



**CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE – CCTS  
CAMPUS VIII  
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

**JOALDO BATISTA DA SILVA**

**COMPARATIVO DO PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO  
RESIDENCIAL DIMENSIONADO UTILIZANDO O MODELO DE  
CÁLCULO CONVENCIONAL E SOFTWARE**

**ARARUNA – PB  
JUNHO – 2015**

**JOALDO BATISTA DA SILVA**

**COMPARATIVO DO PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO  
RESIDENCIAL DIMENSIONADO UTILIZANDO O MODELO DE  
CÁLCULO CONVENCIONAL E SOFTWARE**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado à Universidade Estadual da  
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Me. Maria das Vitórias do  
Nascimento

**ARARUNA – PB  
JUNHO – 2015**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

S586c Silva, Joaldo Batista da  
Comparativo do projeto estrutural de um edifício residencial dimensionado utilizando o modelo de cálculo convencional e software [manuscrito] / Joaldo Batista da Silva. - 2015.  
119 p.

Digitado.  
Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2015.  
"Orientação: Ma.Maria das Vitórias do Nascimento, Departamento de Engenharia Civil".

1.Análise de estrutura. 2.Vigas. 3.Concreto. I. Título.  
21. ed. CDD 624.17

JOALDO BATISTA DA SILVA

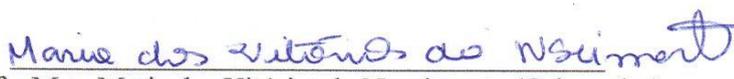
COMPARATIVO DO PROJETO ESTRUTURAL DE UM EDIFÍCIO  
RESIDENCIAL DIMENSIONADO UTILIZANDO O MODELO DE  
CÁLCULO CONVENCIONAL E SOFTWARE

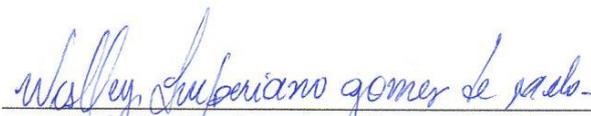
Trabalho de Conclusão de Curso (TCC)  
apresentado à Universidade Estadual da  
Paraíba, como requisito parcial à obtenção do  
título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Profa. Me. Maria das Vitórias do  
Nascimento

Defendida em: 30/06/2015

BANCA EXAMINADORA

  
Profa. Msc. Maria das Vitórias do Nascimento (Orientadora)  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

  
Prof. Wesley Imperiano Gomes de Melo  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

  
Prof. Tércio Pereira Jovem  
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

## **AGRADECIMENTOS**

Aos meus pais José Batista e Maria das Dores, em especial minha mãe a qual não está mais entre nós, mas foi minha maior fonte de inspiração, um exemplo de perseverança que mim ensinou a lutar sempre pelos meus objetivos.

À professora Maria das Vitórias do Nascimento pelas leituras sugeridas ao longo dessa orientação e pela dedicação.

Aos professores do Curso de Engenharia Civil da UEPB, em especial, Raimundo Ledimar, um exemplo de vida e de profissional, aos amigos professores, João Hugo, Daniel, Valdecir, Laércio, Tércio e Israel, que contribuíram ao longo desses anos, por meio das disciplinas e debates para o desenvolvimento da vida profissional.

Aos funcionários da UEPB, em especial, a Joaline, pela presteza e atendimento quando nos foi necessário.

Aos colegas de classe em especial aos meus grandes amigos José Valter, Túlio Raunyr, Advalnaldo. Quero mesmo agradecer esses caras que fizeram e fazem parte de minha vida no verdadeiro ciclo de amizade e apoio.

“O homem fraco espera pela oportunidade; o homem comum agarra-a quando ela vem; o grande cria-a como ele a quer.”

**Adolf Tàrneros**

## RESUMO

Esta parte do trabalho iniciou-se com o pré-dimensionamento das lajes e lançamento das cargas nas vigas e depois nos pilares. Após esses dados, calculou-se a estrutura de concreto. Em seguida, fez-se o levantamento das ações externas a que a estrutura estará sujeita como cargas permanentes (peso próprio, pisos, paredes, etc), cargas acidentais (ação do vento, cargas móveis, etc), variação de temperatura, previsão de recalques, etc. Tendo-se a estrutura e as ações externas que atuarão sobre ela, calculou-se as reações de apoio e os esforços (normal, cortante, momento fletor, momento torçor) que vão surgir em seções ao longo das partes da estrutura. Traçaram-se os diagramas de esforços (linhas de estado, linhas de influência para cargas móveis, envoltórias), determinando-se os esforços máximos e onde eles ocorrem. Com todos os esforços calculados, parte-se para o dimensionamento das peças, no caso de concreto armado, das vigas, lajes, pilares, ou seja, a determinação da resistência e das dimensões das seções transversais de concreto e da quantidade de armadura (seção de aço), necessárias para resistir aos esforços calculados. Normalmente o concreto vai resistir aos efeitos de compressão e a armação aos de tração, devido ao esforço normal e ao momento fletor, mas também podem resistir a todos os outros esforços (cortante ou cisalhante, torçor). Finalmente, calculada a quantidade e a distribuição de concreto e armação, as dimensões das seções transversais e a posição dos ferros dentro das peças de concreto armado, fez-se o desenho de detalhamento para que a estrutura seja executada. No software buscou-se o arquivo a ser calculado, lançaram-se os pilares, vigas e lajes, e verificou-se se não existem erros na concepção estrutural, e depois solicitou-se o cálculo estrutural, que por sua vez, gera todo detalhamento e resumo do aço a ser utilizado na construção do edifício.

**Palavras-Chave:** Software, Detalhamento de Ferragem, Estrutura, Resistência.

## ABSTRACT

This work began with the preliminary design of the slabs and launching the loads in the rafters and then in the pillars. After this data, we calculate the concrete structure, so we first need to of the characteristics loads, reactions and to solicitant strains. They fall into permanent and variable loads (or accidental) (NBR 6120). Then, it is the lifting of external actions to which the structure will be subject as permanent loads (own weight, floors, walls, etc), accidental loads (the action of wind, mobile charges, etc), temperature variation, prevision settlements, etc. Having the structure and external actions who will act on it, it is estimated the reactions of support and the efforts (normal, biting, bending moment, torçor moment) will emerge in sections along the parts of the structure. They traced the efforts diagrams (state lines, lines of influence for mobile charges, envelopments), determining the maximum effort and where they occur. With all of the calculated efforts part to sizing of parts, in case reinforced concrete of beams, slabs, columns, namely the determination of the resistance and the dimensions of the transversals sections of concrete and the quantity of reinforcement (section steel), necessary to resist the calculated efforts. Normally concrete goes resist compression effects and the frame to of traction due to normal effort and bending moment, but can also resist all other efforts (biting or shearing, torçor). Finally, calculated the quantity and distribution of concrete and reinforcement, the dimensions of the cross sections and position of the irons in of the pieces of concrete, it is a detail drawing so that the structure is performed. In software we search the file to be calculated, we launched the pillars, beams and slabs, and verify that there are no errors in structural design, and then we request the structural calculation, which in turn generates all detailing and steel summary to be used in construction of the building.

Keywords: Software, Detailing Hardware , Structure, Resistance.

.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Vão livre e vão teórico.....	23
Figura 02: Carga atuante em uma nervura. ....	25
Figura 03: Diagrama de momento fletor.....	25
Figura 04 (a): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	25
Figura 04 (b): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	30
Figura 04(c): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	30
Figura 04(d): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	31
Figura 04(e): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	32
Figura 04(f): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	32
Figura 04(g): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	32
Figura 04(h): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	33
Figura 04(i): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	33
Figura 04(j): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	34
Figura 04(l): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.....	34
Figura 05: Seção transversal da viga.....	35
Figura 06: Ancoragem no apoio.....	43
Figura 07 (a): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	44
Figura 07(b): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	45
Figura 07 (c): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	45
Figura 07 (d): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	46
Figura 07 (e): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	47
Figura 07 (f): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	47
Figura 07 (g): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	47
Figura 07 (h): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	48
Figura 07 (i): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	48
Figura 07 (j): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	49
Figura 07 (l): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	49
Figura 07 (m): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	50
Figura 07 (n): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	51
Figura 07 (o): Diagramas das vigas do pavimento tipo.....	51

Figura 08 (a): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	60
Figura 08 (b): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	60
Figura 08 (c): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	60
Figura 08 (d): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	62
Figura 08 (e): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	62
Figura 08 (f): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	62
Figura 08 (g): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	62
Figura 08 (h): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	62
Figura 08 (h): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.....	64
Figura 09: Comprimento equivalente de flambagem.....	74
Figura 10: Comprimento equivalente de flambagem.....	78
Figura 11: Momentos na ligação viga-pilar.....	78
Figura 12: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar.....	79
Figura 13: Comprimento equivalente de flambagem.....	84
Figura 14: Momentos na ligação viga-pilar.....	85
Figura 15: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar.....	85
Figura 16: Comprimento equivalente de flambagem.....	90
Figura 17: Momentos na ligação viga-pilar.....	91
Figura 18: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar entre os Pilares.....	91
Figura 19: Momento de engastamento perfeito da viga.....	92
Figura 20: Projeção do edifício.....	104
Figura 21 : planta de forma baldrame.....	104
Figura 22: planta de forma cobertura.....	105
Figura 23: Imagem do projeto em 3D gerada pelo <i>software</i> .....	105
Figura 24: Resultados do modelo Manualmente.....	115

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 : Acumulativa Das Cargas Pilares (Kn).....	72
Tabela 2: Quantitativo de aço resultante dos dois métodos de dimensionamento. ....	115

## LISTA DE QUADROS

Quadro 01: Cálculo das armaduras da cobertura.....	39
Quadro 02: Cálculo das armaduras do tipo.....	55
Quadro 03: Cálculo das Armaduras do baldrame.....	67
Quadro 04: Cargas acumulativas dos pilares .....	72
Quadro 05: Resumo do aço – Sapatas do pavimento Térreo.....	97
Quadro 06: Quantitativo de aço e concreto.....	97
Quadro 07: Imperfeições geométricas globais.....	98
Quadro 08: Deslocamentos resultantes.....	99
Quadro 09: Verificação da estabilidade global da estrutura.....	99
Quadro 10: Coeficiente Gama-Z.....	99
Quadro 11: Coeficiente Gama-Z por combinação.....	99
Quadro 12: Deslocamentos horizontais.....	100
Quadro 13: Deslocamento veticais.....	100
Quadro 14: Relatório de cargas nas fundações.....	100
Quadro 15: Análise da Não Linearidade Geométrica pelo Processo P-Delta.....	100
Quadro 16: Vigas do pavimento TIPO 1.....	100
Quadro 17: Quantitativo da ferragem do pavimento térreo – vigas baldrame.....	106
Quadro 18: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento térreo – vigas baldrame.....	106
Quadro 19: Quantitativo da ferragem dos pilares do pavimento térreo.....	106
Quadro 20: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento térreo – pilares.....	107
Quadro 21: Quantitativo da ferragem da laje do pavimento térreo.....	107
Quadro 22: Quantitativo da ferragem dos pilares do pavimento tipo 01.....	108
Quadro 23: Quantitativo da ferragem tipo pavimento tipo 01 – pilares CA60.....	108
Quadro 24: Quantitativo da ferragem das vigas do pavimento tipo 01.....	108
Quadro 25: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento tipo 01 – vigas.....	108
Quadro 26: Quantitativo da ferragem da laje do pavimento tipo 01.....	109
Quadro 27: Pilares baldrame – relação do aço.....	110
Quadro 28: Resumo do aço.....	110
Quadro 29: Vigas Baldrame - Relação do aço.....	110
Quadro 30: Resumo do aço.....	110

Quadro 31: Pilares Térreo - Relação do aço.....	110
Quadro 32: Resumo do aço.....	110
Quadro 33: Vigas do Térreo - Relação do aço.....	110
Quadro 34: Resumo do aço.....	111
Quadro 35: Vigas do Térreo parte 02 - Relação do aço.....	111
Quadro 36: Resumo do aço.....	112
Quadro 37: Laje do Térreo - Relação do aço.....	112
Quadro 38: Resumo do aço.....	112
Quadro 39: Pilares Tipo 01 - Relação do aço.....	112
Quadro 40: Pilares Tipo 01 - Relação do aço.....	112
Quadro 41: Vigas Tipo 01 - Relação do aço.....	113
Quadro 42: Resumo do aço.....	114

## LISTA DE ABREVIATURAS

$f_{ck}$  - Resistência à compressão do concreto

MPa - Mega Pascal

NBR - Norma Brasileira

$f_{cd}$  - A resistência à compressão

EPS – Poliestireno

$m_r$  - momento de fissuração

$a_f$  - flecha total

$a_t$  - Flecha limite

$M_k$  - Maior momento fletor

$M_d$  - Armadura Positiva

$\varepsilon$  - Calculo armadura simples

$A_s$  - Área de aço

$n$  - Número de barras

$S_{tr}$  – Calculo do espaçamento transversal

## SUMÁRIO

<b>1.0 INTRODUÇÃO.....</b>	<b>16</b>
<b>2.0 OBJETIVOS.....</b>	<b>17</b>
<b>2.1 Objetivo geral.....</b>	<b>17</b>
<b>2.1 Objetivo específico.....</b>	<b>17</b>
<b>3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....</b>	<b>17</b>
<b>4.0 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO.....</b>	<b>18</b>
<b>4.1 Método resistência dos materiais.....</b>	<b>19</b>
<b>4.2 Método diagrama da parábola-retângulo.....</b>	<b>20</b>
<b>4.3 O software utilizado para o dimensionamento.....</b>	<b>21</b>
<b>5.0 METODOLOGIA.....</b>	<b>23</b>
<b>6.0 RESULTADOS.....</b>	<b>23</b>
<b>6.1 Dimensionamento à mão (convencional).....</b>	<b>23</b>
<b>6.1.1 Pré – dimensionamento dos elementos estruturais.....</b>	<b>23</b>
6.1.1.1 Lajes.....	23
6.1.1.2 Vigas.....	23
6.1.1.3 Pilares.....	23
<b>6.2 Dimensionamento com auxílio do <i>software</i>.....</b>	<b>89</b>
<b>6.3 Resumo da ferragem calculada manualmente.....</b>	<b>98</b>
<b>6.4 Resumo da ferragem calculada pelo <i>software</i>.....</b>	<b>115</b>
<b>7.0 CONCLUSÕES.....</b>	<b>115</b>
<b>8.0 REFERÊNCIAS.....</b>	<b>117</b>

## **1.0 INTRODUÇÃO**

Os avanços tecnológicos vêm modificando a sociedade atual, com reflexos na maneira das pessoas agirem e melhorarem seu tempo na execução de projetos estruturais. Tais avanços exigem software para elaboração de projetos, onde novas tecnologias tende a melhorar e preparar os profissionais para enfrentar as exigências dos novos tempos do mercado de trabalho.

Alguns softwares comerciais são desenvolvidos com tecnologia em informática para auxiliar na elaboração de projetos estruturais em concreto armado, dimensionando blocos para estacas, sapatas, pilares, vigas e lajes e tem a sua utilização crescendo entre os profissionais da área em todo Brasil.

Este trabalho consistiu primeiramente por uma revisão do calculo estrutural, abordando a tempo gasto em se calcular uma estrutura convencionalmente e pelo software, a relação do aço em cada pavimento, verificando-se o percentual do aço, e observando-se o custo beneficio de cada um, assim pela a questão da utilização das novas tecnologias no emprego do calculo estrutural. Em seguida, apresenta-se uma avaliação sobre o software visando sua utilização no dia a dia, as características do programa e as contribuições que o mesmo poderá proporcionar ao calculo das estruturas em concreto armado quando utilizado pelo Engenheiro Civil.

## 2.0 OBJETIVO

### 2.1 Objetivo Geral

Analisar o quantitativo do aço empregado em um projeto por meio do cálculo estrutural de um edifício residencial projetado pelo método tradicional e utilizando softwares.

### 2.2 Objetivos Específicos

- Avaliar o tempo gasto e trabalho no cálculo da mesma estrutura com os dois métodos;
- Verificar os quantitativos da ferragem e poder avaliar o diferencial entre os pavimentos;
- Verificar as vantagens e desvantagens dos dois métodos.

## 3.0 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

Os processos de cálculo no qual o programa se baseia é a de discretizar a estrutura através de um pórtico espacial composto por vigas e pilares. Neste processo, os elementos são representados por barras ligadas umas às outras através de nós. Cada pilar e cada trecho de viga são simulados por barras do pórtico, por meio dos quais são obtidos os esforços solicitantes para o dimensionamento. Quanto aos painéis lajes, temos que eles são calculados forma independente do pórtico (AMARAL FILHO, E. M. 1997).

O cálculo da estrutura é processado da seguinte forma: Os painéis de lajes são montados e calculados, por meio de grelhas; As reações das lajes são transmitidas às vigas onde estas se apoiam; O pórtico espacial da estrutura é montado, recebendo os carregamentos derivado das lajes; O pórtico é processado e os esforços solicitantes são utilizados para o detalhamento dos elementos estruturais (MERCADO L. P. L.1999).

A análise estrutural é feita pelo método matricial da rigidez direta, cujo objetivo é determinar os efeitos das ações na estrutura para que possam ser feitas as verificações dos estados limites últimos e de utilização. Os resultados da análise, basicamente, são os deslocamentos nodais, os esforços internos e as reações nos vínculos de apoio.

As condições de equilíbrio da estrutura (para o modelo com geometria indeformada) devem ser garantidas pelo usuário, uma vez que o sistema não gera solução para estruturas hipostáticas. O *software* executa para o modelo estrutural uma análise estática linear de primeira ordem, o que significa:

O programa não leva em conta ações variáveis com o tempo, decorrente de vibrações, sismos.

O programa analisa apenas uma hipótese de carga, ficando, portanto, restrito aos casos em que a alternância de cargas variáveis pode ser considerada desprezível.

O *software* considera que os materiais tenham comportamento físico elástico linear para todos os pontos da estrutura, isto é, supõe que em nenhum ponto sejam ultrapassados os limites de proporcionalidade do material para tensões em serviço (LUCENA, M.1999).

O sistema não leva em conta a variação da estrutura devida às ações na determinação dos resultados dos deslocamentos e dos esforços. Os deslocamentos obtidos, em um primeiro cálculo, a partir das ações modificam a geometria inicial da estrutura. O efeito das ações, que permanecem atuando nesta estrutura deformada, iria alterar novamente todos os esforços internos, inclusive os deslocamentos. Este efeito é conhecido como efeito de 2ª ordem, em que se acontecerem variações superiores a 10% nos valores dos esforços internos este efeito passa a ser importante e não deve ser desprezado. Nestes casos, a interação entre as cargas normais e os momentos fletores pode ser importante (POLILLO, A.1973).

Para o modelo de estrutura deformada, o equilíbrio deverá ser verificado por um processo de estabilidade global que avalie os efeitos de segunda ordem, que podem surgir na estrutura devido a deslocamentos horizontais que alterem de maneira significativa os esforços internos. O processo de verificação utilizado pelo *software* é simplificado, baseado na norma NBR 6118/2014. Caso o coeficiente Gama-Z seja superior ao valor limite, à estrutura pode ser considerada como de nós deslocáveis. (ROCHA, A. M 1973).

Quanto às modificações de critérios em pilares que podem ser feitas para os pilares, temos que o programa oferece os recursos de redução da rigidez a torção para estes elementos. Baseado nesta colocação e em diversas recomendações bibliográficas é permitido no programa à redução do valor de rigidez à torção a ser utilizado no cálculo do pórtico. Segundo os manuais do programa, o cálculo dos esforços via pórtico espacial considera, além de outros efeitos, a deslocabilidade axial dos pilares (SCHON D. A.2000).

Desta forma, um edifício alto contendo pilares de seção diferentes (como uma caixa de elevador, por exemplo) teria uma grande diferença nos esforços de um pavimento tipo para o outro decorrente de um efeito semelhante a um recalque diferencial para as vigas dos pavimentos superiores. Este efeito é importante e deve ser considerado, mas, na prática, este efeito é amenizado pelo próprio processo construtivo, no qual os pavimentos inferiores já sofreram parte dos deslocamentos quando o superior for concretado. No programa é possível

definir um multiplicador para a rigidez axial dos pilares (reduzindo a sua deslocabilidade) a fim de reproduzir o efeito construtivo (YASSUDA.2008).

Quanto à discretização das lajes pela analogia de grelha, os manuais do programa descrevem que para lajes do tipo maciças o espaçamento das faixas é considerado como sendo 50 cm, já para lajes não maciças, as barras da grelha são discretizadas de modo que coincidam com a posição das nervuras definida no croqui. O dimensionamento é realizado pelos esforços máximos, sem a definição de regiões de armadura e sem a consideração de momentos volventes (VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R1987).

#### **4.0 MÉTODOS DE DIMENSIONAMENTO**

Para elaboração do cálculo da estrutura de um edifício, utilizam-se dois métodos de dimensionamento: o método resistência dos materiais e o método diagrama da parábola-retângulo. A seguir, apresentam-se os métodos.

##### **4.1 Método resistência dos materiais**

Na engenharia dos materiais, a *resistência dos materiais* significa a capacidade do material resistir a uma força a ele aplicada. A resistência de um material é dada em função de seu processo de fabricação e os cientistas empregam uma variedade de processos para alterar essa resistência posteriormente. Estes processos incluem encruamento (deformação a frio), adição de elementos químicos, tratamento térmico e alteração do tamanho dos grãos. Estes métodos podem ser perfeitamente quantificados e qualificados. Entretanto, tornar materiais mais fortes pode estar associado a uma deterioração de outras propriedades mecânicas. Em geral, o limite de escoamento de um material é um indicador adequado de sua resistência mecânica (IRINEU YASSUDA, 2008).

O dimensionamento de peças, que é o maior objetivo do estudo da resistência dos materiais, se resume em analisar as forças atuantes na peça, para que a inércia da mesma continue existindo e para que ela suporte os esforços empregados. Para isso, é preciso conhecer o limite do material. Isso pode ser obtido através de ensaios que, basicamente, submetem a peça ao esforço que ela deverá sofrer onde será empregada, as condições padrão, para que se possa analisar o seu comportamento. Esses dados são demonstrados em gráficos

de tensão x deformação. A tensão em que nos baseamos é o limite entre o regime elástico e o plástico.

Tudo isso é necessário para que se obtenha total certeza nos resultados, já que pequenos erros podem acarretar grandes problemas mais adiante, isso se agrava mais ainda se estivesse falando de pessoas que podem ter suas vidas colocadas em perigo por um cálculo mal feito. A ciência de resistência dos materiais é também muito importante para que não se tenha prejuízos gastando mais material do que o necessário, acarretando também em outro problema que é o excesso de peso. Pois a forma da peça também influencia na sua resistência, assim pode-se diminuir a quantidade de material sem interferir na mesma (HIBBELER, 2010).

#### **4.2 Método diagrama da parábola-retângulo**

O método do diagrama parábola-retângulo, permite sua substituição por um diagrama simplificado (distribuição retangular de tensões), que deve fornecer resultados equivalentes aos do diagrama parábola-retângulo. Convém salientar que tal procedimento constitui apenas um recurso numérico de simplificação de cálculos, uma vez que a distribuição real de tensões na ruptura não é retangular. Para o CAD, a validade do diagrama parábola-retângulo convencional [adotado pela NB-1 (1978)] é contestada por muitos pesquisadores. Segundo AMARAL FILHO (1997), o diagrama parábola-retângulo convencional é válido até a resistência de 50MPa, sendo que para valores superiores a distribuição de tensões de compressão na seção de concreto assume, para o caso de flexão, a forma triangular.

Admite-se que uma seção transversal ao eixo do elemento estrutural indeformado permanece plana após as deformações do elemento (hipótese de Bernoulli). O resultado é uma distribuição linear das deformações normais ao longo da altura das seções transversais. A existência de uma aderência perfeita entre o concreto e o aço. Com isso, as armaduras vão estar sujeitas às mesmas deformações do concreto que as envolve com distribuição de tensões no concreto se faz de acordo com o diagrama parábola-retângulo, com a máxima tensão de compressão igual a  $0.85 f_{cd}$ , sendo  $f_{cd}$  a resistência à compressão de cálculo do concreto. O diagrama pode ser substituído pelo retângulo de altura  $0.8x$  (onde  $x$  é a profundidade da linha neutra), com a tensão  $cd 0.85 f$  no caso de a largura da seção, medida paralelamente à linha neutra, não diminuir a partir desta para a borda comprimida  $cd 0.8 f$  no caso, o diagrama parábola-retângulo do concreto é o utilizado no dimensionamento.

### 4.3 Softwares utilizados para o dimensionamento

Para o dimensionamento de peças de concreto com auxílio de computador, via programação, pode-se adotar uma formulação para o diagrama de distribuição de tensões com base no diagrama tensão-deformação experimental (através da entrada de uma função polinomial aproximada) e todo o dimensionamento seria feito sem necessidades de adotar diagramas retangulares equivalentes. Entretanto, muitos são os códigos vigentes que permitem esse tipo de simplificação, tendo como justificativa as facilidades práticas daí decorrentes (AMARAL FILHO, 1997).

O programa de computador em princípio, em um mesmo país, não devem apresentar resultados muito diferentes para uma estrutura lançada com o mesmo modelo estrutural e com os mesmos carregamentos e mesmas dimensões dos elementos estruturais, se os procedimentos de análise forem os mesmos, já que todos estão submetidos as mesmas normas de projeto e devem ter sido desenvolvidos de acordo com elas. Não existe, portanto, diferenças relevantes entre resultados de quantidade de materiais desses programas. Os casos relatados possivelmente se devem a algum erro de julgamento por não ter sido verificado que foram adotados modelos estruturais ou critérios de cálculo diferentes (LUCENA, 1999)

O projeto de um edifício calculado com um modelo em pórtico espacial de nós rígidos, com a consideração dos efeitos devidos ao vento e efeitos de segunda ordem global, não pode obviamente ser comparado com o mesmo projeto calculado com um modelo simplificado de pavimentos isolados, com a consideração da hipótese de vigas sobre vigas e com a desconsideração dos efeitos do vento e da deslocabilidade da estrutura.

A NBR 6118:2014 diz que todas as condições impostas ao projeto, devem ser estabelecidas previamente e em comum acordo entre o autor do projeto estrutural e o contratante e que para atender aos requisitos de qualidade impostos às estruturas de concreto, o projeto deve atender a todos os requisitos estabelecidos nesta norma e em outras complementares e específicas, conforme o caso.

A NBR 6118: 2014 diz que o objetivo da análise estrutural é determinar os efeitos das ações em uma estrutura, com a finalidade de efetuar verificações de estados limites últimos e de serviço. A análise estrutural permite estabelecer as distribuições de esforços internos, tensões, deformações e deslocamentos, em uma parte ou em toda a estrutura. A análise deve ser feita por um modelo estrutural realista, que permita representar, de maneira clara, todos os caminhos percorridos pelas ações até os apoios da estrutura e que permita também representar a resposta não linear dos materiais.

Os programas para cálculo de edifícios, em geral, permitem e não conseguem impedir, que o projetista, ao seu critério, considere hipóteses simplificadoras no seu projeto como, por exemplo, a não consideração das forças devidas ao vento, dos efeitos de segunda ordem global, a inclusão de rótulas em pilares, a modelagem de pavimentos com vigas sem o efeito de grelha etc.

Sem a possibilidade de calcular, rapidamente, os pórticos da estrutura os engenheiros normalmente desprezavam os efeitos do vento e os momentos fletores transmitidos aos pilares pelas vigas e, conseqüentemente, os pilares eram dimensionados apenas como sujeitos ao esforço normal e as vigas como simplesmente apoiadas e rotuladas nas extremidades.

A Norma NBR 6118-2014 é clara no item 16.3 estabelecendo que não aceita o dimensionamento de pilares somente para carga centrada.

As estruturas construídas, com esses procedimentos de cálculo simplificados, tem resistido aos esforços a que são solicitadas com uma margem de segurança aparente, o mesmo não pode ser dito a respeito do desempenho em relação aos estados limites últimos de utilização. Nessas estruturas é bastante comum a observação de flechas excessivas e danos nos elementos não estruturais, tais como paredes e esquadrias das aberturas, nos casos em que as simplificações citadas acima fossem levadas ao extremo e nenhum cálculo de verificação dos deslocamentos pudesse ser realizado (Valente *apud* Nietzel, 1999).

O cálculo de pavimento feito por este procedimento além de estar de acordo com os procedimentos da norma brasileira, apresenta resultados mais realistas que os processos simplificados com lajes isoladas, principalmente quando as vigas de apoio não são suficientemente rígidas para que a hipótese de apoios indeslocáveis seja verdadeira. A analogia de grelha apresenta bons resultados para os deslocamentos (flechas) das lajes e vigas dos pavimentos, permitindo assim um bom controle sobre as deformações excessivas que podem ser prejudiciais para os elementos estruturais e para o conforto dos usuários da edificação (MERCADO, 1999).

Quanto ao cálculo das vigas e pilares, no caso de edifícios de concreto armado monolíticos e moldados in loco, o comportamento da estrutura é de um pórtico espacial de barras, desde que os elementos estruturais vigas e pilares possuem dimensões da seção transversal que justifiquem este modelo, como é a maioria dos casos.

No modelo de pórtico espacial, os nós das estruturas de concreto armado podem ser considerados como rígidos, dentro dos limites da análise elástica linear e alguma redistribuição de esforços é possível e permitida (ver item 14.5.3 da NBR:6118:2014) para

diminuir os momentos negativos das vigas nos apoios e reduzir a quantidade de armadura que congestiona o nó (MORAES, 2001).

## 5.0 METODOLOGIA

A metodologia adotada neste trabalho consistiu no dimensionamento estrutural de um edifício residencial através de dois métodos de cálculo, baseados nas normas pertinentes ao cálculo estrutural e vigentes no país. Inicialmente, foi feito o pré-dimensionamento de toda a estrutura do edifício pelo método convencional e em seguida, fez-se o dimensionamento da mesma estrutura através de um programa computacional voltado para o cálculo em estruturas de concreto armado.

## 6.0 RESULTADOS

### 6.1 Dimensionamento manual (convencional)

Os cálculos estruturais realizados manualmente feitos no pré-dimensionamento são apresentados a seguir.

#### 6.1.1 Pré – dimensionamento dos elementos estruturais

##### 6.1.1.1 Lajes

As lajes do edifício serão do tipo treliçada com material de enchimento Poliestireno Expandido – EPS (30x8x100) com altura de 12 cm, conseqüentemente, uma capa de concreto de 4 cm. Para o projeto, adotou-se para as lajes um  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$  e para as vigas e os pilares um  $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ .

#### - Cobrimento da armadura

Como a obra está localizada na zona urbana, adotar-se-á a Classe II de agressividade. De acordo com a NBR 6118/2014, o cobrimento para essa classe é  $c = 2,5 \text{ cm}$ .

