

1 — INTRODUÇÃO

1.1 – ESTADO DE EQUILÍBRIO PLÁSTICO EM SOLOS

O equilíbrio plástico que age em um elemento do solo é mostrado na Figura 1.

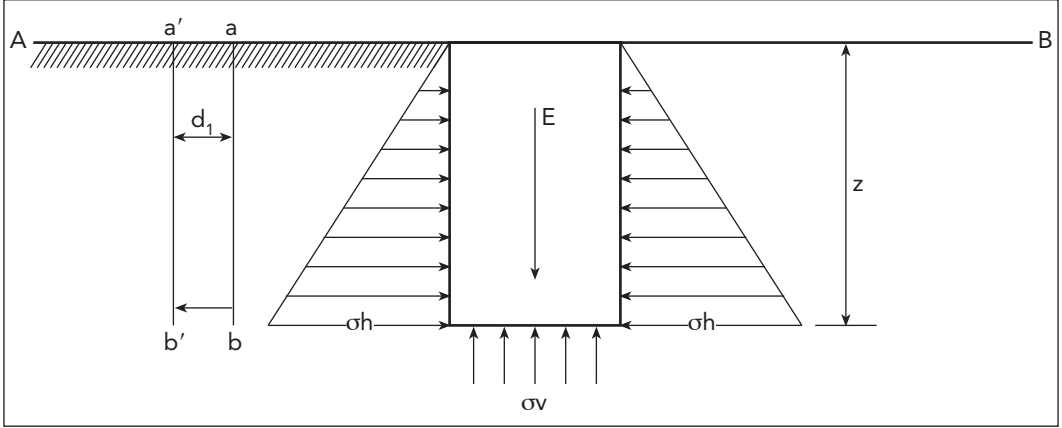


Figura 1

Na Figura 1, AB representa a superfície horizontal de uma massa semi-infinita de areia sem coesão e de peso específico γ e E representa um elemento de areia de altura z e com área unitária.

A tensão normal na base na altura z vale $\sigma_v = \gamma z$ e é uma tensão principal. As tensões σ_h perpendiculares a σ_v são também principais e existe uma relação entre σ_v e σ_h dada por

$$K = \frac{\sigma_h}{\sigma_v}$$

O valor K , de acordo com os ensaios de compressão triaxial, pode assumir qualquer valor entre os limites K_a e K_p , sendo:

$$K_a = \tan^2 \left(45^\circ - \frac{\phi}{2} \right) \quad \text{e} \quad K_p = \tan^2 \left(45^\circ + \frac{\phi}{2} \right)$$

onde ϕ = ângulo de atrito interno da areia.

Quando uma massa de solo é depositada por um processo natural ou artificial, o valor K tem um valor K_o intermediário entre K_a e K_p , onde K_o é uma constante empírica denominada de coeficiente de empuxo de terras em repouso. Seu valor depende do grau de compactidade da areia e do processo, pelo qual o depósito foi feito.

Quando a compactação for por apiloamento manual, o valor de K_0 varia entre 0,4 para areia fofa e 0,5 para areia compacta.

Caso a compactação seja feita por camadas, o valor K_0 pode aumentar até cerca de 0,8. Para alterarmos o valor de K_0 de uma massa de areia para o valor K_a , é necessário lhe darmos a possibilidade de se expandir na direção horizontal.

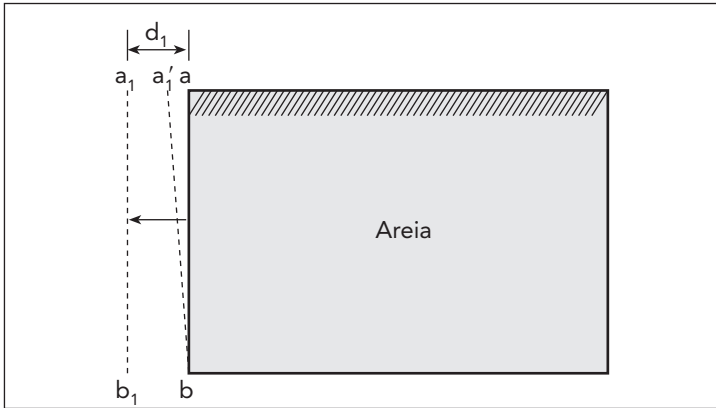


Figura 2

Quando a massa de areia que está inicialmente no estado de repouso — seção vertical ab , move-se de uma distância d_1 , afastando-se do aterro, para a_1b_1 ; o coeficiente de empuxo em repouso K_0 passa para o coeficiente de empuxo ativo K_a .

Valores de translação para mobilizar o coeficiente de empuxo ativo	
Tipo de solo	Valores de d_1
Solo sem coesão — compacto (areias)	0,1% H a 0,2% H
Solo sem coesão — fofo (areias)	0,2% H a 0,4% H
Solo coesivo rijo (argilas)	1% H a 2% H
Solo coesivo mole (argilas)	2% H a 5% H

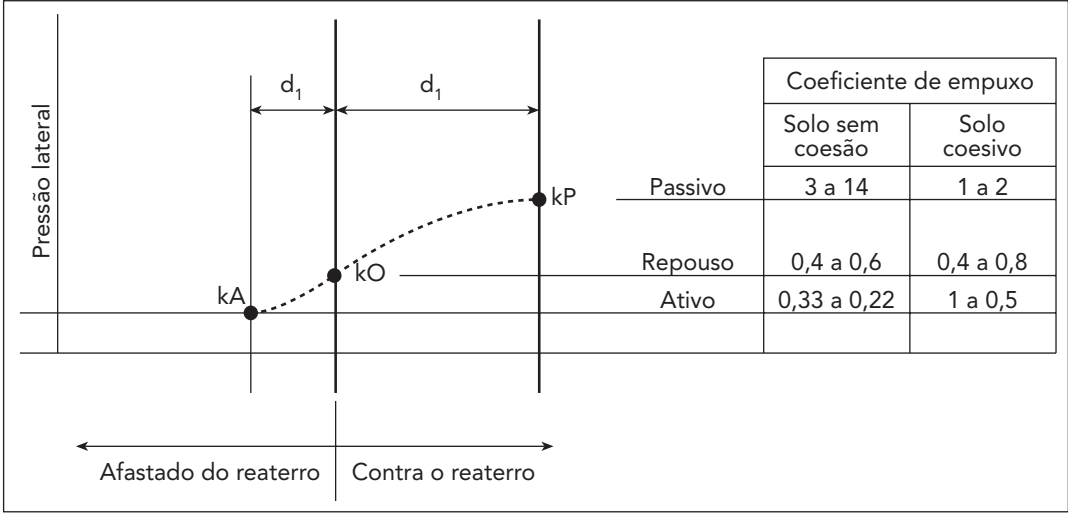


Figura 3

Para um muro de arrimo de $H = 5$ m, se o solo for sem coesão, $d_1 = 0,1\% 500 = 0,5$ cm = 5 mm. O coeficiente de empuxo de repouso K_O , após esta translação, mobiliza o coeficiente de empuxo ativo K_A .

Quando a massa de areia que está inicialmente no estado de repouso — seção vertical ab , move-se de uma distância D_1 , contra o reaterro, para a_2b_2 . O coeficiente de empuxo em repouso K_O , após esta translação, mobiliza o coeficiente de empuxo passivo K_P (Fig. 4).

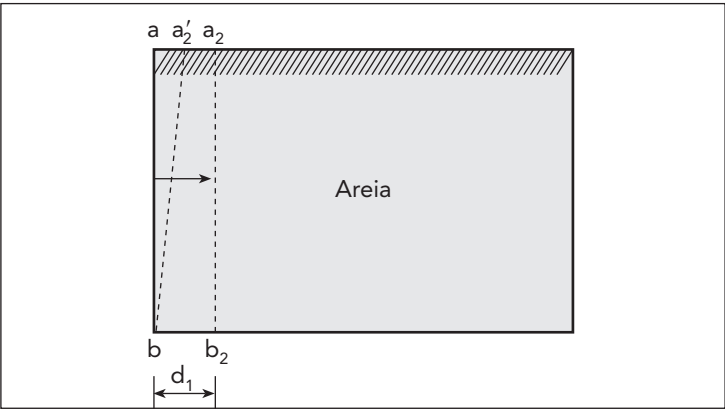


Figura 4

1.2 – EMPUXOS DE TERRA EM MUROS DE CONTENÇÃO — RANKINE

Quando construímos um muro de arrimo e depois vamos depositar o aterro, enquanto o aterro está sendo colocado, o muro sofre algum deslocamento sob o empuxo. Se a posição do muro é fixa, o empuxo de terras conservará um valor próximo ao do empuxo das terras em repouso. Porém, logo que o muro começa a transladar, o solo se deforma com a massa de solo adjacente, do estado de repouso para o estado ativo de equilíbrio plástico.

Deste modo, se um muro de arrimo pode suportar o empuxo ativo das terras, ele não rompe. Embora a face interna dos muros de arrimo seja áspera, Rankine supôs que fossem lisas na elaboração de sua hipótese.

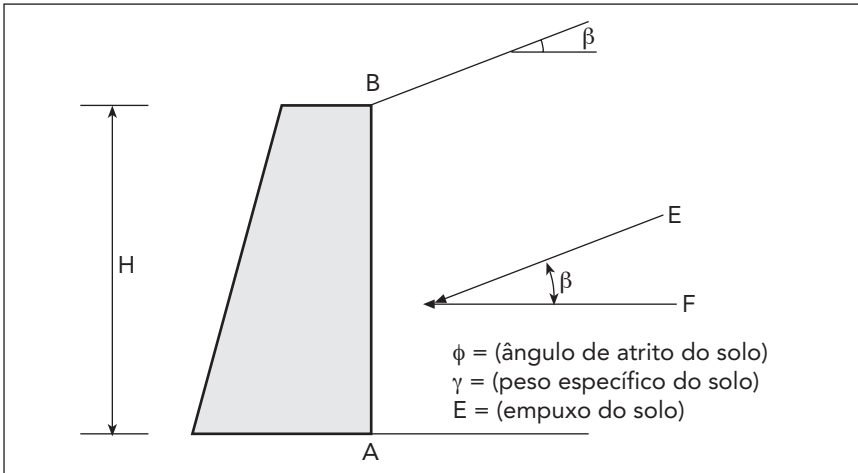


Figura 5

$$K_a = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$K_p = \cos \beta \cdot \frac{\cos \beta + \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}{\cos \beta - \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi}}$$

$$p_A = K_a \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_A} \quad (\text{ativo})$$

