

CÂMARA MUNICIPAL DE TAMARANA
Tamarana - PR

MEMORIAL DE CÁLCULO

AGOSTO 2022

SUMÁRIO

1.	OBJETIVO	4
2.	DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA	5
2.1.	NORMAS TÉCNICAS.....	5
2.2.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	5
3.	PREMISSAS DE CÁLCULO.....	7
3.1.	PARÂMETROS GERAIS	7
3.2.	MATERIAIS.....	7
3.3.	CONDIÇÕES AMBIENTAIS	8
3.4.	CARREGAMENTOS	13
4.	MODELOS ESTRUTURAIS	16
5.	ESFORÇOS ATUANTES.....	18
5.1.	RESÍDUOS.....	18
6.	DIMENSIONAMENTO	22
6.1.	REFORMA - TÉRREO	22
7.	ESTRUTURA METÁLICA	24
7.1.	COMBINAÇÕES E FATORES PARCIAIS PARA ESTRUTURA METÁLICA.	24
7.2.	PARÂMETROS GERAIS PARA AS ESTRUTURAS METÁLICAS	25
7.3.	TIPO DO MODELO ESTRUTURAL	25
7.4.	DEFORMAÇÕES	26
7.5.	DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS.....	28
7.6.	ANÁLISES – ESTRUTURAS METÁLICAS	32
8.	FIXAÇÃO QUÍMICA.....	34

9. CONCLUSÃO35

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Isopletas de velocidade básica do vento	8
Figura 2 – Ábaco Coeficiente de Arrasto	8
Figura 3 – Mapeamento de Aceleração Sísmica.....	10
Figura 4– Cargas gerais acidentais – Coberturas com estrutura metálica e telha	13
Figura 5– Cargas gerais – Paredes em alvenaria	13
Figura 6– Cargas Permanentes Gerais de cobertura.....	14
Figura 7– Vista Tridimensional do modelo - Resíduos	16
Figura 8– Vista Tridimensional do modelo – Escada 01	16
Figura 9– Vista Tridimensional do modelo – Escada 02	17
Figura 10 – Momentos fletores	18
Figura 11 – Esforços axiais.	18
Figura 12 – Momentos fletores Escada 01	19
Figura 13 – Momentos fletores Escada 01	19
Figura 14 – Momentos fletores 01	20
Figura 15 – Momentos fletores Escada 02.....	20
Figura 16 – Momentos fletores Escada 02.....	21
Figura 17 – Momentos fletores – Vigas Térreo.....	21
Figura 18 – Deslocamentos máximos – NBR 8800.	26
Figura 19: Vista tridimensional da treliça TS02	27
Figura 20: Vista tridimensional do arco treliçado da quadra.	27
Figura 21: Plano da treliça TS02.....	27
Figura 22: Plano da treliça TS01	27
Figura 23: TS02 – Capacidade de trabalho (%).....	32
Figura 24: TS01 – Capacidade de trabalho ANTES DO REFORÇO (%).....	32
Figura 25: Esforços Axiais Envoltória (KN) – Treliça TS02	32
Figura 26: Esforços Axiais Envoltória (KN) – Treliça TS01	32
Figura 27: Deformada (mm) – TS02.....	32
Figura 28: Deformada (mm) – TS02 ANTES DO REFORÇO.....	32

1. OBJETIVO

A presente memória de cálculo tem como objetivo apresentar o cálculo da estrutura de concreto e estrutura metálica a serem executadas no projeto da CÂMARA MUNICIPAL DE TAMARANA Tamarana - PR.

Nos foi enviado o **Laudo Técnico de Avaliação de Projeto e Execução** da empresa **SUN ENERGY ENGENHARIA**, elaborado pelo Engenheiro Rafael José Campos de Oliveira para a Câmara Municipal de Vereadores de Tamarana/PR, que, destaca:

A partir da página 4 em “IV.I. Das não conformidades da execução”:

“... ”

- **Estrutura da cobertura com sinais de deterioração em vigas metálicas.**
 - **Estrutura da cobertura executada fora do padrão de qualidade, sendo apoiado sobre alvenaria e apoios móveis em tijolos.**
- ...”

A partir da página 10 em “V.II. Das não conformidades dos projetos”:

“... ”

- **Projeto Estrutural todo fragmentado como difícil interpretação para execução;**
 - **Inexistência de dimensionamento da estrutura metálica da cobertura;**
- ...”

Portanto foi considerado que a estrutura existente restante foi dimensionada corretamente e segundo as normas técnicas vigentes.

2. DOCUMENTOS DE REFERÊNCIA

O projeto foi elaborado com base nos seguintes documentos recebidos:

- PROJETO ARQUITETÔNICO;

081 ARQ_PE_R01

- Laudo Técnico de Avaliação de Projeto e Execução. – Sun Energy Engenharia

2.1. NORMAS TÉCNICAS

Este projeto obedecerá às prescrições da ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas. Listam-se abaixo as principais normas e manuais utilizados para elaboração deste projeto:

- NBR 6118 – Projeto de Estruturas de Concreto - Procedimento;
- NBR 6123 – Forças Devido ao Vento em Edificações;
- NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas;
- NBR 8800 – Projeto de Estruturas de Aço e de Estruturas Mistas de Aço e Concreto de Edifícios;
- NBR 6120 – Ações para o cálculo de estruturas de edificações;
- NBR 15200 – Projeto de estruturas de concreto em situação de incêndio.
- NBR 14762 - Dimensionamento de estrutura de aço constituída por perfis formado a frio;

2.2. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

No desenvolvimento deste projeto foram utilizadas as seguintes referências bibliográficas:

- Hormigón Armado, por P.J. Montoya, A.G. Meseguer, F.M. Cabré;
- Construções de Concreto, por F. Leonhardt e E. Monnig;
- Estrutura de aço: Dimensionamento de perfis formados a frio por Carlos Eduardo Javaroni.

- Edifícios estruturais em aço, Projeto e cálculo por Ildony H. Bellei.

3. PREMISSAS DE CÁLCULO

A concepção da estrutura de concreto armado se deu de acordo com os parâmetros delimitados na norma brasileira NBR 6118 e estrutura metálica foi projetada seguindo os procedimentos da NBR 8800 e/ ou NBR 14762.

3.1. PARÂMETROS GERAIS

Este capítulo tem como premissa explanar as condições consideradas no projeto, englobando os critérios adotados para a elaboração da análise.

Todas as unidades de medidas acompanham o sistema internacional (kN ou tf, m, °C), exceto onde indicado o contrário ou em situações em que há unidades de uso consagrado pela prática.

3.2. MATERIAIS

➤ CONCRETO C-25 (GERAL)

Resistência característica (fck) maior ou igual a 25 MPa aos 28 dias. O Módulo de elasticidade de Young (E) do material é calculado de acordo com a relação dada na NBR 6118:

Concretos de classe até C50:

$$E_{ci} = 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

➤ AÇO PARA CONCRETO ARMADO:

Aço CA-50: Tensão de escoamento (fy) de 500 MPa, nervurado e com características que permitam seu uso em conjunto com o concreto, em bitolas de Ø6,3 mm ou superiores;

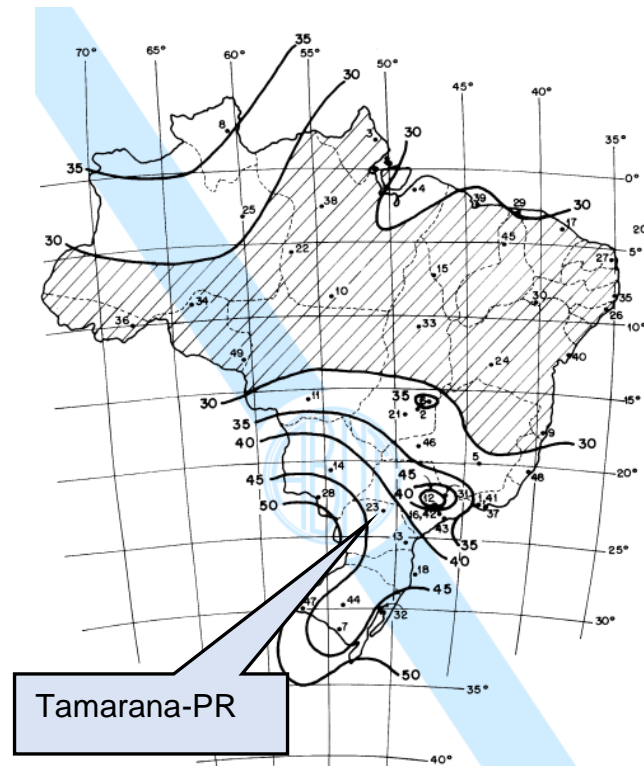
Aço CA-60: Tensão de escoamento (fy) de 600 MPa, sem nervuras, em bitolas de Ø5 mm ou inferiores.