## - Ações

### ➤ Ações permanentes:

$$\text{Peso próprio da laje} = 1,50 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Peso do contrapiso} = \gamma_{arg} \times h = 19 \times 0,03 = 0,57 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{Revestimento} = 1,0 \text{ kN/m}^2$$

Logo,

$$q = 1,50 + 0,57 + 1,0 = 3,07 \text{ kN/m}^2$$

### ➤ Ações variáveis (sobrecarga):

De acordo com a NBR 6120/80, em edifícios residenciais, a carga mínima para dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro é de  $1,5 \text{ kN/m}^2$ , e para despensa, área de serviço e lavanderia é de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Assim, adotou-se para o edifício como um todo uma sobrecarga geral de  $2,0 \text{ kN/m}^2$ . Isto é,

$$g = 2,0 \text{ kN/m}^2$$

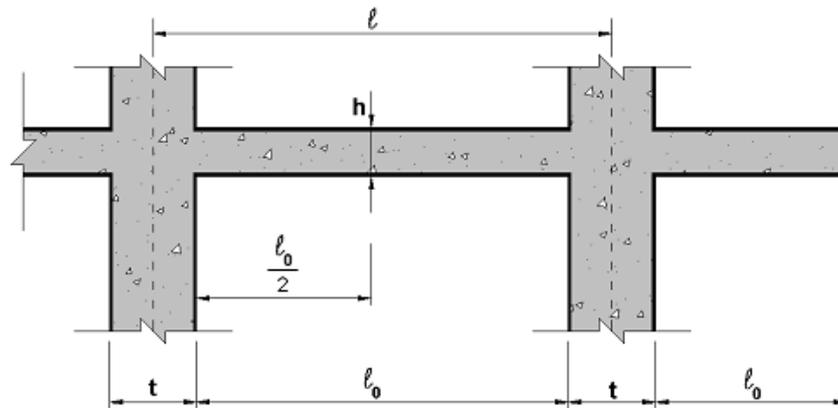
### ➤ Carga total:

$$P = g + q = 5,07 \text{ kN/m}^2$$

## - Especificação

Normalmente, nos projetos de engenharia adota-se o menor vão  $l_x$ , para o posicionamento da armação positiva da laje. No entanto, devido a arquitetura do projeto as lajes serão posicionada de acordo com as vigas que estão apoiadas nos pilares.

Figura 01: Vão livre e vão teórico.



Fonte: Libâneo, 2007.

Pela norma NBR 6118/2014 o vão efetivo é dado por:

$$l = l_0 + a_1 + a_2$$

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{15}{2} = 7,5 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 \cdot 30 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 7,5 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 \cdot 30 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 9 \text{ cm}$$

Logo,

$$l = 280 + 7,5 + 9 = 296,5 \text{ cm}$$

Repetindo o mesmo procedimento

$$a_1 \leq \begin{cases} \frac{t_1}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 \cdot 30 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_1 = 9,0 \text{ cm}$$

$$a_2 \leq \begin{cases} \frac{t_2}{2} = \frac{20}{2} = 10 \text{ cm} \\ 0,3h = 0,3 \cdot 30 = 9 \text{ cm} \end{cases}$$

$$a_2 = 9,0 \text{ cm}$$

Logo,

$$l = 281 + 9 + 9,0 = 299 \text{ cm}$$

Daí,

$$l_x = 299 \text{ cm}; l_y = 309 \text{ cm}$$

**Obs.:** Os cálculos das lajes foram utilizados os vão efetivos entre os eixos das vigas.

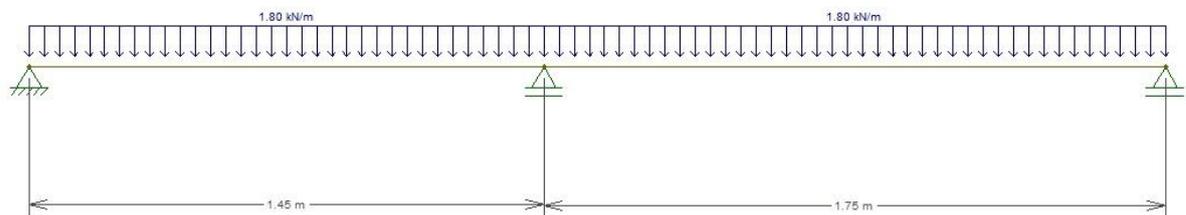
### - Armação de continuação das lajes

$$L_2 = L_7 = L_{28} = L_{33}$$

➤ **Carga atuante em uma nervura na figura 01.**

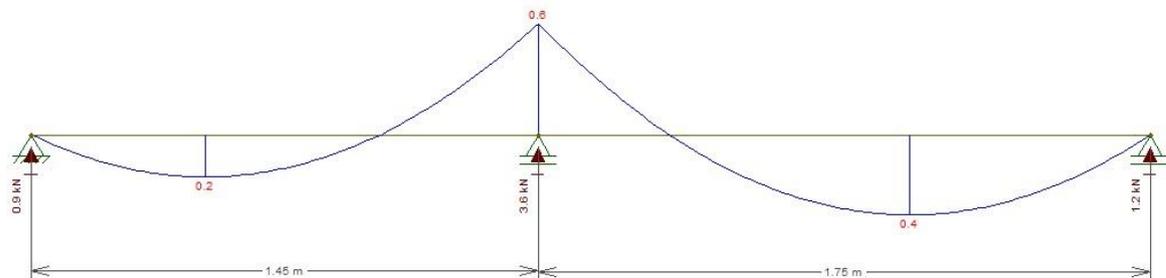
$$P_L = 0,4 \cdot [g + q] = 0,4 \cdot [2,37 + 2,13] = 1,8 \text{ kN/m}$$

**Figura 02: Carga atuante em uma nervura.**



Logo, o diagrama de momento fletor é dado na figura 02.

**Figura 03: Diagrama de momento fletor.**



### - Verificação do comportamento (retangular ou T verdadeiro)

Supondo seção retangular de largura  $b_f = 40 \text{ cm}$ , calcula-se a posição da linha neutra. Se a linha neutra for menor que a altura da capa de concreto (4 cm), essa linha passa na mesa,

então calcula-se como seção retangular. Caso a linha neutra for maior que a altura da capa de concreto, a linha está fora da mesa, calculando-se assim como seção T verdadeira na equação (01).

Verificando, tem-se que:

$$M_d = 0,68 \cdot d^2 \cdot \beta_x \cdot f_{cd} \cdot (1 - 0,40 \cdot \beta_x) \quad (01)$$

Em que,

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,460 \text{ kN.cm} = 84 \text{ kN.cm}$$

$$b = 40 \text{ cm}$$

$$d = 9,3 \text{ cm} \rightarrow d = h - c - \emptyset/2$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{2,5}{1,4} = 1,786 \text{ kN/cm}^2$$

Logo,

$$84 = 0,68 \cdot 40 \cdot (9,3)^2 \cdot \beta_x \cdot 1,786 (1 - 0,40 \beta_x)$$

$$\frac{84}{0,68 \cdot 40 \cdot 9,3^2 \cdot 1,786} = \beta_x - 0,40 \cdot \beta_x^2$$

$$0,020 = \beta_x - 0,40 \cdot \beta_x^2$$

$$\beta_x^2 - 2,5\beta_x + 0,05 = 0 \quad \begin{cases} \beta_{x,1} = 2,48 \text{ cm} \\ \beta_{x,2} = 0,02 \text{ cm} \end{cases}$$

Daí,

$$\beta_x = \frac{x}{d} \quad \therefore \quad x = \beta_x \cdot d$$

$$x_1 = 23,06 \text{ cm} \rightarrow \text{maior que } 4 \text{ cm}$$

$$x_2 = 0,19 \text{ cm} \rightarrow \text{ok!}$$

Como  $x_2 < b_f = 4 \text{ cm}$ , calcula-se como seção retangular.

$$A_s = \frac{0,68 \cdot b \cdot d \cdot \beta_x \cdot f_{cd}}{\sigma_s}$$

$$A_s = 0,21 \text{ cm}^2 \rightarrow 1 \emptyset 6.3 \text{ mm } c/33 \text{ cm}$$

#### - Armadura de distribuição

$$a_{s3,mim} \geq \begin{cases} 0,20 a_{s,princ} \\ 0,50 \rho_{min} b h = 0,50 \cdot \frac{0,15}{100} \cdot 12 \cdot 40 = 0,36 \text{ cm}^2 / m \\ 0,90 \text{ cm}^2 / m \end{cases}$$

Logo,

$$a_{s3,mim} = \frac{0,90 \text{ cm}^2}{m} \rightarrow 5 \emptyset 5.0 \text{ mm } c/20 \text{ cm}$$

## - Verificação do estado limite de serviço

### ➤ Verificação se há fissuras

A verificação da existência de fissuras será feita na equação (02), comparando o maior momento positivo em serviço, para a combinação rara ( $M_{d,rara} = 230,40 \text{ kN.cm/m}$ ), como o momento de fissuração  $m_r$ , dado por (item 17.3.1 da NBR 6118/2014).

$$m_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{Y_t} \quad (02)$$

Em que,

$\alpha = 1,50$  para seções retangulares

$$f_{ct} = 0,3 f_{ck}^{2/3} = 0,55 \text{ kN/cm}^2$$

$$I_c = \frac{bh^3}{12} = 5760 \text{ cm}^4$$

$$Y_t = h - x = h - \frac{h}{2} = 6,0 \text{ cm}$$

Resulta:

$$m_r = \frac{\alpha f_{ct} I_c}{Y_t} = \frac{1,5 \times 0,55 \times 5760}{6} = 792 \text{ kN.cm/m}$$

Como,  $M_{d,rara} < m_r$ , não há fissuras, e a flecha pode ser calculada com o momento de inércia  $I_c$  da seção bruta, sem considerar a presença da armadura.

### ➤ Flecha imediata

A flecha imediata pode ser obtida por meio da seguinte equação (03):

$$a_i = \frac{5ql^4}{384EI} \quad (03)$$

Em que,

$$l = 3,20 \text{ m}$$

$$q = 1,80 \text{ kN/m}$$

$$E = 0,85 \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} = 23800 \text{ MPa}$$

$$I = I_c = 5760 \text{ cm}^4$$

Resulta:

$$a_i = \frac{5ql^4}{384EI} = \frac{5 \times 1,8 \times 3,2^4}{384 \times 23800 \times 10^3 \times 5760 \times 10^{-8}} = 1,8 \text{ mm}$$

➤ **Flecha total**

A flecha total é dada pela flecha inicial mais a flecha diferida. Pode ser obtida multiplicando-se a inicial pelo coeficiente  $1 + \alpha_f$ , com  $\alpha_f$  dado no item 17.3.2.1.2 da NBR 6118/2014 na equação (04):

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + \rho'} \quad (04)$$

Para um tempo infinito ( $t \geq 70$  meses) e carregamento aplicado em  $t_0 = 1$  mês, obtém-se (tabela 17.1 da NBR 6118/2014):

$$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0) = 2 - 0,68 = 1,32$$

$$\rho' = 0 \text{ (taxa de aramadura a compressão)}$$

Resulta a flecha total:

$$a_t = a_i(1 + \alpha_f) = 4,2 \text{ mm}$$

➤ **Flecha limite**

Flecha limite admitida pela NBR 6118/2014, na tabela 13.2, para aceitabilidade sensorial:

$$\frac{l}{250} = \frac{320}{250} = 1,28 \text{ cm}$$

Como,

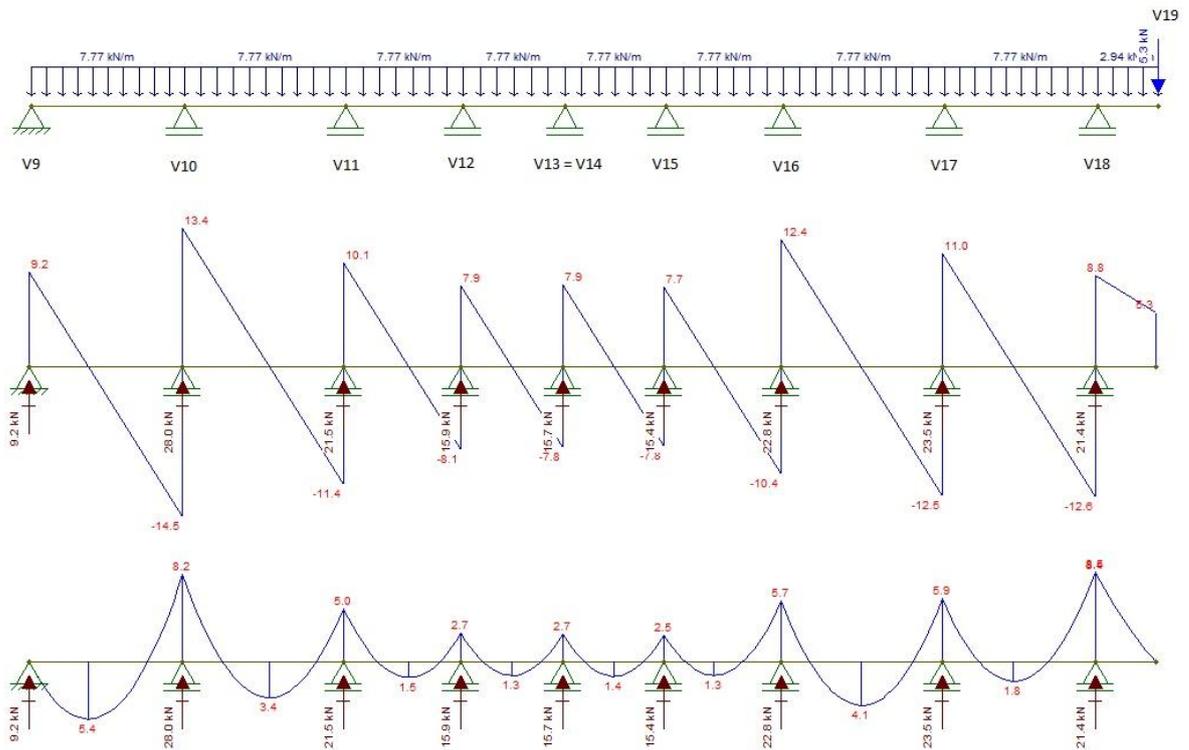
$$a_t < \frac{l}{250}, \text{ a flecha atende esta especificação}$$

6.1.1.2 Vigas

- Diagramas das vigas do pavimento cobertura figura 03 (a, b, c, d, e, f, g, h, i, l).

$$V_2 = V_7 \text{ (15X30)cm}$$

Figura 04 (a): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



$$P = P_p + P_{av} + g$$

$$P = 1,13 + (0,15 \times 2,40 \times 13) + 1,96$$

$$P = 7,7 \text{ kN/m}$$

Em que,

$P_p$  = peso próprio

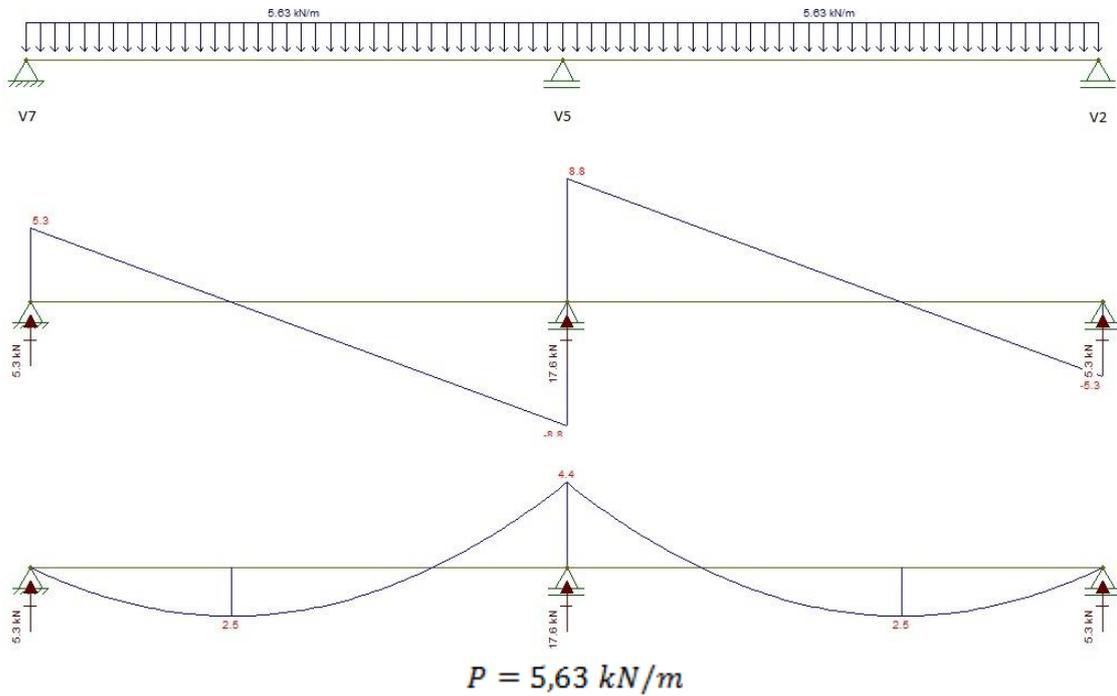
$P_{av}$  = peso da alvenaria

$g$  = peso da laje

Para as vigas a seguir, o processo é análogo.

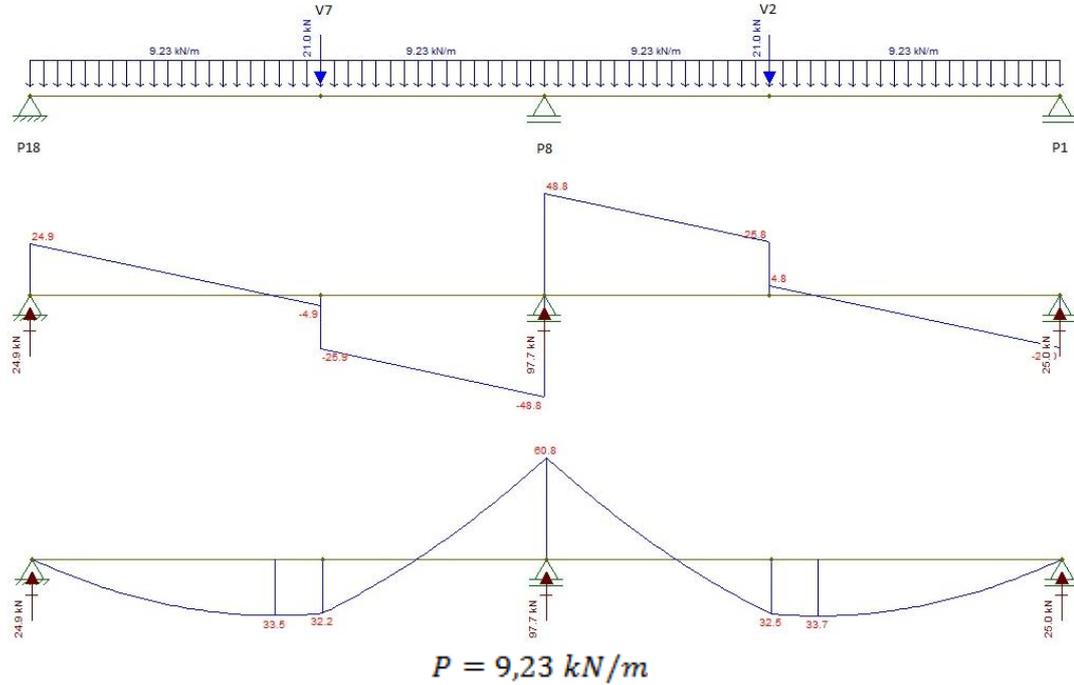
**V<sub>19</sub> (15X30)cm**

Figura 04 (b): Diagramas das vigas do pavimento cobertura



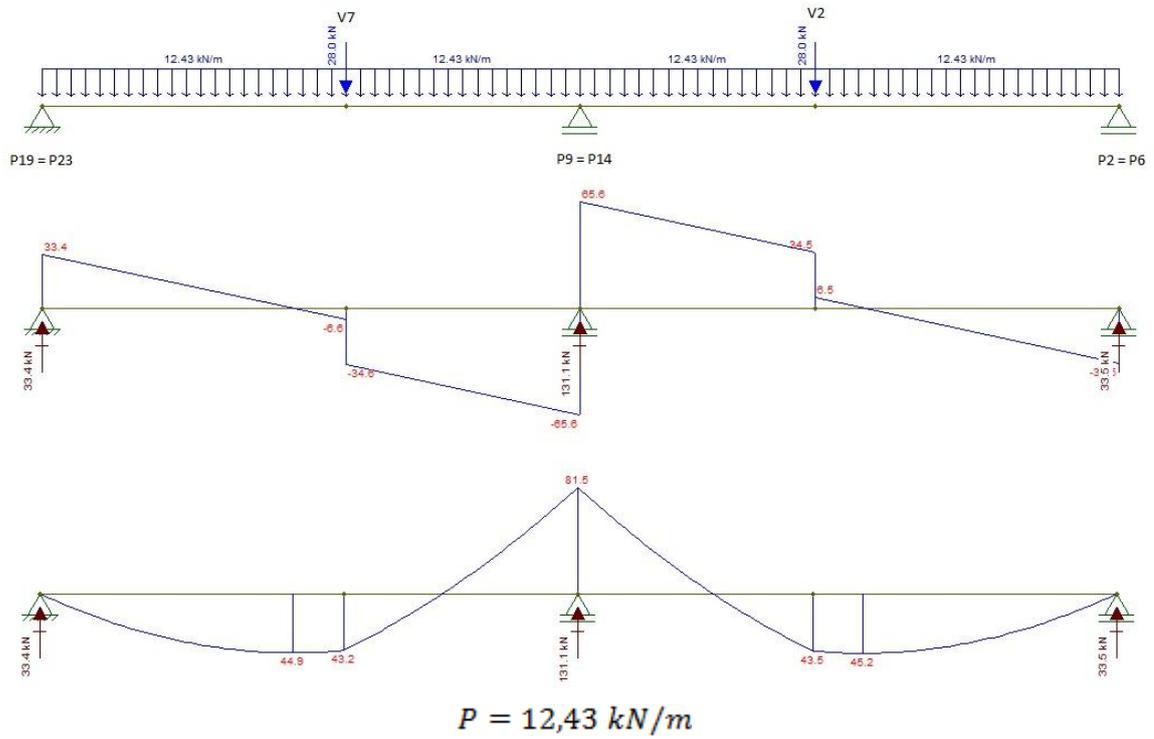
$$V_9 = V_{18} (15 \times 50) \text{ cm}$$

Figura 04(c): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



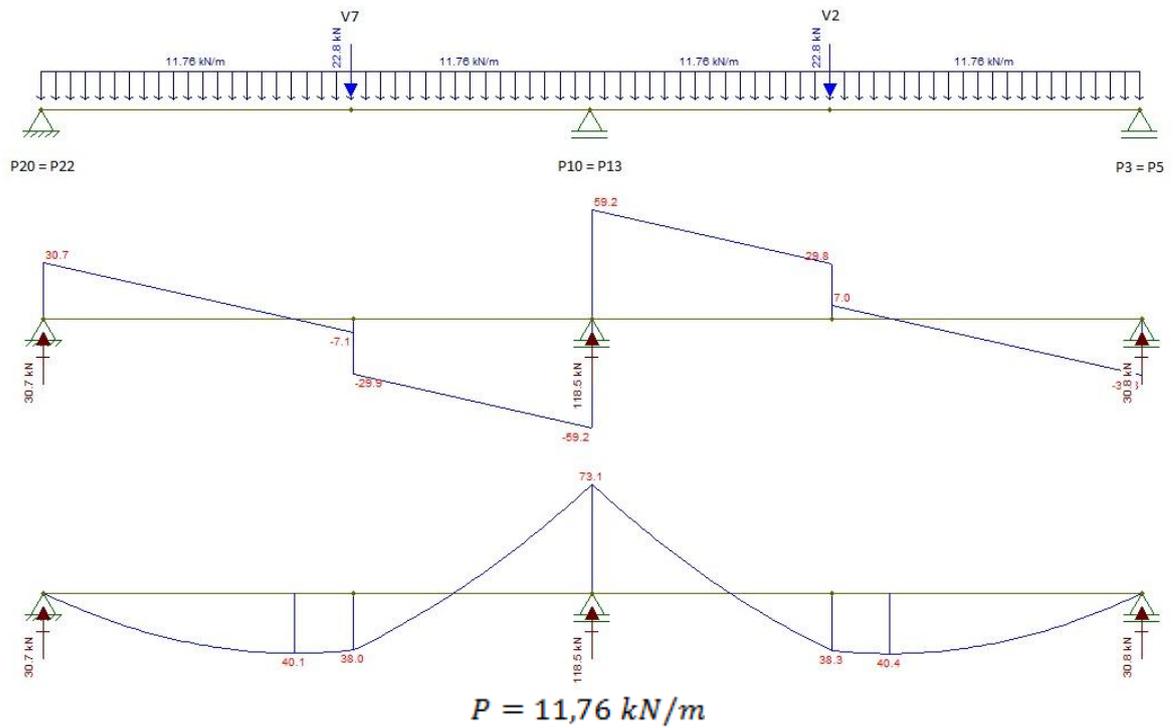
$$V_{10} = V_{17} (15 \times 50) \text{ cm}$$

