarele valori:

TEREN	I_r
Nisip	75-150
Praf	50-75
Argilă	150-250

Termenul N_c al capacității portante este calculat:

$$N_c = (N_q - 1) \cot \phi \quad (a)$$

Când $\phi = 0$ (condiții nedrenate)

$$N_c = \frac{4}{3} (\ln I_{rr} + 1) + \frac{\pi}{2} + 1$$

Metoda lui Janbu

Janbu calculează N_q (cu unghiul ψ) după cum urmează:

$$N_q = \left(\tan \phi + \sqrt{1 + \tan^2 \phi} \right)^2 \exp(2\psi \tan \phi)$$

N_c se poate calcula de la (a) când $\phi > 0$.

Per $\phi = 0$ se folosește $N_c = 5.74$

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

Formula lui Hansen

Formula lui Hansen este valabilă pentru orice raport D/B , deci pentru fundatii de suprafață, dar și pentru cel profunde, același autor a introdus coeficienți pentru o mai bună interpretare a comportamentului real al fundatiei, fără acestea, sarcina limită ar fi prea mult mărită odată cu adâncimea.

Pentru valori $L/D > 1$:

$$d_c = 1 + 0.4 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)^2 \tan^{-1} \frac{L}{D}$$

În cazul $\phi = 0$

D/B	0	1	1.1	2	5	10	20	100
d'_c	0	0.40	0.33	0.44	0.55	0.59	0.61	0.62

În factorii următori, exersările cu acest semn ($'$) sunt egale cu $\phi = 0$.

Factor de formă:

$$s'_c = 0.2 \frac{D}{L}$$

$$s_c = 1 + \frac{N_q}{N_c} \frac{D}{L}$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_q = 1 + \frac{D}{L} \tan \phi$$

$$s_\gamma = 1 - 0.4 \frac{D}{L}$$

Factor de adâncime:

$$d'_c = 0.4k$$

$$d_c = 1 + 0.4k$$

$$d_q = 1 + 2 \tan \phi (1 - \sin \phi)k$$

$$d_\gamma = 1 \text{ per qualsiasi } k$$

$$k = \tan^{-1} \frac{L}{D} \text{ se } \frac{L}{D} > 1$$

Rezistența Trunchiului

Metoda utilizată pentru calcularea capacității portante laterale este metoda α , propusă de Tomlinson (1971); rezistența laterală este calculată după cum urmează:

$$Q_1 = (\alpha c + \sigma K \tan \delta) \cdot A_l \cdot f_w$$

A_l = suprafața laterală a pilotului;

f_w = factor de corecție legat de conicitatea trunchiului pilotului, sau reducerea diametrului pilotului;

c = valoarea medie a coeziunii (sau a rezistenței la tăiere în condiții nedrenate);

σ = presiunea verticală eficace a terenului;

K = coeficientul de alunecare orizontală, depinde de tehnologia de execuție a pilotului și de starea precedentă de densitate, care se calculează după cum urmează:

Pentru piloti bătuți

Varianța de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

$$K = 1 - \tan^2 \phi$$

Sau, în cazul specific, este posibilă desemnarea valorilor propuse în tabel:

Pilot	K	
	Teren afănat	Teren dens
Otel	0.5	1
Beton pref.	1	2
Lemn	1	3

Pentru piloti forati:

$$K = 1 - \sin \phi$$

δ = forfecarea pilot-teren în funcție de asprimea suprafeței pilotului;

Pentru piloti bătuti

$$\delta = 3/4 \tan \phi$$

Pentru piloti forati

$$\delta = \tan \phi$$

α = coeficientul de adeziune găsit astfel:

Piloti forati:

$$\alpha = \frac{100 + c^2}{100 + 7c^2}$$

Caquot - Kerisel

Meyerhof - Murdock (1963)

$$\alpha = 1 - 0.1 \cdot c \quad \text{pentru } c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.525 - 0.005 \cdot c \quad \text{pentru } c \geq 5 \text{ t/m}^2$$

Whitaker - Cooke (1966)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 2.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.8 \text{ pentru } 2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 5 \leq c \leq 7.5 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c > 7.5 \text{ t/m}^2$$

