

# MEMÓRIA DE CÁLCULO

OBRA:

**CONSTRUÇÃO DA EMEF ESTHER DA COSTA SANTOS**

ENDEREÇO:

**RUA TRAVESSA PAVÃO, Nº 80, BAIRRO CENTRO, VILA  
PAVÃO/ES**

PROPRIETÁRIO:

**MUNICÍPIO DE VILA PAVÃO**

AUTOR PROJETO:

**CARLOS RAPHAEL MONTEIRO DE LEMOS  
ENGENHEIRO CÍVIL  
CREA-ES 11840/D**

**JANEIRO De 2022**

## SUMÁRIO

SUMÁRIO .....	3
1. INTRODUÇÃO .....	1
2. OBJETIVO .....	1
3. REFERÊNCIAS .....	1
4. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO.....	2
5. MODELO DE CÁLCULO .....	2
6. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES .....	5
7. FUNDAÇÃO .....	6
8. RESULTADOS .....	8
9. CONCLUSÃO .....	9

## **1. INTRODUÇÃO**

Este presente trabalho visa desenvolver, de acordo com a legislação e as normas vigentes, a memória de cálculo do projeto do muro de arrimo referente à construção da EMEF Esther da Costa Santos, localizada na rua Travessa Pavão, nº80, bairro Centro – Vila Pavão/ES.

## **2. OBJETIVO**

Dimensionamento de elementos estruturais através da análise de esforços.

## **3. REFERÊNCIAS**

O presente trabalho tem como objetivo complementar as pranchas de armação e formas relativas às edificações.

O dimensionamento dos elementos citados fora executado tomando como base as normas que seguem:

- NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos
- NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações
- NBR 6122 – Projeto e execução de fundações
- NBR 6123 – Força devidas ao vento em edificações
- NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimentos.

Documentos técnicos e livros como:

- Resistência do Materiais, V. Feodosiev
- Curso de Concreto Armado, José Milton de Araújo
- Exercícios de fundação – Urbano Rodriguez Alonso
- Fundações – de Rezende Lopes, Francisco; Velloso, Dirceu A.

Além dos softwares de dimensionamento e análise: TQS

#### 4. CARACTERÍSTICAS GERAIS DO PROJETO

- Fck: 30 Mpa
- Módulo de Elasticidade ECS=26GPa
- Fator água-cimento  $\leq 0.6$  (máximo)
- Aço CA 50 e CA 60
- Es: 26 GPa
- Deformação limite do aço para dimensionamento: 10%.
- Grau de agressividade do Meio Ambiente: II (NBR 6118/2014)
- Limite de abertura de Fissuras  $\leq 0.3$  mm
- Dimensão máxima do agregado graúdo: 25 mm
- Método para análise de 2° Ordem Global: Gama Z
- Compactação com Proctor normal à 100%

#### 5. MODELO DE CÁLCULO

O campo de deslocamentos e tensões foi calculada adotando-se a metodologia implementada pelo software comercial STRAP VERSÃO 2011.

##### 5.1 CONCRETO

Para a edificação foi utilizado concreto com Fck=30Mpa, com módulo de elasticidade = 26.1GPa

	<i>AlfaE</i>	<i>Ecs</i>	<i>Eci</i>	<i>Gc</i>
<b>C30</b>	1	2607159	3067246	0

Relação água-cimento em massa  $\leq 0.6$ ., de acordo com o item “7.4.2 da NBR 6118:2014, tabela 7.1”.

## 5.2 AÇO DE ARMADURA

Armaduras CA-50 e CA-60

<i>Tipo de barra</i>	<i>Ecs(GPa)</i>	<i>fyk(MPa)</i>	<i>Massa específica(kg/m3)</i>	<i>n1</i>
<b>CA-50</b>	210	500	7.850	2,25
<b>CA-60</b>	210	600	7.850	1,40

Deformação limite do aço para dimensionamento: 10%.

## 5.3 CARGAS E COMBINAÇÕES

Ações Permanentes:

- g1 - Peso próprio (permanente direta)
- g2 - Empuxo de terra (permanente direta)

Ações Variáveis Acidentais:

- q2 - Sobrecarga

Coeficientes de ponderação ( $\gamma_g$ ,  $\gamma_q$ ), fatores de combinação ( $\psi_q$ ), e fatores de redução ( $\psi_1$ ,  $\psi_2$ ) para:

- Combinação Normal (CN) em Estado Limite de Utilização (ELU);
- Combinação Quase Permanente (CQP) em Estado Limite de Serviço (ELS);
- Combinação Frequente (CF) em Estado Limite de Serviço (ELS).

