

# FUTURE

ENGENHARIA PARA ALÉM DA TÉCNICA

## CONTENÇÃO DA ENCOSTA DA RUA DA GAZETA)

RUA CAPITÃO SAMUEL LINS, FAROL, CEP:57.051-130 –  
MACEIÓ - AL

## MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO



## CONTENÇÃO DA ENCOSTA DA RUA DA GAZETA)

RUA CAPITÃO SAMUEL LINS, FAROL, CEP:57.051-130 – MACEIÓ

### Histórico do Documento

Revisão	Descrição	Editado	Verificado	Autorizado	Data
00	MEMORIAL DESCRITIVO E DE CÁLCULO				01-06-2022

FUTURE ATP, S.A.  
Sede – Alameda Santos, 745, Conj. 111/112  
Cerqueira César – CEP 01419-001  
São Paulo, Brasil  
Tel: +55 11 3266 2769

Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CRA 20468630-0  
OAB Nacional

Qualihab CDHU

Certificado  
NBR ISO 9001  
BRTUV

## Índice

### Capítulos

1.DADOS CADASTRAIS DO PROJETO.....	4
2.INTRODUÇÃO.....	5
3. DOCUMENTOS RECEBIDOS.....	5
4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA .....	5
5. METODOLOGIA .....	6
5.1 PARÂMETROS ADOTADOS .....	6
6. MEMÓRIA DE CÁLCULO .....	11
7. JUSTIFICATIVA PARA ESCOLHA DA SOLUÇÃO .....	27
8. MEMORIAL DESCRITIVO .....	28
8.1.MUROS DE CONTENÇÃO .....	28
9. DRENAGEM .....	30
9.1. DRENAGEM INTERNA .....	30
9.2. DRENAGEM SUPERFICIAL .....	31
10. RECOMENDAÇÕES.....	32

Ramón Lúcio B. do Amaral  
Engenheiro Civil  
Registro Nacional

## 1. DADOS CADASTRAIS DO PROJETO

**RAZÃO SOCIAL:** CONTENÇÃO DA ENCOSTA DO MIRANTE SANTA TERESINHA

**NOME FANTASIA:** MUROS DE CONTENÇÃO

**ENDEREÇO:** RUA CAPITÃO SAMUEL LINS, FAROL – MACEIÓ/AL

**CEP:**57051-130

**CNPJ:**35.467.604/0001-27

**Responsável Legal:**Prefeitura Municipal de Maceió

**Responsabilidade Técnica pelo Projeto Estrutural:**


Ramon Lucio Barros de Albuquerque

**CREA Nacional:** 020468630-0

---

Responsável Legal

Prefeitura Municipal de Maceió

  
\_\_\_\_\_  
Responsável Técnico pelo Projeto Estrutural

**Ramon Lucio Barros de Albuquerque**

**CREA NACIONAL: 020468630-0**

## 2. INTRODUÇÃO

O presente documento tem por objetivo complementar a documentação técnica do projeto, apresentando as características e condicionantes do projeto de drenagem superficial da encosta do mirante Santa Teresinha (CESMAC)

O objetivo deste memorial é estabelecer as diretrizes básicas que devem ser seguidas para a execução da solução de drenagem proposta, dissertando sobre aspectos técnicos e características que definiram a configuração final do projeto em questão.

Nesse contexto, serão aqui apresentadas as características principais da proposta, assim como os critérios e parâmetros utilizados.

## 3. DOCUMENTOS RECEBIDOS

NOME DO ARQUIVO	ASSUNTO
CESMACBARREIRA – MIRANTE CESMAC R01-model.dwg	Levantamento topográfico
CESMACBARREIRA – MIRANTE CESMAC R01-model.kmz	Localização no Google Earth

## 4. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

DOCUMENTOS
ABNT NBR 11682 – Estabilidade de taludes
Manual Técnico de Encostas – Drenagem e proteção superficial – Volume 2 (1999)
Manual Técnico de Encostas – Ancoragens e Grampos – Volume 4 (1999)
DNER-ME 080 – Solos- Análise granulométrica por peneiramento
DNER-ME 082 – Solos – Determinação do limite de plasticidade
DNER-ME 49 – Solos – Determinação do Índice de Suporte Califórnia utilizando amostras não trabalhadas
DNER-ME 129 – Solos – Compactação utilizando amostras não trabalhadas

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020408330-0  
Registro Nacional



## 5. METODOLOGIA

### 5.1 PARÂMETROS ADOTADOS

Os ensaios disponibilizados para determinação dos parâmetros geotécnicos estão listados abaixo.

- Sondagem a percussão (SPC);
- Ensaio de cisalhamento do solo

O ensaio de cisalhamento direto (Direct Shear Test) consiste na determinação da resistência ao corte (cisalhamento) de uma amostra de solo drenado. O equipamento para a realização do ensaio de cisalhamento direto tem como propósito determinar os parâmetros de coesão do solo e ângulo de atrito interno.

Os parâmetros obtidos pelo equipamento permitem determinar a resistência ao cisalhamento do solo que é de fundamental importância para projetos de engenharia que visam o desenvolvimento de projetos de contenções, fundações e taludes.

Para sondagem, o furo é iniciado com emprego de trado até o primeiro metro, seguindo-se a instalação de tubo de revestimento dotado de sapata cortante, o avanço da perfuração se dá através do próprio trado, quando isto é viável, ou pela circulação de água, empregando-se o trépano padronizado para esta finalidade. A composição de perfuração é constituída por tubos de aço com diâmetro nominal interno de 25mm e massa teórica de 3,23kg/m. O amostrador padrão, com corpo bipartido, tem diâmetro externo de 50,8mm e interno de 34,9mm. O martelo para cravação consiste de uma massa de ferro de 65Kg, de forma cilíndrica, dotado de um coxim de madeira na parte inferior.

Os ensaios de resistência à penetração dinâmica são realizados conforme procedimento recomendado pela norma NBR 6484/2020, mediante a cravação do amostrador padrão tipo Raymond. Posicionado o amostrador no fundo do furo e estacionado o martelo no topo das hastes de perfuração, é cravado um total de 0,45m dividido em três seguimentos iguais de 0,15m. Para efetuar a penetração do amostrador, o martelo é erguido até a altura de 0,75m, com quedas livres e sucessivas.

