

PROJETO EXECUTIVO DE ENGENHARIA

MURO DE CONTENÇÃO



RUA LUZIA SALOMÃO E RUA SIBIPIRUNA

MEMORIAL DE CÁLCULO

R E V I S Õ E S								
	00	EMIÇÃO INICIAL	C	SET./2023	LAG	MHAC	MHAC	JDR
	Nº	DESCRIÇÃO	T.E.	DATA	PREP.	VERIF	APROV	LIBER.

T.E – TIPOS DE EMISSÃO

A – Preliminar	C – P/ Conhecimento	E – P/ Construção	G – Conforme construído	L – Aprovado	
B – P/ Aprovação	D – P/ Cotação	F – Conforme comprado	H – Cancelado		
Preparado	Verificado	Aprovado	Liberado	Data	O.S.
LAG	MHAC	MHAC	JDR	SET./2023	1968

		Nº	Rev.:	PÁGINA:
		CEP-1968-PE-MC001	00	1



MEMORIAL DE CÁLCULO

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001
Título:
SUMARIO

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

SUMÁRIO	PÁG
1. INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO	3
2. Muro de Estacas	6
Muro Estacas - Trecho 2 E1-E4	7
Muro Estacas - Trecho 2 E5-E14	12
Muro Estacas - Trecho 2 E15-E25	17
Muro Estacas - Muro Trecho 3	22
Muro Estacas - Muro Trecho 4	31
Muro Estacas - Muro Trecho 5	40
Muro de Divisa com Estaca Broca	49



MEMORIAL DE CÁLCULO

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Título:

1. INTRODUÇÃO DESCRIÇÃO

1. INTRODUÇÃO / DESCRIÇÃO

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001
Título:
INTRODUÇÃO

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

1.1) INTRODUÇÃO

Este documento tem como objetivo apresentar a memória de cálculo das estruturas de contenção do muro das ruas Luzia Salomão e Sibipiruna, no município de Belo Horizonte, Minas Gerais.

Este projeto objetiva refazer um muro existente que cedeu e estruturar este muro para suportar os deníveis atuais e futuros após obras de escavação e ampliação da rua inferior.

Todas as estruturas de contenção aqui apresentadas se tratam de cortinas de estacas do tipo hélice contínua devido a presença de lençol freático. O trecho II é composto apenas das estacas e cintas de travamento por estar em região de corte de terreno futuro, já os trechos III, IV e V possuem estacas com vigas de travamento, pilares acima de cada estaca e paredes de fechamento entre os pilares, por estar em região de reaterro. Além dos muros de contenção, também será projetado muros de divisa acima das contenções nos trechos II, III e IV e muros de divisa independentes com fundação em estacas broca nos trechos I e VI.

1.3) DADOS DO PROJETO

1.3.1) Estruturas de Concreto

Resistência característica do concreto: $f_{ck} > 30 \text{ MPa}$
Peso Específico: 25.0 kN/m^3
Modulo de elasticidade $E_c = 26.8 \text{ GPa}$
Coeficiente de ponderação para o concreto $\delta_c = 1,4$
Coeficiente de poisson $\mu = 0,2$
Classe de Agressividade: II
Cobrimento mínimo para as peças = 4.0 cm .
Abertura Limite de Fissuras $W_k = 0,3 \text{ mm}$

1.3.1.2) Aço para concreto armado

Resistência característica do aço $f_{yk} > 500,0 \text{ MPa}$.
Coeficiente de ponderação para o aço $\delta_s = 1,15$.

1.3.1.3) Características do Solo

Peso Específico do solo: 18 kN/m^3
Coesão: 0
ang. de atrito $\phi = 30^\circ$
Coeficiente de empuxo ativo: $K_a = 0.333$

1.4) CARREGAMENTOS ATUANTES

1.4.1) Cargas Permanentes (CP)

Coeficiente de majoração das cargas permanentes $\delta_f = 1,4$.

1.4.1.1) Peso Proprio Estrutura de Concreto

1.4.1.2) Peso do Solo: $18,0 \text{ kN/m}^3$

1.4.2) Cargas Variáveis

Coeficiente de majoração das cargas variáveis $\delta_f = 1,4$.

1.4.2.1) Sobrecarga: $5,00 \text{ kN/m}^2$ na região do passeio

1.4.2.2) Trem Tipo Rodoviário TB-450kN, convertido em sobrecarga de $25,00 \text{ kN/m}^2$ na região da rua.

1.4.3) Carga devida ao Vento

Pressão na estrutura: 1.0 kN/m^2

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001
Título:
INTRODUÇÃO

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

1.5) COMBINAÇÕES DE CÁLCULO – ELU & ELS

A segurança de todos os elementos componentes da estrutura, foram verificadas em relação a todos os Estados Limites Últimos definidos pela normalização brasileira pertinente.

1.5.1) Combinações Quase-Permanentes

$$F_{d,util.} = \sum_{i=1}^m FG_{i,j} + \sum_{i=1}^n \psi_{2j} \cdot FQ_{j,k}$$

1.5.2) Combinações Frequentes

$$F_{d,util.} = \sum_{i=1}^m FG_{i,j} + \psi_1 FQ_{i,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{2j} \cdot FQ_{j,k}$$

1.5.3) Combinações Últimas

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} \cdot FG_{i,k} + \gamma_q \left[FQ_{1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{oj} \cdot FQ_{j,k} \right] \quad \text{onde,}$$

- | | |
|----------------------------------|---|
| $FG_{i,k}$ | - valores característicos das cargas permanentes. |
| $FQ_{1,k}$ | - valor característico da ação considerada como principal. |
| $\psi_{oj} \cdot FQ_{j,k}$ | - valores reduzidos de cada uma das demais ações variáveis características. |
| $\gamma_{gi} \psi_{oj} \gamma_q$ | - fator de combinação da tabela 5. |
| γ_{gi} e γ_q | - coeficientes de ponderação. |

Para a verificação do Estado Limite Ultimo (ELU), os esforços solicitantes permanentes e variáveis foram majorados pelo coeficiente de ponderação das ações (γ_i) cujo valor estabelecido para os cálculos desta obra foi de 1,4, para as combinações de ações normais.

As resistências dos materiais foram minoradas com o valor de coeficiente de ponderação de resistência no Estado Limite Último (ELU) do concreto $\gamma_c = 1,4$ e do aço $\gamma_s = 1,15$, como menciona a atual edição da norma NBR 6118.

1.6) METODOLOGIA DE CÁLCULO

Para a determinação dos esforços solicitantes, armações necessárias e cargas nas fundações, foram desenvolvidos modelos específicos, de acordo com as particularidades de cada estrutura.

Uma vez obtidos os esforços solicitantes críticos nas diversas seções, efetuou-se a verificação à flexo-compressão normal através de planilha eletrônica.

1.7) NORMAS E REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- NBR 6118/2014 - Projeto de estruturas de concreto – procedimentos.
- NBR 7480/2007 - Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação.
- NBR 8953/2015 - Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica por grupos de resistência e consistência.
- NBR 6122/2022 - Projeto e execução de fundações.
- NBR 14931/2004 - Execução de estruturas de concreto- Procedimento.
- NBR 11682/2009 - Estabilidade de encostas

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Título:

2. MURO DE ESTACAS

2. MUROS DE ESTACAS

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE CONTENÇÃO

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

MURO DE CONTENÇÃO:

TRECHO $h=$ 2.75 m

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito $\phi=30^\circ$

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ 1.8 tf/m³

$K_a=\tan^2(45-\phi/2)=$ 0.333

Altura da viga= 0.5 m

Parâmetros do Arrimo

Altura da contencao= 2.75 m

Sobrecarga (q_{sc})= 0.5 tf/m²

Compr. influência dos apoios (L_1)=

1.6 m

Vão livre (L_2)= $L_1 =$ 0 m

Prof. dos Estacas= 4.25 m

Diâmetro dos Estacas= 0.6 m

Alt. livre (h')= 0 m

Espessura da Parede = 0.2 m

Peso muro divisa= 0.64 tf/m

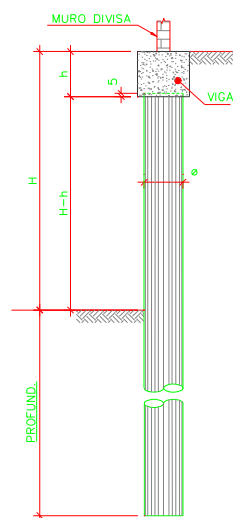
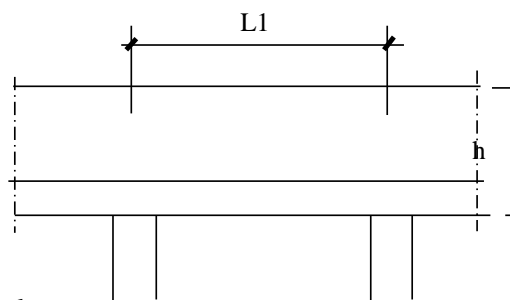
Largura da Viga= 0.6 m

SCmedia= 0.5 tf/m²

Largura da SC 1= 3 m

Sobrecarga 1 0.5 tf/m²

Sobrecarga 2 2 tf/m²



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito do solo $\phi=$ 30 °

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ 1.8 tf/m³

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1=$ 0 °

Coeficiente de empuxo (Coulomb)

$K_a=\frac{\sin^2(\beta+\phi)}{(\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\phi_1)) \cdot (1+\sqrt{(\sin(\phi-\alpha) \cdot \sin(\phi+\phi_1)/\sin(\beta-\phi_1) \cdot \sin(\beta+\alpha))})^2}$

onde: $\beta=$ ang.do paramento do muro com a vertical = 90 °

$\alpha=$ ang. de inclinacao do terreno adjacente= 0 °

Simplificando, temos:

$K_a=$ 0.333

Convertido em Sobrecarga

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento $h = 2.75$ m

altura critica = $H_c = 0.00$ m

$Z_o = H_c/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} = 0.00$ m

$q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2cK_a^{1/2} =$

assim:

$q_a = 1.65$ tf/m² (carga triangular)

$E_a = 2.27$ tf/m

$M_a = q_a \cdot h^2/6 = 2.08$ tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

$Q = 0.5$ tf/m²

$q_c = SC \cdot K_a = 0.17$ tf/m²/m

$E_c = 0.46$ tf/m

$M_c = q_c \cdot h^2/2 = 0.63$ tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura: 2 m

Pressão do Vento: 0.1 tf/m²

$E_v = 0.20$ tf/m

$M_v = q_v \cdot h^2/2 = 0.20$ tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot K_a \cdot (h - Z_o)/2 = 2.27$ tf/m (atuando a 1/3H)

$E_2 = q_{sc} \cdot K_a \cdot H = 0.46$ tf/m (atuando a 1/2H)

$E_{unit.} = E_1 + E_2 = 2.73$ tf

$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 = 2.71$ tf.m/m

Peso . Excent.: **0.128** tf.m/m

Empuxo Vento = 0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 = 4.36$ tf

$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 = 4.86$ tf.m (na base dos pilares)

$M_{tub} = M_p + F \cdot h' = 4.86$ tf.m (na cabeça dos Estacas)

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coeficiente de Recalque do solo = 1000 tf/m³

Módulo de Elasticidade do concreto = 3.438E+06 tf/m²

Inércia da seção do Estaca = $\pi \phi^4/64 = 6.362E-03$ m⁴

$EI = 21872$ tf.m²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	4.86 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	4.36 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	EI (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F(tf)
1	21871.8	600	0.213	0	0	0
2	21871.8	600	0.213	0	0	0
3	21871.8	600	0.213	0	0	0
4	21871.8	600	0.213	0	0	0
5	21871.8	600	0.213	0	0	0
6	21871.8	600	0.213	0	0	0
7	21871.8	600	0.213	0	0	0
8	21871.8	600	0.213	0	0	0
9	21871.8	600	0.213	0	0	0
10	21871.8	600	0.213	0	0	0
11	21871.8	600	0.213	0	0	0
12	21871.8	600	0.213	0	0	0
13	21871.8	600	0.213	0	0	0
14	21871.8	600	0.213	0	0	0
15	21871.8	600	0.213	0	0	0
16	21871.8	600	0.213	0	0	0
17	21871.8	600	0.213	0	0	0
18	21871.8	600	0.213	0	0	0
19	21871.8	600	0.213	0	0	0
20	21871.8	600	0.213	0	0	0
			4.250			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flexa (x10 ³)	rotação (x10 ³)rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-9.887	4.216	4.861	4.363	-5.93	0	0	-9.89
1	-8.996	4.165	5.658	3.160	-5.40	0	0	-9.00
2	-8.117	4.107	6.211	2.069	-4.87	0	0	-8.12
3	-7.251	4.045	6.545	1.089	-4.35	0	0	-7.25
4	-6.398	3.980	6.682	0.219	-3.84	0	4	-6.40
5	-5.559	3.916	6.646	-0.543	-3.34	0	0	-5.56
6	-4.734	3.852	6.459	-1.199	-2.84	0	0	-4.73
7	-3.922	3.790	6.144	-1.751	-2.35	0	0	-3.92
8	-3.123	3.733	5.722	-2.200	-1.87	0	0	-3.12
9	-2.335	3.680	5.216	-2.547	-1.40	0	0	-2.34
10	-1.559	3.632	4.647	-2.796	-0.94	0	0	-1.56
11	-0.791	3.589	4.035	-2.945	-0.47	0	0	-0.79
12	-0.033	3.553	3.402	-2.998	-0.02	0	0	-0.03
13	0.719	3.523	2.768	-2.954	0.43	0	0	0.72
14	1.465	3.499	2.153	-2.815	0.88	0	0	1.47
15	2.207	3.481	1.578	-2.580	1.32	0	0	2.21
16	2.945	3.469	1.063	-2.252	1.77	0	0	2.95
17	3.681	3.460	0.628	-1.830	2.21	0	0	3.68
18	4.416	3.456	0.292	-1.313	2.65	0	0	4.42
19	5.150	3.454	0.076	-0.703	3.09	0	0	5.15
20	5.884	3.454	0.000	0.000	1.77	0	0	2.94
						0	4	

MEMORIAL DE CÁLCULO

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Momento Máximo Atuante na Estaca				
M _{max} =	6.68 tf.m			
Prof. do Mom _{max} =	0.9 m			
Tensão _{max} = 0.99 kgf/cm ²				
Prof. da Tensão _{max} =	0.00 m	Capacidade do Solo:	1.4	kgf/cm ²
		Estabilidade:	OK!	
				Limite (L/300)
Deformação:	Topo da Estaca	0.010 m	<	0.028 m
	Topo do Muro	0.021 m	<	0.047 m
Verificação:				OK!