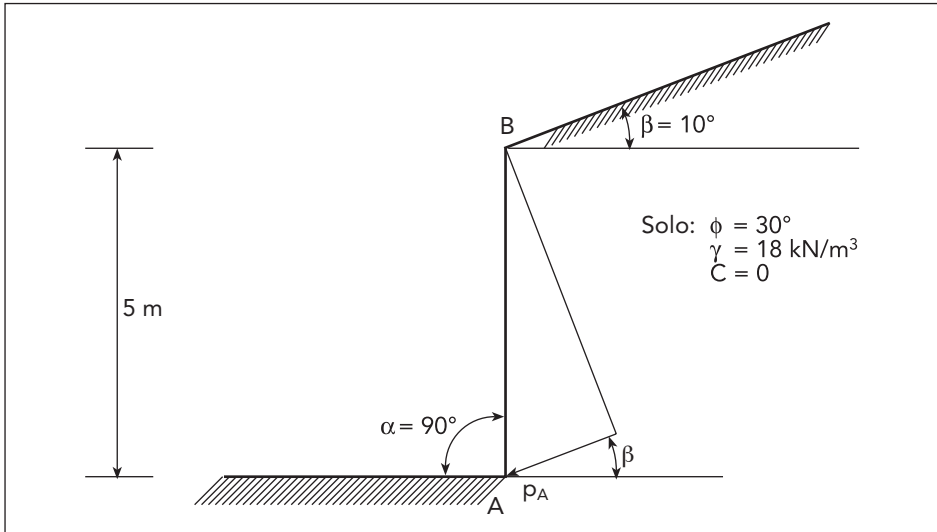
$$p_p = K_p \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_P} \quad (\text{passivo})$$

$$z_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{K_A}}$$

TABELA 1.2.B — Coeficiente de empuxo ativo K_p (Rankine)

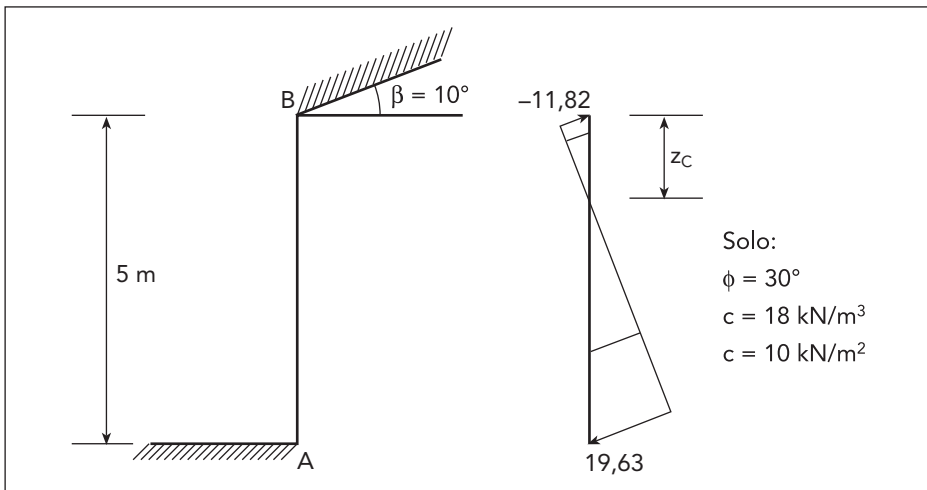
β	ϕ							
	10	12	15	18	20	22	24	26
0	1,4203	1,5250	1,6984	1,8944	2,0396	2,1980	2,3712	2,5611
5	1,3499	1,4620	1,6415	1,8404	1,9864	2,1450	2,3179	2,5070
10	0,9848	1,2435	1,4616	1,6752	1,8257	1,9862	2,1589	2,3463
15	0	0	0,9659	1,3751	1,5478	1,7186	1,8954	2,0826
20	0	0	0	0	0,9397	1,3047	1,5146	1,7141
25	0	0	0	0	0	0	0	1,1736
30	0	0	0	0	0	0	0	0
35	0	0	0	0	0	0	0	0
40	0	0	0	0	0	0	0	0

[illegible]

Exemplo 1.2.A*Figura 6*

Da Tabela 1.2.A temos: $Ka = 0,3495$ e (B) $Kp = 2,7748$.

$$p_A = Ka \cdot \gamma \cdot H = 0,395 \cdot 18 \cdot 5 = 31,45 \text{ kN/m}^2.$$

Exemplo 1.2.B*Figura 7*

O mesmo exemplo anterior com solo: $C = 10 \text{ kN/m}^2$ (coesão)

$$p_A = KA \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{KA}$$

$$p_A = 0,3495 \times 18 \times 5 - 2 \times 10 \times \sqrt{0,3495} = 19,63 \text{ kN/m}^2$$

$$p_B = -2C\sqrt{KA} = -2 \times 10 \times \sqrt{0,3495} = -11,82 \text{ kN/m}^2$$

$$z_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{Ka}}$$

$$z_c = \frac{2 \times 10}{18 \times \sqrt{0,3495}} = 1,88 \text{ m}$$

1.3 – EMPUXOS DE TERRA EM MUROS DE CONTENÇÃO — COULOMB

As hipóteses para o cálculo do empuxo de terra são as seguintes:

- Solo isotrópico e homogêneo que possui atrito interno e coesão.
- A superfície de ruptura é uma superfície plana, o que não é verdadeiro, mas simplifica os cálculos.
- As forças de atrito são distribuídas uniformemente ao longo do plano de ruptura e vale $f = \tan \phi$ (f = coeficiente de atrito).
- A cunha de ruptura é um corpo rígido.
- Existe atrito entre o terreno e a parede do muro.
- Ruptura é um problema em duas dimensões.

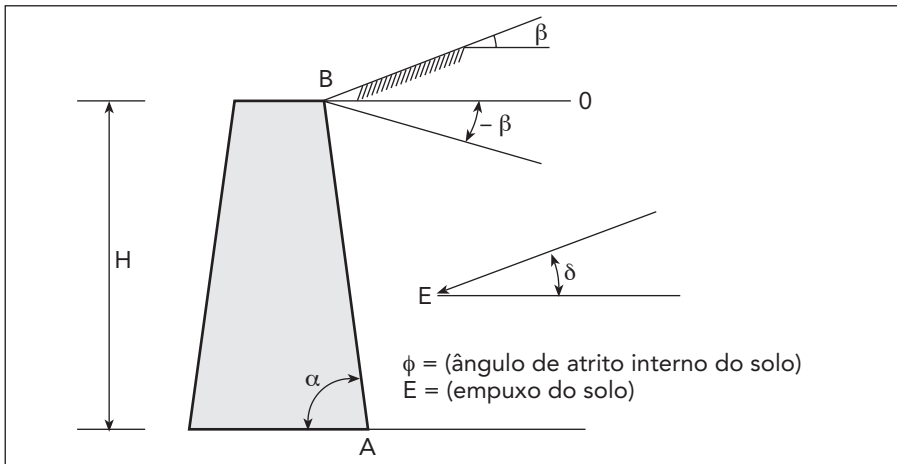


Figura 8

$$Ka = \frac{\text{sen}^2(\alpha + \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \left[1 + \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi - \beta)}{\text{sen}(\alpha - \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$Kp = \frac{\text{sen}^2(\alpha - \phi)}{\text{sen}^2\alpha \cdot \text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \left[1 - \sqrt{\frac{\text{sen}(\phi + \delta) \cdot \text{sen}(\phi + \beta)}{\text{sen}(\alpha + \delta) \cdot \text{sen}(\alpha + \beta)}} \right]^2}$$

$$p_A = Ka \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{KA} \quad (\text{ativo})$$

$$p_p = Kp \cdot \gamma \cdot H + 2 \cdot C \cdot \sqrt{KP} \quad (\text{passivo})$$

$$z_c = \frac{2C}{\gamma \sqrt{Ka}}$$

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_a (Coulomb)

$\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$

ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	0,7041	0,6145	0,6122	0,6070	0,6049
12	0,6558	0,5724	0,5702	0,5650	0,5628
15	0,5888	0,5153	0,5133	0,5084	0,5062
18	0,5279	0,4640	0,4622	0,4578	0,4559
20	0,4903	0,4325	0,4309	0,4269	0,4251
22	0,4550	0,4029	0,4014	0,3978	0,3962
24	0,4217	0,3750	0,3737	0,3705	0,3690
26	0,3905	0,3487	0,3475	0,3447	0,3434
28	0,3610	0,3239	0,3228	0,3203	0,3193
30	0,3333	0,3004	0,2994	0,2973	0,2964
32	0,3073	0,2782	0,2773	0,2755	0,2748
34	0,2827	0,2571	0,2564	0,2549	0,2544
36	0,2596	0,2372	0,2366	0,2354	0,2350
38	0,2379	0,2184	0,2179	0,2169	0,2166
40	0,2174	0,2006	0,2002	0,1994	0,1992
42	0,1982	0,1837	0,1834	0,1828	0,1827

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_a (Coulomb) (continuação)

$\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 5^\circ$					
ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	0,7687	0,7009	0,6998	0,6983	0,6986
12	0,7117	0,6427	0,6413	0,6386	0,6382
15	0,6347	0,5694	0,5678	0,5645	0,5635
18	0,5660	0,5069	0,5054	0,5021	0,5008
20	0,5240	0,4696	0,4682	0,4650	0,4638
22	0,4848	0,4352	0,4338	0,4309	0,4297
24	0,4482	0,4032	0,4019	0,3992	0,3982
26	0,4139	0,3733	0,3722	0,3698	0,3688
28	0,3817	0,3454	0,3444	0,3422	0,3414
30	0,3516	0,3192	0,3183	0,3165	0,3158
32	0,3233	0,2946	0,2939	0,2923	0,2917
34	0,2968	0,2715	0,2709	0,2695	0,2691
36	0,2720	0,2498	0,2492	0,2481	0,2478
38	0,2487	0,2293	0,2289	0,2280	0,2278
40	0,2269	0,2101	0,2097	0,2090	0,2089
42	0,2064	0,1920	0,1917	0,1912	0,1911

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_a (Coulomb) (continuação)

$\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 10^\circ$					
ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	0,9698	1,0089	1,0142	1,0321	1,0460
12	0,8115	0,7773	0,7780	0,7816	0,7855
15	0,7038	0,6545	0,6539	0,6537	0,6548
18	0,6188	0,5683	0,5674	0,5658	0,5659
20	0,5692	0,5206	0,5196	0,5177	0,5174
22	0,5237	0,4781	0,4770	0,4750	0,4746
24	0,4818	0,4396	0,4386	0,4367	0,4362
26	0,4431	0,4045	0,4036	0,4017	0,4012
28	0,4071	0,3722	0,3713	0,3696	0,3692
30	0,3737	0,3423	0,3415	0,3400	0,3396
32	0,3425	0,3145	0,3139	0,3126	0,3122
34	0,3135	0,2887	0,2881	0,2870	0,2868
36	0,2865	0,2646	0,2641	0,2632	0,2631
38	0,2612	0,2421	0,2417	0,2410	0,2409
40	0,2377	0,2211	0,2202	0,2202	0,2202
42	0,2157	0,2014	0,2011	0,2007	0,2008

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_p (Coulomb) $\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 0^\circ$