O lençol freático é sempre verificado, com o objetivo de medir-se o nível de ocorrência. Esta medida é feita através de medidor eletrônico de nível d'água e os resultados dessas determinações são apresentados nos perfis de sondagem. As Amostras são colhidas a cada metro de profundidade, acondicionada em recipientes apropriados e devidamente identificadas para posterior identificação tátil visual. Permanecem à disposição do cliente, até 60 dias a partir da data do presente relatório. Após esse período deverão ser descartadas. Abaixo, segue os resultados da sondagem:

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CRB 00168630-0  
Registro Profissional

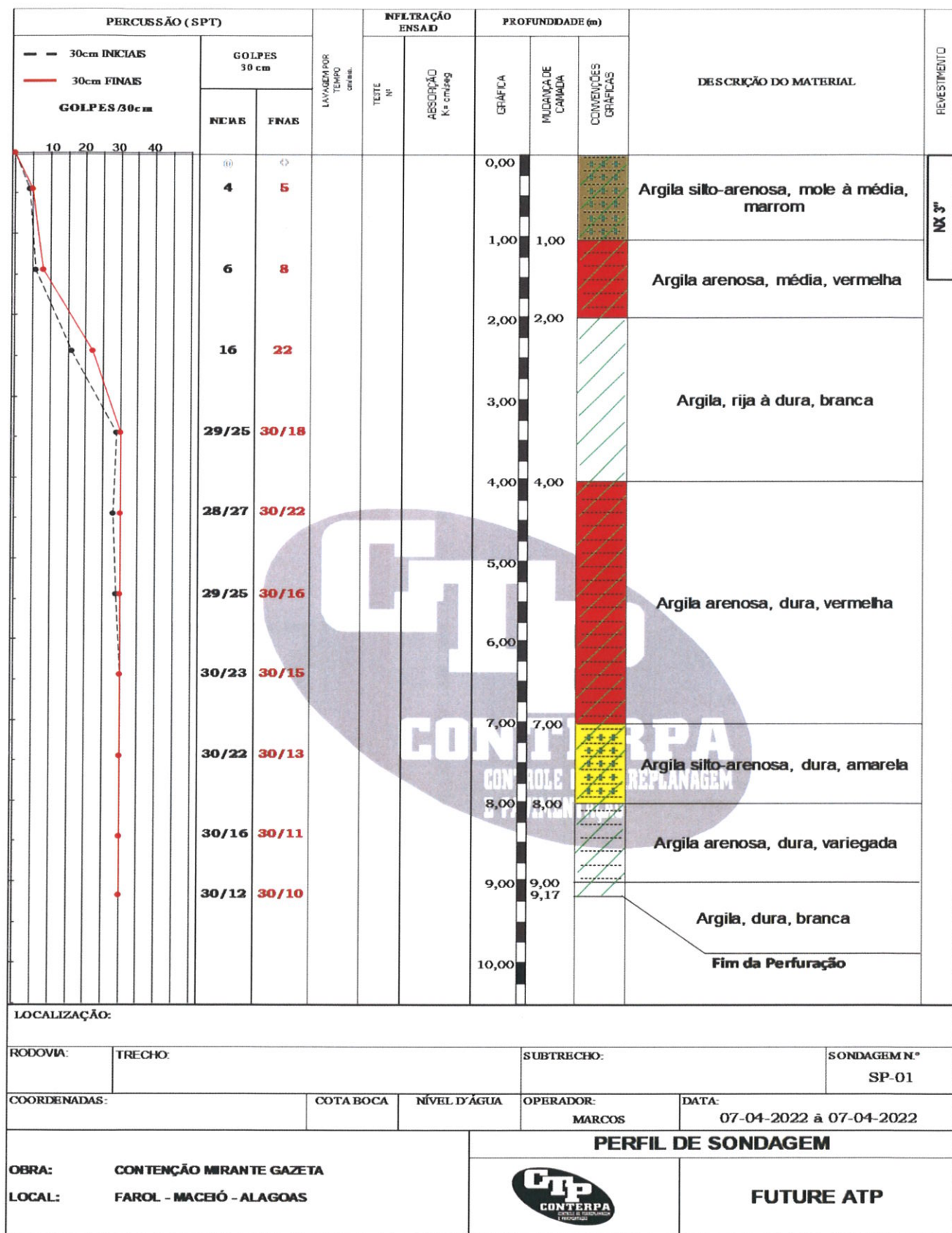


Figura 1: resultados do primeiro furo de sondagem



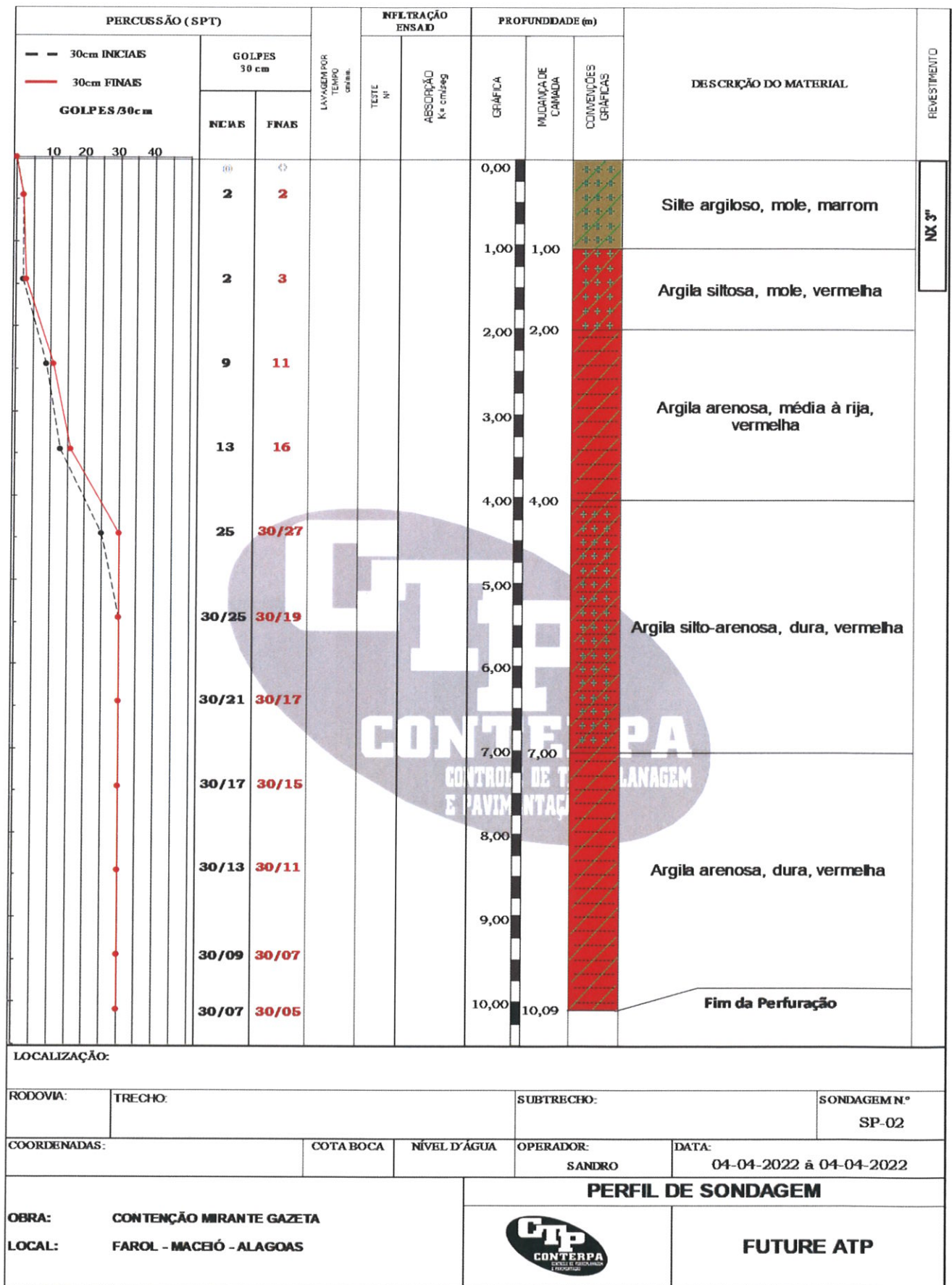


Figura 2: resultados do segundo furo de sondagem



Ao analisar o ensaio dos furos de sondagem, percebe – se que a camada mais resistente do solo se encontra entre 2 a 4m.