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f _{ck} =	300 kgf/cm ²	f _c =	159.38 kgf/cm ²
f _{yk} =	5000 kgf/cm ²	f _s =	4347.8 kgf/cm ²
d'=	5 cm	L _e =	0 m
φ _{fuste} =	0.60 m	λ _y =	0.00
		Minoração do Concreto =	1.6
		Minoração do Aço =	1.15
		Coefficiente de majoração das cargas =	1.4

$$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi^2)$$

$$\rho = w \cdot f_c / f_s \quad \geq \quad 0.5 \% \quad A_c$$

$$A_t = \rho \cdot A_c$$

Esforços para dimensionamento:

N=	-2.191	N _d =	-3067.8 kgf	(Compressão)
M=	6.682	M _d =	9355.1 kgf.m	

Excentricidades:

Excent. inicial =	e _i =M _d /N _d =	3.05 m	
Excent. Acident.=	e _a =L _e /300=	0.02 m	
Exc. 2ª ordem= e ₂ =	0,00557*Le ² /10/D=	0.00 m =>	λ _y <25
Excent. total=	e _t =e _i +e _a =	3.07 m	

$$v_i = 0.01$$

$$v_1 \cdot e_t / \phi^2 = 0.03$$

$$w = 0.09$$

$$\rho = 0.33\%$$

$$A_t = 14.1 \text{ cm}^2$$

$$r_{min} = 0.50\%$$

$$\text{Necessária:} \quad (12 \quad \phi 12.5)$$

$$\text{Adotada:} \quad (12 \quad \phi 12.5)$$

$$\text{Verificação=} \quad \text{Ok!}$$

Armação Longitudinal:

Adotar 12 φ 12.5

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 20.

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E1-E4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SECOES CIRCULARES

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 12.5 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0.18D + 0.64d = 0.18D + 0.64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40.976 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0.9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Secao retangular equivalente} = 54 \times 41.0$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 12 \phi 12.5$$

$$Ase = 0.50 \times 12 \times 1.25 = 7.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 4363 \text{ kgf}$$

$$V_d = 6109 \text{ kgf}$$

$$\tau_{wd} = 1.4V/bw.d = 3.27 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0.25 f_{cd} = 0.25 f_{ck} / 1.6 = 46.88 \text{ kgf/cm}^2 \gg \tau_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} = 40.976 + 1.25/2 + \text{Parâmetros do Arrimo} + 0.8 = 47.4 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 7.5 / (54 \times 47.401) = 0.0029$$

$$\psi_1 = 0.225 + 15\phi_1 = 0.225 + 15 \times 0.0029 = 0.269$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1.15 \tau_{wd} = -0.24 \text{ h} < 0$$

$$A_{sw} = 1.15 bw.d.\tau_{wd} / f_{yd} = A_{s \text{ min.}}$$

Armação Transversal adotada: 0.00 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Adotar: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E5-E14

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento $h = 3.75$ m

altura critica = $H_c = 0.00$ m

$Z_o = H_c/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} = 0.00$ m

$q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2cK_a^{1/2} =$

assim:

$q_a = 2.25$ tf/m² (carga triangular)

$E_a = 4.22$ tf/m

$M_a = q_a \cdot h^2/6 = 5.27$ tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

$Q = 0.8$ tf/m²

$q_c = SC \cdot K_a = 0.27$ tf/m²/m

$E_c = 1.00$ tf/m

$M_c = q_c \cdot h^2/2 = 1.88$ tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura: 2 m

Pressão do Vento: 0.1 tf/m²

$E_v = 0.20$ tf/m

$M_v = q_v \cdot h^2/2 = 0.20$ tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot K_a \cdot (h - Z_o)/2 = 4.22$ tf/m (atuando a 1/3H)

$E_2 = q_{sc} \cdot K_a \cdot H = 1.00$ tf/m (atuando a 1/2H)

$E_{unit.} = E_1 + E_2 = 5.22$ tf

$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 = 7.15$ tf.m/m

Peso . Excent.: **0.128** tf.m/m

Empuxo Vento = 0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 = 6.94$ tf

$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 = 9.94$ tf.m (na base dos pilares)

$M_{tub} = M_p + F \cdot h' = 9.94$ tf.m (na cabeça dos Estacas)

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coeficiente de Recalque do solo = 1000 tf/m³

Módulo de Elasticidade do concreto = $3.438E+06$ tf/m²

Inércia da seção do Estaca = $\pi \phi^4/64 = 6.362E-03$ m⁴

$EI = 21872$ tf.m²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E5-E14

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	9.94 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	6.94 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	EI (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F(tf)
1	21871.8	600	0.263	0	0	0
2	21871.8	600	0.263	0	0	0
3	21871.8	600	0.263	0	0	0
4	21871.8	600	0.263	0	0	0
5	21871.8	600	0.263	0	0	0
6	21871.8	600	0.263	0	0	0
7	21871.8	600	0.263	0	0	0
8	21871.8	600	0.263	0	0	0
9	21871.8	600	0.263	0	0	0
10	21871.8	600	0.263	0	0	0
11	21871.8	600	0.263	0	0	0
12	21871.8	600	0.263	0	0	0
13	21871.8	600	0.263	0	0	0
14	21871.8	600	0.263	0	0	0
15	21871.8	600	0.263	0	0	0
16	21871.8	600	0.263	0	0	0
17	21871.8	600	0.263	0	0	0
18	21871.8	600	0.263	0	0	0
19	21871.8	600	0.263	0	0	0
20	21871.8	600	0.263	0	0	0
			5.250			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flexa (x10 ³)	rotação (x10 ³)rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-13.481	5.206	9.944	6.941	-8.09	0	0	-13.48
1	-12.131	5.077	11.496	4.924	-7.28	0	0	-12.13
2	-10.817	4.932	12.547	3.118	-6.49	0	0	-10.82
3	-9.542	4.778	13.151	1.515	-5.73	0	0	-9.54
4	-8.309	4.618	13.360	0.110	-4.99	0	4	-8.31
5	-7.118	4.459	13.225	-1.104	-4.27	0	0	-7.12
6	-5.968	4.302	12.796	-2.134	-3.58	0	0	-5.97
7	-4.858	4.152	12.120	-2.987	-2.92	0	0	-4.86
8	-3.787	4.012	11.243	-3.667	-2.27	0	0	-3.79
9	-2.751	3.883	10.210	-4.181	-1.65	0	0	-2.75
10	-1.747	3.767	9.062	-4.535	-1.05	0	0	-1.75
11	-0.772	3.666	7.842	-4.733	-0.46	0	0	-0.77
12	0.179	3.579	6.591	-4.780	0.11	0	0	0.18
13	1.108	3.508	5.346	-4.678	0.67	0	0	1.11
14	2.021	3.451	4.147	-4.431	1.21	0	0	2.02
15	2.921	3.408	3.032	-4.042	1.75	0	0	2.92
16	3.812	3.377	2.038	-3.512	2.29	0	0	3.81
17	4.695	3.358	1.201	-2.842	2.82	0	0	4.70
18	5.575	3.348	0.558	-2.033	3.35	0	0	5.58
19	6.454	3.344	0.146	-1.086	3.87	0	0	6.45
20	7.331	3.343	0.000	0.000	2.20	0	0	3.67
						0	4	

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E5-E14

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 13.36 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 1.1 m

Tensão_{max}= 1.35 kgf/cm²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo:

1.4

kgf/cm²

Estabilidade: OK!

Limite (L/300)

Deformação: Topo da Estaca

0.013 m

<

0.035 m

Topo do Muro

0.033 m

<

0.060 m

Verificação: OK!

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f_{ck}= 300 kgf/cm²

f_c= 159.38 kgf/cm²

f_{yk}= 5000 kgf/cm²

f_s= 4347.8 kgf/cm²

d'= 5 cm

L_e= 0 m

φ_{fuste}= 0.60 m

λ_y= 0.00

Minoração do Concreto = 1.6

Minoração do Aço = 1.15

Coefficiente de majoração das cargas = 1.4

$$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi^2)$$

$$\rho = w \cdot f_c / f_s \geq 0.5 \% A_c$$

$$A_t = \rho \cdot A_c$$

Esforços para dimensionamento:

N= -3.039

N_d= -4255.3 kgf

(Compressão)

M= 13.360

M_d= 18704.0 kgf.m

Excentricidades:

Excent. inicial = e_i=M_d/N_d= 4.40 m

Excent. Acident.= e_a=L_e/300= 0.02 m

Exc. 2ª ordem= e₂= 0,00557*L_e² /10/D= 0.00 m =>

λ_y <25

Excent. total= e_t=e_i+e_a= 4.42 m

$$v_i = 0.01$$

$$v_1 \cdot e_t / \phi^2 = 0.05$$

$$w = 0.17$$

$$\rho = 0.62\%$$

$$A_t = 17.6 \text{ cm}^2$$

Necessária: (15 φ 12.5)

Adotada: (16 φ 12.5)

Verificação= Ok!

Armação Longitudinal:

Adotar 16 φ 12.5

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 20.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E5-E14

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SECOES CIRCULARES

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 12.5 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0.18D + 0.64d = 0.18D + 0.64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40.976 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0.9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Secao retangular equivalente} = 54 \times 41.0$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 16 \phi 12.5$$

$$Ase = 0.50 \times 16 \times 1.25 = 10 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 6941 \text{ kgf}$$

$$V_d = 9717 \text{ kgf}$$

$$\tau_{wd} = 1.4V/bw.d = 5.21 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0.25 f_{cd} = 0.25 f_{ck} / 1.6 = 46.88 \text{ kgf/cm}^2 \gg \tau_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} = 40.976 + 1.25/2 + \text{Parâmetros do Arrimo} + 0.8 = 47.4 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 10 / (54 \times 47.401) = 0.0039$$

$$\psi_1 = 0.225 + 15\phi_1 = 0.225 + 15 \times 0.0039 = 0.284$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1.15 \tau \omega \delta = 0.18$$

$$A_{sw} = 1.15 bw.d.\tau_{wd} / f_{yd} = 1.34 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 1.34 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Adotar: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE CONTENÇÃO MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

MURO DE CONTENÇÃO:

TRECHO $h=$ 4.2 m

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito $\phi=30^\circ$

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ 1.8 tf/m³

$K_a=\tan^2(45-\phi/2)=$ 0.333

Altura da viga= 0.5 m

Parâmetros do Arrimo

Altura da contencao= 4.2 m

Sobrecarga (q_{sc})= 0.93 tf/m²

Compr. influência dos apoios (L_1)=

1.3 m

Vão livre (L_2)= $L_1 =$ 0 m

Prof. dos Estacas= 6.8 m

Diâmetro dos Estacas= 0.6 m

Alt. livre (h')= 0 m

Espessura da Parede = 0.2 m

Peso muro divisa= 0.64 tf/m

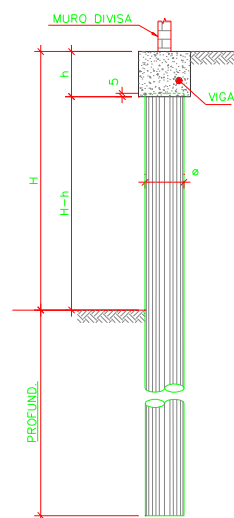
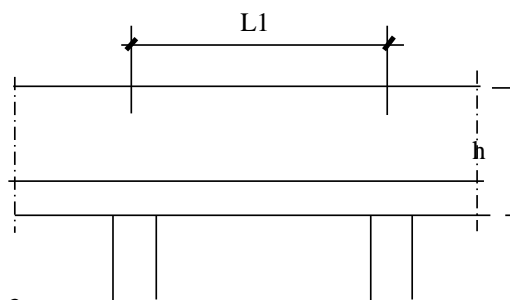
Largura da Viga= 0.6 m

SCmedia= 0.93 tf/m²

Largura da SC 1= 3 m

Sobrecarga 1 0.5 tf/m²

Sobrecarga 2 2 tf/m²



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito do solo $\phi=$ 30 °

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ 1.8 tf/m³

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1=$ 0 °

Coeficiente de empuxo (Coulomb)

