

S.C. T PROIECT .C.H Proiectare si studii in constructii hidrotehnice si hidroedilitare	S. C. T.C.H. PROIECT S.R.L. Piatra Neamt Str. Aurel Dumitrascu Nr. 13 tel-fax 0233/ 229185-0744/500978 e-mail marcu_boca@yahoo.com R.C. J 27/26/1997 / C.F. 9168157 / Cont 1063754 Raiffeisen Bank. P. Neamt
---	---



Nr. certificat : 4968
ISO 9001:2015



Nr. certificat : 2983
ISO 14001:2015

PROIECT 10/2020
LUCRARI DE CONSOLIDARE MAL PARAU
URMINIS IN ZONA STATIEI MOINESTI
Beneficiar :
S.C. COMPANIA REGIONALA DE APA BACAU S.A.
Faza : PAC + PT + DE +CS+LC

Breviar de Calcul

1. Date de Proiectare

Calculul Zidului de Sprijin din gabioane se face pe baza urmatoarelor date :

- Inaltime zid $H_0 = 4,00$ m (inaltimea patului aluvionar afuiabil intre CTN si saltea)
- Inaltime umplutura $H_{maxim} = 4,50$ m
- Suprasarcina Sectiune tip A-A (Profil P1) : transmisa de cladire $q = 130$ KN/m
- Suprasarcina Sectiune tip B-B (Profil P2) : transmisa de cladire $q = 0$ KN/m
- Unghi frecare interioara $\emptyset = 32 - 38$ g (35g mediu)
- Coeziunea $c = 0 - 5$ KPa (2,5 KPa mediu)
- Greutate specifica pamint $g = 20,00$ KN/mc
- Greutate specifica gabioane $g = 22,00$ KN/mc
- Coeficient actiuni permanente = 1,35
- Coeficient actiuni variabile = 1,50
- Unghi de frecare gabioane/pamant $\mu = 0,45$ (0,40 – 0,50)

2. Presiunea activa a pamintului pe fata zidului spre mal

$$K_a = \tan^2(45 - \emptyset/2) = 0,271$$

Calculul presiunii active cu suprasarcina – Sectiune A - A

$$p_a = \gamma z K_a + q K_a - 2c\sqrt{K_a}$$

$$p_{a1} = 1,35 \times 20,00 \times 4,50 \times 0,271 + 130 \times 0,271 - 2 \times 2,50 \times \sqrt{0,271} = 65,56 \text{ KN/mpxm}$$

Influenta presiunii hidrostatice la scaderea nivelului apei dupa viituri

Se considera o presiune data de apa cu $H = N5\%$ - N Talveg pe peretele interior

$$p_{aH} = \gamma H_1 \quad H_1 = 419,90 - 418,04 = 1,86$$

$$p_{aNH} = \gamma H_1 = 1,35 \times 10,00 \times 1,86 = 25,11 \text{ KN/m}$$

$$Pa_1 = pa \frac{z}{2} + pa_H \frac{H_1}{2} = 65,56 \frac{4,50}{2} + 25,11 \frac{1,86}{2} = 170,86 \text{ KN/m}$$

Calculul presiunii active fara suprasarcina – Sectiune B – B + C – C

$$Pa_2 = 1,35 \times 20,00 \times 4,50 \times 0,271 - 2 \times 2,50 \times \sqrt{0,271} = 30,33 \text{ KN/pxm}$$

Influenta presiunii hidrostatice la scaderea nivelului apei dupa viituri

Se considera o presiune data de apa cu H = N5% - N Talveg pe peretele interior

$$pa_H = \gamma H_2 \quad H_1 = 2,15 \text{ (med)}$$

$$pa_{NH} = \gamma H_2 = 1,35 \times 10,00 \times 2,15 = 29,03 \text{ KN/m}$$

$$Pa_2 = pa \frac{z}{2} + pa_H \frac{H_2}{2} = 30,33 \frac{4,50}{2} + 29,03 \frac{2,15}{2} = 99,44 \text{ KN/m}$$