Em contra ponto, foi disponibilizado também o ensaio de cisalhamento do solo.

O **Cisalhamento** nada mais é do que o ato de cortar ou de causar deformação. Podemos definir a resistência ao cisalhamento do solo como a máxima tensão cisalhante que o solo pode resistir sem sofrer ruptura das massas, ou uma combinação das tensões normal e tangencial que podem produzir alterações plásticas na massa de solo e até o deslocamento de umas partículas relacionada às outras.

A **Resistência** ao cisalhamento envolve dois elementos:

- **Atrito:** Força de contato que atua quando dois corpos se colidem e tendem a se movimentar. Uma parte da resistência relacionada ao atrito pode ser demonstrada com o atrito entre grãos e também com o problema de deslizamento de um corpo sobre uma área plana horizontal.
- **Coesão:** Força de atração entre os átomos e moléculas que resiste que um corpo quebre. A atração química entre as partículas pode provocar a existência de uma coesão real.

A lei utilizada é a lei de **Mohr-Coulomb**, que possui a expressão:

$$\tau = c + (\sigma - u) \operatorname{tg} \phi$$

onde:

$\tau$  - resistência ao cisalhamento

$c$  - coesão

$\sigma$  - tensão normal ao plano de cisalhamento

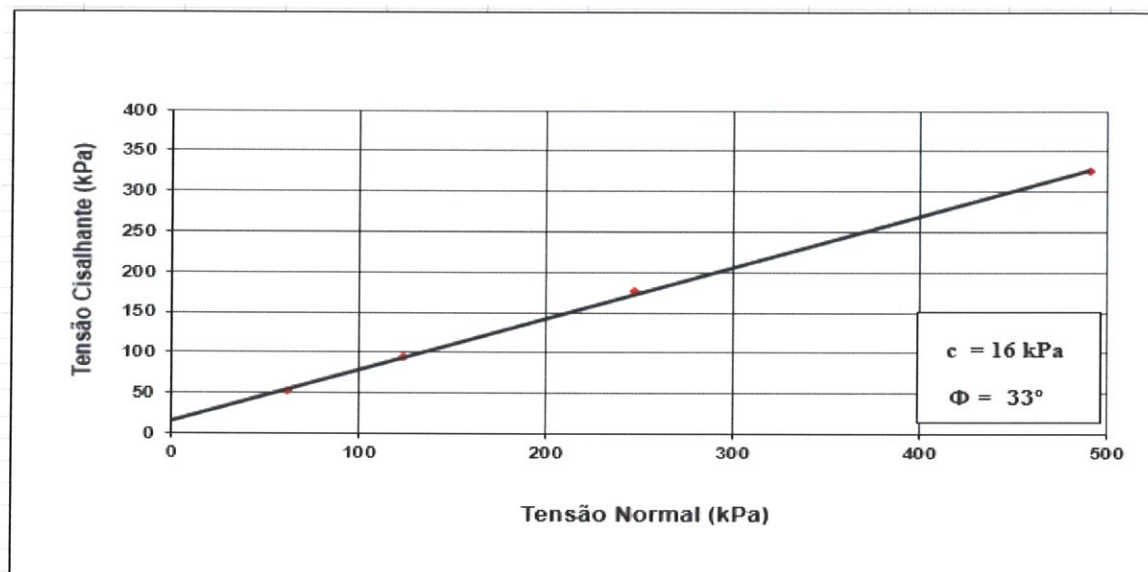
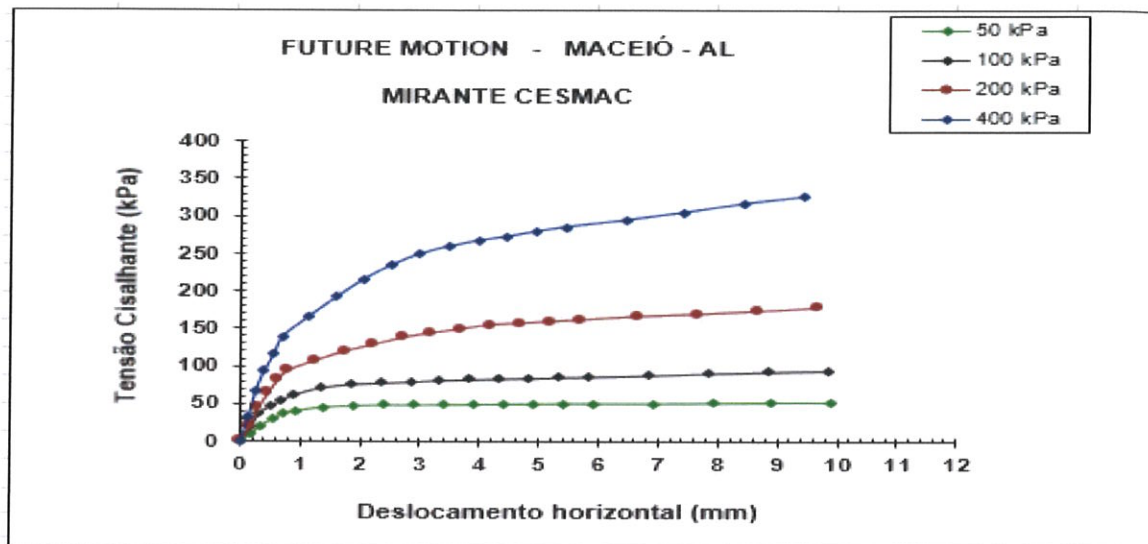
$u$  - pressão neutra ou pressão nos poros

$\phi$  - ângulo de atrito interno

Figura 3: formulário para calculo da resistência ao cisalhamento

Mediante a essas análises, possuímos o resultado de laboratório, que será anexado abaixo:

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 028488631-0  
Registro Profissional



Figuras 4 e 5: resultados do ensaio de cisalhamento em laboratório

FIGURA – 4 - ENSAIO DE CISALHAMENTO - FUTURE MOTION - MACEIÓ - AL

AMOSTRA: MIRANTE CESMAC - CONDIÇÃO: INUNDADO

**PESO ESPECÍFICO NATURAL ÚMIDO = 16,20 kN/m³**      **UMIDADE INICIAL = 20,0%**

Fica claro, portanto, que os resultados mostram que o solo possui uma boa resistência para corte e retaludamento da região.