Figura 04(d): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



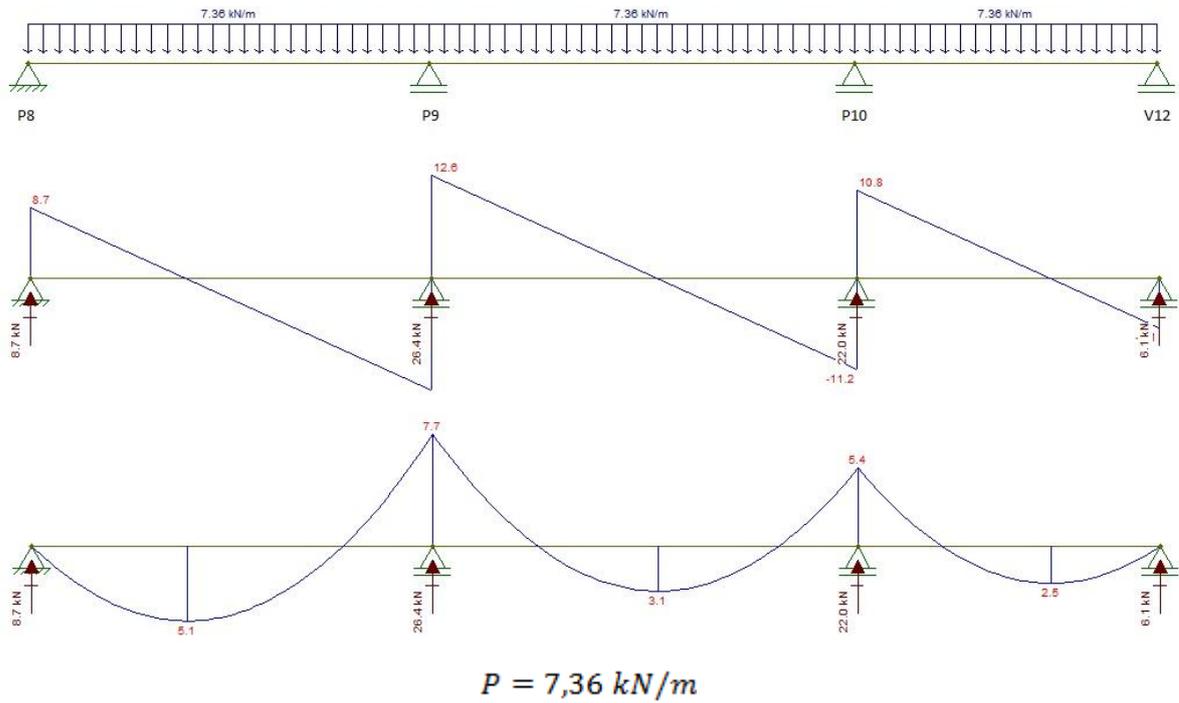
$V_{11} = V_{16}$  (15X50)cm

Figura 04(e): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



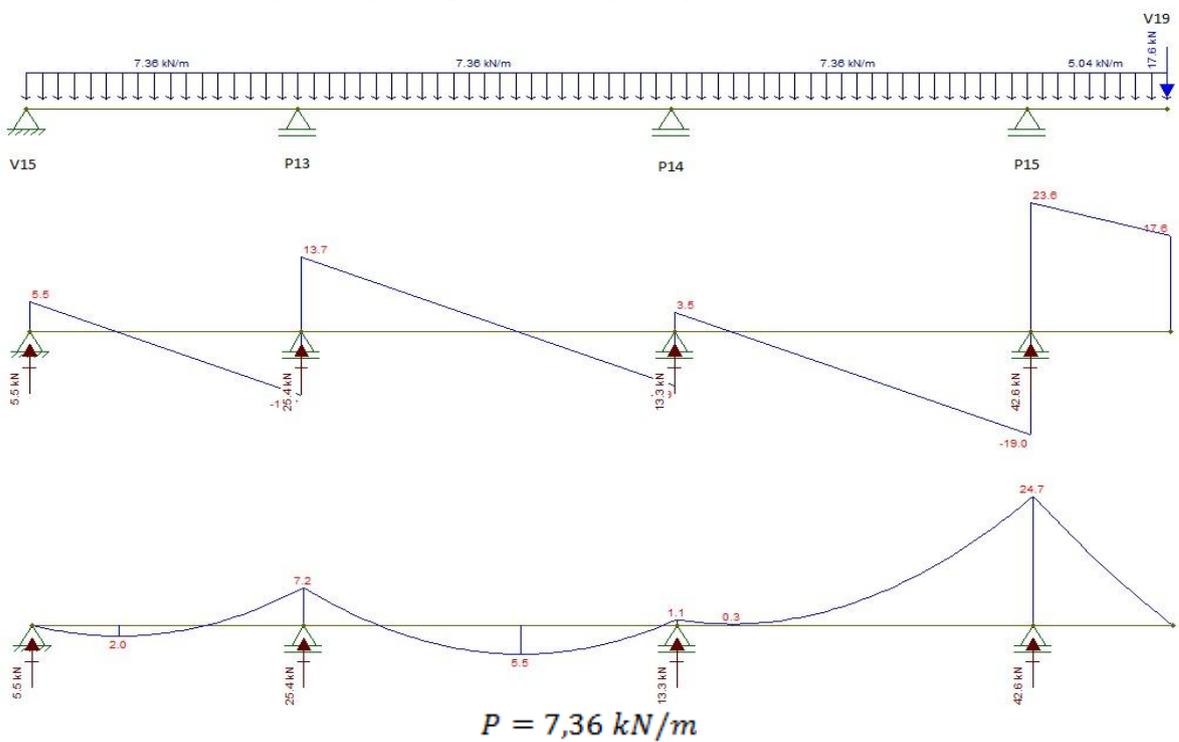
$V_4$  (15X40)cm

Figura 04(f): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



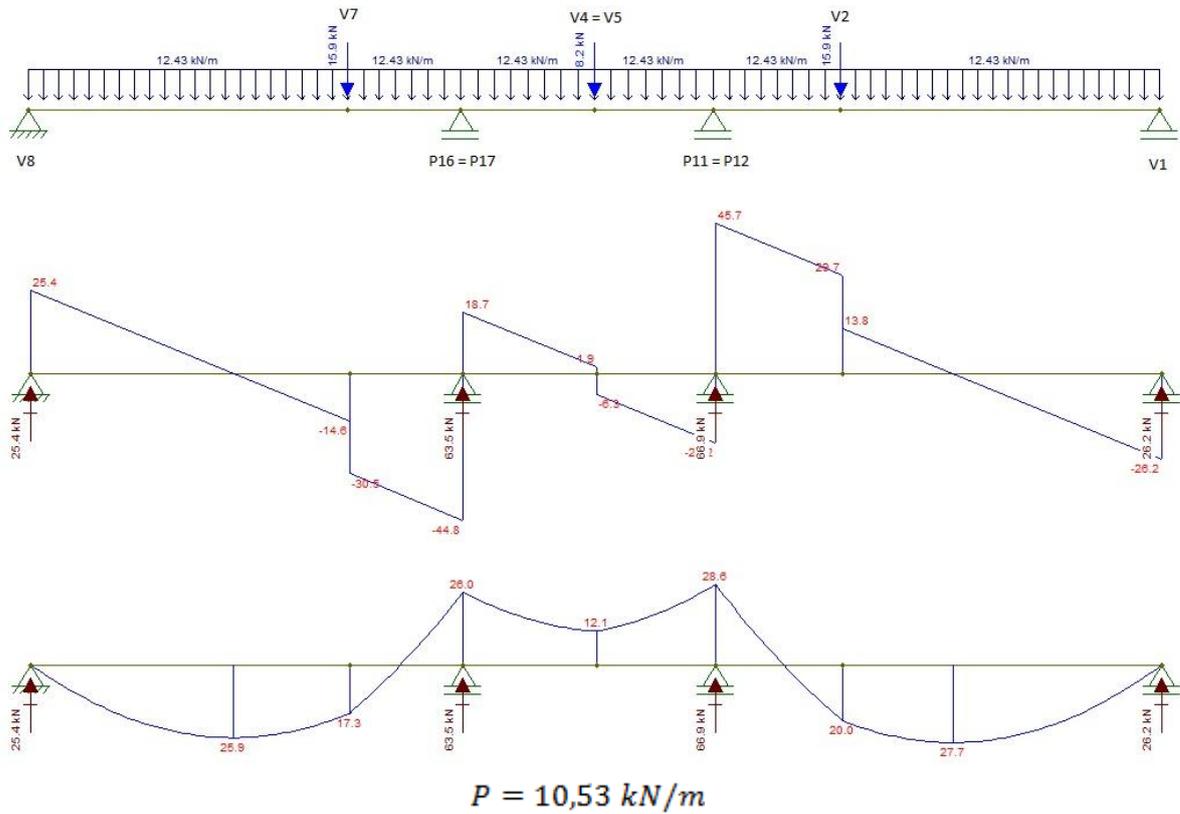
$V_5 (15X40)cm$

Figura 04(g): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



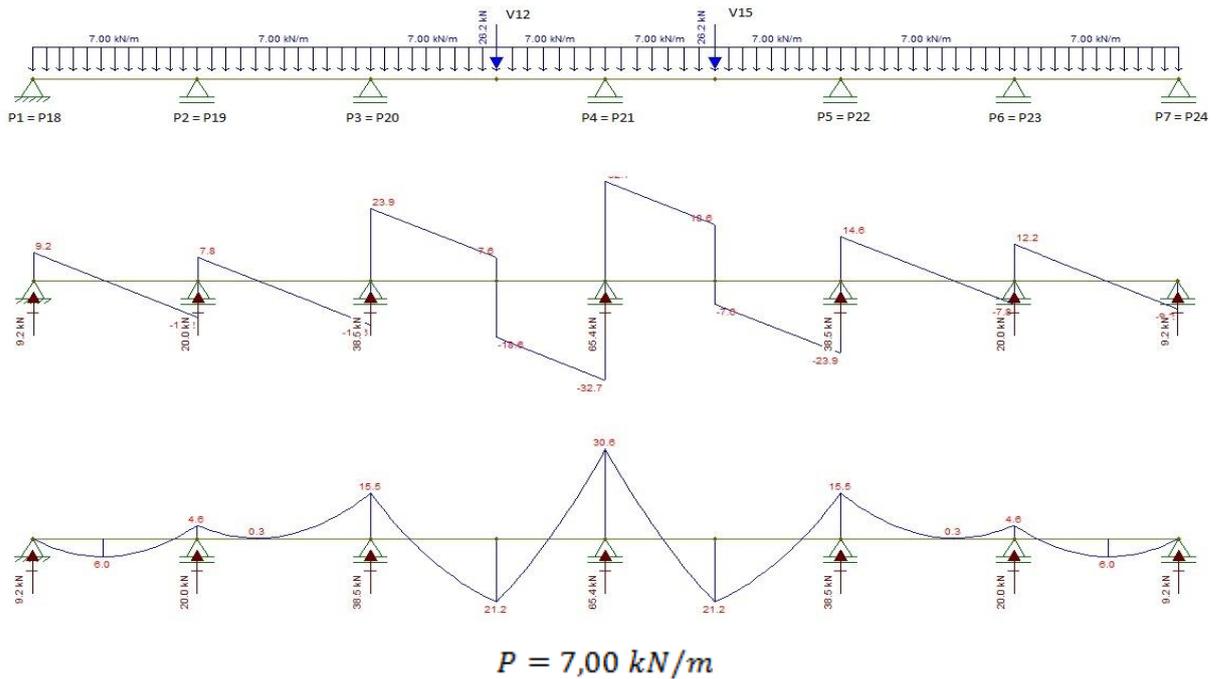
$V_{12} = V_{15} (15X40)cm$

Figura 04(h): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



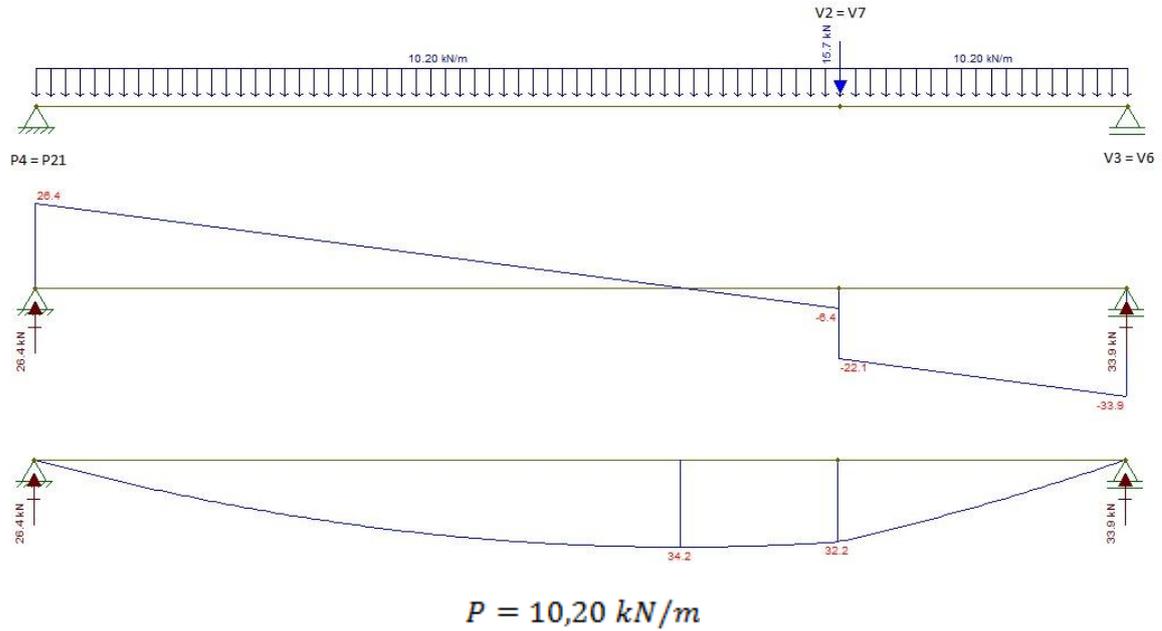
$V_1 = V_8 (15 \times 40) \text{ cm}$

Figura 04(i): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



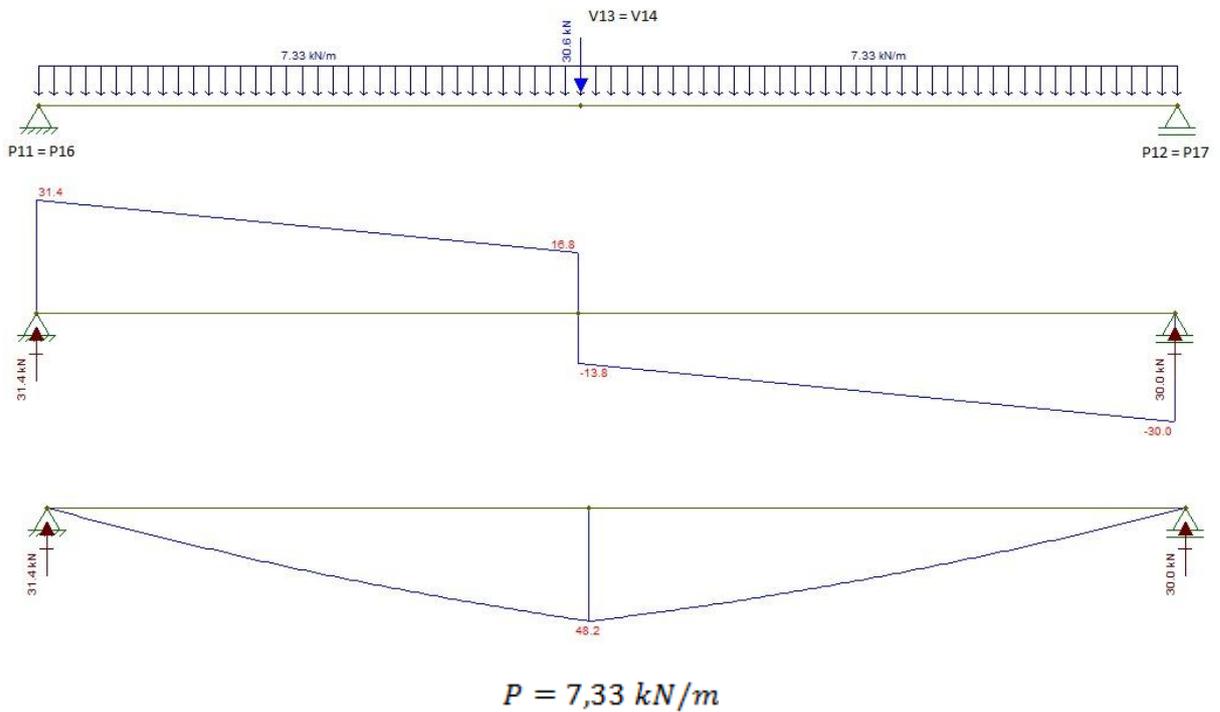
$V_{13} = V_{14} (15 \times 40) \text{ cm}$

Figura 04(j): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



$V_3 = V_6 (15 \times 40) \text{ cm}$

Figura 04(l): Diagramas das vigas do pavimento cobertura.



### - Cálculo das armaduras das vigas do pavimento cobertura

$$V_1 = V_8$$

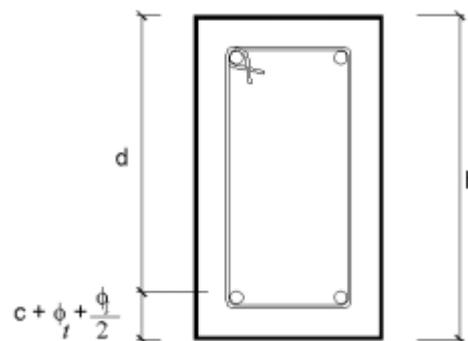
A construção está localizada na cidade de Guarabira, a fim de facilitar a confecção das peças estruturais, optou-se para os cálculos o maior momento fletor,  $M_k$ , em toda a seção da viga.

Para a concretagem de todas as vigas foi adotado:

- $f_{ck} = 30 \text{ MPa}$ ;
- Aço CA – 50, para as barras longitudinais;
- Aço CA – 60, para as barras transversais (estribos).

Para essa viga adotou-se a seção de **(15X40)cm** e devido à região ser localizada em área urbana, a classe de agressividade de acordo com a NBR 6118/2014, será classe II com cobrimento nominal de 2,5 cm.

Figura 05: Seção transversal da viga.



Fonte: Libâneo, 2007.

### - Cálculo da armadura positiva

Assim,

$$M_k^+ = 21,24 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,4 \cdot M_k = 1,4 \cdot 21,24 = 29,74 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Onde:

$$b_w = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 40 - 2,5 - \frac{1}{2} = 37 \text{ cm}$$

Logo,

$$\mu_d = \frac{29,74}{0,15 \cdot 37^2 \cdot 2,14} = 0,068$$

Para momentos positivos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,320$$

Como,

$$\mu_d = 0,068 < \mu_{d,lim} = 0,320$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot \mu_d}}{1,36}$$

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot 0,068}}{1,36} = 0,042$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 1 - 0,4 \cdot 0,042 = 0,98$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Onde:

$$\emptyset = 0,98$$

$$d = 0,37 \text{ m}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$A_s = \frac{29,74}{0,98 \cdot 0,37 \cdot 43,48} = 1,89 \text{ cm}^2$$

- Quantidade de barras de 10 mm para a viga

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1,89}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 2,4 \cong 3 \text{ barras}$$

- Cálculo da armadura negativa

Devido à existência de uma grande variação entre os momentos negativos, optou-se em dividir a viga em três trechos.

Sendo o trecho I = trecho III, tem-se:

$$M_k^- = 15,52 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,4 \cdot M_k = 1,4 \cdot 15,52 = 21,73 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{21,73}{0,15 \cdot 37^2 \cdot 2,14} = 0,049$$

Para momentos negativos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,272$$

Como,

$$\mu_d = 0,049 < \mu_{d,lim} = 0,272$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot 0,049}}{1,36} = 0,029$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 1 - 0,4 \cdot 0,029 = 0,99$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{21,73}{0,99 \cdot 0,374348} = 1,36 \text{ cm}^2$$

- Quantidade de barras de 10 mm para a viga

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1,36}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 1,73 \cong 2 \text{ barras}$$

Para o trecho II, tem-se que:

$$M_k^- = 30,56 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,4 \cdot M_k = 1,4 \cdot 30,56 = 42,78 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{42,78}{0,1537^2 \cdot 2,14} = 0,09$$

Para momentos negativos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,272$$

Como,

$$\mu_d = 0,09 < \mu_{d,lim} = 0,272$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot 0,09}}{1,36} = 0,056$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 1 - 0,4 \cdot 0,056 = 0,98$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}} = \frac{42,78}{0,99 \cdot 0,374348} = 2,71 \text{ cm}^2$$

**- Quantidade de barras de 10 mm para a viga**

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{2,71}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 3,45 \cong 4 \text{ barras}$$

Logo, as armaduras do pavimento cobertura tornam-se:

**Quadro 01: Cálculo das armaduras da cobertura.**

Viga	$b_w$ (cm)	$h_b$ (cm)	$d$ (cm)	$c$ (cm)	$f_{ck}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (kN/cm <sup>2</sup> )	$M_k^+$ (kN.cm)	$M_k^-$ (kN.cm)	$a_s$ (cm <sup>2</sup> )	$a'_s$ (cm <sup>2</sup> )
V1	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2124	3060	1,92	2,82
V2	15,0	30,0	27,1	2,50	3,00	50,0	540	847	0,65	1,04
V3	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4820	0	3,50	0,48
V4	15,0	40,0	37,2	2,50	3,00	50,0	514	771	0,45	0,68
V5	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	550	2475	0,48	2,26
V6	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4820	0	3,50	0,48
V7	15,0	30,0	27,0	2,50	3,00	50,0	540	847	0,65	1,04
V8	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2124	3060	1,92	2,82
V9	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	3350	6080	2,39	4,48
V10	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4493	8152	3,25	6,21
V11	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4040	7307	2,90	5,50
V12	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2769	2860	2,54	2,63
V13	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	3421	0	3,18	0,48
V14	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	3421	0	3,18	0,48
V15	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2769	2860	2,54	2,63
V16	15,0	40,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4040	7307	2,90	5,50
V17	15,0	40,0	47,0	2,50	3,00	50,0	4493	8152	3,25	6,21
V18	15,0	50,0	47,0	2,50	3,00	50,0	3350	6080	3,11	4,48
V19	15,0	30,0	27,2	2,50	3,00	50,0	247	440	0,48	0,53

**- Verificação ao cisalhamento do pavimento cobertura**

$$V1 = V8$$

$$V_{k,ei\tilde{x}o} = 66,4 \text{ kN}$$

$$V_{sk,face} = V_{k,ei\tilde{x}o} - q \cdot \frac{t}{2} = 66,4 - 7x \frac{0,15}{2} = 65,9 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} = \gamma_f \cdot V_{sk,face} = 1,4x65,9 = 92,3 \text{ kN}$$

**- Força cortante  $V_{Rd2}$**

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que,

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

Logo,

$$V_{Rd2} = 282 \text{ kN}$$

Como,

$$V_{Rd2} > V_{sd,face} \rightarrow \text{as Bielas resistem!}$$

**Força cortante  $V_{sd,min}$  relativa a armadura transversal mínima**

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que,

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$V_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37 \cdot \frac{50}{1,15}$$

$$V_{sw,min} = 25,18 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{2/3} = \frac{0,21}{1,4} \cdot (3,0)^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,31 \cdot 15 \cdot 37 = 103 \text{ kN}$$

Resulta:

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c = 128,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} < V_{sd,min} \rightarrow a_{sw} = a_{sw,min}$$

**Dimensionamento da armadura transversal**

Com  $V_{sd} < V_{sd,min}$ , portanto, deve-se dispor a armadura mínima.

a) Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw,min}}{S} = \rho_{sw,min} \cdot b_w$$

$$a_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,15 = 0,000174 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando-se estribos de dois ramos, tem-se:

$$a_{sw} = a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/m$$

Pode-se adotar:

$$\emptyset 5 \text{ c}/10 (1,77 \text{ cm}^2/m)$$

c) Diâmetro dos estribos

$$\emptyset_{t,min} = 5,0 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{t,máx} = 0,1 \cdot b_w = 15 \text{ mm}$$

Adotou-se:

$$\emptyset_t = 5,0 \text{ mm}$$

d) Espaçamento máximo longitudinal dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm}$$

Logo,

$$\frac{V_{sd,face}}{V_{Rd2}} = \frac{92,3}{282} = 0,33$$

Daí,

$$V_{sd,face} \leq 0,67V_{Rd2}$$

Portanto,  $S_{máx} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 37 = 22,2 \text{ cm}$

Como,  $S_{máx} \leq 30 \text{ cm} \rightarrow OK!$

e) Números de ramos dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,máx} = d \leq 80 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 35 \text{ cm}$$

Como,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 37 = 22,2 \text{ cm}$$

Para estribos de dois ramos:

$$S_t = b_w - 2 \cdot c - \emptyset_t = 9,5 \text{ cm}$$

Logo,  $S_t < S_{t,m\acute{a}x} \rightarrow 2 \text{ ramos!}$

### Comprimento da ancoragem

a) Resistência de aderência

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd}$$

Em que,

$$n_1 = 2,25$$

$$n_2 = 1,0$$

$$n_3 = 1,0$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,31 = 0,698 \text{ kN/cm}^2$$

b) Comprimento de ancoragem básica

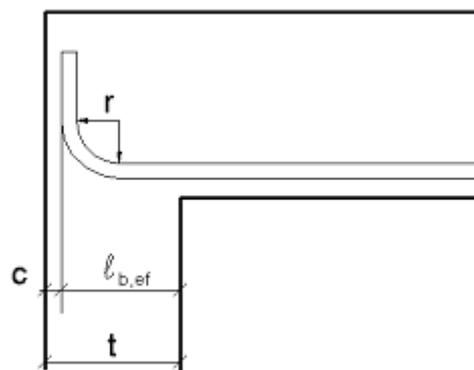
$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{43,5}{0,698}$$

$$l_b = 15,6 \text{ cm}$$

## Ancoragem de apoio

A notação é indicada na figura abaixo:

Figura 06: Ancoragem no apoio.



Fonte: Libâneo, 2007.

a) Dimensão mínima do apoio:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} (r + 5,5\phi) = 4\phi + 5,5\phi = 9,5 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = t - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

Como,  $l_{b,disp} > l_{b,min} \rightarrow OK!$

b) Armadura necessária no apoio

$$l_{b,disp} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{S,calc}}{A_{S,nec}}$$

$$A_{S,nec} = \frac{\alpha_1 \cdot l_b}{l_{b,disp}} \cdot A_{S,calc}$$

$$A_{S,nec} = \frac{0,7 \cdot 15,6}{12,5} \cdot 1,77$$

$$A_{S,nec} = 1,55 \text{ cm}^2$$

- Cálculo dos estribos

a) diâmetro

$$\phi_t \geq \begin{cases} \frac{\phi_l}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \\ 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

b) espaçamento

$$S_t \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

- Cálculo dos espaçamentos transversais e longitudinais das barras da viga

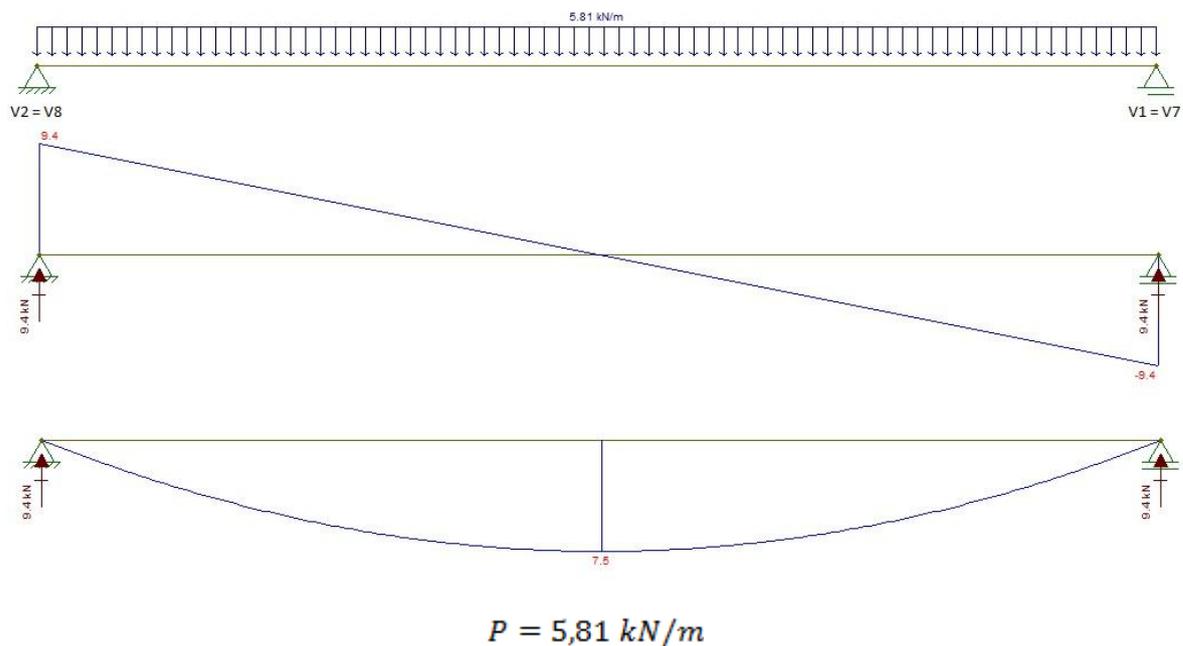
$$S_{tr} \leq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 1 \text{ cm} \\ 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x.a.gr} = 1,2 \cdot 1,9 = 2,3 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_{tr} = 2,3 \text{ cm}$$

- Diagramas das vigas do pavimento tipo figura 04 (a, b, c, d, e, f, g, h, i, j, l, m, n, o).

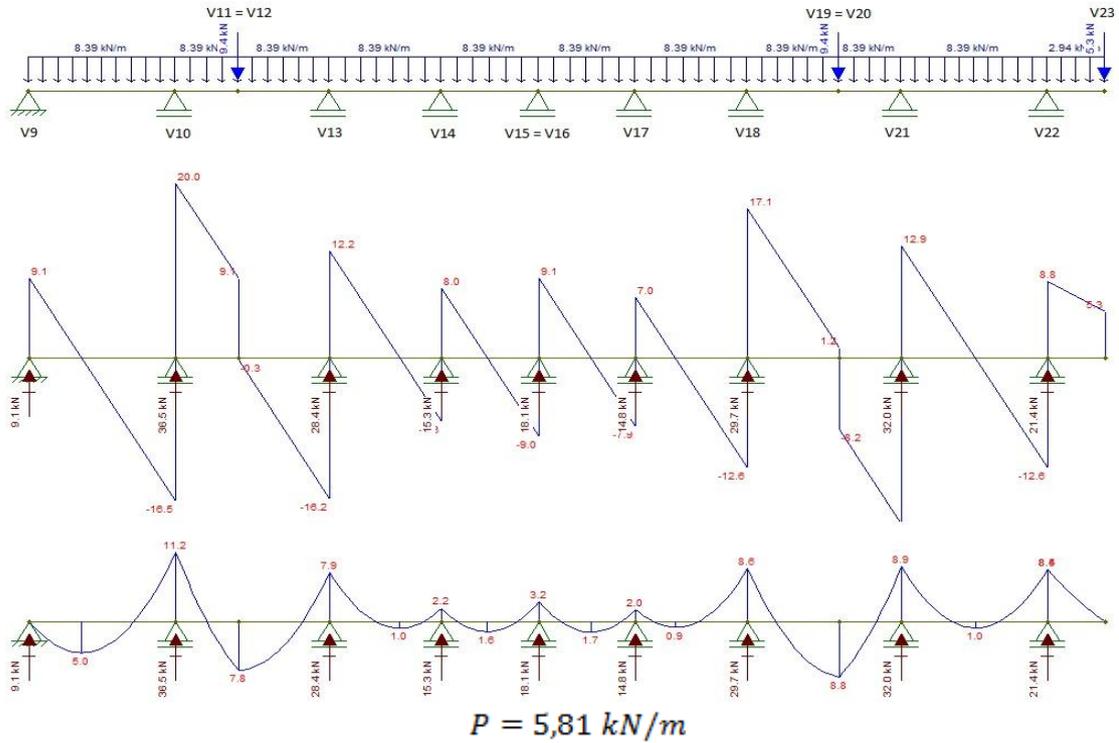
$$V_{11} = V_{12} = V_{19} = V_{20} \text{ (15X30) cm}$$