3. Verificarea zidului de sprijin la alunecare pe talpa :

Calculul presiunii pasive

$h' = 0,50 \text{ m}$ (inaltime minima asigurata fara afuiere)

$$Kp = \tan^2(45 + \phi/2) = 3,69$$

$$pp = \gamma z Kp + 2c\sqrt{Kp}$$

$$pp = 1,35 \times 20,00 \times 0,50 \times 3,69 + 2 \times 2,50 \times \sqrt{3,69} = 59,42 \text{ KN/pxm}$$

$$Pp = pp \frac{z}{2} = 59,42 \frac{0,50}{2} = 14,85 \text{ KN/m}$$

Coeficient de siguranta la alunecare

$$F_s = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0,45 \times \sum G}{Pa - Pp}$$

Greutate Gabioane :

Profil P1 - Sect A-A	: $G1 = 8,25 \text{ mp/m} \times 1,00 \text{ m} \times 22,00 \text{ KN/m} \times 1,35$	= 245,03 KN/m
Profil P2 + P3 - Sect B-B+C-C	: $G2 = 8,75 \text{ mp/m} \times 1,00 \text{ m} \times 22,00 \text{ KN/m} \times 1,35$	= 259,88 KN/m

Coeficient de siguranta la alunecare

1. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere

Nu mai exista presiunea pasiva : $Pp = 0,00 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0,45x(\sum G + Fq)}{Pa - Pp} = \frac{0,45x(245,03 + 100,0)}{170,86 - 0,00} = 0,91 < 1,1$$

2. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta curenta fara afuiere

Se ia in calcul presiunea pasiva : $Pp = 14,85 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0,45x(\sum G + Fq)}{Pa - Pp} = \frac{0,45x(245,03 + 100,0)}{170,86 - 14,85} = 0,99 < 1,1$$

3. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere

Nu mai exista presiunea pasiva : $Pp = 0,00 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0,45x(\sum G + Fq)}{Pa - Pp} = \frac{0,45x(259,88 + 0,00)}{99,44 - 0,00} = 1,18 > 1,1$$

4. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta curenta fara afuiere

Se ia in calcul presiunea pasiva : $Pp = 14,85 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\mu \sum F_v}{\sum F_H} = \frac{0,45x(\sum G + Fq)}{Pa - Pp} = \frac{0,45x(259,88 + 0,00)}{99,44 - 14,85} = 1,38 > 1,1$$

4. Verificarea zidului la rasturnare :

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} \quad \Sigma M_S = \Sigma F_v x b + Pp \frac{z}{3} \quad \Sigma M_R = Pa \frac{z}{3}$$

Sectiune A – A $\Sigma F_v = \Sigma G = 245,03 \text{ KN}$

Sectiune B – B + C – C $\Sigma F_v = \Sigma G = 259,88 \text{ KN}$

b = bratul fortelor ce asigura stabilitatea fata de pct de rasturnare

Sectiune A – A $b = 2,58 \text{ m}$ pt greutate gabioane

Sectiune B – B + C – C $b = 2,53 \text{ m}$ pt greutate gabioane

1. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere

Nu mai exista presiunea pasiva : $Pp = 0,00 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} = \frac{632,17}{256,29} = 2,45 > 1,5$$

$$\Sigma M_S = \Sigma F_v x b + Pp \frac{z}{3} = 245,03 x 2,58 + 00,00 \frac{0,50}{3} = 632,17 \text{ KN/mxm}$$

$$\Sigma M_R = Pa \frac{z}{3} = 170,86 \frac{4,50}{3} = 256,29 \text{ KN/mxm} \text{ – Moment maxim al impingerii pamantului}$$

2. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta curenta fara afuiere

Se ia in calcul presiunea pasiva : $P_p = 14,85 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} = \frac{634,65}{256,29} = 2,48 > 1,5$$

$$\Sigma M_S = \Sigma F_v x b + P_p \frac{z}{3} = 245,03 \times 2,58 + 14,85 \frac{0,50}{3} = 634,65 \text{ KN/mxm}$$

$$\Sigma M_R = P_a \frac{z}{3} = 170,86 \frac{4,50}{3} = 256,29 \text{ KN/mxm}$$

3. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere

Nu mai exista presiunea pasiva : $P_p = 0,00 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} = \frac{657,50}{149,16} = 4,40 > 1,5$$

$$\Sigma M_S = \Sigma F_v x b + P_p \frac{z}{3} = 259,88 \times 2,53 + 0,00 \frac{0,50}{3} = 657,50 \text{ KN/mxm}$$

$$\Sigma M_R = P_a \frac{z}{3} = 99,44 \frac{4,50}{3} = 149,16 \text{ KN/mxm}$$

4. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta curenta fara afuiere

Se ia in calcul presiunea pasiva : $P_p = 14,85 \text{ KN/m}$

$$F_s = \frac{\sum M_s}{\sum M_R} = \frac{659,98}{149,16} = 4,42 > 1,5$$

$$\Sigma M_S = \Sigma F_v x b + P_p \frac{z}{3} = 259,88 \times 2,53 + 14,85 \frac{0,50}{3} = 659,98 \text{ KN/mxm}$$

$$\Sigma M_R = P_a \frac{z}{3} = 99,44 \frac{4,50}{3} = 149,16 \text{ KN/mxm}$$

5. Verificarea presiunilor pe teren

1. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere

Nu mai exista presiunea pasiva : $P_p = 0,00 \text{ KN/m}$

Sectiune A – A $\Sigma F_v = \Sigma G = 245,03 \text{ KN}$

$$M = \Sigma M_S - \Sigma M_R = 632,17 - 256,29 = 375,88$$

$$e = (M_r - M_o) / \Sigma G = (256,29 - 632,17) / 245,03 = -1,53$$

$$\begin{aligned} -B/6 < e < B/6 & \quad B = \text{baza gabioanelor} = 3,50 \text{ m} \\ -3,60/6 > e < -3,50/6 & \quad -0,58 > e < 0,58 \end{aligned}$$

$$P = 2 \times \Sigma G / 3xc \quad c = (B/2 - e) = 3,28$$

$$P = 2 \times 245,03 / 3 \times 3,28 = 49,80 \text{ KN/mp/m} \quad P < 1,2 \times P_{\text{conv}}$$

2. Sectiune A – A cu suprasarcina – varianta curenta fara afuiere
Se ia in calcul presiunea pasiva : $P_p = 14,85 \text{ KN/m}$

$$\text{Sectiune A – A} \quad \Sigma F_v = \Sigma G = 245,03 \text{ KN}$$

$$M = \Sigma M_S - \Sigma M_R = 634,65 - 256,29 = - 378,36$$

$$e = (M_r - M_o) / \Sigma G = (256,29 - 634,65) / 245,03 = - 1,54$$

$$\begin{aligned} -B/6 < e < B/6 & \quad B = \text{baza gabioanelor} = 3,50 \text{ m} \\ -3,50/6 > e < 3,50/6 & \quad -0,58 > e < 0,58 \end{aligned}$$

$$P = 2 \times \Sigma G / 3xc \quad c = (B/2 - e) = 3,29$$

$$P = 2 \times 245,03 / 3 \times 3,29 = 49,65 \text{ KN/mp/m} \quad P < 1,2 \times P_{\text{conv}}$$

3. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta cea mai dezavantajoasa cu afuiere
Nu mai exista presiunea pasiva : $P_p = 0,00 \text{ KN/m}$

$$\text{Sectiune B – B + C – C} \quad \Sigma F_v = \Sigma G = 259,88 \text{ KN}$$

$$M = \Sigma M_S - \Sigma M_R = 657,50 - 149,16 = 508,34$$

$$e = (M_r - M_o) / \Sigma G = (149,35 - 657,50) / 259,88 = - 1,95$$

$$\begin{aligned} -B/6 < e < B/6 & \quad B = \text{baza gabioanelor} = 3,50 \text{ m} \\ -3,50/6 > e < 3,50/6 & \quad -0,58 > e < 0,58 \end{aligned}$$

$$P = 2 \times \Sigma G / 3xc \quad c = (B/2 - e) = 3,71$$

$$P = 2 \times 259,88 / 3 \times 3,71 = 46,70 \text{ KN/mp/m} \quad P < 1,2 \times P_{\text{conv}}$$

