

# **1. INTRODUÇÃO**

## **1.1. PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO**

O Curso de Graduação da Escola Politécnica tem como objetivo formar o aluno e prepará-lo para o exercício profissional. Como parte da avaliação do aprendizado do aluno, a Universidade exige um Projeto Final de Graduação.

O presente Projeto Final foi elaborado pela aluna Fabiana Pereira Carneiro, orientada pelo professor Sergio Hampshire de Carvalho Santos.

## **1.2. OBJETIVO**

O presente trabalho trata de uma avaliação dos resultados obtidos com o programa Eberick – Sistema para Projeto de Edificações em Concreto Armado - Versão 5 (Refs. [1] e [2]).

O Eberick é um programa de análise e detalhamento de estruturas de concreto armado e é, atualmente, um dos programas mais utilizados nos escritórios de cálculo no Brasil. Isto serviu como motivação para a elaboração deste trabalho.

Entende-se como avaliação dos resultados do programa, uma verificação do atendimento aos requisitos das normas brasileiras (com ênfase na Norma NBR6118:2003 – Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento, Ref. [3]). Neste trabalho serão analisados somente resultados para vigas e lajes.

## **1.3. O EBERICK**

O Eberick foi produzido pela AltoQi, uma empresa nacional que tem como atividade principal o desenvolvimento e a comercialização de “softwares” para Engenharia.

O AltoQi Eberick é destinado ao projeto de edificações em concreto armado. Possui um poderoso sistema gráfico de entrada de dados, associado à análise da estrutura através de um modelo de pórtico espacial e a diversos recursos de dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais, como lajes, vigas, pilares, blocos sobre estacas e sapatas.

A estrutura da edificação é definida através de pavimentos, que representam os diferentes níveis existentes no projeto arquitetônico. O lançamento dos elementos é feito de forma

gráfica, diretamente sobre a planta arquitetônica, permitindo definir diversas hipóteses na análise do modelo. O programa possibilita a visualização da estrutura completa em 3D e os resultados são fornecidos através de janelas de dimensionamento em forma de planilha. O detalhamento dos elementos segue as práticas usuais do mercado brasileiro.

A cada pavimento é associado um "croquis", que representa a área gráfica onde o usuário cria o modelo estrutural do pavimento, a partir de uma arquitetura importada em formato DWG/DXF.

É possível definir vínculos entre elementos estruturais, através de rótulas, engastes e nós semi-rígidos.

Para a ligação entre vigas e pilares, por exemplo, é possível definir nós semi-rígidos, liberar vinculações e reduzir a torção. Para as lajes, pode-se definir a existência de engastamento (continuidade) entre lajes adjacentes ou mantê-las simplesmente apoiadas nos bordos.

O Eberick possui um conjunto de configurações que oferecem ao usuário flexibilidade na análise, dimensionamento e detalhamento da estrutura. Com isso, é possível aproximar o Eberick das necessidades de projeto e das preferências de cada usuário.

Através das configurações são definidos os processos de análise, as propriedades dos materiais, as ações, os coeficientes de ponderação das ações e as combinações últimas e de serviço, inclusive para casos de carregamento criados pelo usuário.

As configurações de dimensionamento e detalhamento, separadas para cada um dos elementos, oferecem opções de adequação do projeto às preferências de cada usuário ou das características da obra.

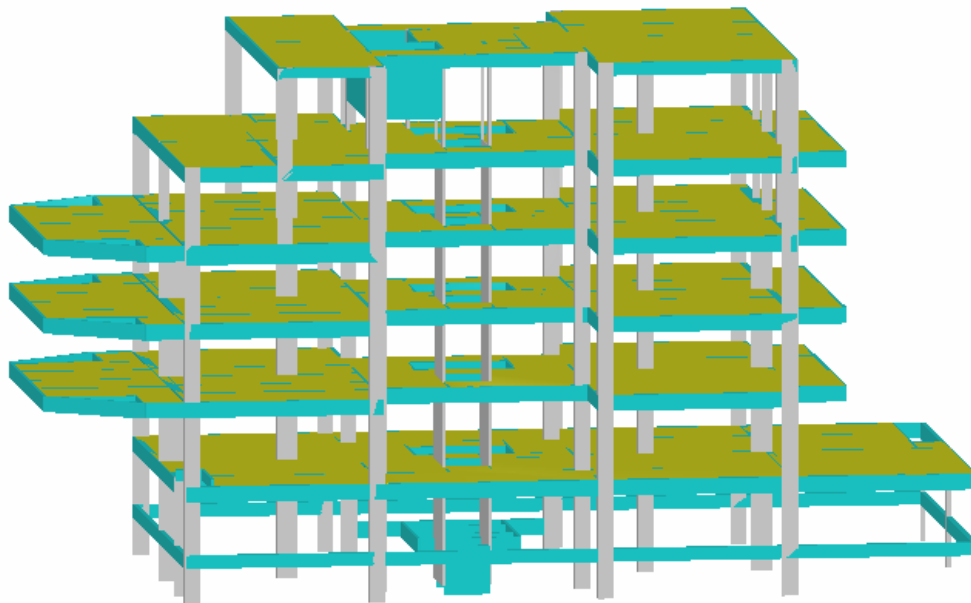
O programa permite calcular lajes em formato não retangular, considerando sua rigidez real, através de um modelo de grelha.

As vigas e os pilares da edificação constituem um sistema reticulado de Pórtico Espacial, do qual se obtém os esforços internos resultantes, que são utilizados para o dimensionamento dos elementos estruturais.

## **2. “PROJETO MODELO” PARA ANÁLISE**

Para analisar os resultados obtidos com o Eberick, foi utilizado um projeto real já executado e construído, desenvolvido pelo *Escritório Técnico Costa Santos*. O projeto em questão trata de um edifício residencial com um subsolo, um pavimento térreo, 3 pavimentos

tipo, cobertura e telhado. O edifício tem altura total de 16,50m, área de construção igual a 1.728,35m<sup>2</sup> com 10 unidades, conforme mostrado na Fig. 1.



*Figura 01 – Visão 3D do projeto modelo*

## **2.1. CONFIGURAÇÕES DO ‘PROJETO MODELO’**

O projeto em questão foi configurado no Eberick com as características descritas a seguir.

Todas as características são definidas no Eberick pelo usuário, sendo assim responsabilidade do próprio o cumprimento dos requisitos normativos.

## **2.2. ANÁLISE ATRAVÉS DE PAVIMENTOS ISOLADOS**

O usuário do Eberick pode optar por analisar a estrutura através de pavimentos isolados ou considerando um pórtico espacial.

## **2.3. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO**

O concreto do projeto em questão tem resistência característica de 30MPa.

A Norma NBR6118:2003 define as classes de resistência admissível para o concreto. Para superestruturas de concreto armado, o concreto deve ser no mínimo de classe C20 e máximo classe C50 ( $f_{ck}=50\text{MPa}$ ).

## **2.4. CARREGAMENTOS**

São considerados os seguintes carregamentos:

- Peso próprio: peso da estrutura (vigas, pilares e lajes), calculado diretamente pelo programa com base nas dimensões dos elementos e no peso específico do concreto.

- Carga acidental:  $1,50 \text{ kN/m}^2$  estando assim de acordo com a Tabela 2 (valores mínimos das cargas verticais) da NBR6120:1980 (Ref. [4]), que prescreve para edifícios residenciais (para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro) este carregamento.

Os carregamentos das paredes foram considerados como distribuídos nas lajes e vigas.

## **3. ANÁLISE DO “PROJETO MODELO”**

### **3.1. LAJES**

#### **3.1.1. MÉTODO DE CÁLCULO DAS LAJES**

Os painéis das lajes no projeto em questão foram configurados para serem modelados como grelhas isoladas com espaçamento das faixas de 50cm, com no mínimo 4 faixas em cada direção e considerando uma redução na torção de 40%.

O tutorial do programa descreve o processo de análise das lajes por grelhas isoladas:

“Este é um processo simplificado, em que cada uma das lajes é discretizada em forma de grelha e calculada isoladamente, considerando-se as vigas como apoios ideais (indeformáveis)”. Assim, o processo de grelha isolada não leva em consideração a deformação dos apoios.

Os resultados obtidos de momentos negativos entre duas lajes adjacentes são convertidos em um único valor, segundo o critério correntemente utilizado, ou seja, o momento negativo no apoio é tomado como a média dos valores obtidos para as lajes adjacentes ou 80% do maior dos dois valores. Em seguida, as lajes calculadas como grelhas têm seus momentos positivos proporcionalmente corrigidos.

A avaliação das flechas no Eberick apresenta somente um aviso e, portanto não impede o detalhamento das lajes. A avaliação das flechas será assunto do item 3.1.4.5 deste trabalho.

Lajes usuais em edifícios, submetidas a cargas uniformemente distribuídas, normalmente não necessitam de armadura de cisalhamento. O Eberick detecta a situação em que a tensão de cisalhamento máxima pode ser resistida pelas lajes sem a necessidade de armadura transversal (segundo item 19.4.1 da NBR6118:2003), porém não calcula ou detalha lajes com estribos. Caso a situação ocorra, o programa emite uma mensagem ao usuário, informando-o sobre a necessidade de armadura de cisalhamento.

### **3.1.2. GEOMETRIA DA ESTRUTURA**

#### **3.1.2.1. ESPESSURA DAS LAJES**

Todas as lajes do primeiro pavimento do projeto em questão possuem espessuras iguais a 8cm e 10cm, respeitando assim os limites mínimos descritos no item 13.2.4.1 da NBR6118:2003.

#### **3.1.2.2. RELAÇÃO ENTRE ALTURA E CG DA ARMADURA**

O item 17.2.4.1 da NBR6118:2003 determina que, se a distância do centro de gravidade das armaduras ao ponto da seção da armadura mais afastada da linha neutra for menor que  $10\%h$ , pode-se considerar os esforços nas armaduras concentrados no seu centro de gravidade. No projeto em questão a porcentagem adotada foi de 5%, respeitando a prescrição da Norma.

O Eberick permite, a critério do usuário, configurar valores compreendidos entre 5% e 10% de  $h$ . Em muitos casos, este valor impede o detalhamento. Neste caso, o Eberick apresenta uma mensagem de erro ('CG da armadura muito alto') e recomenda a alteração da resistência do concreto, da seção ou outros itens de configuração.

### **3.1.2.3. ALTURA DA LINHA NEUTRA**

É limitada a posição da linha neutra no dimensionamento à flexão, de forma a respeitar as prescrições do item 14.6.4.3 da NBR 6118:2003. Adicionalmente, nas lajes também é respeitado o limite definido no item 14.7.4 ( $x/d \leq 0.50$ ). Uma verificação ao atendimento deste item foi feito em 3.1.4.4 deste trabalho.

### **3.1.3. CARACTERÍSTICAS DO DIMENSIONAMENTO**

#### **3.1.3.1. BITOLA DAS ARMADURAS**

As bitolas definidas para serem utilizadas no detalhamento das lajes foram: 5,0mm (CA-60); 6,3mm (CA-50); 8,0mm (CA-50); 10,0mm (CA-50).

O diâmetro das barras não deve exceder  $h/8$ . Assim para as lajes com  $h=10,0$ cm, o diâmetro máximo é de 12,5mm e para as lajes com  $h=8,0$ cm, o diâmetro máximo é de 10,0mm. O projeto em questão está então de acordo com o recomendado.

O uso simultâneo de aços de diferentes categorias só é permitido no caso de armaduras longitudinais e estribos, em vigas e pilares. Nas lajes L103, L105, L106, L107, L114, L119, L122, L125, L127 e L131 do 1º pavimento encontra-se a utilização de aço CA50 em uma das direções e aço CA60 na outra direção, em desacordo com a Norma (ver Anexo 2, armadura positiva das lajes do 1º pavimento).

#### **3.1.3.2. COBRIMENTO**

O cobrimento definido para as lajes foi de 1,50cm.

Nas tabelas 6.1 e 7.2 da Norma NBR6118:2003 é definido o cobrimento mínimo de 2,5cm para lajes em zona urbana.

No caso das superfícies superiores das lajes serem revestidas, as exigências da tabela 7.2 podem ser reduzidas, devendo o cobrimento nominal ser  $\geq 1,50$ cm. Porém, o Eberick não permite que o usuário diferencie os cobrimentos das faces superiores e inferiores das lajes.

O cobrimento das peças estruturais é determinado nas configurações de materiais e durabilidade, item este que solicita ao usuário definir, entre outros parâmetros, a classe de

agressividade ambiental e o cobrimento a ser utilizado em cada elemento estrutural. Para o projeto em análise, foi definida a Classe II (moderada) para a agressividade.

Como pode ser visto na Fig. 2 abaixo, o Eberick informa ao usuário que o cobrimento especificado para o elemento possui valor não condizente com a classe de agressividade ambiental (CAA), conforme definido no item 7.4.7 da NBR 6118/2003 e dá a opção de correção para os valores recomendados pela Norma.

Verificação dos parâmetros				
	Elemento	Problema	Valor informado	Recomendação normativa
1	Pilares (TETO 1° PAV)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	3.00
2	Vigas (TETO 1° PAV)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	3.00
3	Lajes (TETO 1° PAV)	Cobrimento (peças externas) insuficiente para a classe de agressividade definida	1.50	2.50
4	Pilares (TETO 1° PAV)	Cobrimento (peças internas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	2.50
5	Vigas (TETO 1° PAV)	Cobrimento (peças internas) insuficiente para a classe de agressividade definida	2.00	2.50
6				
7				
8				

Figura 02 – verificação dos parâmetros de materiais e durabilidade

### 3.1.3.3. TAXA DE ARMADURAS

#### 3.1.3.3.1. MÁXIMAS

É definida taxa de armadura máxima total de 4% para as lajes de acordo com a NBR6118:2003, que no seu item 17.3.5.2.4 determina que as armaduras de tração e de compressão não deve ser maior que 4% da área de concreto calculada na região fora da zona de emendas.

### 3.1.3.3.2. MÍNIMAS

Na configuração das taxas mínimas de armadura das lajes, o Eberick define:

- para a armadura negativa, utiliza-se a taxa mínima  $\rho_s$  definida no item 17.3.5.2.1 da NBR6118:2003;

- para a armadura positiva de lajes armadas em duas direções, utiliza-se  $0.67\rho_s$  como definido na tabela 19.1 da Norma;

- para a armadura positiva principal de lajes armadas em uma direção, utiliza-se também  $\rho_s$ ;

- para a armadura positiva secundária de lajes armadas em uma direção, utiliza-se  $0.5\rho_s$  como definido na tabela 19.1 da Norma.

De acordo com o item 19.3.3.2 da NBR6118:2003, que remete à sua tabela 17.3, é definido que para lajes com  $f_{ck} = 30\text{MPa}$  a taxa mínima de armadura deve ser de 0,173% (considerando a utilização de aço CA-50). A verificação do atendimento deste critério normativo encontra-se no item 3.1.4.1 deste trabalho. Observe-se que o Eberick define como "laje armada em uma direção" aquela onde o momento máximo em uma direção é inferior a 20% do momento máximo na outra direção.

### 3.1.3.4. ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS

A distância entre barras longitudinais pode ser configurada no Eberick para valores múltiplos de 1.0, 2.0, 2.5 ou 5.0, de acordo com a escolha do usuário. No “projeto modelo” foi definido espaçamento mínimo das armaduras das lajes de 7,50cm com espaçamentos múltiplos de 2,50cm.

Conforme a NBR6118:2003, o espaçamento máximo entre as barras da armadura principal de flexão, tanto para armaduras positivas nos vãos da laje, tanto para a armadura negativa sobre os apoios não deve ser maior que  $2h$  (sendo  $h$  a altura da laje) ou 20cm. O projeto em questão adota espaçamento máximo de 15cm, estando assim conforme a determinação da Norma, uma vez que as lajes tem alturas de 8cm ou 10cm. Observe-se que o Eberick define que para lajes armadas em uma direção, o espaçamento máximo entre estas barras na direção secundária não supere 33cm, conforme item 20.1 da NBR6118:2003.



### **3.1.4. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS**

Para avaliação dos resultados obtidos da análise, dimensionamento e detalhamento das lajes serão avaliados os dados de saída para as lajes do primeiro pavimento do projeto modelo.

Os resultados principais são apresentados como anexos a este trabalho: Anexos 1 (formas das lajes do 1º pavimento), Anexos 2 e 3 (armadura positiva e negativa, respectivamente, das lajes do 1º pavimento), Anexo 4 (dados de entrada das lajes do 1º pavimento) e Anexo 5 (relatório de resultados da análise das lajes do 1º pavimento).

Um erro de unidades pode ser observado imediatamente no relatório “Resultados das lajes” extraído do Eberick, onde a carga está definida como se estivesse em  $tf$ , quando a mesma está em  $kgf/m^2$ . Além disso, o programa deveria utilizar o sistema SI, de utilização obrigatória no Brasil.

#### **3.1.4.1. ARMADURA MÍNIMA**

Segundo recomendações do item 17.3.5.2 da NBR6118:2003, as lajes devem apresentar uma taxa de armadura mínima absoluta de 0,15%.

Segundo a tabela 17.3 da Norma, para lajes com concreto de  $f_{ck} = 30\text{MPa}$  e aço CA-50, a taxa mínima deverá ser igual a 0,173%.

No caso de lajes armadas em duas direções, de acordo com a tabela 19.1 da Norma, suas armaduras positivas mínimas podem ser 2/3 da armadura mínima acima definida. Em lajes armadas em uma só direção, a armadura positiva secundária pode ser de 1/2 da armadura mínima definida acima, mas deve ter no mínimo 1/5 da armadura principal da laje, com pelo menos 0,90cm<sup>2</sup>/m.

No Anexo 6 é apresentada uma planilha com a avaliação da armadura mínima das lajes.

#### **3.1.4.2. MOMENTOS FLETORES**

No Anexo 7 apresenta-se um desenho em que são definidos os momentos fletores nas lajes do 1º pavimento. Estes momentos foram determinados pelo programa, de acordo com o procedimento descrito no item 3.1.1.

Para a avaliação dos momentos e reações nas lajes, os resultados do Eberick serão comparados com os obtidos pelas tabelas de Czerny (obtidas na Ref. [8]).

Tais tabelas foram elaboradas com base na Teoria Matemática da Elasticidade e são, a princípio, mais precisas que o processo de “grelhas isoladas” utilizadas pelo Eberick.

### 3.1.4.2.1. L113

Laje tipo 5 da tabela de Czerny (Fig. 3)

$$l_x = 2,475m$$

$$l_y = 5,025m$$

$$p = 450kgf / m^2$$

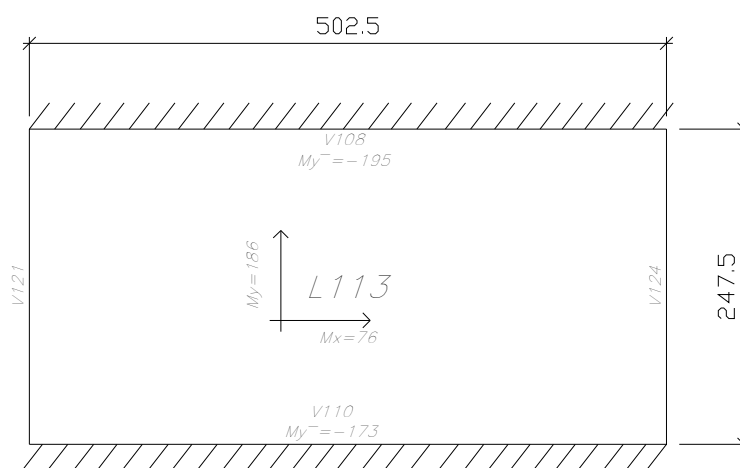


Figura 03 – L130 (tipo 5 da tabela de Czerny)

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{5,025}{2,475} = 2,03 \rightarrow -m_x = 12,0; m_x = 24,1 \text{ e } m_y = 77,0$$

(valores adotados de  $l_y / l_x = 2,00$ )

$$M_x^- = \frac{450 \times 2,475^2}{12,0} = 229,71kgfm / m$$

Momentos calculado pelo Eberick:  $M_x^- = 173kgfm / m$  e  $M_x^- = 195kgfm / m$

$$M_x^+ = \frac{450 \times 2,475^2}{24,1} = 114,38kgfm / m$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_x^+ = 186\text{kgfm} / m$

$$M_y^+ = \frac{450 \times 2,475^2}{77,0} = 35,80\text{kgfm} / m$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^+ = 76\text{kgfm} / m$

Pode-se considerar os resultados como equivalentes, desde que se considere que a redução de momentos negativos esteja compensada com o aumento nos momentos positivos.