Woodward (1961)

$$\alpha = 0.9 \text{ pentru } c < 4 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.6 \text{ pentru } 4 \leq c < 8 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.5 \text{ pentru } 8 \leq c < 12 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.4 \text{ pentru } 12 \leq c \leq 20 \text{ t/m}^2$$

$$\alpha = 0.20 \text{ pentru } c > 20 \text{ t/m}^2$$

Piloti bătuti

Coeficientul α pentru pilot bătut	
$2.5 \leq c < 5 \text{ t/m}^2$	$\alpha = 1.00$
$5 \leq c < 10$	$\alpha = 0.70$
$10 \leq c < 15$	$\alpha = 0.50$
$15 \leq c < 20$	$\alpha = 0.40$
$c \geq 20$	$\alpha = 0.30$

Forfecarea Negativa

Când un pilot este bătut sau trece printr-un strat de material compresibil înainte de a se fi terminat procesul de consolidare, terenul se va mișca în raport cu pilotul făcând să apară eforturi de forfecare între pilot și teren care duc

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

la asa-zisul fenomen de forfecare negativă. Efectul forfecării negative ste acela de a creste sarcina axială aspra pilotului, având ca si consecință creșterea tasărilor. Forta care ia nastere ca rezultat al forfecării negative este estimată ca fiind egală cu componenta activă a rezistenței laterale (v. Rezistența Trunchiului) de-a lungul suprafeței laterale la contactul cu stratul în care se generează astfel de fenomen, dar din partea opusă forfecării negative. Rezultatanta astfel determinată nu este dedusă din sarcina limită, ci din aceea de exercitiu.

Factorul De Corectie În Conditii Seismice

Criteriul lui Vesic

Vesic apreciază că pentru a tine cont de fenomenul de creștere în calcul a capacității portante este suficientă reducerea cu 2° a unghiului de forfecare a stratelor de fundație. Limita acestei sugestii este faptul că nu tine cont de intensitatea solicitării seismice (exprimată prin parametrul accelerației seismice orizontale maxime). Acest criteriu pare să găsească confirmarea în observațiile făcute în prezenta diverselor fenomene seismice.

Criteriul lui Sano

Autorul propune reducerea unghiului de forfecare a stratelor portante cu o cantitate dată în ecuația:

$$D_p = \arctg\left(\frac{A_{max}}{\sqrt{2}}\right)$$

unde A_{max} reprezintă accelerația seismică orizontală maximă.

Acest criteriu, față de cel al lui **Vesic**, reprezintă avantajul de a lua în considerare și intensitatea solicitării seismice. Experiența demonstrează ottusi că aplicarea fără apelul la critică a acestei realități poate conduce la valori prea mici ale lui **Qlim**.

Corecțiile lui **Sano** și **Vesic** se aplică exclusiv pentru terenuri necoezive dense. Este gresită aplicarea lor la terenurile afânate sau cu densitate medie, unde vibrațiile seismice produc fenomenul opus aceluia de dilatare, cu creșterea gradului de densitate și a unghiului de forfecare.

TASARI

Tasarea verticală a fost calculată cu metoda lui Davis-Poulos, în funcție de care pilotul este considerat rigid (nedeformabil) înecat într-un mediu elastic, semispațiu sau strat de grosime finită.

Se ipotizează că interacțiunea pilot-teren este constantă la fâșii de-a lungul a n suprafețe cilindrice în care se împarte suprafața laterală a pilotului.

Tasarea suprafeței generice i ca efect la sarcina limită transmisă de la pilot la teren de-a lungul suprafeței cu nr. j poate fi exprimat:

$$W_{i,j} = (\tau_j / E) \times B \times I_{i,j}$$

Unde:

τ_j = Creșterea tensiunii în funcție de punctul mediu al fâșiei;

E = Modulul elastic al terenului;

B = Diametrul pilotului;

$I_{i,j}$ = Coeficientul de influență.

Tasarea compresivă se obține însumând $W_{i,j}$ cu toate ariile j .

SARCINA LIMITĂ ORIZONTALĂ

Sarcina limită orizontală a fost calculată după teoria dezvoltată de Broms, care presupune că comportamentul interfetei pilot-teren este rigidă perfect elastică, și astfel rezistența terenului să fluctueze cu orice valoare, nu nulă, a deplasării și să rămână constantă la creșterea deplasării.

Se presupune că comportamentul flexionar al pilotului este de tip rigid, perfect elastic, trebbie să spunem că rotațiile elastice ale pilotului sunt neglijabile până când momentul încovoietor ajunge la valoarea M_y de plasticizare.

Peentru terenuri coesive Broms propune adoptarea unei reacții a terenului constantă cu adâncimea egală cu:

$$p = 9 \times c_u \times B$$

cu reacția nulă până la adâncimea de 1.5 d; indicând cu:

Varianta de ocolire Timisoara Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

c_u = Coeziunea nedrenată,

B = Diametrul pilotului;

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului.