4. Sectiune B – B fara suprasarcina – varianta curenta fara afuiere
Se ia in calcul presiunea pasiva : $P_p = 14,85 \text{ KN/m}$

$$\text{Sectiune B – B + C – C} \quad \Sigma F_v = \Sigma G = 259,88 \text{ KN}$$

$$F_s = \frac{\Sigma M_S}{\Sigma M_R} = \frac{659,98}{149,16} = 4,42 > 1,5$$

$$M = \Sigma M_S - \Sigma M_R = 659,98 - 149,16 = 510,82$$

$$e = (M_r - M_o) / \Sigma G = (149,16 - 659,98) / 259,88 = - 1,97$$

$$-B/6 < e < B/6 \quad B = \text{baza gabioanelor} = 3,50 \text{ m}$$

$$-3,50/6 > e < 3,50/6 \quad -0,58 > e < 0,58$$

$$P = 2 \times \Sigma G / 3 \times c \quad c = (B/2 - e) = 3,72$$

$$P = 2 \times 259,88 / 3 \times 3,72 = 46,57 \text{ KN/mp/m} \quad P < 1,2 \times P_{\text{conv}}$$

Tabel. 1 Coeficienti de siguranta

	Ipoteza de calcul					
	Fs Alunecare pe talpa (minim 1,1)		FS Rasturnare (minim 1,5)		Presiune pe teren KPa Pconv = 150-200 KPa	
	cu afuiere	fara afuiere	cu afuiere	fara afuiere	cu afuiere	fara afuiere
Sectiunea A – A cu suprasarcina	0,91	0,99	2,45	2,48	49,80	49,65
Sectiunea B–B + C–C fara suprasarcina	1,18	1,38	4,40	4,42	46,70	46,57

Concluzie : In Sectiunea de tip A – A cu influenta suprasarcinii datorata cladirii nu sunt asigurati coeficientii de siguranta Fs la alunecare pe talpa.

Se impune adoptarea unor masuri constructive prin care sa fie preluate impingerea pamantului.

Avand in vedere situatia din teren se recomanda solutia de stabilizare a pachetului de gabioane cu piloti forati.

In sectiunile B-B si C-C stabilitatea zidului de gabioane este asigurata.

6. Calcul Piloti

Predimensionare : Piloti Forati Dn 600 $H_{\text{total}} = 10,00 \text{ m}$
Distanța între 2 piloti $D = 1,35 \text{ m}$

Incarcarile orizontale sunt :

$$\text{Forta de impingere} \quad P_{\text{or}} = 1,35 \text{ m} \times Pa_1 = 1,35 \times 170,86 = 230,66 \text{ KN}$$

$$\text{Moment orizontal} \quad M_{\text{or}} = 1,35 \text{ m} \times \Sigma M_R = 1,35 \times 256,29 = 345,99 \text{ KNxm}$$

Forta critica orizontala :

$$F_{\text{cr or}} = \frac{2 \times M_{\text{cap}}}{l_0} = \frac{2 \times 335}{1,2} = 558,33 \text{ KN}$$

$M_{\text{cap}} = 335 \text{ KNxm}$ – calculat pt Sectiunea de beton armat – Stalp circular :

$D = 600 \text{ mm}$

Acoperire armatura = 60 mm

Armare $12\varnothing 20 = \varnothing 20/12,5$

Freta OB37 $\varnothing 8$ $a_e = 10 \text{ cm}$

$$l_0 = 2d = 2 \times 0,60 = 1,20 \text{ m}$$

Capacitatea portanta la incarcari orizontale a pilotului vertical :

$$R_{cr} = k \times m \times F_{cr \text{ or}} = 0,7 \times 0,7 \times 558,33 = 273,58 > P_{or} = 230,66 \text{ KN}$$

$$K = 0,7 ; m = 0,7$$

Calculul deformatiilor si a eforturilor in sectiunea curenta a pilotului :