### 3.1.4.2.2. L121

Laje tipo 7 da tabela de Czerny (Fig. 04)

$$l_x = 2,025m$$

$$l_y = 2,70m$$

$$p = 500\text{kgf} / m^2$$

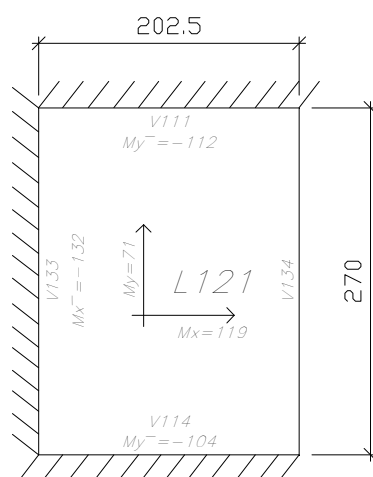


Figura 04 – L121 (tipo 7 da tabela de Czerny)

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{2,70}{2,025} = 1,33 \rightarrow -m_x = 12,2; m_x = 31,8; -m_y = 13,3 \text{ e } m_y = 46,9$$

$$M^\pm = \frac{p \times l_x^2}{\pm m}$$

$$M_x^- = \frac{500 \times 2,025^2}{12,2} = 168 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $Md_x^- = 132 \text{kgfm/m}$

$$M_x^+ = \frac{500 \times 2,025^2}{31,8} = 65 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_x^+ = 119 \text{kgfm/m}$

$$M_y^- = \frac{500 \times 2,025^2}{13,3} = 154 \text{kgfm/m}$$

Momentos calculados pelo Eberick:  $M_y^- = 112 \text{kgfm/m}$ ;  $M_y^+ = 104 \text{kgfm/m}$

$$M_y^+ = \frac{500 \times 2,025^2}{46,9} = 44 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^+ = 71 \text{kgfm/m}$

Os momentos negativos obtidos com a tabela de Czerny diferem dos obtidos dos com o Eberick. Sendo assim, será avaliada a correção devida à compatibilização dos momentos negativos entre lajes adjacentes; faremos o cálculo dos momentos negativos das lajes L112, L120 e L127.

### **L112 = L121**

Sendo a L112 simétrica à L121, não se aplica a compatibilização, sendo o momento final igual ao já calculado:

$$M_y^- = 154 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^- = 112 \text{kgfm/m}$

### **L127**

Laje tipo 6 da tabela de Czerny

$$l_x = 2,025m$$

$$l_y = 3,25m$$

$$p = 500kgf / m^2$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{3,25}{2,025} = 1,61 \rightarrow -m_y = 12,3$$

Engaste com a laje L121:

$$M_y^- = \frac{500 \times 2,025^2}{12,3} = 167kgfm / m$$

Assim, o momento de engastamento compatibilizado entre as lajes L127 e L121 é:

$$M_y^- = \frac{154 + 167}{2} = 160kgf / m \text{ ou } M_y^- = \frac{80}{100} \times 167 = 134kgf / m$$

$$M_y^- = 160kgfm / m$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^- = 104kgfm / m$  ;

## L120

Laje tipo 9 da tabela de Czerny

$$l_x = 2,70m$$

$$l_y = 7,45m$$

$$p = 587,23kgf / m^2$$

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{7,45}{2,70} = 2,76 \rightarrow -m_y = 17,5$$

(valores adotados de  $l_y / l_x = 2,00$ )

Engaste com a laje L121:

$$M_y^- = \frac{587,23 \times 2,70^2}{17,5} = 245kgfm / m$$

Assim, o momento de engastamento compatibilizado entre as lajes L120 e L121 é:

$$M_y^- = \frac{168+245}{2} = 207 \text{kgf/m} \text{ ou } M_y^- = \frac{80}{100} \times 245 = 196 \text{kgf/m}$$

$$M_y^- = 207 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^- = 132 \text{kgfm/m}$

Pode-se considerar os resultados como aproximadamente equivalentes, sendo a redução de momentos negativos compensada com o aumento nos momentos positivos.

### 3.1.4.2.3. L130

Laje tipo 2 da tabela de Czerny (Fig. 05)

$$l_x = 1,525 \text{m}$$

$$l_y = 2,475 \text{m}$$

$$p = 450 \text{kgf/m}^2$$

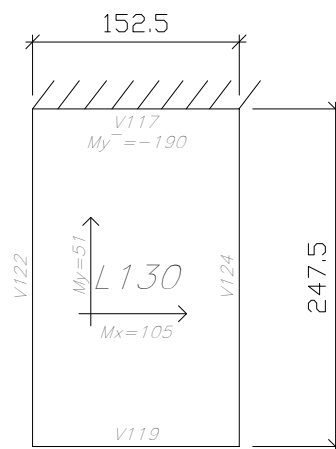


Figura 05 – L130 (tipo 2 da tabela de Czerny)

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{2,475}{1,525} = 1,62 \rightarrow m_x = 15,0; -m_y = 8,7 \text{ e } m_y = 33,6$$

$$M^\pm = \frac{p \times l_x^2}{\pm m}$$

$$M_x^+ = \frac{450 \times 1,525^2}{15,0} = 69,77 \text{kgfm/m}$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_x^+ = 105\text{kgfm} / m$

$$M_y^- = \frac{450 \times 1,525^2}{8,7} = 120,29\text{kgfm} / m$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^- = 190\text{kgfm} / m$

$$M_y^+ = \frac{450 \times 1,525^2}{33,6} = 31,15\text{kgfm} / m$$

Momento calculado pelo Eberick:  $M_y^+ = 51\text{kgfm} / m$

Pode ser observado que, neste caso os momentos obtidos pelo Eberick são bastante superiores aos obtidos com as tabelas de Czerny.

### **3.1.4.2.3. AVALIAÇÃO PELO MÉTODO DAS LINHAS DE RUPTURA**

O item 14.7.4 da NBR6118:2003 permite a análise das lajes pelo Método das Charneiras Plásticas. Este método visa obter a configuração de ruína da laje, na qual se tem a estrutura hipostática após a sucessiva plastificação de arestas que separam os painéis rígidos da laje. Com isso, tem-se o máximo aproveitamento dos materiais e da estrutura, resultando em economia no custo final.

Como os momentos obtidos com o Eberick diferem dos obtidos com a formulação clássica, esta foi a forma de analisar a segurança com os resultados obtidos com o aplicativo.

A seguir será feita uma análise das relações entre os momentos das lajes do 1º pavimento.

Exemplo de cálculo:

L107 (Fig. 06)

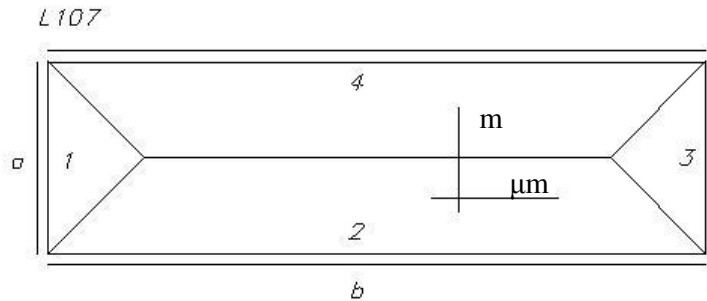


Figura 06 – L107 (direção dos momentos – método das charneiras plásticas)

Carregamento = 684,48 kgf/m<sup>2</sup>

a = 2,475m

b = 7,45m

m = 463 kgfm/m

μm = 192 kgfm/m

m<sub>1</sub> = 0 kgfm/m

m<sub>2</sub> = -343 kgfm/m

m<sub>3</sub> = -102 kgfm/m

m<sub>4</sub> = -528 kgfm/m

$$\mu = \frac{192}{463} = 0,415$$

$$m_1 = \mu \times i_1 \times m \rightarrow i_1 = 0$$

$$m_2 = i_2 \times m \rightarrow i_2 = \frac{343}{463} = 0,741$$

$$m_3 = \mu \times i_3 \times m \rightarrow i_3 = \frac{102}{0,415 \times 463} = 0,531$$

$$m_4 = i_4 \times m \rightarrow i_4 = \frac{528}{463} = 1,14$$

$$a_r = \frac{2 \times a}{\sqrt{1+i_2} + \sqrt{1+i_4}} \rightarrow a_r = \frac{2 \times 2,475}{\sqrt{1+0,741} + \sqrt{1+1,14}} = 1,779$$

$$b_r = \frac{2 \times b}{(\sqrt{1+i_1} + \sqrt{1+i_3}) \times \sqrt{\mu}} \rightarrow b_r = \frac{2 \times 7,45}{(\sqrt{1+0} + \sqrt{1+0,531}) \times \sqrt{0,415}} = 10,334$$



$$m = \frac{p \times a_r \times b_r}{8 \left( 1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r} \right)} \rightarrow p = \frac{m \times 8 \left( 1 + \frac{a_r}{b_r} + \frac{b_r}{a_r} \right)}{a_r \times b_r} \rightarrow p = \frac{463 \times 8 \left( 1 + \frac{1,779}{10,34} + \frac{10,34}{1,779} \right)}{1,779 \times 10,34}$$

$$p_{\max} = 1.407 \text{ kgf / m}$$

A carga sobre a laje tem então um fator de 2,05 relacionando a carga máxima que a mesma é capaz de suportar com os momentos de cálculo apresentados pelo Eberick.

A análise das demais lajes encontra-se no Anexo 8. Obtém-se, para as lajes analisadas, uma relação entre 1,35 e 4,48 entre a carga suportada, considerando as Charneiras Plásticas e a carga correspondente aos resultados apresentados pelo Eberick. Os resultados são, portanto, sempre conservadores.

A Teoria das Charneiras Plásticas é capaz de prever a carga última das lajes com bastante precisão em relação aos resultados obtidos através de ensaios. Além disso, permite aproveitar melhor a capacidade resistente da laje, resultando em dimensionamentos mais econômicos. Apesar dos resultados apresentados pelo Eberick estarem a favor da segurança, a economia no dimensionamento não é obtida. Em lajes, como por exemplo, L105, L117, L127 e L128, a carga aplicada nas lajes fica em torno de 20% e 30% das máximas aceitáveis determinadas pelas Charneiras Plásticas.

### 3.1.4.3. AVALIAÇÃO DAS REAÇÕES DE APOIO

O diagrama das reações do Eberick (ver Anexo 9 - reação de apoio nas lajes do 1º pavimento) exibe o valor da reação de apoio transmitida a cada barra do contorno das lajes, através de uma seta indicativa e do valor da reação (por metro linear).

As reações que as faixas em que foram discretizadas as lajes transmitem às vigas de apoio são calculadas pelo Eberick como diversas cargas concentradas somadas e atribuídas como uma carga uniformemente distribuída.

A análise dos valores das reações de apoio será feito seguindo do item 14.7.6.1 da NBR6118/2003 que recomenda:

“Para o cálculo das reações de apoio das lajes maciças retangulares com carga uniforme podem ser feitas as seguintes aproximações:

b) quando a análise plástica não for efetuada, as charneiras podem ser aproximadas por retas inclinadas, a partir dos vértices com os seguintes ângulos:

- 45° entre dois apoios do mesmo tipo;
- 60° a partir do apoio considerado engastado, se o outro for considerado simplesmente apoiado;
- 90° a partir do apoio, quando a borda vizinha for livre”.

A seguir se apresentam exemplos de cálculo das reações a partir do método dos quinhões de carga.

### 3.1.4.3.1. L118

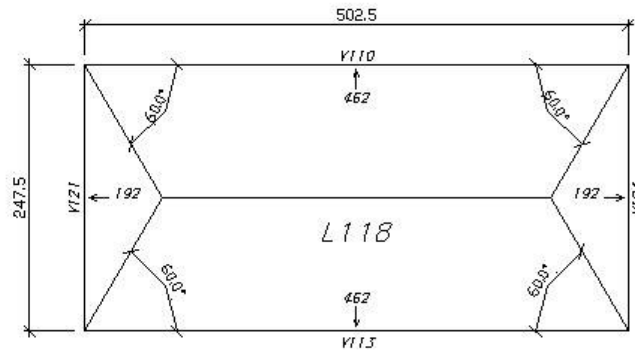


Figura 07 – L118 (quinhão de carga)

$$q = 450 \text{kgf} / \text{m}^2$$

$$R_{V110-V113} = \frac{450 * 5,334}{5,025} = 478 \text{kgf} / \text{m}$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V110-V113} = 462 \text{kgfm} / \text{m}$

$$R_{V121-V124} = \frac{450 * 0,884}{2,475} = 160 \text{kgf} / \text{m}$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V121-V124} = 192 \text{kgfm} / \text{m}$

### 3.1.4.3.2. L120

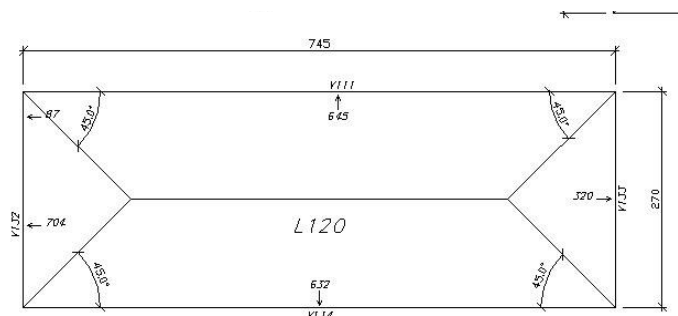


Figura 08 - L120 (quinhão de carga)

$$q = 587,23 \text{kgf} / \text{m}^2$$

$$R_{V111-V114} = \frac{587,23 * 8,235}{7,45} = 649 \text{kgf} / m$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V111} = 645 \text{kgfm} / m$  e  $R_{V114} = 632 \text{kgfm} / m$

$$R_{V133-V132} = \frac{587,23 * 1,8225}{2,70} = 396 \text{kgf} / m$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V133} = 320 \text{kgfm} / m$  e  $R_{V132} = 704 \text{kgfm} / m$

### 3.1.4.3.3. L121



Figura 09 - L121 (quinhão de carga)

$$q = 500,00 \text{kgf} / m^2$$

$$R_{V111-V114} = \frac{500 * 1,30}{2,025} = 321 \text{kgf} / m$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V111} = 299 \text{kgfm} / m$  e  $R_{V114} = 295 \text{kgfm} / m$

$$R_{V133-V134} = \frac{500 * 1,434}{2,70} = 266 \text{kgf} / m$$

Reação calculada pelo Eberick:  $R_{V133} = 332 \text{kgfm} / m$  e  $R_{V134} = 236 \text{kgfm} / m$

Os valores das reações de apoio encontradas no diagrama do Eberick estão de acordo com o esperado, exceto pela reação da laje L120 nas vigas V132 e V133.

### 3.1.4.4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA

#### 3.1.4.4.1. L104

$$h = 10\text{cm}$$

#### ARMADURA POSITIVA

Segundo o Anexo 5 – Resultados da Laje, os momentos de cálculo na laje L104 são:

$$M_x = 753\text{kgfm} / m \rightarrow M_x = 7,53\text{kNm} / m$$

$$M_y = 1653\text{kgfm} / m \rightarrow M_y = 16,53\text{kNm} / m$$

#### Armadura na direção x:

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 3,14\text{cm}^2 / m$

Os momentos apresentados no relatório Resultado das Lajes do Eberick são os momentos solicitantes e não os de cálculo, o que não é claro em seus relatórios e que pode conduzir o usuário a erros de interpretação. Não é claro também nos relatórios o valor efetivamente utilizado pelo aplicativo para a altura útil  $d$ . Assim, verificando o dimensionamento:

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{7,53 \times 1,4}{1,0 \times 0,085^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,068$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,068}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,104$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,104 \rightarrow kz = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{7,53 \times 1,40}{(0,958 \times 0,085) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 2,98\text{cm}^2 / m$$

Valor próximo ao dimensionado pelo Eberick.

Verificação altura da linha neutra:

$$0,80 \times x \times 0,85 \times f_{cd} \times b_w = A_s \times f_{yd}$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,80 \times 0,85 \times f_{cd} \times b_w} \rightarrow x = \frac{3,14 \times 43,5}{0,80 \times 0,85 \times \frac{30.000}{1,4} \times 1,0} \rightarrow x = 0,00937m$$

$$\frac{x}{d} = 0,11 \leq 0,50 \rightarrow \text{Conforme item 14.6.4.3 da Norma.}$$

Armadura na direção y:

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{16,53 \times 1,40}{1,0 \times 0,85^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,150$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,150}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,245$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,245 \rightarrow kz = 0,902$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{16,53 \times 1,40}{(0,902 \times 0,85) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 6,94cm^2 / m$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 8,62cm^2 / m$

### ARMADURA NEGATIVA

V107, engastamento das lajes Laje L104 e L111.

$$M^- = -1.327kgfm / m \rightarrow M^- = -13,27kNm / m$$

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{13,27 \times 1,40}{1,0 \times 0,85^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,125$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,125}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,199$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,199 \rightarrow kz = 0,920$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{13,27 \times 1,40}{(0,920 \times 0,085) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 5,46 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 5,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$

### 3.1.4.4.2. L114

$$l = 8 \text{ cm}$$

#### ARMADURA POSITIVA

Segundo o Anexo 5 – resultados da laje, os momentos solicitantes na laje L114 são:

$$M_x = 187 \text{ kgfm} / \text{m} \rightarrow M_x = 1,87 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$M_y = 294 \text{ kgfm} / \text{m} \rightarrow M_y = 2,94 \text{ kNm} / \text{m}$$

#### Armadura na direção x:

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{1,87 \times 1,40}{1,0 \times 0,065^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,029$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times kmd}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,029}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,029$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,029 \rightarrow kz = 0,983$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{1,87 \times 1,40}{(0,983 \times 0,065) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 0,94 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 0,90 \text{ cm}^2 / \text{m}$  ; foi adotada armadura mínima.

#### Armadura na direção y:

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{2,94 \times 1,40}{1,0 \times 0,065^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,045$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,045}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,069$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,069 \rightarrow kz = 0,973$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{2,94 \times 1,40}{(0,973 \times 0,065) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 1,50 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 1,73 \text{ cm}^2 / \text{m}$

### ARMADURA NEGATIVA

V108, engastamento das lajes Laje L114 e L107.

$$M^- = -343 \text{ kgfm} / \text{m} \rightarrow M^- = -3,43 \text{ kNm} / \text{m}$$

$$kmd = \frac{M_d}{b \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{3,43 \times 1,40}{1,0 \times 0,065^2 \times \frac{30.000}{1,4}} = 0,081$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,081}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,081$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,081 \rightarrow kz = 0,968$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{3,43 \times 1,40}{(0,968 \times 0,085) \times \frac{50}{1,15}} \rightarrow A_s = 1,76 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 1,85 \text{ cm}^2 / \text{m}$

As armaduras dimensionadas pelo Eberick para os exemplos verificados acima apresentam valores com diferenças não justificadas com relação às verificações feitas. Concluiu-se também que os momentos informados no relatório Resultado das Lajes não são os de cálculo, como informado no tutorial do programa.

### 3.1.4.5. AVALIAÇÃO DA FLECHA NAS LAJES

A NBR6118:2003, no seu item 13.3, define os deslocamentos limites a serem aceitos na verificação do estado limite de deformações excessivas de uma estrutura.