$K_a=\frac{\sin^2(\beta+\phi)}{(\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\phi_1)) \cdot (1+\sqrt{(\sin(\phi-\alpha) \cdot \sin(\phi+\phi_1)/\sin(\beta-\phi_1) \cdot \sin(\beta+\alpha))})^2}$

onde: $\beta=$ ang.do paramento do muro com a vertical = 90 °

$\alpha=$ ang. de inclinacao do terreno adjacente= 0 °

Simplificando, temos:

$K_a=$ 0.333

Convertido em Sobrecarga

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento $h = 4.2$ m

altura critica = $H_c = 0.00$ m

$Z_o = H_c/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} = 0.00$ m

$q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2cK_a^{1/2} =$

assim:

$q_a = 2.52$ tf/m² (carga triangular)

$E_a = 5.29$ tf/m

$M_a = q_a \cdot h^2/6 = 7.41$ tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

$Q = 0.93$ tf/m²

$q_c = SC \cdot K_a = 0.31$ tf/m²/m

$E_c = 1.30$ tf/m

$M_c = q_c \cdot h^2/2 = 2.73$ tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura: 2 m

Pressão do Vento: 0.1 tf/m²

$E_v = 0.20$ tf/m

$M_v = q_v \cdot h^2/2 = 0.20$ tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot K_a \cdot (h - Z_o)/2 = 5.29$ tf/m (atuando a 1/3H)

$E_2 = q_{sc} \cdot K_a \cdot H = 1.30$ tf/m (atuando a 1/2H)

$E_{unit.} = E_1 + E_2 = 6.59$ tf

$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 = 10.14$ tf.m/m

Peso . Excent.: 0.128 tf.m/m

Empuxo Vento = 0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 = 8.57$ tf

$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 = 13.61$ tf.m (na base dos pilares)

$M_{tub} = M_p + F \cdot h' = 13.61$ tf.m (na cabeça dos Estacas)

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coeficiente de Recalque do solo = 1000 tf/m³

Módulo de Elasticidade do concreto = 3.438E+06 tf/m²

Inércia da seção do Estaca = $\pi \phi^4/64 = 6.362E-03$ m⁴

$EI = 21872$ tf.m²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	13.61 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	8.57 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	EI (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F(tf)
1	21871.8	600	0.340	0	0	0
2	21871.8	600	0.340	0	0	0
3	21871.8	600	0.340	0	0	0
4	21871.8	600	0.340	0	0	0
5	21871.8	600	0.340	0	0	0
6	21871.8	600	0.340	0	0	0
7	21871.8	600	0.340	0	0	0
8	21871.8	600	0.340	0	0	0
9	21871.8	600	0.340	0	0	0
10	21871.8	600	0.340	0	0	0
11	21871.8	600	0.340	0	0	0
12	21871.8	600	0.340	0	0	0
13	21871.8	600	0.340	0	0	0
14	21871.8	600	0.340	0	0	0
15	21871.8	600	0.340	0	0	0
16	21871.8	600	0.340	0	0	0
17	21871.8	600	0.340	0	0	0
18	21871.8	600	0.340	0	0	0
19	21871.8	600	0.340	0	0	0
20	21871.8	600	0.340	0	0	0
			6.800			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flexa (x10 ³)	rotação (x10 ³)rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-13.808	5.086	13.612	8.572	-8.28	0	0	-13.81
1	-12.117	4.854	16.068	5.929	-7.27	0	0	-12.12
2	-10.510	4.591	17.682	3.623	-6.31	0	0	-10.51
3	-8.997	4.308	18.567	1.635	-5.40	0	0	-9.00
4	-7.581	4.017	18.828	-0.054	-4.55	0	4	-7.58
5	-6.265	3.726	18.562	-1.465	-3.76	0	0	-6.27
6	-5.047	3.442	17.861	-2.617	-3.03	0	0	-5.05
7	-3.923	3.172	16.809	-3.531	-2.35	0	0	-3.92
8	-2.888	2.921	15.485	-4.224	-1.73	0	0	-2.89
9	-1.934	2.692	13.960	-4.714	-1.16	0	0	-1.93
10	-1.054	2.488	12.300	-5.018	-0.63	0	0	-1.05
11	-0.240	2.310	10.567	-5.149	-0.14	0	0	-0.24
12	0.519	2.159	8.817	-5.120	0.31	0	0	0.52
13	1.232	2.036	7.103	-4.940	0.74	0	0	1.23
14	1.906	1.938	5.474	-4.620	1.14	0	0	1.91
15	2.552	1.865	3.977	-4.164	1.53	0	0	2.55
16	3.177	1.813	2.657	-3.580	1.91	0	0	3.18
17	3.788	1.781	1.557	-2.869	2.27	0	0	3.79
18	4.390	1.764	0.720	-2.035	2.63	0	0	4.39
19	4.988	1.757	0.187	-1.078	2.99	0	0	4.99
20	5.585	1.756	0.000	0.000	1.68	0	0	2.79
						0	4	

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 18.83 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 1.4 m

Tensão_{max}= 1.38 kgf/cm²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo:

1.4 kgf/cm²

Estabilidade: OK!

Limite (L/300)

Deformação: Topo da Estaca

0.014 m

<

0.045 m

Topo do Muro

0.035 m

<

0.073 m

Verificação: OK!

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f_{ck}= 300 kgf/cm²

f_c= 159.38 kgf/cm²

f_{yk}= 5000 kgf/cm²

f_s= 4347.8 kgf/cm²

d'= 5 cm

L_e= 0 m

φ_{fuste}= 0.60 m

λ_y= 0.00

Minoração do Concreto = 1.6

Minoração do Aço = 1.15

Coefficiente de majoração das cargas = 1.4

$$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi^2)$$

$$\rho = w \cdot f_c / f_s \geq 0.5 \% A_c$$

$$A_t = \rho \cdot A_c$$

Esforços para dimensionamento:

N= -3.577

N_d= -5007.4 kgf

(Compressão)

M= 18.828

M_d= 26359.1 kgf.m

Excentricidades:

Excent. inicial = e_i=M_d/N_d= 5.26 m

Excent. Acident.= e_a=L_e/300= 0.02 m

Exc. 2ª ordem= e₂= 0,00557*L_e² /10/D= 0.00 m =>

λ_y <25

Excent. total= e_t=e_i+e_a= 5.28 m

$$v_i = 0.01$$

$$v_1 \cdot e_t / \phi^2 = 0.08$$

$$w = 0.26$$

$$\rho = 0.95\%$$

$$A_t = 26.9 \text{ cm}^2$$

Necessária: (14 φ 16.)

Adotada: (14 φ 16.)

Verificação= Ok!

Armação Longitudinal:

Adotar 14 φ 16.

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 20.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - TRECHO 2 E15-E25

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SECOES CIRCULARES

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 16 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0.18D + 0.64d = 0.18D + 0.64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40.752 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0.9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Secao retangular equivalente} = 54 \times 40.8$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 14 \text{ } \phi 16.0$$

$$Ase = 0.50 \times 14 \times 2 = 14 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 8572 \text{ kgf}$$

$$V_d = 12001 \text{ kgf}$$

$$\tau_{wd} = 1.4V/bw.d = 6.51 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0.25 f_{cd} = 0.25 f_{ck} / 1.6 = 46.88 \text{ kgf/cm}^2 \quad \gg \tau_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} = 40.752 + 1.6/2 + \text{Parâmetros do Arrimo} + 0.8 = 47.4 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 14 / (54 \times 47.352) = 0.0055$$

$$\psi_1 = 0.225 + 15\phi_1 = 0.225 + 15 \times 0.0055 = 0.307$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1.15 \tau \omega \delta = 0.29$$

$$A_{sw} = 1.15 bw.d.\tau_{wd} / f_{yd} = 2.69 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 2.69 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Adotar: $\phi 8.0$ c/ 20.0 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE CONTENÇÃO

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

MURO DE CONTENÇÃO:

TRECHO $h=$ **4 m**

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito $\phi=30^\circ$

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$

1.8 tf/m³

$Ka=\tan^2(45-\phi/2)=$

0.333

Parâmetros do Muro de Arrimo

Altura do Muro=

4 m

Sobrecarga média (q_{sc})=

0.88 tf/m²

Largura da SC 1=

3 m

Sobrecarga 1

0.5 tf/m²

Sobrecarga 2

2 tf/m²

Compr. influência dos apoios (L_1)=

1.2 m

Vão da parede (L_2)= L_1 =

1.2 m

Prof. das Estacas=

6.5 m

Diâmetro das Estacas=

0.6 m

Alt. livre das Estacas (h')=

0.7 m (altura do bloco)

Espessura da Parede =

0.2 m

Largura Pilares =

0.4 m

Altura Pilares =

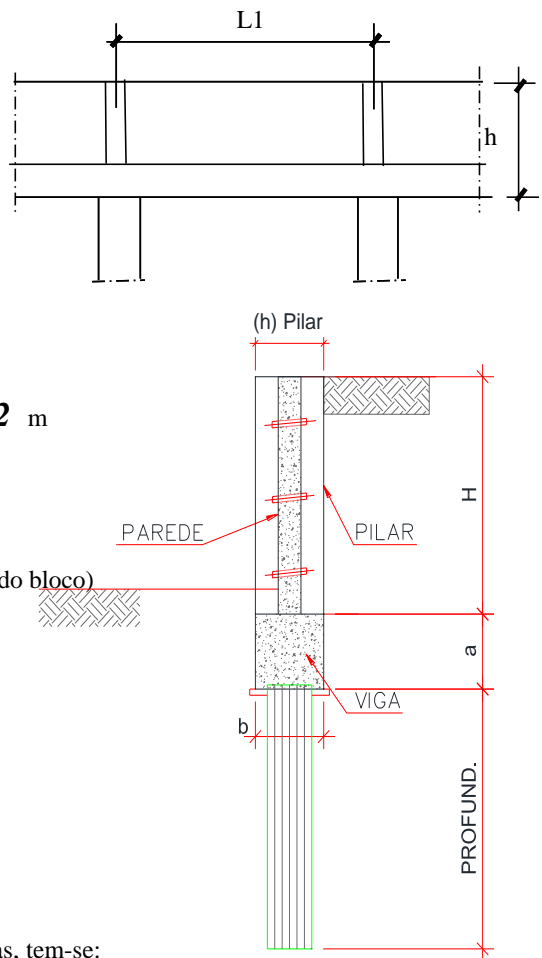
0.5 m

Altura Viga (a) =

0.7 m

Largura Viga (b) =

0.7 m



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c=$

0 tf/m²

ang. de atrito do solo $\phi=$

30 °

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$

1.8 tf/m³

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1=$

0 °

Coefficiente de empuxo (Coulomb)

$Ka=\frac{\sin^2(\beta+\phi)}{(\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\phi_1) \cdot (1+\frac{\sin(\phi-\alpha) \cdot \sin(\phi+\phi_1)}{\sin(\beta-\phi_1) \cdot \sin(\beta+\alpha))})^2}$

onde: $\beta=$ ang.do paramento do muro com a vertical =

90 °

$\alpha=$ ang. de inclinacao do terreno adjacente=

0 °

Simplificando, temos:

$Ka=$ **0.333**

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento h=	4 m
altura critica = Hc =	0.00 m
$Z_o = Hc/2 = 2c/\gamma \cdot ka^{1/2} =$	0.00 m
$qa = \gamma \cdot h \cdot K\alpha - 2cKa^{1/2} =$	
assim:	
qa=	2.40 tf/m ² (carga triangular)
Ea=	4.80 tf.m
Ma=qa.h ² /6=	6.40 tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

Q=	0.88 tf/m ²
qc= SC.Ka=	0.29 tf/m ² /m
Ec=	1.17 tf/m
Mc=qc.h ² /2=	2.35 tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura:	2 m
Pressão do Vento:	0.1 tf/m ²
Ev=	0.20 tf/m
Mv=qv.h ² /2=	0.20 tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot Ka \cdot (h - Z_o)/2 =$	4.80 tf/m (atuando a 1/3H)
$E_2 = qsc \cdot Ka \cdot H =$	1.17 tf/m (atuando a 1/2H)
$E_{unit.} = E_1 + E_2 =$	5.97 tf
$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 =$	8.75 tf.m/m
Peso . Excent.=	0 tf.m/m
Empuxo Vento=	0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 =$	7.17 tf
$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 =$	10.74 tf.m (na base dos pilares)
$M_{tub} = M_p + F \cdot h =$	15.75 tf.m (na cabeça dos Estacas)

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Módulo de Elasticidade do concreto=	3.438E+06	tf/m ²
Inércia da seção do Estaca= $\pi \phi^4/64 =$	6.362E-03	m ⁴
EI=	21872	tf.m ²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial			Extremid. Final		
$M_o =$	15.75	tf.m	$M_n =$	0.0	tf.m
$V_o =$	7.17	tf	$V_n =$	0.0	tf
$\phi_o =$		rad	$\phi_n =$		rad
$y_o =$		m	$y_n =$		m

