



PREFEITURA DO MUNICÍPIO DE MAUÁ

Nº Doc.:

883-MA019-033-MS8-102

Rev.:

A

SECRETARIA DE OBRAS

Emissão:

27 / 08 / 18

Folha:

1 / 19

Projeto:

PROJETO DE CONTENÇÃO
MURO DA RUA DA PAZ

Emitente

Projetista

Objeto:

RELATÓRIO TÉCNICO DE CONTENÇÃO

Emitente

Documentos de Referência

883-MA019-033-MS8-101 – RELATÓRIO DE SONDAgens À PERCUSSÃO

Documentos Resultantes

Observação

REV.	RESP. T.ÉC. / EMITENTE	DATA	REV.	RESP. T.ÉC. / EMITENTE	DATA
A	Julio Cesar	28/11/2018			



SÚMARIO

1. INTRODUÇÃO	4
2. CARACTERÍSTICAS DOS SUBSTRATO LOCAL	6
3. PARECER TÉCNICO	8
4. BIBLIOGRAFIA	19



PREFEITURA DE MAUÁ
SECRETARIA DE OBRAS

DOCUMENTO TÉCNICO

Data: 27 08 18

Folha: 4 19

Revisão:

883-MA019-033-MS8-102

A

1. INTRODUÇÃO



PREFEITURA DE MAUÁ
SECRETARIA DE OBRAS

DOCUMENTO TÉCNICO

Data: 27 08 18

Folha: 5 19

883-MA019-033-MS8-102

Revisão:

A

1. INTRODUÇÃO

Vimos apresentar a V.Sas. parecer técnico da contenção a ser implantada para possibilitar a adequação / execução do viário da Rua da Paz local, no Município de Mauá, Estado de São Paulo.



PREFEITURA DE MAUÁ
SECRETARIA DE OBRAS

DOCUMENTO TÉCNICO

Data: 27 08 18

Folha: 6 19

Revisão:

883-MA019-033-MS8-102

A

2. CARACTERÍSTICAS DO SUBSTRATO LOCAL



2. CARACTERÍSTICAS DOS SUBSTRATO LOCAL

O substrato local, revelado pelas sondagens SP-01 e SP-02, é caracterizado basicamente por uma camada de aterro de argila siltosa, muito mole a mole, marrom e amarela, com até 3,3 m de espessura, apoiada sobre uma camada de argila orgânica siltosa, muito mole, cinza escura, com até 2,5 m de espessura, sotoposta a uma camada de silte arenoso, pouco compacto a compacto, marrom, que se estende até o final das sondagens, a 13,45 m de profundidade. O nível d'água, detectado por ocasião da execução das sondagens, variou de 4,8 a 5,7 m de profundidade.



PREFEITURA DE MAUÁ
SECRETARIA DE OBRAS

DOCUMENTO TÉCNICO

Data: 27 08 18

Folha: 8 19

883-MA019-033-MS8-102

Revisão:

A

3. PARECER TÉCNICO



3. PARECER TÉCNICO

Para adequação do viário da Rua da Paz será necessário executar contenção de até 3,0 m de altura para arrimar maciço sob esta via. Face às características do substrato local (presença de argila muito mole orgânica sob a fundação do muro), altura do arrimo e à existência de edificações a sua jusante, muito próximas à contenção, o maciço poderá ser contido por muro à flexão em concreto armado apoiado sobre estacas.

As demais soluções de contenção foram preteridas pelas seguintes razões:

- Muro de flexão apoiado diretamente sobre o solo: o substrato na cota de apoio do muro, composto por argila orgânica muito mole, possui baixa capacidade de suporte, inviabilizando o emprego desta solução;
- Muro de gravidade: inviável, pelos mesmos motivos descritos para o muro de flexão apoiado diretamente sobre o solo;
- Cortina atirantada: Presença de edificações à sua jusante, inviabilizando sua execução;
- Solo grampeado: Além da presença de edificações à sua jusante, que inviabiliza sua execução, a solução não é adequada para o substrato local.

3.1 Dimensionamento do muro de flexão

Por se tratar de um muro de flexão apoiado sobre estacas, as análises de deslizamento, tombamento e capacidade de carga não serão empregadas, pois as estacas resistirão aos esforços horizontais e ao momento fletor (resultando em esforços verticais devido ao binário formado pelas estacas). Sendo assim, as estacas da fundação do muro foram dimensionadas para resistir esforços horizontais e verticais, conforme apresentado nos itens subsequentes.

Os parâmetros de resistência utilizados nas análises e as características do muro de flexão e das estacas estão apresentadas a seguir.