As limitações usuais de flechas em edifícios, relativamente à acessibilidade sensorial estão definidas na tabela 13.2 da Norma, resumidamente:

Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Deslocamentos visíveis dos elementos estruturais	Total	1/250
Vibrações sentidas no piso	Devido a cargas acidentais	1/350

Tabela 01 – Limitação de flechas

O projeto modelo foi configurado para avaliar flechas em lajes utilizando L/300 o que está em desacordo com o item da Norma acima citado.

De acordo com o item 11.8.3 da NBR6118:2003, para o cálculos das flechas pode-se considerar uma combinação de cargas quase permanentes, o que corresponde a se tomar 30% do valor das cargas variáveis em edifícios residenciais. Porém, o Eberick, na determinação das flechas em cada laje, verifica os valores obtidos em cada uma das combinações *defaults* (combinações quase permanentes, combinações freqüentes e combinações raras) e adota o mais crítico para o cálculo das flechas.

O Eberick, em sua opção “determinação das flechas das lajes” calcula as flechas considerando a inércia da seção fissurada das lajes e vigas. esta consideração está a favor da segurança, uma vez que, segundo a NBR6118:2003 (item 14.7.3.1), o cálculo das deformações para as lajes pode ser feito no Estádio I, considerando sua seção não fissurada.

A influência da fluência pode ser considerada de forma simplificada, multiplicando-se as flechas calculadas elasticamente por 3,00 (para as cargas antes de decorrerem quatro meses de construção) e 2,00 (para cargas aplicadas após quatro meses de construção).

Para analisar valores de flechas calculados pelo Eberick, será considerado:

#### a) Para as lajes armadas em 1 direção:

Sendo:

$E$  – modulo de deformação longitudinal



$$f = \frac{\alpha \times p \times l^4}{384 \times E \times I}$$

$I$  – momento de inércia  
 $l$  – vão da laje  
 $\alpha$  – em função das condições de apoio:  
 $\alpha=5$  para lajes apoiada – apoiada,  
 $\alpha=2$  para lajes apoiada – engastada,  
 $\alpha=1$  para lajes engastada – engastada,  
 $\alpha=48$  para lajes engastada – balanço,

**b) Para as lajes armadas em 2 direções:**

Sendo:

$$f = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{E \times h^3}$$

$h$  – espessura total da laje  
 $l_x$  – menor vão da laje  
 $\alpha$  – fornecidos na tabelas de *Czerny*

**Exemplos de cálculo:**

**a) L106 (laje armada em uma direção):**

$$f_{ck} = 30MPa$$

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \rightarrow E_{ci} = 30.672,5MPa$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci} = 26.071,6MPa = 2,6071 \times 10^7 kPa$$

$$I = \frac{b \times h^3}{12} = \frac{2,36 \times 0,08^3}{12} = 1,01 \times 10^{-4} m^4$$

$$\alpha = 5$$

- Verificação para a carga total:

$$p = 2,0 + \frac{30}{100} \times 1,5 + 1,0 = 3,45 kN/m^2$$

$$f = \frac{\alpha \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \rightarrow f = 3 \times \frac{5 \times 3,45 \times 2,36^4}{384 \times 2,6071 \times 10^7 \times 1,01 \times 10^{-4}} \rightarrow f = 1,59 \times 10^{-3} m = 0,16 cm$$

$$f/l = 0,16/236 = 1/1475 < 1/250$$

- Verificação somente para a carga acidental (aplicada depois de decorrerem quatro meses da construção):

$$p = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{\alpha \times p \times l^4}{384 \times E \times I} \rightarrow f = 2 \times \frac{5 \times 1,50 \times 2,36^4}{384 \times 2,6071 \times 10^7 \times 1,01 \times 10^{-4}} \rightarrow f = 4,60 \times 10^{-4} \text{ m} = 0,046 \text{ cm}$$

O Eberick calculou 0,20cm para a flecha desta laje, 20% acima do calculado acima (considerando carregamento total). Este resultado é aceitável, estando também dentro dos limites estabelecidos pela NBR6118:2003.

**b) L104 (laje armada em duas direção):**

$$f_{ck} = 30 \text{ MPa}$$

$$E_{cs} = 2,6071 \times 10^7 \text{ kPa}$$

$$l_x = 4,725 \text{ m}$$

$$h = 0,10 \text{ m}$$

Tipo 3 das tabelas de Czerny

$$\frac{l_y}{l_x} = 1,56 \rightarrow \alpha = 0,0521$$

- Verificação para a carga total:

$$p = 2,5 + \frac{30}{100} \times 1,5 + 1,0 + 2,70 = 6,65 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{E \times h^3} \rightarrow f = 3 \times \frac{0,0521 \times 6,65 \times 4,725^4}{2,6071 \times 10^7 \times 0,10^3} \rightarrow f = 2,00 \times 10^{-2} \text{ m} = 2,00 \text{ cm}$$

$$f/l = 2,00/472,5 = 1/239 > 1/250 \rightarrow \text{aplicar contraflecha}$$

- Verificação somente para a carga acidental (aplicada depois de decorrerem quatro meses da construção):

$$p = 1,5 \text{ kN/m}^2$$

$$f = \frac{\alpha \times p \times l_x^4}{E \times h^3} \rightarrow f = 2 \times \frac{0,0521 \times 1,50 \times 4,725^4}{2,6071 \times 10^7 \times 0,10^3} \rightarrow f = 3,00 \times 10^{-3} \text{ m} = 0,30 \text{ cm}$$

O Eberick calculou 2,64cm para a flecha desta laje, 32% acima do calculado neste trabalho considerando carregamento total.

Seguindo orientações da Norma NBR6118:2003 (nota 2 da tabela 13.2), o programa determinou a aplicação de contraflecha de 2,64cm e 2,63 no centro das lajes L104 e L126 respectivamente, como pode ser visto no Anexo 10 (flechas das lajes do 1º pavimento).

### **3.1.4.6. DETALHAMENTO**

#### **3.1.4.6.1. COMPRIMENTO DOS FERROS NEGATIVOS**

Na ausência de uma análise mais rigorosa, recomenda-se que a região a ser coberta pela armadura negativa deva ser, no mínimo 0,25 do maior dos dois vãos menores. Esta boa prática da engenharia está sendo respeitada no projeto detalhado no Eberick, como mostra o Anexo 3 (armadura negativa das lajes).

## **3.2. VIGAS**

### **3.2.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA**

#### **3.2.1.1. SEÇÃO TRANSVERSAL**

A NBR6118:2003 em seu item 13.2.2 diz que:

“A seção transversal das vigas não deve apresentar largura menor que 12 cm e das vigas-parede, menor que 15 cm”. No entanto, a Norma aceita uma largura mínima de 10cm, caso seja respeitadas as seguintes condições: “alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e coberturas estabelecidos nesta Norma; lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931”.

No “software” analisado, onde forem encontrados valores de  $b_w < 10\text{cm}$ , este valor será automaticamente convertido para 10 cm.

Todas as vigas do projeto analisado têm largura maior que 10cm e todas as vigas-parede existentes (paredes das caixas d’água) possuem largura igual a 12cm..

### **3.2.1.2. RELAÇÃO MÁXIMA ENTRE ALTURA E CG DA ARMADURA**

Conforme já comentado no item 3.1.2.2 deste trabalho, a NBR6118:2003 (item 17.2.4.1) determina que se a distância do centro de gravidade ao ponto da seção da armadura mais afastada da linha neutra for menor que  $10\%h$  pode-se considerar os esforços nas armaduras concentrados no seu centro de gravidade. Para as vigas, foi adotada a porcentagem de 6%, respeitando a prescrição da Norma.

Em muitos casos, este valor impede o detalhamento e o programa apresenta ao usuário, uma mensagem de erro “*CG da armadura muito alto*” e recomenda a alteração da resistência do concreto, seções ou outros itens da configuração.

### **3.2.1.3. ALTURA DA LINHA NEUTRA**

No “software”, a posição da linha neutra é limitada no dimensionamento à flexão, de forma a respeitar as prescrições do item 14.6.4.3 da NBR 6118:2003. Conforme esse item, para melhorar a ductilidade das estruturas nas regiões de apoio das vigas ou de ligações com outros elementos estruturais, mesmo quando não se fizerem redistribuições de esforços solicitantes, deve-se garantir para a posição da linha neutra no ELU, o limite de  $x/d \leq 0,50$  para concretos com  $f_{ck} \leq 35$  MPa.

## **3.2.2. CARACTERÍSTICAS DO DIMENSIONAMENTO**

### **3.2.2.1. BITOLA DAS ARMADURAS**

As bitolas definidas para serem utilizadas no detalhamento das vigas foram:

- Armadura longitudinal: 6.3; 8.0; 10.0; 12.5; 16.0; 20.0; 25.0mm todas de CA-50;
- Armadura transversal: 5.0mm(CA-60); 6.3mm (CA-50); 8.0mm(CA-50).

A NBR6118:2003, item 18.3.3.2, define a bitola mínima para estribos das vigas como sendo de 5.0 mm, requisito atendido pelas configurações feitas para o “projeto modelo”.

### **3.2.2.2. COBRIMENTO**

O cobrimento definido para as vigas foi de 2,0cm tanto para peças internas quanto para peças externas.

As tabelas 6.1 e 7.2 da NBR6118:2003 determinam cobrimento mínimo de 3,0cm para vigas em ambiente de Classe de agressividade ambiental II.

Como pode ser visto na Figura 2, o Eberick informa ao usuário que o cobrimento especificado para as vigas possui valor não condizente com a Classe de agressividade ambiental (CAA) e recomenda a utilização de cobrimento igual a 3,0cm para peças externas e igual a 2,5cm para peças internas.

### **3.2.2.3. TAXA DE ARMADURAS**

#### **3.2.2.3.1. MÁXIMAS**

Visando evitar condições adversas de concretagem, causadas por congestionamento de armaduras e as deficiências decorrentes destas, como ninhos de concretagem, a NBR6118:2003, no seu item 17.3.5.2.4 recomenda que a área total de armadura longitudinal numa seção nunca ultrapasse 4% da área da seção de concreto.

Para o “projeto modelo”, foi definida taxa de armadura máxima de 3% para as vigas de acordo com a recomendação normativa.

#### **3.2.2.3.2. MÍNIMAS**

##### **a) Armadura longitudinal**

A verificação da armadura mínima de tração é, segundo o tutorial do Eberick, calculada conforme determinado pelo item 17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003, através do dimensionamento da seção a um momento fletor mínimo.

A verificação do atendimento a este requisito da Norma será feita no item 3.2.3.1.1. deste trabalho.

## **b) Armadura transversal**

Segundo o tutorial do Eberick, o “software” verifica armadura mínima de cisalhamento segundo requisitos do item 17.4.1.1.1 da NBR6118:2003.

A verificação do atendimento a este requisito da Norma encontra-se no item 3.2.3.1.2. deste trabalho.

### **3.2.2.4. ANCORAGEM**

É utilizada ancoragem reta com ponta mínima das barras ancoradas na extremidade. Observe-se no detalhamento das vigas que, caso o comprimento mínimo da ponta for maior que a altura da viga, é utilizado sempre o maior comprimento possível considerando a altura da viga.

### **3.2.2.5. BARRAS CONSTRUTIVAS**

Configurada para o “projeto modelo” diâmetro das barras igual a 6.3mm e sobreposição das extremidades com as barras dos apoios de 50cm.

A boa prática indica a utilização de barras construtivas (porta estribo) de barras com diâmetros iguais ou maiores que a bitola utilizada no estribo. Ao analisar o detalhamento das vigas do 1º pavimento constatou-se que o Eberick utiliza este critério.

### **3.2.2.6. ABERTURA DE FISSURAS**

Segundo a tabela 13.3 da NBR6118:2003, as exigências relativas à fissuração para concreto armado e classe de agressividade ambiental CAA II, limitam a abertura máxima característica  $w_k$  de fissuras em 0,3mm. As configurações do projeto em análise estão de acordo com o valor prescrito pela Norma.

O tutorial do Eberick descreve que: “Caso a armadura final calculada resulte em aberturas de fissuras superiores ao configurado em ‘Configurações-Materiais e durabilidade’, o programa adicionará armadura longitudinal até que o cálculo resulte em abertura de fissura menor que a configurada”.

Segundo informações obtidas no Eberick, todas as vigas do 1º pavimento apresentam aberturas de fissuras menores que o limite definido pela Norma.

### 3.2.3. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS

Como feito para as lajes, para a avaliação dos resultados obtidos na análise, dimensionamento e detalhamento das vigas, serão verificados os dados de saída para as vigas do primeiro pavimento e vigas-parede da caixa d'água (pavimento teto da caixa d'água) do “projeto modelo”.

#### 3.2.3.1. ARMADURA MÍNIMA

##### 3.2.3.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL

Momento fletor mínimo (17.3.5.2.1 da NBR 6118:2003):

$$M_{d,min} = 0,80 \times W_0 \times f_{ctk,sup}$$

$$W_0 = \frac{bh^2}{6} \text{ (para seção retangular)}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \times 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,30 \times 0,30 \times 30^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctk,sup} = 3,765 MPa$$

Exemplos:

a) V101, V103, V118

Seção transversal:  $b_w = 12cm$ ;  $h = 60cm$ ;  $d = 60 - 2 = 58cm$

$$M_{d,min} = 0,80 \times \frac{0,12m \times 0,60m^2}{6} \times 3,765 \frac{kN}{m^2} \rightarrow M_{d,min} = 36,14 kNm$$

$$kmd = \frac{M_{d,min}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{36,14}{0,12 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,042$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,042}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,063$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,063 \rightarrow kz = 0,975$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{(kz \times d) \times f_{yd}} \geq 0,15\% A_{concreto}$$

$$A_{s,min-absoluta} = \frac{0,15}{100} \times 12cm \times 60cm = 1,08cm^2$$

$$A_{s,min} = \frac{36,14}{(0,975 \times 0,58) \times 43,5} = 1,47cm^2 \rightarrow A_{s,min} = 1,47cm^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:

Trecho 1 (viga V101), V103 e V118:  $A_s = 1,51cm^2 > A_{s,min}$

Trecho 2 (viga V101):  $A_s = 4,45cm^2 > A_{s,min}$

O dimensionamento da viga V101 é abordado no item 3.2.3.3.1. deste trabalho.

b) V110

Seção transversal:  $b_w = 30cm$ ;  $h = 60cm$ ;  $d = 60 - 2 = 58cm$

$$M_{d,min} = 0,80 \times \frac{0,30m \times 0,60m^2}{6} \times 3.765 \frac{kN}{m^2} \rightarrow M_{d,min} = 90,36kNm$$

$$kmd = \frac{M_{d,min}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{90,36}{0,30 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,042$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,042}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,063$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,063 \rightarrow kz = 0,975$$

$$A_{s,min} = \frac{M_{d,min}}{(kz \times d) \times f_{yd}} \geq 0,15\% A_{concreto}$$

$$A_{s,min-absoluta} = \frac{0,15}{100} \times 30cm \times 60cm = 2,70cm^2$$



$$A_{s,\min} = \frac{90,36}{(0,975 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_{s,\min} = 3,67 \text{ cm}^2$$

O dimensionamento da viga V110 é abordado no item 3.2.3.3.2. deste trabalho.

c) V124

Seção transversal:  $b_w = 35 \text{ cm}$ ;  $h = 60 \text{ cm}$ ;  $d = 60 - 2 = 58 \text{ cm}$

$$M_{d,\min} = 0,80 \times \frac{0,35 \text{ m} \times 0,60 \text{ m}^2}{6} \times 3.765 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{d,\min} = 105,42 \text{ kNm}$$

$$kmd = \frac{M_{d,\min}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{105,42}{0,35 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,042$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times kmd}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,042}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,063$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,063 \rightarrow kz = 0,975$$

$$A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{(kz \times d) \times f_{yd}} \geq 0,15\% A_{\text{concreto}}$$

$$A_{s,\min-\text{absoluta}} = \frac{0,15}{100} \times 35 \text{ cm} \times 60 \text{ cm} = 3,15 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{105,42}{(0,975 \times 0,58) \times 43,5} = 4,29 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{s,\min} = 4,29 \text{ cm}^2$$

O dimensionamento da viga V124 é abordado no item 3.2.3.3.3. deste trabalho.

### 3.2.3.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL

Taxa geométrica (item 17.4.1.1.1 da NBR 6118:2003):

$$\rho_{sw} = \frac{A_{sw}}{b_w \times s \times \text{sen} \alpha} \geq 0,20 \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right)_{\min} = \left( 0,20 \times \frac{f_{ct,m}}{f_{yw,k}} \right) \times b_w \times \text{sen} \alpha$$

$$f_{ct,m} = 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ct,m} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{ywk} = 500MPa$$

Exemplos:

a) V101, V103, V118 (para 1 metro de viga):

Seção transversal:  $b_w = 12cm$ ;  $h = 60cm$

$$(A_{sw})_{\min} = \left(0,20 \times \frac{2,90}{500}\right) \times 0,12 \times \text{sen}90 \rightarrow (A_{sw})_{\min} = 1,39cm^2$$

Armadura mínima dimensionada pelo Eberick:  $(A_{sw})_{\min} = 1,39cm^2$

b) V110 (para 1 metro de viga):

Seção transversal:  $b_w = 30cm$ ;  $h = 60cm$

$$(A_{sw})_{\min} = \left(0,20 \times \frac{2,90}{500}\right) \times 0,30 \times \text{sen}90 \rightarrow (A_{sw})_{\min} = 3,48cm^2$$

Armadura mínima dimensionada pelo Eberick:  $(A_{sw})_{\min} = 3,48cm^2$

c) V124 (para 1 metro de viga):

Seção transversal:  $b_w = 35cm$ ;  $h = 60cm$

$$(A_{sw})_{\min} = \left(0,20 \times \frac{2,90}{500}\right) \times 0,35 \times \text{sen}90 \rightarrow (A_{sw})_{\min} = 4,06cm^2$$

Armadura mínima dimensionada pelo Eberick:  $(A_{sw})_{\min} = 4,06cm^2$

### **3.2.3.2. AVALIAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E DIAGRAMAS**

#### **3.2.3.2.1. V101**

Seção transversal:  $b_w = 12cm$ ;  $h = 60cm$

### Carregamento:

- Peso próprio:

$$P_{proprio} = 0,20 \times 0,60 \times 2.500 \frac{kgf}{m^3} \rightarrow P_{proprio} = 180,00 \frac{kgf}{m}$$

- Carregamento linear: trata-se do peso próprio da alvenaria (577,20 kgf/m).

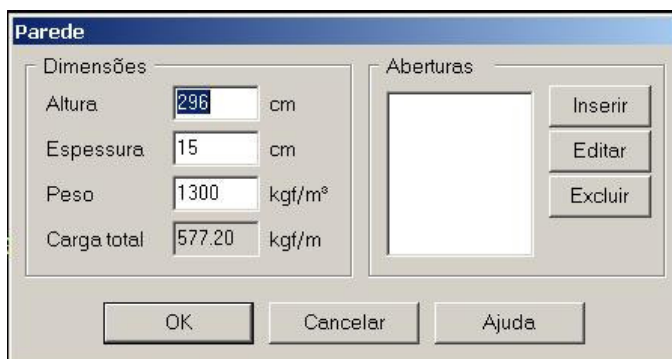


Figura 10 – Janela de configuração das cargas de alvenaria (viga V101)

- Reação laje: é a reação da laje sobre a viga;

No trecho 1: 154,32 kgf/m

No trecho 2: 620,62 kgf/m

- Carregamento total;

No trecho 1: 912 kgf/m

No trecho 2: 1.378 kgf/m

- Carga nodal:

Reação da viga V135 na V101: 2,12tf

Obs.: No Anexo 11 encontram-se todas as reações de apoio das vigas.

### Diagramas:

Obs.: Segundo o Tutorial do Eberick, os diagramas de esforços das vigas informam a envoltória referente a todas as combinações.