$$y = \frac{P_{or} \times \lambda^3}{E_p \times I_p} \times A_y + \frac{M_{or} \times \lambda^2}{E_p \times I_p} \times B_y \quad \Theta = \frac{P_{or} \times \lambda^2}{E_p \times I_p} \times A_\theta + \frac{M_{or} \times \lambda}{E_p \times I_p} \times B_\theta$$

$$M = P_{or} \times \lambda \times A_m + M_{or} \times B_m \quad T = P_{or} \times A_t + \frac{M_{or}}{\lambda} \times B_t$$

$$\lambda = \sqrt[5]{\frac{E_p \times I_p}{K \times b_c}} = \sqrt[5]{\frac{38 \times 10^6 \times 0,0127}{2964 \times 1,40}} = 2,59 = \text{lungimea conventionala a pilotului [m]}$$

E_p = modul de elasticitate beton = 38×10^6 KPa

I_p = moment de inertie sectiune circulara $D = 0,60 \text{ m} = 0,0127 \text{ m}^4$

K = Coeficient de proportionalitate = $2.964,00 \text{ KN/m}^4$

b_c = latimea de calcul a pilotului = $1,5 \times d + 0,50 \text{ m} = 1,40 \text{ m}$

Calcul Moment Pilot Izolat

Z/D	Date P or	M Or	λ	Coeficienti Am	Bm	Rezultat	
0.1	230.66	345.99	2.59	-0.378	0.987	115.67	
0.2	230.66	345.99	2.59	-0.647	0.914	-70.29	
0.3	230.66	345.99	2.59	-0.763	0.775	-187.68	
0.4	230.66	345.99	2.59	-0.739	0.594	-235.97	Mmax < M cap
0.5	230.66	345.99	2.59	-0.615	0.407	-226.59	
0.6	230.66	345.99	2.59	-0.444	0.243	-181.17	
0.7	230.66	345.99	2.59	-0.271	0.120	-120.38	
0.8	230.66	345.99	2.59	-0.127	0.044	-60.65	
0.9	230.66	345.99	2.59	-0.033	0.008	-16.95	
1.0	230.66	345.99	2.59	0.000	0.000	0.00	

Calcul Forta Taietoare Pilot Izolat

Z/D	Date P or	M Or	λ	Coeficienti At	Bt	Rezultat	
0.1	230.66	345.99	2.59	0.811	0.111	201.89	Tmax < Rcr
0.2	230.66	345.99	2.59	0.446	0.287	141.21	
0.3	230.66	345.99	2.59	0.066	0.423	71.73	
0.4	230.66	345.99	2.59	-0.230	0.475	10.40	

0.5	230.66	345.99	2.59	-0.399	0.443	-32.85
0.6	230.66	345.99	2.59	-0.447	0.352	-56.08
0.7	230.66	345.99	2.59	-0.398	0.237	-60.14
0.8	230.66	345.99	2.59	-0.290	0.126	-50.06
0.9	230.66	345.99	2.59	-0.147	0.041	-28.43
1.0	230.66	345.99	2.59	0.000	0.000	0.00

Calcul deplasari Pilot Izolat

Ep 38000000 Kpa
Ip 0,0127 m4

Z/D	Date		λ	Ep	Ip	Coeficienti		Rezultat
	P or	M Or				Ay	By	
0.1	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	1.850	-1.002	0.001
0.2	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	1.225	-0.530	0.001
0.3	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	0.747	-0.219	0.001
0.4	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	0.388	-0.024	0.000
0.5	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	0.147	0.075	0.000
0.6	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	0.003	0.110	0.000
0.7	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.069	0.105	0.000
0.8	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.098	0.081	0.000
0.9	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.106	0.048	0.000
1.0	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.108	0.015	0.000

Calcul Rotiri

Ep 38000000 Kpa
Ip 0,0127 m4

Z/D	Date		λ	Ep	Ip	Coeficienti		Rezultat
	P or	M Or				AO	BO	
0.1	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-1.530	1.314	0.000
0.2	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-1.310	0.935	0.000
0.3	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-1.018	0.601	0.000
0.4	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.715	0.333	0.000
0.5	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.447	0.141	0.000
0.6	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.241	0.018	0.000
0.7	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.106	-0.048	0.000
0.8	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.033	-0.076	0.000
0.9	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.006	-0.084	0.000
1.0	230.66	345.99	2.59	38000000	0.127	-0.003	-0.085	0.000