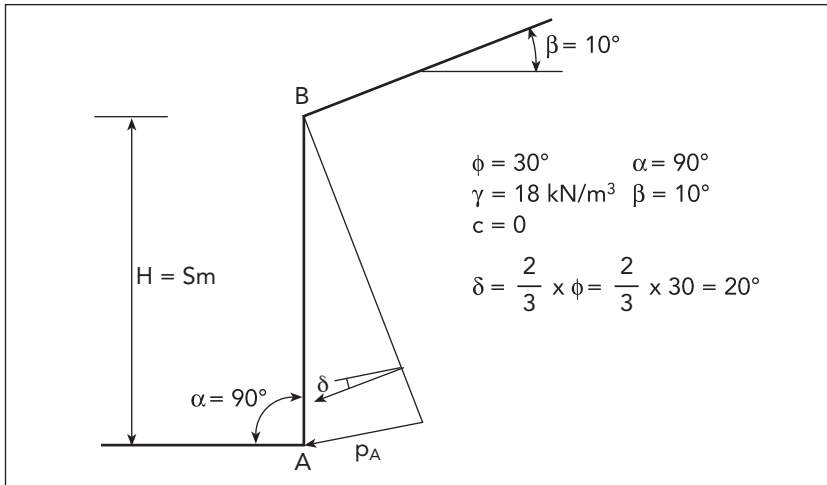
ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	1,4203	1,9539	1,9956	2,1304	2,2295
12	1,5250	2,1441	2,1936	2,3546	2,4736
15	1,6984	2,4641	2,5276	2,7349	2,8895
18	1,8944	2,8360	2,9164	3,1815	3,3811
20	2,0396	3,1191	3,2132	3,5250	3,7615
22	2,1980	3,4359	3,5461	3,9130	4,1933
24	2,3712	3,7922	3,9212	4,3536	4,6865
26	2,5611	4,1947	4,3462	4,8670	5,2534
28	2,7698	4,6520	4,8303	5,4356	5,9096
30	3,0000	5,1744	5,3850	6,1054	6,6748
32	3,2546	5,7748	6,0247	6,8861	7,5743
34	3,5371	6,4694	6,7674	7,8037	8,6410
36	3,8518	7,2788	7,6364	8,8916	9,9187
38	4,2037	8,2295	8,6615	10,1943	11,4663
40	4,5989	9,3560	9,8823	11,7715	13,3644
42	5,0447	10,7040	11,3512	13,7052	15,7261

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_p (Coulomb) (continuação)

$\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 5^\circ$					
ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	1,5635	2,3460	2,4092	2,6154	2,7687
12	1,6875	2,5776	2,6515	2,8937	3,0751
15	1,8938	2,9759	3,0690	3,3771	3,6105
18	2,1287	3,4489	3,5665	3,9592	4,2599
20	2,3039	3,8153	3,9531	4,4158	4,7732
22	2,4964	4,2312	4,3929	4,9399	5,3661
24	2,7085	4,7056	4,8961	5,5452	6,0558
26	2,9429	5,2499	5,4753	6,2492	6,8642
28	3,2027	5,8783	6,1463	7,0742	7,8197
30	3,4918	6,6087	6,9292	8,0491	8,9597
32	3,8147	7,4641	7,8500	9,2117	10,3341
34	4,1769	8,4742	8,9423	10,6129	12,0106
36	4,5848	9,6781	10,2510	12,3215	14,0833
38	5,0465	11,1279	11,8363	14,4330	16,6854
40	5,5717	12,8945	13,7809	17,0828	20,0111
42	6,1727	15,0761	16,2006	20,4683	24,3518

TABELA 1.3.A — Coeficiente de empuxo ativo K_p (Coulomb) (continuação)

$\alpha = 90^\circ$ e $\beta = 10^\circ$					
ϕ	δ				
	0	16	17	20	22
10	1,7040	2,7837	2,8748	3,1752	3,4023
13	1,8519	3,0745	3,1805	3,5328	3,8012
15	2,0989	3,5828	3,7167	4,1659	4,5125
18	2,3823	4,1989	4,3691	4,9463	5,3980
20	2,5954	4,6847	4,8854	5,5715	6,1137
22	2,8313	5,2445	5,4824	6,3023	6,9572
24	3,0933	5,8938	6,1773	7,1632	7,9599
26	3,3854	6,6522	6,9922	8,1862	9,1637
28	3,7125	7,5449	7,9557	9,4139	10,6248
30	4,0804	8,6049	9,1055	10,9034	12,4206
32	4,4959	9,8761	10,4918	12,7334	14,6595
34	4,9678	11,4171	12,1831	15,0140	17,4973
36	5,5066	13,3089	14,2741	17,9035	21,1643
38	6,1253	15,6647	16,8992	21,6360	26,0127
40	6,8405	18,6472	20,2543	26,5688	32,6018
42	7,6732	22,4968	24,6332	33,2702	41,8640

Exemplo 1.3.A*Figura 9*

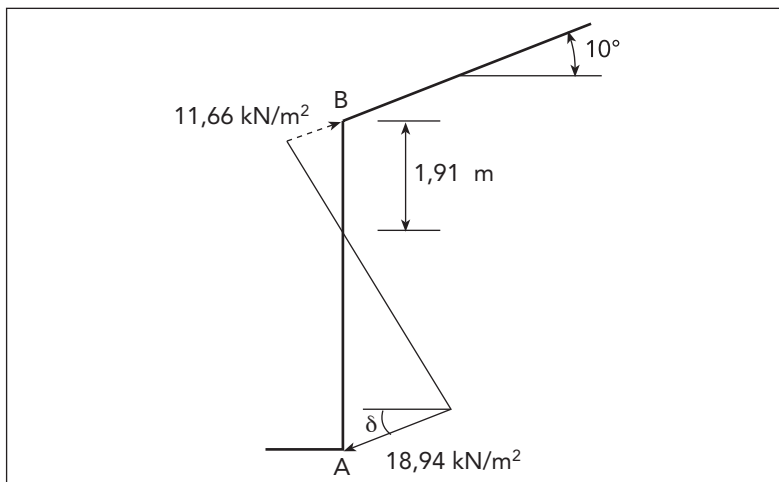
Da Tabela 1.3 temos:

$$K_a = 0,34$$

$$P_A = K_a \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{K_a}$$

$$P_A = 0,34 \times 18 \times 5 - 2 \times 0 \sqrt{0,34} = 30,6 \text{ kN/m}^2$$

$$P_B = 0$$

Exemplo 1.3.B*Figura 10*

O mesmo exemplo (1.2.A) com solo contendo $c = 10 \text{ kN/m}^2$ (coesão) $\delta = 20^\circ$

$$p_A = Ka \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka} = 0,34 \times 20 \times 5 - 2 \times 10 \times \sqrt{0,34} = 18,94 \text{ kN/m}^2$$

$$p_B = -2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka} = -2 \cdot 10 \cdot \sqrt{0,34} = -11,66 \text{ kN/m}^2$$

$$z_c = \frac{2 \cdot C}{\gamma \cdot \sqrt{Ka}} = \frac{2 \times 10}{18 \times \sqrt{0,34}} \cong 1,91 \text{ m}$$

1.4 – EMPUXOS DE TERRA EM REPOUSO EM MUROS DE CONTENÇÃO

O cálculo do coeficiente de empuxo em repouso (K_0) que deverá ser utilizado na determinação do empuxo em estruturas de gravidade, que não devam se deslocar, foi estudado por vários autores, mas aqui, iremos apresentar apenas as equações segundo Myslèvec (1972) e segundo Jaky.

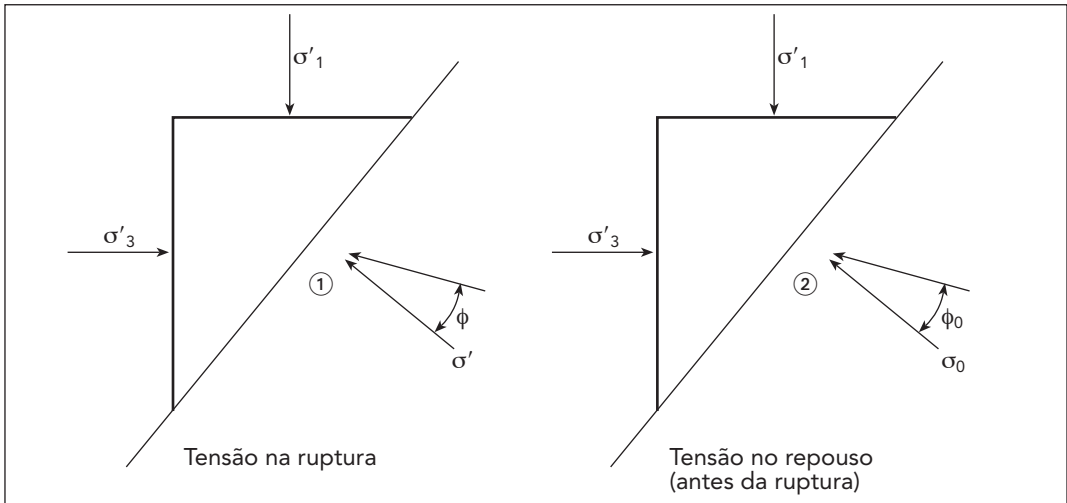


Figura 11

O ângulo ϕ_0 é chamado de ângulo de atrito estático do solo. Este ângulo de atrito estático (ϕ_0) é menor que o ângulo de atrito do solo na ruptura (ϕ), pois no empuxo em repouso, somente parte da resistência ao cisalhamento (τ) é mobilizada. Também C_0 é menor que a coesão mobilizada (C), pois no repouso somente parte da resistência ao cisalhamento é mobilizada. O valor de ϕ_0 será determinado utilizando-se a seguinte equação:

$$\text{sen } \phi_0 = \frac{\text{sen } \phi}{2 - \text{sen } \phi},$$

onde ϕ é o ângulo de atrito interno do solo na ruptura.

O valor de C_0 será determinado utilizando-se a seguinte equação:

$$C_0 = C \cdot \frac{\operatorname{tg} \phi_0}{\operatorname{tg} \phi} \quad (\text{coesão estática do solo})$$

$$\sigma h = \sigma v \cdot K a \phi_0 - 2 \cdot C_0 \cdot \sqrt{K a \phi_0}$$

$$K a \phi_0 = \operatorname{tg}^2 \left(45 - \frac{\phi_0}{2} \right) = 1 - \operatorname{sen} \phi \quad \left(\begin{array}{l} \text{coeficiente de empuxo} \\ \text{em repouso ativo} \end{array} \right)$$

onde σh é pressão horizontal; σv : pressão vertical; $K a \phi_0$: coeficiente de empuxo no estado repouso-ativo.

Tabela 1.4 — Valores dos coeficientes no estado repouso-ativo

ϕ	$\operatorname{sen}(\phi_0)$	ϕ_0	$K a \phi_0$	$\operatorname{tg}(\phi_0)/\operatorname{tg}(\phi)$
5	0,0456	2,6115	0,9128	0,5213
8	0,0748	4,2892	0,8608	0,5337
10	0,0951	5,4559	0,8264	0,5417
12	0,1160	6,6623	0,7921	0,5495
15	0,1486	8,5485	0,7412	0,5610
18	0,1827	10,5296	0,6910	0,5721
20	0,2063	11,9049	0,6580	0,5792
22	0,2305	13,3248	0,6254	0,5862
25	0,2679	15,5408	0,5774	0,5964
28	0,3067	17,8628	0,5305	0,6061
30	0,3333	19,4712	0,5000	0,6124
32	0,3605	21,1291	0,4701	0,6185
34	0,3881	22,8370	0,4408	0,6243
36	0,4162	24,5959	0,4122	0,6300
38	0,4447	26,4063	0,3843	0,6355
40	0,4736	28,2688	0,3572	0,6409
42	0,5028	30,1839	0,3309	0,6460
45	0,5469	33,1559	0,2929	0,6533

Exemplo 1.4.A

Calcular os empuxos no muro de gravidade (muro com deslocamentos muito reduzidos).