Parâmetros geomecânicos do aterro a ser executado

- Peso específico: $\gamma = 1,8 \text{ tf/m}^3$;
- Coesão: $c = 1,0 \text{ tf/m}^2$;
- Ângulo de atrito: $\phi = 25^\circ$.



Muro

- Altura total do muro: $H = 3,5 \text{ m};$
- Embutimento mínimo do muro no solo: $h = 0,5 \text{ m};$
- Largura da base: $b = 2,6 \text{ m};$
- espessura do muro: $e = 0,3 \text{ m}.$

Na determinação do empuxo de terra atuante no muro foi empregado o método de Rankine, cujos cálculos foram efetuados por meio de planilha eletrônica e encontram-se apresentados a seguir.

Muro a Flexão

dados resultados

H =	3,5	m	(altura do maciço)
B =	2,6	m	(largura do maciço)
D =	0,5	m	(embutimento da base no solo de fundação)
$g_{armd} =$	1,8	tf/m ³	(peso específico do solo armado)
g =	1,8	tf/m ³	(peso específico do solo arrimado)
c =	1	tf/m ²	(coesão do solo arrimado)
f =	25	°	(ângulo de atrito do solo arrimado)
q =	2	tf/m ²	(sobrecarga sobre o maciço arrimado)
q' =	2	tf/m ²	(sobrecarga sobre o maciço armado)
$g_{fund} =$	1,8	tf/m ³	(peso específico do solo de fundação)
$c_{fund} =$	1	tf/m ²	(coesão do solo de fundação)
$f_{fund} =$	20	°	(ângulo de atrito do solo de fundação)
$R_p =$	1,5		(coeficiente redutor do empuxo passivo)
$K_A =$	0,41		(coeficiente de empuxo ativo)
$K_P =$	2,04		(coeficiente de empuxo passivo)

1) Peso do aterro reforçado + sobrecarga

$$V = 21,58 \text{ tf/m}$$

2) Empuxos atuantes

$p_A =$	1,30	tf/m ²	(pressão ativa máxima)
$E_A =$	2,28	tf/m	(empuxo ativo - diagrama triangular retificado)
$p_q =$	0,82	tf/m ²	(pressão ativa de sobre-carga máx.)
$E_q =$	2,87	tf/m	(empuxo ativo de sobre-carga)
$p_P' =$	2,86	tf/m ²	(pressão passiva superior)
$p_P'' =$	4,69	tf/m ²	(pressão passiva inferior)
$E_P =$	1,26	tf/m	(empuxo passivo)

3) Momento

$$M_A = 7,68 \text{ tfm/m}$$

O momento característico atuante no paramento do muro é de 7,7 tf.m, sendo assim, o momento de cálculo é:

$$M_d = 1,4 \times 7,7 = 10,8 \text{ tf.m}$$

Os cálculos para se determinar armação necessária foram executados através do software ConDe2 for Windows, desenvolvido pelo prof. Lauro Modesto dos Santos da Escola Politécnica da USP, empregando coeficiente de majoração dos esforços de 1,4 (segundo a NBR-6118), coeficiente de minoração de resistência do concreto e aço de 1,4 e 1,15, respectivamente, f_{ck} de 30 MPa.



Norma: NBR 6118/2007

Dimensões da seção:

Largura bw da seção = 100,0 cm

Altura total h da seção = 30,0 cm

Altura útil d da seção = 25,0 cm

Distância dlinha = 5,0 cm

Características dos materiais:

fck = 0,30 tf/cm²

gamaC = 1,40

fyk = 5,00 tf/cm²

gamaS = 1,15

Módulo de elasticidade do aço Es = 2100 tf/cm²

Diâmetro máximo de barra a ser usada: FiBarra = 12.5 mm

Md = 10,8 tf.m

RESULTADOS:

Armadura As1 = 10,55 cm²

Armadura As2 = 0,00 cm²

Armação necessária do lado interno (lado terra) é de 10,6 cm²/m, inferior ao adotado Ø12,5 c/10 cm (12,5 cm²/m), portanto o projeto atende a solicitação.

A seguir, verificação quanto à fissuração, seguindo os preceitos da NBR-6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.

