

Recebido em 22/05/16

  
**Leandro Morais**  
Presidente

*encaminho para  
Secretaria para conge-  
mento de todos os Vereadores.*



# UNIFEI UNIVERSIDADE FEDERAL DE ITAJUBÁ

FUNDAÇÃO DE APOIO AO ENSINO,  
PESQUISA E EXTENSÃO DE ITAJUBÁ

PEPE

## PRESENTAÇÃO

**LICITANTE:** PRFEITURA MUNICIPAL DE POUSO ALEGRE

---

**LICITADO:** FAPEPE - Fundação de Apoio ao Ensino, Pesquisa e  
Extensão de Itajubá

---

**NATUREZA DO TRABALHO:** SERVIÇOS DE ENGENHARIA PARA ELABORAÇÃO  
DE PROJETO DE REFORÇO ESTRUTURAL

PE

Ciente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGRE

Emitente  
FAPEPE

Código  
ESCOLA-PE-RT-R00

Rev.  
0

## EQUIPE TÉCNICA

### Responsáveis Técnicos

Flávia Cristina Barbosa	Engenheira Civil
Nº CREA: MG 187.842/D	ART: 14201800000004491791

*Flávia C. Barbosa*

Geraldo Lúcio Tiago Filho	Engenheiro Mecânico
Nº CREA: MG 22.508/D	ART: 14201800000004491662

*STF*

### Elaboração

Aloisio Caetano Ferreira	Engenheiro Hídrico
Denis de Souza Silva	Engenheiro Hídrico
Luis Zuluaga	Engenheiro Mecânico
Thales Tito Borges	Engenheiro Ambiental
Rafael Nobre Leite	Engenheiro Civil
Marcos Vinicius de Moraes	Est. Engenharia Civil
Francisco Chicone Neto	Est. Engenharia Civil
William Baradel	Est. Engenharia Civil
Vinicius Silveira Formiga	Est. Engenharia Civil

### Colaboração

Adinele Gomes Guimarães	Doutora em Engenharia Civil com ênfase em Geotecnia
-------------------------	--

*STF*

PEPE

Cliente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGREEmitente  
FAPEPECódigo  
ESCOLA-PE-RT-R00Rev.  
0

## SUMÁRIO

<b>1</b>	<b>OBJETO.....</b>	<b>6</b>
<b>2</b>	<b>LEVANTAMENTO DE DADOS .....</b>	<b>7</b>
2.1	IDENTIFICAÇÃO DAS AVARIAS.....	7
2.2	SONDAGENS.....	15
<b>3</b>	<b>ANÁLISE DAS PATOLOGIAS E SOLUÇÃO PROPOSTA .....</b>	<b>16</b>
<b>4</b>	<b>DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS .....</b>	<b>20</b>
4.1	REFORÇO DAS VIGAS – ESTRUTURA METÁLICA.....	20
4.1.1	Esforços sobre a estrutura existente.....	20
4.1.2	Vigas 1 e 2.....	22
4.1.3	Viga 3.....	23
4.1.4	Viga de aço 1.....	25
4.1.5	Viga 4.....	26
4.1.6	Viga 5.....	28
4.1.7	Viga 6.....	29
4.1.8	Verificações das vigas de aço.....	31
4.1.9	Viga de aço 1.....	31
4.1.10	Verificação do momento máximo.....	31
4.1.11	Verificação de esforço cortante máximo.....	32
4.1.12	Viga de aço 2.....	33
4.1.13	Verificação do Momento Máximo.....	34
4.1.14	Verificação de esforço cortante máximo.....	34
4.1.15	Verificação do momento máximo real.....	35
4.1.16	Verificação de esforço cortante máximo real.....	36
4.1.17	Viga de aço 3 e 4.....	36
4.1.18	Verificação de esforço cortante máximo.....	38
4.1.19	Dimensionamento dos Pilares Metálicos.....	38
4.1.20	Verificações.....	38
4.2	REFORÇO DOS PILARES – CONCRETO ARMADO.....	39
4.3	NOVOS PILARES.....	45
4.4	FUNDAÇÃO DOS NOVOS PILARES.....	47
<b>5</b>	<b>ESPECIFICAÇÃO DOS SERVIÇOS .....</b>	<b>49</b>
5.1	IMPLANTAÇÃO DAS VIGAS METÁLICAS.....	49
5.1.1	Normas.....	49
5.1.2	Descrição.....	49
5.1.3	Ligações entre as peças.....	49
5.1.4	Acabamentos.....	50

FAPEPE

Cliente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGRE

Emitente  
FAPEPE

Código  
ESCOLA-PE-RT-R00

Rev.  
0

5.1.5	Recomendações gerais.....	50
5.2	EXECUÇÃO DOS TUBULÕES .....	51
5.3	TRATAMENTO DAS RACHADURAS.....	51

PE

Cliente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGREEmitente  
FAPEPECódigo  
ESCOLA-PE-RT-R00Rev.  
0

## 1 OBJETO

A Escola Municipal Dr. Vasconcelos Costa está localizada no bairro Faisqueira em Pouso Alegre, tendo apresentado patologias e avarias em sua estrutura indicando movimentações estruturais.

No dia 18 de julho de 2017 foi realizada uma vistoria pela engenheira desta projetista, que recomendou a interdição das salas de aula onde decorriam os maiores problemas até que fosse executado um "As Built" estrutural e assim diagnosticado a causa das avarias.

Posteriormente, a Prefeitura decidiu não elaborar o Projeto "As Built", partindo já para um reforço estrutural, tendo em vista o prolongado tempo que seria necessário para a execução desse "As Built". Assim, foi aberta a carta convite, a qual foi vencida por esta projetista, para elaboração deste projeto de reforço estrutural.

Neste relatório são apresentados os procedimentos adotados para elaboração do projeto de reforço estrutural, bem como as considerações levantadas para partir de um diagnóstico básico e as soluções propostas.

Nos anexos deste relatório apresenta-se as sondagens executadas no entorno da área, que foram utilizadas para o dimensionamento das fundações e demais estruturas.

Ao longo do relatório são citados as bibliografias e normativas respeitadas para elaboração deste projeto.

## 2 LEVANTAMENTO DE DADOS

Para elaboração do Projeto de Reforço Estrutural foi realizada uma vistoria na escola tendo por objetivo realizar a identificação das avarias, as medições das unidades de trabalho da escola e locação das estruturas (pilares, vigas, lajes).

### 2.1 IDENTIFICAÇÃO DAS AVARIAS

O levantamento das patologias encontradas foi relacionado através das imagens apresentadas a seguir. No canto esquerdo de cada fotografia há um mapa localizando os elementos estruturais onde ocorre o tipo de patologia apresentada na imagem:

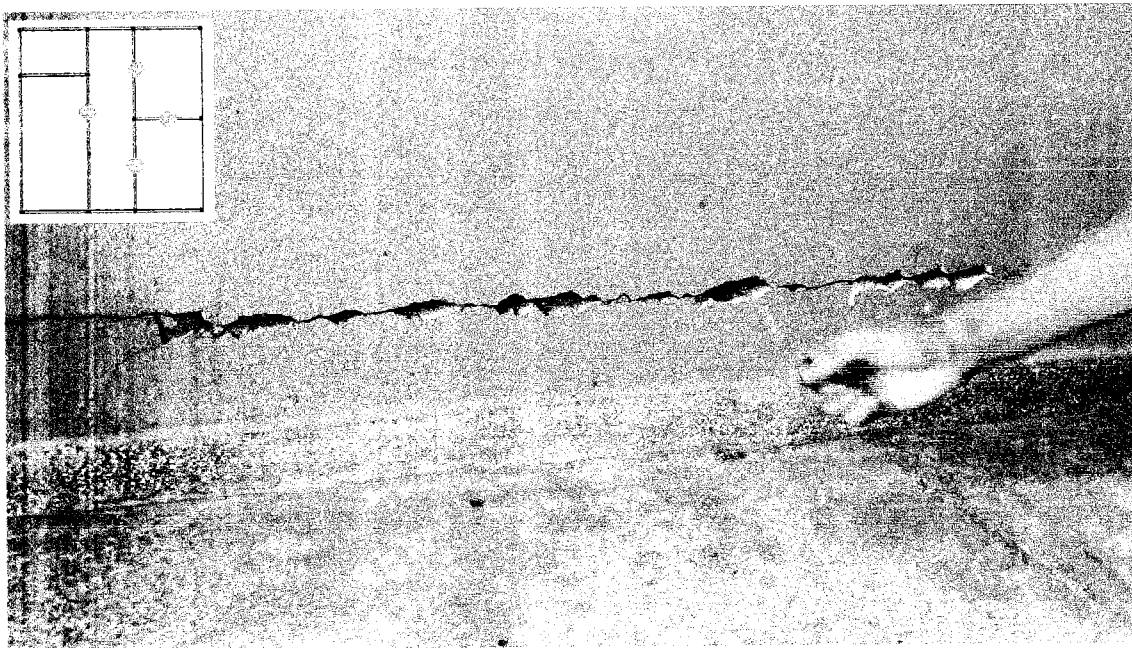


Figura 1- Descolamento da alvenaria sob a viga.

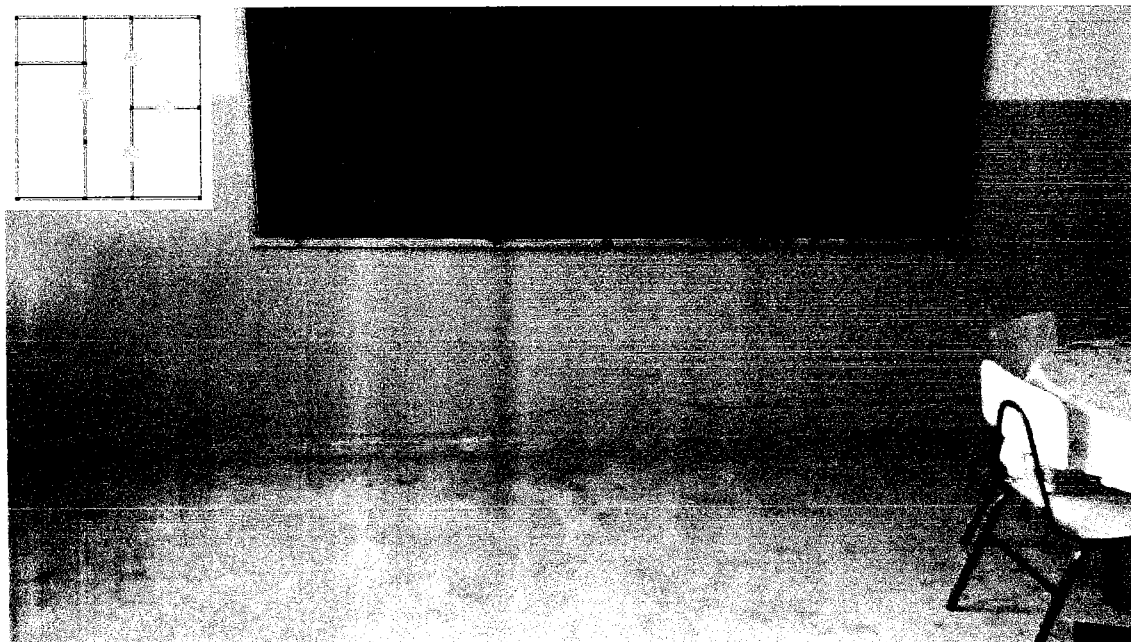


Figura 2 – Rachadura gerada pelo descolamento.

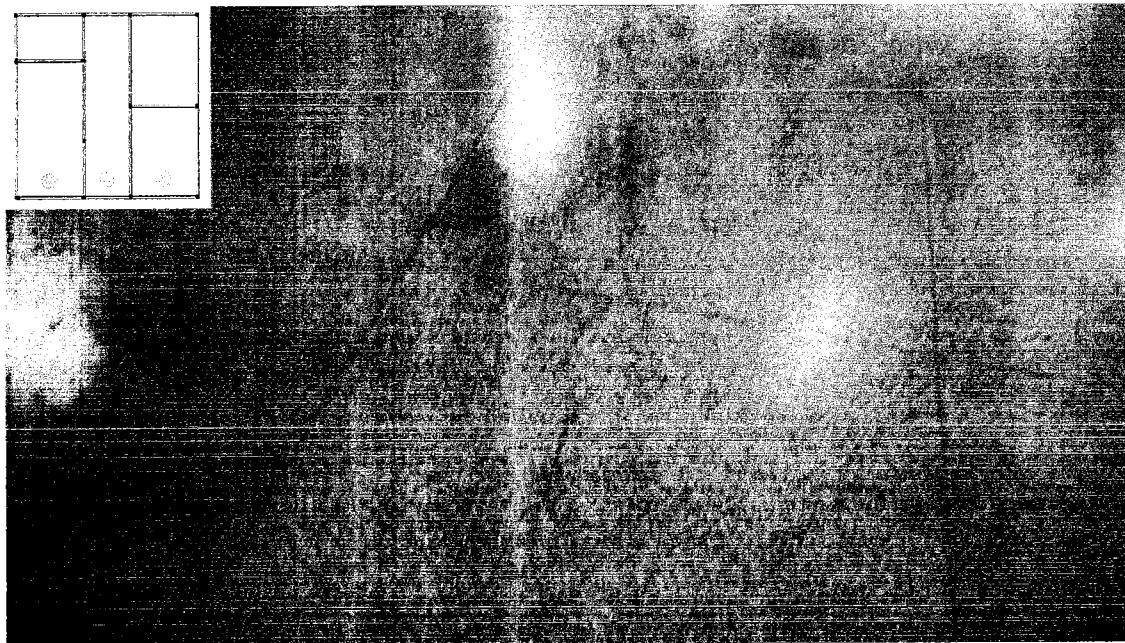
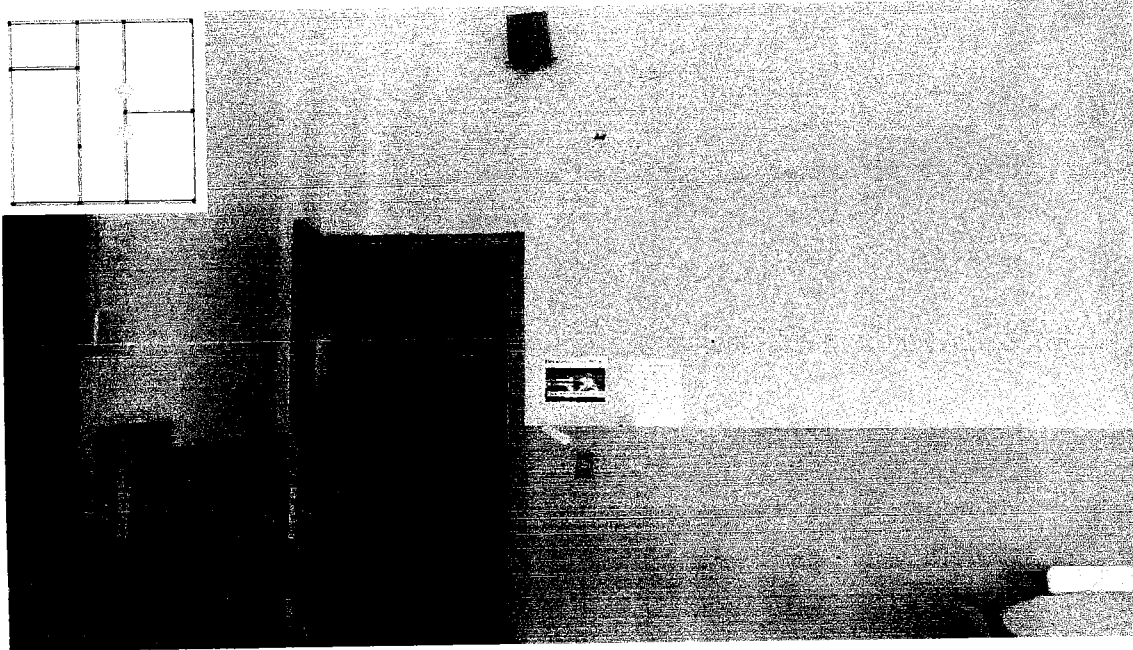
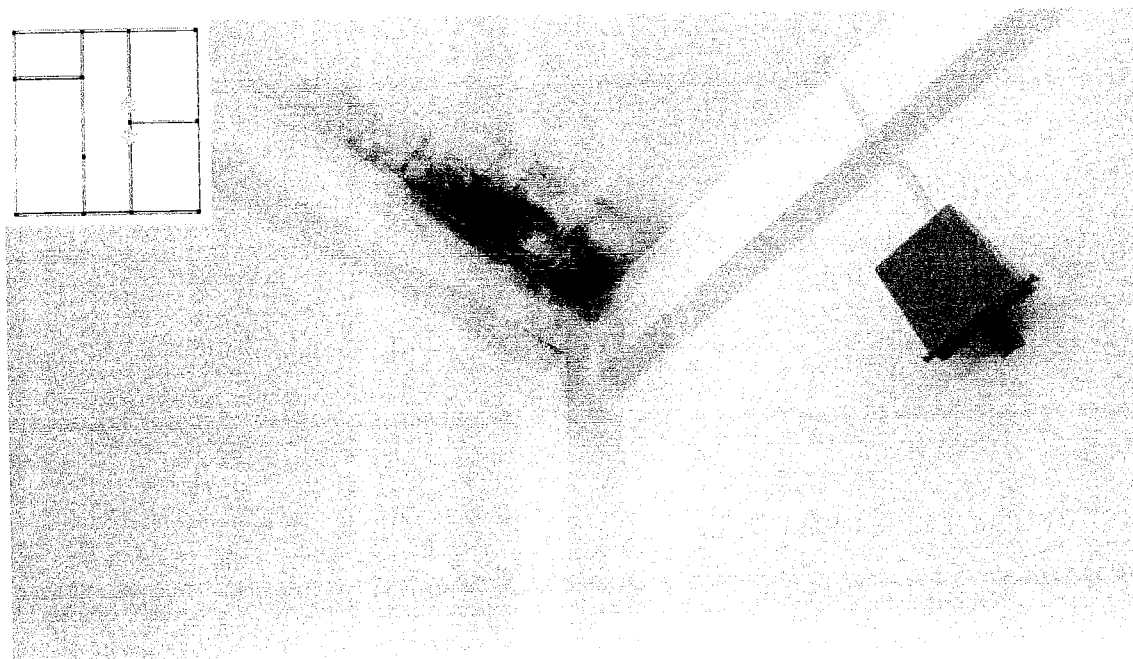