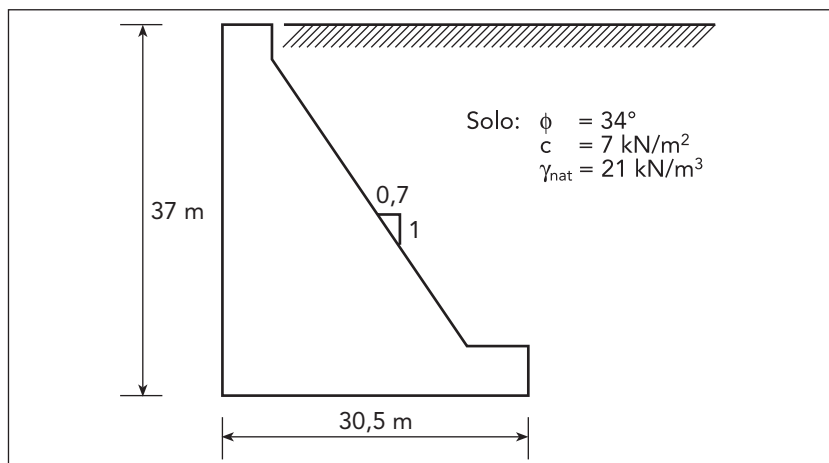


Figura 12

Em função de a estrutura ser um muro de gravidade sujeito a deslocamentos muito reduzidos, o solo adjacente ao mesmo estará em um estado de repouso-ativo.

Deste modo, utilizaremos as fórmulas de Myslèvec (1972):

$$p = \gamma \cdot z \cdot K_{o_a} - 2 \cdot C_0 \cdot \sqrt{K_{o_a}}$$

$$C_0 = \frac{C \cdot \operatorname{tg} \phi_0}{\operatorname{tg} \phi}$$

Da Tabela 1.4 temos:

$$\phi = 34^\circ$$

$$\phi_0 = 22,837^\circ$$

$$K_{o_a} = 0,4408$$

$$C_0 = 7 \times 0,6243 = 4,3701$$

$$\operatorname{sen} \phi_0 = \frac{\operatorname{sen} \phi}{2 - \operatorname{sen} \phi} = \frac{\operatorname{sen} 34^\circ}{2 - \operatorname{sen} 34^\circ} = 0,3881$$

$$\phi_0 = 22,837^\circ$$

$$K_{o_a} = \operatorname{tg}^2 \left(45^\circ - \frac{22,837^\circ}{2} \right) = 0,4408$$

$$C_0 = \frac{C \cdot \operatorname{tg} \phi_0}{\operatorname{tg} \phi} = 7 \cdot \frac{\operatorname{tg} 22,837^\circ}{\operatorname{tg} 34^\circ} = 4,3704 \text{ kN/m}^2$$

$$p = \gamma \cdot z \cdot K_{o_a} - 2 \cdot C_0 \cdot \sqrt{K_{o_a}}$$

$$p = 21 \cdot z \cdot 0,4408 - 2 \times 4,3701 \times \sqrt{0,4408}$$

$$p = 9,2568 z - 5,8029$$

para $z = 0 \rightarrow p = -5,8029 \text{ kN/m}^2$

para $z = 37 \text{ m} \rightarrow p = 9,2568 \times 37 - 5,8029 = 336,6987 \text{ kN/m}^2$

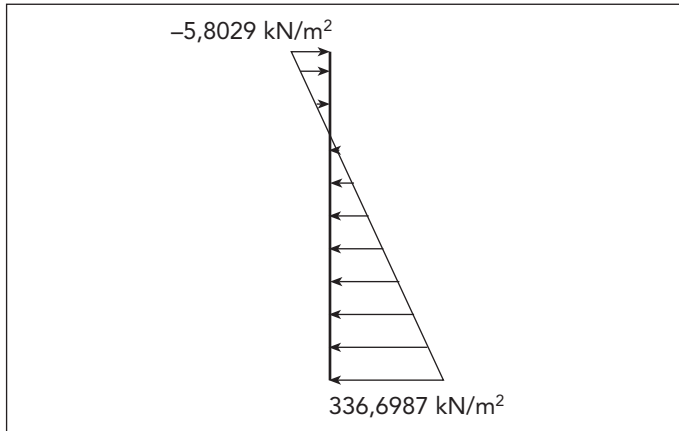


Figura 13

1.5 – EFEITO DA COMPACTAÇÃO SOBRE MUROS DE CONTENÇÃO — TERRY S. INGOLD

O efeito da compactação sobre muros tem grande influência sobre as pressões laterais. O diagrama resultante da compactação é ilustrado a seguir (Fig. 14):

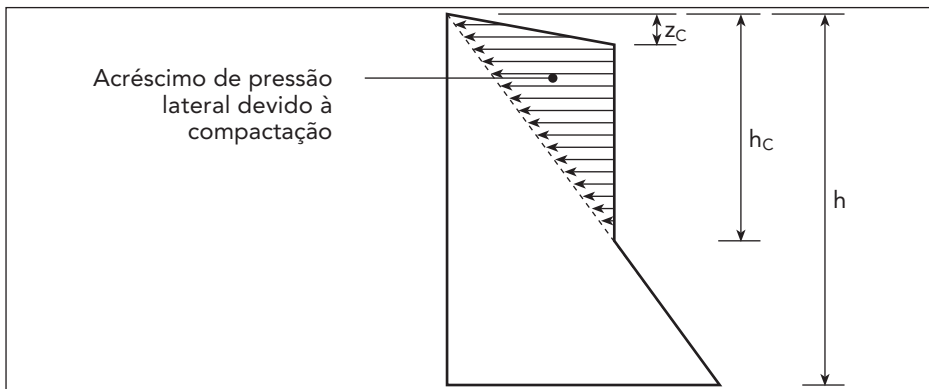


Figura 14

onde:

$$zc = \frac{-C\sqrt{Ka}}{\gamma(1-Ka)} + \sqrt{\frac{Ka \cdot C^2}{\gamma^2 \cdot (1-Ka)} + \frac{2 \cdot p \cdot Ka^2}{\pi \cdot \gamma \cdot (1-Ka^2)}}$$

$$\sigma h_m = Ka \cdot \left(\gamma \cdot zc + \frac{2p}{\pi \cdot zc} \right) - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

$$hc = \frac{\sigma h_m}{Ka \cdot \gamma}$$

Vamos agora mostrar, por intermédio de um exemplo, o efeito da compactação e sua magnitude, em relação ao empuxo calculado por Rankine ou Coulomb.

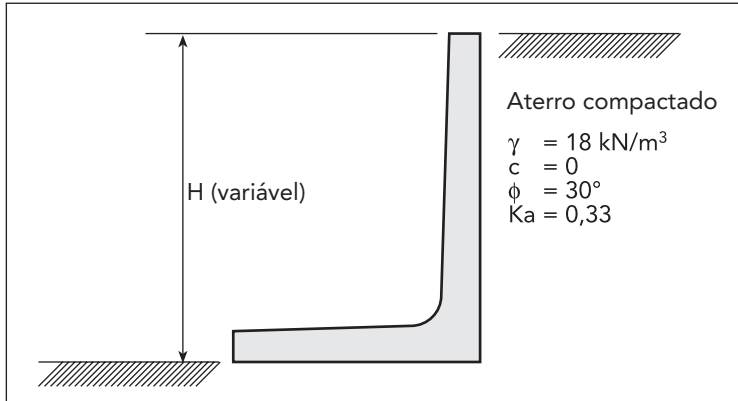


Figura 15

Vamos considerar um rolo compactador de $p = 50 \text{ kN/m}$

$$p = \frac{\text{peso total}}{\text{largura do cilindro}}$$

a) Efeito da compactação

a.1) Cálculo de zc : $c = 0$

$$z = \sqrt{\frac{2 p ka^2}{\pi \cdot p \cdot (1 - Ka^2)}} = \sqrt{\frac{2 \times 50 \times 0,33^2}{\pi \cdot 18 \cdot (1 - 0,33^2)}} = 0,465 \text{ m}$$

a.2) Cálculo de σh_m : $c = 0$

$$\sigma h_m = Ka \left(\gamma \cdot z_c + \frac{2p}{\pi \cdot z_c} \right) = 0,33 \left(18 \times 0,465 + \frac{2 \times 50}{\pi \times 0,465} \right)$$

$$\sigma h_m = 25,35 \text{ kN/m}^2$$

b) Empuxo de terra

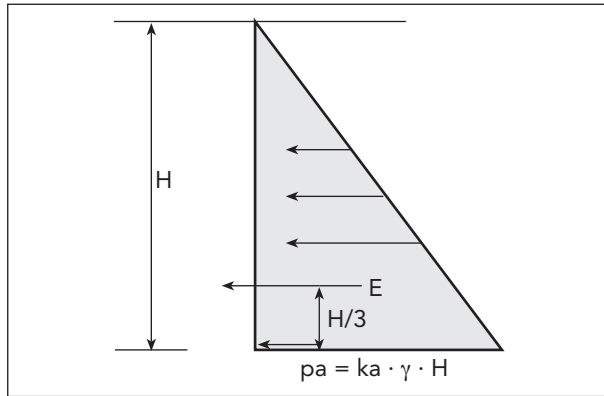


Figura 16

$$pa = Ka \cdot \gamma \cdot H - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

$$pa = Ka \cdot \gamma \cdot H$$

$$E = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\text{Empuxo} = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H \cdot H = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H^2$$

$$\text{Empuxo} = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times H^2 = 2,97 H^2$$

Cálculo de hc

$$Ka \cdot \gamma \cdot hc = \sigma h_m \rightarrow hc = \frac{\sigma h_m}{Ka \cdot \gamma} = \frac{25,35}{0,33 \times 18} = 4,27 \text{ m}$$

c) Esforços totais no muro

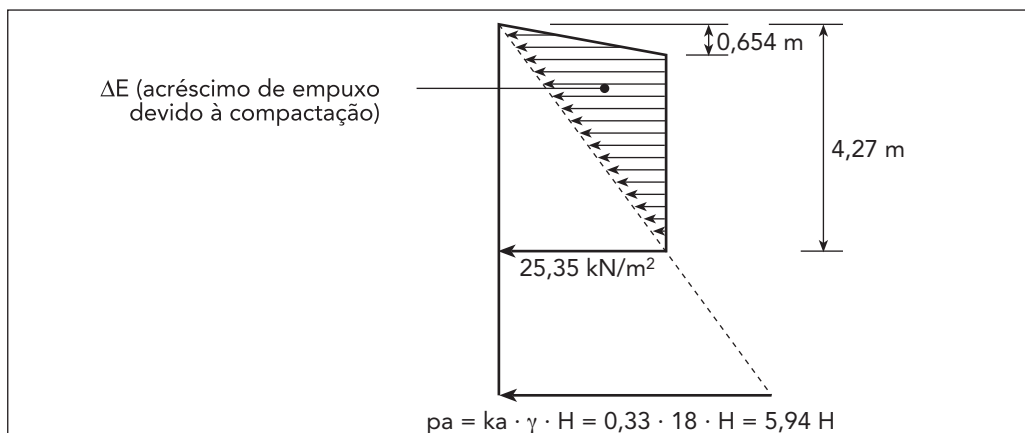


Figura 17

H (cm)	E_a (kN/m)	ΔE (kN/m)	$\Delta E/E_a$ (%)
2,0	11,88	32,92	270
3,0	26,73	43,43	162
4,0	47,52	47,98	101
5,0	74,25	48,22	65
8,0	190,08	48,22	25
10,0	297,00	48,22	16
15,0	668,25	48,22	7

para $H = 2$ m:

$$p_a = K_a \cdot \gamma \cdot H = 0,33 \times 18 \times 2 = 11,88 \text{ kN/m}^2$$

$$E_a = \frac{1}{2} \cdot K_a \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 2^2 = 11,88 \text{ kN/m}$$

$$\Delta E = \left(\frac{2+1,535}{2} \times 25,35 - 11,88 \right) = 32,92 \text{ kN/m}$$