Figura 07 (a): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



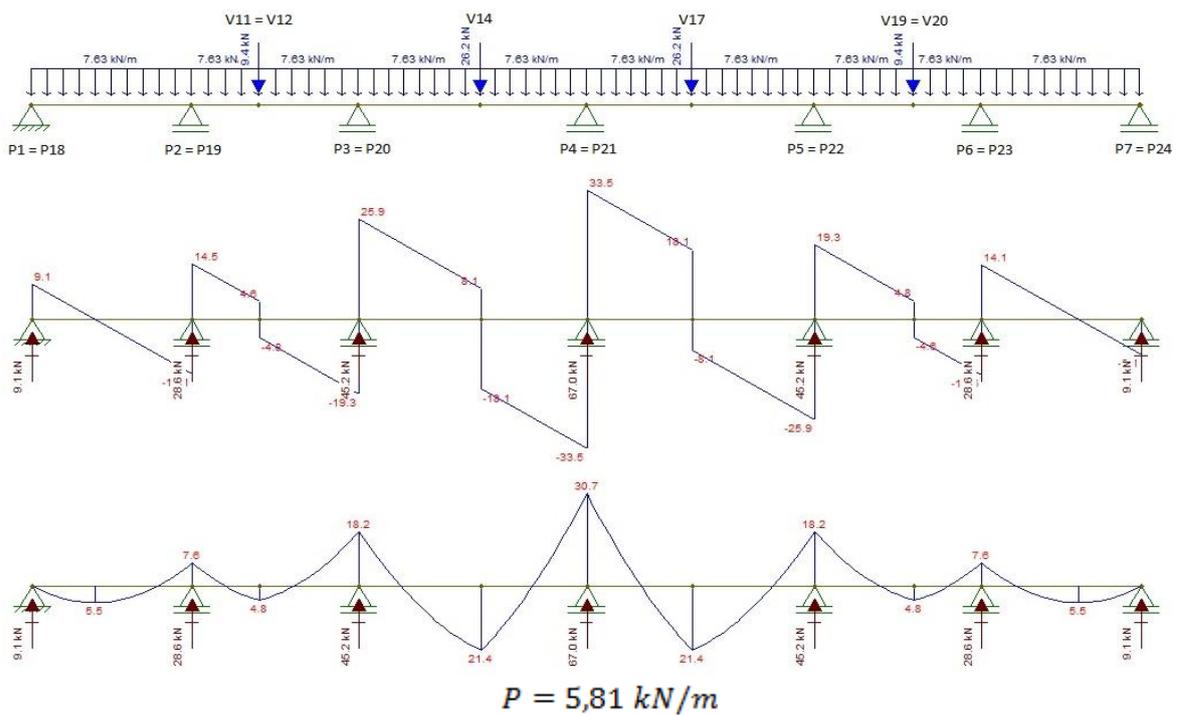
$V_2 = V_7$  (15X30)cm

Figura 07(b): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



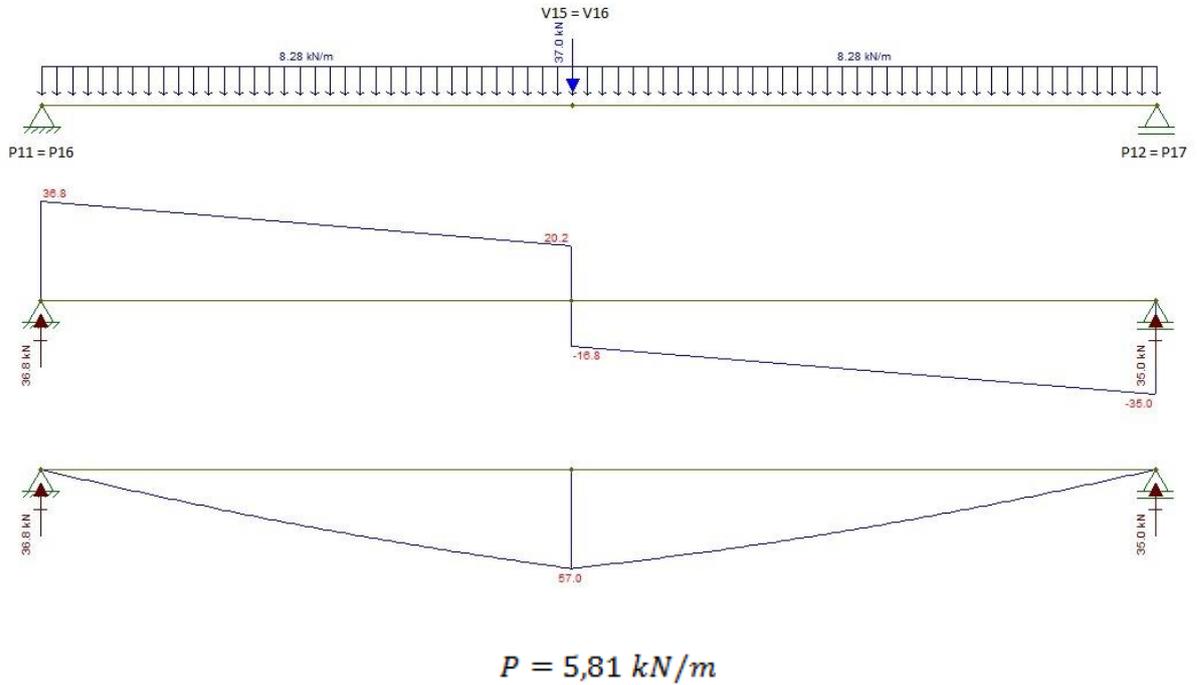
$V_1 = V_8$  (15X40)cm

Figura 07 (c): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



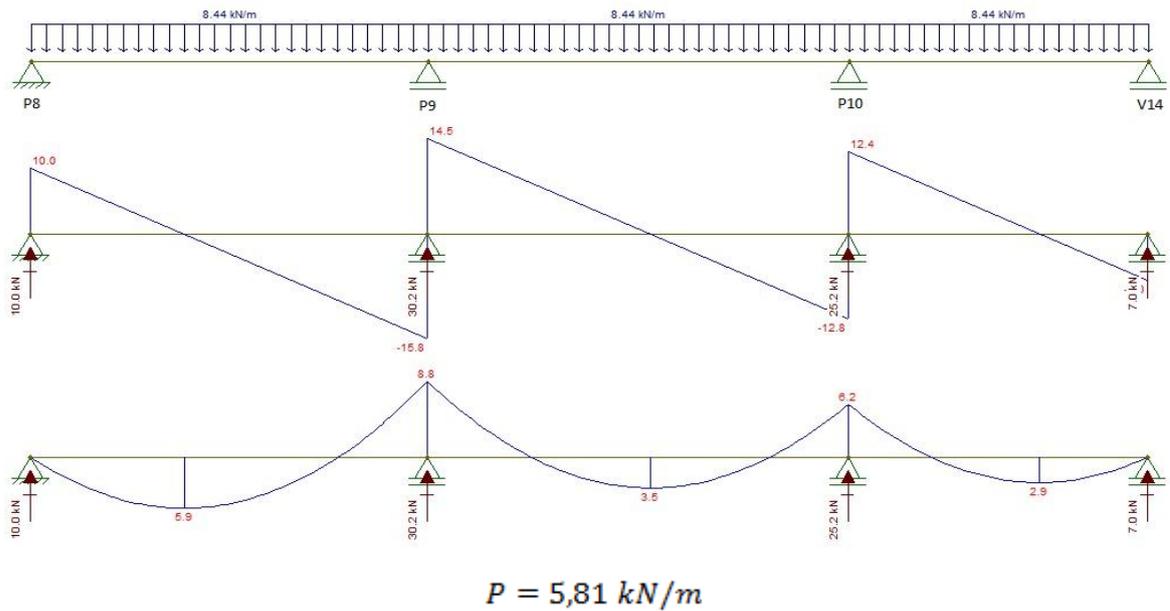
$V_3 = V_6 (15X40)cm$

Figura 07 (d): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



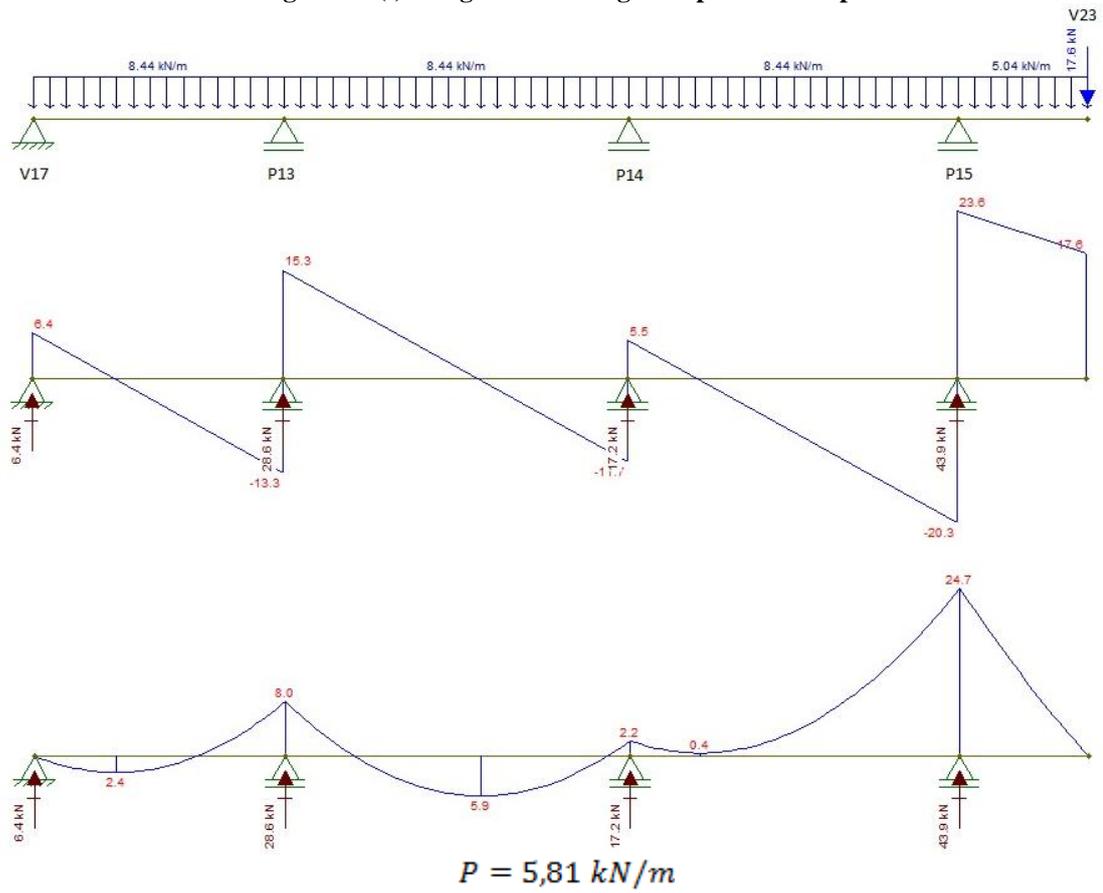
$V_4 (15X40)cm$

Figura 07 (e): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



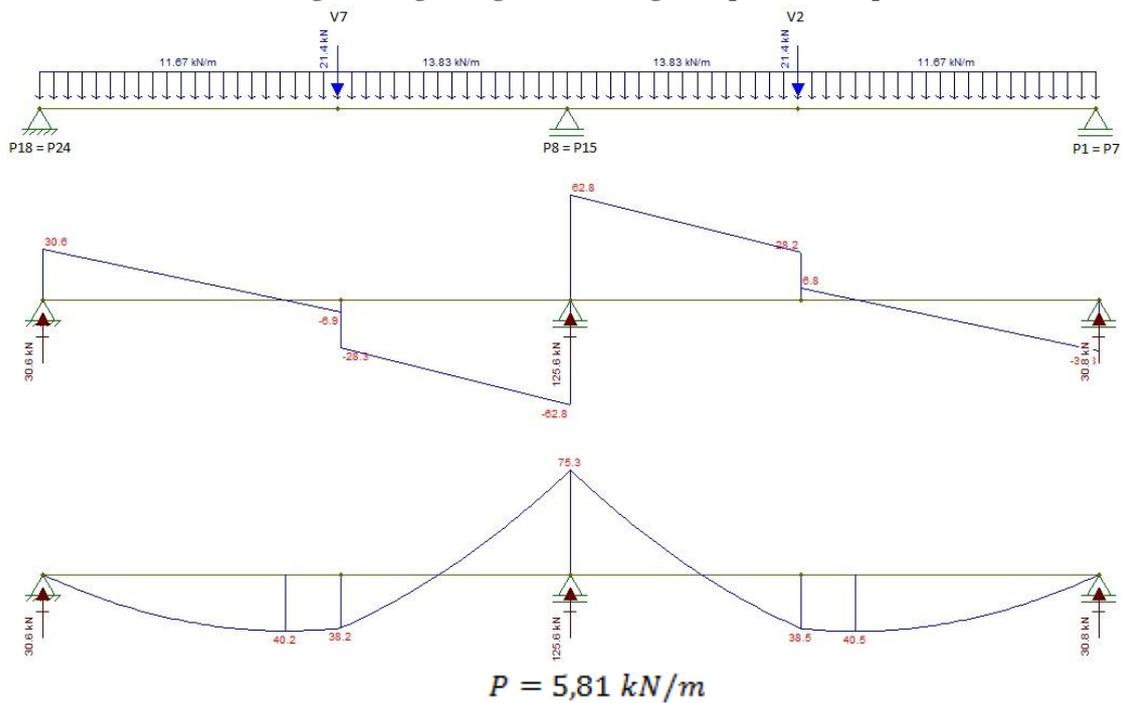
**$V_5 (15X40)cm$**

**Figura 07 (f): Diagramas das vigas do pavimento tipo.**



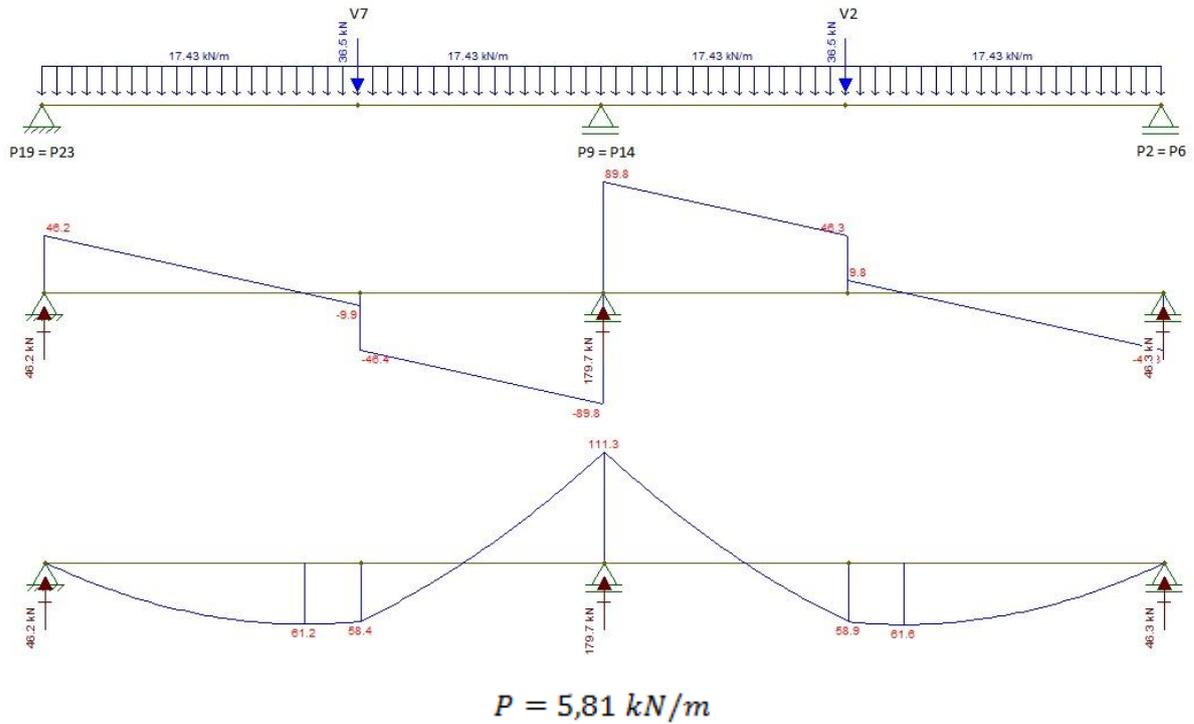
**$V_9 = V_{22} (15X40)cm$**

**Figura 07 (g): Diagramas das vigas do pavimento tipo.**



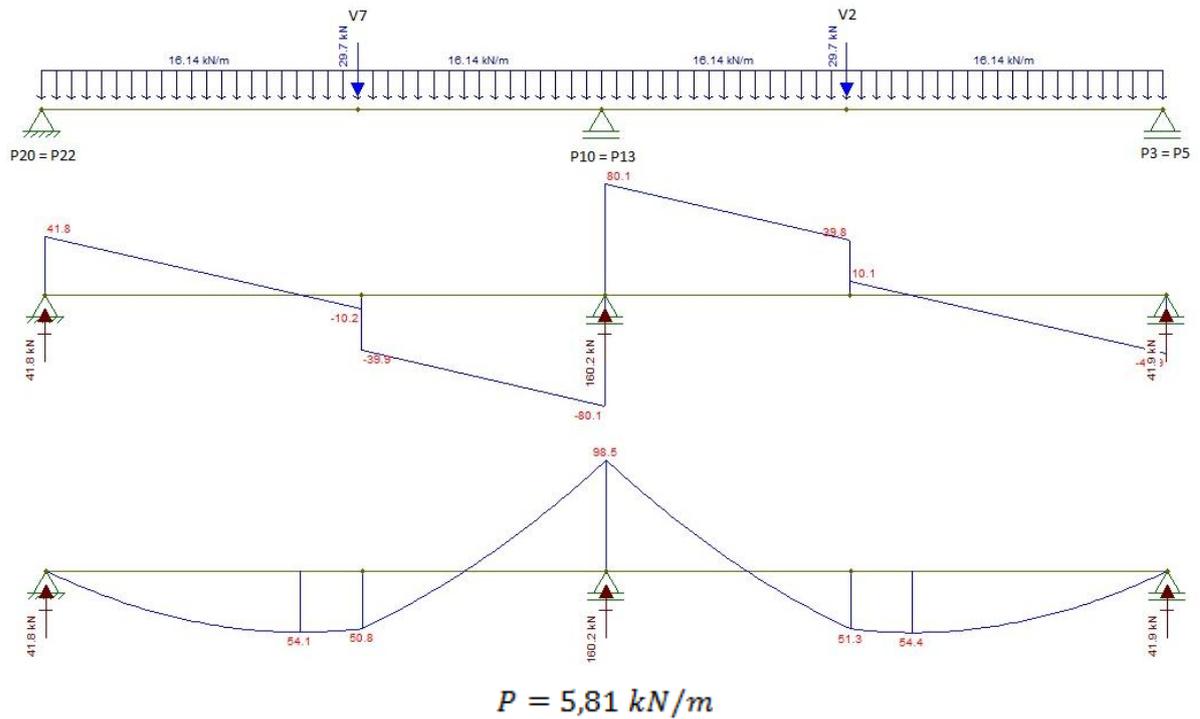
$$V_{10} = V_{21} (15 \times 40) \text{ cm}$$

Figura 07 (h): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



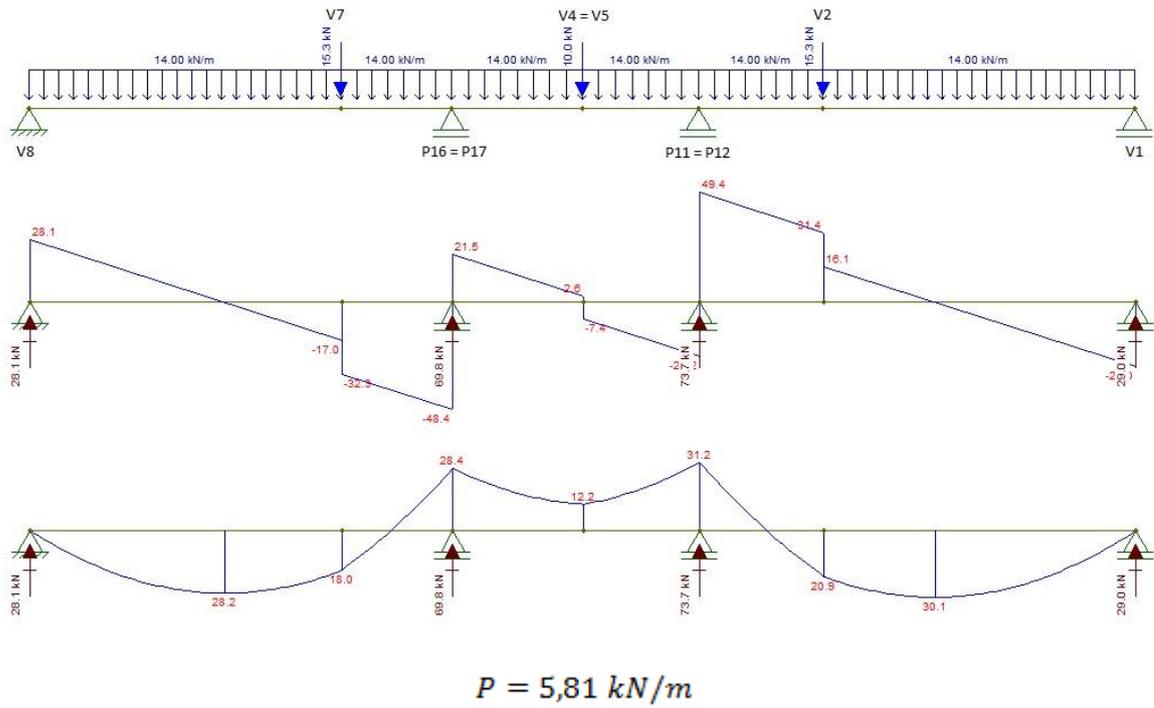
$$V_{13} = V_{18} (15 \times 40) \text{ cm}$$

Figura 07 (i): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



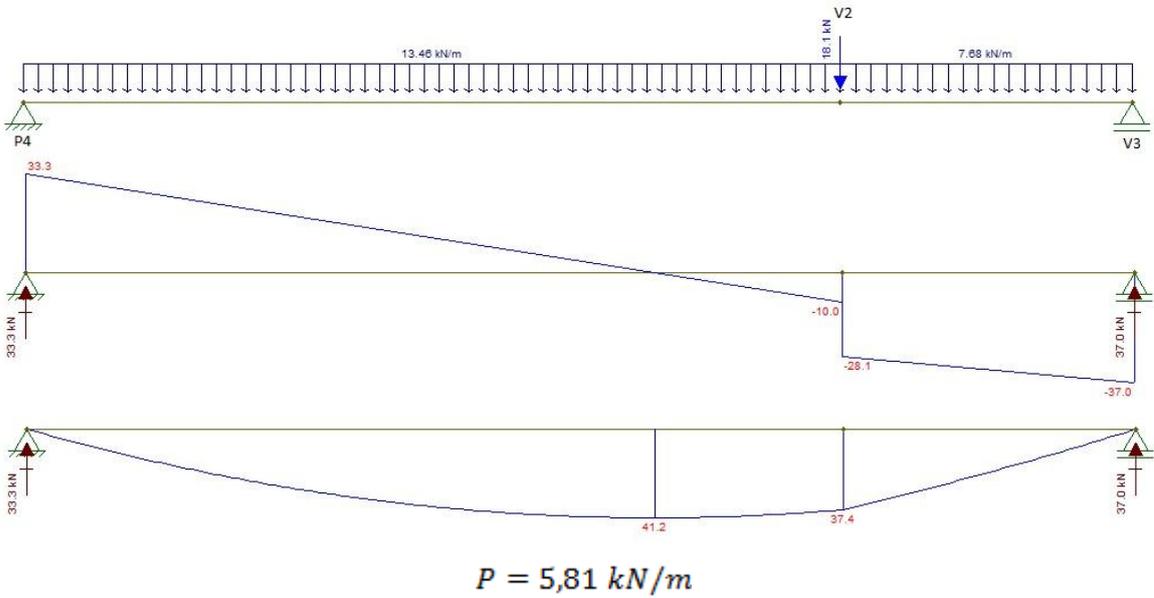
### $V_{14}$ (15X40)cm

Figura 07 (j): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



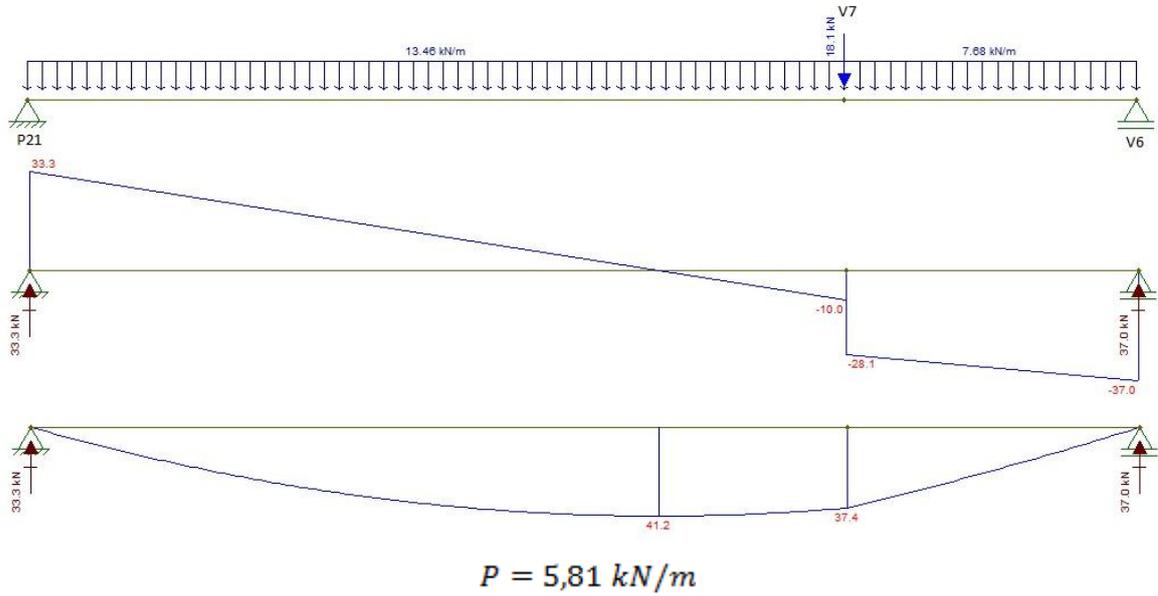
### $V_{15}$ (15X40)cm

Figura 07 (l): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



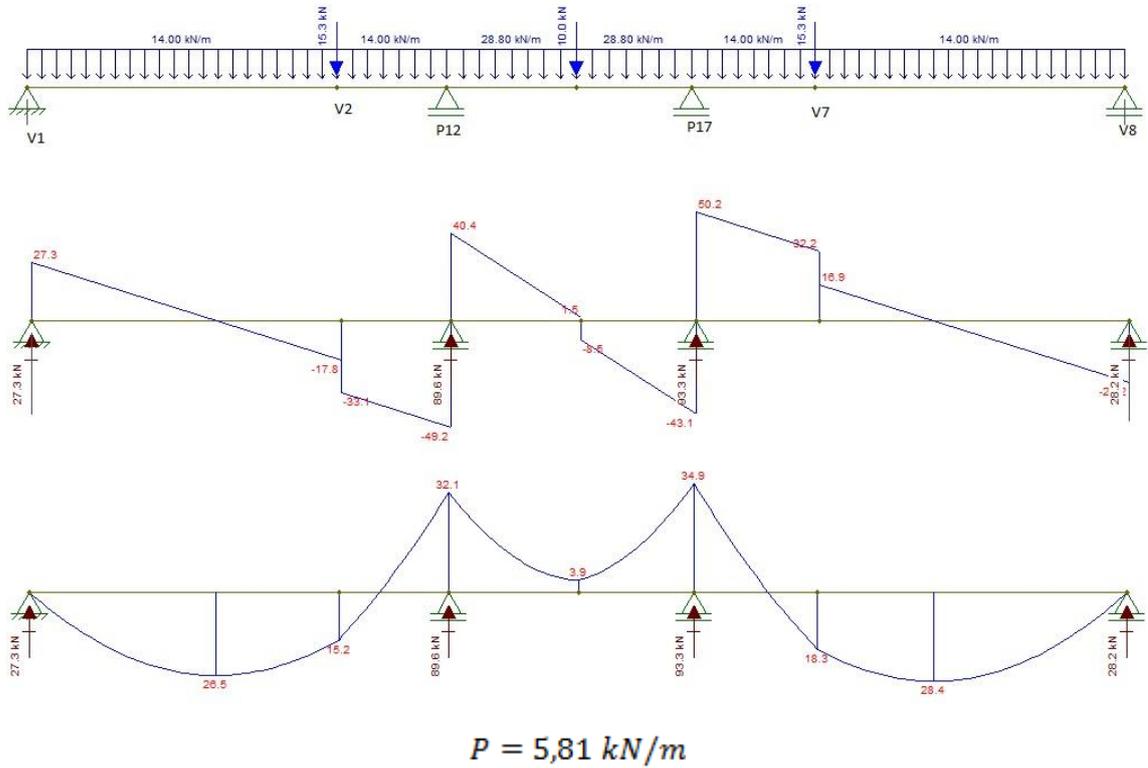
### $V_{16}$ (15X40)cm

Figura 07 (m): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



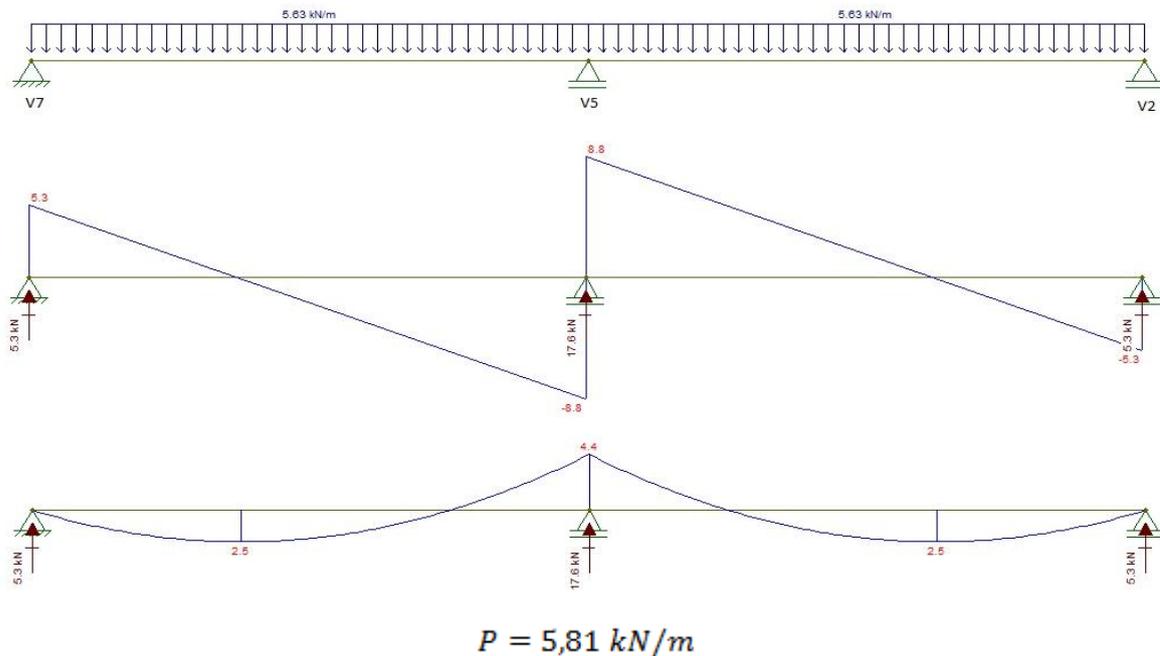
### $V_{17}$ (15X40)cm

Figura 07 (n): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



### $V_{23}$ (15X40)cm

Figura 07 (o): Diagramas das vigas do pavimento tipo.



#### - Cálculo das armaduras das vigas do pavimento tipo

Para o pavimento tipo, a metodologia de cálculo das armaduras foi análoga ao do pavimento cobertura, adotando-se as mesmas especificações de serviço e dos materiais.

$$V_1 = V_8 \text{ (15x40)cm}$$

#### - Cálculo da armadura positiva

$$M_k^+ = 21,4 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 1,4 \cdot M_k = 1,4 \cdot 21,4 = 29,96 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Onde:

$$b_w = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = h - c - \frac{\emptyset}{2} = 40 - 2,5 - \frac{1}{2} = 37 \text{ cm}$$

Logo,

$$\mu_d = \frac{29,96}{0,15.37^2.2,14} = 0,068$$

Para momentos positivos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,320$$

Como,

$$\mu_d = 0,068 < \mu_{d,lim} = 0,320$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot \mu_d}}{1,36} = 0,04$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 0,98$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Onde:

$$\emptyset = 0,98$$

$$d = 0,37 \text{ m}$$

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_c} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$A_s = \frac{29,96}{0,98 \cdot 0,37 \cdot 43,48} = 1,90 \text{ cm}^2$$

**- Quantidade de barras de 10 mm para a viga**

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1,90}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 2,4 \cong 3 \text{ barras}$$

### - Cálculo da armadura negativa

Devido a existência de uma grande variação entre os momentos negativos, optou-se em dividir a viga em três trechos.

Sendo o trecho I = trecho III, tem-se que:

$$M_k^- = 18,2 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 25,48 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,054$$

Para momentos negativos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,272$$

Como,

$$\mu_d = 0,054 < \mu_{d,lim} = 0,272$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot 0,09}}{1,36} = 0,033$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 0,99$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}} = 1,60 \text{ cm}^2$$

### - Quantidade de barras de 10 mm para a viga

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1,60}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 2 \text{ barras}$$

Para o trecho II, tem-se que:

$$M_k^- = 30,7 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 42,98 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,09$$

Para momentos negativos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,272$$

Como,

$$\mu_d = 0,09 < \mu_{d,lim} = 0,272$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot 0,09}}{1,36} = 0,056$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 0,98$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}} = 2,73 \text{ cm}^2$$

**- Quantidade de barras de 10 mm para a viga**

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{2,73}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} \cong 4 \text{ barras}$$

Logo, as armaduras das vigas do pavimento tipo procedendo da mesma forma que a V1=V8, torna-se:

Quadro 02: Cálculo das armaduras do tipo.