3.3. CONDIÇÕES AMBIENTAIS

As cargas de vento seguiram a NBR 6123, a partir da qual os seguintes parâmetros serão adotados:

- Velocidade básica (Londrina): 43 m/s (ver mapa de isopletas a seguir).

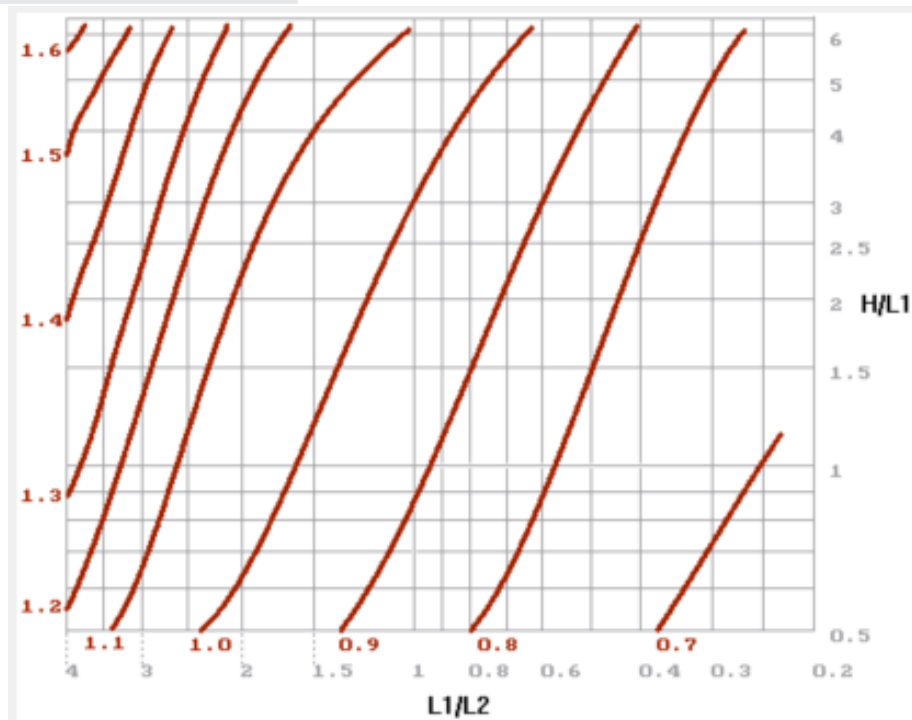
Figura 1 – Isopletas de velocidade básica do vento



Fonte: NBR 6123

Os coeficientes de arrasto serão calculados de acordo com o Ábaco a seguir, definido para ventos de alta turbulência:

Figura 2 – Ábaco Coeficiente de Arrasto



Fonte: NBR 6123.

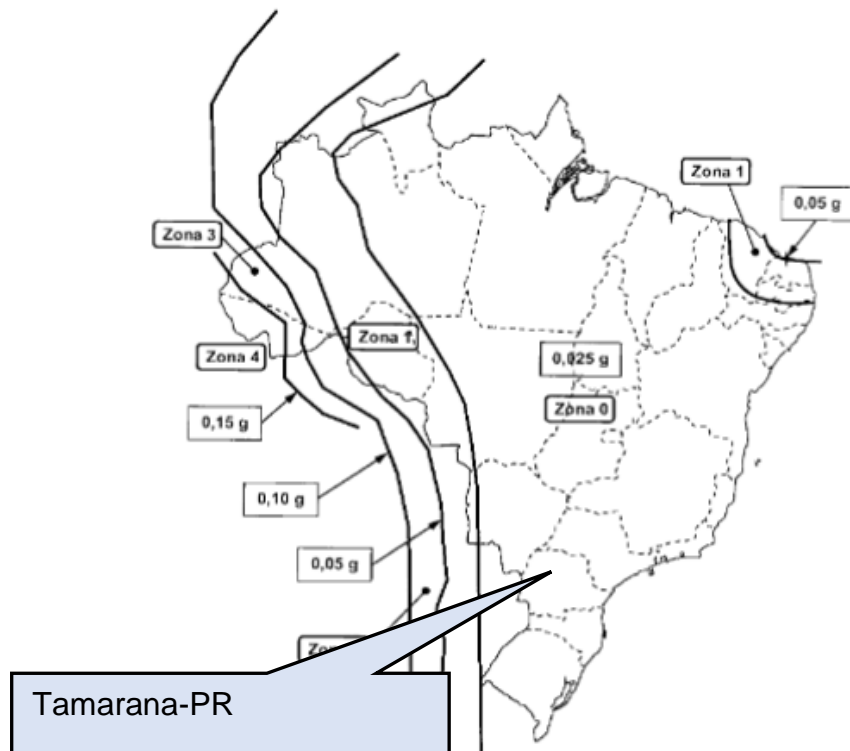
Onde:

H = Altura da Edificação (m);

L1 e L2: Comprimento/largura (Lados da edificação - m).

No mapeamento de aceleração sísmica, a seguir, enquadra-se na zona 0, que está dentro da categoria sísmica A, portanto não é necessário avaliação sísmica.

Figura 3 – Mapeamento de Aceleração Sísmica



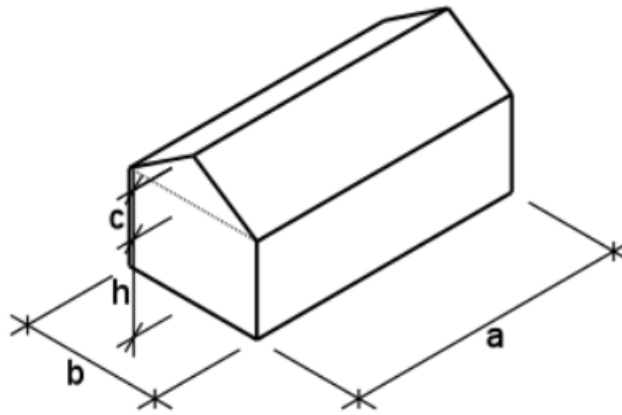
Fonte: NBR 15421

Cálculo de Coeficientes de Pressão

(recomendado para galpões e edificações baixas)

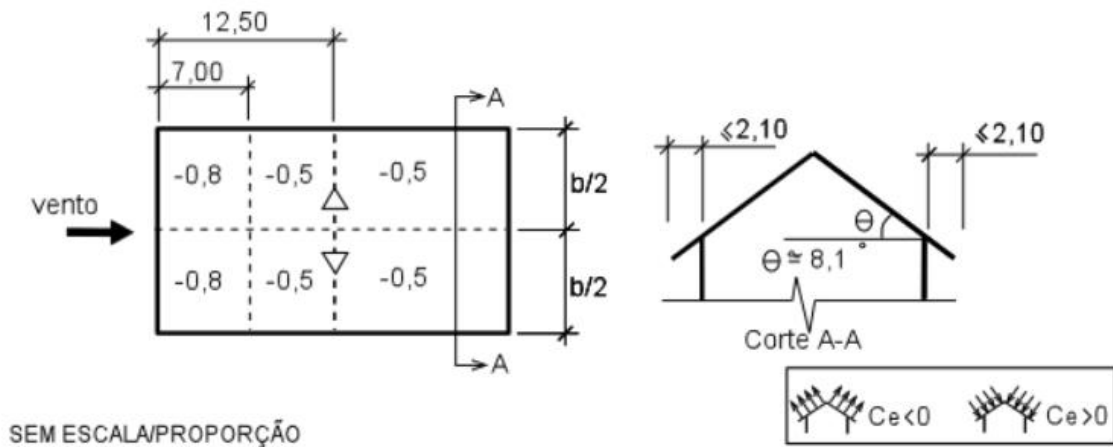
Dados relativos à geometria:

Tipo de cobertura: duas águas
 $a=25,00$ m (maior dimensão em planta)
 $b=21,00$ m (menor dimensão em planta)
 $h=6,00$ m (altura do edifício)
 $c=1,50$ m (altura da cobertura)

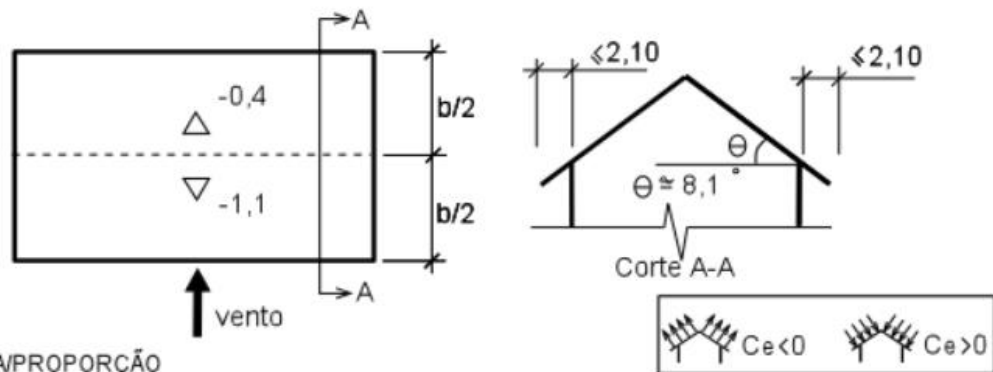


Coeficientes de forma (C_e) da cobertura

Vento a 0°



Vento a 90 °



SEM ESCALA/PROPORÇÃO

Dados relativos ao vento

Velocidade básica adotada: $V_0 = 43,00$ m/s

Fator topográfico (S_1): 1,00

Fator estatístico (S_3): 1,00

Fator de rugosidade do terreno e dimensões da edificação (S_2)

- Vento 0°: 0,78

- Vento 90°: 0,78

Coefficientes de Pressão Interna (C_{pi})

(C_{pi} positivo: sobrepressão interna, C_{pi} negativo: sucção interna)

Vento 0 °: C_{pi} mínimo: -0,30, C_{pi} máximo: 0,00

Vento 90 °: C_{pi} mínimo: -0,30, C_{pi} máximo: 0,00

3.4. CARREGAMENTOS

➤ **Peso próprio**

Será adotado o peso específico de 25 kN/m³ para o concreto armado e de 78,5 kN/m³ para o aço.

➤ **Sobrecargas acidentais**

As seguintes sobrecargas, quando aplicável, foram adotadas de acordo com a utilização de cada ambiente:

Figura 4– Cargas gerais acidentais – Coberturas com estrutura metálica e telha

As demais coberturas devem ser projetadas para suportar uma carga variável uniformemente distribuída conforme a expressão a seguir:

$$q = 0,50 \times \alpha \quad \text{onde} \quad 0,25 \text{ kN/m}^2 \leq q \leq 0,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\alpha = \begin{cases} 1,0 & 1\% < i \leq 2\% \\ 2,0 - 0,5 \times i & 2\% < i < 3\% \\ 0,5 & i \geq 3\% \end{cases}$$

onde

i é a inclinação da cobertura, medida entre a cumeeira e a extremidade mais baixa, expressa em porcentagem (%);

Fonte: NBR 6120.

Adotado: 0,25 kN/m²

➤ **Cargas permanentes**

As cargas provenientes das paredes em alvenaria foram consideradas com revestimento de 2cm, de acordo com a tabela a seguir:

Figura 5– Cargas gerais – Paredes em alvenaria

Alvenaria	Espessura nominal do elemento cm	Peso - Espessura de revestimento por face kN/m ²		
		0 cm	1 cm	2 cm

	9	0,7	1,1	1,6
Bloco cerâmico vazado	11,5	0,9	1,3	1,7
(Furo horizontal - ABNT NBR 15270-1)	14	1,1	1,5	1,9
	19	1,4	1,8	2,3

Fonte: NBR 6120.

As cargas permanentes de cobertura serão consideradas de acordo com tabela a seguir:

Tabela 8 – Forros, dutos e *sprinkler*

Material	Peso kN/m ²
Forro de fibra mineral, inclui estrutura de suporte	0,10
Forro de gesso acartonado, inclui estrutura de suporte	0,25
Forro de gesso em placas, inclui estrutura de suporte	0,15
Forro de PVC, inclui estrutura de suporte	0,10
Forro de placas de alumínio, inclui estrutura de suporte	0,10
Dutos de ventilação, sem isolamento térmico	0,20
Dutos de ar-condicionado, com isolamento térmico	0,30
Rede de distribuição de chuveiros automáticos (<i>sprinkler</i>) com diâmetro nominal de até 65 mm	0,10
Rede de distribuição de chuveiros automáticos (<i>sprinkler</i>) com diâmetro nominal de até 80 mm	0,15

Fonte: NBR 6120.

Adotado: 0,25kN/m²

Figura 6– Cargas Permanentes Gerais de cobertura

Coberturas com telhas:

Tabela 5 – Telhas

Material	Peso na superfície inclinada kN/m ²
Telha cerâmica em geral (exceto tipo germânica e colonial)	0,45
Telha cerâmica tipo germânica ou colonial	0,60
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 4 mm	0,14
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 5 mm	0,16
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 6 mm	0,18
Telha de fibrocimento ondulada com espessura 8 mm	0,24
Telha de fibrocimento modulada com espessura 8 mm	0,26
Telha de fibrocimento tipo canaleta com espessura 8 mm	0,25
Telha de alumínio com espessura 0,6 mm	0,025
Telha de alumínio com espessura 0,8 mm	0,035
Telha plástica em geral (exceto tipo colonial)	0,05
Telha plástica tipo colonial	0,15
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,5 mm	0,06
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 0,8 mm	0,10
Telha de aço ondulada ou trapezoidal com espessura 1,25 mm	0,14
Telha de vidro	0,45

NOTA Peso por metro quadrado de telhas, na superfície inclinada, incluindo a superposição, elementos de fixação e absorção de água.

Fonte: NBR 6120.

Adotado: 0,06kN/m²

4. MODELOS ESTRUTURAIS

As figuras a seguir foram extraídas do modelo estrutural e representam as estruturas analisadas. Serão expostas a seguir para efeito de registro:

Figura 7– Vista Tridimensional do modelo - Resíduos

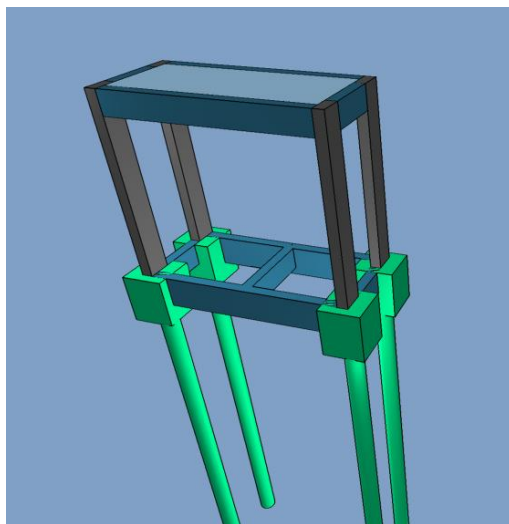


Figura 8– Vista Tridimensional do modelo – Escada 01

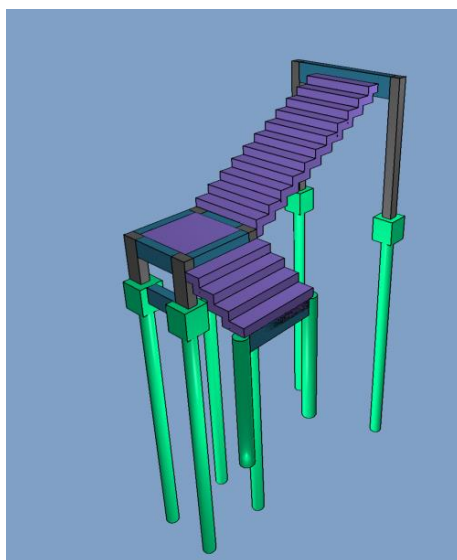
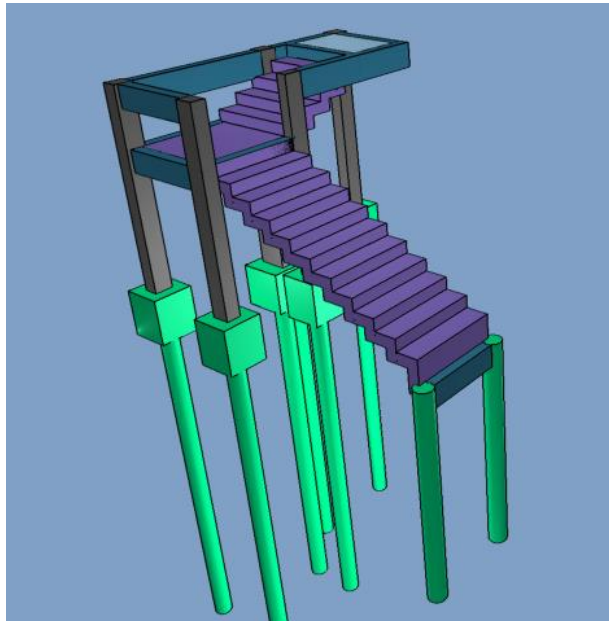


Figura 9– Vista Tridimensional do modelo – Escada 02



5. ESFORÇOS ATUANTES

5.1. RESÍDUOS

Figura 10 – Momentos fletores

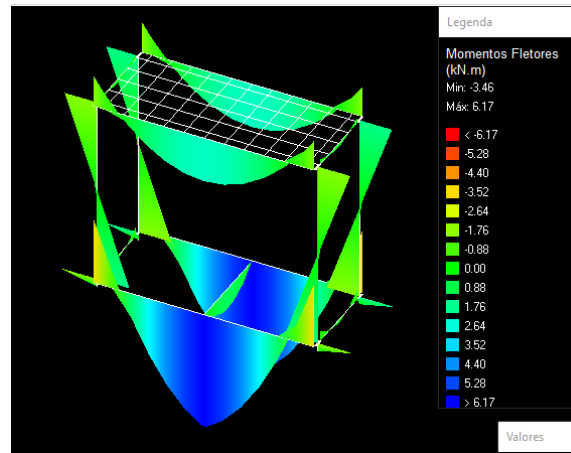


Figura 11 – Esforços axiais.