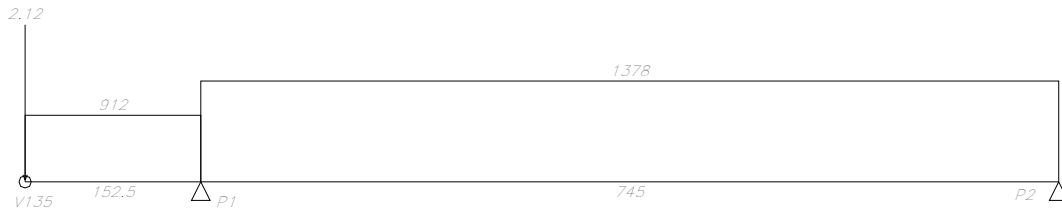


Figura 11 – Diagrama de carregamentos da viga V101 (carregamento em kgf/m)

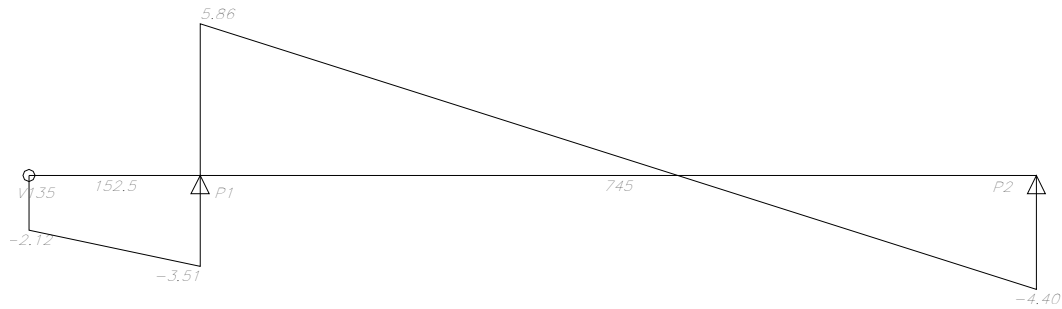


Figura 12 – Diagrama de esforço cortante (tf) da viga V101

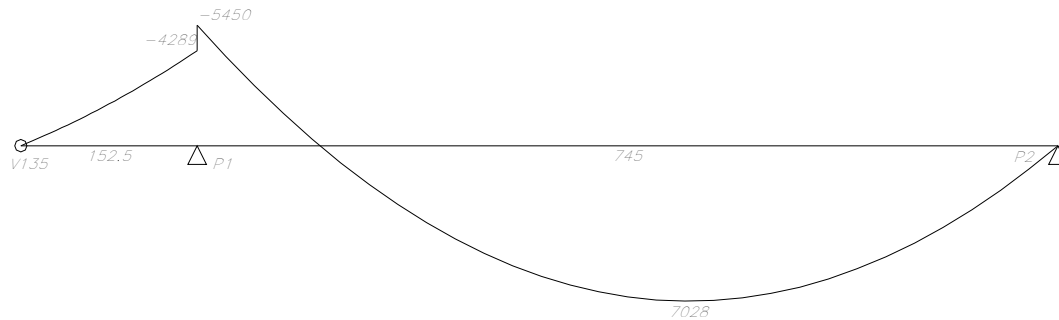


Figura 13 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V101

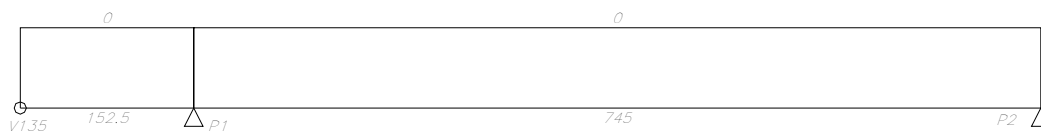


Figura 14 – Diagrama de momento torsor (kgfm) da viga V101

Modelando a viga V101 no SALT-UFRJ (Ref.[10]) e considerando o carregamento da Figura 11 (soma de todos os carregamentos) obteve-se o seguinte resultado:

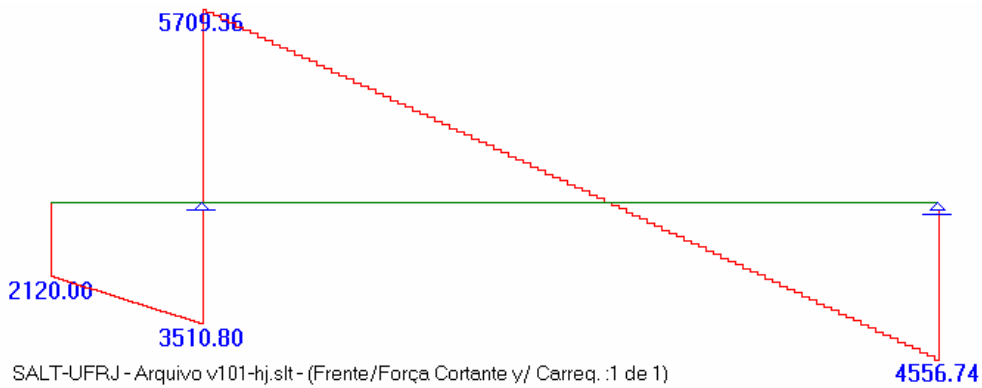


Figura 15 – Diagrama de esforço cortante (kgf) da viga V101 (Salt-UFRJ)

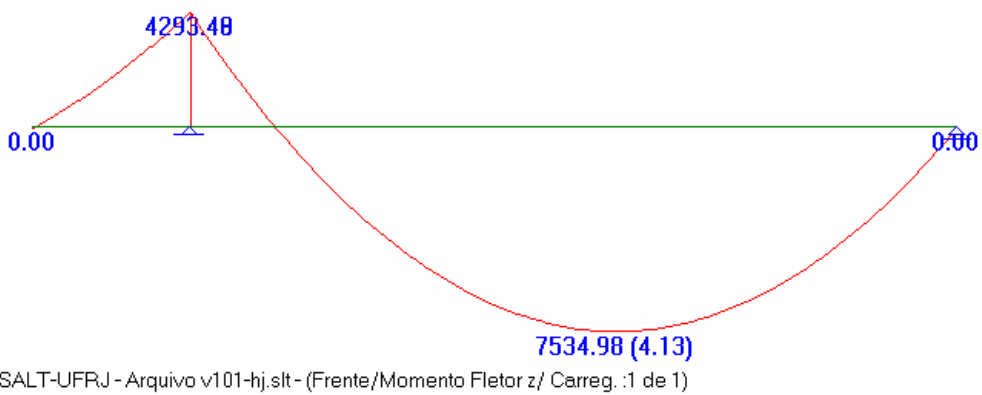


Figura 16 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V101 (Salt-UFRJ)

Comparando os resultados, podemos concluir que os diagramas obtidos no Eberick apresentam diferenças não justificáveis relativamente às comparações feitas, contra a segurança, considerando-se inclusive que o Eberick teria considerado carregamentos envoltórios.

### 3.2.3.3. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ARMADURA

#### 3.2.3.3.1.V101

$$b_w = 12cm$$

$$h = 60cm$$

Ver Anexo 13 – Relatório de cálculo da viga V101.

### 3.2.3.3.1.1. ARMADURA POSITIVA

#### a) Trecho 1

Conforme pode ser observado no diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 13, o trecho 1 da viga V101 (entre a V135 e P1) não necessita de armadura positiva.

No relatório de cálculo do Eberick, Anexo 13, o programa dimensiona armadura positiva para este trecho, definindo um momento mínimo de engastamento perfeito. Não se encontrou justificativa para o critério utilizado pelo aplicativo.

Considerando a viga V101 engastada no apoio 2 (pilar P1), temos o seguinte resultado:

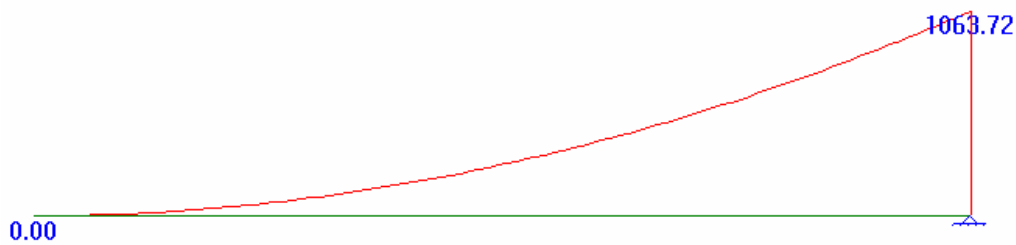


Figura 17 – Diagrama de momento fletor em kgfm (Trecho 1 da viga V101, considerada engastada no apoio 2)\*

\*Obs.: Diagrama obtido com o “software” SALT-UFRJ (versão educacional)

Não existem, portanto, momentos para o dimensionamento da armadura positiva para o trecho 1 da viga V101.

#### b) Trecho 2

$$M_{\max} = 7.028 \text{kgfm}$$

$$M_d = 7.028 \times 1,4 = 9.839 \text{kgfm} \rightarrow M_d = 98,39 \text{kNm}$$

$$kmd = \frac{M_d}{bw \times d^2 \times fcd} \rightarrow kmd = \frac{98,39}{0,12 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,114$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,114}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,181$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,181 \rightarrow kz = 0,928$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{98,39}{(0,928 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 4,20 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 4,45 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$

A pequena diferença encontrada entre o valor calculado acima e o dimensionado pelo Eberick deve-se aparentemente ao fato do programa calcular o  $d$  considerando a bitola utilizada e recalculer a taxa de armadura.

Verificação da altura da linha neutra:

$$0,80 \times x \times 0,85 \times f_{cd} \times b_w = A_s \times f_{yd}$$

$$x = \frac{A_s \times f_{yd}}{0,80 \times 0,85 \times f_{cd} \times b_w} \rightarrow x = \frac{4,91 \times 43,5}{0,80 \times 0,85 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,12} \rightarrow x = 0,122 \text{ m}$$

$$\frac{x}{d} = \frac{0,122}{0,58} = 0,21 \leq 0,50$$

### 3.2.3.3.1.2. ARMADURA NEGATIVA

a) Nó 1

$$M = 0 \text{ kgfm}$$

b) Nó 2

$$M = 5.450 \text{ kgfm}$$

$$M_d = 5.450 \times 1,4 = 7.631 \text{ kgfm} \rightarrow M_d = 76,31 \text{ kNm}$$

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{76.31}{0,12 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,088$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,088}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,137$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,137 \rightarrow kz = 0,945$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{76,31}{(0,945 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 3,20 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 3,35 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 3,68 \text{ cm}^2$

### c) Nó 3

Segundo o item 14.6.7.1 da NBR 6118:2003, “quando não for realizado cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios extremos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:  $\frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}$  (para vigas)”.

Considerando a viga V101 engastada no nó 3 (pilar P2), temos como momento de engastamento perfeito:

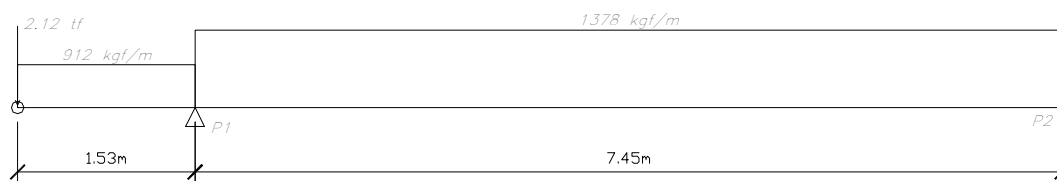
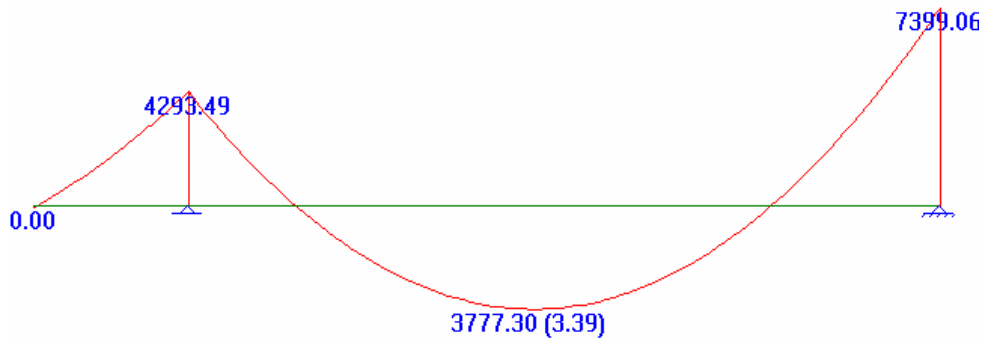


Figura m 18 – Diagrama de carregamentos da viga V101 (carregamento em kgf/m); consideração de engastamento perfeito no pilar P2





SALT-UFRJ - Arquivo VIGA101-engas-P2.slt - (Frente/Momento Fletor z/ Carreg. :1 de 1)

Figura 19 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V101, consideração de engastamento perfeito no pilar P2

Assim:

$$M = 7.399,06 \text{ kgfm} \rightarrow M = 73,99 \text{ kNm}$$

Pilar P2:

Térreo ao 1º pavimento: seção transversal: 20x60cm, comprimento de 2,96m;

1º pavimento ao piso da cobertura: seção transversal: 14x60cm, comprimento de 2,96m.

$$I_{\text{inf}} = \frac{0,2 \times 0,60^3}{12} = 0,0036 \text{ m}^4$$

$$r_{\text{inf}} = \frac{I_{\text{inf}}}{l_{\text{inf}}} \rightarrow r_{\text{inf}} = \frac{0,0036}{\frac{2,96}{2}} = 2,43 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$I_{\text{sup}} = \frac{0,14 \times 0,60^3}{12} = 0,0025 \text{ m}^4$$

$$r_{\text{sup}} = \frac{I_{\text{sup}}}{l_{\text{sup}}} \rightarrow r_{\text{sup}} = \frac{0,0025}{\frac{2,96}{2}} = 1,69 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

Viga V101:

$$I_v = \frac{0,12 \times 0,60^3}{12} = 0,0022 \text{ m}^4$$

$$r_{\text{vig}} = \frac{I_v}{l_v} \rightarrow r_{\text{vig}} = \frac{0,0022}{7,45} = 2,95 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$M_{engaqste} = M \times \frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \rightarrow M_{engaqste} = 73,99 \times \frac{2,43 \times 10^{-3} + 1,69 \times 10^{-3}}{2,95 \times 10^{-4} + 2,43 \times 10^{-3} + 1,69 \times 10^{-3}}$$

$$M_{engaste} = 69,05 kNm \rightarrow M_{engaste} = 6905 kgfm$$

O momento calculado pelo Eberick de 2.169kgfm não atende aos requisitos normativos descritos acima. Assim, a armadura adotada (1,08cm<sup>2</sup>) não é adequada para a consideração do engaste entre a viga V101 e o pilar P2.

A armadura adotada deveria ser:

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{69,05}{0,12 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,080$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times kmd}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,080}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,124$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,124 \rightarrow kz = 0,950$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{69,05}{(0,950 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 2,88 cm^2$$

Esta armadura é 167% maior que a adotada pelo programa.

### 3.2.3.3.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL

Considerando-se o Modelo de cálculo 1, item 17.4.2.2 da NBR6118:2003, e torção segundo o item 17.5.1.5. (inclinação da biela de 45° e  $\alpha = 90^\circ$ ).

#### VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO:

##### a) Trecho 1

$$d_{recalculado} = 57,10 cm$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \rightarrow V_{rd2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,40} \times 0,12 \times 0,571 = 348,86 kN$$

$$V_{sd} = 3,51 \text{tf} \times 1,40 = 49,10 \text{kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 0 \text{kN}$$

$$T_{rd2} = 0,50 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times A_e \times h_e \times \text{sen}(2\theta)$$

Segundo o item 17.5.1.5 NBR6118:2003:

$$2c_1 \leq h_e \leq \frac{A}{u}$$

onde:

$$A = 0,12 \times 0,60 = 0,072 \text{m}^2$$

$$u = 2 \times (0,12 + 0,60) = 1,44 \text{m}$$

$$c_1 = 0,02_{(\text{cobrimento})} + 0,004_{(\text{armadura-longitudinal})} + 0,005_{(\text{bitola-estribo})} = 0,029 \text{m}$$

$$0,058 \text{m} \leq h_e \leq 0,050 \text{m} \rightarrow h_e = 0,050 \text{m}$$

$$A_e = 0,0385 \text{m}^2$$

Assim:

$$T_{rd2} = 0,50 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,0385 \times 0,05 \times \text{sen}(2 \times 45)$$

$$T_{rd2} = 18,15 \text{kNm} = 1815 \text{kgfm}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $T_{rd2} = 1815 \text{kgfm}$

Segundo o item 17.7.2.2 da Norma, a resistência à compressão diagonal do concreto deve ser verificada através do atendimento à expressão:

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{49,10}{348,86} + \frac{0}{16,23} = 0,14 \leq 1$$

Valor calculado pelo Eberick: 0,14

## b) Trecho 2

$$d_{\text{recalculado}} = 55,25 \text{cm}$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,40} \times 0,12 \times 0,5525 = 337,56kN$$

$$V_{sd} = 5,86 \times 1,40 = 8,20tf = 82,00kN$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 0kN$$

$$c_1 = 0,02_{(cobrimento)} + 0,00625_{(armadura-longitudinal)} + 0,005_{(bitola-estribo)} = 0,03125m$$

$$0,0625m \leq h_e \leq 0,050m \rightarrow h_e = 0,050m$$

$$A_e = 0,0385m^2$$

$$T_{rd2} = 16,23kNm = 1623kgfm$$

Valor calculado pelo Eberick:  $T_{rd2} = 1815kgfm$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{82,00}{337,56} + \frac{0}{16,23} = 0,24$$

Valor calculado pelo Eberick: 0,24

## CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

### a) Trecho 1

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times 0,90 \times d \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha$$

$$f_{ctm} = 0,30 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \rightarrow f_{ctm} = 0,30 \times 30^{\frac{2}{3}} = 2,90MPa$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,70 \times f_{ctm}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,70 \times 2,90}{1,40} \rightarrow f_{ctd} = 1,45MPa$$

$V_c = V_{c0} =$  Parcela de força cortante resistida por mecanismos complementares ao modelo em treliça:

$$V_c = V_{c0} = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,60 \times 1.450 \times 0,12 \times 0,571 = 59,61kN$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_c = 5,95tf = 59,5kN$

$V_{sd} = 49,10kN \leq V_{c0} \rightarrow$  Adotar armadura mínima para este trecho ( $1,39cm^2/m$ ) conforme calculado no item 3.2.3.1.2 deste trabalho.

Armadura adotada pelo Eberick:  $\phi 5.0$  c/15 ( $2,75cm^2/m$ ).

#### **b) Trecho 2**

$$V_c = V_{c0} = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,60 \times 1.450 \times 0,12 \times 0,5525 = 57,68kN$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_c = 5,76tf = 57,60kN$

Assim:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,90 \times 0,5525 \times 43,5 \times (\text{sen}90 + \text{cos}90)$$

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 21,63kN$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{(82,00 - 57,60)}{21,63} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq 1,13cm^2 / m$$

Armadura adotada pelo Eberick :  $\phi 5.0$  c/15 ( $2,75cm^2/m$ ).

Poderia ter sido adotada armadura mínima ( $1,39cm^2/m$ ) para este trecho.

Considerações do item 18.3.3.2 da NBR6118:2003 (elementos estruturais armados com estribos):

- Diâmetro da barra:

$$5,0mm \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \rightarrow 5,0mm \leq \phi_t \leq 12mm$$

Bitola adotada pelo Eberick:  $\phi_t = 5.0mm$

- Espaçamento transversal entre ramos sucessivos:

Trecho 1:

$$V_d \leq 0,20V_{rd2} \rightarrow 49,10 \leq 0,20 \times 348,86 = 69,77$$

$$\text{Então } s_{t,\max} = d \leq 800mm \rightarrow s_{t,\max} = 571mm$$

Trecho 2:

$$V_d > 0,20V_{rd2} \rightarrow 82,00 > 0,20 \times 337,56 = 67,51$$

$$\text{Então } s_{t,\max} = 0,6 \times d \leq 350mm \rightarrow s_{t,\max} = 332mm$$

A solução adotada pelo “software”, em estribos simples (p=2) atende a este critério, pois:  $s_t = b_w - 2c - \phi_t \leq s_{t,\max}$

- Espaçamento longitudinal máximo:

$$\text{Para } V_d \leq 0,67V_{rd2}, s_{\max} = 0,60d \leq 300mm \rightarrow s_{\max} = 300mm$$

Espaçamento longitudinal adotado pelo Eberick: 150mm.