Características e carregamento da Viga

seg.	El (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F (tf)
1	21871.8	600	0.325	0	0	0
2	21871.8	600	0.325	0	0	0
3	21871.8	600	0.325	0	0	0
4	21871.8	600	0.325	0	0	0
5	21871.8	600	0.325	0	0	0
6	21871.8	600	0.325	0	0	0
7	21871.8	600	0.325	0	0	0
8	21871.8	600	0.325	0	0	0
9	21871.8	600	0.325	0	0	0
10	21871.8	600	0.325	0	0	0
11	21871.8	600	0.325	0	0	0
12	21871.8	600	0.325	0	0	0
13	21871.8	600	0.325	0	0	0
14	21871.8	600	0.325	0	0	0
15	21871.8	600	0.325	0	0	0
16	21871.8	600	0.325	0	0	0
17	21871.8	600	0.325	0	0	0
18	21871.8	600	0.325	0	0	0
19	21871.8	600	0.325	0	0	0
20	21871.8	600	0.325	0	0	0
			6.500			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flecha x10 ⁻³ m	rotação x10 ⁻³ rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensão tf/m ²
0	-13.362	5.184	15.754	7.168	-8.02	0	0	-13.36
1	-11.717	4.935	17.677	4.724	-7.03	0	0	-11.72
2	-10.157	4.662	18.858	2.593	-6.09	0	0	-10.16
3	-8.688	4.377	19.395	0.757	-5.21	0	3	-8.69
4	-7.312	4.089	19.380	-0.801	-4.39	0	0	-7.31
5	-6.030	3.804	18.902	-2.101	-3.62	0	0	-6.03
6	-4.838	3.529	18.041	-3.159	-2.90	0	0	-4.84
7	-3.734	3.269	16.873	-3.993	-2.24	0	0	-3.73
8	-2.711	3.029	15.468	-4.621	-1.63	0	0	-2.71
9	-1.763	2.810	13.890	-5.056	-1.06	0	0	-1.76
10	-0.882	2.616	12.201	-5.312	-0.53	0	0	-0.88
11	-0.060	2.448	10.455	-5.403	-0.04	0	0	-0.06
12	0.712	2.306	8.705	-5.339	0.43	0	0	0.71
13	1.442	2.189	7.001	-5.128	0.87	0	0	1.44
14	2.138	2.097	5.387	-4.779	1.28	0	0	2.14
15	2.807	2.028	3.909	-4.296	1.68	0	0	2.81
16	3.458	1.980	2.608	-3.685	2.07	0	0	3.46
17	4.096	1.950	1.527	-2.949	2.46	0	0	4.10
18	4.727	1.933	0.705	-2.088	2.84	0	0	4.73
19	5.354	1.927	0.183	-1.105	3.21	0	0	5.35
20	5.980	1.926	0.000	0.000	1.79	0	0	2.99
						0	3	

MEMORIAL DE CÁLCULO

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 19.39 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 1.0 m

Tensão_{max}= 13.36 tf/m²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo: 14 tf/m²

Estabilidade: **OK!**

Deformação: Topo da Estaca

0.013 m

<

Limite (L/300)

0.043 m

Topo do Muro

0.038 m

<

0.075 m

Verificação: **OK!**

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE DAS ESTACAS:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f_{ck}= 300 kgf/cm²

f_c= 159.38 kgf/cm²

f_{yk}= 5000 kgf/cm²

f_s= 4347.8 kgf/cm²

d'= 5 cm

Le= 0 m

φ_{fuste}= 0.60 m

λ_y= 0.00

Minoração do Concreto = 1.6

Minoração do Aço = 1.15

Coefficiente de majoração das cargas = 1.4

$$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi_f^2)$$

$$\rho = w \cdot f_c / f_s \geq 0.5 \% A_c$$

$$A_t = \rho \cdot A_c$$

Esforços para dimensionamento:

N= -5.054 tf

N_d= -7075.58 kgf (Compressão)

M= 19.395 tf.m

M_d= 27152.65 kgf.m

Excentricidades:

Excent. inicial = e_i=M_d/N_d= 3.84 m

Excent. Acident.= e_a=Le/300= 0.02 m

Exc. 2ª ordem= e₂= 0,00557*Le² /10/D= 0.00 m =>

λ_y <25

Excent. total= e_t=e_i+e_a= 3.86 m

$$v_i = 0.01$$

$$v_1 \cdot e_t / \phi_f = 0.08$$

$$w = 0.29$$

$$\rho = 1.06\%$$

$$A_t = 30.1 \text{ cm}^2$$

Necessária: (10 φ 20.)

Adotada: (10 φ 20.)

Verificação= **Ok!**

Armação Longitudinal:

Adotar 10 φ 20.

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 20.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SEÇÕES CIRCULARES - ESTACAS

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 20 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0,18D + 0,64d = 0,18D + 0,64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40,496 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0,9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Seção retangular equivalente} = 54 \times 40,5$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 10 \phi 20,0$$

$$Ase = 0,50 \times 10 \times 3,15 = 15,75 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 7168 \text{ kgf}$$

$$V_d = 10035 \text{ kgf}$$

$$t_{wd} = 1,4V/bw.d = 5,52 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t_{wu} = 0,25 f_{cd} = 0,25 f_{ck} / m = 46,88 \text{ kgf/cm}^2 \quad \gg t_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} \approx 2/2 + \text{Parâmetros do Muro de Arrimo} + 0,8 = 47,3 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 15,8 / (\times 47,296) = 0,0062$$

$$\psi_1 = 0,225 + 15\phi_1 = 0,225 + 15 \times 0,0062 = 0,318$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1,15 \tau_{\omega} \delta = 0,13$$

$$A_{sw} = 1,15 bw.h.t_{wd} / f_{yd} = 1,05 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 1,05 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8,0$ c/ 20,0 cm

Adotar: $\phi 8,0$ c/ 20,0 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DOS PILARES:

largura= **0.4** m bf= 0.4 cm
altura= **0.5** m hf= 0.5 cm
Esforços solicitantes na base dos Pilares diagonal= 0.64 m
M_{max.}= 10.74 tf.m
N= 4.40 tf

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

F_{ck}= **300** kgf/cm²
F_{yk}= **5000** kgf/cm²
d'= **5** cm
M_{max.}= 10.74 tf.m k= 0.108 A_s(cm²)= 8.88 cm² (Face Interna)
N= 4.40 tf A_s'(cm²)= 0.00 cm²
A_s, cada face (mínimo)=0.15% A_c= 3 cm²
A_s, total (mínimo)=0.8% A_c= 16 cm²

Armadura Necessária / Adotada:			
	Face Interna	Face Externa	Laterais
Diâmetro =	ø 16.0	ø 12.5	ø 10.0
Quantidade Necessária =	5	3	2
Quantidade Adotada =	5	5	3

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DOS PILARES:

V_{max.}= 7.2 tf
τ_{wd}= 5.6 kgf/cm² ou V_{sd}= 10.0 tf
V_{rd2}= 91.6 tf OK!
A_{sw}= 5.70 cm²/m A_{sw,min}= 5.60 cm²/m

As necessária: 2 **ø 10.0** **c/ 25.0** cm
As adotada: **2** **ø 10.0** **c/ 20.0** cm

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

Momento atuante na Parede Vertical

largura= 1 m
altura= 0.2 m
Vão Parede = 0.8 m
carga média= 1.89 tf/m²
M_{max}= 0.30 tf.m

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

F_{ck}= 300 kgf/cm²
F_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm
M_{max}= 0.30 tf.m k= 0.010 As(cm²)= 0.65
N= 0 tf As'(cm²)= 0.00
As (mínimo)=0.15%bh= 3 cm²/m

Face Interna Horizontal		
As necessária:	ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	ø 8.0	c/ 15.0 cm

Demais Posições		
As necessária:	ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	ø 8.0	c/ 15.0 cm

VIGA INFERIOR

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

f_{ck}= 300 kgf/cm² f_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm γ_s= 1.15
fissuração: wk= 0.3 mm
φ t (Diâmetro dos estribos) = 8.0 mm
φ l (Diâmetro das barras longitudinais) = 10.0 mm

Dimensões da Viga Inferior

b= 0.7 m
a= 0.7 m

1) Esforços solicitantes na viga inferior

M_{max}= 1.08 tf.m k= 0.003
N= 0.00 tf
As(cm²)= 0.53 As'(cm²)= 0.00
diâmetro= 8.0mm kfiss.= 1.000
Asfiss.= 0.53 cm²
As dobro do momento 1.07 cm²
As, total (mínimo)=.15%Ac= 7.35 cm²
As adotada = 7.35 cm²
Necessária: (2 ø 10.)
Adotada: (6 ø 10.)
Verificação= Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

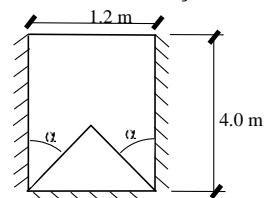
Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

2) Esforços solicitantes de Torção e Cisalhamento:

Ângulo formado no engaste: $\alpha = 45^\circ$
 Altura de Atuação: 0.60 m
 Área de Atuação dos esforços da parede na viga: 0.36 m²
 qa médio atuante: 2.51 tf/m²
 Esforço Total: 0.90 tf
 Momento máximo (conservador Altura x Esforço): 0.54 tf.m

Esquema de área de Atuação:



Td= **0.54** tf.m (Torção de cálculo)
 Vd= **0.90** tf (Cortante de cálculo)

3) Dados da seção:

bw= 70 cm u= 280 A/U= 17.50
 h= 70 cm A= 4900 he= 12.6

Cálculos iniciais:

d'=Cob.+ft+fl/2= 6.30 cm
 bs=bw-2.d'= 57.4 cm bs<5/6.b= 58.3cm
 hs=h-2.d'= 57.4 cm
 t= 11.48 cm
 Ae= 3294.76 cm²

4) Verificação conjunta das tensões:

4.1) Cortante :

4.1.1) Dados para o cálculo do cisalhamento:

Vd= 0.90 tf
 bw= 70 cm
 h= 70 cm
 d'=Cob.+ft+fl/2= 6 cm
 d= 64 cm

4.1.2) Tensão última de cisalhamento:

twu ≤ $\begin{cases} 0,25.fck/gc= & 53.6 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 45 \text{ Kgf/cm}^2 & \end{cases}$ ==> Valor adotado

4.1.3) Tensão de cálculo de cisalhamento:

twd=Vd/(bw.d)= 0.2 Kgf/cm²

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 3

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

4.2) Torção:

4.2.1) Dados para o cálculo da torção:

$$T_d = 0.54 \text{ tf.m}$$

4.2.2) Tensão última de torção:

$$t_{tu} \leq \begin{cases} 0,22.f_{ck}/\gamma_c = 47.1 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 40 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Valor adotado}$$

4.2.3) Tensão de cálculo de torção:

$$t_{td} = T_d / (2.A_e.t) = 0.7 \text{ Kgf/cm}^2$$

4.4) Verificação conjunta das tensões:

4.4.1) Condição geral: $t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} \leq 1$

$$t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} = 0.02 \text{ Ok!}$$

5) Cálculo das armaduras:

5.1) Cisalhamento:

$$A_{sw} = 1,15 t_{wd} \cdot B_w / f_{yd} = 0.37 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2) Torção:

$$A_{sl}/u = A_{s90}/s = T_d / (2.A_e.f_{yd}) = 0.0019$$

$$\text{Armação longitudinal} = 0.53 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotada: } (6 \text{ } \phi 10.)$$

Verificação= Ok!

$$\text{Armação transversal: } 0.19 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.3) Armação Transversal adotada:

$$\text{Armação transversal (cisalhamento + torção)} = 0.38 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armação Adotada= } \mathbf{8.0mm \text{ c./ } 15.0 \text{ cm}}$$

Verificação= Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE CONTENÇÃO

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

MURO DE CONTENÇÃO:

TRECHO $h=$ 5 m

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c=$ 0 tf/m²

ang. de atrito $\phi=30^\circ$

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$

1.8 tf/m³

$Ka=\tan^2(45-\phi/2)=$

0.333

Parâmetros do Muro de Arrimo

Altura do Muro=

5 m

Sobrecarga média (q_{sc})=

1.1 tf/m²

Largura da SC 1=

3 m

Sobrecarga 1

0.5 tf/m²

Sobrecarga 2

2 tf/m²

Compr. influência dos apoios (L_1)=

1.2 m

Vão da parede (L_2)= L_1 =

1.2 m

Prof. das Estacas=

7.4 m

Diâmetro das Estacas=

0.6 m

Alt. livre das Estacas (h')=

0.7 m (altura do bloco)