	CN-ELU	CQP-ELS	CF-ELS
Ações Permanentes:	$\gamma_g$	$\gamma_g$	$\gamma_g$
Cargas permanentes	1,4	1	1
Retração	1,2	1	1
Ações Variáveis (qdo. princ.):	$\gamma_q$	$\gamma_q$	$\gamma_q$
Sobrecarga	1,4	1	1
Empuxo hidrostático	1,4	1	1
Gradiente térmico	1,2	1	1
Ações Variáveis (qdo. secnd.):	$\psi_0$	$\psi_1$	$\psi_2$
Sobrecarga	0,8	0,7	0,6
Empuxo hidrostático	0,8	0,7	0,6
Gradiente térmico	0,6	0,5	0,3

#### Grandezas Físicas das Ações:

- $g_1$  - Peso próprio do bloco = Volume dos elementos multiplicado pelo peso específico da pedra – 30% (vazios). Unidades: peso em tf e o volume em  $m^3$ .
- $g_2$  -Empuxo de terra

Argila com areia fina cor variegada

$$\gamma_t = 18,00 \text{ kN/m}^3 \text{ Godoy, 1972}$$

$$\phi = 0^\circ \quad K_0 = 1,00 \quad K_0 = 1 - \sin \phi$$

$$p = K_0 \cdot \gamma_t \cdot h$$

- $g_3$  - Enchimentos = Volume do elemento multiplicado pelo peso específico do material. Unidades: peso em tf e volume em  $m^3$ .
- $g_4$  - Retração: Não Consideramos uma retração em toda a estrutura
- $q_1$  - Empuxo Hidrostático interno: Em todas as faces internas estão sendo aplicada uma pressão de base ao topo. O peso específico utilizado no cálculo destas pressões é o da água, igual a  $1 \text{ tf/m}^3$  multiplicado pela altura da lamina d'água.
- $q_2$  - Sobrecarga: Nas lajes de tampa e escadas foram consideradas sobrecargas de utilização iguais a  $0,3 \text{ tf/m}^2$ .

#### Combinações:

Estado Limite Último - ELU-CN

$$C01 = 1,40.g_1 + g_2 + 1,20.q_2$$

$$C02 = 1,40(g_1 + g_2 + 1,40.q_2$$

Estado Limite de Serviço ELS-CF

$$C05 = 1,00.(g_1 + g_2) + 0,70.q_1$$

$$C06 = 1,00.(g_1 + g_2) + 0,60.q_1$$

## 6. DIMENSIONAMENTO DAS SEÇÕES

Os cálculos de paredes e lajes de fundo e tampas foram considerados um elemento estrutural de 100 cm de largura e altura  $h$ , para o dimensionamento a flexo-tração com a força da envoltória máxima nas direções  $x$  e  $y$  e momentos da envoltória máxima e mínima nas direções  $x$  e  $y$ . A compressão aqui foi desprezada por entender que a solicitação máxima acontece quando o elemento estrutural em questão é tracionado junto com a flexão.

Após a verificação da flexo-tração o elemento foi verificado com relação à formação de fissuras.

Momento mínimo para a dispensa de análise de fissuração (ESTÁDIO I e II):

$$M_R = a f_{ct} I_o / y_t [tf.m] \quad (1)$$

Calculando teremos,  $M_r$  para um  $f_{ck} = 30$  MPa e  $h$  variado igual à:

- $h=15\text{cm}$  ;  $M_r = 3,45\text{tf.m}$
- $h=20\text{cm}$  ;  $M_r = 4,60\text{tf.m}$
- $h=25\text{cm}$  ;  $M_r = 5,75\text{tf.m}$
- $h=30\text{cm}$  ;  $M_r = 6,90\text{tf.m}$
- $h=40\text{cm}$  ;  $M_r = 9,20\text{tf.m}$