Um requisito importante no dimensionamento de estruturas, entre outros, é o da economia. Neste aspecto, o “software” poderia ter sido programado para adotar espaçamentos maiores entre estribos, como mostrado a seguir.

A limitação quanto ao maior espaçamento a ser adotado para os estribos com bitola já determinada é dado pelas prescrições de  $(A_{sw}/s)_{\min}$  e  $s_{\max}$ .

$$(A_{sw}/s) \geq (A_{sw}/s)_{\min} = 1,39cm^2/m \text{ e } s \leq s_{\max} = 30cm$$

Utilizando estribos de 5.0mm:  $\frac{2 \times 0,196}{s} \geq 1,39 \rightarrow s \leq \frac{2 \times 0,196}{1,39} = 0,28 < s_{\max}$ .

Logo, a menor quantidade de armadura adotada será correspondente a estribos de 5.0mm c/25cm (adotando espaçamentos padrões).

Cobertura do diagrama de esforços cortantes:

Estribos verticais	$(A_{sw}/s) = 2 \times 0,196/s$	$V_{Rd3} = V_{sw} + V_{c0}$	$V_{Rd3} = V_{sw} + V_{c0}$
		Trecho 1: $(V_{sw} = A_{sw}/s \times 22,33)$	Trecho 2: $(V_{sw} = A_{sw}/s \times 21,63)$
5.0mm c/25	1,60cm <sup>2</sup> /m	35,728kN = 3,57tf	34,61kN = 3,46tf
5.0mm c/15	2,61cm <sup>2</sup> /m	58,28kN = 5,828tf	56,45kN = 5,65tf

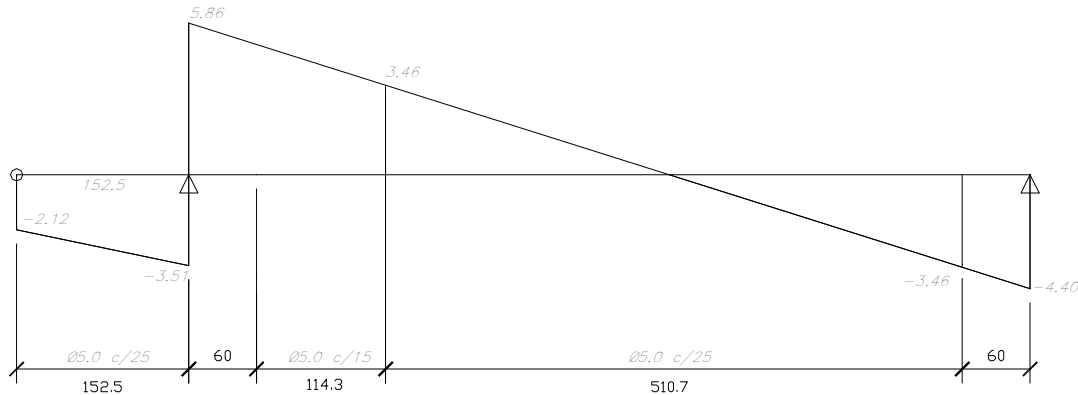


Figura 20 – cobertura do diagrama de esforços cortantes (viga V101)

Resumo de aço:

Armadura calculada acima:  $35\phi 5.0 \quad C = 139cm \rightarrow 1.216,25kg$

Armadura adotada pelo Eberick:  $54\phi 5.0 \quad C = 139cm \rightarrow 1.876,5kg$

A armadura detalhada pelo programa é 54% maior que a necessária.

### 3.2.3.3.1.4. DETALHAMENTO

Considere-se o Anexo 13, detalhamento da armadura da viga V101.

Apresenta-se a seguir a avaliação dos requisitos normativos estabelecidos no capítulo 18 (Detalhamento de elementos lineares) da NBR6118:2003.

1) Distribuição transversal (item 18.3.2.2):

1.1) Espaçamento mínimo na direção horizontal:

- 20mm;

- diâmetro da barra, do feixe ou da luva = 12,5mm;

- 1,2 diâmetro característico do agregado graúdo (configurado como 15mm), assim, espaçamento de 18mm.

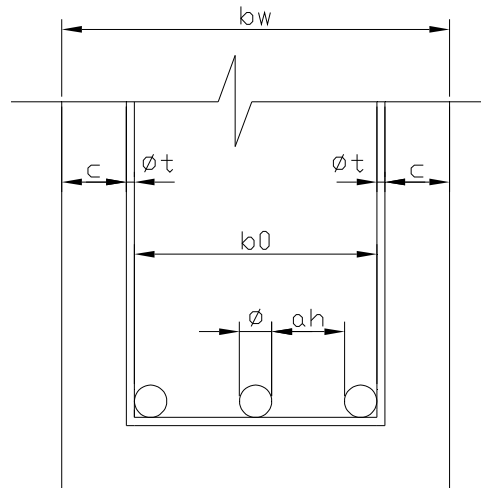


Figura 21 – Espaçamento mínimo livre na direção horizontal

Trecho 1:

$$a_h = \frac{b_w - (2 \times c) - (2 \times \phi t) - (n \times \phi)}{2} \rightarrow a_h = \frac{12 - (2 \times 2) - (2 \times 0,50) - (3 \times 0,80)}{2}$$

$$a_h = 2,3 \text{ cm} = 23 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

Trecho 2:

$$a_h = b_w - (2 \times c) - (2 \times \phi t) - (n \times \phi) \rightarrow a_h = 12 - (2 \times 2) - (2 \times 0,50) - (2 \times 1,25)$$

$$a_h = 4,50 \text{ cm} = 45 \text{ mm} > 20 \text{ mm}$$

1.2) Espaçamento mínimo na direção vertical:

- 20mm;

- diâmetro da barra, do feixe ou da luva = 12,5mm;

- 0,5 diâmetro característico do agregado graúdo (configurado como 15mm), assim, espaçamento de 7,5mm.



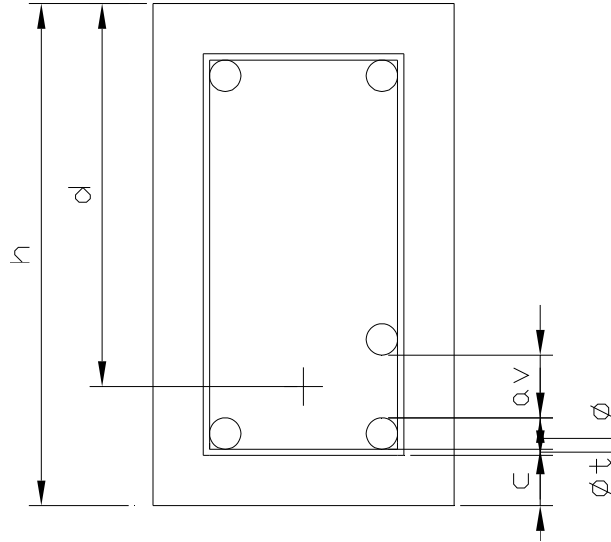


Figura 22 – Espaçamento mínimo livre na direção horizontal

O detalhamento do Eberick não define o espaçamento vertical adotado para a armadura longitudinal. Porém, podemos conferi-lo a partir do valor do  $d$  recalculado, como apresentado no relatório de cálculo.

A armadura longitudinal no trecho 2 é composta por  $3\phi 12,5$  com 1 barra na segunda camada. Considerando esta disposição, considerando que a bitola da armadura transversal é 5.0mm e que a altura útil da viga foi recalculada para 55,25cm, concluímos que:

$$h - d = c + \phi + \phi + \frac{a_v}{2} \rightarrow a_v = (60 - 55,25 - 2 + 0,5 + 1,25) \times 2$$

$$a_v = 9,0\text{cm} = 90\text{mm} > 20\text{mm}$$

Este valor não é coerente com a prática de projeto.

## 2) Armadura de tração nas seções de apoio (item 18.3.2.4):

Para  $M_{\text{apoio}}$  for nulo ou negativo e de valor absoluto  $|M_{\text{apoio}}| \leq 0,50 \times M_{\text{vão}}$ , deve-se prolongar até o apoio:  $A_{s,\text{apoio}} \geq 1/3 \times (A_{s,\text{vão}})$ .

$$A_{s,P1} = 1/3 \times (4\phi 12,5) = (2\phi 12,5)$$

$$A_{s,P2} = 1/3 \times (4\phi 12,5) = (2\phi 12,5)$$

Esta consideração é atendida pelo Eberick.

### 3) Ancoragem

Segundo o tutorial do Eberick, a decalagem é calculada conforme definido no item 17.4.2.2-c da Norma.

Decalagem da envoltória do diagrama de momento fletor:

$$a_l = d \left[ \frac{V_{sd,max}}{2(V_{s,max} - V_c)} (1 + \cot g \alpha) - \cot g \alpha \right] \geq 0,50d$$

Trecho 1:

$$a_l = 0,5710 \times \left[ \frac{49,14}{2(49,14 - 59,60)} (1 + \cot g 90) - \cot g 90 \right] \geq 0,50 \times 0,5710$$
$$\leq d$$

$$a_l = 1,34m \rightarrow a_l = d = 0,5710m$$

Trecho 2:

$$a_l = 0,5525 \times \left[ \frac{8,204}{2(82,04 - 57,60)} (1 + \cot g 90) - \cot g 90 \right] \geq 0,50 \times 0,5525$$
$$\leq d$$

$$a_l = 0,92m \rightarrow a_l = d = 0,5525m$$

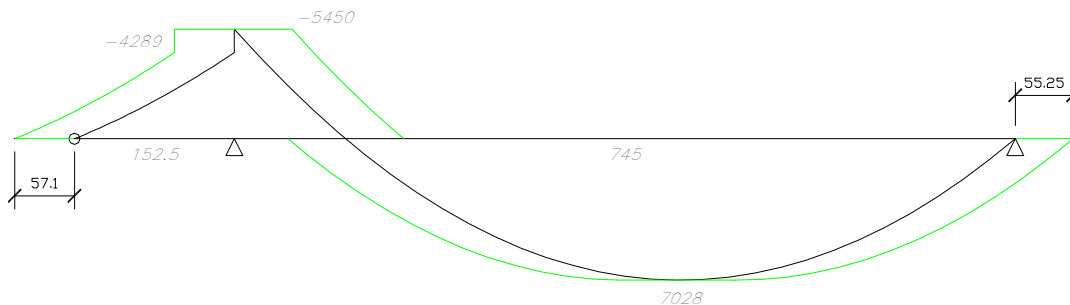


Figura 23 – Decalagem da envoltória de momentos fletores

### Armadura positiva

$$A_s = 4\phi 12,5$$

- Comprimento básico de ancoragem para barras de 12,5mm em situação de boa aderência (NBR6118:2003 item 9.4.2.4):

$$l_b = \frac{\phi}{4} \times \frac{f_{yd}}{f_{bd}}$$

$$f_{bd} = \eta_1 \times \eta_2 \times \eta_3 \times f_{ctd}; \text{ NBR6118:2003 item 9.3.2.1}$$

Onde:

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c}; \text{ NBR6118:2003 item 8.2.5;}$$

$$f_{ctd} = \frac{0,7 \times f_{ctm}}{\gamma_c} = \frac{0,7 \times 0,3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}}}{\gamma_c} \rightarrow f_{ctd} = \frac{0,7 \times 0,3 \times 30^{\frac{2}{3}}}{1,4} \rightarrow f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa};$$

$\eta_1 = 2,25$  para barras nervuradas;

$\eta_2 = 1,00$  para região de boa aderência;

$\eta_3 = 1,00$  para  $\phi < 32 \text{ mm}$ ;

Assim:

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1,45 \rightarrow f_{bd} = 3,26 \text{ MPa}$$

$$l_b = \frac{1,25}{4} \times \frac{435}{3,26} \rightarrow l_b = 41,7 \text{ cm}$$

### Ancoragem em P1

Armadura mínima a prolongar até o apoio:  $2\phi 12,5$

Armadura ancorada em P1 (Eberick):  $3\phi 12,5 \rightarrow A_{s,adot} = 3,68 \text{ cm}^2$

A extremidade das barras N8 deverá:

- Cobrir a envoltória de  $M_{sd}$
- Penetrar pelo menos  $10\phi = 12,5 \text{ cm}$  da face de P1

Comprimento de ancoragem adotado pelo Eberick:  $38 \text{ cm} > 12,5 \text{ cm}$

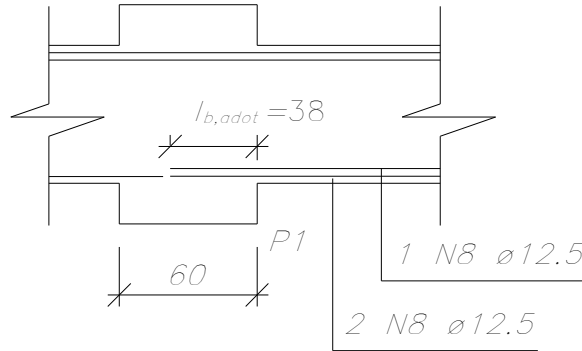


Figura 24 – Detalhe da ancoragem em P1 adotada pelo Eberick

### Ancoragem em P2

Armadura mínima a prolongar até o apoio:  $2\phi 12,5$

$$\text{Força a ancorar no apoio P2: } R_{sd} = V_{sd} \times \frac{a_l}{d} \rightarrow R_{sd} = 44,0 \times 1,40 \times \frac{0,5525}{0,5525} = 61,60 \text{ kN}$$

$$\text{Armadura necessária para ancorar } R_{sd}: A_{s,nec} = \frac{R_{sd}}{f_{yd}} \rightarrow A_{s,nec} = \frac{61,60}{43,5} = 1,42 \text{ cm}^2$$

Armadura ancorada em P2 (Eberick):  $3\phi 12,5 \rightarrow A_{s,adot} = 3,68 \text{ cm}^2$

Comprimento de ancoragem necessária:

$$l_{b,nec} = l_b \times \frac{A_{s,nec}}{A_{s,adot}} \rightarrow l_{b,nec} = 42 \times \frac{1,42}{3,68} = 16,21 \text{ cm}$$

Comprimento mínimo de ancoragem:  $l_{b,min} = \max(0,30 \times l_b; 10\phi; 10 \text{ cm}) \rightarrow l_{b,min} = 12,6 \text{ cm}$

Comprimento de ancoragem adotado pelo Eberick:  $58 \text{ cm} > 16,21 \text{ cm}$

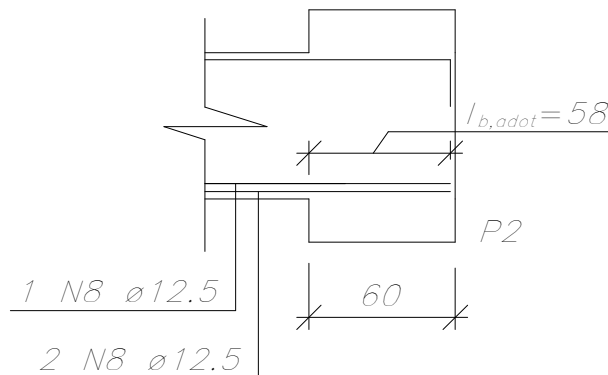


Figura 25 – Detalhe da ancoragem em P2 adotada pelo Eberick

#### 4) Suspensão na viga V135

De acordo com o item 18.3.6 da NBR6118:2003: “Nas proximidades de cargas concentradas transmitidas à viga por outras vigas ou elementos discretos que nela se apoiem ao longo ou em parte de sua altura, ou fiquem nela pendurados, deve ser colocada armadura de suspensão”.

Carga transmitida pela viga V135 =  $1,40 \times 2,12tf = 2,97tf = 29,7kN$

$$\text{Armadura necessária: } A_{s,\text{sup}} = \frac{F_d}{f_y d} = \frac{29,7}{43,5} = 0,68\text{cm}^2$$

$$\text{N}^\circ \text{ barras } \phi 5,0\text{mm}: N = \frac{A_{s,\text{sup}}}{2 \times \text{área}\phi} = \frac{0,68}{2 \times 0,196} = 1,74 \rightarrow 2\text{estribos}$$

Conforme descrito no tutorial do “software” em análise, o mesmo não calcula armadura de suspensão, apenas detecta a situação na qual existe uma viga maior apoiando-se em uma menor. Caso esta situação ocorra, a viga estaria em situação de erro “D23 - Necessidade de armadura de suspensão”; apenas é enviado aviso ao usuário sobre o ocorrido.

#### 5) Armadura de pele (item 17.3.5.2.3 da NBR6118:2003):

Segundo a Norma, em vigas com altura igual ou inferior a 60cm, pode ser dispensada a utilização da armadura de pele. O Eberick detalha a armadura de pele para todas as vigas com  $h=60\text{cm}$ , o que é conservador.

$$(A_{\text{pele}})_{\text{min}} = 0,10\% A_{c,\text{alma}} \rightarrow (A_{\text{pele}})_{\text{min}} = \frac{0,10}{100} \times 12 \times 60 = 0,72\text{cm}^2$$

$$(A_{\text{pele}})_{\text{adotada}} = 1,87\text{cm}^2$$

Segundo o item 18.3.5 da Norma, o afastamento entre as barras da armadura de pele não deve ultrapassar  $d/3$  (19,3cm) e 20cm.