Espessura da Parede =

0.2 m

Largura Pilares =

0.4 m

Altura Pilares =

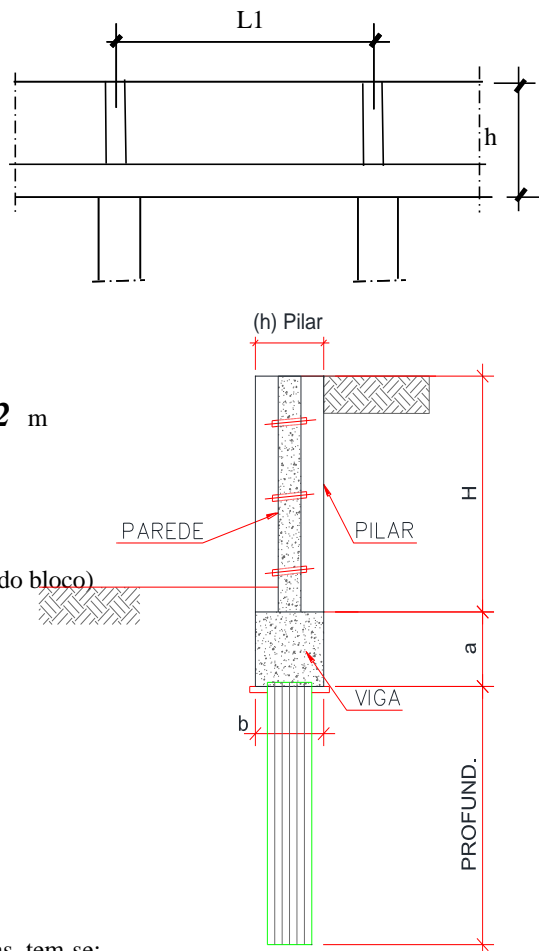
0.5 m

Altura Viga (a) =

0.7 m

Largura Viga (b) =

0.7 m



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c=$

0 tf/m²

ang. de atrito do solo $\phi=$

30 °

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$

1.8 tf/m³

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1=$

0 °

Coefficiente de empuxo (Coulomb)

$Ka=\frac{\sin^2(\beta+\phi)}{(\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\phi_1) \cdot (1+\frac{\sin(\phi-\alpha) \cdot \sin(\phi+\phi_1)}{\sin(\beta-\phi_1) \cdot \sin(\beta+\alpha))})^2}$

onde: β = ang.do paramento do muro com a vertical =

90 °

α =ang. de inclinacao do terreno adjacente=

0 °

Simplificando, temos:

$Ka=$ **0.333**

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento $h=$	5 m
altura critica = $H_c =$	0.00 m
$Z_o = H_c/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} =$	0.00 m
$q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2c \cdot K_a^{1/2} =$	
assim:	
$q_a =$	3.00 tf/m ² (carga triangular)
$E_a =$	7.50 tf/m
$M_a = q_a \cdot h^2/6 =$	12.50 tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

$Q =$	1.1 tf/m ²
$q_c = SC \cdot K_a =$	0.37 tf/m ² /m
$E_c =$	1.83 tf/m
$M_c = q_c \cdot h^2/2 =$	4.58 tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura:	2 m
Pressão do Vento:	0.1 tf/m ²
$E_v =$	0.20 tf/m
$M_v = q_v \cdot h^2/2 =$	0.20 tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot K_a \cdot (h - Z_o)/2 =$	7.50 tf/m (atuando a 1/3H)
$E_2 = q_{sc} \cdot K_a \cdot H =$	1.83 tf/m (atuando a 1/2H)
$E_{unit.} = E_1 + E_2 =$	9.33 tf
$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 =$	17.08 tf.m/m
Peso . Excent.:	0 tf.m/m
Empuxo Vento=	0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 =$	11.20 tf
$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 =$	20.74 tf.m (na base dos pilares)
$M_{tb} = M_p + F \cdot h' =$	28.58 tf.m (na cabeça dos Estacas)

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Módulo de Elasticidade do concreto=	3.438E+06	tf/m ²
Inércia da seção do Estaca= $\pi \phi^4/64 =$	6.362E-03	m ⁴
$EI =$	21872	tf.m ²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	28.58 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	11.20 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	El (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F (tf)
1	21871.8	600	0.370	0	0	0
2	21871.8	600	0.370	0	0	0
3	21871.8	600	0.370	0	0	0
4	21871.8	600	0.370	0	0	0
5	21871.8	600	0.370	0	0	0
6	21871.8	600	0.370	0	0	0
7	21871.8	600	0.370	0	0	0
8	21871.8	600	0.370	0	0	0
9	21871.8	600	0.370	0	0	0
10	21871.8	600	0.370	0	0	0
11	21871.8	600	0.370	0	0	0
12	21871.8	600	0.370	0	0	0
13	21871.8	600	0.370	0	0	0
14	21871.8	600	0.370	0	0	0
15	21871.8	600	0.370	0	0	0
16	21871.8	600	0.370	0	0	0
17	21871.8	600	0.370	0	0	0
18	21871.8	600	0.370	0	0	0
19	21871.8	600	0.370	0	0	0
20	21871.8	600	0.370	0	0	0
			7.400			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flecha x10 ⁻⁴ (-3)m	rotação x10 ⁻³ rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-20.406	8.113	28.580	11.200	-12.24	0	0	-20.31
1	-17.497	7.599	31.926	6.996	-10.50	0	0	-17.50
2	-14.788	7.041	33.834	3.416	-8.87	0	0	-14.79
3	-12.290	6.461	34.526	0.415	-7.37	0	3	-12.29
4	-10.007	5.878	34.207	-2.056	-6.00	0	0	-10.01
5	-7.939	5.308	33.064	-4.044	-4.76	0	0	-7.94
6	-6.076	4.763	31.268	-5.596	-3.65	0	0	-6.08
7	-4.410	4.253	28.971	-6.757	-2.65	0	0	-4.41
8	-2.924	3.785	26.311	-7.567	-1.75	0	0	-2.92
9	-1.603	3.364	23.409	-8.067	-0.96	0	0	-1.60
10	-0.428	2.994	20.375	-8.290	-0.26	0	0	-0.43
11	0.619	2.675	17.305	-8.267	0.37	0	0	0.62
12	1.558	2.408	14.285	-8.023	0.93	0	0	1.56
13	2.407	2.191	11.392	-7.582	1.44	0	0	2.41
14	3.185	2.021	8.697	-6.960	1.91	0	0	3.18
15	3.908	1.895	6.263	-6.172	2.34	0	0	3.91
16	4.592	1.808	4.149	-5.228	2.76	0	0	4.59
17	5.250	1.753	2.412	-4.135	3.15	0	0	5.25
18	5.892	1.724	1.107	-2.898	3.54	0	0	5.89
19	6.527	1.713	0.285	-1.519	3.92	0	0	6.53
20	7.160	1.711	0.000	0.000	2.15	0	0	3.58
							0	3

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 34.53 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 1.1 m

Tensão_{max}= 19.99 tf/m²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo: 20 tf/m²

Estabilidade: **OK!**

Deformação: Topo da Estaca 0.020 m < Limite (L/300) 0.049 m
Topo do Muro 0.067 m < 0.087 m

Verificação: **OK!**

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE DAS ESTACAS:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f_{ck}= 300 kgf/cm² f_c= 159.38 kgf/cm²

f_{yk}= 5000 kgf/cm² f_s= 4347.8 kgf/cm²

d'= 5 cm Le= 0 m

φ_{fuste}= 0.60 m λ_y= 0.00

Minoração do Concreto = 1.6

Minoração do Aço = 1.15

Coefficiente de majoração das cargas = 1.4

$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi_f^2)$

$\rho = w \cdot f_c / f_s \geq 0.5 \% A_c$

$A_t = \rho \cdot A_c$

Esforços para dimensionamento:

N= -5.749 tf

M= 34.526 tf.m

N_d= -8049.18 kgf (Compressão)

M_d= 48336.30 kgf.m

Excentricidades:

Excent. inicial = e_i=M_d/N_d= 6.01 m

Excent. Acident.= e_a=L_e/300= 0.02 m

Exc. 2ª ordem= e₂= 0,00557*L_e²/10/D= 0.00 m => λ_y <25

Excent. total= e_t=e_i+e_a= 6.03 m

v_i = 0.01

v₁. e_t/φ_f = 0.14

w= 0.535

ρ = 1.96%

A_t = 55.4 cm²

Necessária: (12 φ 25.)

Adotada: (12 φ 25.)

Verificação= **Ok!**

Armação Longitudinal:

Adotar 12 φ 25.

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 15.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SEÇÕES CIRCULARES - ESTACAS

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 25 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0,18D + 0,64d = 0,18D + 0,64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40,176 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0,9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Seção retangular equivalente} = 54 \times 40,2$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 12 \phi 25,0$$

$$Ase = 0,50 \times 12 \times 5 = 30 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 11200 \text{ kgf}$$

$$V_d = 15680 \text{ kgf}$$

$$t_{wd} = 1,4V/bw.d = 8,77 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t_{wu} = 0,25 f_{cd} = 0,25 f_{ck} / m = 46,88 \text{ kgf/cm}^2 \quad \gg t_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}}/2 = 5/2 + \text{Parâmetros do Muro de Arrimo} + 0,8 = 47,2 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 30 / (\times 47,226) = 0,0118$$

$$\psi_1 = 0,225 + 15\phi_1 = 0,225 + 15 \times 0,0118 = 0,401$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1,15 \tau_{\omega} \delta = 0,31$$

$$A_{sw} = 1,15 bw.h.t_{wd} / f_{yd} = 3,88 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 3,88 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8,0$ c/ 15,0 cm

Adotar: $\phi 8,0$ c/ 20,0 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DOS PILARES:

largura= **0.4** m bf= 0.4 cm
 altura= **0.5** m hf= 0.5 cm
 Esforços solicitantes na base dos Pilares diagonal= 0.64 m
 Mmax.= 20.74 tf.m
 N= 5.50 tf

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

Fck= **300** kgf/cm²
 Fyk= **5000** kgf/cm²
 d'= **5** cm
 M_{max}. = 20.74 tf.m k= 0.204 As(cm²)= 16.15 cm² (Face Interna)
 N= 5.50 tf As'(cm²)= 0.00 cm²
 As, cada face (mínimo)=0.15%Ac= 3 cm²
 As, total (mínimo)=0.8%Ac= 16 cm²

Armadura Necessária / Adotada:			
	Face Interna	Face Externa	Laterais
Diâmetro =	ø 20.0	ø 12.5	ø 10.0
Quantidade Necessária =	6	3	-
Quantidade Adotada =	6	5	3

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DOS PILARES:

Vmax.= 11.2 tf
 τwd= 8.7 kgf/cm² ou Vsd= 15.7 tf
 Vrd2= 91.6 tf OK!
 Asw= 8.90 cm²/m Asw,min= 5.60 cm²/m

As necessária: 2 **ø 10.0** **c/ 15.0** cm
 As adotada: **2** **ø 10.0** **c/ 15.0** cm

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

Momento atuante na Parede Vertical

largura= 1 m
altura= 0.2 m
Vão Parede = 0.8 m
carga média= 2.37 tf/m²
M_{max}= 0.38 tf.m

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

F_{ck}= 300 kgf/cm²
F_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm
M_{max}= 0.38 tf.m k= 0.013 As(cm²)= 0.82
N= 0 tf As'(cm²)= 0.00
As (mínimo)=0.15%bh= 3 cm²/m

Face Interna Horizontal		
As necessária:	ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	ø 8.0	c/ 15.0 cm

Demais Posições		
As necessária:	ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	ø 8.0	c/ 15.0 cm

VIGA INFERIOR

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

f_{ck}= 300 kgf/cm² f_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm γ_s= 1.15
fissuração: wk= 0.3 mm
φ t (Diâmetro dos estribos) = 8.0 mm
φ l (Diâmetro das barras longitudinais) = 10.0 mm

Dimensões da Viga Inferior

b= 0.7 m
a= 0.7 m

1) Esforços solicitantes na viga inferior

M_{max}= 1.68 tf.m k= 0.004
N= 0.00 tf
As(cm²)= 0.83 As'(cm²)= 0.00
diâmetro= 8.0mm kfiss.= 1.000
Asfiss.= 0.83 cm²
As dobro do momento 1.67 cm²
As, total (mínimo)=.15%Ac= 7.35 cm²
As adotada = 7.35 cm²
Necessária: (3 ø 10.)
Adotada: (6 ø 10.)
Verificação= Ok!