Figura 3 - Trincas no piso





**Figura 4 – Fissura 45° no canto direito das portas, indicando que a estrutura cedeu para o lado direito, podendo ser uma viga fletida ou recalque de pilares.**



**Figura 5 - Vazamento da calha na laje de teto**

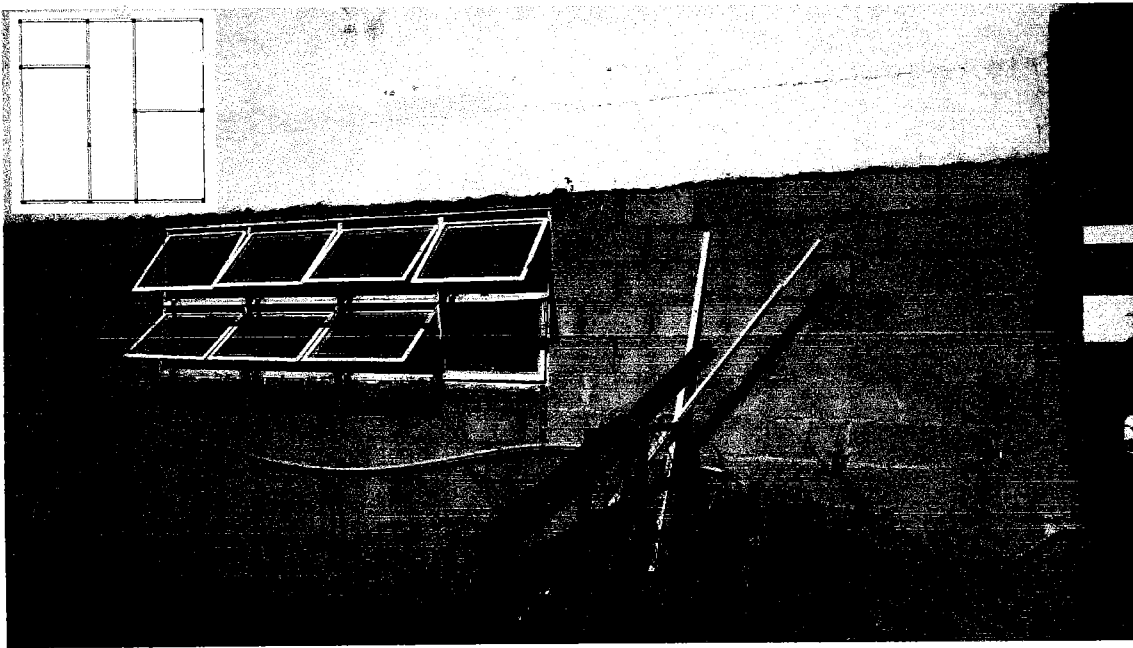


Figura 6 – Trincas de argamassa na junção das vigas com a alvenaria superior.



Figura 7 – Lajotas que se soltaram, indicando uma flexão nas vigotas, possivelmente causadas pela flexão nas vigas de apoio.

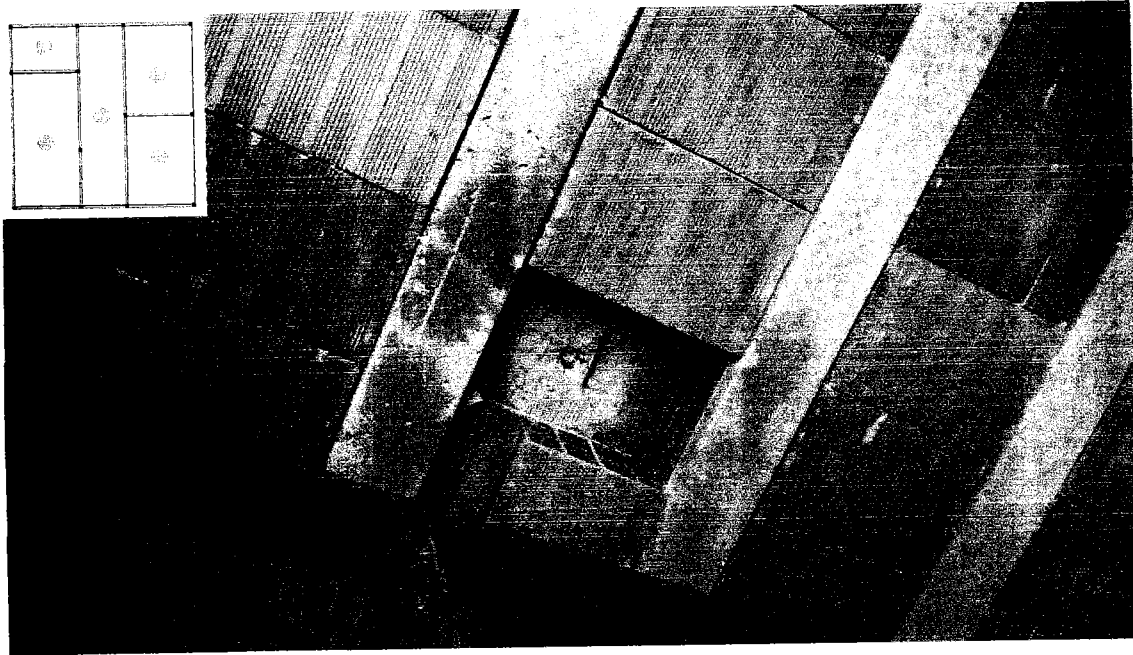


Figura 8 – Detalhe – Lajota solta

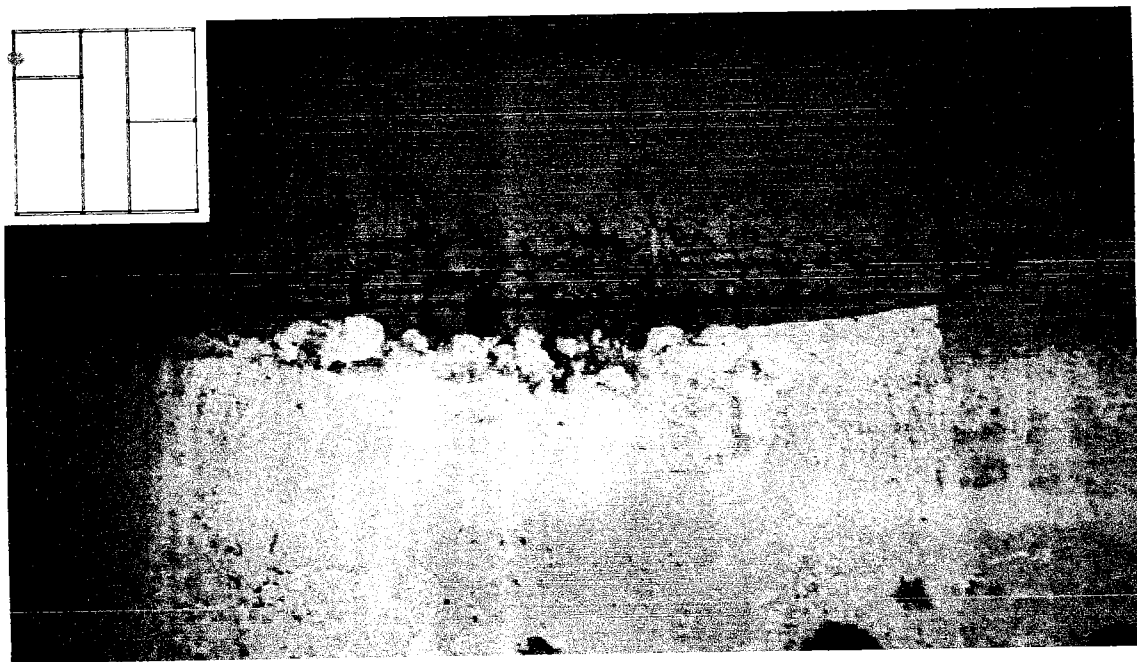


Figura 9 – Armaduras expostas na viga de travamento e sustentação do arrimo lateral.

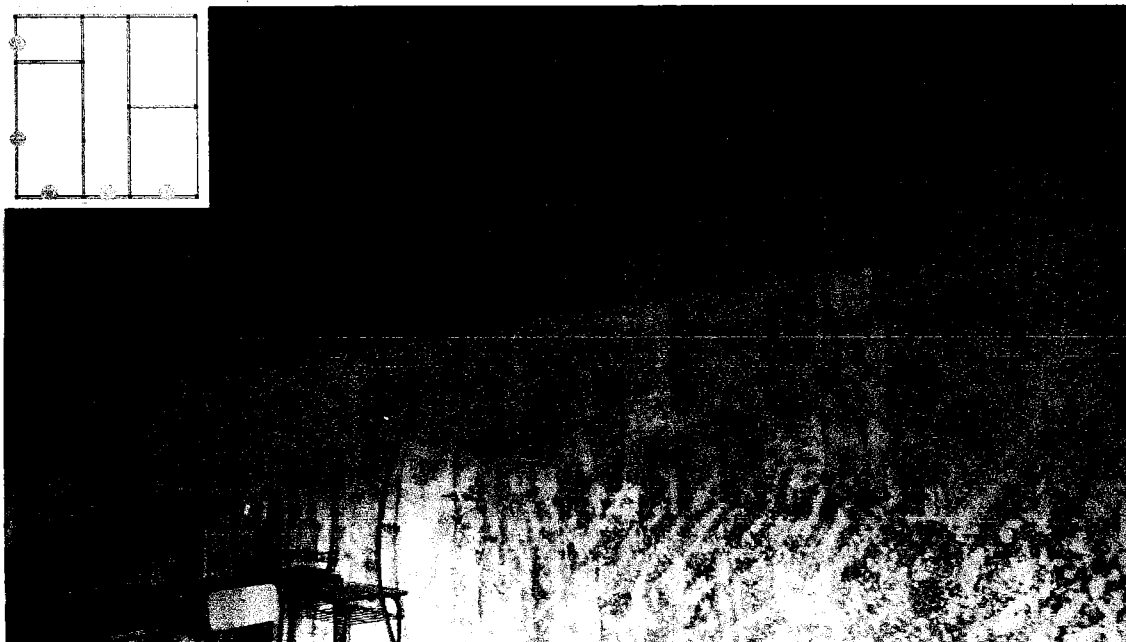
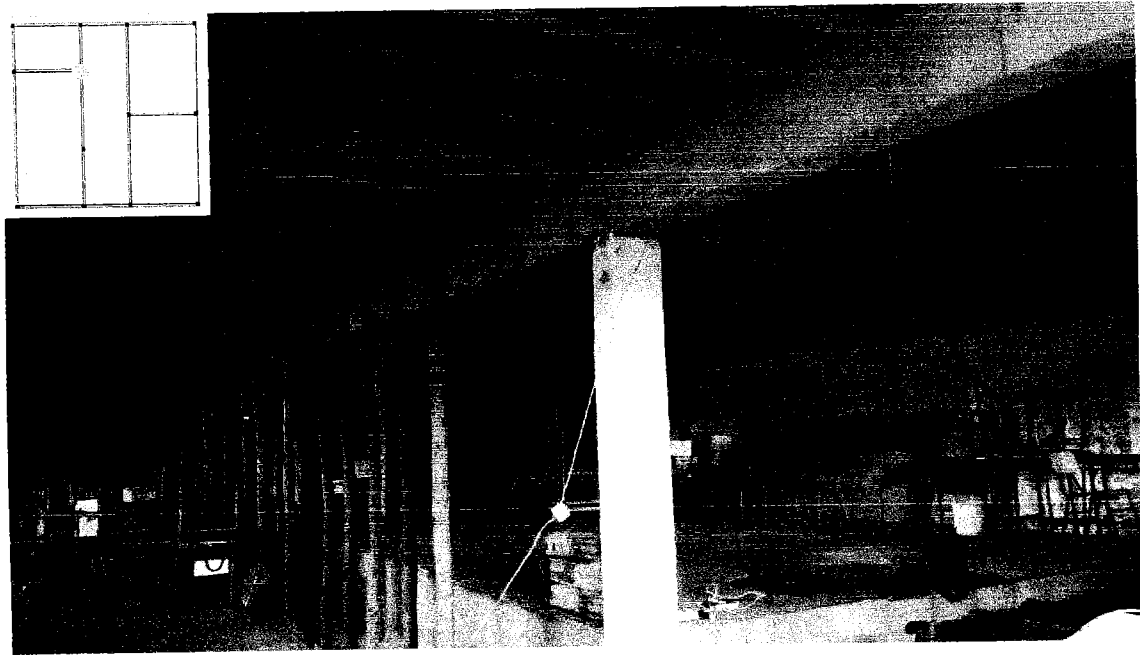


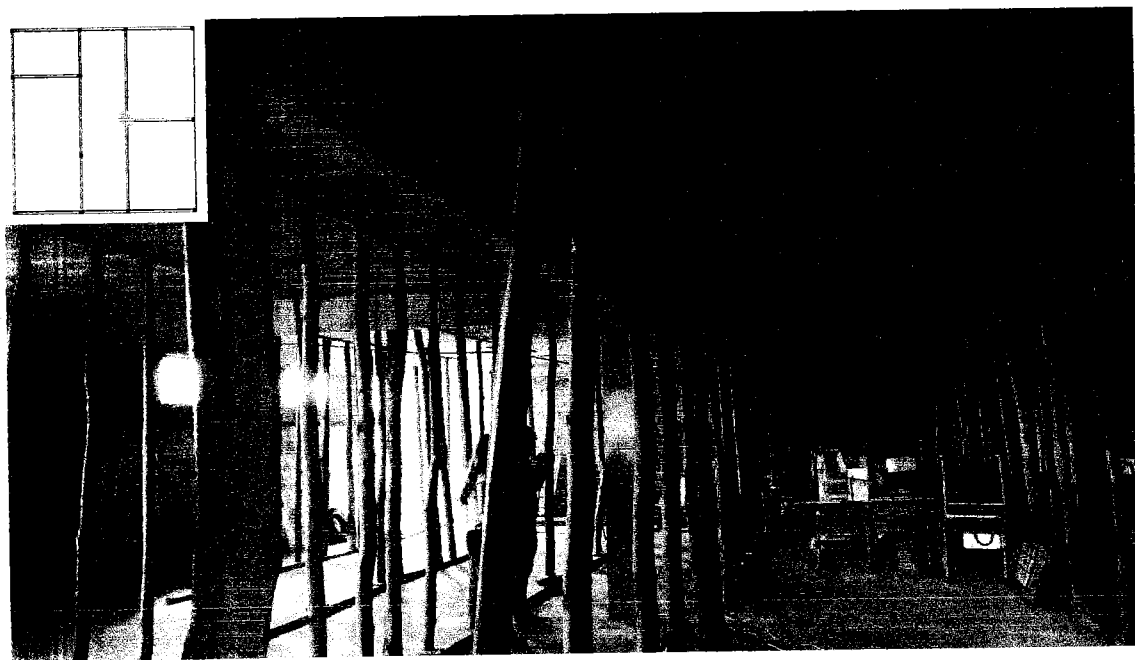
Figura 10 – Arrimo Lateral



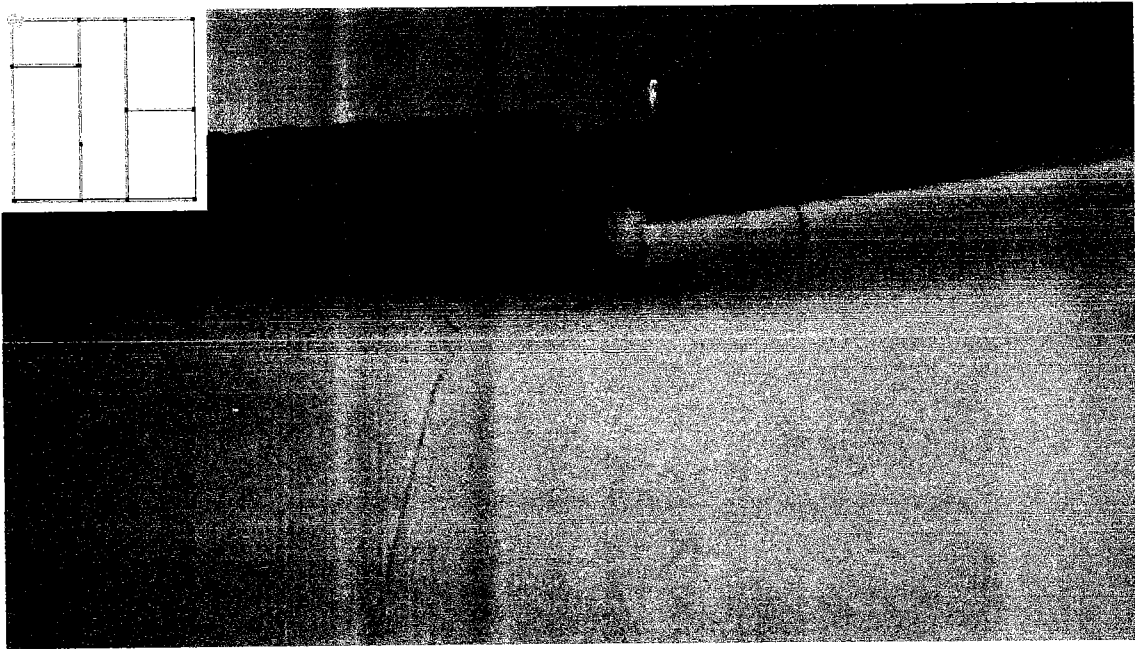
Figura 11 - Visão Geral das Estruturas sob o Palco