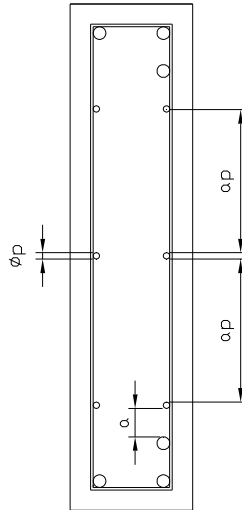


Figura 26 – Espaçamento mínimo livre na direção vertical

Considerando a distancia entre a armadura positiva e a armadura de pele igual a 9cm ( $a_v$  calculado no item 1.2 acima), temos:

$$2 \times a_p = h - (2 \times c) - (2 \times \phi_t) - (n \times \phi) - (n_p \times \phi_p) - (4 \times a_v)$$

$$a_p = \frac{60 - (2 \times 2) - (2 \times 0,5) - (4 \times 1,25) - (3 \times 0,63) - (4 \times 9)}{2} \rightarrow a_p = 12,11 < 20\text{cm}$$

### 3.2.3.3.2.V110

Seção transversal variável:

Trecho 1:  $b_w = 30\text{cm}$  ;  $h = 55\text{cm}$

Trecho 2:  $b_w = 30\text{cm}$  ;  $h = 60\text{cm}$

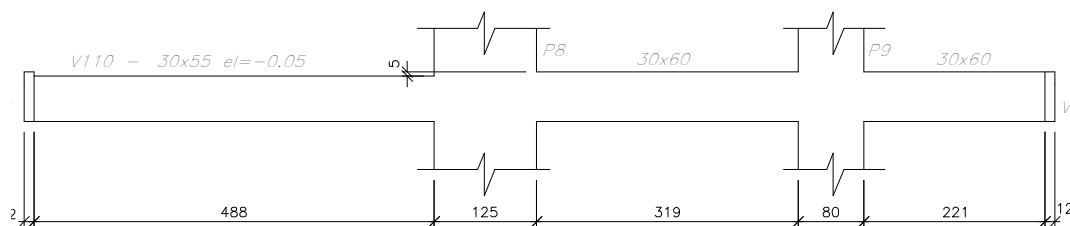


Figura 27 – Corte da viga V110

Diagramas:

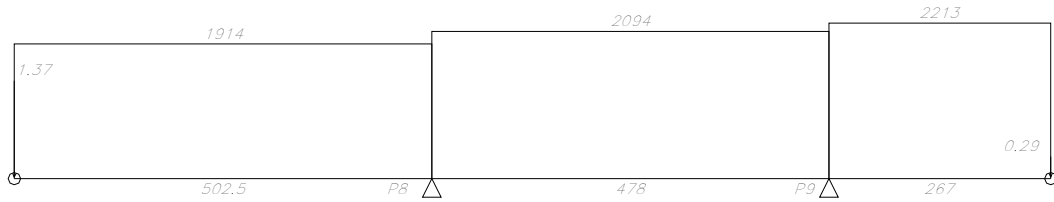


Figura 28 – Diagrama de carregamentos da viga V110 (carregamento em kgf/m)

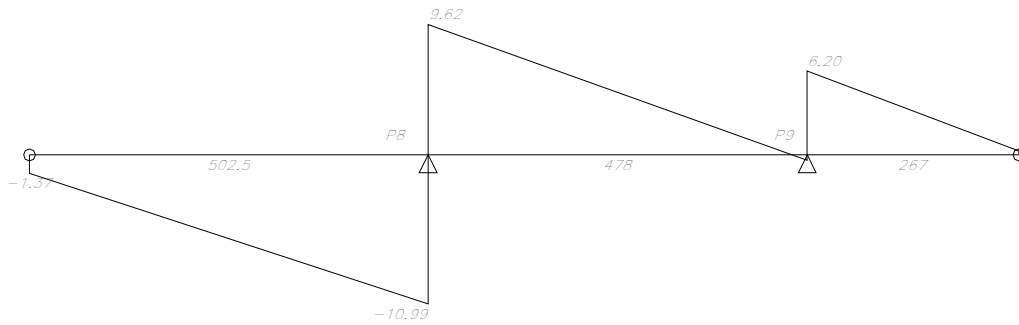


Figura 29 – Diagrama de esforço cortante (tf) da viga V110

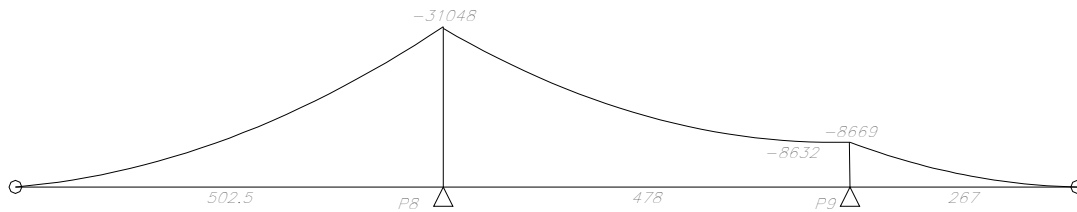


Figura 30 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V110

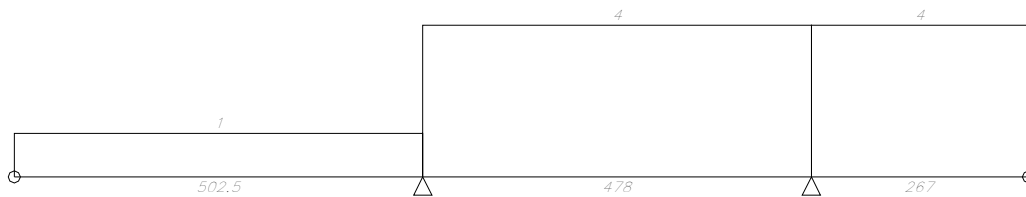


Figura 31 – Diagrama de momento torsor (kgfm) da viga V110

Ver Anexo 14 – Relatório de cálculo da viga V110.

### 3.2.3.3.2.1. ARMADURA POSITIVA

#### a) Trecho 1 e 3

Conforme pode ser observado no diagrama de momentos fletores apresentado na Figura 30, o trecho 1 da viga V110 (entre a viga V121 e P8) e trecho 3 (entre P9 e V135) não necessita de armadura positiva.

Armadura adotada pelo Eberick:

Trecho 1:  $A_s = 2,36cm^2$

Trecho 3:  $A_s = 2,70cm^2$

Armadura desnecessária, pois poderia ter sido detalhada armaduras com bitolas de 6.3 (maior que a bitola do estribo).

#### b) Trecho 2

Seguindo as recomendações da NBR6118:2003 item 14.6.7.1, a figura 33 mostra os momentos considerando engastamento perfeito nos apoios P8 e P9:

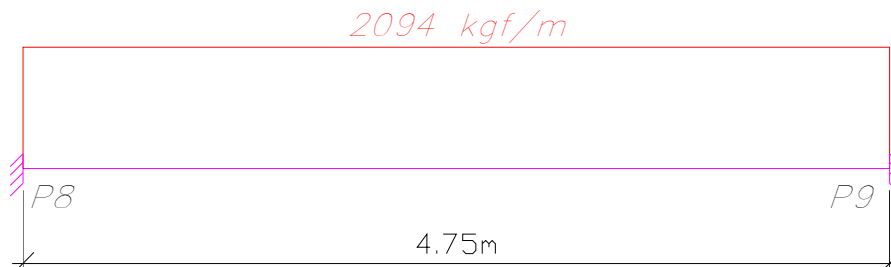
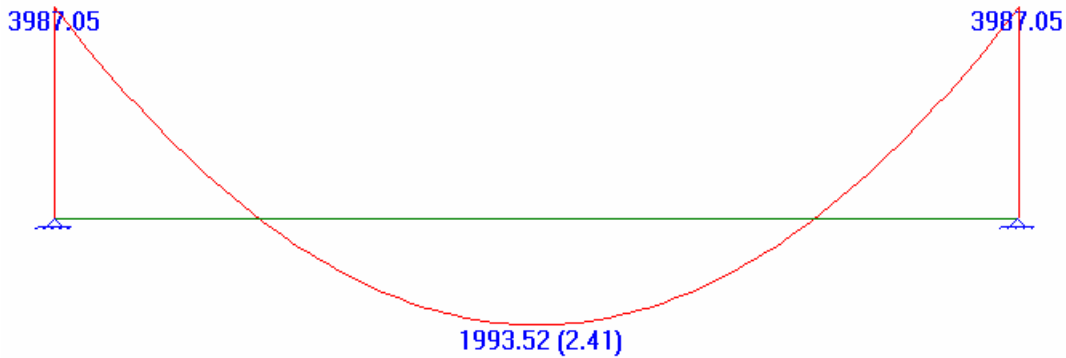


Figura 32 – Carregamento do trecho 2 da viga V110, consideração do engastamento perfeito





| SALT-UFRJ - Arquivo v110-engastamento.slt - (Frente/Momento Fletor z/ Carreg. :1 de 1)

Figura 33 – Diagrama de momento fletor em kgfm (Trecho 2 da viga V110, considerada engastada nos apoios 3 e 4 (pilares P8 e P9 respectivamente)\*)

\*Obs.: Diagrama obtido com o “software” SALT-UFRJ (versão educacional)

Segundo o diagrama acima:

$$M_{\max} = 1.993,52 \text{ kgfm}$$

$$M_d = 1.993,52 \times 1,4 = 2.790,93 \text{ kgfm} \rightarrow M_d = 27,90 \text{ kNm}$$

Momento de cálculo adotado pelo Eberick:  $M_d = 5.422 \text{ kgfm}$ , cerca de 94% maior do que o calculado considerando engastamento perfeito nos apoios deste trecho.

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{27,90}{0,30 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,013$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,013}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,019$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,019 \rightarrow kz = 0,992$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{27,90}{(0,992 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 1,12 \text{ cm}^2$$

Como  $A_s \leq A_{s,\min}$  (calculada em 3.2.3.1.1 deste trabalho) deve-se adotar  $A_s = A_{s,\min}$ .

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 2,22 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 3,14\text{cm}^2$ . Incoerente, pois é menor que a armadura mínima ( $A_{s,\text{min}} = 3,67\text{cm}^2$ ).

### 3.2.3.3.2.2. ARMADURA NEGATIVA

#### a) Nó 1

$$M = 0\text{kgfm}$$

#### b) Nó 2

Devem ser seguidas as recomendações da NBR6118:2003 item 14.6.7.1: “quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio”.

$$\text{Altura do pilar P8: } h_p = 2,96\text{m}$$

$$\text{Comprimento do pilar P8: } l = 1,25\text{m}$$

$$\frac{h_p}{4} = 0,74\text{m} \rightarrow l > \frac{h_p}{4}$$

Conforme mostrado na Figura 33, o momento de engastamento perfeito em P8 é:  $M = 3.987,05\text{kgfm} \leq M = 31.048\text{kgfm}$  (valor do momento fletor obtido no Eberick, Figura 30).

$$M = 31.048\text{kgfm}$$

$$M_d = 31.048 \times 1,4 = 43.467\text{kgfm} \rightarrow M_d = 434.67\text{kNm}$$

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{434.67}{0,30 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,201$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,201}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,343$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,343 \rightarrow kz = 0,863$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{434,67}{(0,863 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 19,96 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 23,97 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 24,54 \text{ cm}^2$

### c) Nó 3

$$M = 8.669 \text{ kgfm}$$

$$M_d = 8.669 \times 1,4 = 12.136 \text{ kgfm} \rightarrow M_d = 121,36 \text{ kNm}$$

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{121,36}{0,30 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,056$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times kmd}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,056}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,085$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,085 \rightarrow kz = 0,966$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{121,36}{(0,966 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 4,98 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 5,09 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 4,91 \text{ cm}^2$ . Observar que é incoerente a adoção de área de armadura menor que a calculada.

### d) Nó 4

$$M = 0 \text{ kgfm}$$

## 3.2.3.3.2.3. ARMADURA TRANSVERSAL

Seguindo o Modelo de cálculo 1, item 17.4.2.2 da NBR6118:2003, torção do item 17.5.1.5 (inclinação da biela de  $45^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ).

VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO:

**a) Trecho 1**

$$d_{\text{recalculado}} = 52,00\text{cm}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{fck}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \rightarrow V_{rd2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,40} \times 0,30 \times 0,52 = 794,26\text{kN} = 79,43\text{tf}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_{rd2} = 79,43\text{tf}$

$$V_{sd} = 10,99\text{tf} \times 1,40 = 153,90\text{kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 2\text{kgfm} = 0,02\text{kN}$$

$$T_{rd2} = 0,50 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times A_e \times h_e \times \text{sen}(2\theta)$$

Segundo o item 17.5.1.5 NBR6118:2003:

$$2c_1 \leq h_e \leq \frac{A}{u}$$

onde:

$$A = 0,30 \times 0,55 = 0,165\text{m}^2$$

$$u = 2 \times (0,30 + 0,55) = 1,70\text{m}$$

$$c_1 = 0,02_{(\text{cobrimento})} + 0,01_{(\text{armadura-longitudinal})} + 0,005_{(\text{bitola-estribo})} = 0,035\text{m}$$

$$0,16\text{m} \leq h_e \leq 0,097\text{m} \rightarrow h_e = 0,097\text{m}$$

$$A_e = 0,092\text{m}^2$$

Assim:

$$T_{rd2} = 0,50 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,092 \times 0,05 \times \text{sen}(2 \times 45)$$

$$T_{rd2} = 84,14 \text{ kNm} = 8414 \text{ kgfm}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $T_{rd2} = 8412 \text{ kgfm}$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{153,9}{794,26} + \frac{0,02}{84,12} = 0,19 \leq 1$$

Valor calculado pelo Eberick: 0,19

### b) Trecho 2

$$d_{recalculado} = 57,00 \text{ cm}$$

$$\alpha_{v,2} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 870,63 \text{ kN} = 87,06 \text{ tf}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_{rd2} = 87,06 \text{ tf}$

$$V_{sd} = 9,62 \text{ tf} \times 1,40 = 134,70 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 6 \text{ kgfm} = 0,06 \text{ kN}$$

$$T_{rd2} = 94,29 \text{ kNm} = 9429 \text{ kgfm} \text{ (igual ao trecho 2)}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $T_{rd2} = 9429 \text{ kgfm}$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{134,70}{870,63} + \frac{0,06}{94,29} = 0,16 \leq 1$$

Valor calculado pelo Eberick: 0,16

### c) Trecho 3

$$d_{\text{recalculado}} = 57,00\text{cm}$$

$$\alpha_{v2} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 870,63\text{kN} = 87,06\text{tf}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_{rd2} = 87,06\text{tf}$  (igual ao trecho 2)

$$V_{sd} = 6,20\text{tf} \times 1,40 = 86,80\text{kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 6\text{kgfm} = 0,06\text{kN}$$

$$T_{rd2} = 94,29\text{kNm} = 9429\text{kgfm} \text{ (igual ao trecho 2)}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $T_{rd2} = 9429\text{kgfm}$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{86,80}{870,63} + \frac{0,06}{94,29} = 0,10 \leq 1$$

Valor calculado pelo Eberick: 0,10

## CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

### a) Trecho 1

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times 0,90 \times d \times (\cot \theta + \cot \alpha) \times \sin \alpha$$

$$f_{ctd} = 1,45\text{MPa}$$

$$V_c = V_{c0} = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,60 \times 1.450 \times 0,30 \times 0,52 = 135,72 \text{ kN}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_c = 13,56 \text{ tf} = 135,60 \text{ kN}$

Assim:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,90 \times d \times f_{ywd} \times (\text{sen} \alpha + \text{cos} \alpha) \rightarrow V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,90 \times 0,52 \times 43,5 \times (\text{sen} 90 + \text{cos} 90)$$

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 20,36 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{(V_{sd} - V_{c0})}{20,36} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{(153,90 - 135,72)}{20,36} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq 0,89 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura adotada pelo Eberick:  $\phi 5.0 \text{ c}/10 (3,93 \text{ cm}^2/\text{m})$ .

Poderia ter sido adotada armadura mínima ( $3,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) para este trecho.

### **b) Trecho 2 e 3**

$$V_c = V_{c0} = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,60 \times 1.450 \times 0,30 \times 0,57 = 148,77 \text{ kN}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_c = 14,86 \text{ tf} = 148,60 \text{ kN}$

$$\text{Trecho 2: } V_{sd} = 134,70 \text{ kN} \leq V_{c0}$$

$$\text{Trecho 3: } V_{sd} = 86,80 \text{ kN} \leq V_{c0}$$

Deve ser adotada a armadura mínima de cisalhamento ( $3,48 \text{ cm}^2/\text{m}$ ) calculada em 3.2.3.1.2 deste trabalho.

Armadura adotada pelo Eberick:  $\phi 5.0 \text{ c}/10 (3,48 \text{ cm}^2/\text{m})$ .

Ver no Anexo 15, o detalhamento da armadura da viga V110.

### 3.2.3.3.3.V124

$$b_w = 35\text{cm}$$

$$h = 60\text{cm}$$

Diagramas:

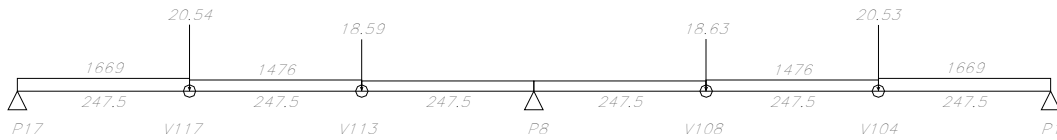


Figura 34 – Diagrama de carregamentos da viga V124 (carregamento em kgf/m)

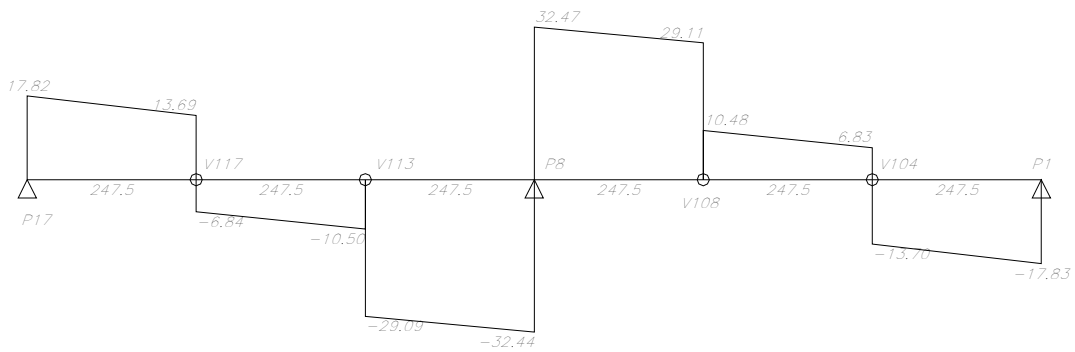


Figura 35 - Diagrama de esforço cortante (tf) da viga V124

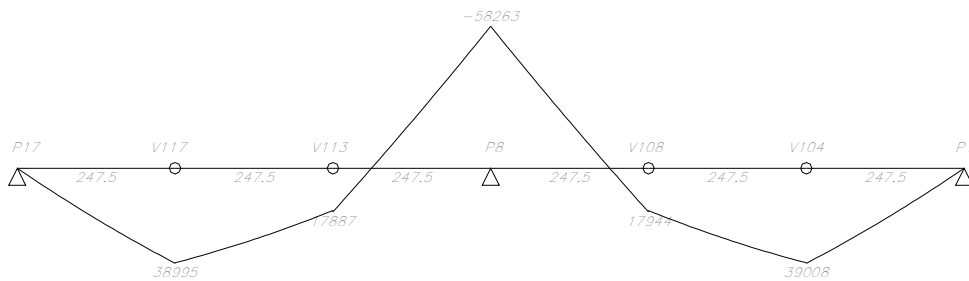


Figura 36 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V124



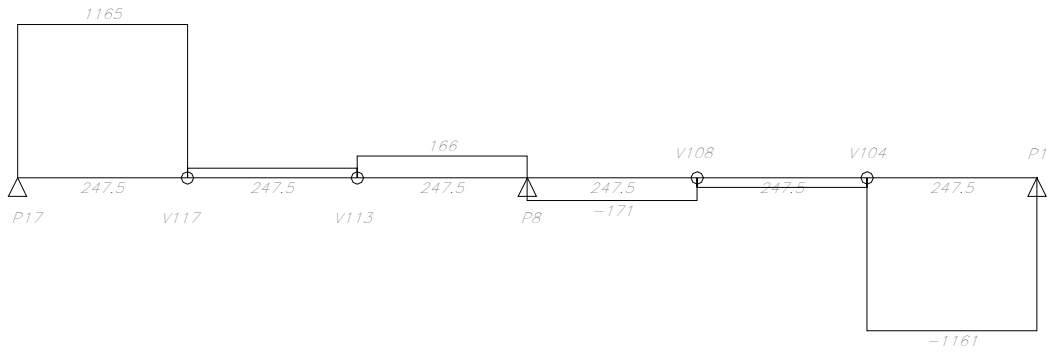


Figura 37 – Diagrama de momento torsor (kgfm) da viga V124

Ver Anexo 16 – Relatório de cálculo da viga V124.