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

2) Esforços solicitantes de Torção e Cisalhamento:

Ângulo formado no engaste: $\alpha = 45^\circ$

Altura de Atuação: 0.60 m

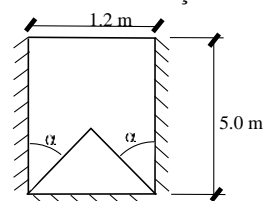
Área de Atuação dos esforços da parede na viga: 0.36 m²

qa médio atuante: 3.19 tf/m²

Esforço Total: 1.15 tf

Momento máximo (conservador Altura x Esforço): 0.69 tf.m

Esquema de área de Atuação:



Td= **0.69** tf.m (Torção de cálculo)
Vd= **1.15** tf (Cortante de cálculo)

3) Dados da seção:

bw=	70 cm	u=	280	A/U=	17.50
h=	70 cm	A=	4900	he=	12.6

Cálculos iniciais:

d'=Cob.+ft+fl/2=	6.30 cm		
bs=bw-2.d'=	57.4 cm	bs<5/6.b=	58.3cm
hs=h-2.d'=	57.4 cm		
t=	11.48 cm		
Ae=	3294.76 cm ²		

4) Verificação conjunta das tensões:

4.1) Cortante :

4.1.1) Dados para o cálculo do cisalhamento:

Vd=	1.15 tf	
bw=	70 cm	
h=	70 cm	
d'=Cob.+ft+fl/2=	6 cm	
d=	64 cm	

4.1.2) Tensão última de cisalhamento:

twu ≤	0,25.fck/gc=	53.6 Kgf/cm ²	==>Valor adotado
	45 Kgf/cm ²	==>Valor adotado	

4.1.3) Tensão de cálculo de cisalhamento:

twd=Vd/(bw.d)=	0.3 Kgf/cm ²
----------------	-------------------------

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 4

4.2) Torção:

4.2.1) Dados para o cálculo da torção:

$$T_d = 0.69 \text{ tf.m}$$

4.2.2) Tensão última de torção:

$$t_{tu} \leq \begin{cases} 0,22.f_{ck}/\gamma_c = 47.1 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 40 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Valor adotado}$$

4.2.3) Tensão de cálculo de torção:

$$t_{td} = T_d / (2.A_e.t) = 0.9 \text{ Kgf/cm}^2$$

4.4) Verificação conjunta das tensões:

4.4.1) Condição geral: $t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} \leq 1$

$$t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} = 0.03 \text{ Ok!}$$

5) Cálculo das armaduras:

5.1) Cisalhamento:

$$A_{sw} = 1,15 t_{wd} \cdot B_w / f_{yd} = 0.47 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2) Torção:

$$A_{sl}/u = A_{s90}/s = T_d / (2.A_e.f_{yd}) = 0.0024$$

$$\text{Armação longitudinal} = 0.67 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotada: } (6 \text{ } \phi 10.)$$

Verificação= Ok!

$$\text{Armação transversal: } 0.24 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.3) Armação Transversal adotada:

$$\text{Armação transversal (cisalhamento + torção)} = 0.48 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armação Adotada= } \mathbf{8.0mm \text{ c./ } 15.0 \text{ cm}}$$

Verificação= Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE CONTENÇÃO

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

MURO DE CONTENÇÃO:

TRECHO $h = 3.5 \text{ m}$

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c = 0 \text{ tf/m}^2$

ang. de atrito $\phi = 30^\circ$

Peso específico $\gamma_{(\text{solo})} =$

1.8 tf/m^3

$K_a = \tan^2(45 - \phi/2) =$

0.750

Parâmetros do Muro de Arrimo

Altura do Muro =

3.5 m

Sobrecarga média (q_{sc}) =

0.72 tf/m^2

Largura da SC 1 =

3 m

Sobrecarga 1

0.5 tf/m^2

Sobrecarga 2

2 tf/m^2

Compr. influência dos apoios (L_1) =

1.2 m

Vão da parede (L_2) = $L_1 =$

1.2 m

Prof. das Estacas =

7.4 m

Diâmetro das Estacas =

0.6 m

Alt. livre das Estacas (h') =

0.7 m (altura do bloco)

Espessura da Parede =

0.2 m

Largura Pilares =

0.4 m

Altura Pilares =

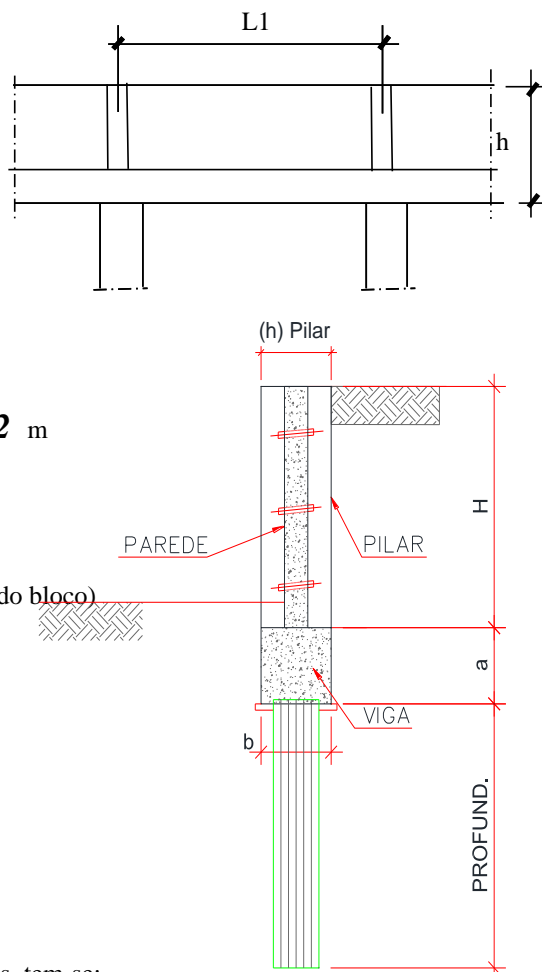
0.5 m

Altura Viga (a) =

0.7 m

Largura Viga (b) =

0.7 m



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c = 0 \text{ tf/m}^2$

ang. de atrito do solo $\phi =$

30 $^\circ$

Peso específico $\gamma_{(\text{solo})} =$

1.8 tf/m^3

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1 =$

0 $^\circ$

Coefficiente de empuxo (Coulomb)

$K_a = \frac{\sin^2(\beta + \phi)}{(\sin^2 \beta \cdot \sin(\beta - \phi_1) \cdot (1 + \sqrt{(\sin(\phi - \alpha) \cdot \sin(\phi + \phi_1) / \sin(\beta - \phi_1) \cdot \sin(\beta + \alpha))})^2}$

onde: $\beta =$ ang. do paramento do muro com a vertical =

90 $^\circ$

$\alpha =$ ang. de inclinação do terreno adjacente =

30 $^\circ$

Simplificando, temos:

$K_a = 0.750$

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

$$\begin{aligned}
 \text{altura do paramento } h &= 3.5 \text{ m} \\
 \text{altura critica} = H_c &= 0.00 \text{ m} \\
 Z_o = H_c/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} &= 0.00 \text{ m} \\
 q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2cK_a^{1/2} &= \\
 \text{assim:} \\
 q_a &= 4.73 \text{ tf/m}^2 \quad (\text{carga triangular}) \\
 E_a &= 8.27 \text{ tf/m} \\
 M_a = q_a \cdot h^2/6 &= 9.65 \text{ tf.m}
 \end{aligned}$$

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

$$\begin{aligned}
 Q &= 0.72 \text{ tf/m}^2 \\
 q_c = SC \cdot K_a &= 0.54 \text{ tf/m}^2/\text{m} \\
 E_c &= 1.89 \text{ tf/m} \\
 M_c = q_c \cdot h^2/2 &= 3.31 \text{ tf.m/m}
 \end{aligned}$$

Empuxo Totais no Muro

$$\begin{aligned}
 E_1 = \gamma_{(\text{solo})} \cdot K_a \cdot (h - Z_o)/2 &= 8.27 \text{ tf/m (atuando a } 1/3H) \\
 E_2 = q_c \cdot K_a \cdot H &= 1.89 \text{ tf/m (atuando a } 1/2H) \\
 E_{\text{unit.}} = E_1 + E_2 &= 10.16 \text{ tf} \\
 M_{\text{unit.}} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 &= 12.95 \text{ tf.m/m} \\
 \text{Peso . Excent.:} &= 0 \text{ tf.m/m}
 \end{aligned}$$

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$$\begin{aligned}
 F = E_{\text{unit.}} \cdot L_1 &= 12.19 \text{ tf} \\
 M_p = M_{\text{unit.}} \cdot L_1 &= 15.55 \text{ tf.m} \quad (\text{na base dos pilares}) \\
 M_{\text{tub}} = M_p + F \cdot h' &= 24.08 \text{ tf.m} \quad (\text{na cabeça dos Estacas})
 \end{aligned}$$

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

$$\begin{aligned}
 \text{Coeficiente de Recalque do solo} &= 1000 \text{ tf/m}^3 \\
 \text{Coeficiente de Recalque do solo} &= 1000 \text{ tf/m}^3 \\
 \text{Módulo de Elasticidade do concreto} &= 3.438 \text{E}+06 \text{ tf/m}^2 \\
 \text{Inércia da seção do Estaca} = \pi \phi^4/64 &= 6.362 \text{E}-03 \text{ m}^4 \\
 EI &= 21872 \text{ tf.m}^2
 \end{aligned}$$

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	24.08 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	12.19 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	El (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F(tf)
1	21871.8	600	0.370	0	0	0
2	21871.8	600	0.370	0	0	0
3	21871.8	600	0.370	0	0	0
4	21871.8	600	0.370	0	0	0
5	21871.8	600	0.370	0	0	0
6	21871.8	600	0.370	0	0	0
7	21871.8	600	0.370	0	0	0
8	21871.8	600	0.370	0	0	0
9	21871.8	600	0.370	0	0	0
10	21871.8	600	0.370	0	0	0
11	21871.8	600	0.370	0	0	0
12	21871.8	600	0.370	0	0	0
13	21871.8	600	0.370	0	0	0
14	21871.8	600	0.370	0	0	0
15	21871.8	600	0.370	0	0	0
16	21871.8	600	0.370	0	0	0
17	21871.8	600	0.370	0	0	0
18	21871.8	600	0.370	0	0	0
19	21871.8	600	0.370	0	0	0
20	21871.8	600	0.370	0	0	0
			7.400			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flecha x10 ⁻³ m	rotação x10 ⁻³ rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-20.100	7.662	24.079	12.191	-12.06	0	0	-20.10
1	-17.345	7.221	27.802	8.037	-10.41	0	0	-17.35
2	-14.763	6.729	30.099	4.476	-8.86	0	0	-14.76
3	-12.369	6.209	31.182	1.468	-7.42	0	0	-12.37
4	-10.170	5.680	31.249	-1.030	-6.10	0	4	-10.17
5	-8.166	5.157	30.478	-3.062	-4.90	0	0	-8.17
6	-6.352	4.652	29.035	-4.670	-3.81	0	0	-6.35
7	-4.719	4.177	27.069	-5.895	-2.83	0	0	-4.72
8	-3.256	3.739	24.715	-6.777	-1.95	0	0	-3.26
9	-1.947	3.342	22.092	-7.352	-1.17	0	0	-1.95
10	-0.777	2.992	19.308	-7.652	-0.47	0	0	-0.78
11	0.273	2.690	16.460	-7.706	0.16	0	0	0.27
12	1.219	2.435	13.633	-7.539	0.73	0	0	1.22
13	2.080	2.228	10.906	-7.171	1.25	0	0	2.08
14	2.873	2.065	8.349	-6.620	1.72	0	0	2.87
15	3.614	1.944	6.028	-5.899	2.17	0	0	3.61
16	4.316	1.860	4.003	-5.018	2.59	0	0	4.32
17	4.994	1.807	2.333	-3.985	3.00	0	0	4.99
18	5.656	1.778	1.073	-2.802	3.39	0	0	5.66
19	6.312	1.768	0.277	-1.474	3.79	0	0	6.31
20	6.965	1.766	0.000	0.000	2.09	0	0	3.48
						0	4	

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 31.25 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 1.5 m

Tensão_{max}= 20.00 tf/m²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo: 20 tf/m²

Estabilidade: **OK!**

Deformação:	Topo da Estaca	0.020 m	<	Limite (L/300)
	Topo do Muro	0.052 m	<	0.049 m
				0.077 m
		Verificação:	OK!	

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE DAS ESTACAS:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f _{ck} =	300 kgf/cm ²	f _c =	159.38 kgf/cm ²
f _{yk} =	5000 kgf/cm ²	f _s =	4347.8 kgf/cm ²
d'=	5 cm	Le=	0 m
φ _{fuste} =	0.60 m	λ _y =	0.00
	Minoração do Concreto =		1.6
	Minoração do Aço =		1.15
	Coeficiente de majoração das cargas =		1.4

$$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi_f^2)$$

$$\rho = w \cdot f_c / f_s \quad > = \quad 0.5 \% \quad A_c$$

$$A_t = \rho \cdot A_c$$

Esforços para dimensionamento:

N=	-5.111 tf	N _d =	-7155.33 kgf	(Compressão)
M=	31.249 tf.m	M _d =	43747.91 kgf.m	

Excentricidades:

Excent. inicial =	e _i =M _d /N _d =	6.11 m
Excent. Acident.=	e _a =L _e /300=	0.02 m
Exc. 2ª ordem= e ₂ =	0,00557*L _e ² /10/D=	0.00 m => λ _y <25
Excent. total=	e _t =e _i +e _a =	6.13 m

$$v_i = 0.01$$

$$v_1 \cdot e_t / \phi_f = 0.13$$

$$w = 0.47$$

$$\rho = 1.72\%$$

$$A_t = 48.7 \text{ cm}^2$$

Necessária: (10 φ 25.)

Adotada: (10 φ 25.)

Verificação= **OK!**

Armação Longitudinal:

Adotar 10 φ 25.