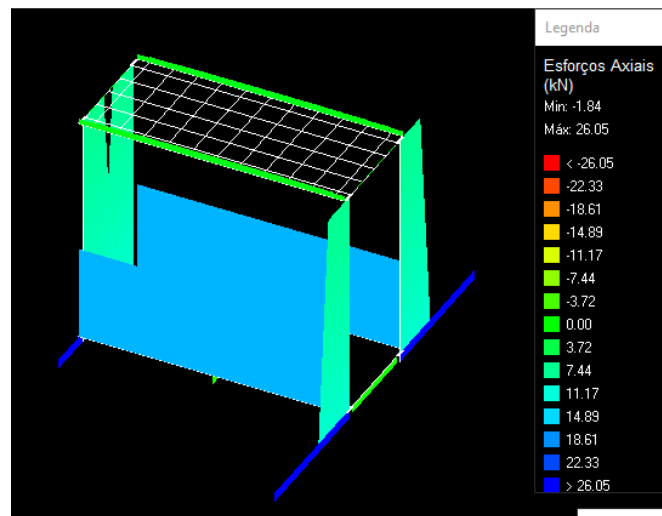


Figura 12 – Momentos fletores Escada 01

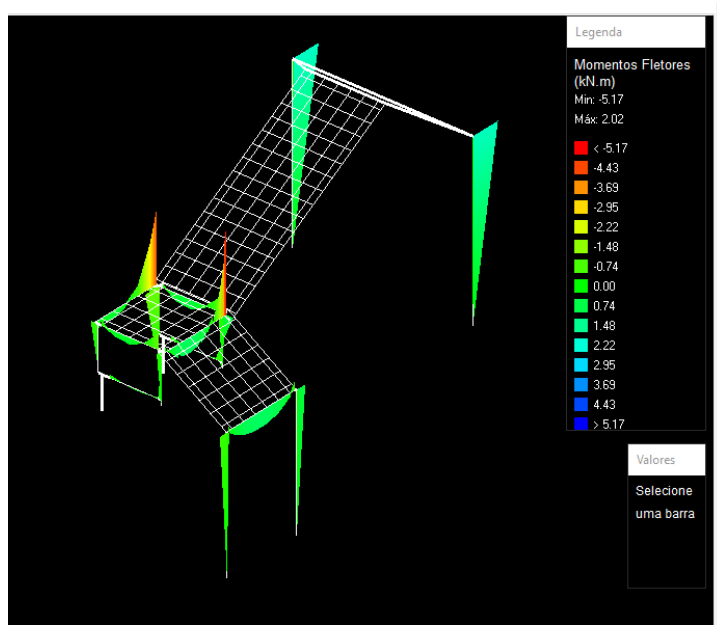


Figura 13 – Momentos fletores Escada 01

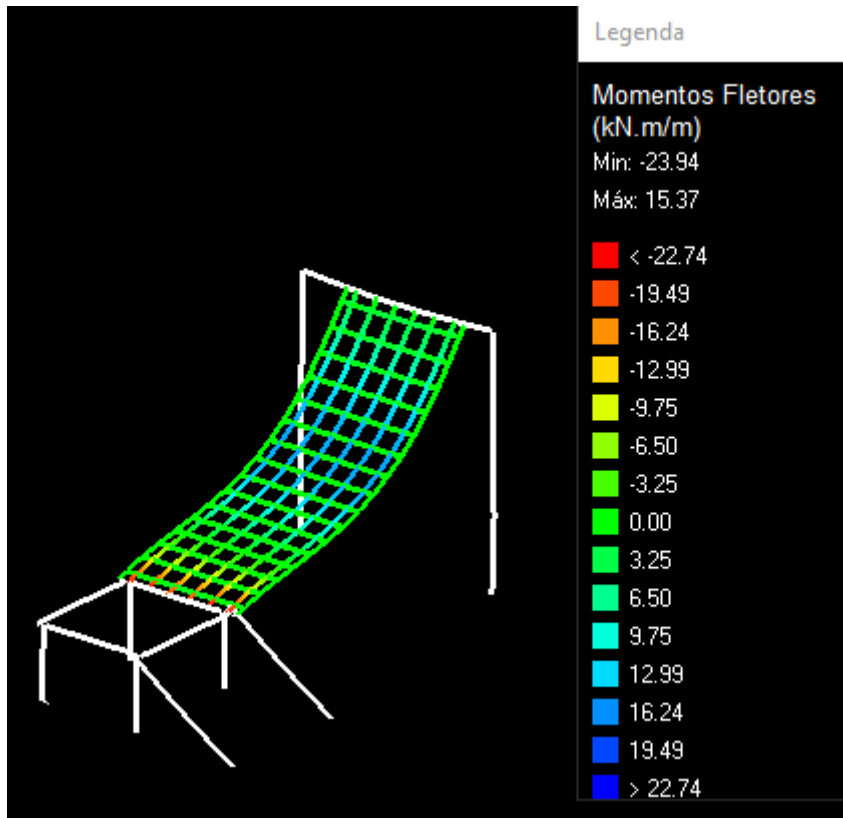


Figura 14 – Momentos fletores 01

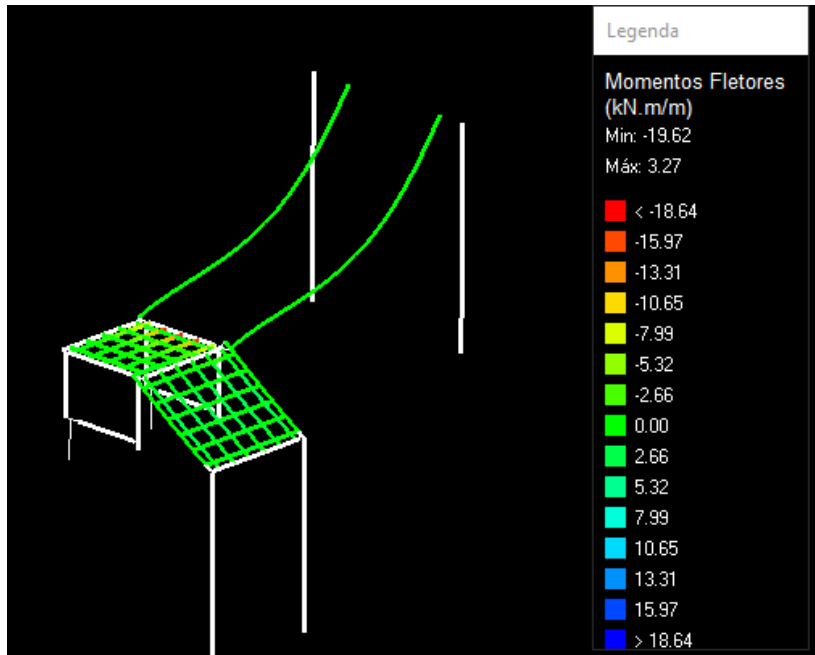


Figura 15 – Momentos fletores Escada 02

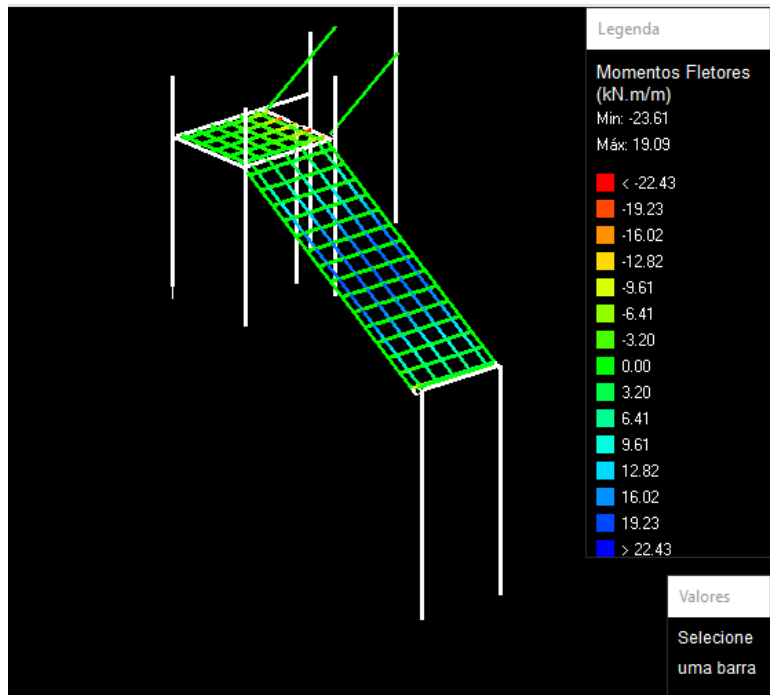


Figura 16 – Momentos fletores Escada 02

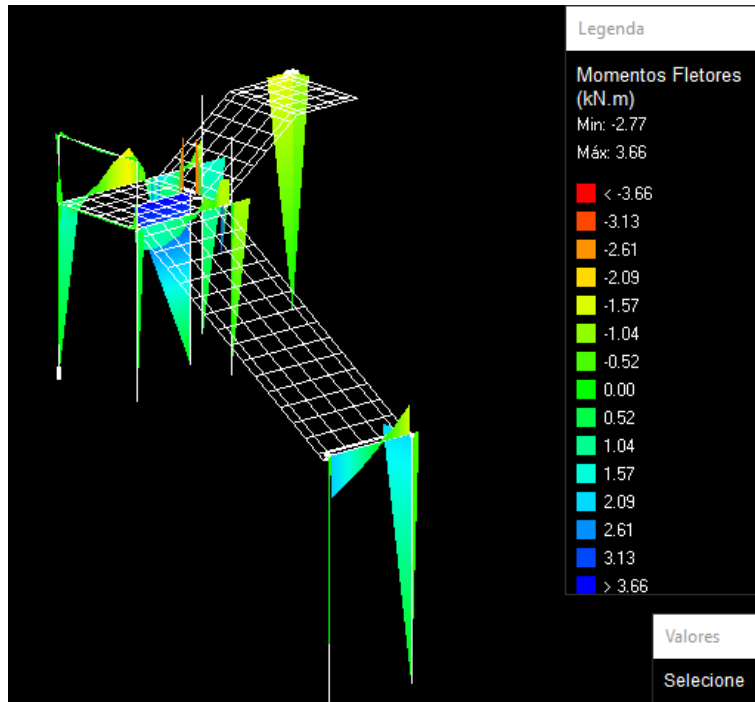
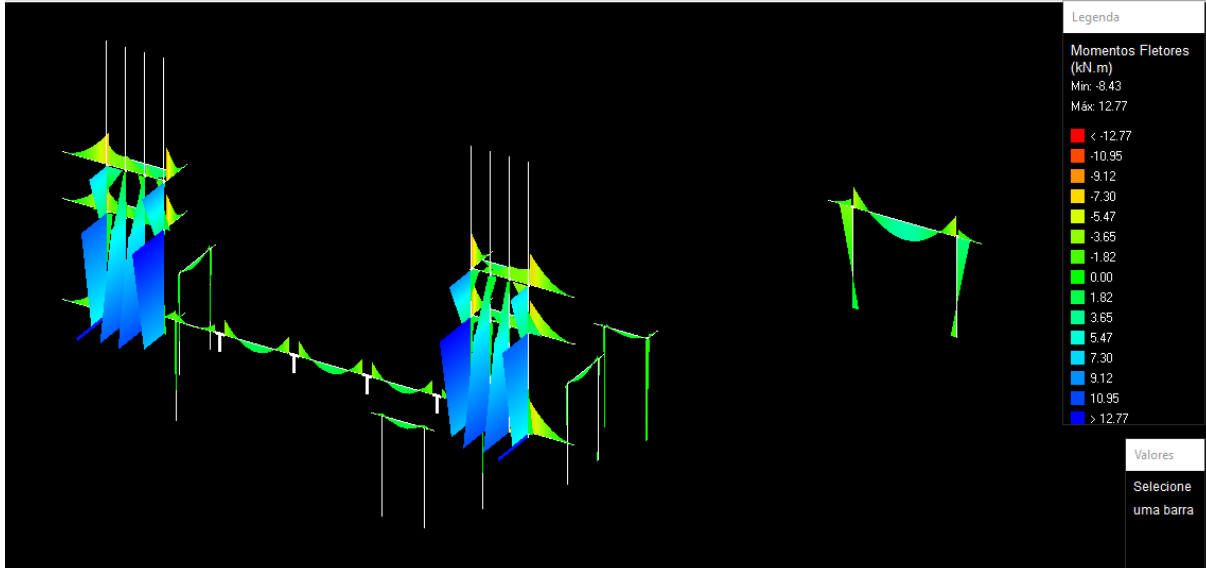


Figura 17 – Momentos fletores – Vigas Térreo



6. DIMENSIONAMENTO

Os relatórios de dimensionamento para os elementos estruturais em concreto armado são apresentados adiante:

6.1. REFORMA - TÉRREO

➤ VIGAS

Vigas do pavimento TÉRREO

Viga	Vãos			Nós		
	Md (kN.m)	As	Als	Md (kN.m)	As	Als
BANDEIRA1	0.00	5 ø 12.5		-0.70	5 ø 12.5	
	1.42	5 ø 12.5		-0.70	5 ø 12.5	
	0.00	5 ø 12.5				
V100	0.00	2 ø 8.0		-4.81	2 ø 8.0	
	4.27	2 ø 8.0		-4.81	2 ø 8.0	
	0.00	2 ø 8.0				
V101	0.00	2 ø 8.0		-0.65	2 ø 8.0	
	0.91	2 ø 8.0		-0.31	2 ø 8.0	
V102	1.90	2 ø 8.0		-0.15	2 ø 8.0	
				-2.30	2 ø 8.0	
V103	0.20	3 ø 8.0		-1.82	3 ø 8.0	
	1.91	3 ø 8.0		-3.71	3 ø 8.0	
	1.87	3 ø 8.0		-4.00	3 ø 8.0	
	1.70	3 ø 8.0		-3.80	3 ø 8.0	
	0.22	3 ø 8.0		-3.20	3 ø 8.0	
				-1.83	3 ø 8.0	
V104	1.89	2 ø 8.0		-2.31	2 ø 8.0	
				-0.15	2 ø 8.0	
V105	0.00	2 ø 8.0		-7.57	2 ø 8.0	
V106	0.00	2 ø 8.0		-7.58	2 ø 8.0	
V107	0.01	2 ø 8.0		-4.29	2 ø 8.0	
V108	1.33	2 ø 8.0		-0.59	2 ø 8.0	
	0.00	2 ø 8.0		-0.91	2 ø 8.0	
V109	0.00	2 ø 8.0		-0.74	2 ø 8.0	
V110	0.00	2 ø 8.0		-0.74	2 ø 8.0	
V111	1.33	2 ø 8.0		-0.59	2 ø 8.0	
	0.00	2 ø 8.0		-0.91	2 ø 8.0	
V112	0.01	2 ø 8.0		-4.29	2 ø 8.0	
V113	0.00	2 ø 8.0		-0.93	2 ø 8.0	

➤ PILARES

Os pilares da fachada não possuíam cargas axiais significativas podendo ser tratados como vigas. O dimensionamento ocorreu simulando possíveis excentricidades e com cargas usuais para simular os possíveis comportamentos desfavoráveis.

7. ESTRUTURA METÁLICA

7.1. COMBINAÇÕES E FATORES PARCIAIS PARA ESTRUTURA METÁLICA.

Situações de projeto

Para as distintas situações de projeto, as combinações de ações serão definidas de acordo com os seguintes critérios:

- Com coeficientes de combinação

$$\sum_{j=1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \gamma_{Q1} \Psi_{p1} Q_{k1} + \sum_{i>1} \gamma_{Qi} \Psi_{ai} Q_{ki}$$

- Sem coeficientes de combinação

$$\sum_{j=1} \gamma_{Gj} G_{kj} + \gamma_P P_k + \sum_{i=1} \gamma_{Qi} Q_{ki}$$

- Onde:

G_k Ação permanente

P_k Ação de pré-esforço

Q_k Ação variável

γ_G Coeficiente parcial de segurança das ações permanentes

γ_P Coeficiente parcial de segurança da ação de pré-esforço

$\gamma_{Q,1}$ Coeficiente parcial de segurança da ação variável principal

$\gamma_{Q,i}$ Coeficiente parcial de segurança das ações variáveis de acompanhamento

$\Psi_{p,1}$ Coeficiente de combinação da ação variável principal

$\Psi_{a,i}$ Coeficiente de combinação das ações variáveis de acompanhamento

Para cada situação de projeto e estado limite, os coeficientes a utilizar serão:

E.L.U. Aço dobrado: ABNT NBR 14762: 2010

Normal				
	Coeficientes parciais de segurança (γ)		Coeficientes de combinação (ψ)	
	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.250	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

E.L.U. Aço laminado: ABNT NBR 8800:2008

Normal		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	Coeficientes de combinação (ψ)

	Favorável	Desfavorável	Principal (ψ_p)	Acompanhamento (ψ_a)
Permanente (G)	1.000	1.500	-	-
Sobrecarga (Q)	0.000	1.500	1.000	0.500
Vento (Q)	0.000	1.400	1.000	0.600

Deslocamentos

Ações variáveis sem sismo		
	Coeficientes parciais de segurança (γ)	
	Favorável	Desfavorável
Permanente (G)	1.000	1.000
Sobrecarga (Q)	0.000	1.000
Vento (Q)	0.000	1.000

7.2. PARÂMETROS GERAIS PARA AS ESTRUTURAS METÁLICAS

- Esbeltez admissível:
 - Compressão = 200;
 - Tração = 300;

7.3. TIPO DO MODELO ESTRUTURAL

Os modelos foram elaborados no software STRAP e Ftool, adotando as premissas de cálculo informadas anteriormente. Após inserção dos dados no modelo, procedeu-se com o dimensionamento conforme normas vigentes.

7.4. DEFORMAÇÕES

Para a avaliação das deformações das estruturas, foram consideradas as combinações em serviço, já mencionadas.

Figura 18 – Deslocamentos máximos – NBR 8800.

Tabela C.1 — Deslocamentos máximos

Descrição	δ^a
- Travessas de fechamento	$L/180^b$
	$L/120^{c,d}$
- Terças de cobertura ^{g)}	$L/180^e$
	$L/120^f$
- Vigas de cobertura ^{g)}	$L/250^h$
- Vigas de piso	$L/350^h$
- Vigas que suportam pilares	$L/500^h$
Vigas de rolamento: ^{j)}	
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal inferior a 200 kN	$L/600^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN, exceto pontes siderúrgicas	$L/800^i$
- Deslocamento vertical para pontes rolantes siderúrgicas com capacidade nominal igual ou superior a 200 kN	$L/1000^i$
- Deslocamento horizontal, exceto para pontes rolantes siderúrgicas	$L/400$
- Deslocamento horizontal para pontes rolantes siderúrgicas	$L/600$
Galpões em geral e edifícios de um pavimento:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/300$
- Deslocamento horizontal do nível da viga de rolamento em relação à base	$H/400^{k,l}$
Edifícios de dois ou mais pavimentos:	
- Deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base	$H/400$
- Deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos	$h/500^m$
Lajes mistas	Ver Anexo Q

^a L é o vão teórico entre apoios ou o dobro do comprimento teórico do balanço, H é a altura total do pilar (distância do topo à base) ou a distância do nível da viga de rolamento à base, h é a altura do andar (distância entre centros das vigas de dois pisos consecutivos ou entre centros das vigas e a base no caso do primeiro andar).

^b Deslocamento paralelo ao plano do fechamento (entre linhas de tirantes, caso estes existam).

^c Deslocamento perpendicular ao plano do fechamento.

^d Considerar apenas as ações variáveis perpendiculares ao plano de fechamento (vento no fechamento) com seu valor característico.

^e Considerar combinações raras de serviço, utilizando-se as ações variáveis de mesmo sentido que o da ação permanente.

^f Considerar apenas as ações variáveis de sentido oposto ao da ação permanente (vento de sucção) com seu valor característico.

^g Deve-se também evitar a ocorrência de empoçamento, com atenção especial aos telhados de pequena declividade.

^h Caso haja paredes de alvenaria sobre ou sob uma viga, solidarizadas com essa viga, o deslocamento vertical também não deve exceder a 15 mm.

ⁱ Valor não majorado pelo coeficiente de impacto.

^j Considerar combinações raras de serviço.

^k No caso de pontes rolantes siderúrgicas, o deslocamento também não pode ser superior a 50 mm.

^l O diferencial do deslocamento horizontal entre pilares do pórtico que suportam as vigas de rolamento não pode superar 15 mm.