Ramón Lúcio de Almeida Albuquerque  
Engenheiro  
CREA: 026/2010  
Registro Nacional

## 6. MEMÓRIA DE CÁLCULO

- Propriedades geométricas:

h1 =	4,00	m
h2 =	4,60	m
th =	0	m
tv =	0,00	m
b1 =	1,80	m
b2 =	1,80	m

- Propriedade dos materiais:

φ =	50,0	Graus
γsolo =	19,0	kN/m <sup>3</sup>
γalv =	22,0	kN/m <sup>3</sup>
σadm,solo =	2250,0	kN/m <sup>2</sup>
σadm,alv =	2200,0	kN/m <sup>2</sup>

- Verificação da estabilidade da Seção AA':

Peso do muro:

$$P_{muro} = \gamma_{alv} \cdot [h_1 \cdot t_h + (h_1 - t_v) \cdot t_h + (h_1 - 2t_v) \cdot t_h + (h_1 - 3t_v) \cdot t_h + \dots + (h_1 - nt_v) \cdot t_h]$$

$$P_{muro} = \gamma_{alv} \cdot \sum_0^n (h_1 - n \cdot t_v) \cdot t_h \quad ; \quad n = n^o \text{ de degraus} - 1$$

Uma maneira equivalente e mais simples de calcular o peso do muro acima da Seção AA' é fornecida pela equação logo abaixo:

$$P_{muro} = \frac{1}{2} (b_1 + t_h) \cdot h_1 \cdot \gamma_{alv}$$

Pmuro = 79,20 kN

**OBS.:** Todas as forças atuando no muro são calculadas para uma faixa com comprimento de 1 metro

Peso do solo:

$$P_{solo} = \frac{1}{2} (b_1 - t_h) \cdot (h_1 - t_v) \cdot \gamma_{solo}$$

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA 02068630-0  
Região Nacional





$$E = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[ \frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 \quad (\text{Fórmula do empuxo para solos não coesivos})$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a}$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) \quad ; \quad H = h + h_0$$

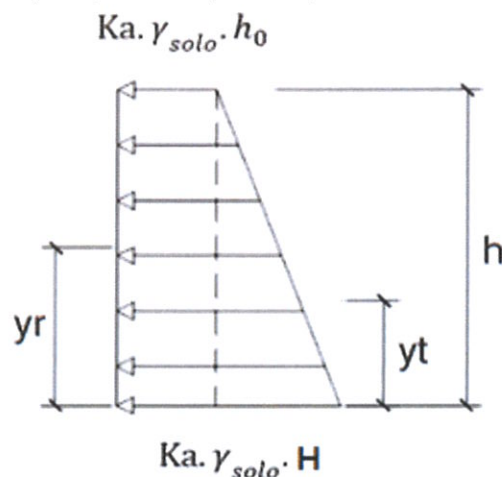
O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança. Além disso, foi desprezada a componente vertical do empuxo que surge devido ao atrito do solo com o muro.

Conforme mencionado anteriormente, as forças que atuam no muro são calculadas para uma faixa com comprimento de 1 metro

E = 20,67 kN

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra y, foi calculado em relação a Seção AA'



Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020466620-2  
Região Nacional

$$y_r. Ar = \frac{h}{2} (h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0}{2}$$

$$y_t. At = \frac{h}{3} \cdot \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$Ar = h \cdot Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0$$

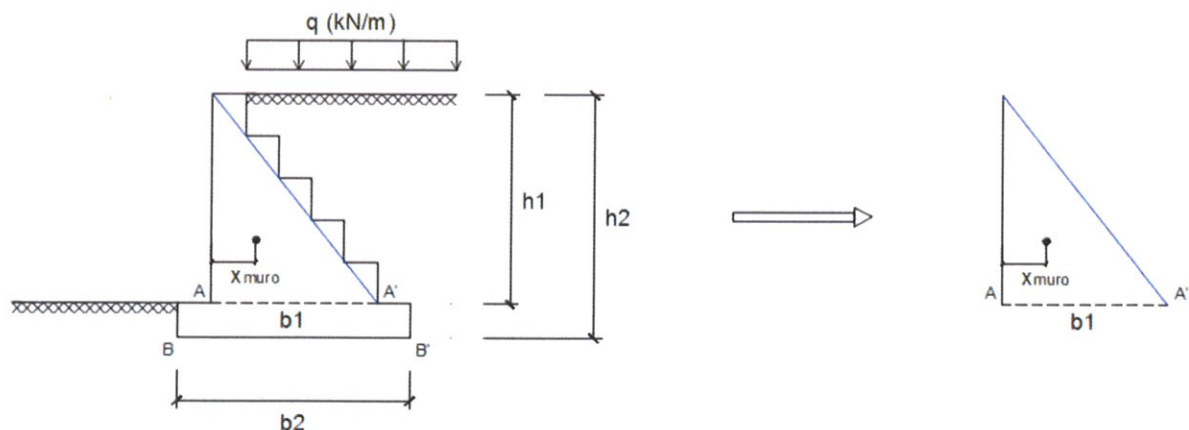
$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

h1 =	4,00	m
h0 =	0,05	m
H =	4,05	m
y =	1,35	m

Coordenada horizontal da linha de ação da força peso do muro acima da Seção AA':

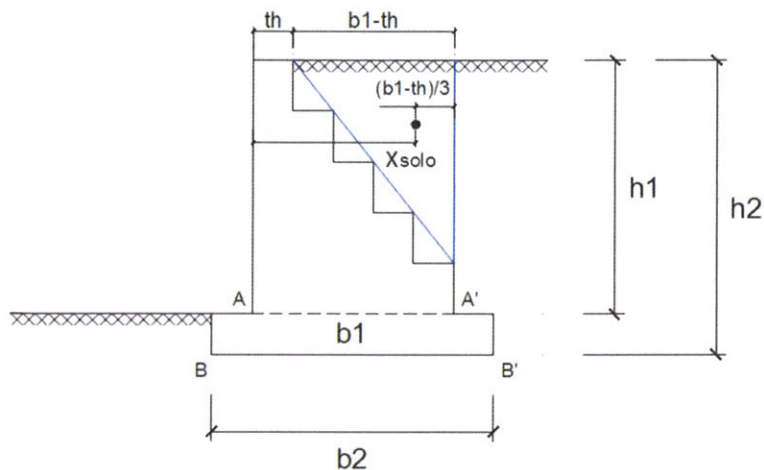


Conforme mostra a ilustração, a coordenada xmuro corresponde a aproximadamente 1/3 de b1  
xmuro = 0,60 m



**OBS.:** Coordenada medida em relação ao ponto A conforme mostra a ilustração

Coordenada horizontal da linha de ação da força peso do solo acima da Seção AA':



$$x_{solo} = b_1 - \frac{1}{3}(b_1 - t_h)$$

$x_{solo} =$  1,20 m

**OBS.:** Coordenada medida em relação ao ponto A conforme mostra a ilustração

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso do muro e a força peso do solo acima da Seção AA'. Esses momentos fletores foram calculados em relação ao ponto A (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P_{muro} \cdot x_{muro} + P_{solo} \cdot x_{solo}$$

$M_E =$  129,60 kNm

**OBS.:** Esse é um valor aproximado para o momento estabilizador

Cálculo do momento de tombamento:

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020468630-8  
Régistro Nacional

A única força que produz momento fletor que tende a tombar o muro é o empuxo do solo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto A

$$M_T = E \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$$E = 20,67 \quad \text{kN}$$

$$y = 1,35 \quad \text{m}$$

$$M_T = 27,91 \quad \text{kNm}$$

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro aplica na Seção AA'. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto A é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P_{muro} + P_{solo}$$

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

$$c = 0,69 \quad \text{m}$$

Cálculo da excentricidade da força resultante R:

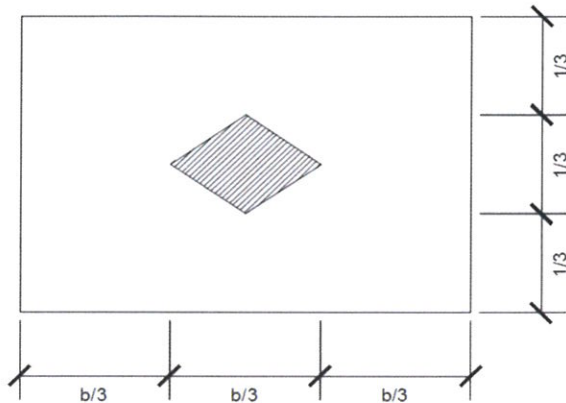
A excentricidade da força resultante R corresponde a distância dessa força até o centro da Seção AA'

$$e = \frac{b_1}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

$$e = 0,21 \quad \text{m}$$

Cálculo da tensão de compressão na Seção AA':



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na Seção AA' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que  $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	0,69	m
b/3 =	0,60	m
(2.b)/3 =	1,20	m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da Seção AA'

$$\sigma_1 = 139,68 \quad \text{kN/m}^2$$

1º Verificação:

Pelo menos metade da Seção AA' deve estar comprimida. Isso ocorre para  $b/6 \leq c \leq (5b)/6$

c =	0,69	m
b/6 =	0,30	m



$$(5b_1)/6 \quad 1,50 \quad \text{m}$$

$$b_1/6 \leq c \leq (5b_1)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na Seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do material do qual é feito o muro. Caso  $h_1=h_2$ , a máxima tensão de compressão atuando na Seção AA' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = \quad 139,68 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm,alv}} = \quad 2200,0 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_{\text{adm,solo}} = \quad 2250,0 \quad \text{kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{\text{adm}} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento do muro, o momento estabilizador deve ser 50% maior que o momento de tombamento, ou seja,  $(ME/MT) \geq 1,5$

$$ME = \quad 129,60 \quad \text{kNm}$$

$$MT = \quad 27,91 \quad \text{kNm}$$

$$(ME/MT) \geq 1,5 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

A altura  $h_1$  deve ser menor ou igual a altura  $h_2$  (Ver ilustração no início do memorial)

$$h_1 = \quad 4,00 \quad \text{m}$$

$$h_2 = \quad 4,60 \quad \text{m}$$

$$h_1 \leq h_2 \quad \text{OK}$$

5º Verificação:

A largura  $b_1$  deve ser menor ou igual a largura  $b_2$  (Ver ilustração no início do memorial)

$$b_1 = \quad 1,80 \quad \text{m}$$

$$b_2 = \quad 1,80 \quad \text{m}$$

$$b_1 \leq b_2 \quad \text{OK}$$

6º Verificação:

A razão entre  $b_1$  e  $t_h$  deve ser um número inteiro

$$b_1/t_h = \quad \quad \quad \#DIV/0!$$

• Verificação da estabilidade da Seção BB':

Peso do muro:

$$P_{muro} = \gamma_{alv} \cdot [h_1 \cdot t_h + (h_1 - t_v) \cdot t_h + (h_1 - 2t_v) \cdot t_h + (h_1 - 3t_v) \cdot t_h + \dots + (h_1 - nt_v) \cdot t_h] + \gamma_{alv} \cdot (h_2 - h_1)$$

$$P_{muro} = \gamma_{alv} \cdot \sum_0^n (h_1 - n \cdot t_v) \cdot t_h + \gamma_{alv} \cdot (h_2 - h_1) \cdot b_2 \quad ; \quad n = \text{nº de degraus} - 1$$

Uma maneira equivalente e mais simples de calcular o peso do muro acima da Seção BB' é fornecida pela equação logo abaixo:

$$P_{muro} = \frac{1}{2} (b_1 + t_h) \cdot h_1 \cdot \gamma_{alv} + \gamma_{alv} \cdot (h_2 - h_1) \cdot b_2$$

$$P_{muro} = \quad \quad \quad 102,96 \quad \quad \text{kN}$$

**OBS.:** Todas as forças atuando no muro são calculadas para uma faixa com largura de 1 metro

Peso do solo:

$$P_{solo} = \frac{1}{2} (b_1 - t_h) \cdot (h_1 - t_v) \cdot \gamma_{solo}$$

$$P_{solo} = \quad \quad \quad 68,40 \quad \quad \text{kN}$$

Cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo:

O cálculo do coeficiente de empuxo ativo do solo ( $K_a$ ) foi realizado utilizando a fórmula obtida pelo Método de Rankine

$$K_a = \left( \frac{\cos \alpha - \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}}{\cos \alpha + \sqrt{\cos^2 \alpha - \cos^2 \Phi}} \right) \cos \alpha$$



Para  $\alpha=0$ :

$$K_a = \frac{1 - \sin \Phi}{1 + \sin \Phi}$$

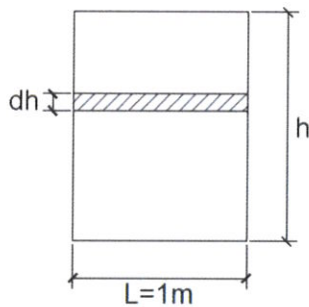
$K_a =$  0,1325

Altura de solo equivalente à sobrecarga:

$h_0$  é a altura de solo que aplica sobre o talude um carregamento equivalente à sobrecarga

$h_0 =$  0,05 m

Força de empuxo do solo:



$$\sigma_h = K_a \cdot \sigma_v$$

$$\sigma_v = \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dA = dh \cdot L = dh$$

$$\sigma_h = \frac{dE}{dA} = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h$$

$$dE = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dA = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh$$

$$E = \int_0^h dE = \int_0^h K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h \cdot dh = K_a \cdot \gamma_{solo} \int_0^h h \cdot dh$$

$$E = K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot \left[ \frac{h^2}{2} \right]_0^h$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2$$

(Fórmula do empuxo para solos não coesivos)

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot h^2 - 2 \cdot c \cdot h \cdot \sqrt{K_a}$$

$$E = \frac{1}{2} K_a \cdot \gamma_{solo} \cdot (H^2 - h_0^2) \quad ; \quad H = h + h_0$$



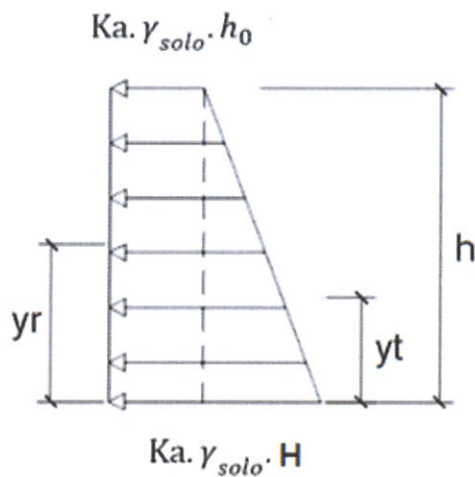
O dimensionamento foi feito para um solo não coesivo, pois o empuxo gerado por esse tipo de solo é maior do que a de um solo coesivo nas mesmas condições. Dessa forma, o dimensionamento fica a favor da segurança. Além disso, foi desprezada a componente vertical do empuxo que surge devido ao atrito do solo com o muro.