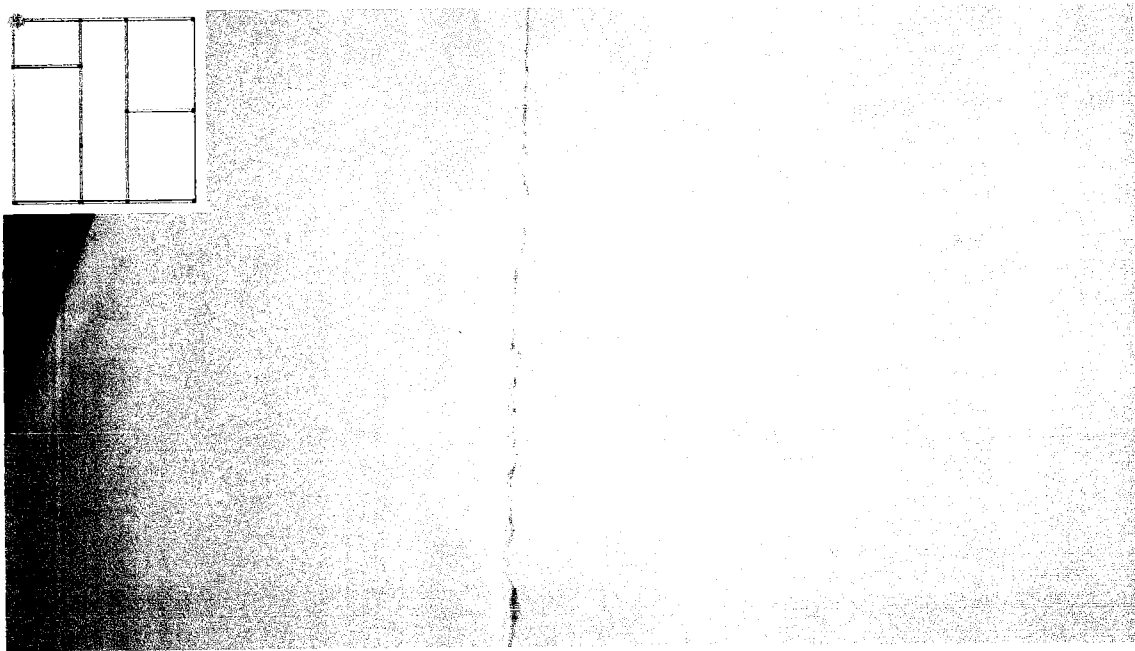
**Figura 12 – Visão Geral das Estruturas – Pilares, Vigas e Laje Treliçada.**



**Figura 13 – Visão Geral do Escoramento Provisório**



**Figura 14 - Trinca externa, na interface da estrutura sob aterro.**



**Figura 15 - Trinca externa, na interface da estrutura sob aterro.**

## 2.2 SONDAGENS

Foram realizados 2 furos de sondagem SPT ao lado da edificação tendo por objetivo conhecer o subsolo local. Os resultados da sondagem são apresentados no Anexo I.

### 3 ANÁLISE DAS PATOLOGIAS E SOLUÇÃO PROPOSTA

A solução proposta partiu de uma análise sobre a causa das avarias encontradas.

De acordo com o Fiscal de Execução da Obra da Escola, Sr. Carlos Alberto, a fundação executada foi do tipo Tubulão, esta informação foi confirmada através dos desenhos do projeto estrutural fornecidos pela prefeitura, conforme figura abaixo:

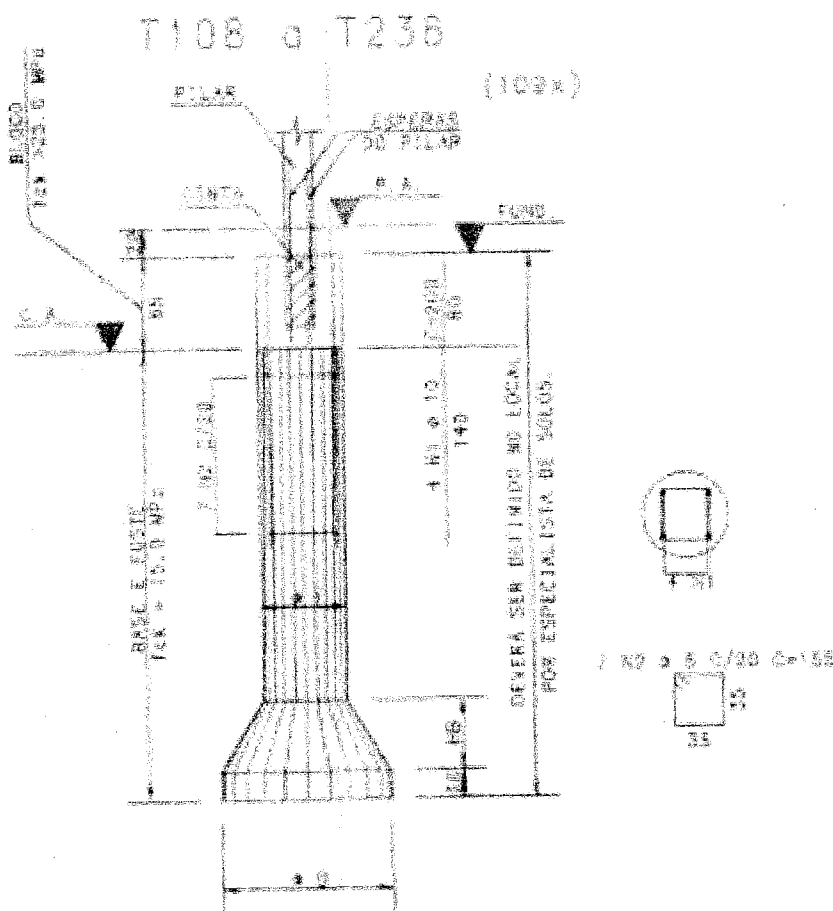


Figura 16 - Tubulões projetados para fundação da Escola

Elaborado por Provir Projeto e Consultoria Ltda, 2008.

Assim, ao analisar as sondagens (ANEXO I) confirmamos que este tipo de fundação foi indicada corretamente, visto que a rocha encontra-se a aproximadamente 3 m de profundidade e não há nível de água até este ponto.



Tendo então a fundação apoiada em rocha, a possibilidade de ocorrência de um recalque é muito pequena. Analisamos então o projeto estrutural para ter-se uma ideia de qual patologia poderia estar ocorrendo.

O projeto estrutural, fornecido pela prefeitura, mostra a seguinte disposição de pilares:

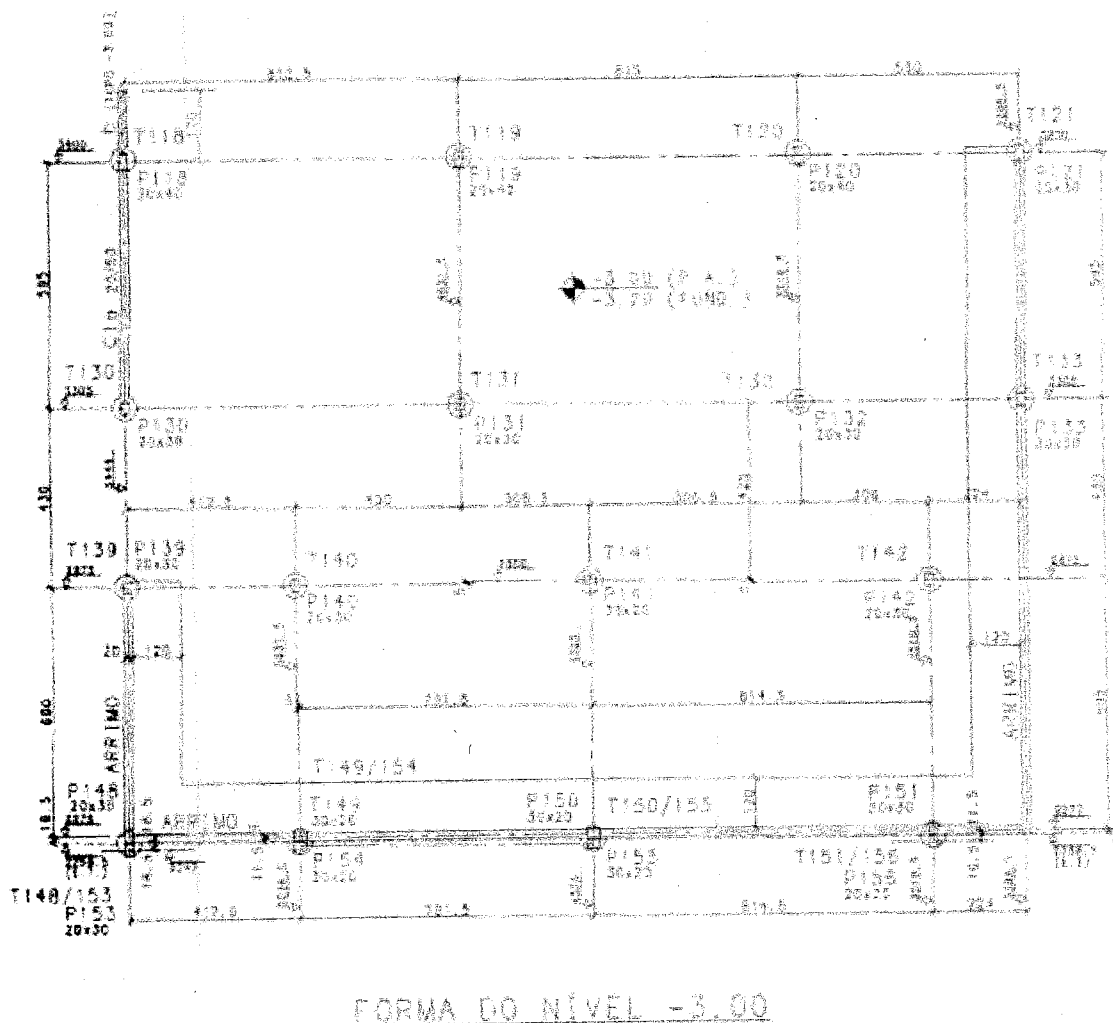
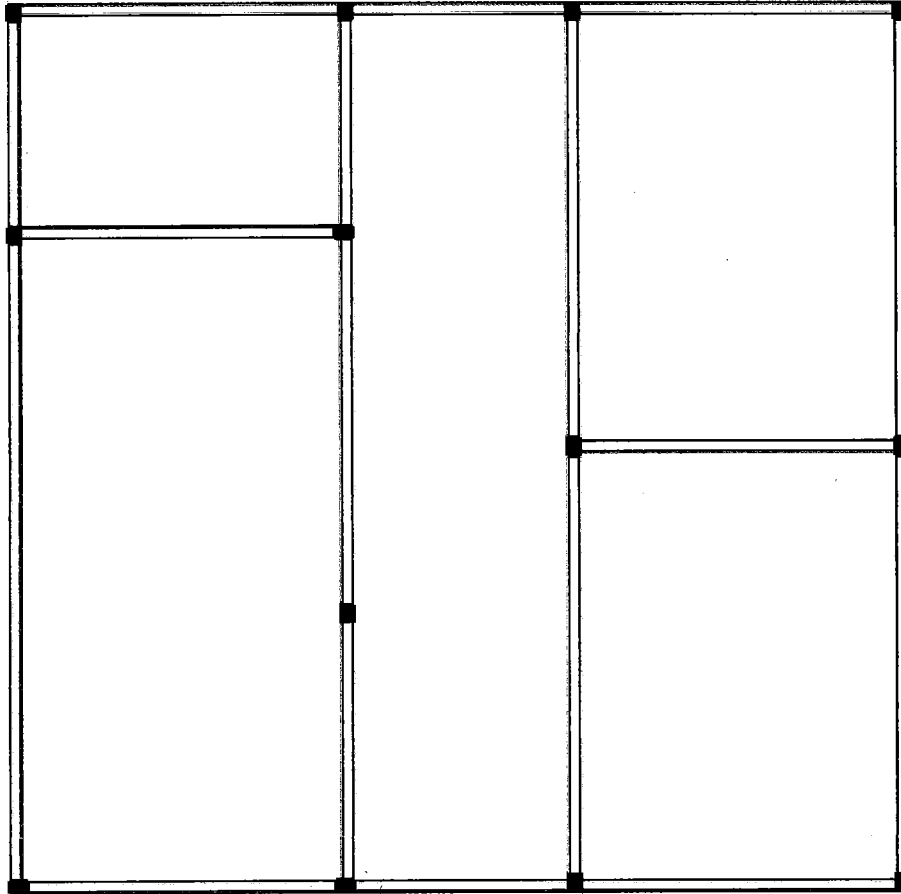


Figura 17 – Planta de Fôrma da Área de Estudo

Elaborado por Provir Projeto e Consultoria Ltda, 2008.

Em análise e medições constatou-se que foi executada uma disposição diferente, provavelmente houve a troca de utilização prevista e assim, a redução do número de pilares. Não foram executados os pilares P142, P132 e o P120. E a

posição dos demais pilares, com exceção daqueles previstos para o Arrimo, foram modificadas. Assim temos a seguinte disposição implantada:



**Figura 18 – Planta de Disposição Implantada.**

**Elaborado por Fapepe, 2018.**

Acreditamos então que essa redução de pilares foi a causa dos problemas encontrados. Mesmo que tenham modificado o projeto, não houve aumento das seções dos pilares e não sabemos se houve aumento das bitolas de ferragem suficiente para suportar as cargas. Como o vão é bem representativo, acreditamos que as vigas foram sobrecarregadas e começaram a sofrer flexão, como exemplificado na Figura 19 que se segue.

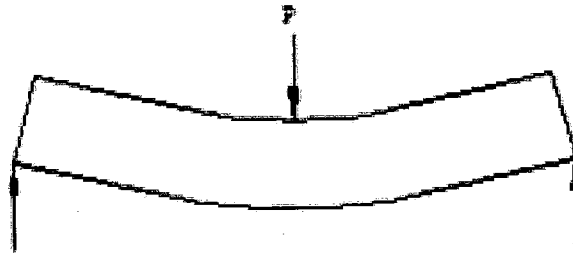


Figura 19 – Exemplo de flexão na viga

A flexão das vigas justifica as rachaduras de descolamento entre alvenaria e vigas, justifica as trincas em  $45^\circ$  ao longo das portas, já que a projeção da trinca indica que a estrutura cedeu para o sentido da flexão da viga, justifica as lajotas soltando, já que a flexão das vigas causaria também a flexão das vigotas e assim o aumento do vão do espaço ocupado pelas lajotas.