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 15.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SEÇÕES CIRCULARES - ESTACAS

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 25 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0.18D + 0.64d = 0.18D + 0.64(D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 40.176 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0.9D$$

$$b_e = 54 \text{ cm}$$

$$\text{Secao retangular equivalente} = 54 \times 40.2$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 10 \phi 25.0$$

$$Ase = 0.50 \times 10 \times 5 = 25 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 12191 \text{ kgf}$$

$$V_d = 17067 \text{ kgf}$$

$$t_{wd} = 1.4V/bw.d = 9.54 \text{ kgf/cm}^2$$

$$t_{wu} = 0.25 f_{cd} = 0.25 f_{ck} / m = 46.88 \text{ kgf/cm}^2 \quad \gg t_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} = 2.5/2 + \text{Parâmetros do Muro de Arrimo} + 0.8 = 47.2 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 25 / (54 \times 47.226) = 0.0098$$

$$\psi_1 = 0.225 + 15\phi_1 = 0.225 + 15 \times 0.0098 = 0.372$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1.15 \tau \omega \delta = 0.41$$

$$A_{sw} = 1.15 bw.h.t_{wd} / f_{yd} = 5.62 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 5.62 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8.0$ c/ 15.0 cm

Adotar: $\phi 8.0$ c/ 17.9 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DOS PILARES:

largura= **0.4** m bf= 0.4 cm
altura= **0.5** m hf= 0.5 cm
Esforços solicitantes na base dos Pilares diagonal= 0.64 m
Mmax.= 15.55 tf.m
N= 3.85 tf

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

Fck= **300** kgf/cm²
Fyk= **5000** kgf/cm²
d'= **5** cm
M,max.= 15.55 tf.m k= 0.153 As(cm²)= 11.68 cm² (Face Interna)
N= 3.85 tf As'(cm²)= 0.00 cm²
As, cada face (mínimo)=0.15% Ac= 3 cm²
As, total (mínimo)=0.8% Ac= 16 cm²

	Armadura Necessária / Adotada:		
	Face Interna	Face Externa	Laterais
Diâmetro =	ø 20.0	ø 12.5	ø 10.0
Quantidade Necessária =	4	3	2
Quantidade Adotada =	5	5	3

Obs.: Do pilar P43 para frente, reduzir armação face interna para 5 de 12.5mm

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DOS PILARES:

Vmax.= 12.2 tf
τwd= 9.5 kgf/cm² ou Vsd= 17.1 tf
Vrd2= 91.6 tf OK!
Asw= 9.69 cm²/m Asw,min= 5.60 cm²/m

As necessária: 2 **ø 10.0** **c/ 15.0** cm
As adotada: **2** **ø 10.0** **c/ 15.0** cm

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

DIMENSIONAMENTO DAS PAREDES

Momento atuante na Parede Vertical

largura= 1 m
altura= 0.2 m
Vão Parede = 0.8 m
carga média= 3.69 tf/m²
M_{max}= 0.59 tf.m

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO SIMPLES

F_{ck}= 300 kgf/cm²
F_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm
M_{max}= 0.59 tf.m k= 0.020 As(cm²)= 1.28
N= 0 tf As'(cm²)= 0.00
As (mínimo)=0.15%bh= 3 cm²/m

Face Interna Horizontal		
As necessária:	Ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	Ø 8.0	c/ 15.0 cm

Demais Posições		
As necessária:	Ø 8.0	c/ 15.0 cm
As adotada:	Ø 8.0	c/ 15.0 cm

VIGA INFERIOR

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

f_{ck}= 300 kgf/cm² f_{yk}= 5000 kgf/cm²
d'= 5 cm γ_s= 1.15
fissuracao: w_k= 0.3 mm
φ t (Diâmetro dos estribos) = 8.0 mm
φ l (Diâmetro das barras longitudinais) = 10.0 mm

Dimensoes da Viga Inferior

b= 0.7 m
a= 0.7 m

1) Esforços solicitantes na viga inferior

M_{max}= 1.83 tf.m k= 0.005
N= 0.00 tf
As(cm²)= 0.91 As'(cm²)= 0.00
diametro= 8.0mm k_{fiss}= 1.000
As_{fiss}= 0.91 cm²
As dobro do momento 1.82 cm²
As, total (minimo)=.15%Ac= 7.35 cm²
As adotada = 7.35 cm²
Necessária: (3 Ø 10.)
Adotada: (6 Ø 10.)
Verificação= OK!

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

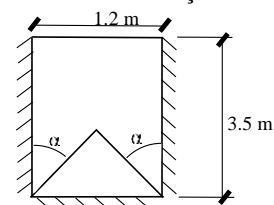
Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

2) Esforços solicitantes de Torção e Cisalhamento:

Ângulo formado no engaste: $\alpha = 45^\circ$
 Altura de Atuação: 0.60 m
 Área de Atuação dos esforços da parede na viga: 0.36 m²
 qa médio atuante: 4.86 tf/m²
 Esforço Total: 1.75 tf
 Momento máximo (conservador Altura x Esforço): 1.05 tf.m

Esquema de área de Atuação:



Td= 1.05 tf.m (Torção de cálculo)
 Vd= 1.75 tf (Cortante de cálculo)

3) Dados da seção:

bw=	70 cm	u=	280	A/U=	17.50
h=	70 cm	A=	4900	he=	12.6

Cálculos iniciais:

d'=Cob.+ft+fl/2= 6.30 cm
 bs=bw-2.d'= 57.4 cm bs<5/6.b= 58.3cm
 hs=h-2.d'= 57.4 cm
 t= 11.48 cm
 Ae= 3294.76 cm²

4) Verificação conjunta das tensões:

4.1) Cortante :

4.1.1) Dados para o cálculo do cisalhamento:

Vd= 1.75 tf
 bw= 70 cm
 h= 70 cm
 d'=Cob.+ft+fl/2= 6 cm
 d= 64 cm

4.1.2) Tensão última de cisalhamento:

$twu \leq \begin{cases} 0,25.fck/gc= & 53.6 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 45 \text{ Kgf/cm}^2 & \end{cases} \Rightarrow \text{Valor adotado}$

4.1.3) Tensão de cálculo de cisalhamento:

twd=Vd/(bw.d)= 0.4 Kgf/cm²

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO ESTACAS - MURO TRECHO 5

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

4.2) Torção:

4.2.1) Dados para o cálculo da torção:

$$T_d = 1.05 \text{ tf.m}$$

4.2.2) Tensão última de torção:

$$t_{tu} \leq \begin{cases} 0,22.f_{ck}/\gamma_c = 47.1 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 40 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Valor adotado}$$

4.2.3) Tensão de cálculo de torção:

$$t_{td} = T_d / (2.A_e.t) = 1.4 \text{ Kgf/cm}^2$$

4.4) Verificação conjunta das tensões:

4.4.1) Condição geral: $t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} \leq 1$

$$t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} = 0.05 \text{ Ok!}$$

5) Cálculo das armaduras:

5.1) Cisalhamento:

$$A_{sw} = 1,15 t_{wd} . B_w / f_{yd} = 0.72 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2) Torção:

$$A_{sl}/u = A_{s90}/s = T_d / (2.A_e.f_{yd}) = 0.0037$$

Armação longitudinal 1.03 cm²/m

Adotada: (6 ϕ 10.)

Verificação= Ok!

Armação transversal: 0.37 cm²/m

5.3) Armação Transversal adotada:

Armação transversal (cisalhamento + torção)= 0.73 cm²/m

Armação Adotada= 8.0mm c./ 15.0 cm

Verificação= Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

MURO DE CONTENÇÃO

MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA
TRECHOS I E VI

MURO DE CONTENÇÃO: TRECHO $h=$ **2 m**

Parâmetros do Terreno para empuxo:

coesão: $c=$ **0** tf/m²

ang. de atrito $\phi=90^\circ$ - SEM SOLO

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ **0.0** tf/m³

$Ka=\tan^2(45-\phi/2)=$ **0.000**

Parâmetros do Muro de Arrimo

Altura do Muro= **2** m

Sobrecarga média (q_{sc})= **0** tf/m²

Largura da SC 1= **0** m

Sobrecarga 1 **0** tf/m²

Sobrecarga 2 **0** tf/m²

Compr. influência dos apoios (L_1)= **3.6** m

Vão da parede (L_2)= $L_1 =$ **3.6** m

Prof. das Estacas= **2** m

Diâmetro das Estacas= **0.15** m

Alt. livre das Estacas (h')= **0.5** m (altura do bloco)

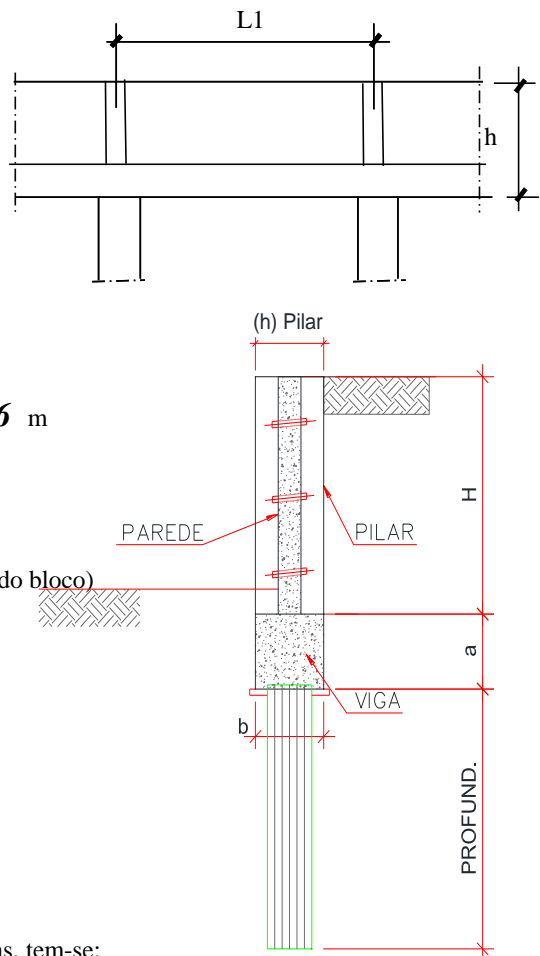
Espessura da Parede = **0.2** m

Largura Pilares = **0.2** m

Altura Pilares = **0.35** m

Altura Viga (a) = **0.5** m

Largura Viga (b) = **0.4** m



1) Determinação das Cargas Atuantes

Parâmetros do Terreno para empuxo:

Considerando-se um material de características arenosas, tem-se:

coesão: $c=$ **0** tf/m²

ang. de atrito do solo $\phi=$ **90** °

Peso específico $\gamma_{(solo)}=$ **0.00001** tf/m³

ang. de atrito do solo/muro (ang. de rugosidade) $\phi_1=$ **0** °

Coefficiente de empuxo (Coulomb)

$$Ka=\frac{\sin^2(\beta+\phi)}{(\sin^2\beta \cdot \sin(\beta-\phi_1) \cdot (1+\frac{\sin(\phi-\alpha) \cdot \sin(\phi+\phi_1)}{\sin(\beta-\phi_1) \cdot \sin(\beta+\alpha))})^2}$$

onde: $\beta=$ ang.do paramento do muro com a vertical = **90** °

$\alpha=$ ang. de inclinacao do terreno adjacente= **0** °

Simplificando, temos: $Ka=$ **0.000**

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

a) Pressão devido ao Empuxo de terra

altura do paramento h=	2 m
altura critica = Hc =	0.00 m
$Z_o = Hc/2 = 2c/\gamma \cdot k_a^{1/2} =$	0.00 m
$q_a = \gamma \cdot h \cdot K_a - 2c \cdot K_a^{1/2} =$	
assim:	
q _a =	0.00 tf/m ² (carga triangular)
E _a =	0.00 tf/m
M _a =q _a .h ² /6=	0.00 tf.m

b) Pressão Devido a sobrecarga

Considerando a ação de uma sobre carga uniformemente distribuída correspondente a altura do aterro, teremos atuando no paramento:

Q=	0 tf/m ²
q _c = SC.K _a =	0.00 tf/m ² /m
E _c =	0.00 tf/m
M _c =q _c .h ² /2=	0.00 tf.m/m

c) Pressão Devido o Vento

Muro de divisa acima do muro de contenção

Altura:	2 m
Pressão do Vento:	0.1 tf/m ²
E _v =	0.20 tf/m
M _v =q _v .h ² /2=	0.20 tf.m/m

Empuxo Totais no Muro

$E_1 = \gamma_{(solo)} \cdot K_a \cdot (h - Z_o) / 2 =$	0.00 tf/m (atuando a 1/3H)
$E_2 = q_{sc} \cdot K_a \cdot H =$	0.00 tf/m (atuando a 1/2H)
$E_{unit.} = E_1 + E_2 =$	0.00 tf
$M_{unit.} = E_1 \cdot H/3 + E_2 \cdot H/2 =$	0.00 tf.m/m
Peso . Excent.=	0 tf.m/m
Empuxo Vento=	0.20 tf.m/m

Estacas

Esforços Máximos Atuantes na Cabeça da Estaca

$F = E_{unit.} \cdot L_1 =$	0.00 tf	
$M_p = M_{unit.} \cdot L_1 =$	0.72 tf.m	(na base dos pilares)
$M_{tub} = M_p + F \cdot h' =$	0.24 tf.m	(na cabeça dos Estacas) Obs.: Estacas a cada 1,2m

Considerando os estacas como uma viga imersa em meio elástico, temos:

Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Coefficiente de Recalque do solo=	1000	tf/m ³
Módulo de Elasticidade do concreto=	3.438E+06	tf/m ²
Inércia da seção do Estaca= $\pi \phi^4/64 =$	2.485E-05	m ⁴
EI=	85	tf.m ²

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

Determinação dos Esforços Solicitantes nas Estacas

VIGA SOBRE BASE ELÁSTICA

Condições de Extremidade

Extremid. Inicial		Extremid. Final	
$M_o =$	0.24 tf.m	$M_n =$	0.0 tf.m
$V_o =$	0.14 tf	$V_n =$	0.0 tf
$\phi_o =$	rad	$\phi_n =$	rad
$y_o =$	m	$y_n =$	m