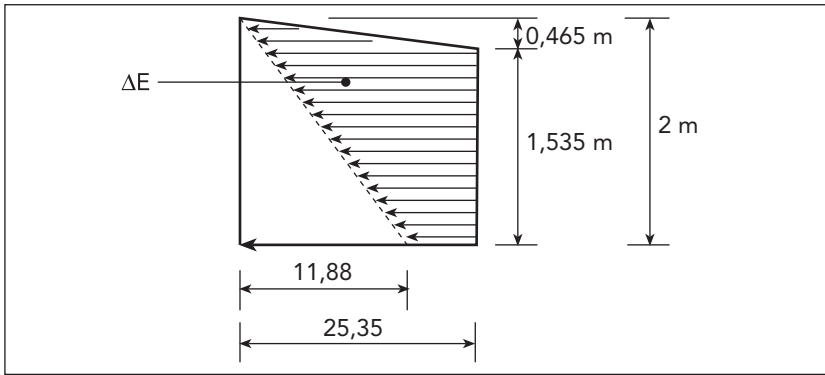


Figura 18

para $H = 3$ m:

$$pa = Ka \cdot \gamma \cdot H = 0,33 \times 18 \times 3 = 17,82 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 3^2 = 26,73 \text{ kN/m}$$

$$\Delta E = \left(\frac{3 + 2,535}{2} \times 25,35 - 26,73 \right) = 43,426 \text{ kN/m} = 43,43 \text{ kN/m}$$

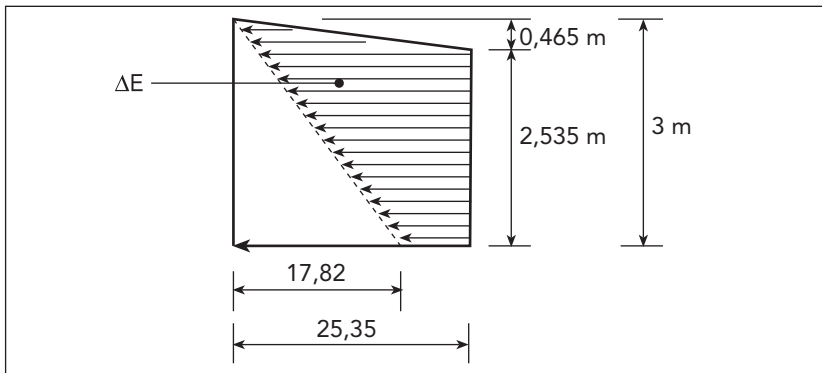


Figura 19

para $H = 5$ m:

$$pa = Ka \cdot \gamma \cdot H = 0,33 \times 18 \times 5 = 29,7 \text{ kN/m}^2$$

$$Ea = \frac{1}{2} \cdot Ka \cdot \gamma \cdot H^2 = \frac{1}{2} \times 0,33 \times 18 \times 5^2 = 74,25 \text{ kN/m}$$

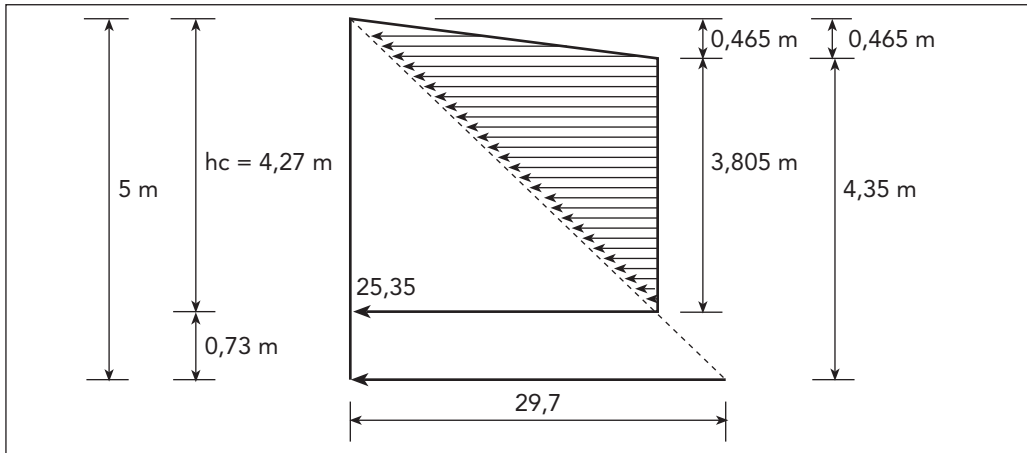


Figura 20

Vemos por esse exemplo que, para pequenas aluras, os valores de empuxo, devido à compactação, são bastante importantes.

1.6 – EMPUXOS DEVIDOS A CARGAS ESPECIAIS

1.6.1 – Empuxos devidos a cargas distribuídas na superfície

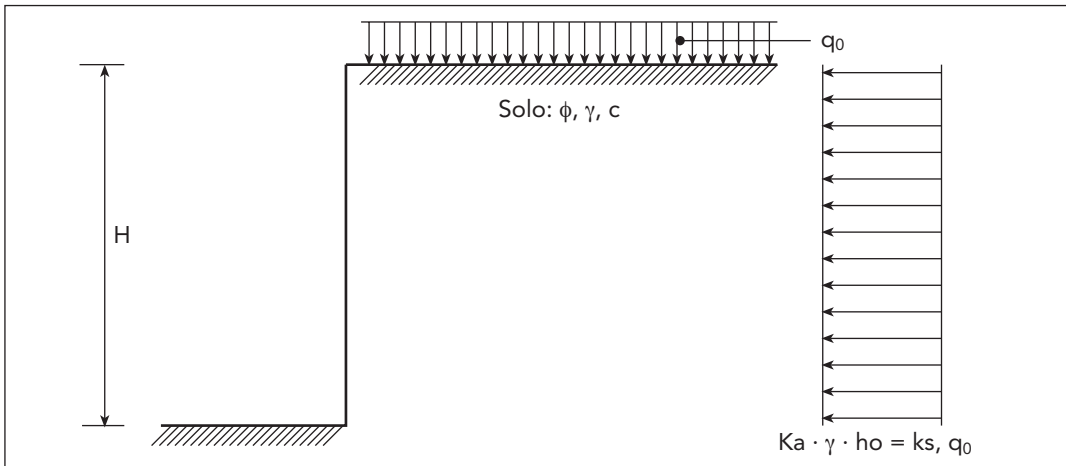


Figura 21

$$ho = \frac{q_0}{\gamma} \quad o = Ka \cdot \gamma \cdot ho = Ka \cdot q_0$$

Exemplo:

Para $q_0 = 20 \text{ kN/m}^2$ $H = 5 \text{ m}$ $\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$ $\phi = 30^\circ$ $Ka = 0,33$ $c = 0$

$$h_0 = \frac{20}{18} = 1,11 \text{ m} \quad Ka \cdot q_0 = 0,33 \times 20 = 6,6 \text{ kN/m}^2$$

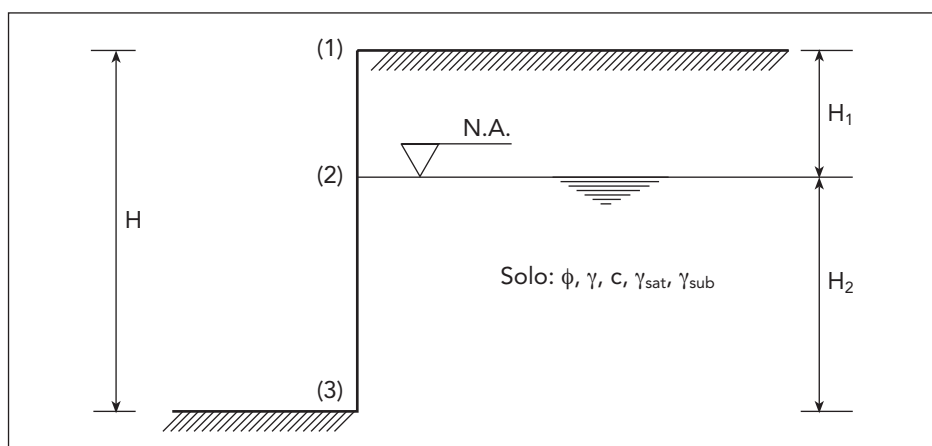
1.6.2 – Empuxos devidos à água no solo: (N.A.) (Nível d'água)

Figura 22

Pressões verticais efetivas

$$\sigma v1 = 0$$

$$\sigma v2 = \gamma \cdot H1$$

$$\sigma v3 = \gamma \cdot H1 + \gamma_{sub} \cdot H2$$

Pressões horizontais

$$p1 = Ka \cdot \sigma v1 - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

$$p2 = Ka \cdot \gamma \cdot H1 - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

$$p3 = Ka \cdot \gamma \cdot H1 + Ka \cdot \gamma_{sub} \cdot H2 - 2 \cdot C \cdot \sqrt{Ka}$$

Pressões hidrostáticas

$$pw1 = 0$$

$$pw2 = 0$$

$$pw2 = h2$$

Diagrama de pressões

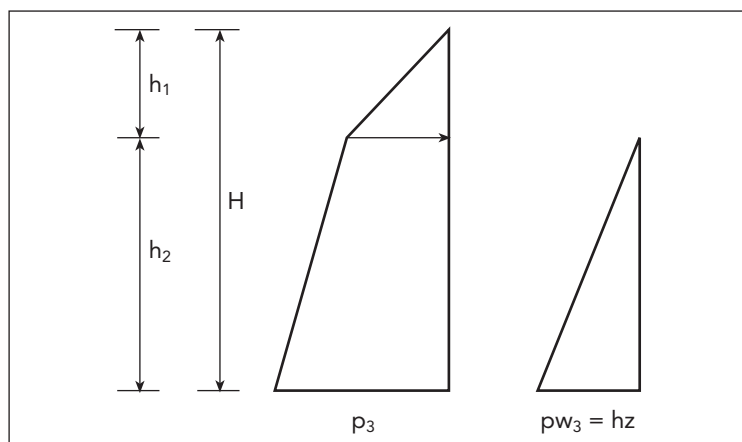


Figura 23

Exemplo:

Calcular o diagrama de pressão:

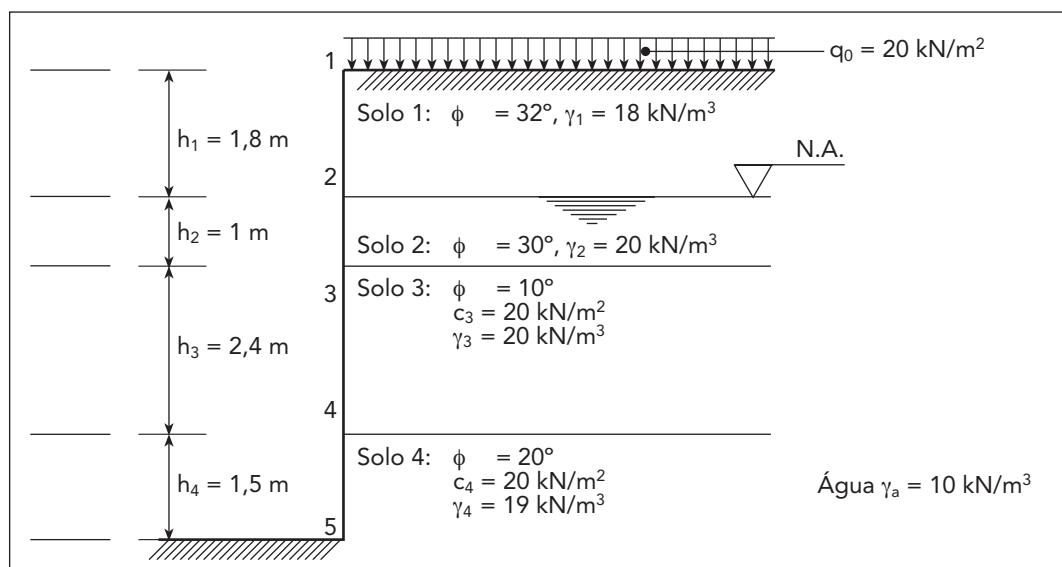


Figura 24

a) Pressões verticais efetivas

$$\sigma v_1 = p_1 = 20 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma v_2 = p_2 = p_1 + \gamma_1 \cdot H_1 = 20 + 18 \times 1,8 = 52,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma v_3 = p_3 = p_2 + (\gamma_2 - \gamma a) \cdot h_2 = 52,4 + (20 - 10) \times 1 = 62,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma v_4 = p_4 = p_3 + (\gamma_3 - \gamma a) \cdot h_3 = 62,4 + (20 - 10) \times 2,4 = 86,4 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma v_5 = p_5 = p_4 + (\gamma_4 - \gamma a) \cdot h_4 = 86,4 + (19 - 10) \times 1,5 = 99,9 \text{ kN/m}^2$$

b) Coeficiente de empuxo ativo (Rankine)

$$\text{solo 1: } \phi = 32^\circ \rightarrow Ka_1 = 0,3073$$

$$\text{solo 2: } \phi = 30^\circ \rightarrow Ka_2 = 0,3333$$

$$\text{solo 3: } \phi = 10^\circ \rightarrow Ka_3 = 0,7041 \quad \text{e} \quad \sqrt{Ka_3} = \sqrt{0,7041} = 0,8391$$

$$\text{solo 4: } \phi = 20^\circ \rightarrow Ka_4 = 0,4903 \quad \text{e} \quad \sqrt{Ka_4} = \sqrt{0,4903} = 0,7002$$

c) Empuxos horizontais do solo

Solo 1:

$$Ka_1 \cdot p_1 = 0,3073 \times 20 = 6,146 \text{ kN/m}^2$$

$$Ka_1 \cdot p_2 = 0,3073 \times 52,4 = 16,102 \text{ kN/m}^2$$

Solo 2:

$$Ka_2 \cdot p_2 = 0,3333 \times 52,4 = 17,465 \text{ kN/m}^2$$

$$Ka_2 \cdot p_3 = 0,3333 \times 62,4 = 20,798 \text{ kN/m}^2$$

Solo 3:

$$Ka_3 \cdot p_3 - 2 \cdot C_3 \cdot \sqrt{Ka_3} = 0,7041 \times 62,4 - 2 \times 20 \times 0,8391 = 10,37 \text{ kN/m}^2$$

$$Ka_3 \cdot p_4 - 2 \cdot C_3 \cdot \sqrt{Ka_3} = 0,7041 \times 86,4 - 2 \times 20 \times 0,8391 = 27,27 \text{ kN/m}^2$$

Solo 4:

$$Ka_4 \cdot p_4 - 2 \cdot C_4 \cdot \sqrt{Ka_4} = 0,4903 \times 86,4 - 2 \times 20 \times 0,7002 = 14,35 \text{ kN/m}^2$$

$$Ka_4 \cdot p_5 - 2 \cdot C_4 \cdot \sqrt{Ka_4} = 0,4903 \times 99,9 - 2 \times 20 \times 0,7002 = 20,97 \text{ kN/m}^2$$

d) Pressões hidrostáticas

$$pw_1 = 0$$

$$pw_2 = 0$$

$$pw_3 = \gamma a \cdot h_2 = 10 \cdot 1 = 10 \text{ kN/m}^2$$

$$pw_4 = pw_3 + \gamma a \cdot h_3 = 10 + 10 \times 2,4 = 34 \text{ kN/m}^2$$

$$pw_5 = pw_4 + \gamma a \cdot h_4 = 34 + 10 \times 1,5 = 49 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

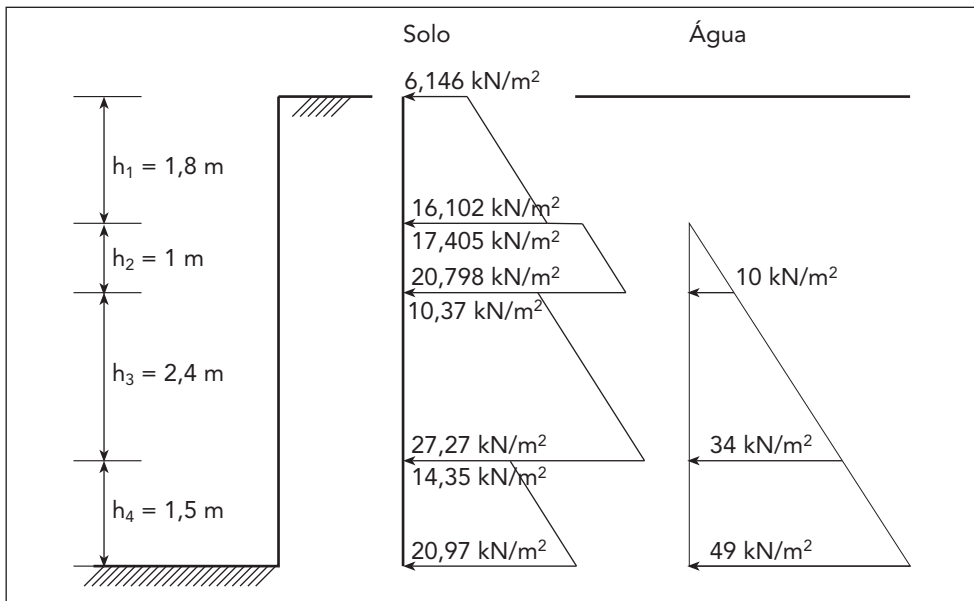


Figura 25

1.6.3 – Cargas concentradas

As pressões laterais, usando a Teoria da Elasticidade e com testes de Spangler e Wickle (1956), são apresentadas a seguir:

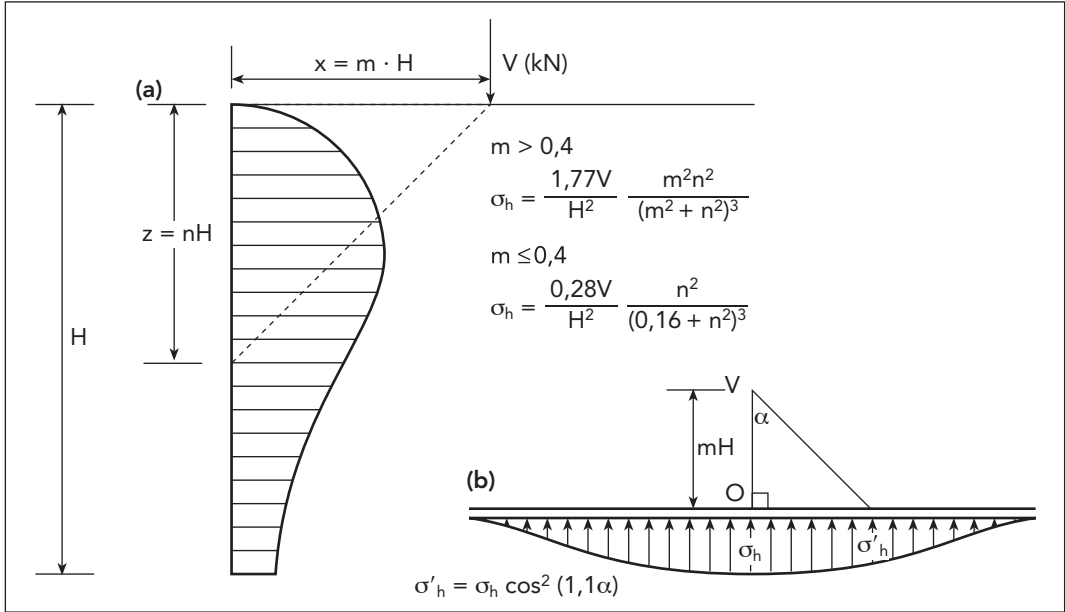


Figura 26

Exemplo:

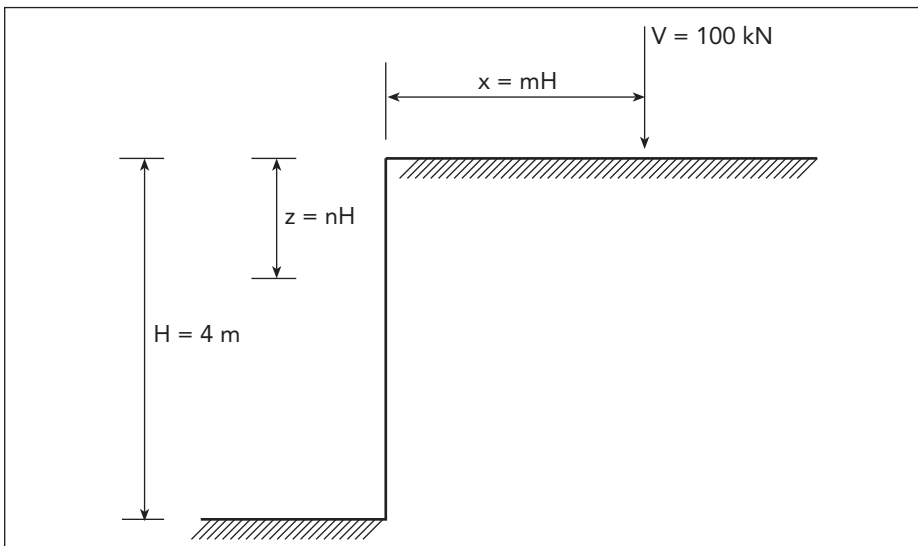


Figura 27

a) Para $m = 0,3 \rightarrow x = 0,3 \cdot 4 = 1,2$ m usaremos a equação para $m \leq 0,4$

$$\sigma h = \frac{0,28 \cdot V}{H^2} \cdot \frac{n^2}{(0,16 + n^2)^3}$$

$$n = 0,2 \rightarrow \sigma h = \frac{0,28 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,2^2}{(0,16 + 0,2^2)^3} = 8,75 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,4 \rightarrow \sigma h = \frac{0,28 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,4^2}{(0,16 + 0,4^2)^3} = 8,55 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,6 \rightarrow \sigma h = \frac{0,28 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,6^2}{(0,16 + 0,6^2)^3} = 4,48 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,8 \rightarrow \sigma h = \frac{0,28 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,8^2}{(0,16 + 0,8^2)^3} = 2,19 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 1,0 \rightarrow \sigma h = \frac{0,28 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{1^2}{(0,16 + 1^2)^3} = 1,12 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