Cientes disso, propomos a seguinte solução:

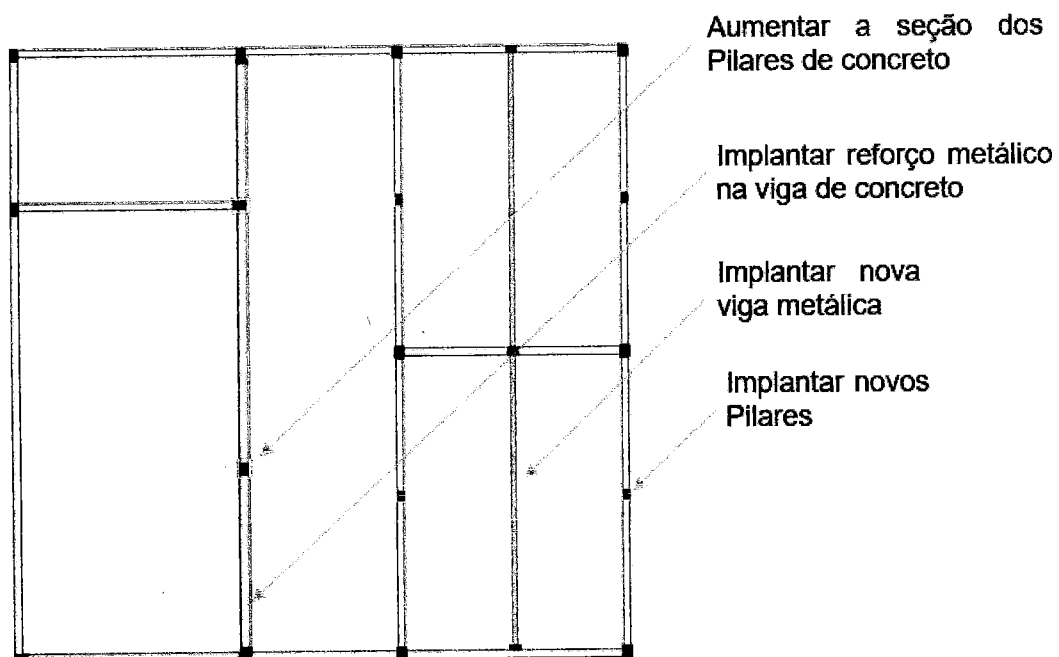


Figura 20 – Solução Proposta

As demais atividades de recuperação são: Para as lajotas que estão soltando será feito um reboco externo, evitando assim, novos destacamentos; A infiltração será controlada com conserto da calha; As rachaduras serão preenchidas com argamassa expansiva e o reboco refeito; E as armaduras expostas na viga que compõem o arrimo serão recobertas após tratamento de corrosão.

## 4 DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS

### 4.1 REFORÇO DAS VIGAS – ESTRUTURA METÁLICA

#### 4.1.1 Esforços sobre a estrutura existente

Tendo em vista a obtenção dos esforços existentes sobre a estrutura, foram realizados cálculos em conformidade com a NBR 6118, onde adotou-se uma massa específica de concreto armado de 2500 kg/m<sup>3</sup>.

Desse modo, tendo em vista que todos os pilares possuem mesma dimensão e as vigas, mesma seção transversal, foram obtidas as cargas através das seguintes equações:

$$P_p = \gamma_c * A * h$$

Onde:

P<sub>p</sub>: carga localizada de cada pilar, em kN;

γ<sub>c</sub>: peso específico de concreto armado, em kN/m<sup>3</sup>;

A: seção transversal do pilar, em m<sup>2</sup>;

h: altura do pilar, em metros.

Para a carga distribuída das vigas, temos:

$$q_{viga} = \gamma_c * A$$

Onde:

q<sub>viga</sub>: carga distribuída da viga por unidade de comprimento, em kN/m;

γ<sub>c</sub>: peso específico de concreto armado, em kN/m<sup>3</sup>;

A: seção transversal da viga, em m<sup>2</sup>;

Para o peso distribuído da parede de alvenaria de vedação, temos:

$$q_a = \gamma_a * h_a * t_a$$

Onde:

q<sub>a</sub>: carga distribuída da parede de alvenaria por unidade de comprimento, em kN/m;

γ<sub>a</sub>: peso específico da alvenaria de vedação, em kN/m<sup>3</sup>;

h<sub>a</sub>: altura da parede, em metros;

ta: espessura da parede com revestimento, em metros;

Obteve-se então, os seguintes esforços:

Tabela 1 - Esforços existentes na estrutura.

Pilar	Peso Unitário (kN/m <sup>3</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Altura (m)	Carga (kN)
	25	0,06	3,5	5,25
Viga	Peso Unitário (kN/m <sup>3</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Carga Distribuída (kN/m)	
	25	0,1	2,5	
Paredes	Peso Unitário (kN/m <sup>3</sup> )	Espessura (m)	Altura (m)	Carga Distribuída (kN/m)
	20	0,19	4,25	16,15

Com os esforços de peso próprio, foi possível obter os esforços atuantes em cada uma das vigas da estrutura (já com as propostas de reforço), numeradas conforme a Figura 21.

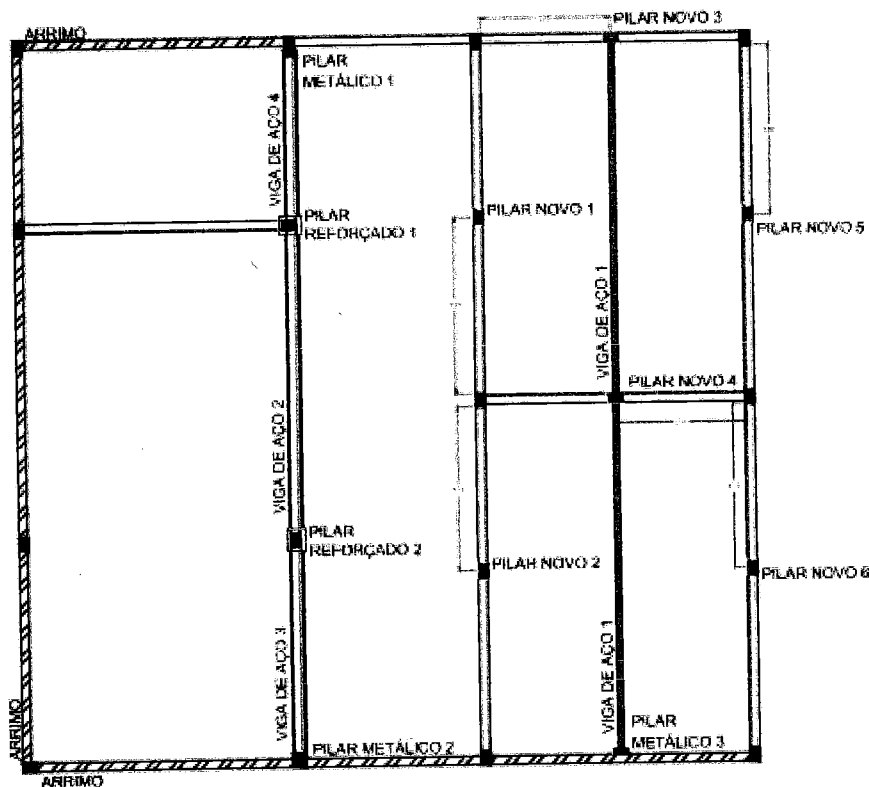


Figura 21 – Estrutura em planta

4.1.2 Vigas 1 e 2

Para determinar os esforços atuantes nas vigas 1 e 2, foram somadas as cargas distribuídas referentes ao peso próprio das paredes e vigas além da carga pontual do pilar, majoradas pelo coeficiente de ponderação das ações  $\gamma_f$  conforme a NBR 6118, de 1,4. Além disso, foi previsto um esforço pontual referente ao peso próprio da viga de aço 1, que será implementada como reforço estrutural.

Tabela 2 - Cargas permanentes

	Ações permanentes D	$\gamma * D$
Cargas Pontuais pilares kN	5,25	7,35
Cargas Pontuais aço kN	1,412	1,9768
Cargas Distribuídas kN/m	18,65	26,11

Os cálculos hiperestáticos foram realizados através do software Ftool. As cargas atuantes nas vigas 1 e 2 estão representadas na Figura 22.

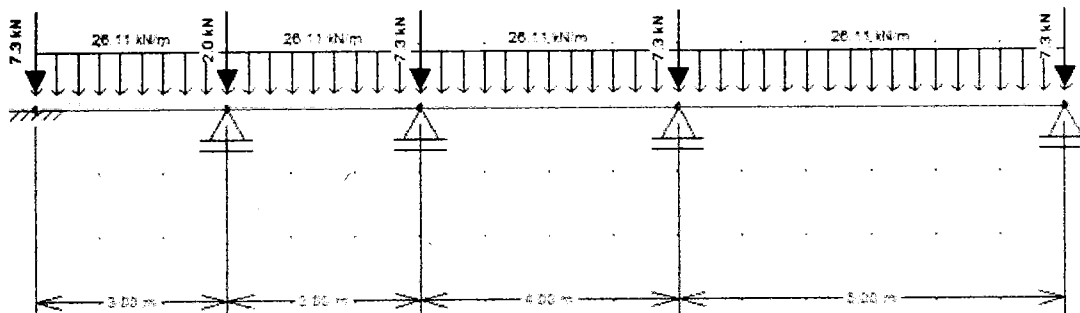


Figura 22 – Cargas sobre as vigas 1 e 2.

Diagrama de esforço cortante para as vigas 1 e 2:

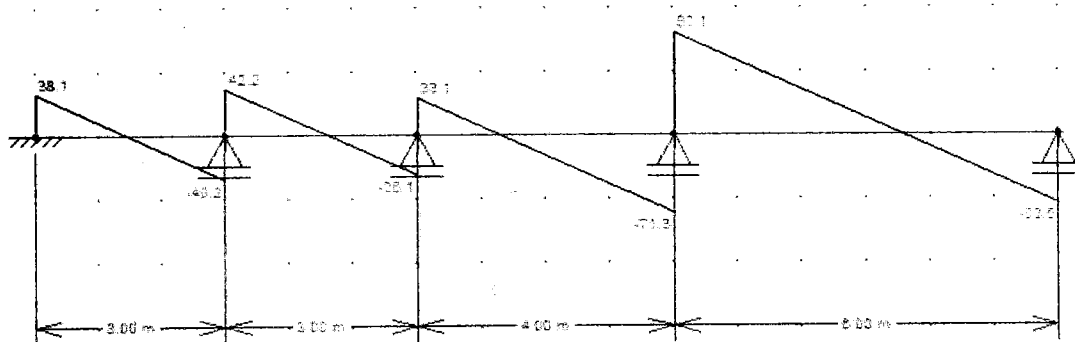


Figura 23 – Diagrama de esforço cortante das vigas 1 e 2.

Diagrama de momento fletor para as vigas 1 e 2:

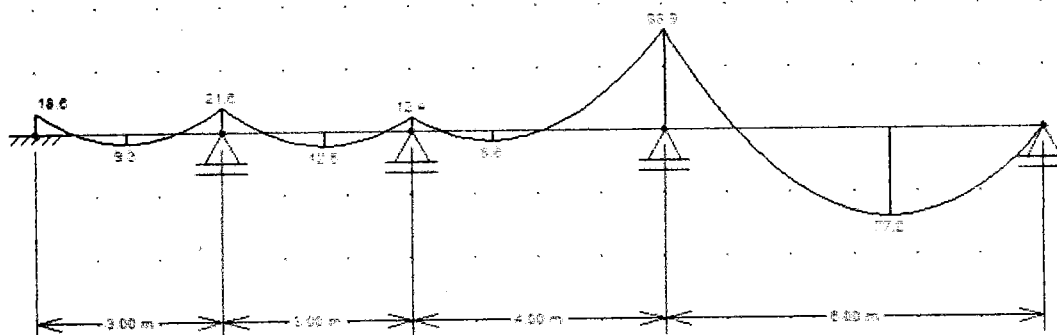


Figura 24 – Diagrama de momento fletor das vigas 1 e 2.

#### 4.1.3 Viga 3

A partir dos esforços obtidos das vigas 1 e 2, foi possível estimar os esforços nas vigas restantes, levando em conta os esforços de piso e cobertura.

Através dos materiais existentes, foram estimadas cargas permanentes de cobertura e piso de 3 kN/m<sup>2</sup> e 4,5 kN/m<sup>2</sup>, respectivamente. Segundo a NBR 6120, deve-se estimar uma carga mínima acidental de 1 kN/m<sup>2</sup> para cobertura e 3 kN/m<sup>2</sup> de piso, para salas de aula e anfiteatros em escolas.

Para obter a carga distribuída permanente sobre a viga, temos:

$$G = \frac{\gamma_g * q_g * A}{l}$$

Onde:

$\gamma_g$ : Coeficiente de ponderação das ações permanentes;

$q_g$ : Carga permanente de cobertura e piso;

A: Área de atuação da viga;

l: Comprimento da viga

Para obter a carga distribuída acidental sobre a viga, temos:

$$Q = \frac{\gamma_q * q_q * A}{l}$$

Onde:

$\gamma_q$ : Coeficiente de ponderação das ações variáveis;

$q_q$ : Carga permanente de cobertura e piso;

Da NBR 8681, temos  $\gamma_g=1,4$  e  $\gamma_q=1,7$ . Desse modo, foi possível obter a carga distribuída sobre a viga somando todos os esforços calculados, e as cargas pontuais através do diagrama de esforço cortante das vigas 1 e 2 somadas do peso próprio do pilar.

Tabela 3 – Esforços atuantes na viga 3.

Carga permanente de piso (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
4,5	3	12	9,45	7,65
Carga permanente de cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
3	1	12	6,3	2,55
Cargas Distribuídas (Parede e viga) kN/m				
26,11				

As cargas atuantes na viga 3 estão representadas na Figura 25.

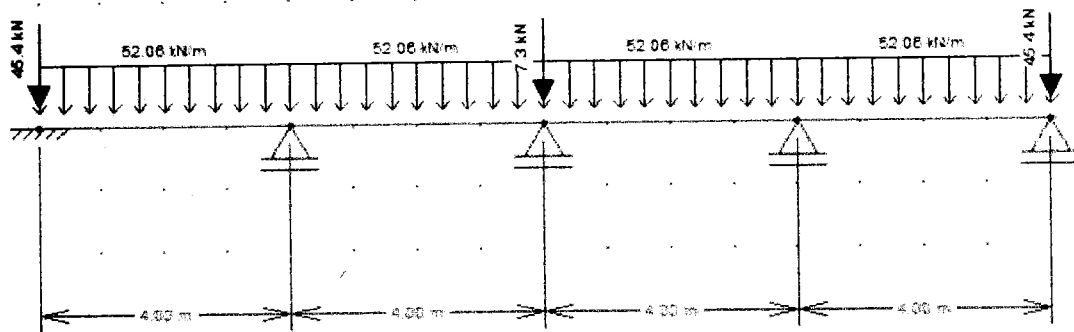


Figura 25 – Cargas sobre a viga 3.



PEPE

Cliente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGRE

Emitente  
FAPEPE

Código  
ESCOLA-PE-RT-R00

Rev.  
0

Diagrama de esforço cortante para a viga 3:

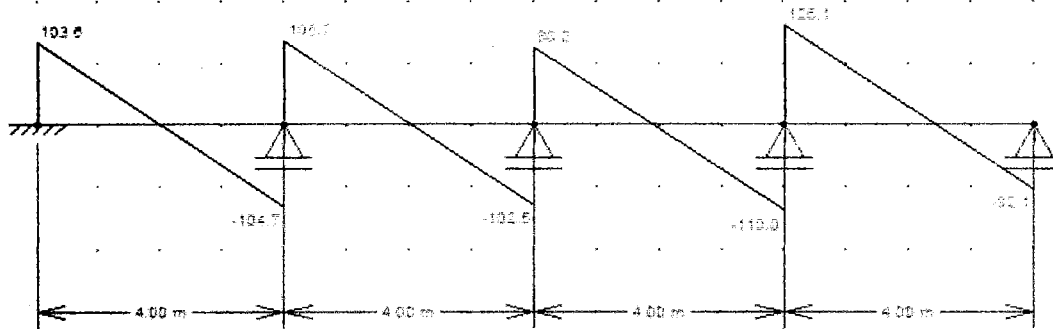


Figura 26 – Diagrama de esforço cortante da viga 3.

Diagrama de momento fletor para a viga 3:

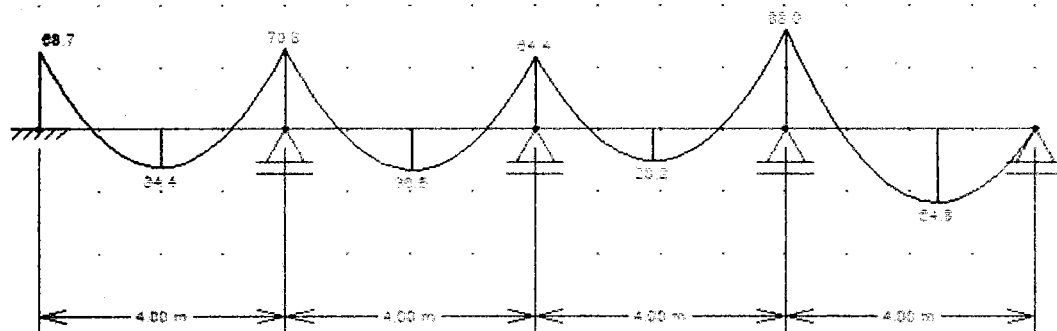


Figura 27 – Diagrama de momento fletor da viga 3.

#### 4.1.4 Viga de aço 1

Para a viga de aço 1, foram desconsiderados os esforços de cobertura, parede e viga de concreto, pois não há parede sobre essa viga e, conseqüentemente, não há a propagação desses esforços sobre a viga. Em contrapartida, foi considerado o seu peso próprio, conforme a tabela abaixo.

Tabela 4 – Esforços atuantes na viga de aço 1.