7. Calcul Grinda de legatura piloti

Armare la Momentul maxim $M_{max} = 256,29 \text{ KNxm}$

Armatura PC 52 $R_a = 300 \text{ N/mmp} = 300000 \text{ KN/mp}$

Beton C35/45 $R_c = 20,5 \text{ N/mmp}$

$B = 600 \text{ mm}$, acoperire armatura = 50 mm

Rezulta $A_a = 1.611 \text{ mmp} = 5 \text{ } \varnothing 20 \text{ PC } 52$ ($A_a = 1571 \text{ mmp}$) – pe 1 rand

Armare la Forta Taietoare maxima $T_{\max} = P_{\text{or}} = 230,66 \text{ KN}$

Se considera acoperitor sectiunea $0,42 \times 0,42 \text{ m}$, a patratului inscris in sectiunea pilotului.

Forta taietoare capabila a sectiunii de beton armat :

$$\text{Procent de armare } p = \frac{1571}{3,14 \times 300^2} \times 100 = 0,0056 = 0,56\%$$

s_i – proiectia fisurii in plan = 420 mm

$$Q_b = \frac{bh_0^2 R_t}{s_i} \sqrt{p} = \frac{420 \times 370^2 \times 1,35}{420} \sqrt{0,56} = 145,22 \text{ KN} < T_{\max} = 230,66 \text{ KN}$$

Forta Taietoare ce trebuie sa fie preluata de etrieri $T_e = 230,66 - 145,22 = 85,44 \text{ KN}$

$$\text{Verificare : } q_e = \frac{n \times A_{ae} \times R_{a_t}}{a_e} = \frac{2 \times 50,3 \times 210}{100} = 211,26 \text{ N/mm} = 211,26 \text{ KN/m}$$

$n = 2$ $A_{ae} = 50,3 \text{ mmp}$ $R_{a_t} = 210 \text{ N/mmp} - \text{OB37}$ $a_e = 10,0 \text{ cm} (100 \text{ mm})$

$$Q_e = q_e \times s_i = 211,26 \times 420 = 88,73 \text{ KN} > T_e = 85,44 \text{ KN}$$

Pilotii se vor arma transversal cu freta $\varnothing 8 \text{ mm}$ cu pasul $a_e = 10 \text{ cm}$.

$$s_{i_{cr}} = \sqrt{\frac{bh_0^2 R_t \sqrt{p}}{q_e}} = \sqrt{\frac{400 \times 350^2 \times 1,35 \sqrt{0,56}}{314}} = 450,43 > 420 \quad s_{i_{cr}} < 2,5 \times h_0 = 875$$

8. Calcul Diametru minim pat de anrocamente (Ghid GE-027-97)

Dimensiunea minima pentru bolovanii sau pietrele utilizate pentru patul de anrocamente se calculeaza cf. GE-027-97 cu relatia :

$$d_{\text{cub}} = \frac{\gamma_a \times V_f^2 \times (f + 1)}{2 \times g \times (\gamma_p - \gamma_a)^f} \quad d_{\text{cub}} = \frac{1 \times 2,16^2 \times (0,40 + 1)}{2 \times 9,81 \times (2,65 - 1,0)^{0,4}} = 0,27 \text{ m} = \text{cca. } 30 \times 30 \text{ cm}$$

$$\gamma_a = 1,0 \text{ t/mc}$$

$$V_f = 0,7 \text{ Vmed} = 0,7 \times 3,08 = 2,16 \text{ m/s}$$

$f = 0,40 =$ coeficient de frecare Anrocamente – pamant imbibat cu apa

$$\gamma_p = 2,65 \text{ t/mc}$$

$$\text{Greutate minima anrocamente : } 0,27 \times 0,27 \times 2,65 = 0,19 \text{ tone} = 200 \text{ Kg}$$

Intocmit Ing. Boca Marcu