Viga	$b_w$ (cm)	$h_b$ (cm)	$d$ (cm)	$c$ (cm)	$f_{ck}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$f_{yk}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	$M_k^+$ (KN.cm)	$M_k^-$ (KN.cm)	Positivo	Negativo
									$a_s$ (cm <sup>2</sup> )	$A'_s$ (cm <sup>2</sup> )
V1	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2140	3070	1,94	2,83
V2	15,0	30,0	27,0	2,50	3,00	50,0	880	1120	1,08	1,39
V3	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	5700	-	5,59	-
V4	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	590	880	0,52	0,78
V5	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	610	2470	0,54	2,25
V6	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	5700	-	5,59	-
V7	15,0	30,0	27,0	2,50	3,00	50,0	880	1120	1,94	2,83
V8	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2140	3070	0,08	0,99
V9	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	4050	7530	3,82	7,77
V10	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	6160	11130	6,11	13,20
V11	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	750	-	0,66	-
V12	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	750	-	0,66	-
V13	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	5440	9850	5,30	11,02
V14	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	3010	3120	2,77	2,88
V15	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	4120	-	3,89	-
V16	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	4120	-	3,89	-
V17	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	2840	3490	2,61	3,25
V18	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	5440	9850	5,30	11,02
V19	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	750	-	0,66	-
V20	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	750	-	0,66	-
V21	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	6160	11130	6,11	13,20
V22	15,0	40,0	37,0	2,50	3,00	50,0	4050	7530	3,82	7,77
V23	15,0	30,0	27,0	2,50	3,00	50,0	250	440	0,30	0,53

### - Verificação ao cisalhamento do pavimento tipo

$$V1 = V8$$

$$V_{k,eixo} = 67 \text{ kN}$$

$$V_{sk,face} = V_{k,eixo} - q \cdot \frac{t}{2} = 67 - 7,63x \frac{0,15}{2} = 66,4 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} = \gamma_f \cdot V_{sk,face} = 1,4x66,4 = 93 \text{ kN}$$

### Força cortante $V_{Rd2}$

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que,

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

Logo,

$$V_{Rd2} = 282 \text{ kN}$$

Como,

$$V_{Rd2} > V_{sd,face} \rightarrow \text{as Bielas resistem!}$$

### Força cortante $V_{sd,min}$ relativa a armadura transversal mínima

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que,

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$V_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 37 \cdot \frac{50}{1,15}$$

$$V_{sw,min} = 25,18 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{2/3} = \frac{0,21}{1,4} \cdot (3,0)^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,31 \cdot 15 \cdot 37 = 103 \text{ kN}$$

Resulta:

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c = 128,2 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} < V_{sd,min} \rightarrow a_{sw} = a_{sw,min}$$

### Dimensionamento da armadura transversal

Com  $V_{sd} < V_{sd,min}$ , portanto, deve-se dispor a armadura mínima.

a) Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw,min}}{S} = \rho_{sw,min} \cdot b_w$$

$$a_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,15 = 0,000174 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando-se estribos de dois ramos, tem-se:

$$a_{sw} = a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pode-se adotar:

$$\emptyset 5 \text{ c}/10 (1,77 \text{ cm}^2/\text{m})$$

c) Diâmetro dos estribos

$$\emptyset_{t,min} = 5,0 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{t,máx} = 0,1 \cdot b_w = 15 \text{ mm}$$

Adotou-se:

$$\emptyset_t = 5,0 \text{ mm}$$

d) Espaçamento máximo longitudinal dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm}$$

Logo,

$$\frac{V_{sd,face}}{V_{Rd2}} = \frac{93}{282} = 0,33$$

Daí,

$$V_{sd,face} \leq 0,67V_{Rd2}$$

Portanto,  $S_{máx} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 37 = 22,2 \text{ cm}$

Como,  $S_{máx} \leq 30 \text{ cm} \rightarrow OK!$

e) Números de ramos dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,m\acute{a}x} = d \leq 80 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 35 \text{ cm}$$

Como,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 37 = 22,2 \text{ cm}$$

Para estribos de dois ramos:

$$S_t = b_w - 2 \cdot c - \emptyset_t = 9,5 \text{ cm}$$

Logo,  $S_t < S_{t,m\acute{a}x} \rightarrow 2 \text{ ramos!}$

### Comprimento da ancoragem

a) Resistência de aderência

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd}$$

Em que,

$$n_1 = 2,25$$

$$n_2 = 1,0$$

$$n_3 = 1,0$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,31 = 0,698 \text{ kN/cm}^2$$

b) Comprimento de ancoragem básica

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{1,0}{4} \cdot \frac{43,5}{0,698}$$

$$l_b = 15,6 \text{ cm}$$

### Ancoragem de apoio

a) Dimensão mínima do apoio:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} (r + 5,5\phi) = 4\phi + 5,5\phi = 9,5 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = t - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

Como,  $l_{b,disp} > l_{b,min} \rightarrow OK!$

b) Armadura necessária no apoio

$$l_{b,disp} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{S,calc}}{A_{S,nec}}$$

$$A_{S,nec} = \frac{\alpha_1 \cdot l_b}{l_{b,disp}} \cdot A_{S,calc}$$

$$A_{S,nec} = \frac{0,7 \cdot 15,6}{12,5} \cdot 1,77$$

$$A_{S,nec} = 1,55 \text{ cm}^2$$

### Cálculo dos estribos

a) diâmetro

$$\phi_t \geq \begin{cases} \frac{\phi_l}{4} = \frac{10}{4} = 2,5 \text{ mm} \\ 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\phi_t = 5 \text{ mm}$$

b) espaçamento

$$S_t \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 12 \cdot \phi_l = 12 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

$$S_t = 12 \text{ cm}$$

- Cálculo dos espaçamentos transversais e longitudinais das barras da viga

$$S_{tr} \leq \begin{cases} 2 \text{ cm} \\ \phi_l = 1 \text{ cm} \\ 1,2 \cdot d_{m\acute{a}x.a.gr} = 1,2 \cdot 1,9 = 2,3 \text{ cm} \end{cases}$$

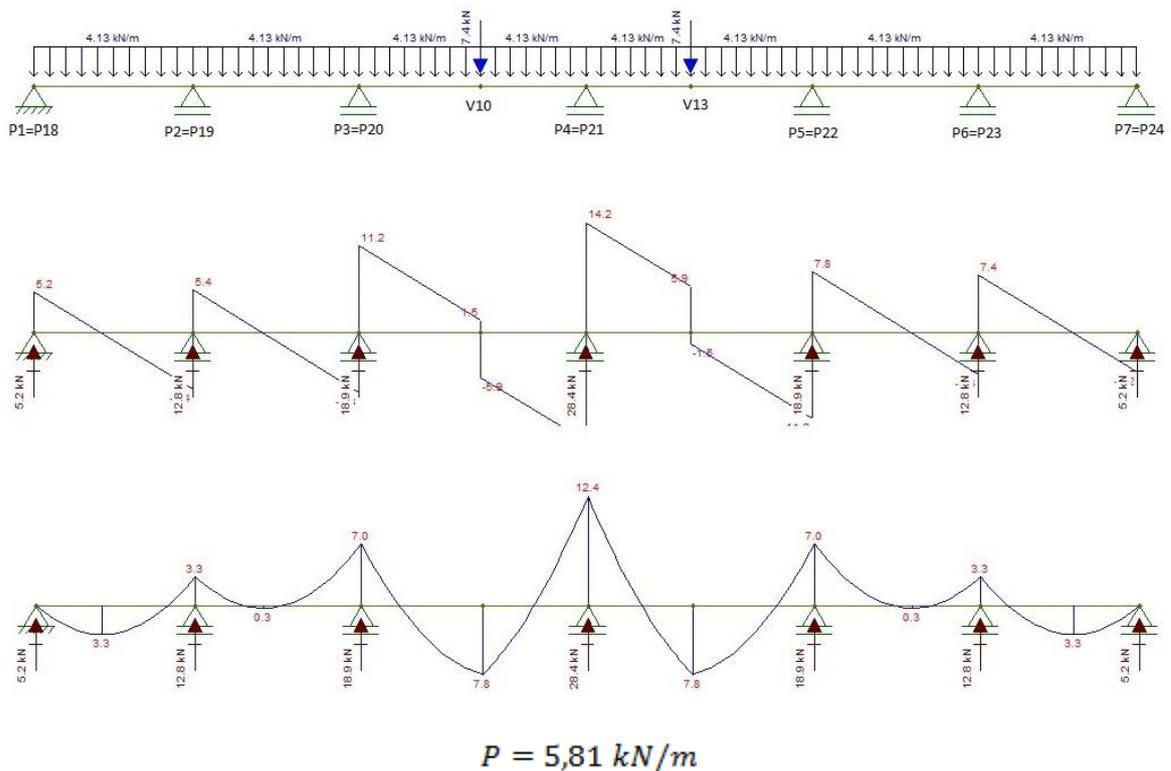
$$S_{tr} = 2,3 \text{ cm}$$

### - Diagramas das vigas baldrame

Como o pavimento garagem (térreo) será em pilotis, não existirá paredes de vedação, desprezando-se assim, as cargas provenientes da alvenaria. Adotou-se a carga acidental (carga variável) de 3,0 kN devido ao fluxo de veículos nesse pavimento. A seção adotada das vigas baldrame foram 15 cm x 30 cm. A seguir na figura 05(a, b, c, d, e, f, g, h, i), estão expressos o carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor das respectivas vigas.

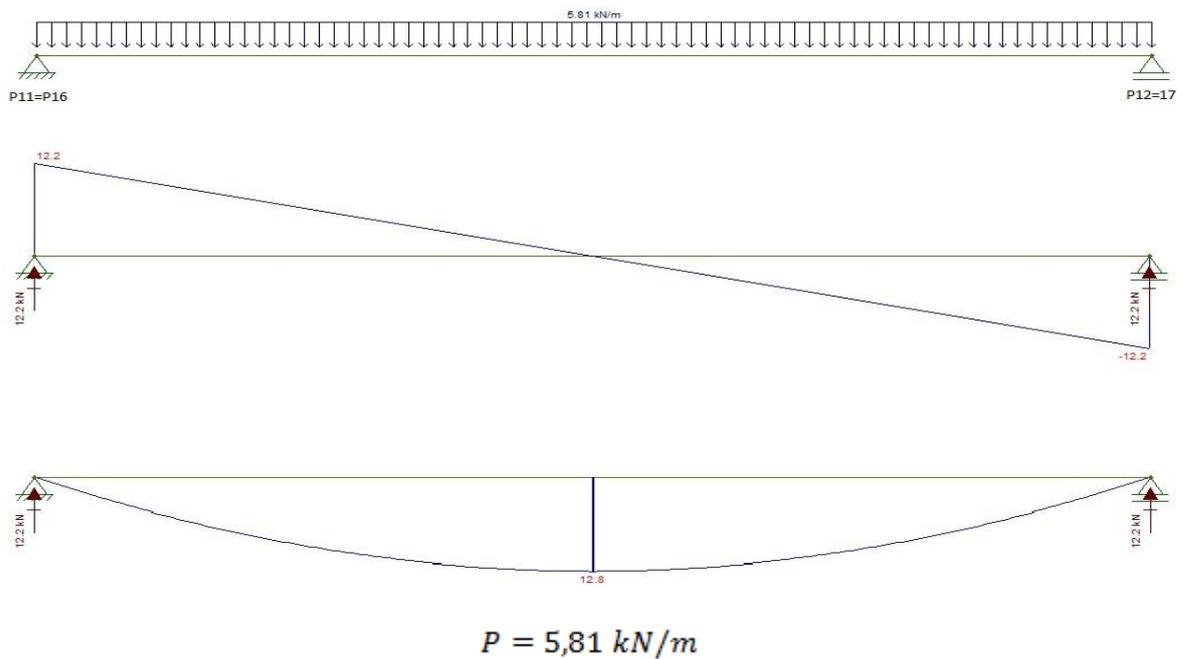
$$V_1 = V_6 (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (a): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor



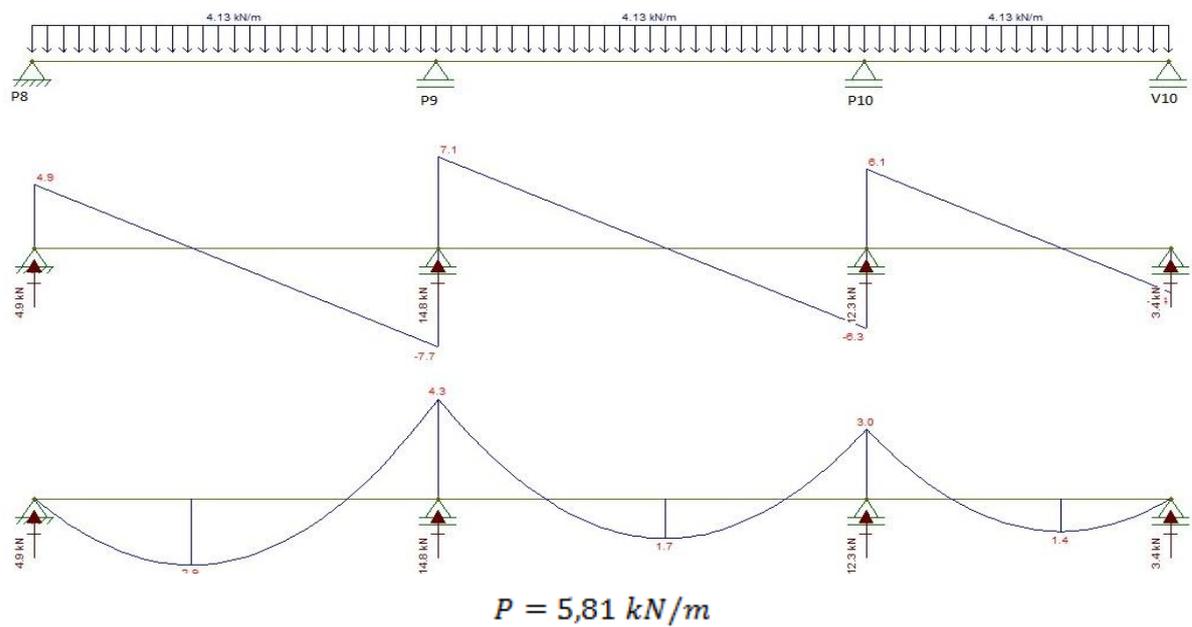
$$V_2 = V_5 (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (b): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



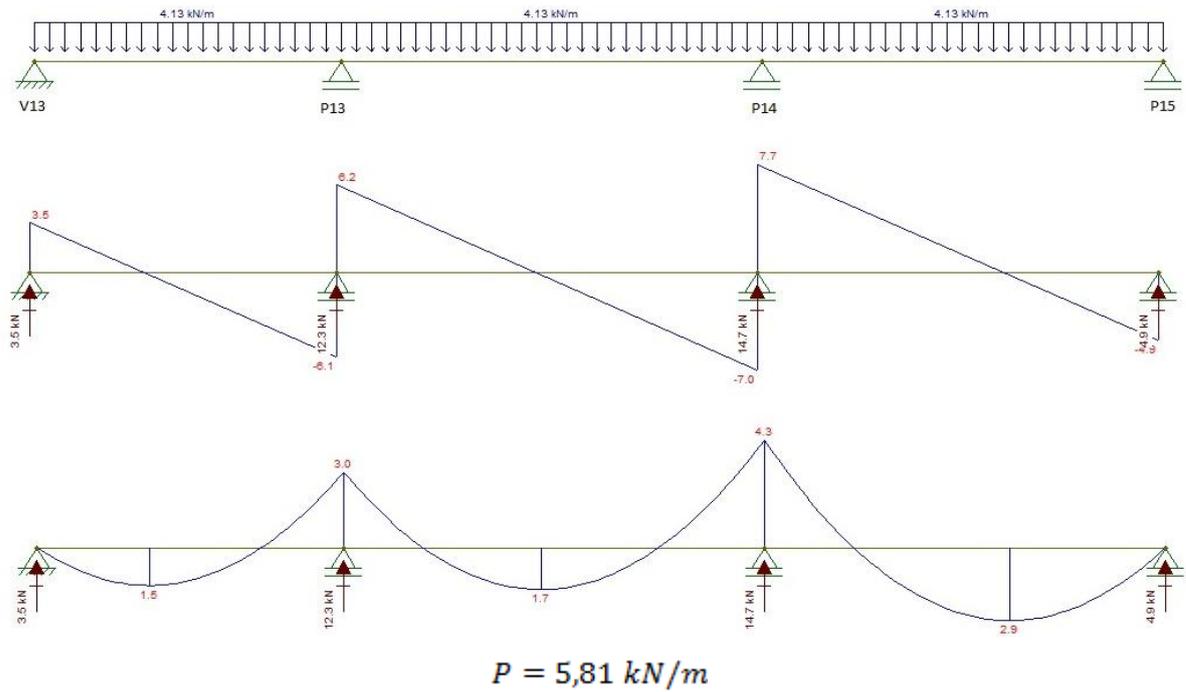
**$V_3$  (15X30)cm**

**Figura 08 (c): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.**



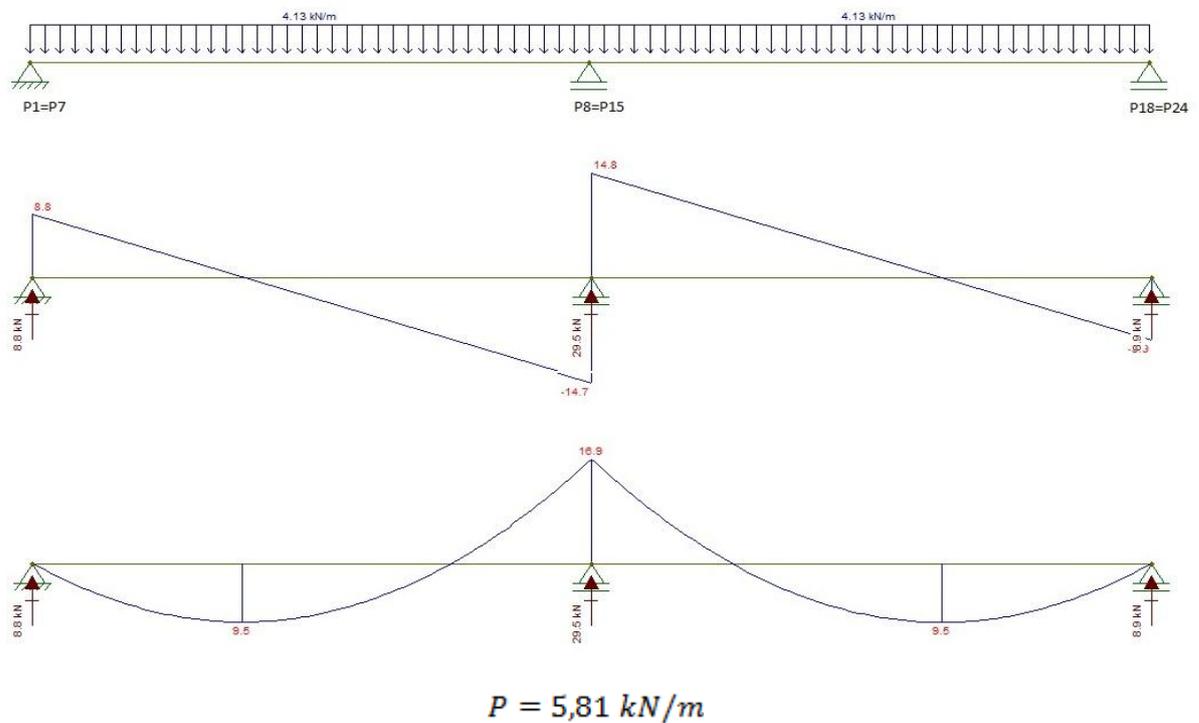
**$V_4$  (15X30)cm**

**Figura 08 (d): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.**



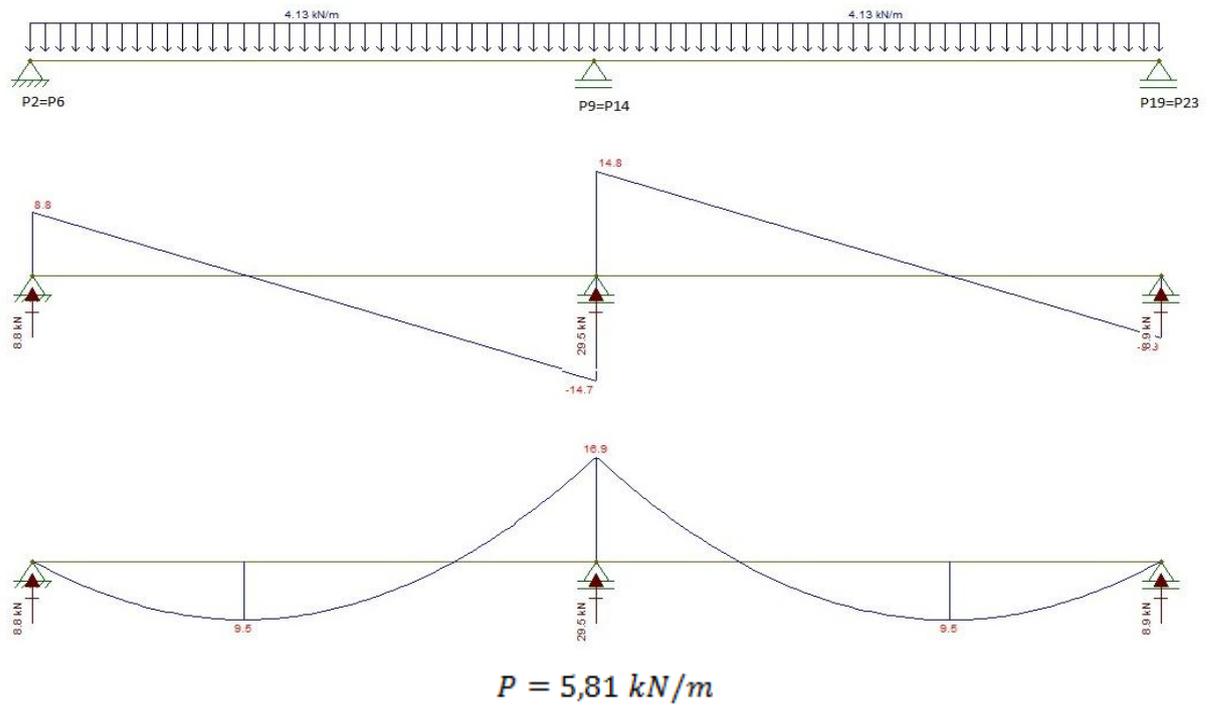
$$V_7 = V_{16} (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (e): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



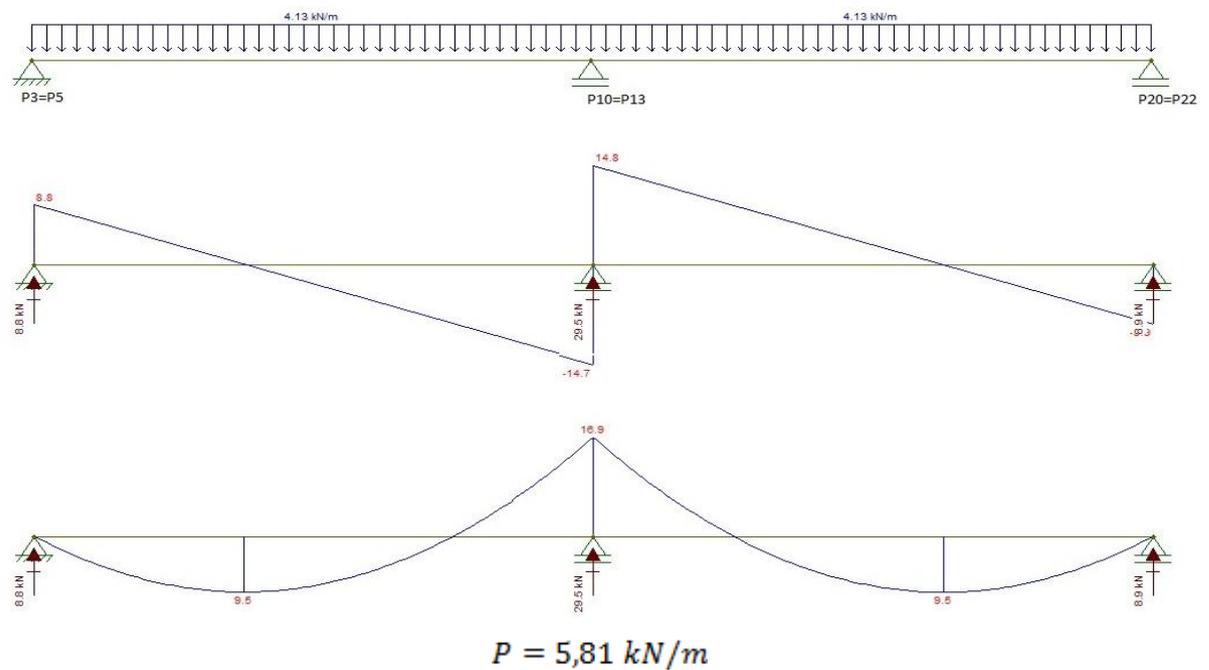
$$V_8 = V_{15} (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (f): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



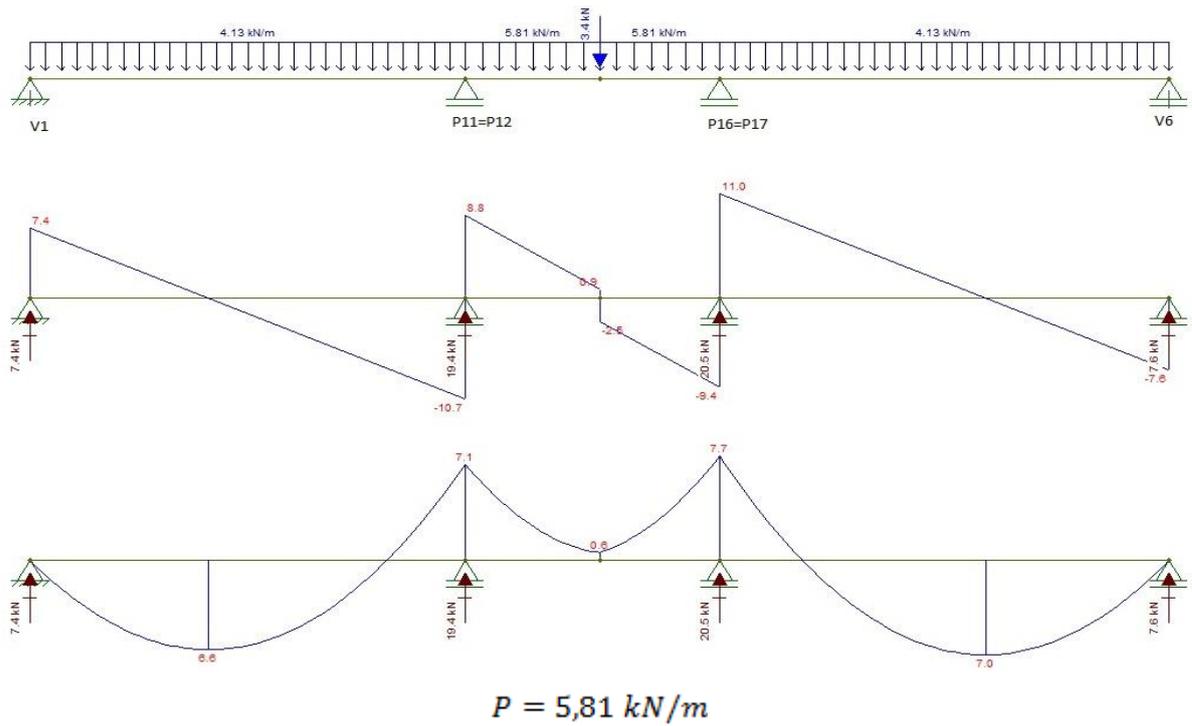
$$V_9 = V_{14} (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (g): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



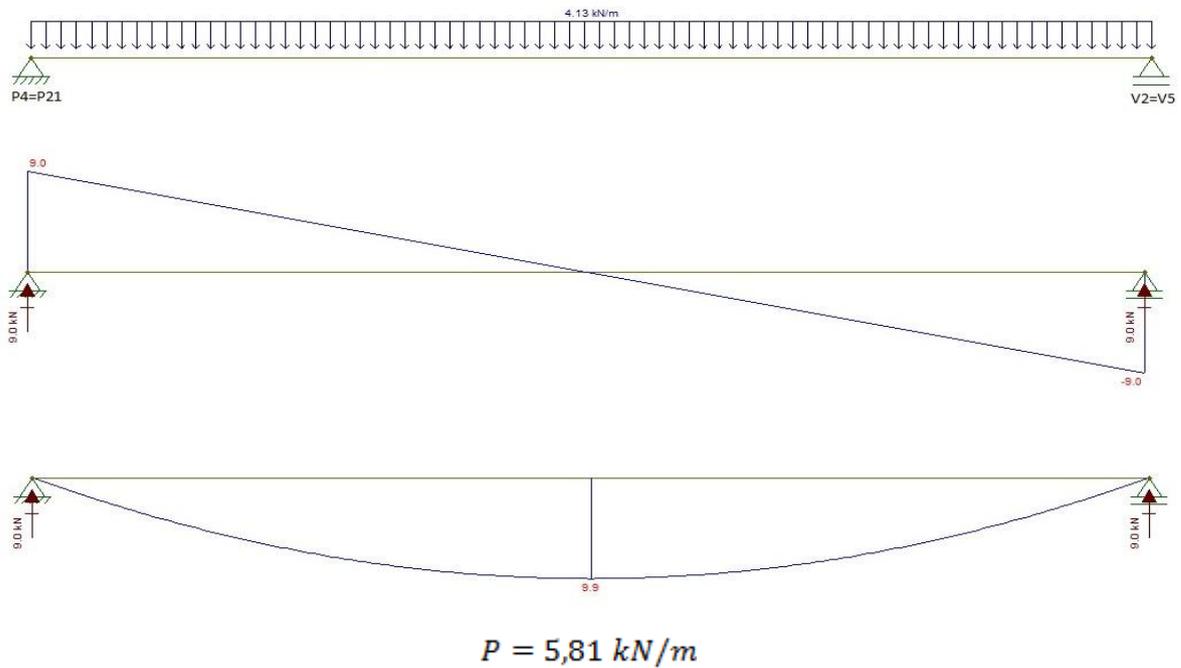
$$V_{10} = V_{13} (15 \times 30) \text{ cm}$$

Figura 08 (h): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



$V_{11} = V_{12} (15 \times 30) \text{ cm}$

Figura 08 (h): Carregamento atuante e os diagramas do esforço cortante e do momento fletor.