Armadura mínima prevista em norma:

$$A_{s,min} = \rho_{min} 100h \left[ \frac{cm^2}{m} \right] \quad (2)$$

Sendo  $\rho_{min}$  taxa de armadura mínima conforme a NBR 6118:2003

Tabela 17.3 - Taxas mínimas de armadura de flexão para vigas								
Forma da seção	Valores de $\rho_{min}^{1)}$ ( $A_{s,min}/A_c$ ) %							
	$f_{ck}$ $\omega_{min}$	20	25	30	35	40	45	50
Retangular	0,035	0,150	0,150	0,173	0,201	0,230	0,259	0,288
T (mesa comprimida)	0,024	0,150	0,150	0,150	0,150	0,158	0,177	0,197
T (mesa tracionada)	0,031	0,150	0,150	0,153	0,178	0,204	0,229	0,255
Circular	0,070	0,230	0,288	0,345	0,403	0,460	0,518	0,575
<sup>1)</sup> Os valores de $\rho_{min}$ estabelecidos nesta tabela pressupõem o uso de aço CA-50, $\gamma_c = 1,4$ e $\gamma_s = 1,15$ . Caso esses fatores sejam diferentes, $\rho_{min}$ deve ser recalculado com base no valor de $\omega_{min}$ dado. NOTA - Nas seções tipo T, a área da seção a ser considerada deve ser caracterizada pela alma acrescida da mesa colaborante.								

Calculando teremos,  $A_{s,min}$  para um  $f_{ck} = 30\text{MPa}$ ,  $b = 100\text{cm}$ , seção retangular e  $h$  variado igual à:

- $h = 15\text{cm}$  ;  $A_{s,min} = 3,45\text{cm}^2/\text{m}$  Ø8 C/12
- $h = 20\text{cm}$  ;  $A_{s,min} = 4,60\text{cm}^2/\text{m}$  Ø8 C/10 ou Ø10 C/15
- $h = 25\text{cm}$  ;  $A_{s,min} = 5,75\text{cm}^2/\text{m}$  Ø8 C/10 ou Ø10 C/18
- $h = 30\text{cm}$  ;  $A_{s,min} = 6,90\text{cm}^2/\text{m}$  Ø12,5 C/15 ou Ø10 C/10
- $h = 40\text{cm}$  ;  $A_{s,min} = 9,20\text{cm}^2/\text{m}$  Ø12,5 C/12 ou Ø16 C/20

Foram utilizadas as seguintes seções de concreto para as respectivas estruturas:

- MURO DE ARRIMO FLEXÃO:

## 7. FUNDAÇÃO

Para a estrutura do Muro de Arrimo utilizamos a estrutura apoiada diretamente sobre o solo. Como modelo de cálculo adotamos um sistema de molas de resposta linear. Para obter a tensão média admissível a partir desse ensaio, utiliza-se o número médio de golpes aplicando a seguinte fórmula:

Como modelo de cálculo adotamos um sistema de molas de resposta linear. Para obter a tensão média admissível a partir desse ensaio, utiliza-se o número médio de golpes aplicando a seguinte fórmula:

$s = 0,20 * \text{SPT Médio (kgf/m}^2\text{)}$ . A partir dos valores de tensão média admissível é possível obter o valor de  $K_v$  por correlação, utilizando a tabela abaixo:



Tensão admissível (kgf/cm <sup>2</sup> )	Kv (kgf/cm <sup>3</sup> )	Tensão admissível (kgf/cm <sup>2</sup> )	Kv (kgf/cm <sup>3</sup> )
0,25	0,65	2,15	4,30
0,30	0,78	2,20	4,40
0,35	0,91	2,25	4,50
0,40	1,04	2,30	4,60
0,45	1,17	2,35	4,70
0,50	1,30	2,40	4,80
0,55	1,39	2,45	4,90
0,60	1,48	2,50	5,00
0,65	1,57	2,55	5,10
0,70	1,66	2,60	5,20
0,75	1,75	2,65	5,30
0,80	1,84	2,70	5,40
0,85	1,93	2,75	5,50
0,90	2,02	2,80	5,60
0,95	2,11	2,85	5,70
1,00	2,20	2,90	5,80
1,05	2,29	2,95	5,90
1,10	2,38	3,00	6,00
1,15	2,47	3,05	6,10
1,20	2,56	3,10	6,20
1,25	2,65	3,15	6,30
1,30	2,74	3,20	6,40
1,35	2,83	3,25	6,50
1,40	2,92	3,30	6,60
1,45	3,01	3,35	6,70
1,50	3,10	3,40	6,80
1,55	3,19	3,45	6,90
1,60	3,28	3,50	7,00
1,65	3,37	3,55	7,10
1,70	3,46	3,60	7,20
1,75	3,55	3,65	7,30
1,80	3,64	3,70	7,40
1,85	3,73	3,75	7,50
1,90	3,82	3,80	7,60
1,95	3,91	3,85	7,70
2,00	4,00	3,90	7,80
2,05	4,10	3,95	7,90
2,10	4,20	4,00	8,00