Conforme mencionado anteriormente, as forças que atuam no muro são calculadas para uma faixa com comprimento de 1 metro

$$E = 27,24 \text{ kN}$$

Cálculo do ponto de aplicação do empuxo:

A altura do ponto de aplicação do empuxo, representado nesse memorial pela letra  $y$ , foi calculado em relação a Seção BB'



$$y_r \cdot A_r = \frac{h}{2} (h \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h_0) = \frac{h^2 \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h_0}{2}$$

$$y_t \cdot A_t = \frac{h}{3} \cdot \frac{(K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot H - K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h_0) \cdot h}{2} = \frac{K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot H \cdot h^2}{6} - \frac{K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h_0 \cdot h^2}{6} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$A_r = h \cdot K_a \cdot \gamma_{\text{solo}} \cdot h_0$$

$$At = \frac{(Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot H - Ka \cdot \gamma_{solo} \cdot h_0) \cdot h}{2} \quad ; \quad H = h + h_0$$

Fazendo as devidas substituições se obtém a fórmula final para o cálculo de y

$$y = \frac{h}{3} \cdot \frac{(2h_0 + H)}{(h_0 + H)} \quad ; \quad H = h + h_0$$

$$h_2 = 4,60 \quad \text{m}$$

$$h_0 = 0,05 \quad \text{m}$$

$$H = 4,65 \quad \text{m}$$

$$y = 1,55 \quad \text{m}$$

Coordenada horizontal da linha de ação da força peso do muro acima da Seção BB':

$$x_{muro} = \frac{x_{m1} \cdot A_{m1} + x_{m2} \cdot A_{m2}}{A_{m1} + A_{m2}}$$

$x_{m1}$  = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro acima da Seção AA'

$A_{m1}$  = Área da seção transversal do muro acima da Seção AA'

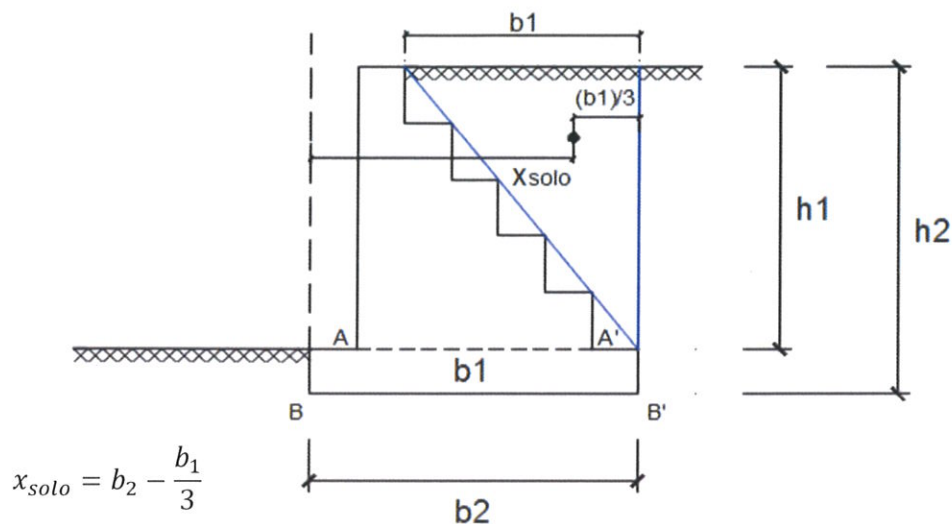
$x_{m2}$  = Coordenada horizontal do centro de gravidade do muro entre a Seção AA' e Seção BB'

$A_{m2}$  = Área da seção transversal do muro entre a Seção AA' e Seção BB'

$$x_{muro} = 0,67 \quad \text{m}$$

OBS.: Coordenadas medidas em relação ao ponto B

Coordenada horizontal da linha de ação da força peso do solo acima da Seção BB':



$x_{solo} =$  1,20 m

**OBS.:** Coordenada medida em relação ao ponto B conforme mostra a ilustração

Cálculo do momento estabilizador:

As forças que produzem momentos fletores que tendem a estabilizar o muro são a força peso do muro e a força peso do solo acima da Seção BB'. Esses momentos fletores foram calculados em relação ao ponto B (Ver ilustração no início do memorial)

$$M_E = P_{muro} \cdot x_{muro} + P_{solo} \cdot x_{solo}$$

$M_E =$  150,98 kNm

**OBS.:** Esse é um valor aproximado para o momento estabilizador

Cálculo do momento de tombamento:

A única força que produz momento fletor que tende a tomar o muro é o empuxo do solo. Esse momento fletor deve ser calculado em relação ao mesmo ponto do momento estabilizador, ou seja, ponto B

$$M_T = E \cdot y$$

(Momento de tombamento)

$E =$  27,24 kN

$y =$  1,55 m

$M_T =$  42,23 kNm

Cálculo do ponto de aplicação da força resultante R:

A força resultante R corresponde a força que a base do muro aplica na Seção BB'. Seu ponto de aplicação em relação ao ponto B é representado pela letra c

$$V_R = \sum F_v = P_{muro} + P_{solo}$$

$$H_R = \sum F_h = E_h$$

$$c = \frac{M_E - M_T}{V_R}$$

c = 0,63 m

Cálculo da excentricidade da força resultante R:

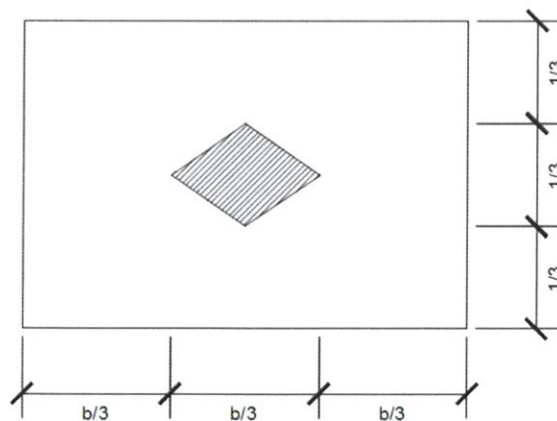
A excentricidade da força resultante R corresponde a distância dessa força até o centro da Seção BB'

$$e = \frac{b^2}{2} - c$$

(Excentricidade da força resultante R)

e = 0,27 m

Cálculo da tensão de compressão na Seção BB':



Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020468630-0  
Ordem Nacional



A fórmula para o cálculo da maior tensão de compressão na Seção BB' irá depender do ponto de aplicação da força resultante R. Se essa força estiver sendo aplicada dentro do núcleo central de inércia da seção (Losango da figura acima), toda a seção estará submetida a compressão, caso contrário apenas uma fração da seção estará comprimida

$$\sigma_1 = \frac{V_R}{b} \left( 1 + \frac{6 \cdot e}{b} \right)$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R dentro do núcleo central de inércia)

$$\sigma_1 = \frac{2 \cdot V_R}{3 \cdot c}$$

(Máxima tensão de compressão para força resultante R fora do núcleo central de inércia)

A condição para que a força resultante R esteja dentro do núcleo central de inércia é que  $b/3 \leq c \leq 2b/3$

c =	0,63	m
(b2)/3 =	0,60	m
(2.b2)/3 =	1,20	m

Força resultante R se encontra dentro do núcleo central de inércia da Seção BB'

$$\sigma_1 = 179,41 \quad \text{kN/m}^2$$

1º Verificação:

Pelo menos metade da Seção BB' deve estar comprimida. Isso ocorre para  $b2/6 \leq c \leq (5b2)/6$

c =	0,63	m
b2/6 =	0,30	m
(5b2)/6 =	1,50	m

$$b2/6 \leq c \leq (5b2)/6 \quad \text{OK}$$

2º Verificação:

A máxima tensão de compressão atuando na Seção BB' deve ser menor que a tensão admissível do solo

$$\sigma_1 = 179,41 \quad \text{kN/m}^2$$

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020468630-0



$$\sigma_{adm, solo} = 2250,0 \text{ kN/m}^2$$

$$\sigma_1 \leq \sigma_{adm} \quad \text{OK}$$

3º Verificação:

Para garantir a segurança contra o tombamento do muro, o momento estabilizador deve ser 50% maior que o momento de tombamento, ou seja,  $(ME/MT) \geq 1,5$

$$ME = 150,98 \text{ kNm}$$

$$MT = 42,23 \text{ kNm}$$

$$(ME/MT) \geq 1,5 \quad \text{OK}$$

4º Verificação:

Para garantir a segurança contra o deslizamento é necessário que a maior força horizontal atuando no muro, majorada por um fator de segurança de 1,5, seja menor do que a força de cisalhamento que o solo é capaz de suportar. Resumindo,  $1,5.H_R \leq V_R.tg\phi$

$$\tau = c + \sigma_v.tg\phi$$

(Tensão de cisalhamento que provoca a ruptura do solo aderido à base do muro)

**OBS.:** Na fórmula acima,  $c$  é a coesão do solo, que será adotado como sendo igual a 0

$$\tau = \frac{F_{ruptura}}{A} = \left(\frac{V_R}{A}\right)tg\phi$$

$$F_{ruptura} = V_R \cdot tg\phi$$

$$1,5.H_R \leq V_R \cdot tg\phi$$

$$H_R = 27,24 \text{ kN}$$

$$V_R = 171,36 \text{ kN}$$

$$tg\phi =$$

$$1,5.H_R \leq V_R.tg\phi \quad \text{OK}$$

5º Verificação:



A largura  $b_1$  deve ser menor ou igual a largura  $b_2$  (Ver ilustração no início do memorial)

$b_1 =$	1,80	m
$b_2 =$	1,80	m
$b_1 \leq b_2$	OK	

## 7. JUSTIFICATIVA PARA ESCOLHA DA SOLUÇÃO

A solução adotada para o projeto básico foi a combinação da conformação da encosta foi muro de contenção com pedra argamassada, drenagem interior com dreno de britas e bidim com malha de poliéster, drenagem superficial com canaleta e e escada de drenagem. Indicamos também em projeto fazer o retaludamento, e nesse solo cortado ou aterrado, aplicar hidro sementeira para melhor conter essa encosta.

A solução de muro de arrimo com pedra argamassada adotada, consiste na execução de muros, que por ventura vão ter a função de conter o talude, gerando mais proteção e acabando com a possibilidade de deslizamento do solo. Se tratando de um solo com diferentes níveis, foram adotados dois tipos de muro, que tem a função de conter todo o solo daquela curva de nível determinada. Dessa forma, conseguimos uma solução segura e mais econômica em termos de custos, pela facilidade de obtenção do material e mão de obra.

A solução de drenagem dos muros, consiste em eliminar toda água que venha por ventura se expelir em razão da umidade natural do solo, e por sua vez também drenar águas pluviométricas, levando essa água para escada, que irá levar de forma sutil para para um local de captação dessas águas.

Índicamos para melhorar a contenção dos taludes, a aplicação de hidrosemadura, nas regiões onde permaneceram com solo, sendo elas regiões de corte ou aterro. Para aterro, utilizar argila no seu estado natural, com nenhuma interperie que afete suas características, e devidamente compactada.

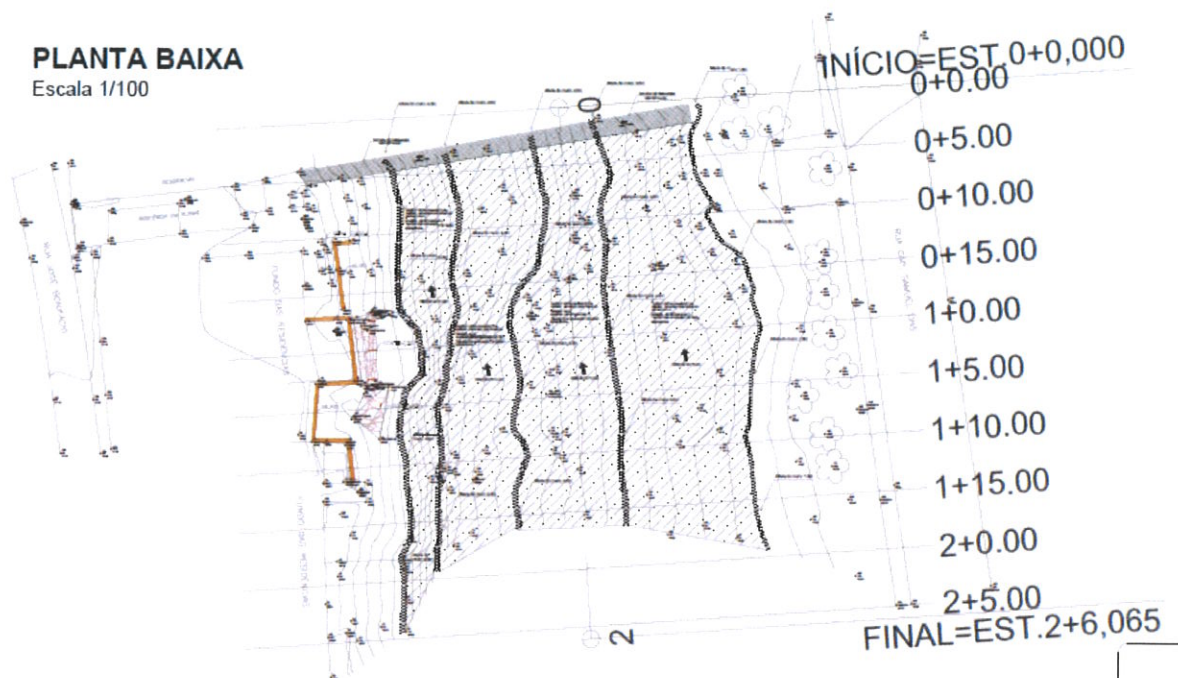
Para assegurar a eficiência da combinação das soluções, deve-se investir em instrumentações. Para detecção dos deslocamentos e da poropressão dentro da encosta, deve-se instrumentar a área com inclinômetros e piezômetros, respectivamente.

Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020468630-0  
Registro Nacional



## PLANTA BAIXA

Escala 1/100



Figuras 6: planta baixa com o traçado dos muros, da esquerda pra direita vai da curva de nível 30m a 50m

## 8. MEMORIAL DESCRITIVO

### 8.1 MUROS DE CONTENÇÃO

Os muros de contenção utilizados, possui dentro de suas características construtivas, pedra rachão (pedra de mão) e argamassa, tendo sua base mais larga do que a cabeça, para poder conter o desnível do solo na região descrita em projeto. Para a curva de nível 50m, foi utilizado o muro de 1,5m, que possui 1,5m de altura + 0,30m da fundação, sua base tem 0,8m e a cabeça 0,3m. Já para as curvas de nível de 45, 40, 35 e 30m, foi utilizado o muro de 4,0m, uma vez que o desnível nessas regiões são maiores, e precisa de uma contenção mais robusta. O muro de 4,0m possui 4,0m de altura + 0,60m da fundação, sua base tem 1,8m e a cabeça 0,45m. Abaixo, segue em anexo detalhe típico dos muros:



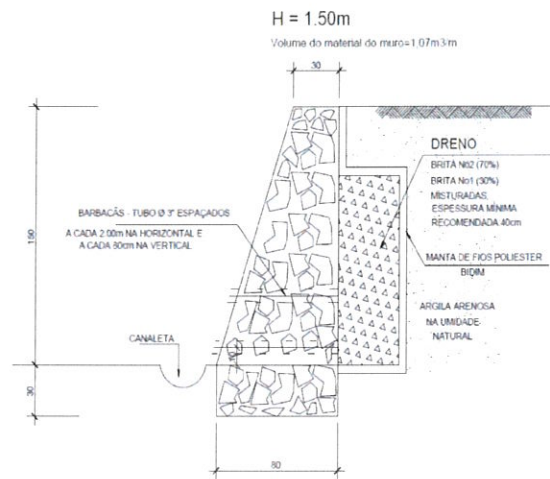


Figura 2: Detalhe para os muros de 1,5m

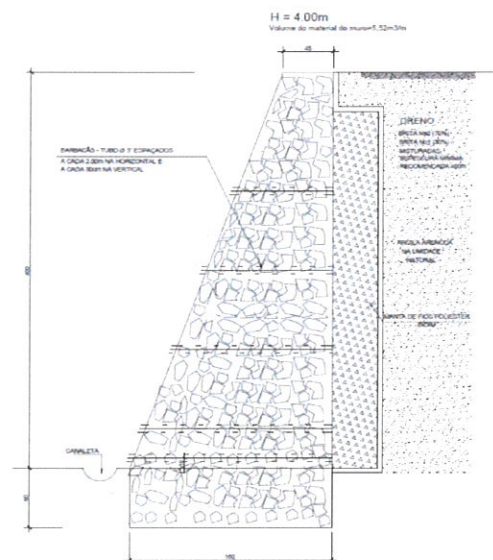


Figura 3: Detalhe para os muros de 4,0m

## 9. DRENAGEM

### 9.1. Dreno e bidim (drenagem interna):

Os drenos e bidims, fazem parte da drenagem interna, uma vez que o solo por ter a capacidade de absorver a umidade, a mesma poderia gerar uma força (empuxo), fazendo com que o muro fosse rompido, dessa forma, esse tipo de drenagem serve para expulsar a água proveniente dessas ações naturais, uma vez que, toda umidade interna é eliminada dos drenos através dos barbacãs, que tem função de jogar toda essa água para fora. Segue em anexo detalhes abaixo:

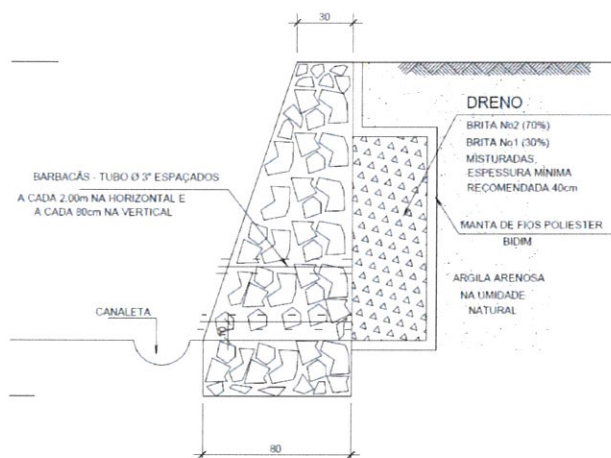


Figura 4: Detalhe para os drenos internos, barbacãs e canaleta de captação e externa

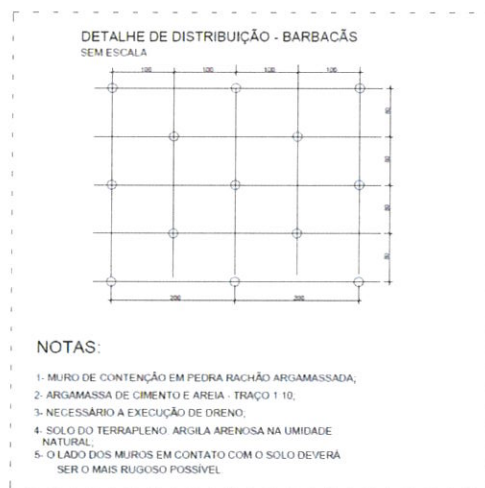


Figura 5: Detalhe para os barbacãs

## 9.2. Canaleta e escada de drenagem (drenagem superficial):

As canaletas, por ventura montadas in loco, tem por função fazer o encaminhamento das águas, tanto as expulsadas pelo solo, quanto as águas pluviais, levando até o ponto da escada de drenagem, essa por sua vez, tem função de quebrar a energia da água, fazendo com que ela chegue de forma menos intensa para o ponto de captação dessas águas. Segue detalhe abaixo:

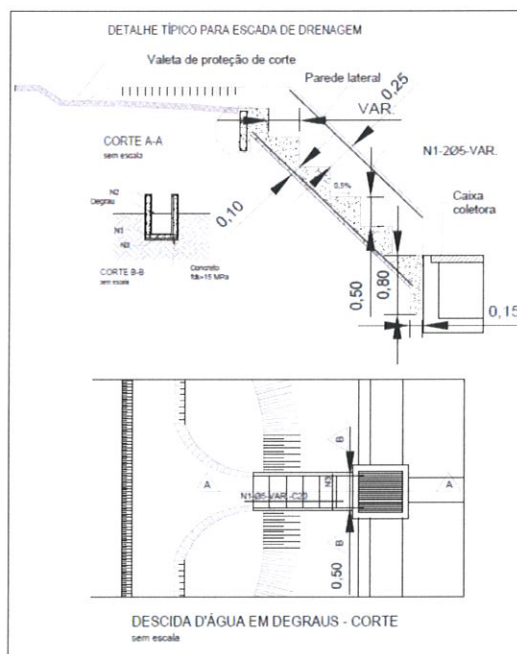


Figura 6: Detalhe para a escada de drenagem

## 10. RECOMENDAÇÕES

Os cálculos foram executados nos softwares TQS e AutoCad. Algumas verificações também foi utilizado o programa Ftool.

A execução dos serviços deverá seguir as prescrições de normas técnicas e os materiais empregados deverão ser de boa qualidade.

Sem mais no momento, estamos à disposição para a retirada de dúvidas e/ou esclarecimentos.



Ramón Lúcio B. de Albuquerque  
Engenheiro Civil  
CREA: 020468630-0  
Registro Nacional

**Ramón Lúcio Barros de Albuquerque**

**Engenheiro Civil**

**CREA: 020468630-0 (Registro Nacional)**