- Cálculo das armaduras das vigas do pavimento baldrame

Segue-se a metodologia e as especificações dos outros pavimentos para o cálculo das armaduras do pavimento baldrame.

$$V_1 = V_6 (15 \times 30) \text{ cm}$$

- Cálculo da armadura positiva

$$M_k^+ = 7,8 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 10,92 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}$$

Onde:

$$b_w = 0,15 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

$$d = 27 \text{ cm}$$

Logo,

$$\mu_d = \frac{10,92}{0,15 \cdot 27^2 \cdot 2,14} = 0,05$$

Para momentos positivos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,320$$

Como,

$$\mu_d = 0,05 < \mu_{d,lim} = 0,320$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = \frac{0,68 - \sqrt{0,4624 - 1,088 \cdot \mu_d}}{1,36} = 0,03$$

$$\emptyset = 1 - 0,4 \cdot \varepsilon = 0,99$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\phi \cdot d \cdot f_{yd}}$$

Onde:

$$\phi = 0,98$$

$$d = 0,27 \text{ m}$$

$$f_{yd} = 43,48 \text{ kN/cm}^2$$

Substituindo os valores, tem-se:

$$A_s = 0,69 \text{ cm}^2$$

**- Quantidade de barras de 8 mm para a viga**

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{0,69}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 1,4 \cong 2 \text{ barras}$$

**- Cálculo da armadura negativa**

Tem-se que,

$$M_k^- = 12,4 \text{ kN.m}$$

$$M_d = \gamma_f \cdot M_k = 18 \text{ kN.m}$$

Fazendo,

$$\mu_d = \frac{M_d}{b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = 0,08$$

Para momentos negativos, tem-se:

$$\mu_{d,lim} = 0,272$$

Como,

$$\mu_d = 0,08 < \mu_{d,lim} = 0,272$$

Isso implicará em armadura simples. Assim,

$$\varepsilon = 0,05$$

$$\emptyset = 0,98$$

Fazendo,

$$A_s = \frac{M_d}{\emptyset \cdot d \cdot f_{yd}} = 1,56 \text{ cm}^2$$

- Quantidade de barras de 8 mm para a viga

$$n = \frac{A_s}{A_b} = \frac{1,56}{\frac{\pi \cdot d^2}{4}} = 3 \text{ barras}$$

**Quadro 03: Cálculo das Armaduras do baldrame.**

Viga	b <sub>w</sub> (cm)	h <sub>b</sub> (cm)	d (cm)	c (cm)	f <sub>ck</sub> (KN/cm <sup>2</sup> )	f <sub>yk</sub> (KN/(cm <sup>2</sup> ))	M <sub>k</sub> <sup>+</sup> (KN.cm)	M <sub>k</sub> <sup>-</sup> (KN.cm)	a <sub>s</sub> (cm <sup>2</sup> )	a <sub>s</sub> ' (cm <sup>2</sup> )
V1	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	780	1240	1,58	0,97
V2	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	1280	-	1,63	-
V3	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	290	430	0,36	0,56
V4	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	290	430	0,35	0,53
V5	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	1280	-	1,63	-
V6	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	780	1240	1,58	0,97
V7	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	950	1690	1,19	2,19
V8	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	950	1690	1,19	2,19
V9	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	950	1690	1,19	2,19
V10	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	700	770	0,87	0,96
V11	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	990	-	0,96	-
V12	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	990	-	0,96	-
V13	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	700	770	0,87	0,96
V14	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	50,0	950	1690	1,19
V15	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	50,0	950	1690	1,19
V16	15,0	30,0	26,0	3,00	3,00	50,0	50,0	950	1690	1,19

- Verificação ao cisalhamento do pavimento baldrame

$$V1 = V6$$

$$V_{k,ei\grave{x}o} = 28,4 \text{ kN}$$

$$V_{sk,face} = V_{k,ei\grave{x}o} - q \cdot \frac{t}{2} = 28,4 - 4,13 \times \frac{0,15}{2} = 28,1 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} = \gamma_f \cdot V_{sk,face} = 1,4 \times 28,1 = 39,3 \text{ kN}$$

**Força cortante  $V_{Rd2}$**

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d$$

Em que,

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{30}{250} = 0,88$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_f} = \frac{3,0}{1,4} = 2,14 \text{ kN/cm}^2$$

Logo,

$$V_{Rd2} = 282 \text{ kN}$$

Como,

$$V_{Rd2} > V_{sd,face} \rightarrow \text{as Bielas resistem!}$$

**Força cortante  $V_{sd,min}$  relativa a armadura transversal mínima**

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c$$

Em que,

$$V_{sw,min} = \rho_{sw,min} \cdot 0,9 \cdot b \cdot d \cdot f_{ywd}$$

$$V_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,9 \cdot 15 \cdot 27 \cdot \frac{50}{1,15}$$

$$V_{sw,min} = 18,4 \text{ kN}$$

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot f_{ck}^{2/3} = \frac{0,21}{1,4} \cdot (3,0)^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$V_c = 0,6 \cdot 0,31 \cdot 15 \cdot 27 = 75,3 \text{ kN}$$

Resulta:

$$V_{sd,min} = V_{sw,min} + V_c = 93,7 \text{ kN}$$

$$V_{sd,face} < V_{sd,min} \rightarrow a_{sw} = a_{sw,min}$$

### Dimensionamento da armadura transversal

Como  $V_{sd} < V_{sd,min}$ , portanto, deve-se dispor a armadura mínima.

a) Armadura transversal mínima

$$a_{sw,min} = \frac{A_{sw,min}}{S} = \rho_{sw,min} \cdot b_w$$

$$a_{sw,min} = \frac{0,1159}{100} \cdot 0,15 = 0,000174 \text{ m}^2/\text{m}$$

$$a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Utilizando-se estribos de dois ramos, tem-se:

$$a_{sw} = a_{sw,min} = 1,74 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Pode-se adotar:

$$\emptyset 5 \text{ c}/10 (1,77 \text{ cm}^2/\text{m})$$

c) Diâmetro dos estribos

$$\emptyset_{t,min} = 5,0 \text{ mm}$$

$$\emptyset_{t,máx} = 0,1 \cdot b_w = 15 \text{ mm}$$

Adotou-se:

$$\emptyset_t = 5,0 \text{ mm}$$

d) Espaçamento máximo longitudinal dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,6 \cdot d \leq 30 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,67V_{Rd2}$ , então:

$$S_{máx} = 0,3 \cdot d \leq 20 \text{ cm}$$

Logo,

$$\frac{V_{sd,face}}{V_{Rd2}} = \frac{28,1}{282} = 0,1$$

Daí,

$$V_{sd,face} \leq 0,67V_{Rd2}$$

Portanto,  $S_{m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 27 = 16,2 \text{ cm}$

Como,  $S_{m\acute{a}x} \leq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{OK!}$

e) Números de ramos dos estribos

Se,  $V_{sd} \leq 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,m\acute{a}x} = d \leq 80 \text{ cm}$$

Se,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então:

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d \leq 35 \text{ cm}$$

Como,  $V_{sd} > 0,20V_{Rd2}$ , então

$$S_{t,m\acute{a}x} = 0,6 \cdot d = 0,6 \cdot 27 = 16,2 \text{ cm}$$

Para estribos de dois ramos:

$$S_t = b_w - 2 \cdot c - \emptyset_t = 9,5 \text{ cm}$$

Logo,  $S_t < S_{t,m\acute{a}x} \rightarrow 2 \text{ ramos!}$

### Comprimento da ancoragem

a) Resistência de aderência

$$f_{bd} = n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \cdot f_{ctd}$$

Em que,

$$n_1 = 2,25$$

$$n_2 = 1,0$$

$$n_3 = 1,0$$

$$f_{ctd} = \frac{0,21}{\gamma_c} \cdot (f_{ck})^{2/3} = 0,31 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_{bd} = 2,25 \cdot 1 \cdot 1 \cdot 0,31 = 0,698 \text{ kN/cm}^2$$

b) Comprimento de ancoragem básica

$$l_b = \frac{\emptyset}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} = \frac{0,8}{4} \cdot \frac{43,5}{0,698}$$

$$l_b = 12,5 \text{ cm}$$

### Ancoragem de apoio

a) Dimensão mínima do apoio:

$$l_{b,min} \geq \begin{cases} (r + 5,5\emptyset) = 4\emptyset + 5,5\emptyset = 7,6 \text{ cm} \\ 60 \text{ mm} = 6 \text{ cm} \end{cases}$$

$$l_{b,disp} = t - c = 15 - 2,5 = 12,5 \text{ cm}$$

Como,  $l_{b,disp} > l_{b,min} \rightarrow OK!$

b) Armadura necessária no apoio

$$l_{b,disp} = \alpha_1 \cdot l_b \cdot \frac{A_{S,calc}}{A_{S,nec}}$$

$$A_{S,nec} = \frac{\alpha_1 \cdot l_b}{l_{b,disp}} \cdot A_{S,calc}$$

$$A_{S,nec} = \frac{0,7 \cdot 12,5}{12,5} \cdot 1,77$$

$$A_{S,nec} = 1,24 \text{ cm}^2$$

### Cálculo dos estribos

a) diâmetro

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} \frac{\emptyset_l}{4} = \frac{8}{4} = 2 \text{ mm} \\ 5 \text{ mm} \end{cases}$$

$$\emptyset_t = 5 \text{ mm}$$

b) espaçamento

$$S_t \leq \begin{cases} 15 \text{ cm} \\ 12 \cdot \emptyset_l = 10 \text{ cm} \\ 20 \text{ cm} \end{cases}$$

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

### Cálculo dos espaçamentos transversais e longitudinais das barras da viga



<b>C.</b>	<b>Peso</b>												
<b>Máquinas</b>	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>												
	<b>Reações</b>	143.9	144.4	140.3	98.3	98.3	98.3	34.1	69.2	91.8	69.2	53.4	34.1
<b>Telhado</b>	<b>Peso</b>												
	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>	143.9	144.4	140.3	184.61	184.61	34.153.4	69.9	91.8	69.2	53.4	34.1	65.1
	<b>Reações</b>	193.1	189.5	74.7	110.5	128.3	39.7	74.8	87	100.3	87	74.8	39.7
<b>4º PAV.</b>	<b>Peso</b>	4.5	4.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>	341.5	338.4	218.6	298.71	316.51	77.4	131.8	159.8	195.7	159.8	131.8	77.4
	<b>Reações</b>	193.1	189.5	74.7	110.5	128.3	39.7	74.8	87	100.3	87	74	39.7
<b>3º PAV.</b>	<b>Peso</b>	4.5	4.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>	539.1	532.4	296.9	412.81	448.81	120.7	210.2	250.4	299.6	250.4	210.2	120.7
	<b>Reações</b>	193.1	189.5	74.7	110.5	128.3	39.7	74.8	87	100.3	87	74.8	39.7
<b>2º PAV.</b>	<b>Peso</b>	4.5	4.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>	736.7	726.4	375.2	526.91	580.31	164	288.6	341	403.5	341	288.6	164
	<b>Reações</b>	193.1	189.5	74.7	110.5	128.3	39.7	74.8	87	100.3	87	47.8	39.7
<b>Garagem</b>	<b>Peso</b>	4.5	4.5	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6	3.6
	<b>próprio</b>												
	<b>Total</b>	44.3	41.8	34.4	32.7	32.7	14	21.6	27.7	37.7	27.7	21.6	14

### - Cálculo das armaduras dos pilares centrados (P9;P10;P13;P14)

Dados:

$$N_k = 1059,4 \text{ kN}$$

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

$$l_{ex} = l_{ey} = 280 \text{ cm}$$

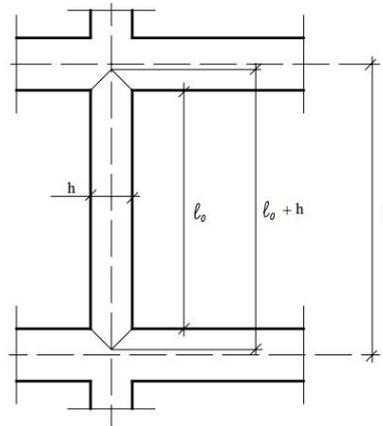
Seção (20x50)

a) Comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) na figura 06.

De acordo com a NBR 6118/2014:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 240 + 50 = 290 \text{ cm} \\ l = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

**Figura 09: Comprimento equivalente de flambagem.**



b) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo é:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \times 1,40 \times 1059,4 = 1483,2 \text{ kN}$$

c) Índice de esbeltez

$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 280}{20} = 48,4$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 280}{50} = 19,4$$

d) Momento fletor mínimo

O momento fletor mínimo, em cada direção, é calculado pela seguinte equação:

$$M_{1d,min} = N_k (1,5 + 0,03h), \text{ com } h \text{ em cm.}$$

**Dir. x:**

$$M_{1d,min,x} = 1483,2 (1,5 + 0,03 \times 20) = 2818 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{1d,min,y} = 1483,2 (1,5 + 0,03 \times 50) = 4450 \text{ kN.cm}$$

e) Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1/h}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Nos pilares centrados não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1ª ordem nas extremidades do pilar em ambas direções x e y, isto é,  $M_A = M_B = 0$ . Daí resulta que  $\alpha_b$  é igual a 1,0. Assim:

$$\lambda_{1,x} = \lambda_{1,y} = 25 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,x} = \lambda_{1,y} = 35$$

Desse modo:

$\lambda_x > \lambda_{1,x}$  : são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;

$\lambda_y < \lambda_{1,y}$  : não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x.

f) Momento de 2ª ordem

O momento de 2º ordem será avaliado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_g^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1483,2}{1000 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,70$$

Curvatura segundo a direção x sujeita a esforços de 2ª ordem:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20(0,7 + 0,5)} = 2,08 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{20} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

Fazendo  $M_{1d,A} = M_{1d,min}$  em cada direção, tem-se os momentos totais máximos:

**Dir. x:**

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 2818 + 1483,2 \times \frac{280^2}{10} \times 2,08 \times 10^{-4} = 5237 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{d,tot,y} = M_{1d,min,y} = 4450 \text{ kN.cm}$$

Com  $\nu = 0,70$  e utilizando os ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta, obtemos:

**Dir. x:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{5237}{20 \times 1000 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,12$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,0}{20} = 0,15$$

Logo,

$$\omega = 0,20 \rightarrow (\text{Ábaco A - 3})$$

**Dir. y:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4450}{50 \times 1000 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,04$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,0}{50} = 0,06 \cong 0,05$$

Logo,

$$\omega = 0,00 \rightarrow (\text{Ábaco A - 24})$$

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,20 \times 1000 \times \frac{3,0}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 9,85 \text{ cm}^2$$

g) Detalhamento

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 5,11 \text{ cm}^2$$

Como,

$$A_s > A_{s,min} \rightarrow 8 \text{ } \emptyset \text{ } 12,5 \text{ mm } (9,85 \text{ cm}^2)$$

A taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{9,85}{1000} \times 100 = 0,99 \%$$

$$\rho = 0,99\% < \rho_{max} = 4 \%$$

Conforme prescrito na NBR 6118/2014 a taxa máxima de armadura é 8 %. No entanto, considerando simplificada que a armadura do lance superior seja igual a do lance em análise, na região de emenda a armadura será multiplicada por dois, o que leva a taxa máxima de 4 % em cada lance.

O diâmetro ( $\phi_t$ ) e espaçamento (t) dos estribos são:

$$\phi_t \geq \begin{cases} \phi_l/4 = 3,13 \text{ mm} \\ 5,0 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \phi_t = 5,0 \text{ mm} \\ 20\phi_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_w = 20 \text{ cm} \\ 12\phi_l = 12 \times 1,0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a face da barra adjacente é:

$$e_v = \frac{50 - [2 \cdot (2,5 + 0,5) + 4 \cdot 1,25 + 0,625]}{3} = 12,8 \text{ cm}$$

O estribo protege contra a flambagem as barras que estiverem dentro da distância  $20\phi_t$ . Portanto, existem barras não protegida, o que justifica a colocação de um grampo suplementar, o qual protege as barras adjacentes que se encontra também dentro da distância  $20\phi_t$  para cada lado do grampo.

#### - Cálculo das armaduras dos pilares de extremidades

(P2=P3=P4=P5=P6=P15=P19=P20=P21=P22=P23=P24)

Dados:

$$N_k = 545,1 \text{ kN}$$

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

$$l_{ex} = l_{ey} = 260 \text{ cm}$$

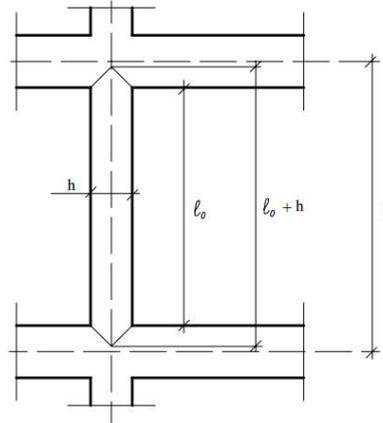
Seção (20x40)

a) Comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) figura 09.

De acordo com a NBR 6118/2014:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 240 + 20 = 260 \text{ cm} \\ l = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

Figura 10: Comprimento equivalente de flambagem.



b) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo é:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \times 1,40 \times 545,1 = 763,1 \text{ kN}$$

c) Índice de esbeltez

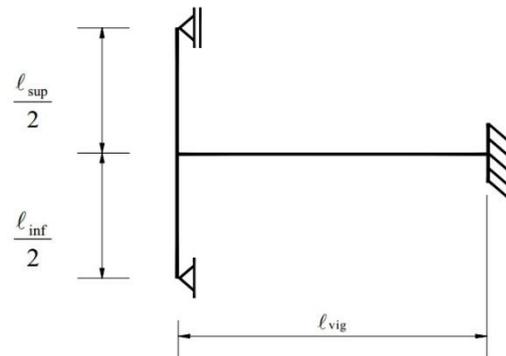
$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 260}{20} = 45$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 260}{40} = 22,5$$

d) Momentos na ligação viga-pilar

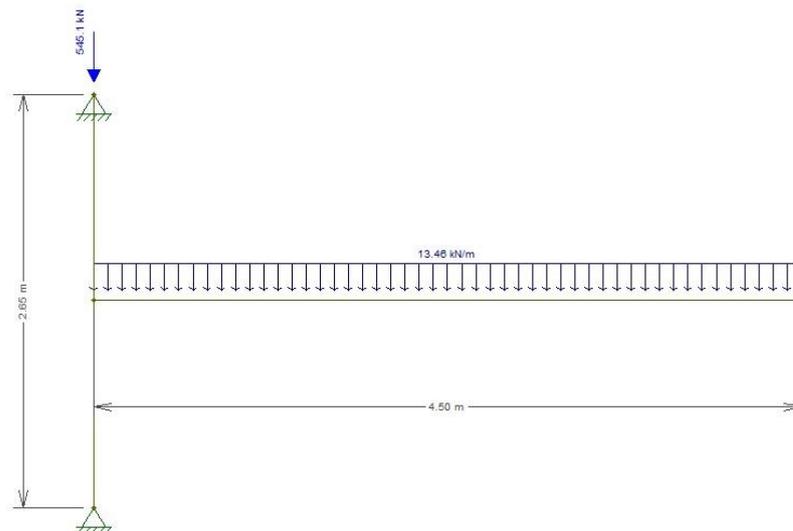
Para o cálculo dos momentos na ligação viga-pilar, será considerado o esquema apresentado na NBR 6118/2014. Portanto, para o caso em estudo na figura 08, tem-se:

**Figura 11: Momentos na ligação viga-pilar.**



O momento fletor solicitante na base e no topo do pilar será avaliado pela as seguintes equações: Portanto, para o caso em estudo na figura 09, tem-se:

**Figura 12: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar.**



$$M_{sup} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{sup}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 22,7 \times \frac{3 \times 205,1}{3 \times 205,1 + 4 \times 177,8 + 3 \times 205,1} = 7,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{inf}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 22,7 \times \frac{3 \times 205,1}{3 \times 205,1 + 4 \times 177,8 + 3 \times 205,1} = 7,2 \text{ kN.m}$$

$$M_{eng} = \frac{pl^2}{12} = \frac{13,46 \times 4,5^2}{12} = 22,7 \text{ kN.m}$$

Em que,

$$r_{inf} = r_{sup} = \frac{I_{pilar}}{\frac{l_g}{2}} = \frac{40 \times 20^3}{\frac{260}{2}} = 205,1 \text{ cm}^3$$

$$r_{vig} = \frac{I_{vig}}{L_{vig}} = \frac{15 \times 40^3}{450} = 177,8 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$M_{vig} = M_{sup} + M_{inf} = 14,4 \text{ kN.m}$$

O momento total no topo e base do pilar em estudo resulta:

$$M_{d,topo} = -M_{d,base} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot M_k = 1,0 \times 1,4 \times 7,2 = 10,1 \text{ kN.m} = 1010 \text{ kN.cm}$$

Então, o sistema estático para o pilar torna-se:

a) Excentricidade de 1ª ordem

$$e_{1x} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{1010}{763,1} = 1,32 \text{ cm}$$

Com  $M_{xd}$  = momento fletor de ligação entre a viga e o pilar na direção x.

b) Momento fletor mínimo

O momento fletor mínimo, em cada direção, é calculado pela seguinte equação:

$$M_{1d,min} = N_k (1,5 + 0,03h), \text{ com } h \text{ em cm.}$$

**Dir. x:**

$$M_{1d,min,x} = 763,1(1,5 + 0,03 \times 20) = 1603 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{1d,min,y} = 763,1(1,5 + 0,03 \times 40) = 2060,4 \text{ kN.cm}$$

c) Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 e_1/h}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Para pilares biapoiados sem cargas transversais, e sendo os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar  $M_{d,topo} = -M_{d,base} = 1010 \text{ kN.cm} < M_{1d,min,x} = 1603 \text{ kN.cm}$ , tem-se, segundo a NBR 6118/2014:

$$\alpha_b = 1,0$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{1,32}{20}}{1} = 25,8$$

Na direção x não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1ª ordem. Assim:

$$\lambda_{1,y} = \frac{25}{1} = 25 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,y} = 35$$

Desse modo:

$\lambda_x > \lambda_{1,x}$  : são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;

$\lambda_y < \lambda_{1,y}$  : não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x.

a) Momento de 2ª ordem

O momento de 2º ordem será avaliado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{763,1}{800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,45 \cong 0,50$$

Curvatura segundo a direção x sujeita a esforços de 2ª ordem:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20(0,5 + 0,5)} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{20} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

Fazendo  $M_{1d,A} = M_{1d,min}$  em cada direção, tem-se os momentos totais máximos:

**Dir. x:**

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 1603 + 763,1 \times \frac{260^2}{10} \times 2,5 \times 10^{-4} = 2893 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{d,tot,y} = 1 \times 2060,4 + 763,1 \times \frac{260^2}{10} \times 2,5 \times 10^{-4} = 3350,4 \text{ kN.cm}$$

Com  $v = 0,50$  e utilizando os ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta, obtemos:

**Dir. x:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{2893}{20 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,08 \cong 0,10$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,0}{20} = 0,15$$

Logo,

$$\omega = 0,10 \rightarrow (\text{Ábaco A - 3})$$

**Dir. y:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3350,4}{40 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,05$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,0}{40} = 0,08 \cong 0,10$$

Logo,

$$\omega = 0,0 \rightarrow (\text{Ábaco A - 25})$$

Então,

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,1 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 3,94 \text{ cm}^2$$

a) Detalhamento

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 3,16 \text{ cm}^2$$

Como,

$$A_s > A_{s,min} \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ } 10,0 \text{ mm } (4,71 \text{ cm}^2)$$

A taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{4,71}{800} \cdot 100 = 0,60 \%$$

$$\rho = 0,60\% < \rho_{max} = 4 \%$$

Conforme prescrito na NBR 6118/2014 a taxa máxima de armadura é 8 %. No entanto, considerando simplificada que a armadura do lance superior seja igual a do lance em análise, na região de emenda a armadura será multiplicada por dois, o que leva a taxa máxima de 4 % em cada lance.

O diâmetro ( $\emptyset_t$ ) e espaçamento (t) dos estribos são:

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} \emptyset_l/4 = 2,5 \text{ mm} \\ 5,0 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \emptyset_t = 5,0 \text{ mm} \\ 20\emptyset_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_w = 20 \text{ cm} \\ 12\emptyset_l = 12 \cdot 1,0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a face da barra adjacente é:

$$e_v = \frac{40 - [2 \cdot (2,5 + 0,5) + 3 \cdot 1,0 + 0,50]}{2} = 15,25 \text{ cm}$$

O estribo protege contra a flambagem as barras que estiverem dentro da distância  $20\emptyset_t$ . Portanto, existem duas barras não protegida, o que justifica a colocação de um grampo suplementar, o qual protege as barras adjacentes que se encontra também dentro da distância  $20\emptyset_t$  para cada lado do grampo.

#### - Cálculo das armaduras dos pilares de extremidades (P11=P12=P16=P17)

Dados:

$$N_k = 744,91 \text{ kN}$$

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

$$l_{ex} = l_{ey} = 260 \text{ cm}$$

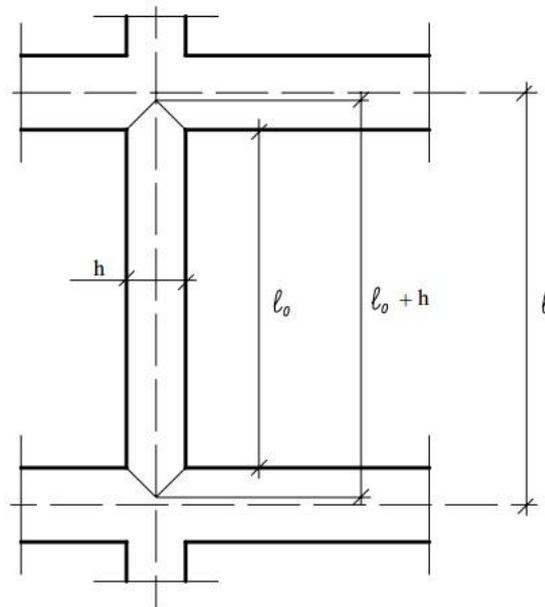
Seção (20x40)

a) Comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) na figura 12.

De acordo com a NBR 6118/2014:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 240 + 20 = 260 \text{ cm} \\ l = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

Figura 13: Comprimento equivalente de flambagem.



b) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo é:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \times 1,40 \times 744,91 = 1042,87 \text{ kN}$$

c) Índice de esbeltez

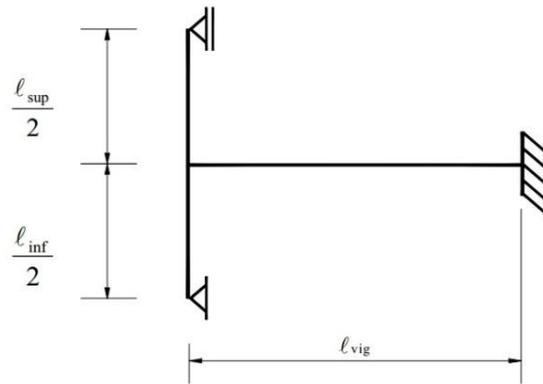
$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 260}{20} = 44,98$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 260}{40} = 22,49$$

d) Momentos na ligação viga-pilar

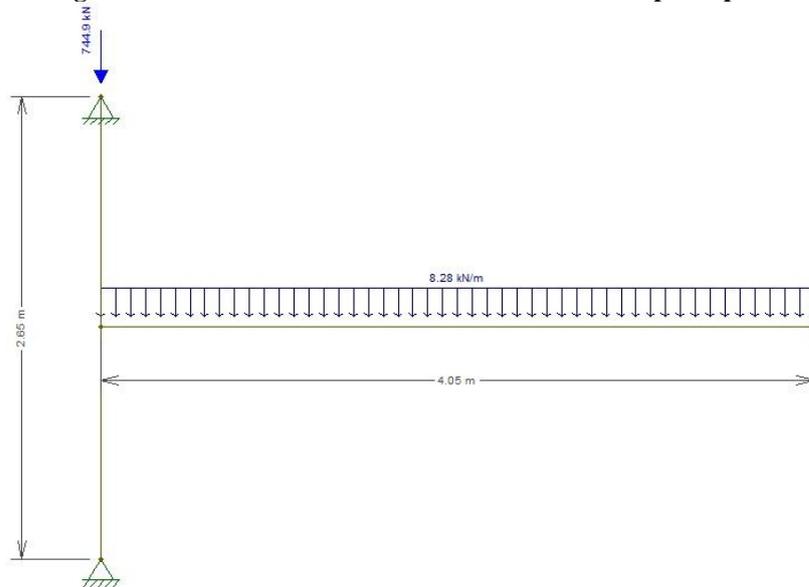
Para o cálculo dos momentos na ligação viga-pilar, será considerado o esquema apresentado na NBR 6118/2014. Portanto, para o caso em estudo na figura 11, tem-se:

Figura 14: Momentos na ligação viga-pilar.



O momento fletor solicitante na base e no topo do pilar será avaliado pela as seguintes equações: Portanto, para o caso em estudo na figura 12, tem-se:

Figura 15: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar.



$$M_{sup} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{sup}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = \frac{11,32 \times 3 \times 205,13}{3 \times 205,13 + 4 \times 263,37 + 3 \times 205,13} = 3,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{inf}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = \frac{11,32 \times 3 \times 205,13}{3 \times 205,13 + 4 \times 263,37 + 3 \times 205,13} = 3,05 \text{ kN.m}$$

$$M_{eng} = \frac{pl^2}{12} = \frac{8,28 \times 4,05^2}{12} = 11,32 \text{ kN.m}$$

Em que,

$$r_{inf} = r_{sup} = \frac{I_{pilar}}{\frac{l_g}{2}} = \frac{40 \times 20^3}{\frac{260}{2}} = 205,13 \text{ cm}^3$$

$$r_{vig} = \frac{I_{vig}}{L_{vig}} = \frac{20 \times 40^3}{405} = 263,37 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$M_{vig} = M_{sup} + M_{inf} = 6,10 \text{ kN.m}$$

O momento total no topo e base do pilar em estudo resulta:

$$M_{d,topo} = -M_{d,base} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot M_k = 1,0 \times 1,4 \times 3,05 = 4,27 \text{ kN.m} = 427 \text{ kN.cm}$$

Então, o sistema estático para o pilar torna-se:

a) Excentricidade de 1ª ordem

$$e_{1x} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{427}{1042,87} = 0,41 \text{ cm}$$

Com  $M_{xd}$  = momento fletor de ligação entre a viga e o pilar na direção x.

b) Momento fletor mínimo

O momento fletor mínimo, em cada direção, é calculado pela seguinte equação:

$$M_{1d,min} = N_k (1,5 + 0,03h), \text{ com } h \text{ em cm.}$$

**Dir. x:**

$$M_{1d,min,x} = 1042,87(1,5 + 0,03 \times 20) = 2190 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{1d,min,y} = 1042,87(1,5 + 0,03 \times 40) = 2815 \text{ kN.cm}$$

c) Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

Para pilares biapoiados sem cargas transversais, e sendo os momentos de 1ª ordem nos extremos do pilar  $M_{d,topo} = -M_{d,base} = 427 \text{ kN.cm} < M_{1d,min,x} = 2190 \text{ kN.cm}$ , tem-se, segundo a NBR 6118/2014:

$$\alpha_b = 1,0$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{0,41}{20}}{1} = 26,05$$

Na direção x não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1ª ordem. Assim:

$$\lambda_{1,y} = \frac{25}{1} = 25 \geq 35 \rightarrow \lambda_{1,y} = 35$$

Desse modo:

$\lambda_x > \lambda_{1,x}$  : são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;

$\lambda_y < \lambda_{1,y}$  : não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x.

a) Momento de 2ª ordem

O momento de 2º ordem será avaliado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

$$M_{d,tot} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_g^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1042,87}{800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,60$$

Curvatura segundo a direção x sujeita a esforços de 2ª ordem:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20(0,6 + 0,5)} = 2,27 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{20} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

Fazendo  $M_{1d,A} = M_{1d,min}$  em cada direção, tem-se os momentos totais máximos:

**Dir. x:**

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 2190,0 + 1042,87 \times \frac{260^2}{10} \times 2,27 \times 10^{-4} = 3790,3 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{d,tot,y} = 1 \times 2815,7 + 1042,87 \times \frac{260^2}{10} \times 2,27 \times 10^{-4} = 4416 \text{ kN.cm}$$

Com  $v = 0,60$  e utilizando os ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta, obtemos:

**Dir. x:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{3790,3}{20 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,11 \cong 0,10$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,0}{20} = 0,15$$

Logo,

$$\omega = 0,10 \rightarrow (\text{Ábaco A - 3})$$

**Dir. y:**

$$\mu = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{4416}{40 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,06$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,0}{40} = 0,08 \cong 0,10$$

Logo,

$$\omega = 0,05 \rightarrow (\text{Ábaco A - 25})$$

Então,

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,10 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 3,94 \text{ cm}^2$$

a) Detalhamento

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 3,60 \text{ cm}^2$$

Como,

$$A_s > A_{s,min} \rightarrow 6 \text{ } \emptyset \text{ } 10,0 \text{ mm } (4,71 \text{ cm}^2)$$

A taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{4,71}{800} \cdot 100 = 0,60 \%$$

$$\rho = 0,60 < \rho_{max} = 4 \%$$

Conforme prescrito na NBR 6118/2014 a taxa máxima de armadura é 8 %. No entanto, considerando simplificada que a armadura do lance superior seja igual a do lance em análise, na região de emenda a armadura será multiplicada por dois, o que leva a taxa máxima de 4 % em cada lance.