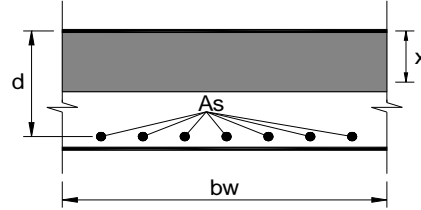


ABERTURA DE FISSURAS - ABNT NBR 6118

dados

resultados

$\alpha_e = E_s / E_c$	15	
ϕ_1	12,5 mm	(diâmetro da barra)
M	10,80 tf.m	(momento)
d	25 cm	
b_w	100 cm	
x	7,99 cm	
I_{II}	71254 cm ⁴	
σ_c	121,06 Kgf/cm ²	(tensão de compressão no centro da armadura no estágio II)
σ_{si}	3868 Kgf/cm ²	(tensão de tração no centro da armadura no estágio II)
E_{si}	2100000 Kgf/cm ²	(módulo de elasticidade da barra ϕ_i considerada)
η_i	2,25	$\eta_i = 2,70$ (aço CA 60), 2,25 (aço CA 50) ou 1,00 (aço CA 25)
f_{ck}	30 MPa	
f_{ctm}	29,0 Kgf/cm ²	($f_{ctm} = 0,3 \times f_{ck}^{2/3}$)
A_s	12,50 cm ²	(área de aço - total ou por metro)
A_{cri}	150 cm ²	(área de proteção - envolvente - da armadura)
ρ_{ri}	0,083	$\rho_{ri} = (A_s / A_{cri})$



$$w_1 = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_i} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \frac{3 * \sigma_{si}}{f_{ctm}}$$

$$w_1 = 0,33 \text{ mm}$$

$$w_2 = \frac{\phi_i}{12,5 * \eta_i} * \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} * \left[\frac{4}{\rho_{ri}} + 45 \right]$$

$$w_2 = 0,08 \text{ mm}$$

O valor de w é o menor entre w1 e w2 e deverá ser menor que **0,2 mm** (obras enterradas)

$$w = 0,08 \text{ mm}$$

Conclusão: atende a abertura de fissuras

Portanto o projeto atende ao critério de fissuração.



3.2 Análise de estabilidade

As análises de estabilidade foram efetuadas utilizando-se o programa computacional Slide versão 6.020, da Rocscience Inc. (University of Toronto - Dr. Evert Hoek), que emprega consagrados métodos de equilíbrio limite, destacando a superfície crítica de provável ruptura entre as centenas de superfícies potenciais de ruptura pesquisadas. Empregou-se, em conjunto com a análise determinística (tradicional), o método estatístico Monte-Carlo – configurado para realizar até 1000 iterações - de forma a avaliar a probabilidade de sucesso da estabilização concebida para o maciço. Os valores de desvio padrão (δ) do peso específico (γ), da coesão (c) e do ângulo de atrito (ϕ) foram adotados com base em valores de coeficiente de variação encontrados na literatura especializada, nacional e internacional (e.g.: JCSS - Joint Committee of Structural Safety, Sandroni & Sayão, 1992 e Rocscience Inc., 2005).

Cumpre-nos ressaltar que a norma brasileira (NBR 11.682 – estabilidade de encostas) considera estáveis taludes que exibam F_s determinísticos $> 1,5$ e a literatura nacional considera estáveis taludes com β (índice de confiabilidade) $> 1,8$; Teixeira & Virgili (1984) propõe a magnitude de 0,3 % como valor aceitável de probabilidade de ruína, para taludes cujas consequências da ruptura são classificados como “muito graves”. Estes autores classificam com estas consequências “os taludes médios e altos em estradas de acesso importantes”. Whitman (1984) propõe valores limites de probabilidade de ruína da ordem de 1% para o risco da perda de vidas humanas. Sandroni & Sayão(1984) sugerem um valor mínimo do índice de confiabilidade do coeficiente de segurança de 2.

Os parâmetros geotécnicos utilizados nestas análises foram adotados a partir dos resultados das sondagens executadas e na experiência deste escritório neste tipo de material, cotejado com aqueles constantes na literatura nacional (e.g.: “Estabilidade de Taludes Naturais e de Escavação” – Guido Guidicini e Carlos M. Nieble e “Fundamentos de Mecânicas dos Solos e das Rochas – aplicações na estabilidade de taludes” – Alberto Pio Fiori e Luigi Carmignani). Os parâmetros geotécnicos empregados nas análises de estabilidade estão apresentados na própria figura do resultado das análises.

Na análise de estabilidade não foi considerada a influência das estacas na estabilidade do muro por ser à favor da segurança.