Carga permanente de piso(kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
4,5	3	24	18,9	15,3
Peso próprio da viga aço (kN/m)				
0,353				

Cargas sobre a viga de aço 1:

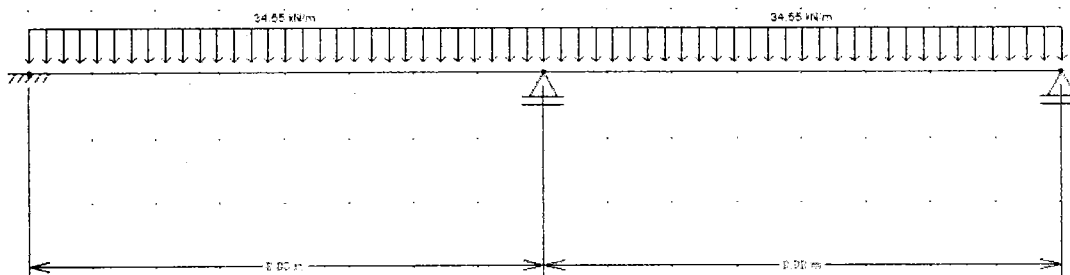


Figura 28 – Cargas sobre a viga de aço 1.

Diagrama de esforço cortante para a viga de aço 1:

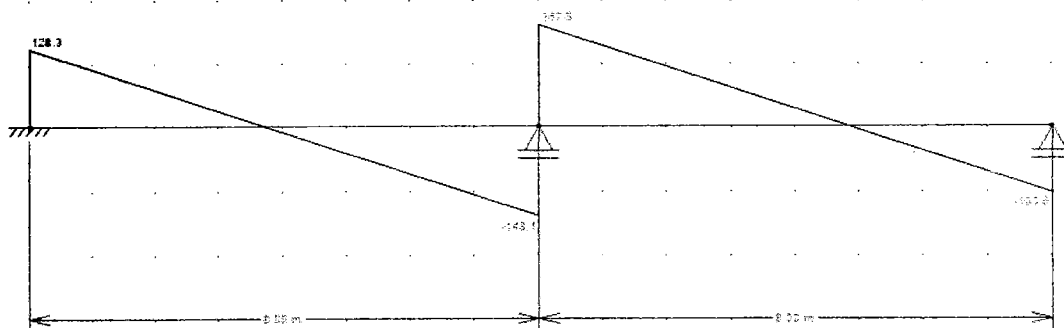


Figura 29 – Diagrama de esforço cortante da viga de aço 1.

Diagrama de momento fletor para a viga de aço 1:

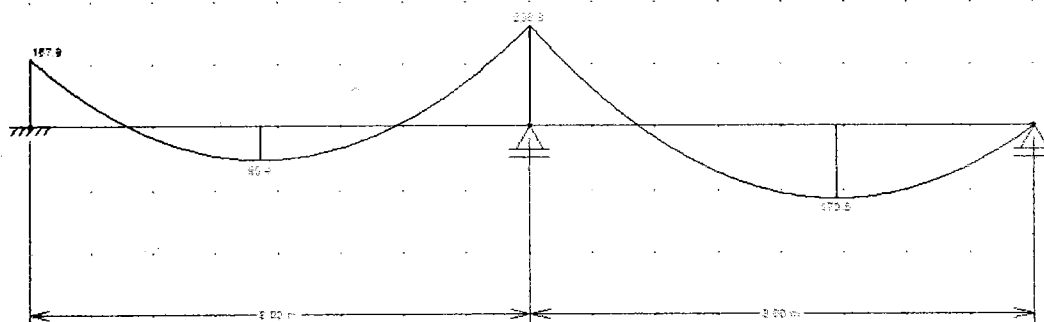


Figura 30 – Diagrama de momento fletor da viga de aço 1.

Para as demais vigas, os métodos de cálculo foram semelhantes ao da viga 3.

#### 4.1.5 Viga 4

Os esforços atuantes sobre a viga 4 encontram-se na **tabela 5**.

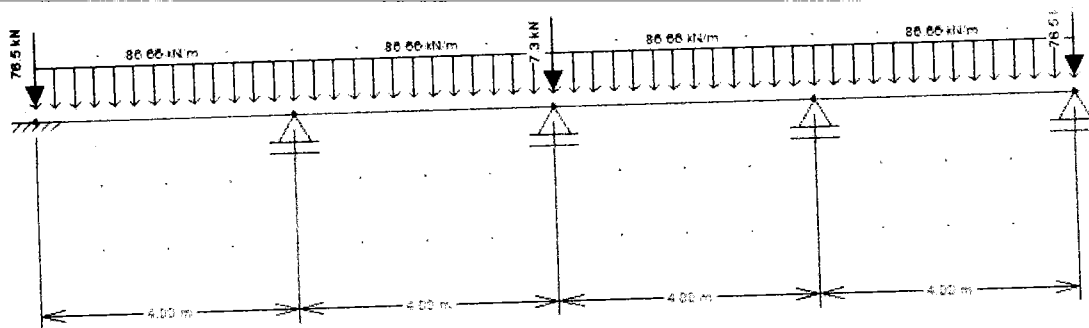


Figura 31 – Cargas sobre a viga 4.

Diagrama de esforço cortante para a viga 4:

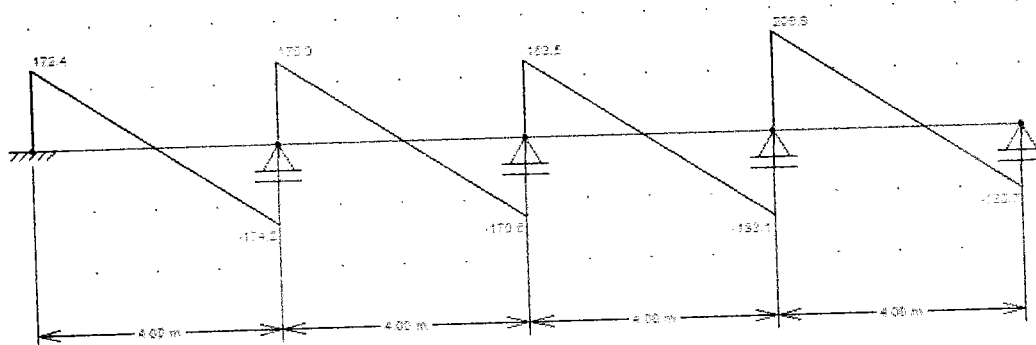


Figura 32 – Diagrama de esforço cortante da viga 4.

PEPE

Cliente  
PREFEITURA DE POUSO ALEGREEmitente  
FAPEPECódigo  
ESCOLA-PE-RT-R00Rev.  
0

Tabela 5 – Esforços atuantes na viga 4.

Carga permanente de piso(kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
4,5	3	56	22,05	17,85
Carga permanente de cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
3	1	56	14,7	5,95
Cargas Distribuídas (Parede e viga) kN/m				
26,11				

Cargas sobre a viga 4:

Diagrama de momento fletor para a viga 4:

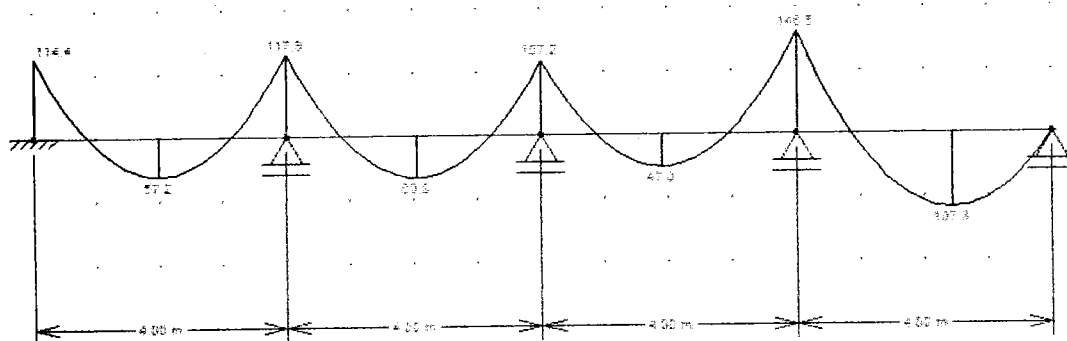


Figura 33 – Diagrama de momento fletor da viga 4.

4.1.6 Viga 5

Os esforços atuantes sobre a viga 5 encontram-se na tabela 6.

Tabela 6 – Esforços atuantes na viga 5.

Carga permanente de piso (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
4,5	3	80	31,5	25,5
Carga permanente de cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * $\gamma_g$ (kN/m)	Cargas Acidentais Q * $\gamma_q$ (kN/m)
3	1	80	21	8,5
<b>Cargas Distribuídas (Parede e viga) kN/m</b>				
26,11				

Cargas sobre a viga 5:

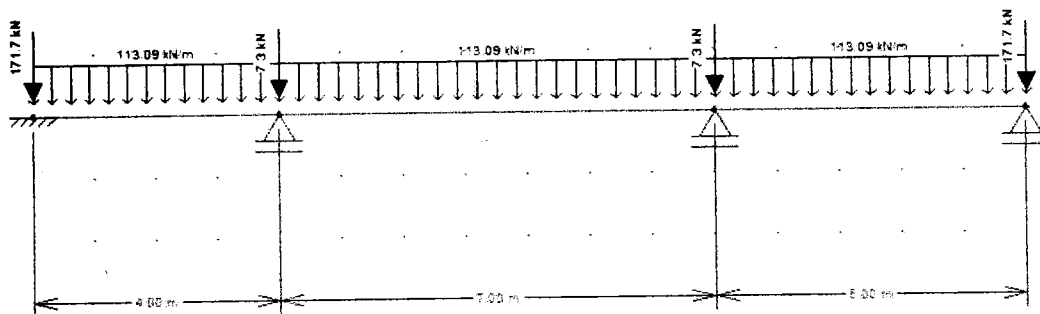


Figura 34 – Cargas sobre a viga 5.

Diagrama de esforço cortante para a viga 5:

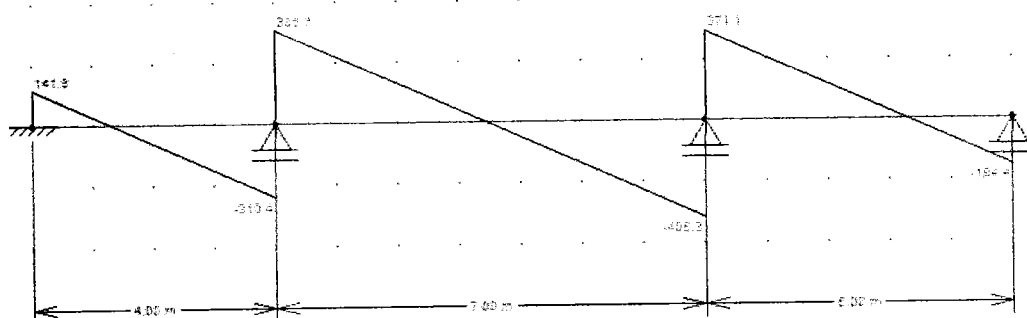


Figura 35 – Diagrama de esforço cortante da viga 5.

Diagrama de momento fletor para a viga 5:

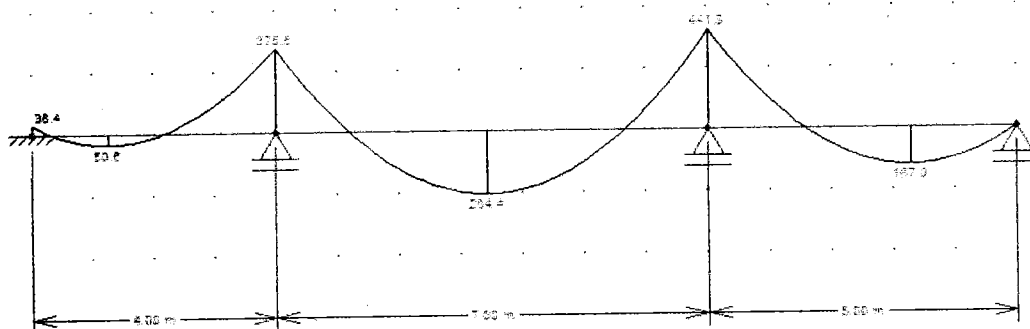


Figura 36 – Diagrama de momento fletor da viga 5.

4.1.7 Viga 6

Os esforços atuantes sobre a viga 6 encontram-se na tabela 7.

Tabela 7 – Esforços atuantes na viga 6.

Carga permanente de piso(kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * γ <sub>g</sub> (kN/m)	Cargas Acidentais Q * γ <sub>q</sub> (kN/m)
4,5	3	80	31,5	25,5
Carga permanente de cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	Carga variável (kN/m <sup>2</sup> )	Área (m <sup>2</sup> )	Cargas Permanentes G * γ <sub>g</sub> (kN/m)	Cargas Acidentais Q * γ <sub>q</sub> (kN/m)
3	1	80	21	8,5
Cargas Distribuídas (Parede e viga) kN/m				
26,11				

Cargas sobre a viga 6:

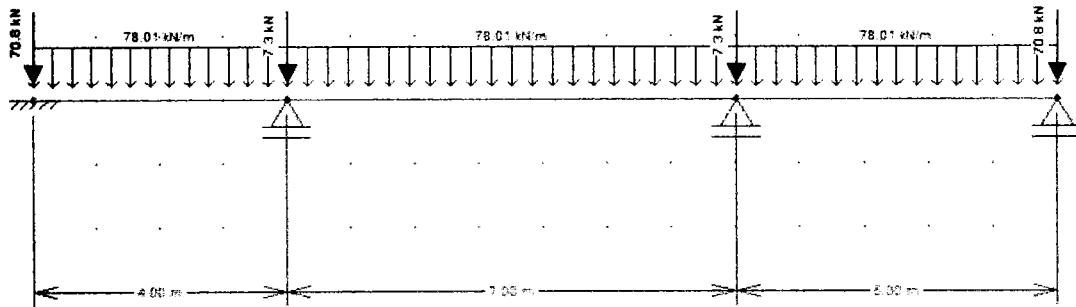


Figura 37 – Cargas sobre a viga 6.

Diagrama de esforço cortante para a viga 6:

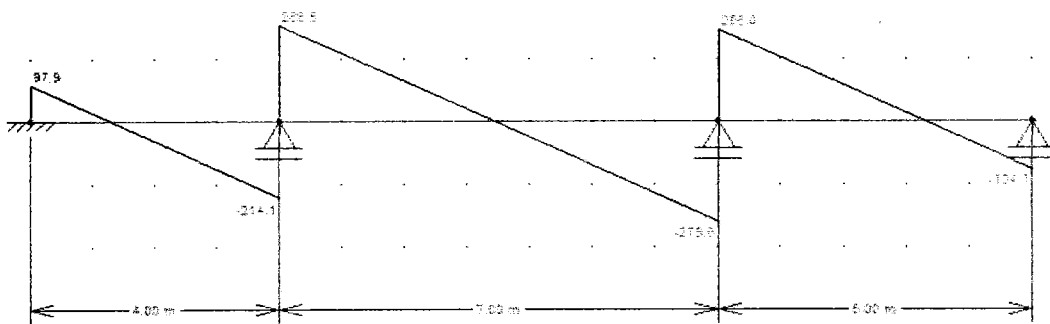


Figura 38 – Diagrama de esforço cortante da viga 6.

Diagrama de momento fletor para a viga 6:

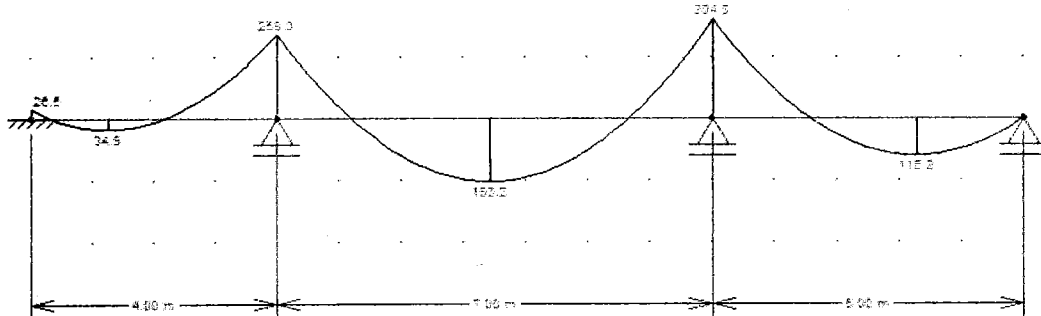


Figura 39 – Diagrama de momento fletor da viga 6.



4.1.8 Verificações das vigas de aço

Para os cálculos das vigas de aço é feita a verificação para momento máximo e esforço cortante máximo da viga, para determinar o perfil de aço a ser utilizado.

4.1.9 Viga de aço 1

A viga de aço 1 será dividida em duas vigas iguais, com vão de oito metros cada e os esforços sobre a estrutura isostática são:

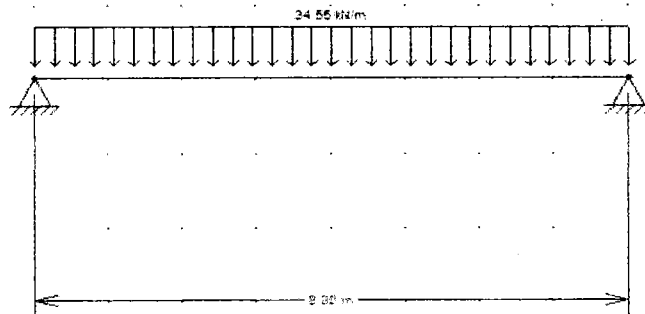


Figura 40 – Pórtico isostático da viga de aço 1.