O diâmetro ( $\emptyset_t$ ) e espaçamento (t) dos estribos são:

$$\emptyset_t \geq \begin{cases} \emptyset_l/4 = 2,25 \text{ mm} \\ 5,0 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \emptyset_t = 5,0 \text{ mm} \\ 20\emptyset_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_w = 20 \text{ cm} \\ 12\emptyset_l = 12 \cdot 1,0 = 10 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a face da barra adjacente é:

$$e_v = \frac{40 - [2 \cdot (2,5 + 0,5) + 3 \cdot 1,0 + 0,50]}{2} = 15,25 \text{ cm}$$

O estribo protege contra a flambagem as barras que estiverem dentro da distância  $20\emptyset_t$ . Portanto, existem barras não protegida, o que justifica a colocação de um grampo suplementar, o qual protege as barras adjacentes que se encontra também dentro da distância  $20\emptyset_t$  para cada lado do grampo.

**- Cálculo das armaduras dos pilares de canto (P1=P7=P18=P24)**

Dados:

$$N_k = 221,3 \text{ kN}$$

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

$$l_{ex} = l_{ey} = 260 \text{ cm}$$

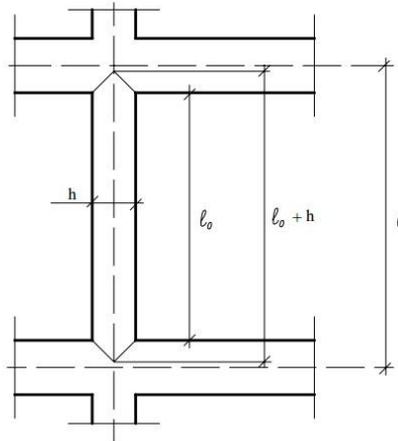
Seção (20x40)

a) Comprimento equivalente de flambagem ( $l_e$ ) na figura 15.

De acordo com a NBR 6118/2014:

$$l_e \leq \begin{cases} l_0 + h = 240 + 20 = 260 \text{ cm} \\ l = 280 \text{ cm} \end{cases}$$

**Figura 16: Comprimento equivalente de flambagem.**



b) Esforços solicitantes

A força normal de cálculo é:

$$N_d = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot N_k = 1,0 \times 1,40 \times 221,3 = 309,82 \text{ kN}$$

c) Índice de esbeltez

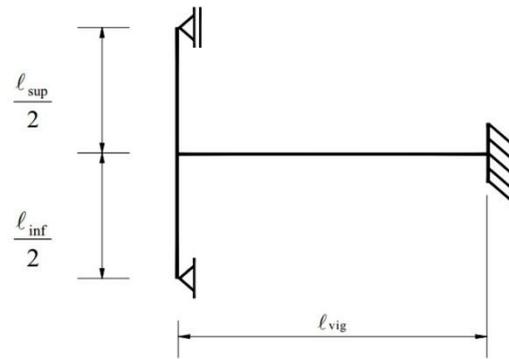
$$\lambda_x = \frac{3,46 \cdot l_{ex}}{h_x} = \frac{3,46 \times 260}{20} = 44,98$$

$$\lambda_y = \frac{3,46 \cdot l_{ey}}{h_y} = \frac{3,46 \times 260}{40} = 22,5$$

d) Momentos na ligação viga-pilar

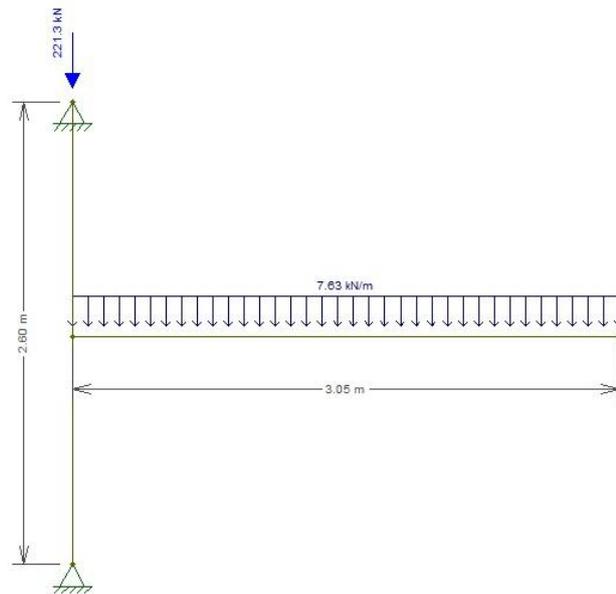
Para o cálculo dos momentos na ligação viga-pilar, será considerado o esquema apresentado na NBR 6118/2014. Portanto, para o caso em estudo na figura 14, tem-se:

**Figura 17: Momentos na ligação viga-pilar.**



O momento fletor solicitante na base e no topo do pilar entre os Pilares P1 e P2, será avaliado pela as seguintes equações: Portanto, para o caso em estudo na figura 15, tem-se:

**Figura 18: Momento fletor solicitante na base e no topo do pilar entre os Pilares.**



Os momentos fletores na base e no topo do lance do pilar resultam:

$$M_{sup} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{sup}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 5,91 \times \frac{3 \times 205,13}{3 \times 205,13 + 4 \times 349,73 + 3 \times 205,13} = 1,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{inf}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 5,91x \frac{3x205,13}{3x205,13 + 4x349,73 + 3x205,13} = 1,38 \text{ kN.m}$$

$$M_{eng} = \frac{pl^2}{12} = \frac{7,63x3,05^2}{12} = 5,91 \text{ kN.m}$$

Em que,

$$r_{inf} = r_{sup} = \frac{I_{pilar}}{\frac{l_g}{2}} = \frac{40x20^3}{\frac{260}{2}} = 205,13 \text{ cm}^3$$

$$r_{vig} = \frac{I_{vig}}{L_{vig}} = \frac{20x40^3}{305} = 349,73 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$M_{vig} = M_{sup} + M_{inf} = 2,77 \text{ kN.m}$$

O momento total no topo e base do pilar em estudo resulta:

$$M_{d,topo} = -M_{d,base} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot M_k = 1,0x1,4x1,38 = 1,94 \text{ kN.m} = 194 \text{ kN.cm}$$

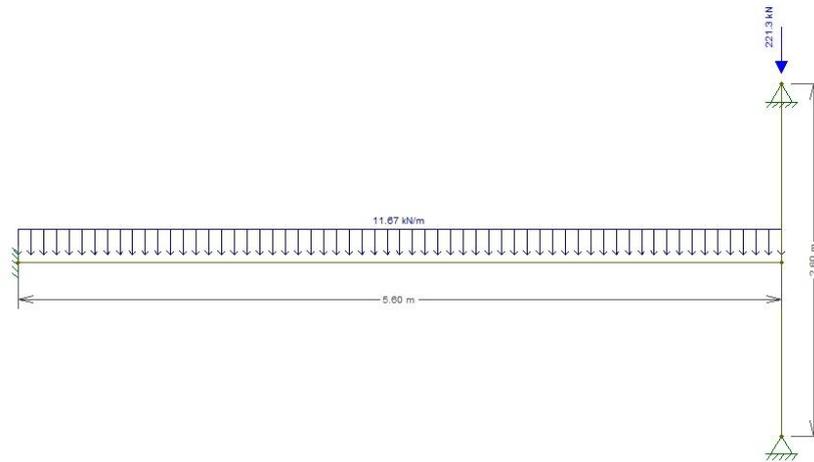
a) Excentricidade de 1ª ordem

$$e_{1x} = \frac{M_{xd}}{N_d} = \frac{194}{309,82} = 0,63 \text{ cm}$$

Com  $M_{xd}$  = momento fletor de ligação entre a viga e o pilar na direção x.

Para o momento de engastamento perfeito da viga V9 no pilar P1 será adotado a carga total de 11,67 kN/m, conforme mostrado na figura 16.

Figura 19: Momento de engastamento perfeito da viga.



$$M_{sup} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{sup}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 30,5 \times \frac{3 \times 205,13}{3 \times 205,13 + 4 \times 190,48 + 3 \times 205,13} = 9,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{inf} = M_{eng} \frac{3 \cdot r_{inf}}{3r_{sup} + 4r_{vig} + 3r_{inf}} = 30,5 \times \frac{3 \times 205,13}{3 \times 205,13 + 4 \times 190,48 + 3 \times 205,13} = 9,42 \text{ kN.m}$$

$$M_{eng} = \frac{pl^2}{12} = \frac{11,67 \times 5,60^2}{12} = 30,5 \text{ kN.m}$$

Em que,

$$r_{inf} = r_{sup} = \frac{I_{pilar}}{\frac{l_e}{2}} = \frac{40 \times 20^3}{\frac{260}{2}} = 205,13 \text{ cm}^3$$

$$r_{vig} = \frac{I_{vig}}{L_{vig}} = \frac{20 \times 40^3}{560} = 190,48 \text{ cm}^3$$

Logo,

$$M_{vig} = M_{sup} + M_{inf} = 18,84 \text{ kN.m}$$

O momento total no topo e base do pilar em estudo resulta:

$$M_{d,topo} = -M_{d,base} = \gamma_n \cdot \gamma_f \cdot M_k = 1,0 \times 1,4 \times 9,42 = 13,19 \text{ kN.m} = 1319 \text{ kN.cm}$$

a) Excentricidade de 1ª ordem

$$e_{1y} = \frac{M_{yd}}{N_d} = \frac{1319}{309,82} = 4,26 \text{ cm}$$

Com  $M_{yd}$  = momento fletor de ligação entre a viga e o pilar na direção y.

b) Momento fletor mínimo

O momento fletor mínimo, em cada direção, é calculado pela seguinte equação:

$$M_{1d,min} = N_k (1,5 + 0,03h), \text{ com } h \text{ em cm.}$$

**Dir. x:**

$$M_{1d,min,x} = 309,82(1,5 + 0,03 \times 20) = 650,62 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{1d,min,y} = 309,82(1,5 + 0,03 \times 40) = 836,51 \text{ kN.cm}$$

c) Esbeltez limite

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \frac{e_1}{h}}{\alpha_b}, \text{ com } 35 \leq \lambda_1 \leq 90$$

**Dir. x:** A excentricidade de 1ª ordem  $e_1$  na direção x é 0,63 cm. Os momentos fletores de 1ª ordem nesta direção são:

$M_{d,topo,x} = -M_{d,base,x} = 194 \text{ kN.cm} < M_{1d,min,x} = 650,62 \text{ kN.cm}$  tem-se, segundo a NBR 6118/2014:

$$\alpha_b = 1,0$$

$$\lambda_{1,x} = \frac{25 + 12,5 \frac{0,63}{20}}{1} = 25,39$$

**Dir. y:** A excentricidade de 1ª ordem  $e_1$  na direção x é 4,26 cm. Os momentos fletores de 1ª ordem nesta direção são:

$M_{d,topo,x} = -M_{d,base,x} = 1319 \text{ kN.cm} > M_{1d,min,x} = 650,62 \text{ kN.cm}$ , o que leva ao cálculo de  $\alpha_b$ . Assim, segundo a NBR 6118/2014:

$$\alpha_b = 0,6 + 0,4 \frac{M_{d,base}}{M_{d,topo}} = 0,6 + 0,4 \frac{(-1319)}{1319} = 0,2 \geq 0,4 \quad \therefore \alpha_b = 0,4$$

$$\lambda_{1,y} = \frac{25 + 12,5 \frac{4,26}{20}}{0,4} = 69,16 \geq 35 \quad \rightarrow \quad \therefore \lambda_{1,y} = 69,16$$

Desse modo:

$\lambda_x = 44,98 > \lambda_{1,x} = 25,39$  : são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção x;

$\lambda_y = 22,5 < \lambda_{1,y} = 69,16$  : não são considerados os efeitos de 2ª ordem na direção y.

a) Momento de 2ª ordem

‘O momento de 2º ordem será avaliado pelo método do pilar-padrão com curvatura aproximada.

Força normal adimensional:

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{309,82}{800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,18 \cong 0,20$$

Curvatura segundo a direção x sujeita a esforços de 2ª ordem:

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h(v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{20(0,2 + 0,5)} = 3,57 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1} \leq \frac{0,005}{20} = 2,5 \times 10^{-4} \text{ cm}^{-1}$$

**Dir x:**

$$M_{d,tot,x} = \alpha_b \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{10} \cdot \frac{1}{r} \geq \begin{cases} M_{1d,A} \\ M_{1d,min} \end{cases}$$

$$M_{d,tot,x} = 1 \times 650,62 + 309,82 \times \frac{260^2}{10} \times 2,5 \times 10^{-4} = 1174,22 \text{ kN.cm}$$

**Dir. y:**

$$M_{d,tot,y} = 0,4 \times 836,51 + 309,82 \times \frac{260^2}{10} \times 2,5 \times 10^{-4} = 858,20 \text{ kN.cm}$$

Com  $v = 0,2$  e utilizando os ábacos de VENTURINI (1987) para flexão reta, obtemos:

**Dir. x:**

$$\mu_x = \frac{M_{d,tot,x}}{h_x \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1174,22}{20 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,03 \cong 0,05$$

$$\frac{d'_x}{h_x} = \frac{3,0}{15} = 0,15$$

Logo,

$$\omega = 0,0 \rightarrow (\text{Ábaco A - 3})$$

**Dir. y:**

$$\mu_y = \frac{M_{d,tot,y}}{h_y \cdot A_c \cdot f_{cd}} = \frac{858,2}{40 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}} = 0,01 \cong 0,05$$

$$\frac{d'_y}{h_y} = \frac{3,0}{40} = 0,08 \cong 0,10$$

Logo,

$$\omega = 0,0 \rightarrow (\text{Ábaco A - 25})$$

Então,

$$A_s = \frac{\omega \cdot A_c \cdot f_{cd}}{f_{yd}} = \frac{0,0 \times 800 \times \frac{3,0}{1,4}}{\frac{50}{1,15}} = 0,0 \text{ cm}^2$$

b) Detalhamento

Armadura mínima:

$$A_{s,min} = 0,15 \cdot \frac{N_d}{f_{yd}} \geq 0,004 \cdot A_c$$

$$A_{s,min} = 3,20 \text{ cm}^2$$

Como,

$$A_s < A_{s,min} \rightarrow 4 \text{ } \emptyset \text{ } 10 \text{ mm } (3,20 \text{ cm}^2)$$

A taxa de armadura resulta:

$$\rho = \frac{A_s}{A_c} \cdot 100 = \frac{3,20}{800} \times 100 = 0,4 \%$$

$$\rho = 0,4 \% < \rho_{max} = 4 \%$$

Conforme prescrito na NBR 6118/2014 a taxa máxima de armadura é 8 %. No entanto, considerando simplificada que a armadura do lance superior seja igual à do lance em

análise, na região de emenda a armadura será multiplicada por dois, o que leva a taxa máxima de 4 % em cada lance.

O diâmetro ( $\phi_t$ ) e espaçamento (t) dos estribos são:

$$\phi_t \geq \begin{cases} \phi_l/4 = 2,25 \text{ mm} \\ 5,0 \text{ mm} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} \phi_t = 5,0 \text{ mm} \\ 20\phi_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$$

$$s_{max} \leq \begin{cases} 20 \text{ cm} \\ b_w = 20 \text{ cm} \\ 12\phi_l = 12 \times 1,0 = 12 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow t = 12 \text{ cm}$$

A distância entre o eixo da barra do canto e a face da barra adjacente é:

## 6.2 Dimensionamento com auxílio do *software*

Os cálculos do edifício pelo *software* são feitos através da elaboração de projeto estrutural de edificações de concreto armado, que oferece a possibilidade de dimensionamento de vigas, lajes, pilares, blocos, sapatas e estacas, levando em conta as considerações da norma brasileira de projeto de estruturas de concreto armado.

Os resultados gerados pelo dimensionamento através do *software* são expostos a seguir através dos quadro (05, 06, 07, 08, 09, 10, 11, 12, 13, 14, 14, 15 ,15, 16), geradas pelo programa.

**Quadro 05: Resumo do aço – Sapatas do pavimento Térreo**

Aço	Diâmetro	Comp. Total (m)	Peso + 10 % (kg)
CA50	8.0	39.1	17.0
	10.0	1138.1	771.8
	12.5	466.6	494.5
	16.0	28.7	49.8
CA60	5.0	735.4	124.7

**Quadro 06: Quantitativo de aço e concreto.**

Peso total (kg)	Vol. concreto total (m³)	Área de forma total (m²)
CA50 1333.1	C-25 22.9	109.08
CA60 124.7		

**Quadro 07: Imperfeições geométricas globais.**

Parâmetros	Direção X	Direção Y
Altura total da edificação (cm)	840.00	
Nº de pilares contínuos	24	
Combinação vertical	G1+G2+A+Q	
Gama-Z	1.03	1.03
Ângulo mínimo	1/400	1/400
Ângulo adotado	1/401	1/401

**Quadro 08: Deslocamentos resultantes.**

Pavimento	Carga vertical (tf)	Carga aplicada (tf)		Deslocamento (cm)	
		X	Y	X	Y
TIPO 2	217.03	0.54	0.54	0.05	0.04
TIPO 1	217.03	0.54	0.54	0.03	0.02
TERREO	64.34	0.16	0.16	0.00	0.00

**Quadro 09: Verificação da estabilidade global da estrutura.**

Eixo X (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TIPO 2	840	293.78	0.98	2.87	0.12	0.06
TIPO 1	560	293.78	1.61	4.70	0.08	0.02
TERREO	280	87.80	0.05	0.14	0.01	0.00

Eixo Y (1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3)						
Pavimento	Altura Relativa (cm)	Carga Vertical (tf)	Carga Horizontal (tf)		Desloc. Horizontal (cm)	
			Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TIPO 2	840	293.78	0.98	2.87	0.01	0.30
TIPO 1	560	293.78	1.61	4.70	0.01	0.17
TERREO	280	87.80	0.05	0.14	0.00	0.02

**Quadro 10: Coeficiente Gama-Z.**

	Eixo X	Eixo Y
Momento de tombamento de cálculo (tf.m)	17.44	50.85
Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)	0.59	1.39
Gama-Z	1.03	1.03
Valor limite 1.10	1.10	

**Quadro 11: Coeficiente Gama-Z por combinação.**

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V2	29.06	84.75	0.94	0.25	1.03	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V3	29.06	84.75	0.06	2.15	1.00	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4S+0.98Q+1.2A+1.4V4	29.06	84.75	0.06	2.15	1.00	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V1	17.44	50.85	0.59	0.25	<b>1.03</b>	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V2	17.44	50.85	0.59	0.25	1.03	1.00
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V3	17.44	50.85	0.06	1.39	1.00	<b>1.03</b>
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4Q+1.2A+0.84V4	17.44	50.85	0.06	1.39	1.00	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V1	29.06	84.75	0.94	0.25	1.03	1.00

Combinação	Momento de tombamento de cálculo (tf.m)		Momento de 2a. ordem de cálculo (tf.m)		Gama-Z	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
	1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V2	29.06	84.75	0.94	0.25	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V3	29.06	84.75	0.06	2.15	1.00	1.03
1.3G1+1.4G2+1.4S+1.4V4	29.06	84.75	0.06	2.15	1.00	1.03
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V1	29.06	84.75	0.68	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V2	29.06	84.75	0.68	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V3	29.06	84.75	0.03	1.54	1.00	1.02
G1+G2+S+0.98Q+1.2A+1.4V4	29.06	84.75	0.03	1.54	1.00	1.02
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V1	17.44	50.85	0.42	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V2	17.44	50.85	0.42	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V3	17.44	50.85	0.03	0.98	1.00	1.02
G1+G2+S+1.4Q+1.2A+0.84V4	17.44	50.85	0.03	0.98	1.00	1.02
G1+G2+S+1.4V1	29.06	84.75	0.68	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V2	29.06	84.75	0.68	0.14	1.02	1.00
G1+G2+S+1.4V3	29.06	84.75	0.03	1.54	1.00	1.02
G1+G2+S+1.4V4	29.06	84.75	0.03	1.54	1.00	1.02

Quadro 12: Deslocamentos horizontais.

Verificações	X+	X-	Y+	Y-
Altura total da edificação (cm)			840.00	
Deslocamento limite (cm)			0.49	
Deslocamento característico (cm)	0.12	-0.12	0.28	-0.28
$\psi 1$	0.30	0.30	0.30	0.30
Deslocamento freqüente (cm)	0.04	-0.04	0.08	-0.08

Quadro 13:

Pavimento	Altura (cm)	Deslocamento freqüente (cm)				Diferença (cm)				Limite (cm)
		X+	X-	Y+	Y-	X+	X-	Y+	Y-	
TIPO 2	280.00	0.04	-0.04	0.08	-0.08	0.01	-0.01	0.03	-0.03	0.33
TIPO 1	280.00	0.03	-0.03	0.05	-0.05	0.02	-0.02	0.04	-0.04	0.33
TERREO	280.00	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.00	0.00	0.01	-0.01	0.33

Quadro 14: Relatório de cargas nas fundações.

Fundaçã o	Seç ão (cm )	Peso próp rio	Carga (tf)										Carga Máxima (tf)			
			Adic .	Sol o	Ac i d.	Ág ua	Ven to X+	Ven to X-	Ven to Y+	Ven to Y-	Desapr umo X+	Des ap. X-	Des ap. Y+	Des ap. Y-	Posit iva	Negat iva
P1	15 x 40	5.19	7.31	0. 00	0.0 0	0.0 0	- 0.1 6	0.1 6	0.3 1	- 0.3 1	-0.06	0.06	0.04	- 0.04	12.8 0	0.00
P2	15 x 40	7.79	9.34	0. 00	0.0 0	0.0 0	0.0 4	0.0 4	0.1 5	- 0.1 5	0.02	- 0.02	0.02	- 0.02	17.2 8	0.00
P3	15 x 40	8.88	11.1 7	0. 00	0.0 0	0.0 0	0.0 4	0.0 4	0.2 1	- 0.2 1	0.02	- 0.02	0.03	- 0.03	20.2 6	0.00
P4	15 x 40	9.95	13.3 0	0. 00	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0.0 0	0.4 0	- 0.4 0	0.00	0.00	0.05	- 0.05	23.6 5	0.00
P5	15 x	8.84	11.1 0	0. 00	0.0 0	0.0 0	- 0.0 4	0.0 4	0.2 2	- 0.2	-0.02	0.02	0.03	- 0.03	20.1 6	0.00

Fundação	Seção	Carga (tf)											Carga Máxima (tf)			
		Peso próprio	Adic.	Solo	Acid.	Água	Vento X+	Vento X-	Vento Y+	Vento Y-	Desaprumo X+	Desap. X-	Desap. Y+	Desap. Y-	Positiva	Negativa
P6	40 x 15	7.74	9.20	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.15	0.15	-0.02	0.02	0.02	-0.02	17.10	0.00
P7	40 x 15	5.68	8.34	0.00	0.00	0.00	0.16	0.16	0.31	0.31	0.06	0.06	0.04	-0.04	14.32	0.00
P8	40 x 15	9.79	12.82	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	1.72	1.72	-0.01	0.01	0.23	-0.23	24.33	0.00
P9	50 x 15	9.78	12.81	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	1.72	1.72	0.01	0.01	0.23	-0.23	24.31	0.00
P10	40 x 15	9.24	12.53	0.00	0.00	0.00	0.30	0.30	0.00	0.00	-0.11	0.11	0.00	0.00	22.07	0.00
P11	50 x 15	13.65	13.19	0.00	0.00	0.00	0.16	0.16	0.00	0.00	-0.06	0.06	0.00	0.00	27.00	0.00
P12	50 x 15	11.90	11.37	0.00	0.00	0.00	0.24	0.24	0.01	0.01	0.09	0.09	0.00	0.00	23.51	0.00
P13	50 x 15	11.78	11.19	0.00	0.00	0.00	0.24	0.24	0.01	0.01	-0.09	0.09	0.00	0.00	23.22	0.00
P14	50 x 15	12.75	11.44	0.00	0.00	0.00	0.16	0.16	0.00	0.00	0.06	0.06	0.00	0.00	24.36	0.00
P15	40 x 15	14.99	22.20	0.00	0.00	0.00	0.29	0.29	0.00	0.00	0.11	0.11	0.00	0.00	37.48	0.00
P16	50 x 15	11.22	13.93	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	1.65	1.65	-0.01	0.01	0.22	-0.22	26.79	0.00
P17	50 x 15	11.20	13.92	0.00	0.00	0.00	0.03	0.03	1.65	1.65	0.01	0.01	0.22	-0.22	26.77	0.00
P18	40 x 15	5.27	7.38	0.00	0.00	0.00	0.16	0.16	0.31	0.31	-0.06	0.06	0.04	-0.04	12.96	0.00
P19	40 x 15	7.80	9.32	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.15	0.15	0.02	0.02	0.02	-0.02	17.27	0.00
P20	40 x 15	8.81	11.03	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.24	0.24	0.02	0.02	0.03	-0.03	20.08	0.00
P21	40 x 15	9.58	12.83	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.48	0.48	0.00	0.00	0.06	-0.06	22.89	0.00
P22	40 x 15	8.77	10.96	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.24	0.24	-0.02	0.02	0.03	-0.03	19.98	0.00
P23	40 x 15	7.75	9.19	0.00	0.00	0.00	0.04	0.04	0.15	0.15	-0.02	0.02	0.02	-0.02	17.10	0.00



	Eixo X	Eixo Y						
TIPO 2	-0.05	0.00	-0.05	0.00	-0.54	0.00	-0.56	0.00
TIPO 1	-0.03	0.00	-0.03	0.00	-0.54	0.00	-0.58	0.00
TERREO	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.16	0.00	-0.13	0.00

Varição no deslocamento do topo da edificação: 4.62%

#### Caso 12 Desaprumo Y+

Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TIPO 2	0.00	0.04	0.00	0.04	0.00	0.54	0.00	0.56
TIPO 1	0.00	0.02	0.00	0.02	0.00	0.54	0.00	0.57
TERREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	0.16	0.00	0.14

Varição no deslocamento do topo da edificação: 3.44%

#### Caso 13 Desaprumo Y-

Pavimento	Deslocamentos Horizontais Médios (cm)				Esforço Aplicado (tf)			
	1a. ordem		1a. + 2a. ordem		1a. ordem		1a. + 2a. ordem	
	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y	Eixo X	Eixo Y
TIPO 2	0.00	-0.04	0.00	-0.04	0.00	-0.54	0.00	-0.56
TIPO 1	0.00	-0.02	0.00	-0.02	0.00	-0.54	0.00	-0.57
TERREO	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.16	0.00	-0.14

Varição no deslocamento do topo da edificação: 3.44%

#### Quadro 16: Vigas do pavimento TIPO 1.

Viga	Vãos			Nós			Avisos
	Md (kgf.m)	As	Als	Md (kgf.m)	As	Als	
V3	3105.55	3 ø 10.0		-5148.25	3 ø 12.5		
	2966.10	4 ø 8.0		-5669.82	2 ø 16.0		
				-4846.21	3 ø 12.5		
V4	4752.36	3 ø 12.5		-6632.16	5 ø 12.5		
	4596.22	4 ø 10.0		-8318.18	6 ø 12.5	2 ø 10.0	
				-6333.00	4 ø 12.5		
V7	4213.17	4 ø 12.5		-6553.56	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
	4074.87	4 ø 12.5		-7056.36	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
				-6338.56	4 ø 16.0	2 ø 12.5	
V8	3139.34	4 ø 10.0		-5449.45	2 ø 20.0	2 ø 10.0	
	3438.21	3 ø 12.5		-5948.82	4 ø 16.0	3 ø 10.0	
				-5631.00	2 ø 20.0	2 ø 10.0	
V9	3040.69	4 ø 10.0		-5363.13	3 ø 16.0	2 ø 10.0	
	3337.52	3 ø 12.5		-5838.30	2 ø 20.0	2 ø 10.0	
				-5541.72	2 ø 20.0	2 ø 10.0	
V10	4029.72	6 ø 10.0		-6370.85	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
	3887.39	2 ø 16.0		-6648.12	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
				-6147.70	4 ø 16.0	3 ø 10.0	
V11	572.51	2 ø 8.0		-611.39	2 ø 8.0		
	212.04	2 ø 8.0		-883.92	2 ø 8.0		
	2557.57	4 ø 8.0		-2537.53	4 ø 8.0		
	2558.28	4 ø 8.0		-3718.22	2 ø 12.5		
	207.23	2 ø 8.0		-2554.41	4 ø 8.0		
	559.22	2 ø 8.0		-865.65	2 ø 8.0		
				-646.47	2 ø 8.0		
V12	2694.91	4 ø 10.0		-7003.21	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
				-183.21	2 ø 8.0		
V13	2697.91	4 ø 10.0		-7015.30	4 ø 16.0	2 ø 16.0	
				-183.32	2 ø 8.0		
V14	574.31	2 ø 8.0		-611.58	2 ø 8.0		
	205.41	2 ø 8.0		-879.19	2 ø 8.0		
	2686.24	4 ø 8.0		-2607.94	4 ø 8.0		

	2686.67	4 ø 8.0	-3846.55	6 ø 8.0	
	200.50	2 ø 8.0	-2624.34	4 ø 8.0	
	561.57	2 ø 8.0	-861.34	2 ø 8.0	
			-645.87	2 ø 8.0	
			-97.48	2 ø 8.0	
V15	3288.62	3 ø 10.0	-8737.77	6 ø 12.5	2 ø 10.0
	915.20	2 ø 8.0	-26.48	2 ø 8.0	
			-2350.88	2 ø 10.0	
			-97.47	2 ø 8.0	
V16	3292.58	3 ø 10.0	-8752.16	6 ø 12.5	2 ø 10.0
	908.43	2 ø 8.0	-21.11	2 ø 8.0	
			-2357.43	2 ø 10.0	
			-93.24	2 ø 8.0	
	1911.17	3 ø 8.0	-2253.68	2 ø 10.0	
	0.11	2 ø 8.0	-1012.57	2 ø 8.0	
V17	0.11	2 ø 8.0	-2193.10	2 ø 10.0	
	1776.54	3 ø 8.0	-1275.07	2 ø 8.0	
	0.11	2 ø 8.0	-48.46	2 ø 8.0	
			-96.92	2 ø 8.0	
			-3352.74	3 ø 10.0	
	2145.68	3 ø 8.0	-23.11	2 ø 8.0	
	636.17	2 ø 8.0	-3289.81	3 ø 10.0	
V18	2012.66	3 ø 8.0	-1238.98	2 ø 8.0	Aviso 3
	95.99	2 ø 8.0	-51.59	2 ø 8.0	
	99.67	2 ø 8.0	-1180.25	2 ø 8.0	
			-7.45	2 ø 8.0	
			-485.94	2 ø 8.0	
V19	518.35	2 ø 8.0	-1248.14	2 ø 8.0	
	427.14	2 ø 8.0	-1271.59	2 ø 8.0	
	494.00	2 ø 8.0	-84.70	2 ø 8.0	
			-82.34	2 ø 8.0	
	467.63	2 ø 8.0	-1160.55	2 ø 8.0	
V20	419.79	2 ø 8.0	-1197.39	2 ø 8.0	
	277.22	2 ø 8.0	-1992.15	3 ø 8.0	
V21	99.22	2 ø 8.0	-2941.83	4 ø 8.0	
V22	2597.29	4 ø 8.0	-4713.84	3 ø 12.5	
V23	1342.85	2 ø 8.0	-3799.10	6 ø 8.0	
			-1817.55	3 ø 8.0	
V24	2057.50	3 ø 8.0	-1851.56	3 ø 8.0	
			-2288.31	2 ø 10.0	
V25	2850.62	4 ø 8.0	-2322.64	2 ø 10.0	
V26	2430.13	2 ø 10.0	-60.98	2 ø 8.0	
V27	1046.94	2 ø 8.0	-22.18	2 ø 8.0	Aviso 2

A seguir, apresenta-se a projeção do edifício o qual foi calculado sua estrutura (Figura 20).