As análises de estabilidade estão apresentadas a seguir:

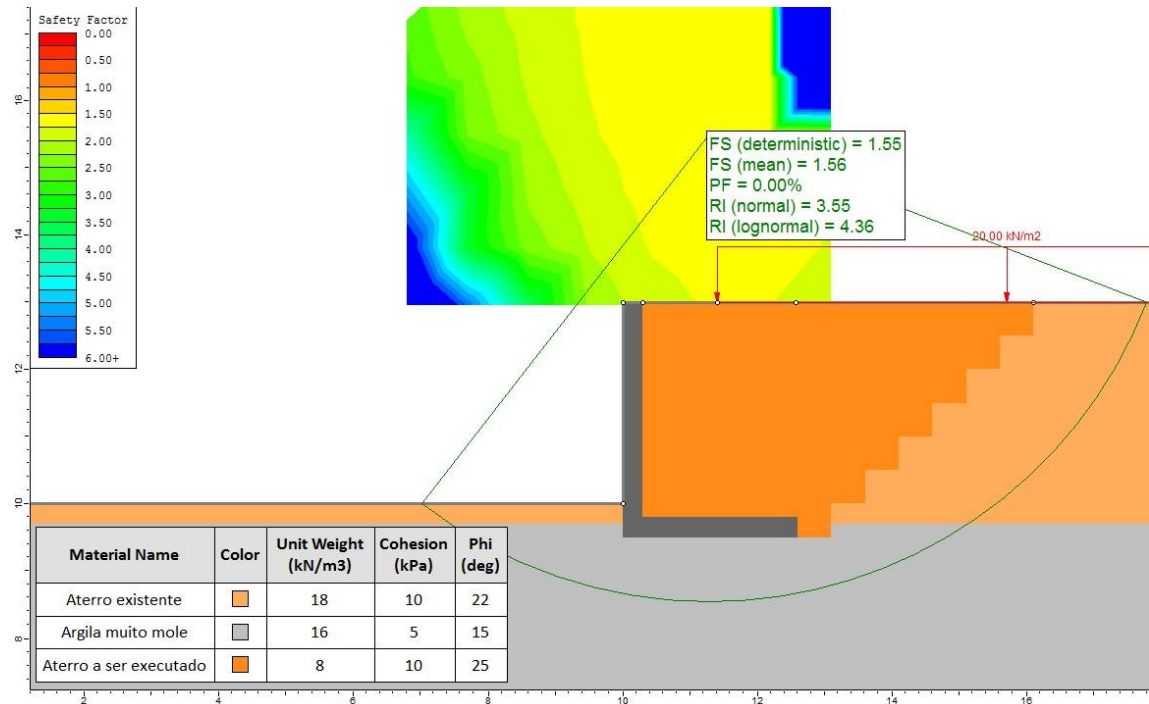


Figura 1 - Resultado da análise de estabilidade, obtendo-se os seguintes resultados:
Fs determinístico:

Fs determinístico:	1,55
Fs médio:	1,56
Probabilidade de ruína:	~0,00%
β (índice de confiabilidade):	3,55

3.3 Estimativa do comprimento da estaca de fundação e dimensionamento

As características das estacas de fundação do muro de flexão estão apresentadas a seguir.

Estacas do tipo raiz

- Diâmetro: $\varnothing = 310 \text{ mm}$;
- Comprimento útil: $L = 8,0 \text{ m}$;
- Armação longitudinal: $6 \varnothing 20 \text{ mm}$;
- Estribo: $6,3 \text{ mm c/ } 20 \text{ cm}$;
- Espaçamento entre estacas na transversal: $st = 2,0 \text{ m}$;
- Espaçamento entre estacas na longitudinal: $sl = 1,75 \text{ m}$.

O peso do muro à flexão mais a sobrecarga (V) é de 21,6 tf/m e o momento fletor é de 7,7 tf.m/m, sendo assim a carga axial nas estacas é:



$$P = \frac{V \times Sl}{n} \pm \frac{M \times Sl}{St}$$

$$P = \frac{21,6 \times 1,75}{2} + \frac{7,7 \times 1,75}{2} = 26tf$$

Onde:

- P = carga axial atuante na estaca;
- n = número de estaca na seção transversal.

As estacas foram dimensionadas para carga de trabalho de até 30 tf. A estimativa do comprimento da estaca foi feito pelo método de Décourt-Quaresma por meio de planilhas eletrônica, que se encontram apresentadas a seguir.

Estimativa do comprimento e capacidade de carga de estacas método Décourt - Quaresma

dados

resultados

tipo de estaca	5	raiz
diâmetro da estaca	0,31	m
carga de trabalho da estaca	30,0	tf
sondagem n.º	SP-01	
cota		

$$Q_u = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A$$

$$q_p = K \cdot N_{SPT}$$

$$q_s = \frac{N_{SPT}}{3} + 1$$

prof. (m)	N _{SPT}	tipo de solo	K (tf/m ²)	alfa	beta	P _{lat} (tf)	PR (tf)	PR/2 (tf)	P _{admissível} (tf)	Comprovação
1	7	2	22	0,60	1,50	5	5	2	2	
2	7	2	22	0,60	1,50	10	10	5	5	
3	6	2	22	0,60	1,50	14	14	7	7	
4	9	2	22	0,60	1,50	20	20	10	10	
5	22	2	22	0,60	1,50	32	32	16	16	
6	21	2	22	0,60	1,50	44	44	22	22	
7	17	2	22	0,60	1,50	54	54	27	27	
8	25	2	22	0,60	1,50	67	67	34	34	OK!
9	27	2	22	0,60	1,50	82	82	41	41	OK!
10	31	2	22	0,60	1,50	98	98	49	49	OK!