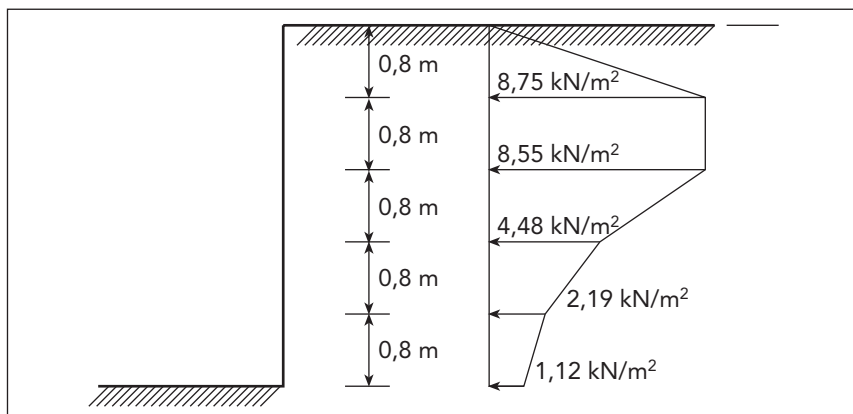


Figura 28

b) Para $m = 0,5 \rightarrow x = 0,5 \cdot 4 = 2,0$ m usaremos a fórmula $m > 0,4$

$$\sigma h = \frac{1,77 \cdot V}{H^2} \cdot \frac{m^2 \cdot n^2}{(m^2 + n^2)^3}$$

$$\text{para } n = 0,2 \rightarrow \sigma h = \frac{1,77 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,2^2}{(0,5^2 + 0,2^2)^3} = 4,53 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,4 \rightarrow \sigma h = \frac{1,77 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,4^2}{(0,5^2 + 0,4^2)^3} = 6,42 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,6 \rightarrow \sigma h = \frac{1,77 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,6^2}{(0,5^2 + 0,6^2)^3} = 4,38 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,8 \rightarrow \sigma h = \frac{1,77 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,8^2}{(0,5^2 + 0,8^2)^3} = 1,99 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 1,0 \rightarrow \sigma h = \frac{1,77 \cdot 100}{4^2} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 1^2}{(0,5^2 + 1^2)^3} = 1,42 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

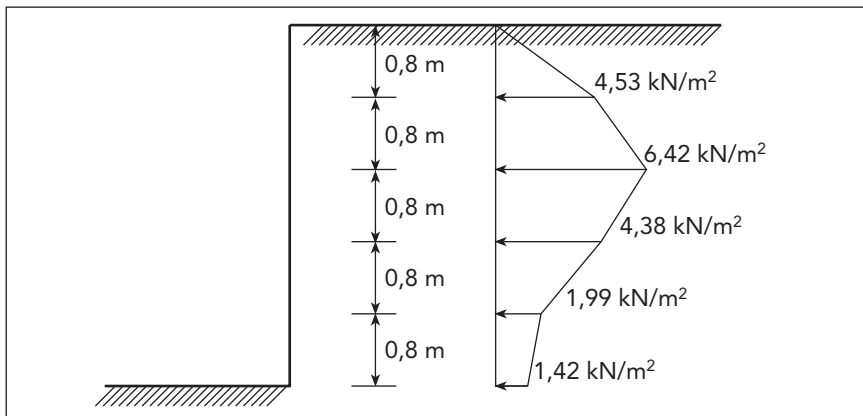


Figura 29

1.6.4 – Cargas lineares

As pressões laterais, usando a Teoria da Elasticidade e com testes de Terzaghi (1954), são apresentadas a seguir:

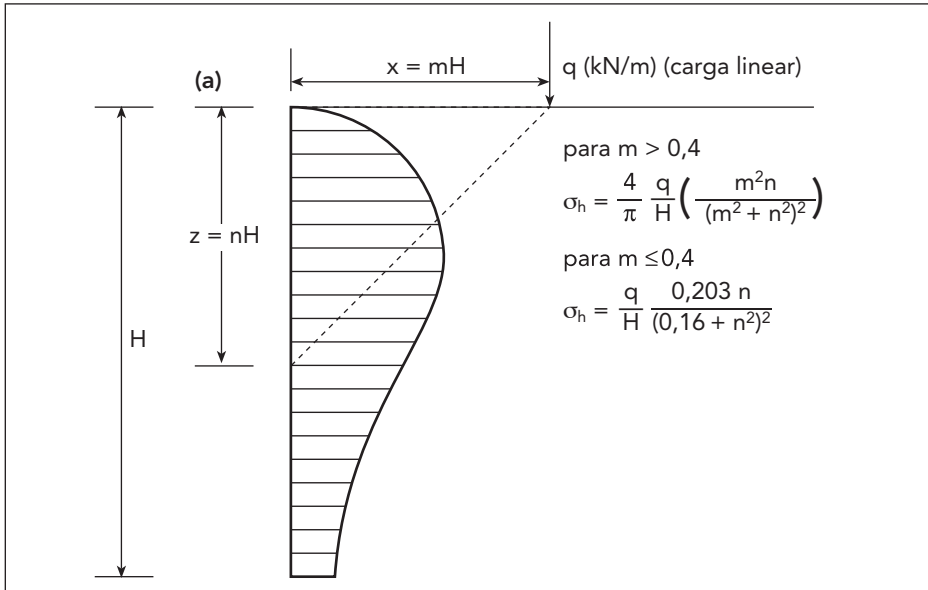


Figura 30

Exemplo:

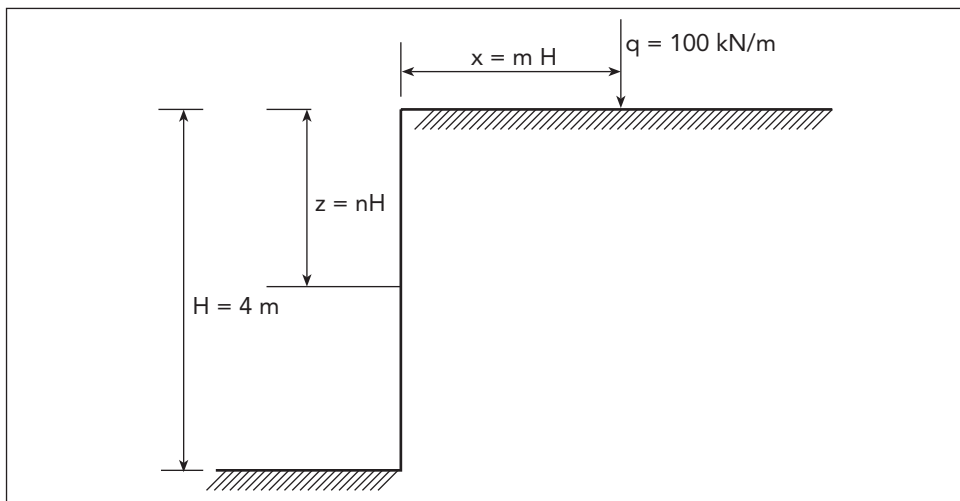


Figura 31

a) Para $m = 0,3 \rightarrow x = 0,3 \cdot 4 = 1,2$ m usaremos a equação para $m \leq 0,4$

$$\sigma h = \frac{q}{H} \cdot \frac{0,203 \cdot n}{(0,16 + n^2)^2}$$

$$n = 0,2 \rightarrow \sigma h = \frac{100}{4} \cdot \frac{0,203 \cdot 0,2}{(0,16 + 0,2^2)^2} = 25,37 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,4 \rightarrow \sigma h = \frac{100}{4} \cdot \frac{0,203 \cdot 0,4}{(0,16 + 0,4^2)^2} = 19,82 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,6 \rightarrow \sigma h = \frac{100}{4} \cdot \frac{0,203 \cdot 0,6}{(0,16 + 0,6^2)^2} = 11,26 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 0,8 \rightarrow \sigma h = \frac{100}{4} \cdot \frac{0,203 \cdot 0,8}{(0,16 + 0,8^2)^2} = 6,34 \text{ kN/m}^2$$

$$n = 1,0 \rightarrow \sigma h = \frac{100}{4} \cdot \frac{0,203 \cdot 1}{(0,16 + 1^2)^2} = 3,77 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

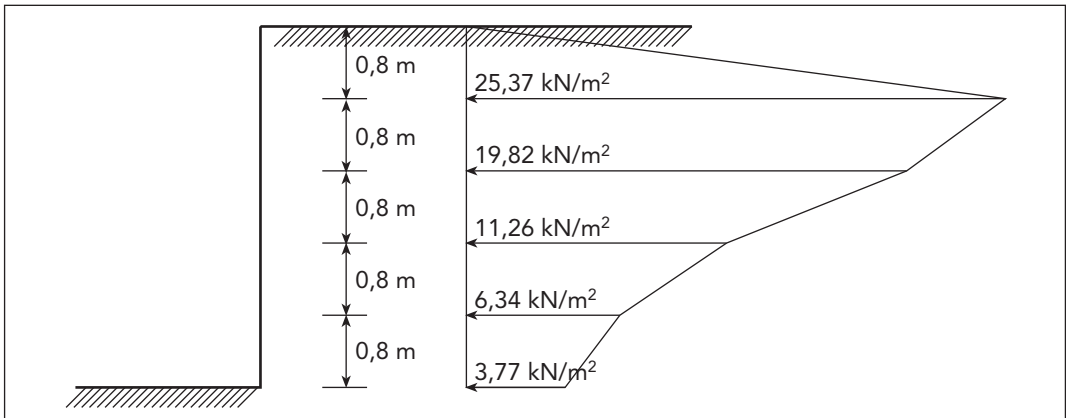


Figura 32

b) Para $m = 0,5 \rightarrow x = 0,5 \cdot 4 = 2$ m usaremos a equação $m > 0,4$

$$\sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{q}{H} \cdot \frac{m^2 \cdot n}{(m^2 + n^2)^2}$$

$$\text{para } n = 0,2 \rightarrow \sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{100}{4} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,2}{(0,5^2 + 0,2^2)^2} = 18,92 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,4 \rightarrow \sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{100}{4} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,4}{(0,5^2 + 0,4^2)^2} = 18,93 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,6 \rightarrow \sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{100}{4} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,6}{(0,5^2 + 0,6^2)^2} = 12,3 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 0,8 \rightarrow \sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{100}{4} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 0,8}{(0,5^2 + 0,8^2)^2} = 8,04 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{para } n = 1,0 \rightarrow \sigma_h = \frac{4}{\pi} \cdot \frac{100}{4} \cdot \frac{0,5^2 \cdot 1}{(0,5^2 + 1^2)^2} = 5,09 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