Pentru terenurile necoezive se presupune că rezistenta variază liniar în functie de adâncime după formula:

$$p = 3K_p \gamma z B$$

indicând cu:

p = Reactia terenului pentru unitatela de lungime a pilotului;

K_p = Coeficientul de împingere pasivă;

γ = Greutatea volumică a terenului;

z = Adâncimea;

B = Diametrul pilotului

PILOT ÎN CONDITII DE EXERCITIU

Analizza pilotului în conditii de exercitiu: **Metoda elementelor finite.**

Metoda elementelor finite modelează pilotul de fundatie supus la sarcini transversale, în mod realist întrucât face uz, fie de împingeri cât si de rotatiile în noduri pentru definirea linieri elastice a pilotului, deci reprezintă metoda cea mai ratională si eficientă disponibilă actualmente pentru analizarea acestor tipuri de structuri.

În ceea ce urmează se face apel la teoria metodi, indicând cu **P** matricea fortelor nodale externe, cu **F** aceea a fortelor interne si cu **A** matricea coeficientilor de influentă care, pentru echilibrul între fortele externe si interne, leagă primele două în functie de formula:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F}$$

Deplasările interne **e** (împingerile si rotatiile) ale elementului noduli generic sunt legate de deplasările externe **X** (împingerile si rotatiile) aplicate la noduri, ale următoarei formule:

$$\mathbf{e} = \mathbf{B}\mathbf{X}$$

unde matricea **B** s-a demonsatrat a fi transpunerea matricei **A**.

De altă parte, fortele interne **F** sunt legate de deplasările interne **e** ale următoarei expresii:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{e}$$

Aplicând substituirile de rigoare se obtine:

$$\mathbf{F} = \mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Si deci:

$$\mathbf{P} = \mathbf{A}\mathbf{F} = \mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T\mathbf{X}$$

Deci, calculând inversa matricei **A S A^T** se obtine expresia deplasărilor externe **X**:

$$\mathbf{X} = (\mathbf{A}\mathbf{S}\mathbf{A}^T)^{-1}\mathbf{P}$$

Notati, deci, că cu ajutorul deplasărilor **X** este posibilă aflarea fortelor interne **F** necesare pentru proiectul structurii.

Matricea **A S A^T** este cunoscută ca si matrice de rigiditate globală deoarece caracterizează legătura dintre deplasări si fortele externe nodale.

Metoda elementelor finite are, printre altele, avantajul că dă posibilitatea de a lua în considerare, ca si conditii la contur, rotatii si deplasări cunoscute.

Rotatiile nodale care schematizează terenul sunt considerate forte globale legate de modulul de reactie si de zona de influentă a noduli. În cadrul solutiei elementelor finite pentru piloti supusi la sarcini trasversale, modulul de reactie este considerat în forma

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

$$k_s = A_s + B_s Z^n$$

sau, nevrând să creștem nelimitat k_s cu adâncimea, în forma:

$$k_s = A_s + B_s \tan^{-1}(Z/B)$$

în care Z reprezintă adâncimea iar B reprezintă diametrul pilotului.

Valorile lui A_s și $B_s Z^n$ sunt obținute din expresia capacității portante (Bowles) cu factori corectori s_i , d_i , și i_i egali cu 1:

$$k_s = q_{ult}/\Delta H = C(cN_c + 0.5\gamma B N_\gamma)$$

$$B_s Z^n = C(\gamma N_q Z^1)$$

Unde $C = 40$ este obținut în corespondență cu o tasare maximă de 25 mm.

Date generale...

Descriere	pilot DN1200mm
Diametru varf	1.20 m
Lungime	20.00 m
Tip	Forat
Capacitatea de varf calculata cu:	Terzaghi
Adancime panza freatica de la nivelul solului	4.00 m
Tip beton	2
Tip otel	1

SEISM

Acceleratie seismica	0.2
Coefficient de intensitate seismica [Kh]	0.1
Coefficient de intensitate seismica [Kv]	0.07

Arhiva materiale**Beton**

Nr.	Clasa Beton	fck,cubic [Kg/cm2]	Ec [Kg/cm2]	fck [Kg/cm2]	fed [Kg/cm2]	fctd [Kg/cm2]	fctm [Kg/cm2]
1	C20/25	250	299600	200	113.3	10.1	22.1
2	C25/30	300	314750	250	141.6	11.4	25.6
3	C28/35	350	323080	280	158.6	12.6	27.6
4	C40/50	500	352200	400	226.6	16.3	35