Estimativa do comprimento e capacidade de carga de estacas método Décourt - Quaresma

dados

resultados

tipo de estaca	5	raiz
diâmetro da estaca	0,31	m
carga de trabalho da estaca	30,0	tf
sondagem n.º	SP-01	
cota		

$$Q_u = \alpha \cdot q_p \cdot A_p + \beta \cdot q_s \cdot A_s$$

$$q_p = K \cdot N_{SPT}$$

$$q_s = \frac{N_{SPT}}{3} + 1$$

prof. (m)	N _{SPT}	tipo de solo	K (tf/m ²)	alfa	beta	P _{lat} (tf)	PR (tf)	PR/2 (tf)	P _{admissível} (tf)	Comprovação
1	0	1	12	0,85	1,50	1	1	1	1	
2	2	1	12	0,85	1,50	4	4	2	2	
3	5	1	12	0,85	1,50	8	8	4	4	
4	11	2	22	0,60	1,50	15	15	7	7	
5	21	2	22	0,60	1,50	26	26	13	13	
6	18	2	22	0,60	1,50	37	37	18	18	
7	20	2	22	0,60	1,50	48	48	24	24	
8	23	2	22	0,60	1,50	60	60	30	30	OK!
9	26	2	22	0,60	1,50	75	75	37	37	OK!
10	33	2	22	0,60	1,50	92	92	46	46	OK!

O comprimento da estaca raiz Ø310 para 30 tf deverá ser de 8 m.

As estacas também estarão sujeitas à esforços horizontais gerados pelo empuxo de terra e sobrecarga, sendo determinado por:

$$H = \frac{Et \times Sl}{n}$$

$$H = \frac{5,2 \times 1,75}{2} = 4,55tf / estaca$$

Onde:

- H = carregamento horizontal em cada estaca;
- Et = empuxo total (empuxo de terra + empuxo de sobrecarga)

O carregamento horizontal atuante na cabeça da estaca gerará esforços de flexão devido ao longo de seu comprimento. O momento fletor máximo foi determinado pelo método de Miche, conforme planilha apresentada a seguir.

Estaca	N _{min} (tf)	H _{máx} (tf)	Ø estaca (cm)	I (cm ⁴)	T (m)	4T (m)	Mh (tf.m)	Md h (tf.m)
RAIZ	0	4,6	31	45333	1,18	4,71	3,97	5,6

Módulo de elasticidade da estaca E	250000	kgf/cm ²
η	0,5	kgf/cm ³



Os cálculos para se determinar armação necessária foram executados através do software ConDe2 for Windows, desenvolvido pelo prof. Lauro Modesto dos Santos da Escola Politécnica da USP, cujos resultados estão apresentados a seguir.

Norma: NBR 6118/2007

SEÇÃO CIRCULAR

Diâmetro h da seção = 31,0 cm

Distância d linha = 6,5 cm

Armadura distribuída.

Bitola constante

Número total de barras de aço = n_{tot} = 6

Características dos materiais:

f_{ck} = 0,20 tf/cm² γ_{c} = 1,60

f_{yk} = 5,00 tf/cm² γ_{s} = 1,15

Módulo de elasticidade do aço E_s = 2100 tf/cm²

Esforços solicitantes de cálculo:

N_d = 0,0 tf M_d = 5,6 tf.m

RESULTADOS:

Área necessária de cada barra = 2,94 cm²

Armadura total necessária = A_{stot} = 17,62 cm²



PREFEITURA DE MAUÁ
SECRETARIA DE OBRAS

DOCUMENTO TÉCNICO

Data: 27 08 18

Folha: 18 19

883-MA019-033-MS8-102

Revisão:

A

4. BIBLIOGRAFIA



4. BIBLIOGRAFIA

- Hachich, W. et al. (1998). Fundações: teoria e prática, 2ª edição, editora Pini.
- Das, B. M. (2007). Fundamentos de Engenharia Geotécnica, editora Thomson Learning.
- BOWLES, J. E. (1988). Foundation Analysis and Design, 4ª edição, editora McGraw-Hill.