Temos seu momento fletor e esforço cortante máximos:

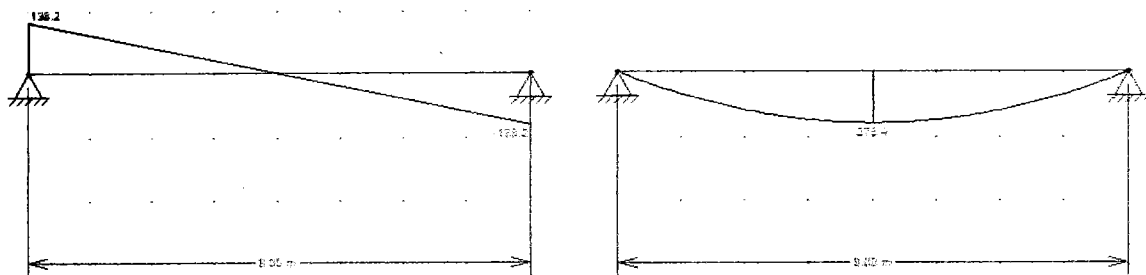


Figura 41 – Diagramas de esforço cortante e momento fletor, viga de aço 1 isostática.

4.1.10 Verificação do momento máximo

Para que o perfil da viga de aço, obedeça aos requisitos de cálculos:

$$M_{perfil} \geq M_{max} = 276,4 \text{ kN*m}$$

Sendo:

$$M_{perfil} = W_{perfil} * f_{yd}$$

O tipo de aço adotado para todas as vigas de aço foi o ASTM A572 Grau 60 (Limite de escoamento 415 Mpa).

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_y}$$

Onde:

$\gamma_y$ : coeficiente de ponderação para o aço, adotado 1,1.

Portanto, para todos os cálculos a serem realizados teremos que:

$$f_{yd} = \frac{415000 \text{ kN/m}^2}{1,1} = 37,73 \text{ kN/cm}^2$$

Portanto:

$$W_{perfil} * 37,73 \geq 27640 \text{ kN} * \text{cm}$$

$$W_{perfil} \geq 732,57 \text{ cm}^3$$

Em um catálogo de bitola da Gerdau, obteve-se um perfil cujo  $W_{perfil}$  obedece aos requisitos acima, para então realizar a verificação de esforço cortante máximo para esse perfil.

Tabela 8 – Perfil de aço para viga de aço 1.

BITOLA	Massa linear Kg / m	d mm	bf mm	d' mm	h mm	ESPESSURA		EIXO X-X			EIXO Y-Y			A cm <sup>2</sup>
						tw mm	tf mm	lx cm <sup>4</sup>	wx cm <sup>3</sup>	rx cm	ly cm <sup>4</sup>	wy cm <sup>3</sup>	ry cm	
W 250 x 73,0	73.0	253	254	201	225	8.6	14.2	11,257	889.9	11.02	3,880	305.5	6.47	92.7

#### 4.1.11 Verificação de esforço cortante máximo

Do diagrama de esforço cortante, temos que o esforço cortante máximo é de 138,2 kN. A resistência plástica da seção cortante é dada por:

$$V_{pl} = A_v * F_{yd}$$

Sendo:

$$A_v = A - (2 * d * t_f) + (t_f * (t_w + 2 * r_x))$$

$$A_v w250x73 = 2519 \text{ mm}^2$$

Portanto:

$$V_{pl} = \frac{25,19 * 37,73}{\sqrt{3}} = 548,72 \text{ kN}$$

Desse modo, foi verificado que a resistência plástica da seção é maior do que o esforço cortante máximo imposto à viga de aço 1.

#### 4.1.12 Viga de aço 2

Constitui da parte central do reforço da viga de concreto 5, onde se encontram os maiores esforços da estrutura. E os esforços presentes na viga são:

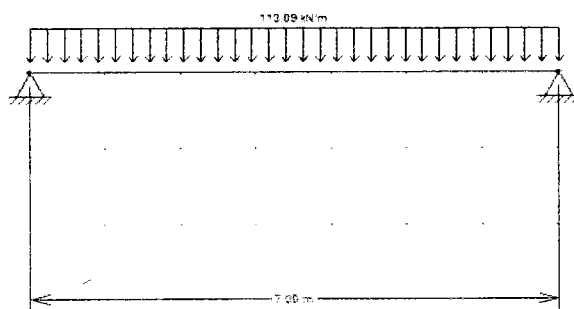


Figura 42 – Pórtico isostático da viga de aço 2.

Temos seu momento fletor e esforço cortante máximos:

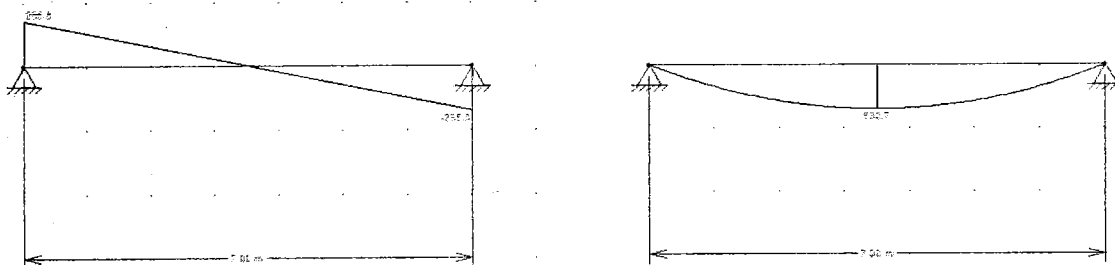


Figura 43 - Diagramas de esforço cortante e momento fletor, viga de aço 2 isostática.

#### 4.1.13 Verificação do Momento Máximo

Conforme os cálculos anteriores, temos:

$$M_{perfil} \geq 692,7 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{perfil} * 37,73 \geq 69270 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Portanto:

$$W_{perfil} \geq 1835,94 \text{ cm}^3$$

Da mesma maneira, foi encontrado um perfil de aço que obedece a verificação do momento máximo.

BITOLA	Massa linear Kg / m	d mm	bf mm	d' mm	h mm	ESPESSURA		EIXO X-X			EIXO Y-Y			S cm <sup>2</sup>
						Tw* mm	tf mm	Ix cm <sup>4</sup>	wx cm <sup>3</sup>	rx cm	Iy cm <sup>4</sup>	wy cm <sup>3</sup>	ry cm	
W 360 x 110,0*	110.0	360	256	288	320	11.4	19.9	33,155	1,841.9	15.36	5,570	435.2	6.29	140.6

#### 4.1.14 Verificação de esforço cortante máximo

Do diagrama de esforço cortante, temos que o esforço cortante máximo é de 395,8 kN.

Daí, temos:

$$A_v w360x110 = 4709,38 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{47,09 * 37,73}{\sqrt{3}} = 1025,78 \text{ kN}$$

Desse modo, foi verificado que a resistência plástica da seção é maior do que o esforço cortante máximo imposto à viga de aço 1. Porém, visto que a seção transversal da viga estava muito robusta foi decidido que um cálculo majorar os esforços na viga isostática seria mais viável economicamente e tecnicamente.

Desse modo, o pórtico fica da seguinte forma:

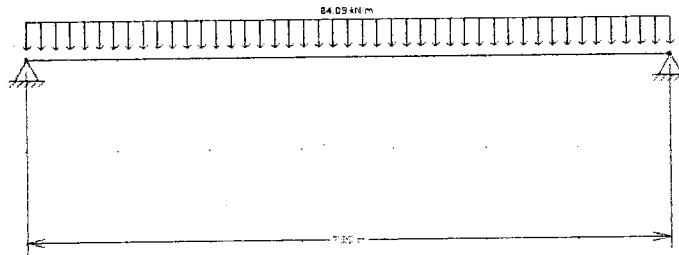


Figura 44 - Pórtico isostático da viga de aço 2 carga real.

Temos seu momento fletor e esforço cortante máximos:

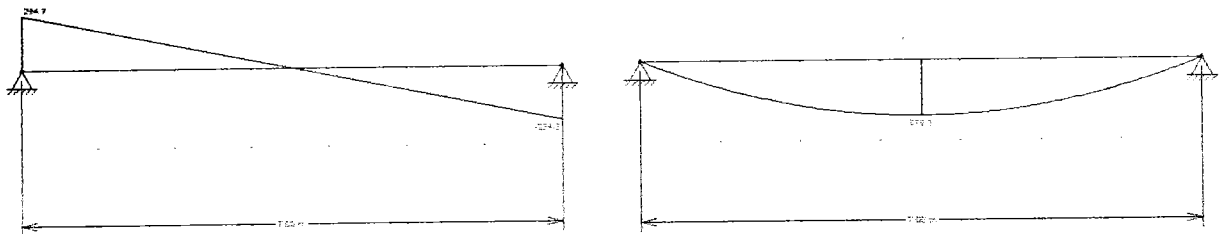


Figura 45 - Diagramas de esforço cortante e momento fletor, viga de aço 2 isostática.

#### 4.1.15 Verificação do momento máximo real

Conforme os cálculos anteriores, temos:

$$M_{perfil} \geq 515,1 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{perfil} \cdot 41,5 \geq 51510 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Portanto:

$$W_{perfil} \geq 1241,20 \text{ cm}^3$$

Da mesma maneira, foi encontrado um perfil de aço que obedece a verificação do momento máximo.

BITOLA	Massa linear Kg / m	d mm	bf mm	d' mm	h mm	ESPESSURA		EIXO X-X			EIXO Y-Y			A cm <sup>2</sup>
						Tw* mm	tf mm	lx cm <sup>4</sup>	wx cm <sup>3</sup>	rx cm	ly cm <sup>4</sup>	wy cm <sup>3</sup>	ry cm	
W 250 x 101,0*	101.0	264	257	201	225	11.9	19.6	16352	1238.8	11.27	5549	431.8	6.57	128,7

#### 4.1.16 Verificação de esforço cortante máximo real

Do diagrama de esforço cortante, temos que o esforço cortante máximo é de 294,3 kN.

Daí, temos:

$$A_v, w250x101 = 3196 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{31,96 * 41,5}{\sqrt{3}} = 765,76 \text{ kN}$$

Desse modo, foi verificado que a resistência plástica da seção é maior do que o esforço cortante máximo real imposto à viga de aço 2, adotando o perfil W 250x101 para a viga de aço 2.

#### 4.1.17 Viga de aço 3 e 4

A segunda maior viga de reforço da viga 5 é a viga de aço 3 que corresponde a um vão de 5 metros, visto que a diferença para a viga de aço 4 é que apenas um metro de vão, será considerado para os cálculos de ambas as vigas o maior vão para que fique dimensionado a favor da segurança, conforme ao carregamento abaixo.

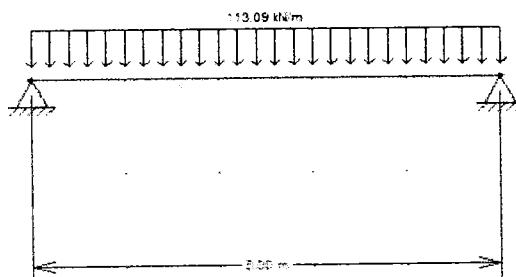


Figura 46- Pórtico isostático da viga de aço 3.

Temos seu momento fletor e esforço cortante máximos:

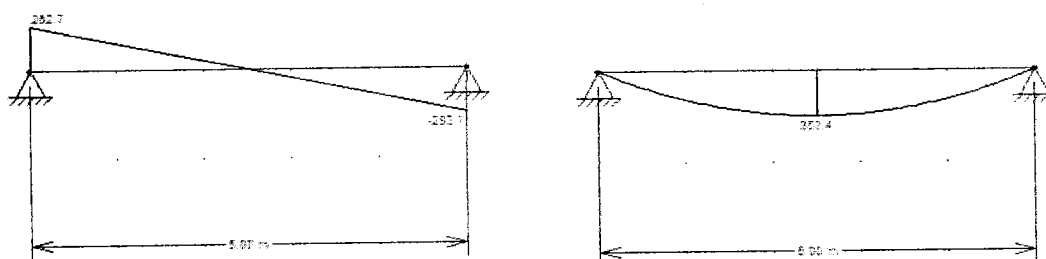


Figura 47 - Diagramas de esforço cortante e momento fletor, viga de aço 3 isostática.

**Verificação do momento máximo**

Conforme os cálculos anteriores, temos:

$$M_{perfil} \geq 353,4 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$W_{perfil} \cdot 37,73 \geq 35340 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

Portanto:

$$W_{perfil} \geq 936,66 \text{ cm}^3$$

Da mesma maneira, foi encontrado um perfil de aço que obedece a verificação do momento máximo.

BITOLA	Massa linear Kg / m	d mm	bf mm	d' mm	h mm	ESPESSURA		EIXO X-X			EIXO Y-Y			A cm <sup>2</sup>
						tw mm	tf mm	lx cm <sup>4</sup>	wx cm <sup>3</sup>	rx cm	ly cm <sup>4</sup>	wy cm <sup>3</sup>	ry cm	
W 250 x 80,0*	80.0	256	255	201	225	9.4	15.6	12,550	980.5	11.10	4,313	338.3	6.51	101.9

#### 4.1.18 Verificação de esforço cortante máximo

Do diagrama de esforço cortante, temos que o esforço cortante máximo é de 282,7 kN.

Daí, temos:

$$A_v \text{ w250x80} = 2605 \text{ mm}^2$$

$$V_{pl} = \frac{26,05 * 37,73}{\sqrt{3}} = 567,46 \text{ kN}$$

Desse modo, foi verificado que a resistência plástica da seção é maior do que o esforço cortante máximo imposto à viga de aço 3, adotando o perfil W 250x80 para as vigas de aço 3 e 4.

#### 4.1.19 Dimensionamento dos Pilares Metálicos

O perfil escolhido para os pilares em estrutura metálica foi o perfil W200x71, sendo o raio de giração (i) e índice de esbeltez ( $\bar{\lambda}_k$ ) os critérios de escolha.

#### 4.1.20 Verificações

A ser um elemento estrutural, o limite para o índice de esbeltez é de 2,0 ( $\bar{\lambda}_k < 2,00$ ). No dois planos (k,y), o comprimento equivalente de flambagem será de:

$$L_{k,y} = L_{k,y} = \beta \cdot L = 2 \times 300 = 600 \text{ cm}$$

Como pode ocorrer a possibilidade de flambagem nos dois planos, o eixo "fraco" será o limitante:

$$i > \frac{L_k}{2\pi} \times \sqrt{\frac{f_y}{E}} = \frac{6000}{2\pi} \sqrt{\frac{235}{210000}} = 34,55 \text{ mm}$$

$$i > 34,55 \text{ mm}$$



O perfil escolhido W200x71 é o primeiro a cumprir a condição  $i_z > 34,55\text{mm}$ .

Na tabela de "Perfis Estruturais GERDAU" pode-se observar os dados correspondentes ao perfil.

Aço ASTM A 572 Grau 50

$$A = 91\text{cm}^2$$

$$I_y = 7660\text{cm}^4$$

$$I_z = 2537\text{cm}^4$$

Para calcular o índice de esbeltez  $\bar{\lambda}_k$  é necessário determinar o valor da carga crítica de Euler  $N_{cr}$ .

Onde, a carga crítica é a menor entre os valores calculados nas expressões:

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_y}{L^2_{k,y}} = \frac{\pi^2 210000 \times 7660 \times 10^4}{8000^2} = 4410\text{KN}$$

$$N_{cr} = \frac{\pi^2 EI_z}{L^2_{k,z}} = \frac{\pi^2 210000 \times 2537 \times 10^4}{8000^2} = 1460\text{KN}$$

Sendo assim, pode-se determinar o índice de esbeltez:

$$\bar{\lambda}_k = \sqrt{\frac{Af_y}{N_{cr}}} = \sqrt{\frac{9100 \times 275}{146000}} = 4,14$$

$$\frac{h}{b} = \frac{216}{206} = 1,04$$

## 4.2 REFORÇO DOS PILARES – CONCRETO ARMADO

Os pilares que serão reforçados são os pilares ao lado do palco.

Para agilizar os procedimentos, e tendo em vista a insegurança por não conhecermos a qualidade dos materiais das estruturas implantadas, foi realizado o dimensionamento de um pilar novo, através do aumento da seção do pilar existente.

O pilares existentes possuem dimensões de 20x30 (cm) e o pilar mais carregado está sendo solicitado a uma carga de 776 KN.

Assim, foi dimensionado o pilar de maior carga, que neste caso é um pilar de extremidade.

Dados Considerados para o Dimensionamento:

- Solicitação (Fk): 776 KN.
- Resistência do Concreto (Fck): 20 Mpa
- Tipo de Aço: CA 50
- Coeficiente de Segurança - Carga de Cálculo ( $\gamma_f$ ): 1,4
- Coeficiente de Segurança – Resistência do Concreto ( $\gamma_{concreto}$ ): 1,4
- Coeficiente de Segurança – Resistência do Aço ( $\gamma_{aço}$ ): 1,15
- Nova seção adotada: 30 x 50 cm
- Altura do Pilar: 350 cm

O conceito fundamental no dimensionamento de pilares está no índice de esbeltez, cuja fórmula é apresentada a seguir:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Sendo  $l_e$  o comprimento do pilar e  $i$  o raio de giração mínimo dado pela fórmula:

$$i = \frac{b}{\sqrt{12}}$$

$b$  é igual a menor aresta do pilar, 30 cm.