Figura 20: Projeção do edifício.



Figura 21 : planta de forma baldrame.

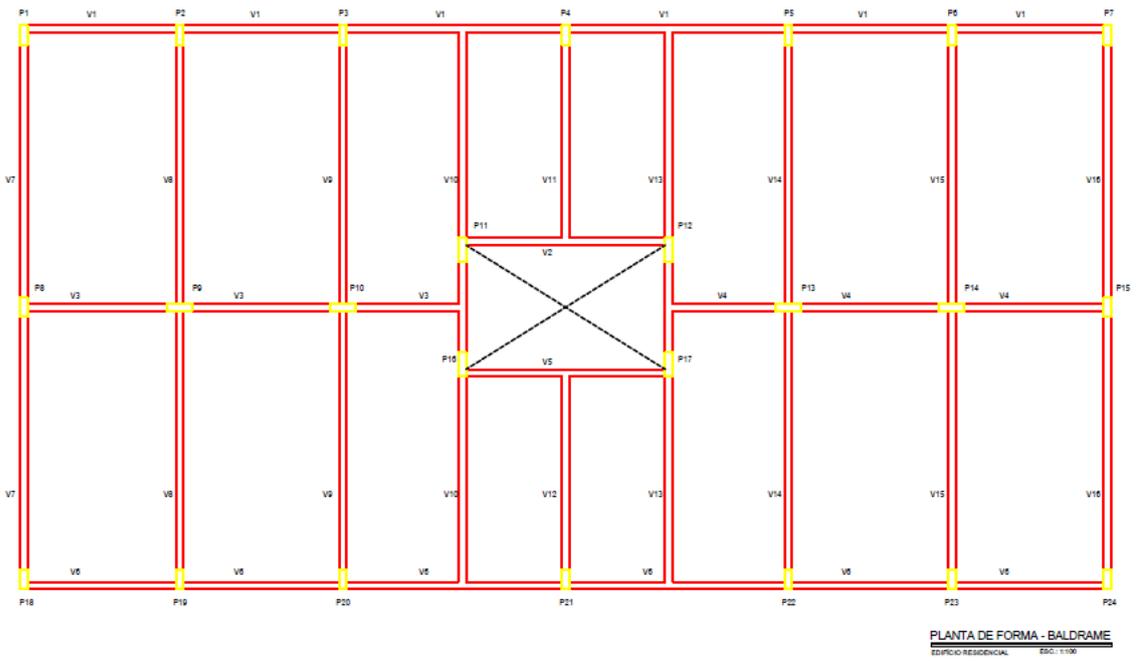


Figura 22: planta de forma cobertura.

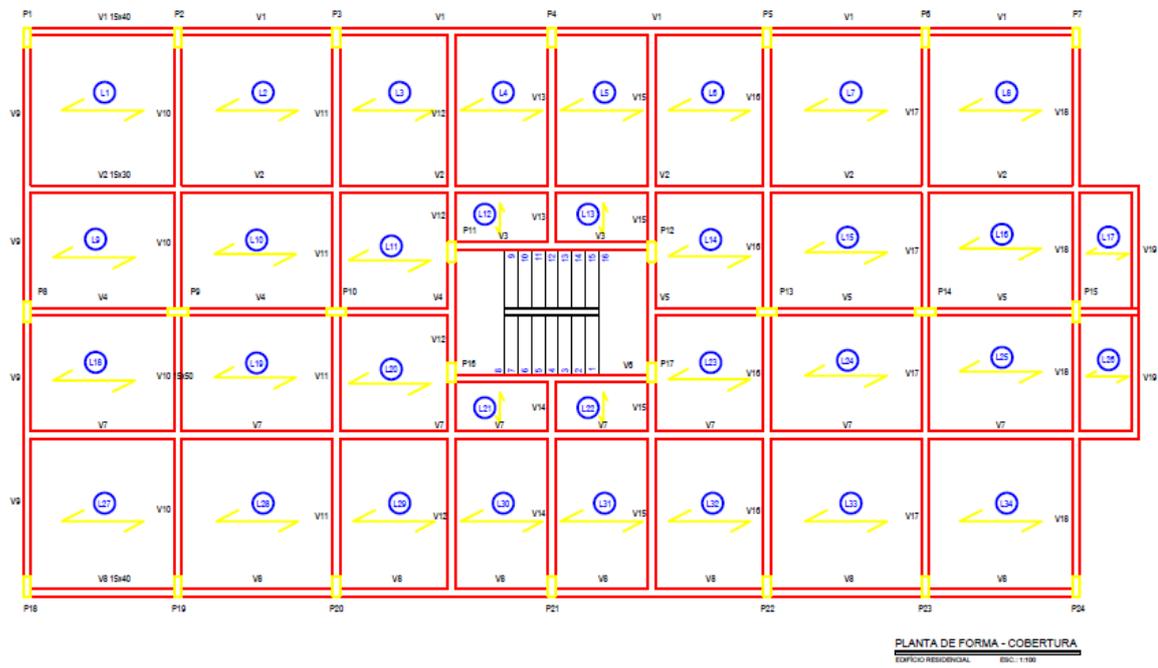
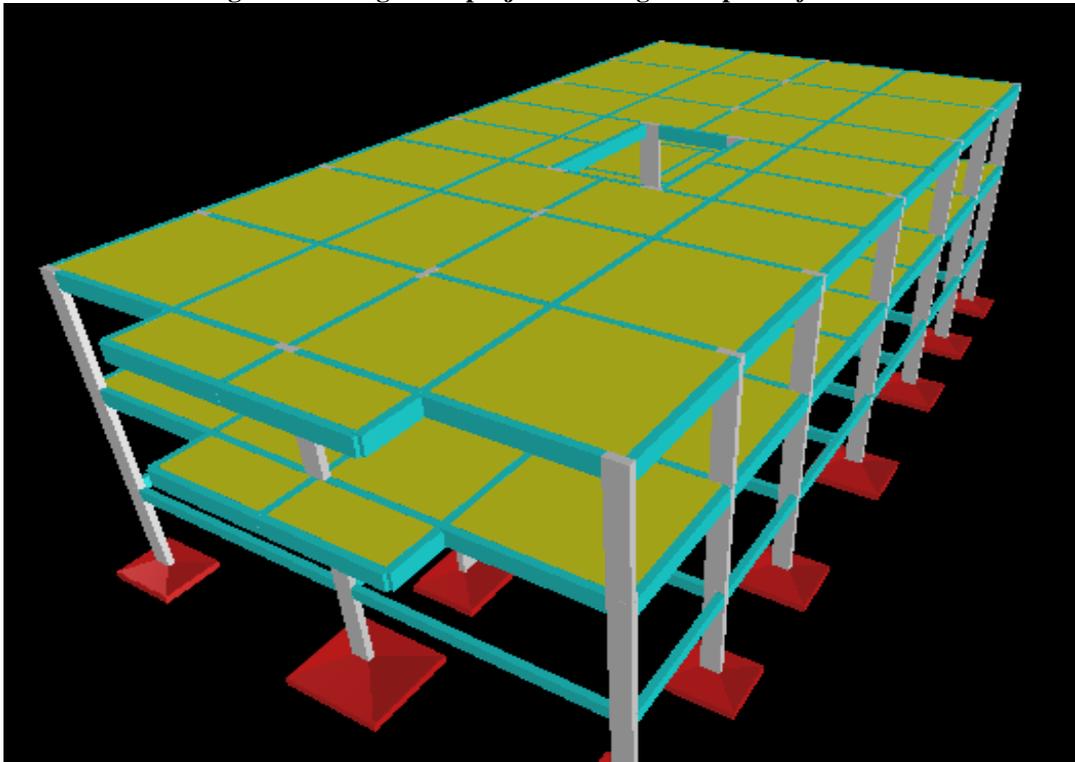


Figura 23: Imagem do projeto em 3D gerada pelo software.



Fonte: Eberick V8 Gold, 2015.

### 6.3 Resumo da ferragem calculada manualmente

Diante do exposto anteriormente, as rotinas de cálculo produziram os resultados que são apresentados nos Quadros (17, 18, 19, 20, 21, 22, 23, 24, 25, 26, 27, 28, 29, 30, 31, 32, 33, 34, 35, 36, 37, 38, 39, 40, 41, 42), a seguir.

**Quadro 17: Quantitativo da ferragem do pavimento térreo – vigas baldrame.**

VIGAS	AÇO	COMP. (cm)	QUANTIDADE	REPETIÇÕES	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)		
RESUMO AÇO	CA50	6.3	840	2	2	3360	8,232	
		6.3	858	2	2	3432	8,4084	
		6.3	137	4	2	1096	2,6852	
							19,3256	
	RESUMO AÇO	CA50	8.0	4740	4	2	37920	149,404
			8.0	840	2	2	3360	13,2384
8.0			858	2	2	3432	13,5220	
8.0			1143	4	8	36576	144,109	
8.0			137	4	2	1096	4,31824	
						324,592		

**Quadro 18: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento térreo – vigas baldrame.**

RESUMO DO AÇO			
CA60	5.0	42104	66,10328
TOTAL			66,10328

**Quadro 19: Quantitativo da ferragem dos pilares do pavimento térreo.**

PILARES	AÇO	DIÂMETRO (mm)	NÚMERO DE FERRO	ALTURA (cm)	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
P1	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P2	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P3	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P4	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P5	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P6	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P7	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P8	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P9	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P10	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P11	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P12	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P13	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P14	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P15	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P16	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P17	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P18	CA50	12.0	8	360	2880	28,8

P19	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P20	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P21	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P22	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P23	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P24	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
<b>TOTAL</b>						<b>561,6</b>

**Quadro 20: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento térreo – pilares.**

RESUMO DO AÇO			
AÇO	DIÂMETRO (mm)	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
CA60	5.0	413,1	70
CA60	5.0	584,4	108,8
<b>TOTAL</b>			<b>178,8</b>

**Quadro 21: Quantitativo da ferragem da laje do pavimento térreo.**

LAJE	AÇO	DIÂMETRO	COMP. (cm)	QUANTIDADE	REPETIÇÕES	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
		5.0	310	15	8	37200	58,404
		5.0	235	14	8	26320	41,3224
	CA60	5.0	240	15	4	14400	22,608
		5.0	315	14	8	35280	55,3896
		5.0	120	14	2	3360	5,2752
		5.0	120	12	4	5760	9,0432
<b>RESUMO AÇO</b>							<b>192,042</b>
		8.0	100	4	4	1600	6,304
		8.0	305	15	8	36600	144,204
		8.0	320	14	8	35840	141,209
		8.0	230	15	4	13800	54,372
		8.0	202	14	8	22624	89,1385
		8.0	220	16	2	7040	27,7376
<b>RESUMO AÇO</b>							<b>462,965</b>

**Quadro 22: Quantitativo da ferragem dos pilares do pavimento tipo 01.**

PILARES	AÇO	DIÂMETRO (mm)	NÚMERO DE FERRO	ALTURA (cm)	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
P1	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P2	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P3	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P4	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P5	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P6	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P7	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P8	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P9	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P10	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P11	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P12	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P13	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P14	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P15	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P16	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P17	CA50	12.0	6	360	2160	21,6

P18	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
P19	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P20	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P21	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P22	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P23	CA50	12.0	6	360	2160	21,6
P24	CA50	12.0	8	360	2880	28,8
<b>TOTAL</b>						<b>561,6</b>

**Quadro 23: Quantitativo da ferragem tipo pavimento tipo 01 – pilares CA60 do.**

RESUMO DO AÇO			
AÇO	DIÂMETRO (mm)	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
CA60	5.0	413,1	70
CA60	5.0	584,4	108,8
<b>TOTAL</b>			<b>178,8</b>

**Quadro 24: Quantitativo da ferragem das vigas do pavimento tipo 01.**

VIGAS	AÇO	COMP. (cm)	QUANTIDADE	REPETIÇÕES	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
		6.3	6	2	5448	13,3476
		6.3	4	1	3532	8,6534
		6.3	5	1	3970	9,7265
	CA50	6.3	6	1	2772	6,7914
		530	6	1	3180	7,791
		462	6	1	2772	6,7914
		898	4	2	7184	17,6008
RESUMO AÇO						70,7021
	CA50	8.0	6	2	27240	107,325
		880	6	2	10560	41,6064
RESUMO AÇO						148,932
		10.0	6	2	27888	171,790
		10.0	3	1	804	4,95264
	CA50	10.0	9	2	28728	176,964
		896	6	2	10752	66,2323
		840	6	2	10080	62,0928
		373	3	2	2238	13,7860
RESUMO AÇO						495,818
		12.5	4	2	3256	32,56
		441	4	2	3528	35,28
RESUMO AÇO						67,84

**Quadro 25: Quantitativo da ferragem tipo CA60 do pavimento tipo 01 – vigas.**

RESUMO DO AÇO			
AÇO	DIÂMETRO	COMP. (m)	PESO (KG)
CA60	5.0	151300	237,541
<b>TOTAL</b>			<b>237,541</b>

**Quadro 26: Quantitativo da ferragem da laje do pavimento tipo 01.**

LAJE	AÇO	DIÂMETRO	COMP. (cm)	QUANTIDADE	REPETIÇÕES	COMP. TOTAL (cm)	PESO (kg)
		5.0	310	15	8	37200	58,404
		5.0	235	14	8	26320	41,3224
	CA60	5.0	240	15	4	14400	22,608
		5.0	315	14	8	35280	55,3896
		5.0	120	14	2	3360	5,2752
		5.0	120	12	4	5760	9,0432
RESUMO AÇO							
		8.0	100	4	4	1600	6,304
	CA50	8.0	305	15	8	36600	144,204
		8.0	320	14	8	35840	141,209
		8.0	230	15	4	13800	54,372
		8.0	202	14	8	22624	89,1385
		8.0	220	16	2	7040	27,7376
RESUMO AÇO							462,965

#### 6.4 Resumo da ferragem calculada pelo *software*

Os cálculos gerados pelo programa computacional adotado neste trabalho geraram os resultados que estão expostos nas seguintes tabelas:

Resumo da ferragem do projeto software quantitativo da ferragem balbrame – pilares e vigas

**Quadro 27: Pilares baldrame – relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
CA60	1	5.0	158	98	15484
	2	5.0	230	24	5520
	3	5.0	80	118	9440
	4	5.0	8	24	192
CA50	5	12.5	138	VAR	VAR
	6	12.5	6	VAR	VAR

**Quadro 28: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	12.5	256.6	267.6
CA50	5.0	306.4	51.9

**Quadro 29: Vigas Baldrame - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
CA6 CA50	1	5.0	1054	78	82212
	2	10.0	8	1067	8536
	3	10.0	4	1199	4796
	4	10.0	4	1026	4104
	5	10.0	4	413	1652
	6	10.0	2	468	936

7	10.0	4	877	3508
8	10.0	4	890	3560
9	10.0	2	467	934
10	10.0	20	1152	23040
11	10.0	4	726	2904
12	10.0	4	730	2920
13	10.0	4	491	1964
14	10.0	4	495	1980
15	10.0	4	456	1824
16	10.0	4	460	1840
17	12.5	4	1174	4696
18	12.5	4	1174	4696

**Quadro 30: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA50	10.0	645	437.4
CA60	15.5	47	49.8
	5.0	822.2	139.4

Quantitativo da ferragem do térreo – pilares, vigas e laje.

**Quadro 31: Pilares Térreo - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
CA60	1	5.0	379	98	37142
	2	5.0	552	24	13248
	3	5.0	192	118	22656
	4	5.0	19	24	456
CA50	5	10.0	138	318	43884
	6	12.5	6	327	1962

**Quadro 32: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	10.0	438	267.6
CA50	12.5	19.7	20.8
	5.0	735.1	124.6

**Quadro 33: Vigas do Térreo - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
	1	5.0	549	98	53803
	2	5.0	2	633	1266
	3	5.0	2	593	1186
	4	10.0	10	1067	10670
CA60	5	10.0	2	875	1750
	6	10.0	2	260	520
	7	10.0	2	635	17825
CA50	8	10.0	2	170	1270
	9	10.0	4	1198	340
	10	10.0	2	1035	4792
	11	10.0	2	1193	2070
	12	10.0	2	95	2386
	13	10.0	2	754	160
	14	10.0	2	263	1508

15	10.0	1	184	530
16	10.0	2	432	184
17	10.0	2	482	168
18	10.0	2	877	864
19	10.0	2	906	1548
20	10.0	2	906	964
21	10.0	2	867	1754
22	10.0	2	916	1832
23	10.0	1	145	290
24	10.0	2	180	180
25	10.0	2	190	826
26	10.0	2	135	932
27	10.0	2	413	2074
28	10.0	2	466	548
29	10.0	2	1037	2304
30	10.0	1	274	496
31	10.0	2	1152	1432
32	10.0	2	496	684
33	10.0	2	716	716
34	10.0	2	342	728
35	10.0	2	358	266
36	10.0	2	364	348
37	10.0	2	133	268
38	10.0	2	174	354
39	10.0	2	177	202
40	10.0	2	101	187
41	10.0	1	187	678
42	12.5	2	339	366
43	12.5	2	183	640
44	12.5	2	1174	2348
45	12.5	2	290	580
46	12.5	2	310	620
47	12.5	2	730	1460
48	12.5	1	360	360
49	12.5	2	371	742

**Quadro 34: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	10.0	490.7	332.7
	12.5	71.2	75.4
CA50	5.0	562.6	95.4

**Quadro 35: Vigas do Térreo parte 02 - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
	1	5.0	231	98	22638
	2	5.0	2	603	1206
	3	5.0	2	563	1126
CA60	4	10.0	1	496	496
	5	10.0	2	716	1432
	6	10.0	1	219	219
CA50	7	10.0	3	566	1698
	8	10.0	2	865	1730
	9	10.0	2	409	818
	10	10.0	2	863	1726
	11	10.0	2	626	1252
	12	10.0	2	95	190

13	10.0	1	240	240
14	10.0	1	235	235
15	10.0	2	814	1628
16	10.0	2	753	1506
17	10.0	2	290	580
18	10.0	2	310	620
19	12.5	2	730	1460
20	12.5	1	249	249
21	12.5	2	569	1138
22	12.5	1	223	223
23	12.5	2	315	630
24	12.5	1	737	737
25	12.5	1	717	717
26	12.5	2	213	426
27	12.5	2	1174	2348

**Quadro 36: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	10.0	131.7	89.3
	12.5	91.3	96.7
CA50	5.0	249.7	42.3

**Quadro 37: Laje do Térreo - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
CA60	1	5.0	18	118	2124
	2	5.0	14	133	1862
	3	5.0	14	142	1988
	4	5.0	18	107	1926
CA50	5	6.3	13	351	4563
	6	6.3	14	275	3850

**Quadro 38: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	6.3	84.2	22.6
CA50	5.0	79	13.4

**Quadro 39: Pilares Tipo 01 - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
CA60	1	5.0	374	98	36652
	2	5.0	432	24	10368
	3	5.0	172	118	20296
	4	5.0	95	24	2280
	5	5.0	95	24	2280
CA50	6	10.0	174	277	48198
	7	12.5	38	277	10526
	8	16.0	22	277	6094

**Quadro 30: Pilares Tipo 01 - Relação do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	10.0	482	326.9
	12.5	105.2	111.5
	16.0	61	105.8
CA50	5.0	718.2	121.9

**Quadro 41: Vigas Tipo 01 - Relação do aço.**

AÇO	N	DIAM	Q	UNIT (cm)	C. TOTAL
				98	
	1	5.0	2	633	61054
	2	5.0	2	593	1266
	3	5.0	2	603	1186
	4	5.0	2	563	1206
	5	5.0	2	274	1126
	6	10.0	2	1152	548
	7	10.0	2	213	2304
	8	10.0	2	310	426
	9	10.0	4	190	1240
	10	10.0	1	235	190
	11	10.0	1	1068	235
	12	10.0	2	229	2136
	13	10.0	2	1067	458
	14	10.0	10	875	10670
	15	10.0	2	260	1750
	16	10.0	2	1198	520
	17	10.0	4	1044	4790
	18	10.0	2	270	2088
	19	10.0	2	1046	540
CA60	20	10.0	2	242	2092
	21	10.0	4	1193	968
	22	10.0	2	95	2386
	23	10.0	4	754	380
	24	10.0	2	263	1508
CA50	25	10.0	2	865	530
	26	10.0	2	409	1730
	27	10.0	2	863	818
	28	10.0	2	626	1226
	29	10.0	2	644	1252
	30	10.0	1	814	644
	31	10.0	2	753	1628
	32	10.0	2	249	1506
	33	12.5	1	254	249
	34	12.5	1	1152	254
	35	12.5	2	231	2304
	36	12.5	1	315	231
	37	12.5	3	745	945
	38	12.5	1	228	745
	39	12.5	2	1071	456
	40	12.5	2	249	2142
	41	12.5	2	458	498
	42	12.5	4	260	1832
	43	12.5	6	305	1560
	44	12.5	2	755	876
	45	12.5	4		2436

**Quadro 42: Resumo do aço.**

AÇO	DIAM	C.TOTAL (m)	PESO + 10% (kg)
CA60	10.0	490.7	332.7
	12.5	71.2	75.4
CA50	5.0	562.6	95.4

Resultados do modelo Manualmente x Software ( figura 24).

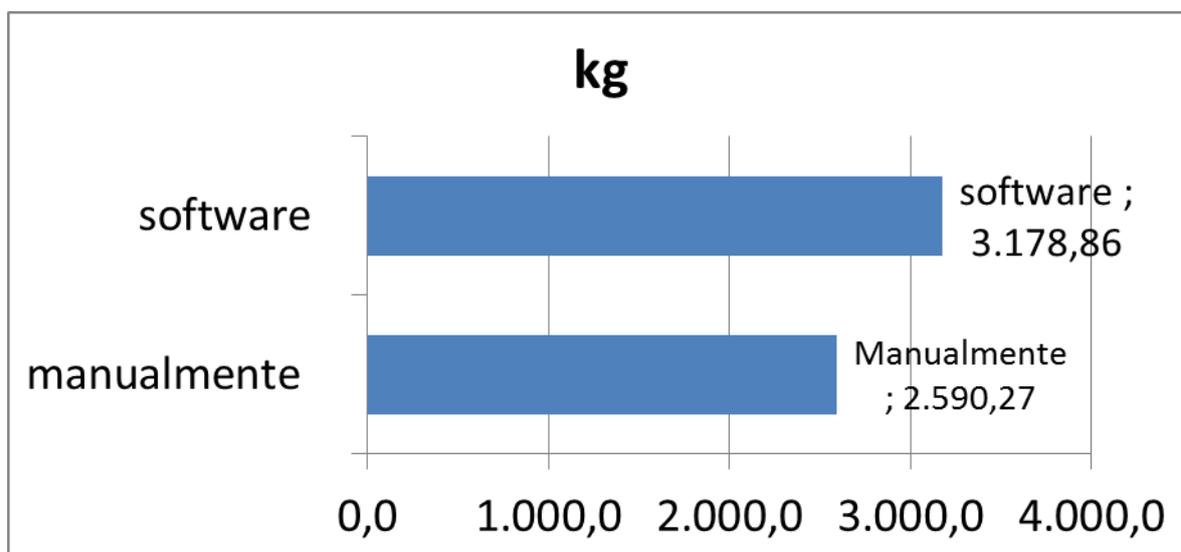


Figura 24: Resultados do modelo Manualmente

## 7.0 CONCLUSÕES

A realização deste trabalho proporcionou aprendizagens significativas na vida profissional, as quais permitem levantar algumas conclusões em relação a forma mais eficiente de cálculo de uma estrutura de um edifício, onde pode-se verificar a relação do cálculo estrutural feito de forma convencional ou pelo software, trazendo a certeza qual o melhor método a ser usado.

As vantagens do cálculo convencional:

- Aprendizado correto e entendimento do processo de desenvolvimento da origem do cálculo estrutural;
- Compreensão mais completa dos fatores que influencia uma estrutura;
- Diferenciar diversos tipos de cargas e forças;
- Ter certeza de que está fazendo seu cálculo estrutural.

Já as desvantagens seriam:

- O tempo gasto em fazer esses cálculos estruturais;

- O fator erro sempre está eminente, pois o cálculo de um único pilar envolve a soma de muitas cargas e foças laterais;
- Os detalhamento de ferragens e resumo do aço tem um tempo significativos;
- O trabalho envolvido de uma mesma estrutura tem quase 100 vezes a mais do que o *software*;
- Sempre aconselhável ajuda de mais uma ou duas pessoas para fazer a revisão do projeto.

#### **As desvantagens do *software*:**

- Um problema do ponto de vista pedagógico já que é exclusivamente para auxiliar projetos de dimensionamento de estruturas em concreto armado;
- Temos que ter um bom domínio de informática;
- Dados errados gera enormes erros;
- O alto custo.

#### **As vantagens do *software*;**

- O tempo de cálculo extremante rápido.
- Podemos visualizar sua estrutura em 3D, e podemos analisar suas forças e momentos no comportamento da mesma.
- Gerar planilhas, resumo de aço e detalhamento completo do projeto.

**Tabela 2: Quantitativo de aço resultante dos dois métodos de dimensionamento.**

	Resumo do Aço	
	Manual (kg)	<i>Software</i> (kg)
Viga Baldrame	66,10328	267,6
Pilares	561,6	413
Vigas	237,5	503,5
Laje	462,965	412,58
Pilares	561,6	666,1
Vigas	237,541	503,5
Laje	462,965	412,58

## **Térreo**

- Na viga baldrame houve um aumento na ferragem de 304.84% a mais pelo *software*;
- Nos pilares do térreo houve um aumento de 26.46 % a mais pelo cálculo manual;
- Nas vigas houve um aumento na ferragem de 112% a mais pelo *software*;
- Nas lajes houve um aumento de 10 % a mais pelo cálculo manual.

## **Tipo 01**

- Nos pilares tipo 01, houve um aumento de 18.72 % a mais pelo cálculo manual;
- Nas vigas tipo 01, houve um aumento na ferragem de 112% a mais pelo *software*.
- Nas lajes houve um aumento de 10 % a mais pelo cálculo manual.

O quantitativo do ferro calculado manualmente 2.590,27 kg e o calculado pelo *software* 3.178,86 kg, assim não foi muito relevante, levando em consideração que o *software* não foi configurado, assim podemos perceber que a tecnologia sempre será bem-vinda pois com a diferença de 22, 72 % a mais calculado pelo *software* vimos que é aceitável, sendo resultados bem satisfatório.

Este trabalho se propôs a levantar informações a respeito da utilização do *software* espera auxiliar na definição da melhor forma de utilizá-lo como ferramenta facilitadora do conhecimento, contribuindo para a elaboração de uma metodologia eficiente que venha a melhorar a qualidade do trabalho no cálculo estrutural.

## 8.0 REFERÊNCIAS

AMARAL FILHO, E. M. **Classificação dos Concretos**. ABCP, 1997, 1CD.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118/2014 - Projetos de estruturas em concreto armado**. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120/1980 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, 1980.

CARVALHO, R.C.; FIGUEIREDO F°, J.R.; FURLAN Jr, S. **A utilização de programas computacionais da área de estruturas no ensino de engenharia civil**. XVII Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia 2000. Anais. Natal, outubro de 2000.

HIBBELER, R. C. **Resistência dos Materiais**. Tradução Arlete Simille Marques; revisão técnica Sebastião Simões da Cunha Jr. 7.ed. São Paulo: Pearson Prentice Hall, 2010.

LEVY, P. **Cibercultura**, editora 34, São Paulo, 1999.

LUCENA, M. **Critérios para a Avaliação do *Software* educacional**. Artigo Internet, disponível em: [www.forum-global.de/soc/bibliot/textosenportu-rede.htm](http://www.forum-global.de/soc/bibliot/textosenportu-rede.htm) 1999, acessado em 15/05/2015.

MARTINAZZO, C. J. **A Utopia de Edgar Morin: Da Complexidade à Concidadania Planetária**, editora Unijuí, Ijuí, 2002.

MERCADO L. P. L. – **Formação Contínua de Professores e Novas Tecnologias**, editora Edufal, Maceió, 1999.

MORAES, M. C. **Tecendo a Rede**. Artigo Internet, disponível em: [www2.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/educacao/projetos/informatica\\_educativa/0002/upload\\_fs/tecendo\\_rede1.doc](http://www2.prefeitura.sp.gov.br/secretarias/educacao/projetos/informatica_educativa/0002/upload_fs/tecendo_rede1.doc). 2001, Acessado em 15/05/2015.

NEITZEL, L. C. **Análise de Software Educacional**. Artigo Internet, disponível em: [www.eps.ufsc.br/disc/intromc/anal4/sld001.htm](http://www.eps.ufsc.br/disc/intromc/anal4/sld001.htm). 2000, acessado em 03/09/2002.

PERRENOUD P. **10 Novas Competências para Ensinar**, editora Artmed, Porto Alegre, RS, 2000.

POLILLO, A. **Dimensionamento de Concreto Armado Vol I**. Editora Científica, Rio de Janeiro, 1973.

PRAVIA, Z.M.C.; KRIPKA, M. **Proposta metodológica para o uso e desenvolvimento de ferramentas computacionais no ensino estruturas**. XVII Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia 2000. Anais. Natal, outubro de 2000.

PRAVIA, Z.M.C.; PASQUALETTI, E.; CHIARELLO, J. A. **Visualbarras: um software didático para o ensino de análise matricial de estruturas reticuladas planas**. XVIII Congresso Brasileiro de Ensino de Engenharia 2001. Anais. Porto Alegre, outubro de 2001.

PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projeto de edifícios**. EESC/USP, São Carlos, 2007.

ROCHA, A. M. **Curso de Concreto Armado**. Editora Científica, Rio de Janeiro, 1973.

SCHON D. A. **Educando o Profissional Reflexivo**, editora Artmed, Porto Alegre, RS, 2000.

VENTURINI, W. S.; RODRIGUES, R. O. **Dimensionamento de Peças Retangulares de Concreto Armado Solicitadas à Flexão Reta**. EESC/USP, São Carlos, 1987.

YASSUDA, Irineu dos Santos. **Estudo do comportamento de revestimentos superficiais em elementos roscados de fixação quando submetidos a torque**. Dissertação de Mestrado, INPE, São José dos Campos, 2008.