### 3.2.3.3.1. ARMADURA POSITIVA

#### a) Trecho 1 (P17 ao P8)

#### TORÇÃO

$$T = 1.165 \text{ kgfm}$$

$$T_{sd} = 1.165 \times 1.4 = 1.631 \text{ kgfm} = 16,31 \text{ kNm}$$

Segundo 17.5.1.3 da NBR6118:2003:

$$T_{sd} \leq T_{rd2}$$

$$T_{sd} \leq T_{rd3}$$

$$T_{sd} \leq T_{rd4}$$

Segundo item 17.5.1.5 NBR6118:2003:

$$2c_1 \leq h_e \leq \frac{A}{u}$$

onde:

$$A = 0,35 \times 0,60 = 0,21 \text{ m}^2$$

$$u = 2 \times (0,35 + 0,60) = 1,90 \text{ m}$$

$$c_1 = 0,02_{(\text{cobrimento})} + 0,008_{(\text{armadura-longitudinal})} + 0,0063_{(\text{bitola-estribo})} = 0,0343 \text{ m}$$

$$0,0686 \text{ m} \leq h_e \leq 0,1105 \text{ m} \rightarrow h_e = 0,1105 \text{ m}$$

Calculado pelo Eberick:  $h_e = 0,1105m$

$$A_e = 0,114m^2$$

Calculado pelo Eberick:  $A_e = 0,1172m$

$$u_e = 2 \times (0,35 - 0,1105 + 0,60 - 0,1105) = 1,458m$$

Segundo o item 17.5.1.6 NBR6118:2003:

$$T_{rd4} = \left( \frac{A_{sl}}{u_e} \right) \times 2 \times A_e \times f_{ywd} \times tg \theta \rightarrow T_{rd4} = \left( \frac{A_{sl}}{u_e} \right) \times 2 \times 0,114 \times 43,5 \times tg 45$$

$$T_{rd4} = \left( \frac{A_{sl}}{u_e} \right) \times 9,92$$

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd} \times u_e}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq \frac{16,31 \times 1,458}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq 2,40cm^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_{sl} = 2,77cm^2$

O Eberick adotou para cobrir os esforços de torção:

$$A_{sl} = 1,17cm^2 \text{ (adicionada à armadura de flexão)}$$

$$A'_{sl} = 2,01cm^2 \text{ (armadura de compressão)}$$

$$A_{sl, total} = 3,18cm^2$$

## FLEXÃO

$$M_{max} = 38.995kgfm$$

$$M_d = 38.995 \times 1,4 = 54.593kgfm \rightarrow M_d = 545,93kNm$$

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{543,93}{0,35 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,216$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times kmd}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left( \frac{2 \times 0,216}{0,85} \right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,373$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,373 \rightarrow kz = 0,851$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{543,93}{(0,851 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 25,33 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 28,29 \text{ cm}^2$

### b) Trecho 2 (P8 ao P1)

#### TORÇÃO

$$T = 1.161 \text{ kgfm}$$

$$T_{sd} = 1.161 \times 1,4 = 1.625,4 \text{ kgfm} = 16,25 \text{ kNm}$$

$$A_e = 0,114 \text{ m}^2$$

$$u_e = 2 \times (0,35 - 0,1105 + 0,60 - 0,1105) = 1,458 \text{ m}$$

$$T_{rd4} = \left( \frac{A_{sl}}{u_e} \right) \times 9,92$$

$$A_{sl} \geq \frac{T_{sd} \times u_e}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq \frac{16,25 \times 1,458}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq 2,39 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 2,77 \text{ cm}^2$

O Eberick adotou para cobrir os esforços de torção:

$$A_{sl} = 1,16 \text{ cm}^2 \text{ (adicionada à armadura de flexão)}$$

$$A'_{sl} = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ (armadura de compressão)}$$

$$A_{sl, total} = 3,17 \text{ cm}^2$$

#### FLEXÃO

$$M_{\max} = 39.008 \text{ kgfm}$$

$$M_d = 39.008 \times 1,4 = 54.611,20 \text{ kgfm} \rightarrow M_d = 546,1 \text{ kNm}$$

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{546,11}{0,35 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,216$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,216}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,373$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,373 \rightarrow kz = 0,851$$

$$A_s = \frac{M_d}{(kz \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{546,11}{(0,851 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 25,44 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 28,30 \text{ cm}^2$

### 3.2.3.3.2. ARMADURA NEGATIVA

#### a) Nó 1 e 7

Considerando a viga V124 engastada no nó 1 e nó 7 (pilares P17 e P1 respectivamente), temos como momento de engastamento perfeito:

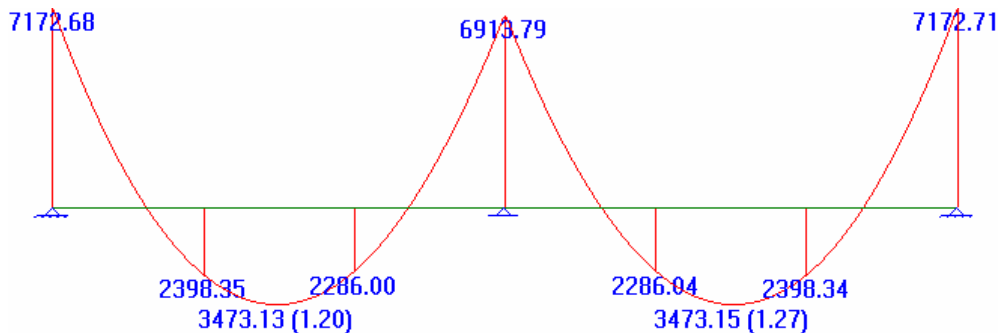


Figura 38 – Diagrama de momento fletor (kgfm) da viga V124 considerando engastamento perfeito nos pilares P17 e P1

$$M = 7.172,68 \text{ kgfm} \rightarrow M = 71,73 \text{ kNm}$$

Pilar P17:

Térreo ao 1º pavimento: seção transversal: 20x60cm, comprimento de 2,96m;

1º pavimento ao piso da cobertura: seção transversal: 14x60cm, comprimento de 2,96m.

$$I_{\text{inf}} = \frac{0,2 \times 0,60^3}{12} = 0,0036m^4$$

$$r_{\text{inf}} = \frac{I_{\text{inf}}}{l_{\text{inf}}} \rightarrow r_{\text{inf}} = \frac{0,0036}{\frac{2,96}{2}} = 2,43 \times 10^{-3} m^3$$

$$I_{\text{sup}} = \frac{0,14 \times 0,60^3}{12} = 0,0025m^4$$

$$r_{\text{sup}} = \frac{I_{\text{sup}}}{l_{\text{sup}}} \rightarrow r_{\text{sup}} = \frac{0,0025}{\frac{2,96}{2}} = 1,69 \times 10^{-3} m^3$$

Viga V124:

$$I_v = \frac{0,35 \times 0,60^3}{12} = 0,0063m^4$$

$$r_{\text{vig}} = \frac{I_v}{l_v} \rightarrow r_{\text{vig}} = \frac{0,0063}{7,425} = 8,48 \times 10^{-4} m^3$$

$$M_{\text{engaste}} = M \times \frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}} \rightarrow M_{\text{engaste}} = 71,73 \times \frac{2,43 \times 10^{-3} + 1,69 \times 10^{-3}}{8,48 \times 10^{-4} + 2,43 \times 10^{-3} + 1,69 \times 10^{-3}}$$

$$M_{\text{engaste}} = 59,49kNm \rightarrow M_{\text{engaste}} = 5.949kgfm$$

Momento de cálculo calculado pelo Eberick de 6.326kgfm adotando armadura de 2.59cm<sup>2</sup>.

Verificação da armadura:

$$kmd = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{59,49}{0,12 \times 0,58^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,069$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,065}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,106$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,100 \rightarrow kz = 0,958$$

$$A_s = \frac{M_d}{(k_z \times d) \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{59,49}{(0,960 \times 0,58) \times 43,5} \rightarrow A_s = 2,46 \text{ cm}^2$$

**b) Nó 2, 3, 5 e 6:**

$$M = 0 \text{ kgfm}$$

**c) Nó 4:**

$$d_{\text{recalculado}} = 54,13 \text{ cm}$$

$$M = 58.263 \text{ kgfm}$$

$$M_d = 58.263 \times 1,4 = 81.568 \text{ kgfm} \rightarrow M_d = 815,68 \text{ kNm}$$

$$k_{md} = \frac{M_d}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow k_{md} = \frac{815,68}{0,35 \times 0,5413^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow k_{md} = 0,371 \geq 0,272$$

Então:  $A_s' \neq 0$

Considerando:

$$k_{md} = k_{md, \text{lim}} = 0,272; K_x = k_{x, \text{lim}} = 0,50; K_z = k_{z, \text{lim}} = 0,80$$

$$d' = 0,02_{(\text{cobrimento})} + 0,0063_{(\text{estribo})} + 0,008_{(1/2 \text{ bitola} - \text{longitudinal})} = 0,0343 \text{ m}$$

$$M_{dc} = 0,85 \times 0,80 \times b_w \times d^2 \times f_{cd} \times k_{x, \text{lim}} \times (1 - 0,4 k_{x, \text{lim}})$$

$$M_{dc} = 0,68 \times 0,35 \times 0,5413^2 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,50 \times (1 - 0,4 \times 0,50) \rightarrow M_{dc} = 597,73 \text{ kNm}$$

\*  $M_{dc}$  é o momento que esgota capacidade da seção transversal com armadura simples.

- Armadura de tração:

$$A_s = \frac{M_{dc}}{(k_z \times d) \times f_{yd}} + \frac{M_d - M_{dc}}{(d - d') \times f_{yd}} \rightarrow A_s = \frac{597,73}{(0,8 \times 0,5413) \times 43,5} + \frac{815,68 - 597,73}{(0,5413 - 0,0343) \times 43,5}$$

$$A_s = 41,61 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 42,01 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 44,18 \text{ cm}^2$

- Armadura de compressão:

$$A_s = \frac{M_d - M_{dc}}{(d - d') \times f_{yd}} \rightarrow A_s = 9,88 \text{ cm}^2$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_s = 10,33 \text{ cm}^2$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_s = 10,05 \text{ cm}^2$ . Incoerente a adoção de área de armadura menor que a calculada.

### 3.2.3.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL

Considera-se o modelo de cálculo 1, seguindo o item 17.4.2.2 da NBR6118:2003, e torção segundo o item 17.5.1.5. (inclinação da biela de  $45^\circ$ ,  $\alpha = 90^\circ$ ).

O Eberick calculou a armadura transversal da viga V124 considerando dois trechos. O 1º trecho indo do P17 ao P8 e o 2º trecho indo do P8 ao P1, utilizando para os cálculos os máximos valores dos esforços cortantes e torsões. Porém, como pode ser observado nas Figuras 35 e 37 (diagramas de esforços cortantes e torsões, respectivamente), há uma grande variação dentro destes trechos entre valores máximos e mínimos.

Um dimensionamento mais econômico para esta viga seria a divisão da viga em 5 trechos que apresentam valores próximos para os esforços. Esta divisão será adotada no cálculo abaixo.

#### VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DIAGONAL DO CONCRETO:

a) Trecho 1 (entre o pilar P17 e viga V117) e trecho 5 (entre a viga V104 e o pilar P1)

$$d_{\text{recalculado}} = 54,13 \text{ cm}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} \rightarrow \alpha_{v2} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$V_{rd2} = 0,27 \times \alpha_{v2} \times f_{cd} \times b_w \times d \rightarrow V_{rd2} = 0,27 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,40} \times 0,35 \times 0,5413 = 964,60 \text{ kN}$$

$$\text{Calculado pelo Eberick: } V_{rd2} = 96,46 \text{ kgf} = 964,60 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 17,82tf \times 1,40 = 24,95tf = 249,50kN$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 11,65 \times 1,40 = 16,31kNm$$

$$T_{rd2} = 0,50 \times \alpha_{v2} \times fcd \times A_e \times h_e \times \text{sen}(2\theta)$$

Como já calculado em 3.2.3.3.3.1 deste trabalho:

$$h_e = 0,1105m$$

$$A_e = 0,114m^2$$

$$u_e = 1,458m$$

Assim:

$$T_{rd2} = 0,50 \times 0,88 \times \frac{30.000}{1,4} \times 0,114 \times 0,1105 \times \text{sen}(2 \times 45)$$

$$T_{rd2} = 118,77kNm = 11.877kgfm$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{249,50}{964,60} + \frac{16,31}{118,77} = 0,40 \leq 1$$

b) Trecho 2 (entre a viga V117 e V113) e trecho 4 (entre a viga V108 e V104)

$$d_{recalculado} = 54,13cm$$

$$V_{rd2} = 964,60kN \text{ (igual ao calculado para o trecho 1)}$$

$$V_{sd} = 10,50 \times 1,40 = 14,70tf = 147,0kN$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$



Torção:

$$T_{sd} = 0,73 \times 1,40 = 1,02 \text{ kNm}$$

$$T_{rd2} = 118,77 \text{ kNm} = 11.877 \text{ kgfm} \text{ (igual ao calculado para o trecho 1)}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{147,00}{964,60} + \frac{1,02}{118,77} = 0,16 \leq 1$$

c) Trecho 3 (entre a viga V113 e V108)

$$d_{recalculado} = 54,13 \text{ cm}$$

$$V_{rd2} = 964,60 \text{ kN} \text{ (igual ao calculado para o trecho 1)}$$

$$V_{sd} = 32,47 \times 1,40 = 45,46 \text{ tf} = 454,60 \text{ kN}$$

$$V_{sd} \leq V_{rd2}$$

Torção:

$$T_{sd} = 1,66 \times 1,40 = 2,32 \text{ kNm}$$

$$T_{rd2} = 118,77 \text{ kNm} = 11.877 \text{ kgfm} \text{ (igual ao calculado para o trecho 1)}$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} \leq 1$$

$$\frac{V_{sd}}{V_{rd2}} + \frac{T_{sd}}{T_{rd2}} = \frac{454,60}{964,60} + \frac{2,32}{118,77} = 0,49 \leq 1$$

### CÁLCULO DA ARMADURA TRANSVERSAL

a) Trecho 1 (entre o pilar P17 e viga V117) e trecho 5 (entre a viga V104 e o pilar P1)

### TORÇÃO

$$T_{sd} = 16,31 \text{ kNm}$$

$$T_{sd} \leq T_{rd3}$$

Segundo item 17.5.1.6 NBR6118:2003:

$$T_{rd3} = \left( \frac{A_{90}}{s} \right) \times 2 \times A_e \times f_{ywd} \times \cot g \theta \rightarrow T_{rd4} = \left( \frac{A_{90}}{s} \right) \times 2 \times 0,114 \times 43,5 \times \cot g 45$$

$$T_{rd3} = \left( \frac{A_{90}}{s} \right) \times 9,92$$

$$\left( \frac{A_{90}}{s} \right) \geq \frac{T_{sd}}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq \frac{16,31}{9,92} \rightarrow A_{90} \geq 1,65 \text{ cm}^2 / m$$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_{90} = 1,60 \text{ cm}^2 / m$

### CISALHAMENTO

$$V_{rd3} = V_c + V_{sw}$$

Onde:

$$V_{sw} = \frac{A_{sw}}{s} \times f_{ywd} \times 0,90 \times d \times (\cot g \theta + \cot g \alpha) \times \text{sen} \alpha$$

$$f_{ctm} = 2,90 \text{ MPa}$$

$$f_{ctd} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$V_c = V_{c0} = 0,60 \times f_{ctd} \times b_w \times d \rightarrow V_c = 0,60 \times 1,450 \times 0,35 \times 0,5413 = 164,83 \text{ kN}$$

Valor calculado pelo Eberick:  $V_c = 16,87 \text{ tf} = 168,70 \text{ kN}$

Assim:

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 0,90 \times 0,5413 \times 43,5 \times (\text{sen} 90 + \cos 90)$$

$$V_{sw} = \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \times 21,19 \text{ kN}$$

$$\left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{(V_{sd} - V_{c0})}{21,19} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq \frac{(249,50 - 168,70)}{21,19} \rightarrow \left( \frac{A_{sw}}{s} \right) \geq 3,81 \text{ cm}^2 / m$$

Deve ser adotada armadura mínima para este trecho ( $4,06\text{cm}^2/\text{m}$ ), conforme calculado no item 3.2.3.1.2 deste trabalho.

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_{sw} = 4,06\text{cm}^2/\text{m}$

Assim, a armadura transversal para o trecho 1 deve ser:  $A = A_{sw} + A_{90} = 5,66\text{cm}^2/\text{m}$ . O Eberick adotou uma armadura de  $\phi 6.3\text{c}/10$  que corresponde a  $12,50\text{cm}^2/\text{m}$  (estribos de 4 ramos), 120% maior que a necessária.

b) Trecho 2 (entre a viga V117 e V113) e trecho 4 (entre a viga V108 e V104)

Não há necessidade de armadura de torção.

$V_{c0} = 164,83\text{kN}$  (igual ao calculado para o trecho 1)

$V_{sd} = 147,00\text{kN} \leq V_{c0} \rightarrow$  Adotar armadura mínima.

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_{sw} = 4,06\text{cm}^2/\text{m}$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_{sw} = 12,50\text{cm}^2/\text{m}$ ; 207% maior que a necessária.

c) Trecho 3 (entre a viga V113 e V108)

### TORÇÃO

$T_{sd} = 16,25\text{kNm}$

$T_{sd} \leq T_{rd3}$

$T_{rd3} = \left(\frac{A_{90}}{s}\right) \times 9,92$  (calculado para o trecho 1)

$\left(\frac{A_{90}}{s}\right) \geq \frac{T_{sd}}{9,92} \rightarrow A_{sl} \geq \frac{16,25}{9,92} \rightarrow A_{90} \geq 1,64\text{cm}^2/\text{m}$

Armadura dimensionada pelo Eberick:  $A_{90} = 1,59cm^2/m$

### CISALHAMENTO

$V_{c0} = 164,83kN$  (igual ao calculado para o trecho 1)

$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \times 21,19kN$  (igual ao calculado para o trecho 1)

$$\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq \frac{(454,20 - 164,83)}{21,19} \rightarrow \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) \geq 13,66cm^2/m$$

Valor calculado pelo Eberick:  $\left(\frac{A_{sw}}{s}\right) = 16,88cm^2/m$

Assim, a armadura transversal para o trecho 3 deve ser:  $A = A_{sw} + A_{90} = 18,47cm^2/m$ .  
O Eberick adotou uma armadura de  $\phi 6.3c/7.5$  que corresponde a  $17,50cm^2/m$  (estribos de 4 ramos), 94% da armadura necessária.

Considerações do item 18.3.3.2 da NBR6118:2003 (elementos estruturais armados com estribos):

- Diâmetro da barra:

$$5,0mm \leq \phi_t \leq \frac{b_w}{10} \rightarrow 5,0mm \leq \phi_t \leq 35mm$$

Bitola adotada pelo Eberick:  $\phi_t = 6.3mm$

- Espaçamento transversal entre ramos sucessivos:

Trecho 1 e 5:

$$V_d > 0,20V_{rd2} \rightarrow 249,50 > 0,20 \times 964,60 = 192,92$$

$$\text{Então } s_{t,max} = 0,6 \times d \leq 350mm \rightarrow s_{t,max} = 335mm$$

Trecho 2 e 4:

$$V_d \leq 0,20V_{rd2} \rightarrow 147,00 \leq 0,20 \times 964,60 = 192,92$$

$$\text{Então } s_{t,\max} = d \leq 800\text{mm} \rightarrow s_{t,\max} = 541\text{mm}$$

Trecho 3:

$$V_d > 0,20V_{rd2} \rightarrow 454,20 > 0,20 \times 964,60 = 192,92$$

$$\text{Então } s_{t,\max} = 0,6 \times d \leq 350\text{mm} \rightarrow s_{t,\max} = 335\text{mm}$$

O Eberick adotou estribos duplos ( $p=4$ ) para a viga V124 que atende a este critério, pois:

$$s_t = \frac{b_w - 2c - n\phi_t}{3} = \frac{350 - 2 \times 20 - 4 \times 6,3}{3} = 94,93\text{mm} \leq s_{t,\max}$$

#### **3.2.3.3.4. DETALHAMENTO**

Ver Anexo 17, detalhamento da armadura da viga V124.

Avaliação dos requisitos normativos presentes no capítulo 18 (Detalhamento de elementos lineares) da NBR6118:2003.

1) Distribuição transversal (item 18.3.2.2):

1.3) Espaçamento mínimo na direção horizontal:

- 20mm;

- diâmetro da barra, do feixe ou da luva = 25,0mm;

- 1,2 diâmetro característico do agregado graúdo (configurado como 15mm), assim, espaçamento de 18mm.