Assim o índice de esbeltez é igual a 46,18. Como é menor que 90 não será necessário o cálculo de fluência, calcula-se então a carga de cálculo:

$$F_d = F_k \cdot \gamma_f$$

$$F_d = 1.086,4 \text{ kN}$$

Nos pilares de extremidade deve ser considerado o momento fletor transmitido pela viga. A NBR 6118 admite o cálculo destes momentos para pilares inferiores ao nó de ligação na seguinte forma:

$$M_{inf} = M_{eng} \cdot \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}}$$

O momento de engastamento da viga é dado por:

$$M_{eng} = \frac{p \cdot L^2}{12}$$

Onde  $p$  é o carregamento por metro da viga, igual a 30,55 Kn/m, e o  $L$  é o comprimento da viga, que é igual a 6,0 metros. Assim temos para o Momento de engastamento da viga o valor de 91,65 Kn.m.

A inércia da viga é calculada por:

$$I_{viga} = \frac{b \cdot h^3}{12}$$

Como adotados 12 cm para  $b$  e 30 cm para  $h$ , temos que a inércia da viga será de 27.000 cm<sup>4</sup>.

Com estes dados podemos calcular o coeficiente de rigidez da viga – viga isolada:

$$r_{viga} = \frac{3 \cdot I_{viga}}{L_{viga}}$$

$$r_{viga} = 135 \text{ cm}^3$$

Calculando a Inércia dos Pilares inferior, seção 30x50 e superior com seção de 20x30:

$$I_{inf} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 312500 \text{ cm}^4$$

$$I_{sup} = \frac{b \cdot h^3}{12} = 45000 \text{ cm}^4$$

Coeficientes de Rigidez dos Pilares:

$$r_{inf} = \frac{6 \cdot I_{sup}}{L_{inf}} = 771,43 \text{ cm}^3$$

$$r_{sup} = \frac{6 \cdot I_{sup}}{L_{sup}} = 771,43 \text{ cm}^3$$

Assim calcula-se o momento no nó:

$$M_{inf} = M_{eng} \cdot \frac{r_{inf}}{r_{inf} + r_{sup} + r_{viga}} = 42,14 \text{ kN.m}$$

As excentricidades iniciais são calculadas da seguinte forma:

$$e_{ia} = \frac{M_i}{F_k} = \frac{4214}{776} = 5,43 \text{ cm}$$

$$e_{i2} = \frac{M_i}{F_k} = \frac{-843}{776} = -1,08 \text{ cm}$$

Excentricidade Mínima de 1ª Ordem:

$$e_{imín} = 1,5 + 0,03 \cdot h_x = 2,4 \text{ cm}$$

Excentricidade Acidental:

$$e_a = \frac{L_e}{400} = \frac{350}{400} = 0,875 \text{ cm}$$

Seção da extremidade do Pilar:

$$e_{ia} + e_a = 6,30 \text{ cm} > e_{mín} \therefore \text{será usado este valor}$$

Não há excentricidade de 2ª ordem.

Seção intermediária do Pilar:

Eix deve ser maior ou igual a:

$$e_{ix} \geq 0,6 \cdot e_{ia} + 0,4 \cdot e_{ib}$$

$$e_{ix} \geq 2,82 \text{ cm}$$

$$e_{ix} \geq 0,4 \cdot e_{ia}$$

$$e_{ix} \geq 2,17 \text{ cm}$$

Usa-se o maior entre eles para eix final:

$$e_{ixf} = e_{ix} + e_a = 2,82 + 0,875 = 3,69 \text{ cm} - \text{deve ser maior que } e_{imín}.$$

$$3,69 > 2,40 - \text{ok!}$$

Excentricidade de 2ª ordem no pilar intermediário:

$$v_0 = \frac{Fd}{Ac \cdot F_{cd}} = \frac{1086,4}{30.50.1,43} = 0,51$$

*Deve ser sempre maior que 0,5 - ok!*

$$e_{2x} = \frac{Le^2}{10} \cdot \frac{0,005}{(v_0 + 0,5) \cdot hx} = 2,03 \text{ cm}$$

Agora, soma-se todas as excentricidades:

$$ex = e_{ix} + e_{2x} + e_{cx}$$

$e_{cx}$  é a fluência, que neste caso é desconsiderada pois  $\lambda x < 90$  (NBR 6118).

Portanto, a excentricidade da força normal em relação ao centroide da seção de concreto é:

$$ex = 3,69 + 2,05 = 5,74 \text{ cm}$$

Parte-se então para o dimensionamento da ferragem.

Momento de Cálculo do Pilar:

$$M_{dx} = Fd \cdot ex = 6.222,004 \text{ kN.cm}$$

Para o dimensionamento da armadura, usou-se como referência o livro "Curso de Concreto Armado" – Araújo, L.M. Vol. 3.

Para saber qual Tabela de dimensionamento de seções retangulares sob flexo-compressão normal, é necessário calcular o parâmetro  $\delta$ :

$$\delta = \frac{d'}{hx} = \frac{4}{30} = 0,13$$

Usa-se então a Tabela A1.3, com 4 camadas.

$$\sigma_{cd} = 0,85 \cdot f_{cd} = 1,22 \text{ kN/cm}^2$$

Esforço normal reduzido:

$$v = \frac{Fd}{b \cdot hx \cdot \sigma_{cd}} = \frac{1086,4}{50.30.1,22} = 0,59$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot hx^2 \cdot \sigma_{cd}} = \frac{6222,004}{50.30^2 \cdot 1,22} = 0,113$$

Usando a Tabela A1.3 e interpolando os dados, tem-se a taxa mecânica da armadura ( $\omega$ ):

$$\omega = 0,47$$

Pode-se então calcular a área de aço necessária na seção do pilar:

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h_x \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}} = 19,69 \text{ cm}^2$$

Pela tabela de barras temos:

$$8 \text{ } \phi \text{ } 20 \text{ mm}$$

Verificando o mesmo pilar na direção y (mesmo procedimento com  $h_y$ ):

$$\lambda_y = \frac{350 \cdot \sqrt{12}}{50} = 24,25 < 90 - \text{ok!}$$

$$e_{imín} y = 1,5 + 0,03 \cdot 50 = 3 \text{ cm}$$

$$v_0 = \frac{F_d}{A_c \cdot F_{cd}} = \frac{1086,4}{30 \cdot 50 \cdot 1,43} = 0,51$$

$$e_{2y} = \frac{L_e^2}{10} \cdot \frac{0,005}{(v_0 + 0,5) \cdot h_y} = 1,21 \text{ cm}$$

$$e_y = 3 + 1,21 = 4,21 \text{ cm}$$

$$M_{dy} = F_d \cdot e_y = 4573,74 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

$$v = \frac{F_d}{b \cdot h_x \cdot \sigma_{cd}} = \frac{1086,4}{50 \cdot 30 \cdot 1,22} = 0,59$$

$$\mu = \frac{M_{dy}}{b \cdot h_y^2 \cdot \sigma_{cd}} = \frac{4573,74}{30 \cdot 50^2 \cdot 1,22} = 0,04$$

$$\delta = \frac{d'}{h_y} = \frac{4}{50} = 0,08$$

2 camadas:  $\omega = 0,00$

$$A_s = \frac{\omega \cdot b \cdot h_y \cdot \sigma_{cd}}{f_{yd}} = 0 \text{ cm}^2$$

$$0 < 19,69 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

Conferindo a armadura máxima e mínima conforme NBR 6118:

$$A_{smín} = \frac{0,15 \cdot F_d}{f_{yd}} = \frac{0,15 \cdot 1086,4}{43,5} = 3,74 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

$$A_{smáx} = 8\% \text{ de } A_c = 0,08 \cdot 30 \cdot 50 = 120 \text{ cm}^2 \text{ ok!}$$

**Adotaremos, portanto, 4 camadas com 8 barras de 20 mm, aço CA50.**

#### Estribos:

Os estribos, de acordo com a NBR 6118, devem ser maiores que 5mm e maiores ou iguais a  $\frac{1}{4}$  do diâmetro longitudinal, assim adotaremos estribos de 8mm com espaçamento de 10 cm, atendendo também aos espaçamentos máximos especificados pela norma.

NOTA: Todos os pilares serão reforçados com a mesma armação, visto que se o pilar mais carregado poderia estar subdimensionado, os demais também poderiam estar. Assim, estaremos reforçando na mesma proporção o outro pilar. A majorações adotadas levam em consideração a ideia de que a segurança é o mais importante neste projeto, tendo em vista que não conhecemos os materiais implantados e a preocupação com as vidas humanas da ocupação da edificação.

### 4.3 NOVOS PILARES

O dimensionamento dos novos pilares foi realizado com a metodologia de pilares intermediários, que utiliza a mesma metodologia dos pilares de extremidade, ou seja, dimensionamento à flexo-compressão normal em seções retangulares, com diferenças no método de cálculo da excentricidade.

Dados Considerados no dimensionamento dos novos pilares:

- Solicitação (Fk): 393 KN.
- Resistência do Concreto (Fck): 20 Mpa
- Tipo de Aço: CA 50
- Coeficiente de Segurança - Carga de Cálculo ( $\gamma_f$ ): 1,4
- Coeficiente de Segurança – Resistência do Concreto ( $\gamma_{concreto}$ ): 1,4
- Coeficiente de Segurança – Resistência do Aço ( $\gamma_{aço}$ ): 1,15
- Nova seção adotada: 20 x 30 cm

- Altura do Pilar: 350 cm

Pilar Intermediário	
y <sub>f</sub>	1,40
f <sub>k</sub>	393,00
b	20,00
d	30,00
l <sub>e</sub>	350,00
Índice de esbeltez	
λ	60,62
Excentricidade de 1ª ordem	
ea	0,88
ei mín	2,10
Excentricidade de 2ª ordem	
fd	550,20
fcd	1,43
U <sub>o</sub>	0,64
e <sub>2</sub>	2,68
ex	4,78
Cálculo da Área de Armadura	
M <sub>d</sub>	2631,85
Parâmetro δ	0,20
σ <sub>cd</sub>	1,22
U	0,75
μ	0,18
ω	0,61
A <sub>s</sub>	10,23

A área de aço calculada necessária na seção do pilar é:

$$A_s = \frac{0,61 \cdot 30 \cdot 20 \cdot 1,22}{43,5} = 10,23 \text{ cm}^2$$

Pela Tabela de barras:

**6 ø 16 mm**

#### Estribos:

Os estribos, de acordo com a NBR 6118, devem ser maiores que 5mm e maiores ou iguais a ¼ do diâmetro longitudinal, assim adotaremos estribos de 6,3mm com espaçamento de 10 cm, atendendo também aos espaçamentos máximos especificados pela norma.



#### 4.4 FUNDAÇÃO DOS NOVOS PILARES

Para a fundação, como encontrou-se o leito rochoso com profundidade de aproximadamente 3,5 m e não há presença de nível de água, será utilizado o tubulão como fundação e a profundidade de assentamento será até o limite da rocha, devendo o processo de execução de fundações ser acompanhado por especialista de solos.

No caso dos tubulões sem revestimento, o dimensionamento estrutural é feito como o de uma peça de concreto simples ou armado, conforme o caso. Quanto ao coeficiente de minoração  $\gamma_c$  do concreto, este deve ser tomado igual a 1,6, tendo em vista as condições de concretagem do tubulão escavado.

Dados de Dimensionamento:

- Carga (P) = 58,92 t
- $\gamma_c = 1,6$

O fuste deve ser dimensionado como pilar, ou seja, peça estrutural de concreto submetida a uma compressão. Multiplica-se a resistência característica do concreto pelo coeficiente de 0,85 para levar em conta a diferença entre resultados de ensaios rápidos de laboratório e a resistência do concreto sob a ação de cargas de longa duração. Substituindo os dados na equação abaixo para o dimensionamento do diâmetro do Fuste:

$$F = \sqrt{\frac{4 \cdot (1,4 \cdot P)}{\pi \cdot 0,85 \cdot \left(\frac{f_{ck}}{\gamma_c}\right)}} = 0,45 \text{ m}$$

Será adotado o mínimo da norma NR 18: 0,70 m.

A base é calculada para que não ultrapasse a tensão admissível do solo na cota de apoio do tubulão:

$$B = \sqrt{\frac{4 \cdot P}{\pi \cdot \sigma_s}}$$

A altura H do alargamento é função da inclinação  $\alpha$  que por sua vez deve ser tal que não haja necessidade de introdução de ferragem na base, ou seja, 60°:

$$Hb = \frac{B - F}{2} \cdot \text{tg } \alpha$$

Será adotado 0,80 m.

Desde que a base esteja embutida em material idêntico ao do apoio, num mínimo de 20 cm, o ângulo  $\alpha$  pode ser adotado igual a  $60^\circ$  independente da pressão admitida de armadura de base.

A altura do alargamento da base (H) não deve ser superior a 2,0 m, a não ser em casos plenamente justificados.

O peso próprio do tubulão não é considerado nos cálculos, pois na fixação da tensão admissível do solo, na cota de apoio, supõe-se a resistência lateral ao longo do fuste igual ao peso próprio do tubulão.

Assim, como a resistência da rocha é muito alta e gera uma área menor do que a mínima serão utilizadas as dimensões mínimas do tubulão, conforme normas.

## 5 ESPECIFICAÇÃO DOS SERVIÇOS

### 5.1 IMPLANTAÇÃO DAS VIGAS METÁLICAS

#### 5.1.1 Normas

O presente projeto deve atender às normas vigentes da ABNT para edificações, Leis/Decretos Municipais, Estaduais e Federais. Tais requisitos deverão ser atendidos pelo seu executor, que também deverá atender ao que está explicitamente indicado nos projetos, devendo o serviço obedecer às especificações do presente memorial descritivo e de cálculo. Dentre as normas técnicas mais relevantes deste projeto de estrutura metálica, destacamos: ABNT NBR 14.611 – Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio; ABNT NBR 14.611 – Desenho técnico – Representação simplificada em estruturas metálicas; ABNT NBR 8681 – Ações e Segurança nas Estruturas; ABNT NBR 8800 – Projeto de estrutura de aço em edifícios; ABNT NBR – 6120 – Carga para cálculo de estrutura em edificações.

#### 5.1.2 Descrição

Trata-se de estrutura metálica que se utiliza de perfis metálicos cantoneiras de abas iguais, com dimensões conforme detalhamento. O aço especificado para a estrutura é o ASTM A-572, 415MPa.

Trata-se de estrutura composta por 2 vigas de perfil W250x73, 2 vigas W250x80, uma viga W250x115 e 3 pilares de perfil W200x71. Os cálculos foram feitos utilizando as distâncias entre eixos dos pilares de concreto presentes na edificação, portanto cabe a empresa responsável pela execução realizar as medições in loco. Neste sentido, destaca-se que a representação não identifica todos os nós, individualmente, devido à dificuldade de representação de forma clara. Entretanto, o memorial de cálculo comprova o atendimento da estrutura às demandas.

#### 5.1.3 Ligações entre as peças

As ligações soldadas devem ser realizadas por solda elétrica utilizando eletrodo e7018, a solda deve ser homogênea e sem irregularidades. Não deve ser aceita

soldas com pontos não preenchidos, a linha de solda deve percorrer sempre a totalidade da emenda, por ambos os lados.

Serão realizadas também ligações parafusadas por meio de barras rosqueadas, porcas sextavadas e arruelas de alta resistência. As recomendações para verificação, escolha do material e instalação estão descritas no item 6.7. da NBR 8800 de 2008, os quais destacam-se as diretrizes:

Item 6.7.2.2 da NBR: “As dimensões dos parafusos devem estar em conformidade com as atuais especificações da ASME B18.2.6 para parafusos estruturais pesados, de cabeça hexagonal.”

Item 6.7.2.3 da NBR: “As dimensões das porcas devem estar em conformidade com as especificações da ASME B18.2.6 para porcas hexagonais pesadas.”

Item 6.7.5.2 da NBR: “O inspetor deve observar a instalação dos parafusos para determinar se o procedimento de aperto que foi escolhido está sendo seguido de forma adequada, devendo verificar se todos os arafusos estão apertados.”

#### 5.1.4 Acabamentos

Todas as peças metálicas devem sofrer acabamento de zarcão ou fundo similar em até duas demãos. Peças oxidadas não devem ser aceitas na obra. Após a instalação se recomenda pelo menos três demãos de pintura seja ela epóxi ou esmalte, na cor desejada.

#### 5.1.5 Recomendações gerais

- 1) As medidas reais devem ser de responsabilidade do responsável da obra;
- 2) Quaisquer alterações devem ser autorizadas pelos responsáveis técnicos em concordância com a fiscalização;

3) As marcas para os materiais e equipamentos são referências de qualidade e acabamento. Para utilização de produtos similares deverão ser fornecidas amostras para análise e aprovação da fiscalização.