^m Tomar apenas o deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

Figura 19: Vista tridimensional da treliça TS02

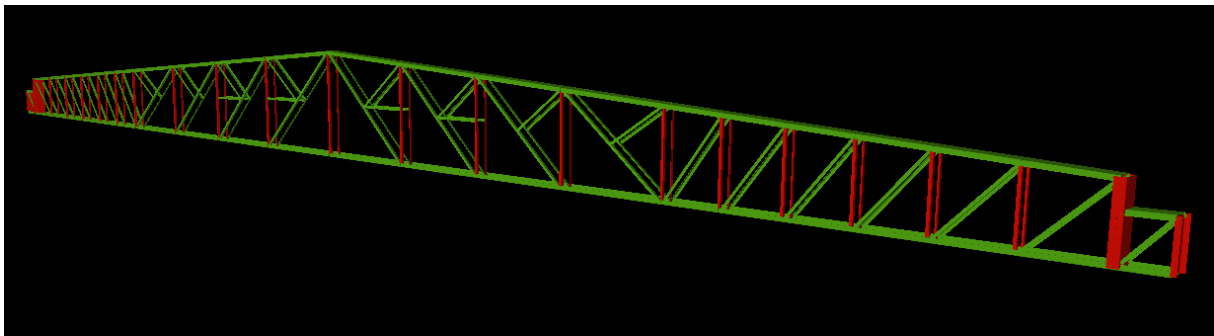


Figura 20: Vista tridimensional do arco treliçado da quadra.

Figura 21: Plano da treliça TS02

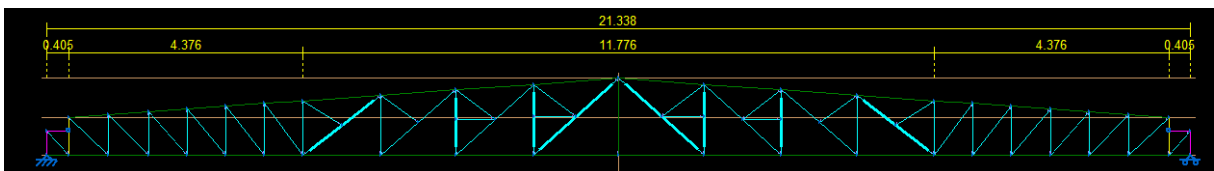
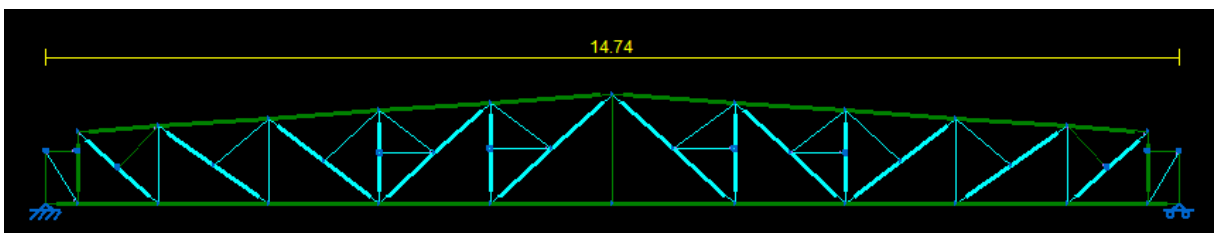


Figura 22: Plano da treliça TS01



Terças

Não foi possível verificar no local. Dimensionado com perfil mínimo UE 75x40x15 #3,00mm

Comprimento máximo sem apoio: 4m

Faixa de influência máxima: 1,44m

7.5. DIMENSIONAMENTO DAS BARRAS

- EQUAÇÕES PARA VERIFICAÇÃO DAS PEÇAS TRACIONADAS

No dimensionamento, deve ser atendida a condição: $N_t, S_d \leq N_t, R_d$

Para escoamento da seção bruta –
$$N_{t,Rd} = \frac{A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

$$\gamma_{a1} = 1,1$$

Para ruptura da seção líquida -
$$N_{t,Rd} = \frac{A_e f_u}{\gamma_{a2}}$$

$$\gamma_{a2} = 1,35$$

N_t, S_d é a força axial de tração solicitante de cálculo.

N_t, R_d é a força axial de tração resistente de cálculo.

A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

A_e é a área líquida efetiva da seção transversal da barra.

f_y é a resistência ao escoamento do aço.

f_u é a resistência à ruptura do aço.

- EQUAÇÕES PARA VERIFICAÇÃO DAS PEÇAS COMPRIMIDAS

No dimensionamento, deve ser atendida a condição: $N_c, S_d \leq N_c, R_d$

$$N_{c,Rd} = \frac{\chi Q A_g f_y}{\gamma_{a1}}$$

Fator de redução associado à resistência à compressão, χ é dado por:

- para $\lambda_0 \leq 1,5$: $\chi = 0,658 \lambda_0^2$

- para $\lambda_0 > 1,5$: $\chi = \frac{0,877}{\lambda_0^2}$

Índice de esbeltez reduzido, λ_0 , dado por:

$$\lambda_0 = \sqrt{\frac{Q A_g f_y}{N_e}}$$

Q é o fator de redução total associado à flambagem local.

A_g é a área bruta da seção transversal da barra.

- EQUAÇÕES PARA DIMENSIONAMENTO DOS PARAFUSOS E CHUMBADORES

- Tração:

$$F_{t,Rd} = \frac{A_{be} f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso/chumbador à tração.

A_{be} é a área efetiva do parafuso/chumbador.

- Cisalhamento com plano de corte passando pela rosca:

$$F_{v,Rd} = \frac{0,4 A_b f_{ub}}{\gamma_{a2}}$$

f_{ub} é a resistência à ruptura do material do parafuso/chumbador à tração.

A_b é a área bruta do parafuso/chumbador.

- Pressão de contato em furos

$$F_{c,Rd} = \frac{1,5 \ell_f t f_u}{\gamma_{a2}} \leq 3,0 d_b t f_u / \gamma_{a2}$$

ℓ_f é a distância, na direção da força, entre a borda do furo e a borda do furo adjacente ou a borda livre.

d_b é o diâmetro do parafuso.

t é a espessura da parte ligada.

f_u é a resistência à ruptura do aço da parede do furo.

- Tração e cisalhamento combinados

$$\left(\frac{F_{t,Sd}}{F_{t,Rd}} \right)^2 + \left(\frac{F_{v,Sd}}{F_{v,Rd}} \right)^2 \leq 1,0$$

- Comprimento de ancoragem dos chumbadores

- Resistência de aderência de cálculo

$$f_{bd} = \eta_1 \eta_2 \eta_3 f_{ctd}$$

$\eta_1 = 1,0$ para barras lisas

$\eta_3 = 1,0$ para $\phi < 32$ mm;

$\eta_3 = (132 - \phi)/100$, para $\phi \geq 32$ mm;

$\eta_2 = 1,0$ para situações de boa aderência

- Comprimento de ancoragem básico

$$\ell_b = \frac{\phi f_{yd}}{4 f_{bd}}$$

- Comprimento de ancoragem necessário

$$\ell_{b, nec} = \alpha \ell_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$$

- EQUAÇÕES PARA OS ELEMENTOS DAS LIGAÇÕES

- Elementos tracionados

- Para o estado-limite último de escoamento:

$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

- Para o estado-limite último de ruptura:

$$F_{Rd} = \frac{f_u A_e}{\gamma_{a2}} \quad A_e = A_n \leq 0,85 A_g$$

- Elementos comprimidos

- Para o estado-limite último de escoamento, aplicável quando $KL/r \leq 25$

$$F_{Rd} = \frac{f_y A_g}{\gamma_{a1}}$$

- Colapso por rasgamento

$$F_{r,Rd} = \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_u A_{nv} + C_{ts} f_u A_{nt}) \leq \frac{1}{\gamma_{a2}} (0,60 f_y A_{gv} + C_{ts} f_u A_{nt})$$

A_{gv} é a área bruta sujeita a cisalhamento;

A_{nv} é a área líquida sujeita a cisalhamento;

A_{nt} é a área líquida sujeita à tração;

C_{ts} é igual a 1,0 quando a tensão de tração na área líquida for uniforme, e igual a 0,5 quando for não-uniforme.