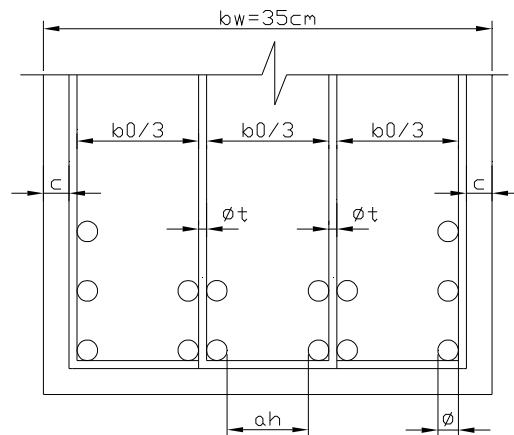


Figura 39 – Espaçamento mínimo livre na direção horizontal

$$a_h = \frac{bw - (2 \times c) - (4 \times \phi_t) - (n \times \phi)}{3} \rightarrow a_h = \frac{35 - (2 \times 2) - (4 \times 0,63) - (6 \times 1,60)}{3}$$

$$a_h = 6,29 \text{ cm} = 62,9 \text{ mm} > 25 \text{ mm}$$

#### 3.2.3.3.4. VIGAS-PAREDE

Segundo o item 18.3.1 da NBR6116:2003, vigas com relações  $l/h < 2,0$  (bi-apoiadas) ou  $3,0$  (contínuas) devem ser tratadas como vigas-parede, de acordo com a sua seção 22.

O Eberick, em seu tutorial, descreve que as hipóteses de dimensionamento e comportamento estrutural da seção 22 da Norma, diferem das utilizadas nas vigas usuais, estas não se aplicando ao dimensionamento efetuado pelo Eberick para vigas-parede e que: “Nestas ocasiões, o programa emite um aviso no detalhamento das vigas, para alertar o usuário acerca destas verificações adicionais”.

No último pavimento do “projeto modelo” foram utilizadas vigas paredes para analisar as paredes da caixa d’água.

No Anexo 18 encontra-se a forma do pavimento teto da caixa d’água.

Curiosamente, para as 6 vigas-parede existentes no “projeto modelo”, a armadura longitudinal foi dimensionada para um mesmo valor de momento fletor, apesar de todas terem apresentado diagramas de momentos com valores máximos diferentes.

Para avaliação do dimensionamento das vigas-parede, as mesmas serão analisadas por modelos biela-tirante, como previsto no item 22.2.3 da NBR6118:2003.

### 3.2.3.3.4.1. V405

$$b_w = 12\text{cm}$$

$$h = 262\text{cm}$$

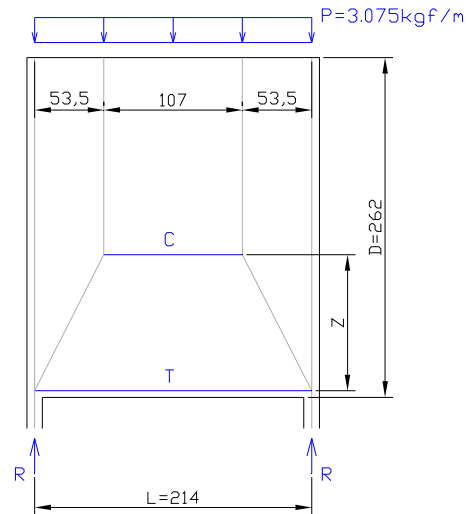


Figura 40 – Modelo de cálculo biela-tirante para a viga V405

- Valores para o braço de alavanca Leonhardt [4] :

Para vigas-parede bi-apoiadas:

$$\frac{L}{D} \leq 1; \frac{L}{D} = \frac{2,14}{2,62} = 0,82 \rightarrow z = 0,60 \times L = 1,28\text{m}$$

$$R = \frac{3.075\text{kgf/m} \times 2,14\text{m}}{2} = 3.290,25\text{kgf} = 32,90\text{kN}$$

#### VERIFICAÇÃO DA COMPRESSÃO DO CONCRETO

$$f_{cd2} = 0,60 \times \left(1 - \frac{f_{ck}}{250\text{MPa}}\right) \times f_{cd} \rightarrow f_{cd2} = 0,60 \times \left(1 - \frac{30\text{MPa}}{250\text{MPa}}\right) \times \frac{30\text{MPa}}{1,40}$$

$$f_{cd2} = 11,32\text{MPa}$$

Tensão de compressão atuante na biela:

Dimensões dos apoios:  $a = 12\text{cm}$  ;  $b = 12\text{cm}$

$$\sigma_c = \frac{1,4 \times R}{a \times b} \rightarrow \sigma_c = \frac{1,4 \times 32,90}{0,12 \times 0,12} = 3.198,61\text{kN}$$

$$\sigma_c \leq f_{cd2}$$

### ARMADURA LONGITUDINAL

#### ARMADURA POSITIVA

$$T = \frac{R \times L}{4 \times Z} = \frac{32,90 \times 2,14}{4 \times 1,28} = 13,54\text{kN}$$

$$A_s = \frac{1,40 \times T}{f_{yd}} = \frac{1,40 \times 13,54}{43,5} \rightarrow A_s = 0,45\text{cm}^2$$

Considerando altura da viga igual a  $z$ , podemos calcular a armadura mínima:

$$M_{d,\min} = 0,80 \times \frac{0,12\text{m} \times 1,28\text{m}^2}{6} \times 3.765 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \rightarrow M_{d,\min} = 77,11\text{kNm}$$

$$kmd = \frac{M_{d,\min}}{b_w \times d^2 \times f_{cd}} \rightarrow kmd = \frac{77,11}{0,12 \times 1,28^2 \times \frac{30.000}{1,4}} \rightarrow kmd = 0,018$$

$$kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times kmd}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = \frac{1 - \sqrt{1 - \left(\frac{2 \times 0,018}{0,85}\right)}}{0,80} \rightarrow kx = 0,027$$

$$kz = 1 - 0,4kx \rightarrow kz = 1 - 0,4 \times 0,027 \rightarrow kz = 0,989$$

$$A_{s,\min} = \frac{M_{d,\min}}{(kz \times d) \times f_{yd}} \geq 0,15\% A_{\text{concreto}}$$

$$A_{s,\min-\text{absoluta}} = \frac{0,15}{100} \times 12\text{cm} \times 128\text{cm} = 2,30\text{cm}^2$$

$$A_{s,\min} = \frac{77,11}{(0,989 \times 1,28) \times 43,5} = 1,40 \rightarrow A_{s,\min} = 2,30\text{cm}^2$$

Armadura adotada pelo Eberick:  $9\phi 8.0 \rightarrow A_s = 4,52\text{cm}^2$



## ARMADURA NEGATIVA

Segundo Leonhardt [4], a armadura negativa pode ser considerada como distribuída e igual a  $2 \times A_s / f$ , sendo  $f$  o menor valor entre L e D.

Assim:

$$f = L = 2,14m$$

$$A_s = \frac{2 \times A_s}{f} = \frac{2 \times 2,30}{2,14} = 2,15cm^2$$

Armadura adotada pelo Eberick:  $4\phi 12.5 \rightarrow A_s = 4,91cm^2$

No Anexo 19 encontra-se a armadura adotada para a viga V405. Como todas as outras vigas-parede existentes no “projeto modelo”, a armadura negativa foi detalhada concentrada na parte superior da viga, o que não é correto. A armadura negativa, segundo Leonhardt [4], deveria estar aplicada desde a base da parede até a altura  $f$ , igual a 2,15m no caso da viga V405.

## ARMADURA TRANSVERSAL

A NBR6118:2003 em seu item 22.2.4.3 determina que a armadura transversal das vigas-parede devem ter um valor mínimo de  $0,075\%bh$ .

Assim:

$$A_{sw,min} = \frac{0,075}{100} \times 12 \times 262 = 2,36cm^2/m$$

Armadura adotada pelo Eberick:  $A_{sw} = 1,39cm^2/m$

## 4. CONCLUSÃO

Como descrito neste trabalho, o Eberick possui uma poderosa entrada gráfica que facilita o lançamento dos elementos estruturais e a compatibilização dos mesmos com a arquitetura da edificação. Porém, conforme avaliação aqui apresentada, o Eberick não segue rigorosamente os critérios normativos.

Comente-se inicialmente que, além do aplicativo não considerar as unidades SI, adota unidades conflitantes entre si, com confusões entre *kgf* e *tf*.

Em relação às configurações iniciais do projeto, como a definição de porcentagens de armadura, cobrimentos, comprimentos de emendas, bitolas, o Eberick se isenta de qualquer incoerência de dados, já que é o usuário do programa quem determina as propriedades de cada projeto e em muitos casos, por exemplo na definição do cobrimento das peças estruturais, o programa simplesmente avisa ao usuário que suas configurações não estão coerentes com a Norma.

Nas armaduras de flexão das lajes são utilizadas simultaneamente, sem aviso de erro para o usuário, armaduras em CA-50 e CA-60. Não é possível utilizar valores de cobrimento diferentes nas faces superior e inferior das lajes, o que é um limitador importante para o usuário.

O conceito de lajes armadas em uma e duas direções é diferente do usualmente considerado na prática, sendo assim definido para se adequar às necessidades de processamento do aplicativo. O processo de análise (basicamente, o Método das Grelhas) é reconhecidamente considerado como superado pelo meio técnico há décadas.

Os momentos calculados para as lajes, quando avaliados utilizando as tabelas de *Czerny*, apresentam valores algumas vezes muito divergentes com os obtidos com as lajes modeladas como grelhas. Assim, decidiu-se fazer uma nova análise dos momentos calculados, através do Método das Carneiras Plásticas. Comprovou-se que os momentos apresentam valores conservadores, porém, não econômicos, conforme a avaliação feita no Anexo 8 para os momentos apresentados no diagramas do Eberick (Anexo 7).

Os valores obtidos pelo Eberick para as reações das lajes nas vigas são próximos aos valores calculados seguindo as prescrições normativas.

A armadura calculada das lajes é, em ordem de grandeza, coerente com os momentos avaliados; porém em alguns casos existem diferenças de resultados que não têm justificativa. Ressalte-se também que a afirmação do tutorial do programa de que nos relatórios de saída se

apresentam os valores de cálculo dos momentos é incorreta, o que pode levar o usuário a erros.

Quanto à avaliação das flechas nas lajes, o aplicativo considera diversas combinações de cargas, sem indicar qual é a efetivamente exigida pela Norma, o que também pode confundir o usuário.

Quanto à análise das vigas, foram encontradas diferenças nos esforços solicitantes injustificáveis. As armaduras de flexão são normalmente dimensionadas corretamente pelo Eberick. Porém, foram encontradas erros em algumas vigas, onde as armaduras adotadas para o detalhamento foram inferiores às armaduras calculadas. Alguns pontos carecem de justificativa, como o cálculo de armaduras negativas nos balanços.

Quanto à consideração dos engastes das vigas nos pilares extremos, Eberick não segue o recomendado pela NBR6118:2003, pois nos exemplos avaliados neste trabalho, não foi encontrado nenhuma coerência em seus valores.

A armadura de suspensão, item obrigatório por Norma, não é levada em conta no dimensionamento feito pelo programa.

O detalhamento das armaduras transversais das vigas feito pelo Eberick é, na maioria dos casos analisados, antieconômico, uma vez que o programa não diversifica os espaçamentos adotados dos estribos nos vãos a fim de cobrir o diagrama de cortantes com apenas a armadura necessária em cada trecho.

O dimensionamento das vigas-parede não segue as recomendações normativas. Foram identificados erros que podem ser atribuídos a falhas do aplicativo, sendo as armaduras longitudinais superdimensionadas, pois para o cálculo das mesmas foram considerados momentos superiores aos representados nos diagramas de momento fletores; a armadura transversal adotada é 70% inferior à mínima definida no item 22.2.4.3 da Norma. Aponte-se também a falha no detalhamento nas armaduras negativas, consideradas como concentradas pelo aplicativo.

Como conclusão final deste trabalho, deve-se ressaltar que o objetivo não foi absolutamente o de criticar o aplicativo analisado, muito menos comparativamente com outros programas disponíveis no mercado. Objetivou-se mostrar que os programas computacionais são ferramentas importantes e mesmo imprescindíveis atualmente no cálculo estrutural, porém nunca irão substituir as mentes pensantes dos engenheiros. A utilização de um aplicativo automatizado, seja ele qual for, exige grande conhecimento de projeto estrutural, das normas de projeto, das hipóteses consideradas pelo aplicativo e um grande espírito crítico do engenheiro quanto aos resultados obtidos.

## 5. BIBLIOGRAFIA

- [1] ALTOQI - Em: <http://www.altoqi.com.br>
- [2] ALTOQI EBERICK V5. Sistema Para Projeto de Edificações em Concreto Armado - *Tutorial Básico do AltoQI Eberick* – Revisão 4. Rio de Janeiro, 2007.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6118 - *Projeto de Estruturas de Concreto Armado – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004.
- [4] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). NBR 6120 - *Cargas Para o Cálculo de Estruturas de Edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, 1980.
- [5] BOTELHO, Manuel Henrique Campos & MARCHETTI, Osvaldemar. *Concreto armado, eu te amo, volume 1*. 4. ed. São Paulo. Edgard Blücher, 2006
- [6] EBOLI, Cláudia Ribeiro. *Apostila de concreto armado II – Vigas em concreto armado*. Rio de Janeiro. UFRJ, 2004
- [7] Leonhardt, F. & Mönig, E. *Construções de Concreto, volume 2*. Tradução de Fridman, David. Rio de Janeiro. Interciência, 1979
- [8] SANTOS, Sérgio Hampshire de Carvalho. *Apostila de concreto armado I*. Rio de Janeiro. UFRJ, 2005
- [9] SANTOS, Sérgio Hampshire de Carvalho. *Apostila detalhamento de estruturas de concreto armado*. Rio de Janeiro. UFRJ, 2007
- [10] SALT-UFRJ. *Sistema de Análise de Estruturas - Manual do Usuário*. Serviço de Publicação da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, 2007.

<b>1. INTRODUÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>1.1. PROJETO FINAL DE GRADUAÇÃO</b>	<b>1</b>
<b>1.2. OBJETIVO</b>	<b>1</b>
<b>1.3. O EBERICK</b>	<b>1</b>
<b>2. “PROJETO MODELO” PARA ANÁLISE</b>	<b>2</b>
<b>2.1. CONFIGURAÇÕES DO ‘PROJETO MODELO’</b>	<b>3</b>
<b>2.2. ANÁLISE ATRAVÉS DE PAVIMENTOS ISOLADOS</b>	<b>3</b>
<b>2.3. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO</b>	<b>3</b>
<b>2.4. CARREGAMENTOS</b>	<b>4</b>
<b>3. ANÁLISE DO “PROJETO MODELO”</b>	<b>4</b>
<b>3.1. LAJES</b>	<b>4</b>
<b>3.1.1. MÉTODO DE CÁLCULO DAS LAJES</b>	<b>4</b>
<b>3.1.2. GEOMETRIA DA ESTRUTURA</b>	<b>5</b>
<b>3.1.2.1. ESPESSURA DAS LAJES</b>	<b>5</b>
<b>3.1.2.2. RELAÇÃO ENTRE ALTURA E CG DA ARMADURA</b>	<b>5</b>
<b>3.1.2.3. ALTURA DA LINHA NEUTRA</b>	<b>6</b>
<b>3.1.3. CARACTERÍSTICAS DO DIMENSIONAMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3.1.3.1. BITOLA DAS ARMADURAS</b>	<b>6</b>
<b>3.1.3.2. COBRIMENTO</b>	<b>6</b>
<b>3.1.3.3. TAXA DE ARMADURAS</b>	<b>7</b>
<b>3.1.3.3.1. MÁXIMAS</b>	<b>7</b>
<b>3.1.3.3.2. MÍNIMAS</b>	<b>8</b>
<b>3.1.3.4. ESPAÇAMENTO DAS ARMADURAS</b>	<b>8</b>
<b>3.1.4. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS</b>	<b>9</b>
<b>3.1.4.1. ARMADURA MÍNIMA</b>	<b>9</b>
<b>3.1.4.2. MOMENTOS FLETORES</b>	<b>9</b>
<b>3.1.4.2.1. L113</b>	<b>10</b>
<b>3.1.4.2.2. L121</b>	<b>11</b>
<b>3.1.4.2.3. L130</b>	<b>14</b>
<b>3.1.4.2.3. AVALIAÇÃO PELO MÉTODO DAS LINHAS DE RUPTURA</b>	<b>15</b>
<b>3.1.4.3. AVALIAÇÃO DAS REAÇÕES DE APOIO</b>	<b>17</b>
<b>3.1.4.3.1. L118</b>	<b>18</b>
<b>3.1.4.3.2. L120</b>	<b>18</b>
<b>3.1.4.3.3. L121</b>	<b>19</b>
<b>3.1.4.4. DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA</b>	<b>20</b>
<b>3.1.4.4.1. L104</b>	<b>20</b>
<b>3.1.4.4.2. L114</b>	<b>22</b>
<b>3.1.4.5. AVALIAÇÃO DA FLECHA NAS LAJES</b>	<b>24</b>
<b>3.1.4.6. DETALHAMENTO</b>	<b>27</b>
<b>3.1.4.6.1. COMPRIMENTO DOS FERROS NEGATIVOS</b>	<b>27</b>
<b>3.2. VIGAS</b>	<b>27</b>
<b>3.2.1. GEOMETRIA DA ESTRUTURA</b>	<b>27</b>
<b>3.2.1.1. SEÇÃO TRANSVERSAL</b>	<b>27</b>
<b>3.2.1.2. RELAÇÃO MÁXIMA ENTRE ALTURA E CG DA ARMADURA</b>	<b>28</b>
<b>3.2.1.3. ALTURA DA LINHA NEUTRA</b>	<b>28</b>
<b>3.2.2. CARACTERÍSTICAS DO DIMENSIONAMENTO</b>	<b>28</b>
<b>3.2.2.1. BITOLA DAS ARMADURAS</b>	<b>28</b>
<b>3.2.2.2. COBRIMENTO</b>	<b>29</b>

3.2.2.3. TAXA DE ARMADURAS	29
3.2.2.3.1. MÁXIMAS	29
3.2.2.3.2. MÍNIMAS	29
3.2.2.4. ANCORAGEM	30
3.2.2.5. BARRAS CONSTRUTIVAS	30
3.2.2.6. ABERTURA DE FISSURAS	30
3.2.3. AVALIAÇÃO DOS RESULTADOS OBTIDOS	31
3.2.3.1. ARMADURA MÍNIMA	31
3.2.3.1.1. ARMADURA LONGITUDINAL	31
3.2.3.1.2. ARMADURA TRANSVERSAL	33
3.2.3.2. AVALIAÇÃO DOS CARREGAMENTOS E DIAGRAMAS	34
3.2.3.2.1. V101	34
3.2.3.3. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA ARMADURA	37
3.2.3.3.1.V101	37
3.2.3.3.1.1. ARMADURA POSITIVA	38
3.2.3.3.1.2. ARMADURA NEGATIVA	39
3.2.3.3.1.3. ARMADURA TRANSVERSAL	42
3.2.3.3.1.4. DETALHAMENTO	47
3.2.3.3.2.V110	54
3.2.3.3.2.1. ARMADURA POSITIVA	56
3.2.3.3.2.2. ARMADURA NEGATIVA	58
3.2.3.3.2.3. ARMADURA TRANSVERSAL	59
3.2.3.3.3.V124	64
3.2.3.3.3.1. ARMADURA POSITIVA	65
3.2.3.3.3.2. ARMADURA NEGATIVA	68
3.2.3.3.3.3. ARMADURA TRANSVERSAL	71
3.2.3.3.3.4. DETALHAMENTO	77
3.2.3.3.4. VIGAS-PAREDE	78
3.2.3.3.4.1. V405	79
<b>4. CONCLUSÃO</b>	<b>82</b>
<hr/>	
<b>5. BIBLIOGRAFIA</b>	<b>84</b>