Características e carregamento da Viga

seg.	El (tf.m ²)	a=b.Cr	DL (m)	q (tf/m)	M (tf.m)	F (tf)
1	85.4	150	0.100	0	0	0
2	85.4	150	0.100	0	0	0
3	85.4	150	0.100	0	0	0
4	85.4	150	0.100	0	0	0
5	85.4	150	0.100	0	0	0
6	85.4	150	0.100	0	0	0
7	85.4	150	0.100	0	0	0
8	85.4	150	0.100	0	0	0
9	85.4	150	0.100	0	0	0
10	85.4	150	0.100	0	0	0
11	85.4	150	0.100	0	0	0
12	85.4	150	0.100	0	0	0
13	85.4	150	0.100	0	0	0
14	85.4	150	0.100	0	0	0
15	85.4	150	0.100	0	0	0
16	85.4	150	0.100	0	0	0
17	85.4	150	0.100	0	0	0
18	85.4	150	0.100	0	0	0
19	85.4	150	0.100	0	0	0
20	85.4	150	0.100	0	0	0
			2.000			

Deslocamentos e Esforços solicitantes nas seções

Seção	flecha x10 ⁻³ m	rotação x10 ⁻³ rad	M (tf.m)	V (tf)	tensão.b (tf/m)	Secao smax.	Secao Mmax.	tensao tf/m ²
0	-5.008	6.211	0.240	0.144	-0.75	0	0	-5.01
1	-4.401	5.924	0.251	0.073	-0.66	0	0	-4.40
2	-3.824	5.627	0.255	0.012	-0.57	0	2	-3.82
3	-3.276	5.329	0.253	-0.041	-0.49	0	0	-3.28
4	-2.758	5.036	0.247	-0.087	-0.41	0	0	-2.76
5	-2.269	4.752	0.236	-0.124	-0.34	0	0	-2.27
6	-1.807	4.484	0.222	-0.155	-0.27	0	0	-1.81
7	-1.371	4.233	0.206	-0.179	-0.21	0	0	-1.37
8	-0.960	4.003	0.187	-0.196	-0.14	0	0	-0.96
9	-0.570	3.796	0.167	-0.208	-0.09	0	0	-0.57
10	-0.200	3.613	0.146	-0.213	-0.03	0	0	-0.20
11	0.154	3.455	0.124	-0.214	0.02	0	0	0.15
12	0.492	3.323	0.103	-0.209	0.07	0	0	0.49
13	0.819	3.214	0.083	-0.199	0.12	0	0	0.82
14	1.136	3.129	0.063	-0.184	0.17	0	0	1.14
15	1.445	3.065	0.046	-0.165	0.22	0	0	1.45
16	1.750	3.021	0.031	-0.141	0.26	0	0	1.75
17	2.050	2.993	0.018	-0.112	0.31	0	0	2.05
18	2.349	2.978	0.008	-0.079	0.35	0	0	2.35
19	2.646	2.972	0.002	-0.042	0.40	0	0	2.65
20	2.943	2.971	0.000	0.000	0.22	0	0	1.47
						0	2	

Arquivo:

CEP-1968-PE-MC001

Título:

MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

Projeto:

MURO DE CONTENÇÃO

Momento Máximo Atuante na Estaca

M_{max}= 0.25 tf.m

Prof. do Mom_{max}= 0.2 m

Tensão_{max}= 5.01 tf/m²

Prof. da Tensão_{max}= 0.00 m

Capacidade do Solo: 8 tf/m²

Estabilidade: **OK!**

Deformação: Topo da Estaca

0.005 m

<

Limite (L/300)

0.013 m

Topo do Muro

0.021 m

<

0.030 m

Verificação: **OK!**

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DO FUSTE DAS ESTACAS:

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL:

f_{ck}= 300 kgf/cm² f_c= 159.38 kgf/cm²

f_{yk}= 5000 kgf/cm² f_s= 4347.8 kgf/cm²

d'= 4 cm Le= 0 m

φ_{fuste}= 0.15 m λ_y= 0.00

Minoração do Concreto = 1.6

Minoração do Aço = 1.15

Coefficiente de majoração das cargas = 1.4

$v_i = N_d / (f_c \cdot \phi_f^2)$

$\rho = w \cdot f_c / f_s \geq 0.5 \% A_c$

$A_t = \rho \cdot A_c$

Esforços para dimensionamento:

N= -5.431 tf

M= 0.255 tf.m

N_d= -7603.30 kgf (Compressão)

M_d= 356.98 kgf.m

Excentricidades:

Excent. inicial = e_i=M_d/N_d= 0.05 m

Excent. Acident.= e_a=L_e/300= 0.02 m

Exc. 2ª ordem= e₂= 0,00557*L_e²/10/D= 0.00 m => λ_y <25

Excent. total= e_t=e_i+e_a= 0.07 m

v_i = 0.21

v₁. e_t/φ_f = 0.09

w= 0.29

ρ = 1.06%

A_t = 1.9 cm²

Necessária: (4 φ 8.)

Adotada: (6 φ 8.)

Verificação= **Ok!**

Armação Longitudinal:

Adotar 6 φ 8.

Armação Transversal:

Adotar φ 8. c/ 10.

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DE SEÇÕES CIRCULARES - ESTACAS

Diametro dos Estribos= 8 mm
Diam. armação long.= 8 mm

Segundo AASHTO LRFD 2012, item 5.8.2, pag. 5-64, tem-se:

altura equivalente

$$d_e = D/2 + d/\pi = 0.18D + 0.64d = 0.18D + 0.64 (D - 2c - 2\phi_t + \phi_L) =$$

$$d_e = 5.644 \text{ cm}$$

largura equivalente

$$b_e = 0.9D$$

$$b_e = 13.5 \text{ cm}$$

$$\text{Seção retangular equivalente} = 13.5 \times 5.6$$

Ase= metade da armadura longitudinal total (Ase=50% Asl)

$$Asl = 6 \text{ } \phi 8.0$$

$$Ase = 0.50 \times 6 \times 0.5 = 1.5 \text{ cm}^2$$

$$V_{\text{máx.}} = 144 \text{ kgf}$$

$$V_d = 202 \text{ kgf}$$

$$\tau_{wd} = 1.4V/bw.d = 33.63 \text{ kgf/cm}^2$$

$$\tau_{wu} = 0.25 f_{cd} = 0.25 f_{ck} / m = 46.88 \text{ kgf/cm}^2 \quad \gg \tau_{wd} \text{ ok!}$$

$$h_e = d_e + \phi_{\text{long.}}/2 + d' + \phi_{\text{transv.}} = 0.8/2 + \text{Parâmetros do Muro de Arrimo} + 0.8 = 10.8 \text{ cm}$$

$$\phi_1 = Ase / A_c = 1.5 / (\times 10.844) = 0.0102$$

$$\psi_1 = 0.225 + 15\phi_1 = 0.225 + 15 \times 0.0102 = 0.379$$

Considerar a resistência do concreto: 1 (1: Sim, 0: Não)

$$\eta = 1 - \psi_1 \phi \chi \kappa^{1/2} / 1.15 \tau_{wd} = 0.83$$

$$A_{sw} = 1.15 bw.h.\tau_{wd} / f_{yd} = 9.97 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Armação Transversal adotada: 9.97 cm²/m

As adotada em projeto: $\phi 8.0$ c/ 10.0 cm

Adotar: $\phi 8.0$ c/ 10.1 cm

Verificação: Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO DOS PILARES:

largura= **0.2** m bf= 0.2 cm
altura= **0.35** m hf= 0.35 cm
Esforços solicitantes na base dos Pilares diagonal= 0.40 m
M_{max.}= 0.72 tf.m
N= 3.95 tf

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

F_{ck}= **300** kgf/cm²
F_{yk}= **5000** kgf/cm²
d'= **5** cm
M_{max.}= 0.72 tf.m k= 0.046 A_s(cm²)= 0.90 cm² (Face Interna)
N= 3.95 tf A_s'(cm²)= 0.00 cm²
A_s, cada face (mínimo)=0.15% A_c= 1.05 cm²
A_s, total (mínimo)=0.8% A_c= 5.6 cm²

Armadura Necessária / Adotada:			
	Face Interna	Face Externa	Laterais
Diâmetro =	ø 12.5	ø 12.5	ø 8.0
Quantidade Necessária =	1	1	2
Quantidade Adotada =	2	2	2

DIMENSIONAMENTO AO CISALHAMENTO DOS PILARES:

V_{max.}= 0.7 tf
τ_{wd}= 1.7 kgf/cm² ou V_{sd}= 1.0 tf
V_{rd2}= 30.5 tf OK!
A_{sw}= 0.86 cm²/m A_{sw,min}= 2.80 cm²/m

As necessária: 2 **ø 8.0** c/ 35.0 cm
As adotada: **2** **ø 8.0** c/ 20.0 cm

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

VIGA INFERIOR

DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

DADOS P/ DIMENSIONAMENTO À FLEXO-COMPRESSÃO NORMAL

$f_{ck} = 300 \text{ kgf/cm}^2$ $f_{yk} = 5000 \text{ kgf/cm}^2$
 $d' = 5 \text{ cm}$ $\gamma_s = 1.15$
 fissuracao: $w_k = 0.3$ mm
 ϕt (Diâmetro dos estribos) = 8.0 mm
 ϕl (Diâmetro das barras longitudinais) = 10.0 mm

Dimensoes da Viga Inferior

$b = 0.4 \text{ m}$
 $a = 0.5 \text{ m}$

1) Esforços solicitantes na viga inferior

$M_{max} = 0.00 \text{ tf.m}$ $k = 0.000$
 $N = 0.00 \text{ tf}$
 $A_s(\text{cm}^2) = 0.00$ $A_s'(\text{cm}^2) = 0.00$
 $diametro = 8.0 \text{ mm}$ $k_{fiss} = 0.000$
 $A_{sfiss} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_s \text{ dobro do momento} = 0.00 \text{ cm}^2$
 $A_s, \text{ total (minimo)} = 0.15\% A_c = 3 \text{ cm}^2$
 $A_s \text{ adotada} = 3.00 \text{ cm}^2$
 $Necessária: (4 \phi 10.)$
 $Adotada: (4 \phi 10.)$
Verificação= Ok!

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

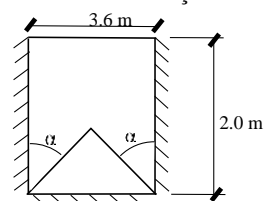
Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

2) Esforços solicitantes de Torção e Cisalhamento:

Ângulo formado no engaste: $\alpha = 45^\circ$
 Altura de Atuação: 1.80 m
 Área de Atuação dos esforços da parede na viga: 3.24 m²
 qa médio atuante: 0.00 tf/m²
 Esforço Total: 0.00 tf
 Momento máximo (conservador Altura x Esforço): 0.00 tf.m

Esquema de área de Atuação:



Td= 0.00 tf.m (Torção de cálculo)
 Vd= 0.00 tf (Cortante de cálculo)

3) Dados da seção:

bw=	40 cm	u=	180	A/U=	11.11
h=	50 cm	A=	2000	he=	11.111111

Cálculos iniciais:

d'=Cob.+ft+fl/2= 6.30 cm
 bs=bw-2.d'= 27.4 cm bs<5/6.b= 33.3cm
 hs=h-2.d'= 37.4 cm
 t= 5.48 cm
 Ae= 1024.76 cm²

4) Verificação conjunta das tensões:

4.1) Cortante :

4.1.1) Dados para o cálculo do cisalhamento:

Vd= 0.00 tf
 bw= 40 cm
 h= 50 cm
 d'=Cob.+ft+fl/2= 6 cm
 d= 44 cm

4.1.2) Tensão última de cisalhamento:

$twu \leq \begin{cases} 0,25.fck/gc= & 53.6 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 45 \text{ Kgf/cm}^2 & \end{cases} \implies \text{Valor adotado}$

4.1.3) Tensão de cálculo de cisalhamento:

$twd = Vd/(bw.d) = 0.0 \text{ Kgf/cm}^2$

Arquivo:
CEP-1968-PE-MC001

Projeto:
MURO DE CONTENÇÃO

Título:
MURO DE DIVISA COM ESTACA BROCA

4.2) Torção:

4.2.1) Dados para o cálculo da torção:

$$T_d = 0.00 \text{ tf.m}$$

4.2.2) Tensão última de torção:

$$t_{tu} \leq \begin{cases} 0,22.f_{ck}/\gamma_c = 47.1 \text{ Kgf/cm}^2 \\ 40 \text{ Kgf/cm}^2 \end{cases} \Rightarrow \text{Valor adotado}$$

4.2.3) Tensão de cálculo de torção:

$$t_{td} = T_d / (2.A_e.t) = 0.0 \text{ Kgf/cm}^2$$

4.4) Verificação conjunta das tensões:

4.4.1) Condição geral: $t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} \leq 1$

$$t_{wd}/t_{wu} + t_{td}/t_{tu} = 0.00 \text{ Ok!}$$

5) Cálculo das armaduras:

5.1) Cisalhamento:

$$A_{sw} = 1,15 t_{wd} \cdot B_w / f_{yd} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.2) Torção:

$$A_{sl}/u = A_{s90}/s = T_d / (2.A_e.f_{yd}) = 0.0000$$

$$\text{Armação longitudinal} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Adotada: } (4 \quad \phi 10.)$$

Verificação= Ok!

$$\text{Armação transversal: } 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

5.3) Armação Transversal adotada:

$$\text{Armação transversal (cisalhamento + torção)} = 0.00 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\text{Armação Adotada= } \mathbf{8.0mm \text{ c./} \quad \mathbf{20.0 \text{ cm}}}$$

Verificação= Ok!