Fonte: Safe, Morrison (1993)

Adotamos uma taxa de solo de 2,0Kgf/cm<sup>2</sup>, conforme sondagem fornecida.

## 8. RESULTADOS

Verificação : <input checked="" type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> <input type="checkbox"/> [1]						
No. de força	Força	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	Ponto de aplicação		Coef. [-]
				x [m]	z [m]	
1	Peso - parede	0,00	67,50	1,18	-1,05	1,000
2	Empuxo ativo	-11,86	1,06	2,00	-0,83	1,000
3	SOBRECARGA MOVEL	-21,22	5,69	2,00	-1,18	1,000

### Verificação

TOMBAMENTO : **SATISFAZ** (56,3%)  
 DESLIZAMENTO : **SATISFAZ** (79,9%)

### Verificação da parede completa

#### Verificação para estabilidade de tombamento

Resistência de momento  $M_{res} = 93,36 \text{ kNm/m}$

Momento de tombamento  $M_{Ovr} = 35,02 \text{ kNm/m}$

Fator de segurança =  $2,67 > 1,50$

Parede para tombamento **É SATISFATÓRIA**

#### Verificação de deslizamento

Reação horizontal  $H_{res} = 62,12 \text{ kN/m}$

Força horizontal ativa  $H_{act} = 33,08 \text{ kN/m}$

Fator de segurança =  $1,88 > 1,50$

Parede para deslizamento **É SATISFATÓRIA**

Total de verificação - PAREDE **É SATISFATÓRIA**

### Forças atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]	Excentricidade [-]	Tensão [kPa]
1	14,92	74,88	31,70	0,100	46,76

### Cargas de serviço atuantes no centro da base da sapata

No.	Momento [kNm/m]	Força norm. [kN/m]	Força de Cisalhamento [kN/m]
1	14,92	74,88	31,70

### Verificação do solo de fundação

Tensão na base da fundação : retangular

#### Verificação de excentricidade

Max. excentricidade da força normal  $e = 0,100$

Excentricidade máxima  $e_{alw} = 0,333$

Excentricidade da força normal **É SATISFATÓRIA**

#### Verificação da cap. de carga da sapata

Max. tensão na sapata  $\sigma = 46,76 \text{ kPa}$

Cap. de carga do solo de fundação  $R_d = 98,00 \text{ kPa}$

Fator de segurança =  $2,10 > 1,50$

Cap. de carga do solo de fundação **É SATISFATÓRIA**

Verificação total - capacidade de carga do solo de fundação **É SATISFATÓRIA**

No. de força	Força	F <sub>x</sub> [kN/m]	F <sub>z</sub> [kN/m]	Aplic.Pt.		Coef. [-]	Verificação automática
				x [m]	z [m]		
1	Peso - parede	0,00	49,50	1,25	-0,84	1,000	Junta acima do bloco No.: 1
2	Empuxo ativo	-7,60	1,06	2,00	-0,67	1,000	
3	SOBRECARGA MOVEL	-15,86	4,25	2,00	-1,00	1,000	

Verificação automática

Junta acima do bloco No.: 1

### Dimensionamento

TOMBAMENTO : **SATISFAZ** (43,3%)  
 DESLIZAMENTO : **SATISFAZ** (91,2%)  
 PRESSÃO HORIZONTAL : **SATISFAZ** (20,6%)  
 JUNTAS ENTRE BLOCOS : **SATISFAZ** (31,0%)

## 9. CONCLUSÃO

Todos os elementos da estrutura foram calculados para que os esforços solicitantes de cálculo não superam as forças resistentes de cálculo com base nas referidas normas.

Serra, 07 de janeiro de 2022

---

CARLOS RAPHAEL MONTEIRO DE LEMOS  
ENGENHEIRO CÍVIL  
CREA-ES 011840/D