## 5.2 EXECUÇÃO DOS TUBULÕES

Na execução de tubulões a céu aberto, aplicam-se as disposições constantes no item 18.20 - Locais confinados da NR 18, assim com as diretrizes listadas a seguir:

- Toda escavação somente pode ser iniciada com a liberação e autorização do Engenheiro responsável pela execução da fundação, atendendo o disposto na NBR 6122:2010 ou alterações posteriores. (Incluído pela Portaria MTE n.º 644, de 9 de maio de 2013).
- O serviço deve ser acompanhado por Engenheiro de Segurança do Trabalho.
- As ocorrências e as atividades sequenciais das escavações dos tubulões a céu aberto devem ser registradas diariamente em livro próprio pelo engenheiro responsável;
- É proibido o trabalho simultâneo em bases alargadas em tubulões adjacentes, sejam estes trabalhos de escavação e/ou de concretagem;
- É proibida a abertura simultânea de bases tangentes.
- A escavação manual só pode ser executada acima do nível d'água ou abaixo dele nos casos em que o solo se mantenha estável, sem risco de desmoronamento, e seja possível controlar a água no interior do tubulão.
- O equipamento de descida e içamento de trabalhadores e materiais utilizado na execução de tubulões a céu aberto deve ser dotado de sistema de segurança com travamento,

Nota: É desaconselhável o uso de vibrador em tubulões não revestidos; por esta razão o concreto deve ter plasticidade adequada.

## 5.3 TRATAMENTO DAS RACHADURAS

1. Limpe a superfície a ser preenchida.

2. Utilize um borrifador para pulverizar a superfície com água. Isso ajudará na ligação entre o material de espuma e a fenda da parede.
3. Agite a lata de espuma cuidadosamente para garantir que o conteúdo seja devidamente misturado antes da aplicação.
4. Fixe um bico aplicador sobre a lata de espuma. A dimensão do bocal dependerá da dimensão da fissura a ser preenchida. Siga as instruções da embalagem para escolher qual bico usar.
5. Posicione a lata de cabeça para baixo para que a espuma flua em direção ao bocal. Sempre aponte a lata para longe do rosto.
6. Pressione ligeiramente o botão da lata para testá-la e assegurar que o bocal esteja adequadamente apertado.
7. Aponte o bocal para o ponto mais baixo da rachadura e preencha a área lentamente, do ponto mais baixo até o topo. Adicione outra camada, se necessário, mas acrescente mais água primeiro. A espuma costuma se expandir cerca de duas vezes e meia o tamanho inicial; por isso, deixe-a secar antes de decidir se é necessária uma segunda camada.

**Nota:** Ver outras especificações nos desenhos.

## ANEXO 1

# MORCELI & ALENCAR LTDA ME

0065/18

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

SP-001

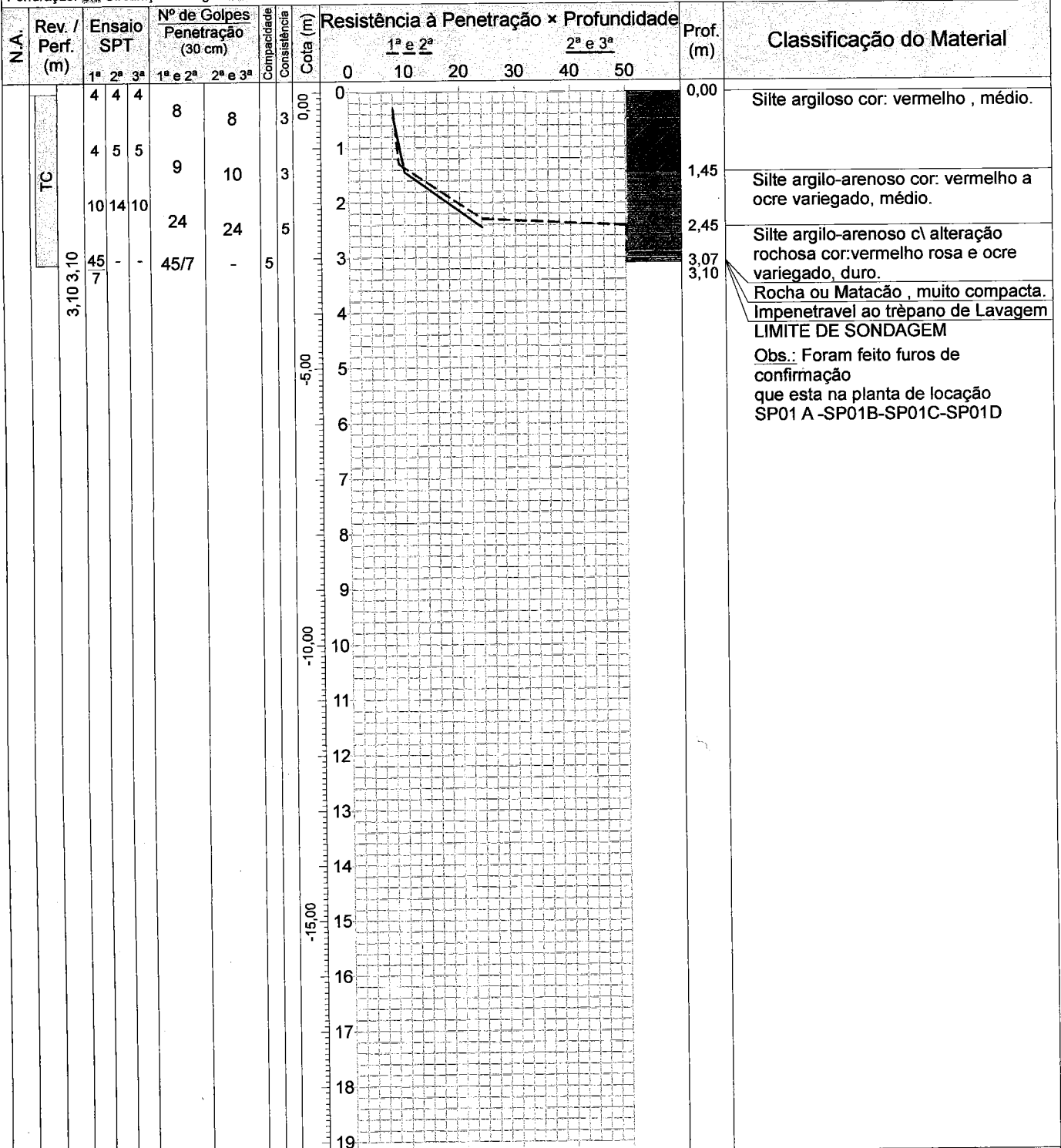
Cliente: FAPEPE- Fundação de Apoio ao Ensino Pesquisa e Extensão de Itajuba  
 Obra: Escola Municipal Dr Vasconcelo Costa  
 Local: Rua Sebastião Nicolau de Andrade nº45, Faisqueira, Pouso Alegre-MG

Página 1/1

Data 07/04/2018  
 07/04/2018

Ø Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 0,00 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Interno: 1 3/8"	Peso (PP): 65 kgf	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento (Rev.): 2 1/2"	Escala vertical: 1:100	Nível d'água: Ausente	2,50 m	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: ~~CA~~ Circulação de Água TC-Trado Concha



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5
Areias ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
Rua Sargento Obedes Lino da Silva 85- Inconfidentes Pouso Alegre-MG, CEP: 37557-322 Tel: 35 34214181 -991472132 email andre.luiz@alencarsondagens.com.br			Resp. Técnico George Edson Magalhães Engenheiro Civil - CREA 73938/D		

CONFORME NBR 6484:2001



	<b>MORCELII &amp; ALENCAR LTDA ME</b>	<b>0065/18</b>
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>	<b>SP-001</b>
	Cliente: FAPEPE- Fundação de Apoio ao Ensino Pesquisa e Extensão de Itajuba Obra: Escola Municipal Dr Vasconcelo Costa Local: Rua Sebastião Nicolau de Andrade nº45, Faisqueira, Pouso Alegre-MG	Página 1/1 Data 07/04/2018 07/04/2018

Nível d'água	Cota da boca do furo: 0,00 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
Inicial: Ausente —/—/—	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
Final: Ausente —/—/—		2,50 m	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: CA-Circulação de Água TC-Trado Concha

Amostra	Perfuração	Profundidade (m)			Golpes 15 cm			Golpes 30 cm			Compacidade	Consistência	Profundidade Camada (m)	Classificação do Material
		Inicial	1ª e 2ª	2ª e 3ª	1ª	2ª	3ª	1ª e 2ª	2ª e 3ª					
01	TC	0,00	0,30	0,45	4	4	4	8	8	-	3	0,00	Silte argiloso cor: vermelho , médio.	
02	TC	1,00	1,30	1,45	4	5	5	9	10	-	3	1,45	Silte argilo-arenoso cor: vermelho a ocre variegado, médio.	
03	TC	2,00	2,30	2,45	10	14	10	24	24	-	5	2,45	Silte argilo-arenoso c/ alteração rochosa cor:vermelho rosa e ocre variegado, duro.	
04	CA	3,00	3,07		45	-	-	45	-	5	-	3,07	Rocha ou Matacão , muito compacta.	
-	CA	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,07	Impenetravel ao trèpano de Lavagem	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	3,10	LIMITE DE SONDAGEM	

Obs.: Foram feito furos de confirmação que esta na planta de locação SP01 A -SP01B-SP01C-SP01D

Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5
Areias ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
Rua Sargento Obedes Lino da Silva 85- Inconfidentes Pouso Alegre-MG, CEP: 37557-322 Tel: 35 34214181 -991472132 email andre.luiz@alencarsondagens.com.br			Resp. Técnico <u>George Edson Magalhães</u> Engenheiro Civil - CREA 73938/D		

CONFORME NBR 6484-2001

# MORCELII & ALENCAR LTDA ME

0065/18

## Sondagem de Reconhecimento a Percussão

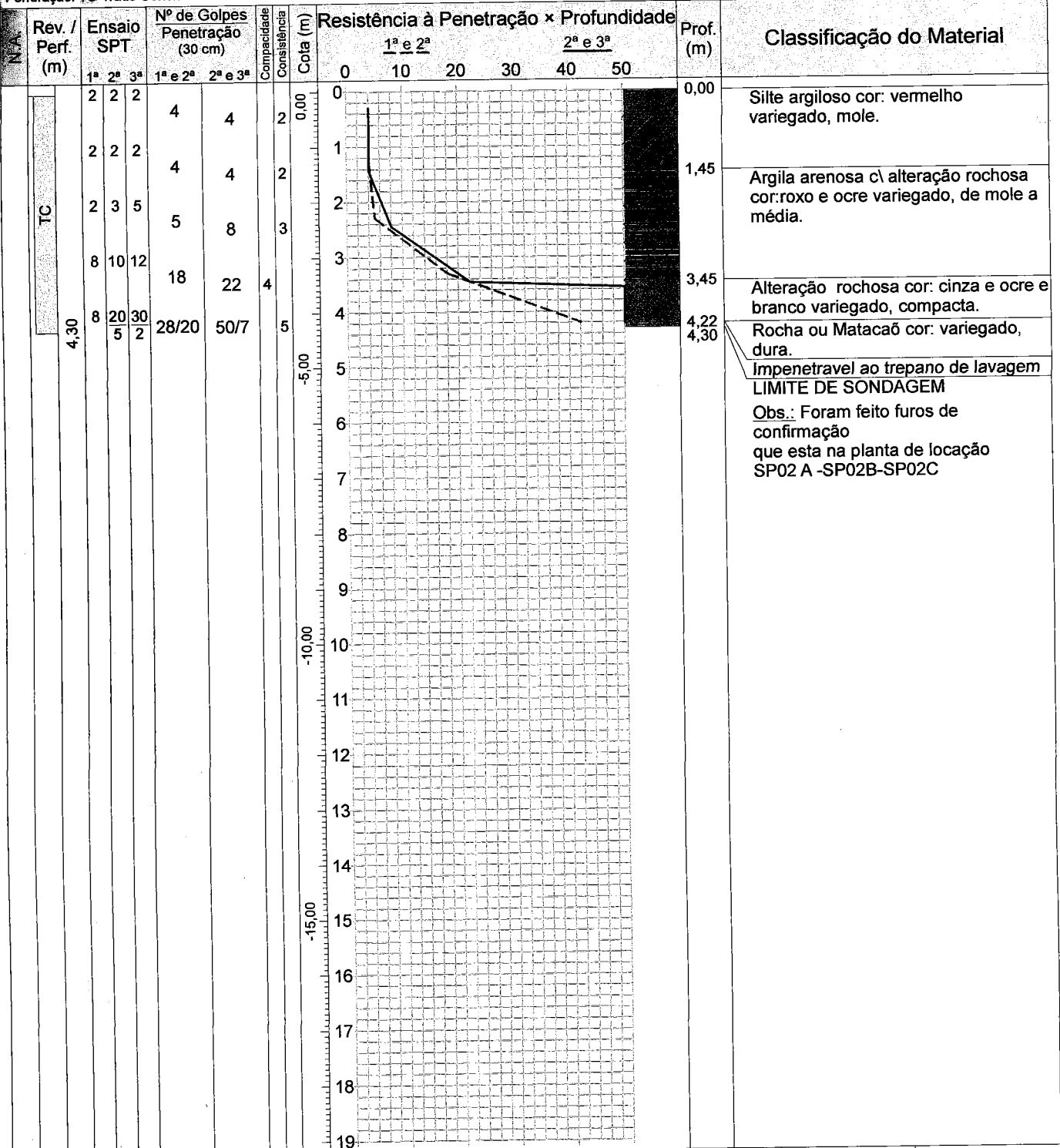
SP-002

Cliente: FAPEPE- Fundação de Apoio ao Ensino Pesquisa e Extensão de Itajuba  
 Obra: Escola Municipal Dr Vasconcelo Costa  
 Local: Rua Sebastião Nicolau de Andrade nº45, Faisqueira, Pouso Alegre-MG


Página 1/1  
 Data 07/04/2018  
 07/04/2018

Ø Amostrador	Externo: 2"	Altura de queda: 75 cm	Cota da boca do furo: 0,00 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
	Interno: 1½"	Peso (PP): 65 kgf	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
Ø Revestimento (Rev.): 2½"	Escala vertical: 1:100		Nível d'água: Ausente	3,50 m	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: TC-Trado Concha



Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5
Areias ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
Rua Sargento Obedes Lino da Silva 85- Inconfidentes Pouso Alegre-MG, CEP: 37557-322 Tel: 35 34214181 -991472132 email andre.luiz@alencarsondagens.com.br			Resp. Técnico George Edson Magalhães Engenheiro Civil - CREA 73938/D		

	<b>MORCELII &amp; ALENCAR LTDA ME</b>	<b>0065/18</b>
	<b>Sondagem de Reconhecimento a Percussão</b>	<b>SP-002</b>
Cliente: FAPEPE- Fundação de Apoio ao Ensino Pesquisa e Extensão de Itajuba Obra: Escola Municipal Dr Vasconcelo Costa Local: Rua Sebastião Nicolau de Andrade nº45, Faisqueira, Pouso Alegre-MG		Página 1/1 Data 07/04/2018 07/04/2018

Nível d'água	Cota da boca do furo: 0,00 m	Ensaio de Avanço por Circulação de Água			
Inicial: Ausente —/—/—	Revestimento: 0,00 m	Início	10 min	20 min	30 min
Final: Ausente —/—/—		3,50 m	0,0 cm	0,0 cm	0,0 cm

Perfuração: TC-Trado Concha														
Amostra	Perfuração	Profundidade (m)			Golpes 15 cm			Golpes 30 cm			Compacidade	Consistência	Profundidade Camada (m)	Classificação do Material
		Inicial	1ª e 2ª	2ª e 3ª	1ª	2ª	3ª	1ª e 2ª	2ª e 3ª	1ª e 2ª				
01	TC	0,00	0,30	0,45	2	2	2	4	4	-	2	0,00	Silte argiloso cor: vermelho variegado, mole.	
02	TC	1,00	1,30	1,45	2	2	2	4	4	-	2	1,45	Argila arenosa c\ alteração rochosa cor:roxo e ocre variegado, de mole a média.	
03	TC	2,00	2,30	2,45	2	3	5	5	8	-	3			
04	TC	3,00	3,30	3,45	8	10	12	18	22	4	-	3,45	Alteração rochosa cor: cinza e ocre e branco variegado, compacta.	
05	TC	4,00	4,20	4,22	8	20	30	28	50	-	5	4,22	Rocha ou Matacaõ cor: variegado, dura.	
-	TC	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,22	Impenetravel ao trepano de lavagem	
-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	4,30	LIMITE DE SONDAGEM	

Obs.: Foram feito furos de confirmação que esta na planta de locação SP02 A -SP02B-SP02C

Compacidade/Consistência	1	2	3	4	5
Areias ou siltes arenosos	Fofa(o)	Pouco compacta(o)	Medianamente compacta(o)	Compacta(o)	Muito compacta(o)
Argilas ou siltes argilosos	Muito mole	Mole	Média(o)	Rija(o)	Dura(o)
Rua Sargento Obedes Lino da Silva 85- Inconfidentes Pouso Alegre-MG, CEP: 37557-322 Tel: 35 34214181 -991472132 email andre.luiz@alencarsondagens.com.br			Resp. Técnico George Edson Magalhães Engenheiro Civil - CREA 73938/D		

CONFORME NBR 6484:2001