Oteluri:

Nr.	Steel Class	Es [Kg/cm2]	fyk [Kg/cm2]	fyd [Kg/cm2]	ftk [Kg/cm2]	ftd [Kg/cm2]	ep_tk	epd_ult	β1*β2 in.	β1*β2 fin.
1	B450C	2000000	4500	3913	4500	3913	.075	.0675	1	0.5
2	B450C*	2000000	4500	3913	5400	4500	.075	.0675	1	0.5
3	B450C**	2000000	4500	3913	4582	3985	.012	.01	1	0.5
4	S235H	2141370	2447.28	2128.11	3670.92	2128.11	0.012	0.01	1	0.5
5	S275H	2141370	2855.16	2482.97	4384.71	2482.97	0.012	0.01	1	0.5
6	S355H	2141370	3670.92	3191.66	5200.47	3670.92	0.012	0.01	1	0.5

Stratigrafie

Nr.: Numarul stratului Hs: Grosimea stratului Fi: Unghi de frecare c: Coeziune Alfa: Coef. aderenta frecari laterale. Vs: Viteza unde de forfecare.

Strat. 1

Nr.	Hs	Greutate volumica [kg/m³]	Greutate volumica saturata	c [kg/cm²]	Fi (°)	Frecare negativa	Alfa	Modul elasticitat e	Vs [m/s]	Descriere litologica
-----	----	---------------------------------	----------------------------------	---------------	-----------	---------------------	------	---------------------------	-------------	-------------------------

Varianta de ocolire Timisoare Sud - Pasaj km 15+072 peste CF 125 TIMISOARA-BUZIAS

			[kg/m ³]					[kg/cm ²]		
1	1.00	2000.00	1650.00	0.04	20.00	Nu	1.00	40.00	0	
2	4.00	1950.00	1850.00	2.00	40.00	Nu	0.00	300.00	0	argile
3	12.00	1850.00	1850.00	0.00	32.00	Nu	0.00	300.00	0	nisip si
										pietris
4	1.00	2100.00	2150.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
5	4.00	2100.00	2200.00	0.06	25.00	Nu	0.00	60.00	0	
6	1.50	1900.00	1975.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	
7	1.50	1900.00	2000.00	0.00	36.00	Nu	0.00	500.00	0	

Sacina limita

Stratigrafie	Nq	Nc	Fi/C strat varf pilot (°)/[kg/cm ²]	Greutate pilot [kg]	Sarcina limita varf [kg]	Sarcina limita laterală [kg]	Sarcina limita [kg]	Frecare negativa [kg]	Sarcina limita orizontală [kg]
Teoria clasica	16.35	29.81	27.25/0.06	56548.67	435385.80	590309.30	969146.40	--	--

REZISTENTA DE PROIECTARE SARCINI AXIALE

Rezistenta caracteristica sarcini axiale. Nume combinatie:				Teoria clasica
Numar de verticale inspectate				1
Factor de corelatie pentru verticale inspectate mediu (xi3)				1.70
Factor de corelatie pentru vertical inspectate minim (xi4)				1.70
	Rc, Min [kg]	Rc, Media [kg]	Rc, Max [kg]	
Baza	435385.80	435385.80	435385.80	
Lateral	590309.30	590309.30	590309.30	
Total	969146.40	969146.40	969146.40	
Coeficient partial rezistenta caracteristica				R1
Baza				1.00
Lateral				1.00
Rezistenta de proiectare baza				256109.30 kg
Rezistenta de proiectare laterala				347240.80 kg
Rezistenta de proiectare				546801.40 kg


Tasare (Fleming 1992)

Lungime	20.00	m
Diametru capat	1.20	m
Diametru varf	1.20	m
Tronson frecare laterala nula	0.00	m
Modul elasticitate sectiune	3.09E+07	kN/mq
Punct de aplicare a rezultantei rezistentei active	0.45	
Factor de flexibilitate teren/pilot	1.00E-03	
Sarcina aplicata	3360.00	kN
Sarcina limita laterala	3472.00	kN
Sarcina limita de varf	2561.00	kN
Modul elasticitate teren corespondent	1.47E+03	kN/mq
Scurtarea elastica	0.87	mm
Tasare rigida	22.43	mm
Tasare totala	23.29	mm



intocmit in