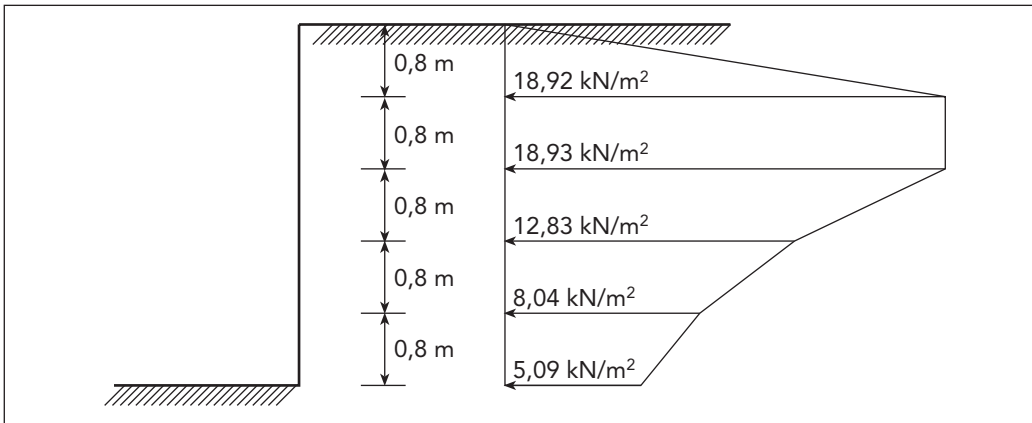


Figura 33

1.6.5 – Carga tipo sapata corrida

As pressões laterais, usando a Teoria da Elasticidade e com testes de Therzaghi (1943), são apresentadas a seguir: cargas do tipo rodovia, ferrovia, aterro sobre a superfície do terreno, paralelo ao muro de contenção.

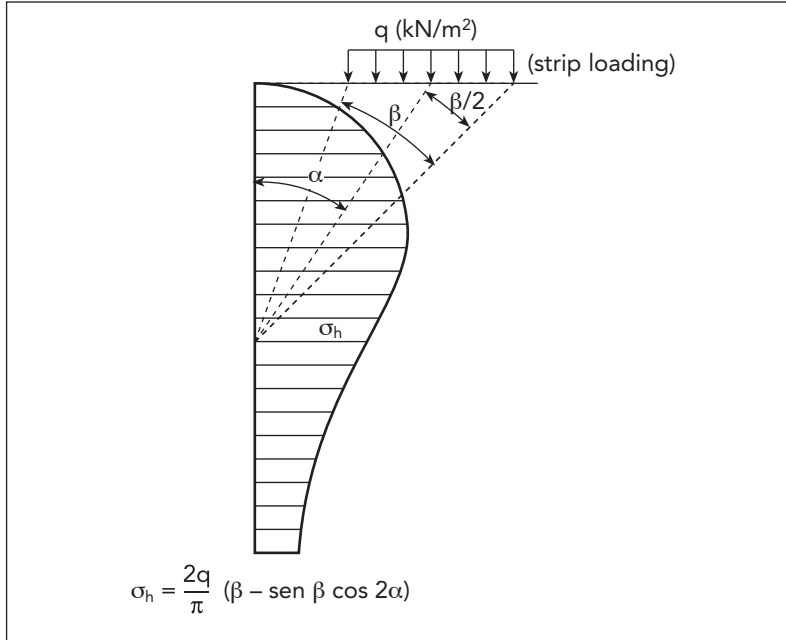


Figura 34

Exemplo:

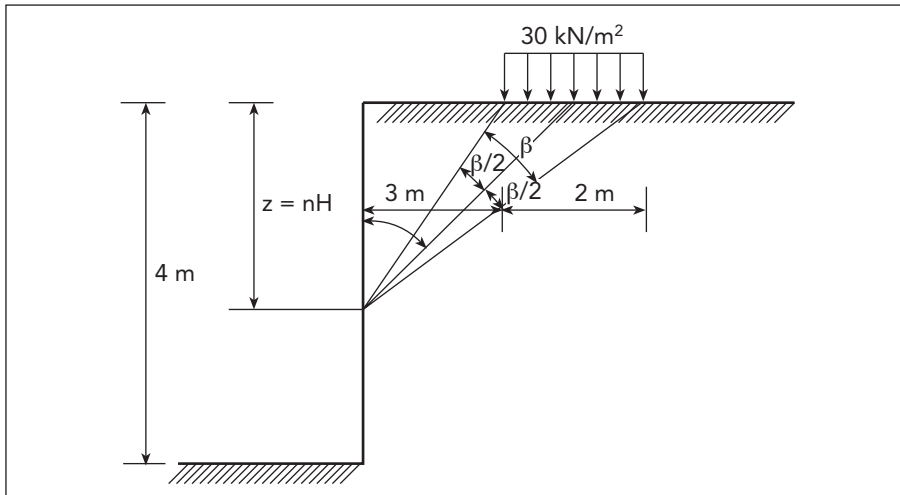


Figura 35

$$\sigma h = \frac{2q}{\pi} (\beta - \sin \beta \cos 2\alpha)$$

$$n = 0,2 \rightarrow z = 0,2 \cdot 4 = 0,8 \text{ m}$$

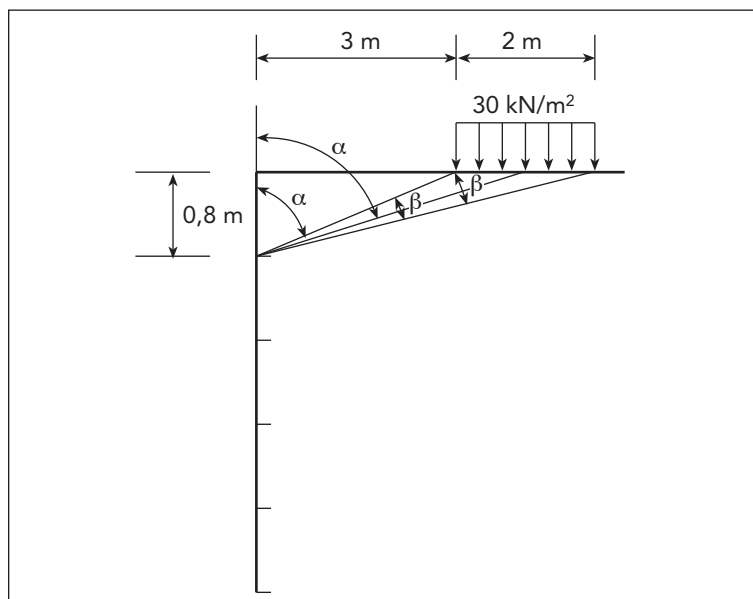


Figura 36

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3+1}{0,8} = 5$$

$$\alpha = \arctg 5 = 1,372 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{5}{0,8} = 6,25$$

$$\alpha + \frac{\beta}{2} = 1,4121 \rightarrow \beta = 0,0795 \text{ rad}$$

$$\sigma h = \frac{2 \cdot 30}{\pi} (0,0795 - \sin (0,0795) \cdot \cos (2 \cdot 1,3724)) = 2,92 \text{ kN/m}^2$$

para $n = 0,4 \rightarrow z = 0,4 \cdot 4 = 1,6 \text{ m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3+1}{1,6} = 2,5 \rightarrow \alpha = 1,103 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{5}{1,6} = 3,125$$

$$\alpha + \frac{\beta}{2} = 1,2611 \rightarrow \beta = 0,1416 \text{ rad}$$

$$\sigma h = \frac{2 \cdot 30}{\pi} (0,1416 - \operatorname{sen}(0,1416) \cdot \cos(2 \cdot 1,103)) = 4,65 \text{ kN/m}^2$$

para $n = 0,6 \rightarrow z = 0,6 \cdot 4 = 2,4 \text{ m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3+1}{2,4} = 1,6667 \rightarrow \alpha = 1,0304 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{5}{2,4} = 2,08$$

$$\alpha + \frac{\beta}{2} = 1,1233 \rightarrow \beta = 0,1858 \text{ rad}$$

$$\sigma h = \frac{2 \cdot 30}{\pi} (0,1858 - \operatorname{sen}(0,1858) \cdot \cos(2 \cdot 1,0304)) = 4,96 \text{ kN/m}^2$$

para $n = 0,8 \rightarrow z = 0,8 \cdot 4 = 3,2 \text{ m}$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3+1}{3,2} = 1,25 \rightarrow \alpha = 0,8961 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{5}{3,2} = 1,5625 \rightarrow 2 + \frac{\beta}{2} = 1,0015$$

$$\beta = 0,2108 \text{ rad}$$

$$\sigma h = \frac{2 \cdot 30}{\pi} (0,2108 - \operatorname{sen}(0,2108) \cdot \cos(2 \cdot 0,8961)) = 4,90 \text{ kN/m}^2$$

para $n = 1 \rightarrow z = 4$

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{3+1}{4} = 1 \rightarrow \alpha = 0,7854 \text{ rad}$$

$$\operatorname{tg} \left(\alpha + \frac{\beta}{2} \right) = \frac{5}{4} = 1,25 \rightarrow \alpha + \frac{\beta}{2} = 0,8961$$

$$\beta = 0,2213 \text{ rad}$$

$$\sigma h = \frac{2 \cdot 30}{\pi} (0,2213 - \operatorname{sen}(0,2213) \cdot \cos(2 \cdot 0,7854)) = 4,23 \text{ kN/m}^2$$

Diagrama de pressões:

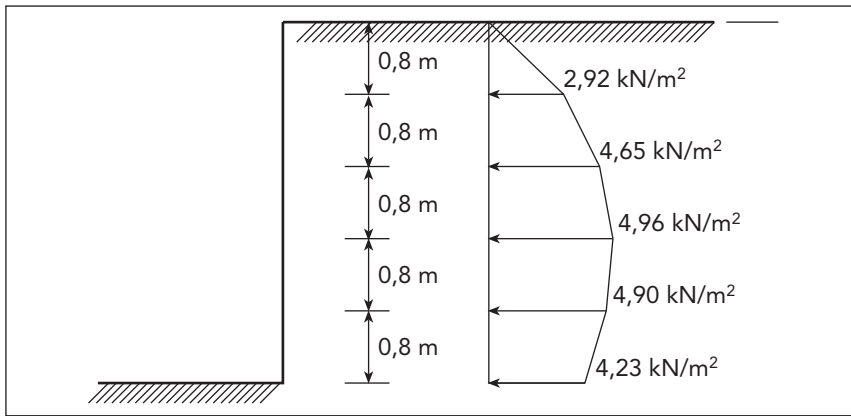


Figura 37