7.6. ANÁLISES – ESTRUTURAS METÁLICAS

Figura 23: TS02 – Capacidade de trabalho (%)

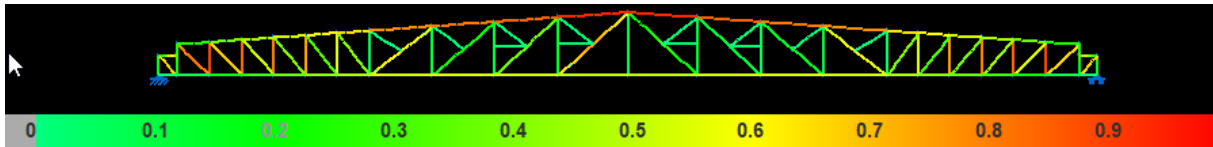


Figura 24: TS01 – Capacidade de trabalho ANTES DO REFORÇO (%)

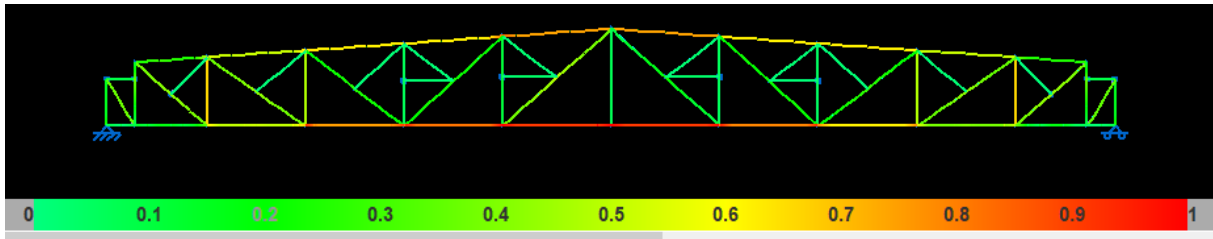


Figura 25: Esforços Axiais Envoltória (KN) – Treliça TS02

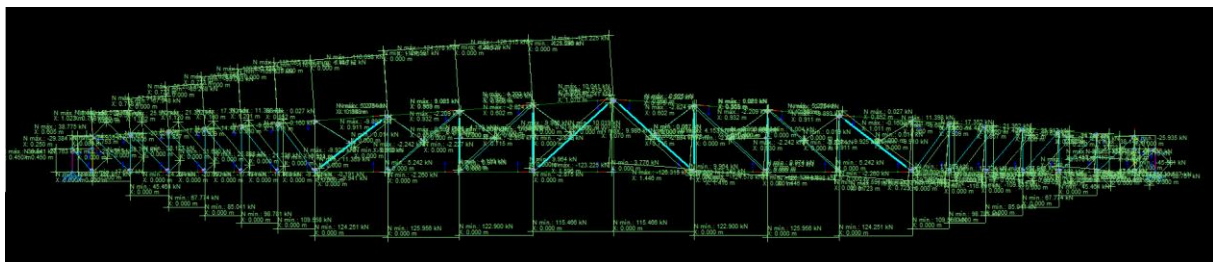


Figura 26: Esforços Axiais Envoltória (KN) – Treliça TS01

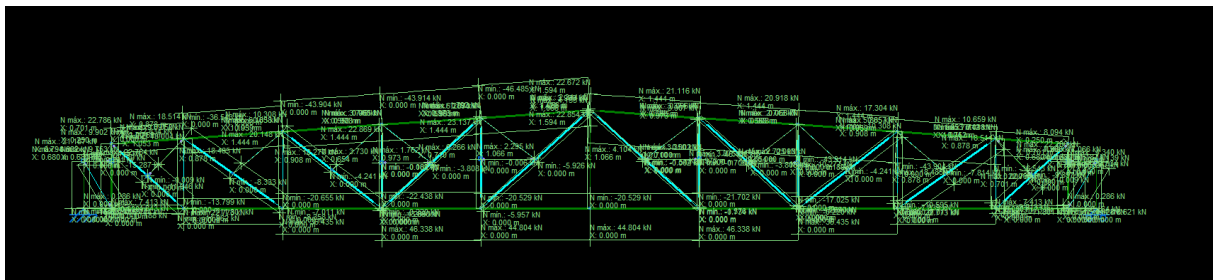


Figura 27: Deformada (mm) – TS02

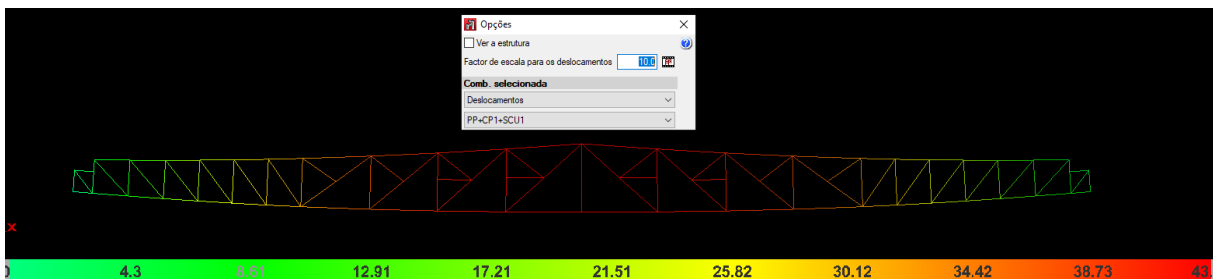
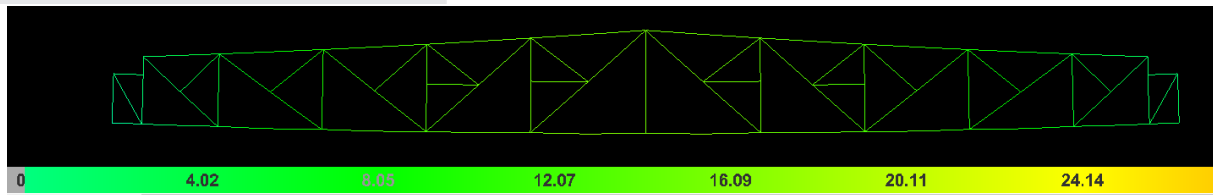


Figura 28: Deformada (mm) – TS02 ANTES DO REFORÇO



Foi realizado um reforço com cantoneiras na TS01 com o objetivo de estabelecer melhor capacidade resistência pois sua capacidade de trabalho dos banzos inferiores centrais estava em 110%

Com base no laudo fornecido pela SUN ENERGY chegou-se a conclusão que o reforço da TS02 seria inviável, sendo dimensionado nova estrutura com capacidade de trabalho máxima de 93% nas peças mais solicitadas.

8. FIXAÇÃO QUÍMICA

Para fixação química foi utilizado dados do catálogo de marca referência Walsywa:

Dados técnicos para fixação de vergalhão em concreto

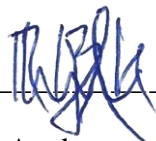
DIÂMETRO DO VERGALHÃO	FURO (mm)		CARGAS DE TRAÇÃO (CONCRETO 28 Mpa)	APLICAÇÕES	
	diâmetro	profundidade		carga de ruptura (kg)	300 ml
8 mm	12	80		43	50
10 mm	13	90	3530	38	44
12,5 mm	16	120	6200	19	22
16 mm	20	145	9850	11	12
20 mm	25	170	14465	6	7
25 mm	32	225	23185	2	3
32 mm	40	290	32467	1	1

Dados técnicos para fixação de barra roscada ou prisioneiro WQI em concreto

DIÂMETRO DA BARRA ROSCADA	FURO (mm)		CARGAS DE TRAÇÃO (CONCRETO 28 Mpa)	APLICAÇÕES	
	diâmetro	profundidade		carga de ruptura (kg)	300 ml
5/16"	10	80		62	72
3/8"	12	90	2471	38	44
1/2"	14	110	4340	27	31
5/8"	18	125	6895	14	16
3/4"	24	170	10126	5	6
1"	28	210	16230	3	4

9. CONCLUSÃO

Pode-se afirmar que os elementos estruturais da referida obra foram adequadamente dimensionados de acordo com as normas vigentes e com a boa prática da engenharia.



Rafael Andersen Beckert

CREA/PR 169521/D