

**|ESTUDO DA VIABILIDADE DE CONSTRUÇÃO DE CASAS POPULARES  
UTILIZANDO-SE ESTRUTURAS METÁLICAS**

DANIELE HAFFNER MARQUES DE OLIVEIRA  
MICHELLE PEREIRA MIRA

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF  
CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ  
MARÇO - 2006

**ESTUDO DA VIABILIDADE DE CONSTRUÇÃO DE CASAS POPULARES  
UTILIZANDO-SE ESTRUTURAS METÁLICAS**

DANIELE HAFFNER MARQUES DE OLIVEIRA  
MICHELLE PEREIRA MIRA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Orientador: Prof. Gines Arturo Santos Falcón

UNIVERSIDADE ESTADUAL DO NORTE FLUMINENSE DARCY RIBEIRO – UENF

CAMPOS DOS GOYTACAZES – RJ

MARÇO- 2006

**ESTUDO DA VIABILIDADE DE CONSTRUÇÃO DE CASAS POPULARES UTILIZANDO-  
SE ESTRUTURAS METÁLICAS**

DANIELE HAFFNER MARQUES DE OLIVEIRA  
MICHELLE PEREIRA MIRA

“Projeto Final em Engenharia Civil apresentado ao Laboratório de Engenharia Civil da Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro, como parte das exigências para obtenção do título de Engenheiro Civil”.

Aprovada em                      de                      de

Comissão Examinadora:

---

Prof. Jonas Alexandre (D. Sc.) – UENF

---

Prof. Luiz Gabriel Sarmet Moreira Smiderle (M. Sc.) – UENF

---

Prof. Gines Arturo Santos Falcón (Orientador, D. Sc.) – UENF

## **DEDICATÓRIA**

Dedico este projeto primeiramente a Deus e também a meus pais Luiz da Silva Mira e Edna Regina Pereira Mira e à minha irmã Verônica Pereira Mira por me apoiarem e me incentivarem sempre.

Aos meus queridos avós Joel Maia Pereira e Alcina Ribeiro por suas palavras de carinho em todos os momentos.

Dedico também aos meus colegas de classe e amigos, em especial Marlei Hübler de Álvares e Suzia Neto de Oliveira por sempre me fazerem sorrir e por todos os momentos que estivemos juntas, a Rogério Trindade pelos momentos de estudo que compartilhamos e a Augusto Antunes dos Santos por seu apoio neste momento.

**MICHELLE PEREIRA MIRA**

Dedico a Deus por ter tornado tudo possível e também a meus pais Lourenço Marques de Oliveira Neto e Maria das Graças Haffner Marques de Oliveira e às minhas irmãs Daiane Haffner Marques de Oliveira e Deborah Haffner Marques de Oliveira pelo incentivo, companheirismo e apoio em mais este momento.

A minha avó Maria da Glória Barcellos Haffner pelo carinho e por suas orações.

Dedico também aos meus colegas de classe e amigos, em especial Flávia Manuella Faria Barbosa Henriques, a Ana Laura Cassiano Dias Ávila, por me acompanharem nesta trajetória e a Vagner Brandão Nunes por sua colaboração e por estar por perto em todos os momentos.

**DANIELE HAFFNER MARQUES DE OLIVEIRA**

## **AGRADECIMENTOS**

A Deus por nos ajudar nessa conquista.

À Universidade Estadual do Norte Fluminense Darcy Ribeiro e seus professores, pela formação que nos propiciou.

Aos amigos de turma, pelo apoio e companheirismo nesta longa caminhada.

Ao nosso orientador Gines Arturo Santos Falcón pela dedicação e orientação.

Aos professores Sergio Luis Gonzáles Garcia, Paulo Maia, Dylmar Penteado Dias e Vânia Karan pela colaboração.

Agradecemos a Gabriel pelos conselhos de fundamental importância e conhecimentos transmitidos.

A Gilson Gomes da Silva pela colaboração e conhecimentos transmitidos.

Às nossas famílias pelo amparo, carinho e compreensão.

## SUMÁRIO

RESUMO.....	vii
LISTA DE FIGURAS .....	viii
LISTA DE TABELAS .....	x
LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES.....	xi
Capítulo I – Introdução .....	1
Capítulo II– Objetivos .....	3
Capítulo III– Projeto Estrutural.....	4
3.1 - Considerações iniciais .....	4
3.2 - Anteprojeto .....	4
3.2.1 - Definição do Sistema Estrutural .....	4
3.2.2 - Definição dos Materiais.....	5
3.2.3 – Definição do Sistema Construtivo .....	5
3.2.3.1 – Elaboração das plantas da residência .....	9
3.3 – Solicitações.....	11
3.3.1 – Método dos Estados Limites .....	11
3.3.2 - Carregamentos .....	11
3.3.3 - Ação do vento .....	12
3.3.3.1 - Coeficientes de Pressão e Forma Aerodinâmicos.....	18
3.3.3.2 - Coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes .....	18
3.3.3.3 - Coeficientes de pressão e de forma externos para a cobertura .....	20
3.3.3.4 - Coeficientes de pressão internos .....	22
3.3.3.5 - Determinação das forças estáticas devidas ao vento.....	24
3.3.4 – Coeficientes de majoração e de combinação dos esforços atuantes.....	26
Capítulo IV – Dimensionamento Estrutural com Detalhamento.....	29
4.1 – Dimensionamento das Terças .....	29
4.2 – Dimensionamento da Cumeeira .....	36
4.3 – Dimensionamento das Tesouras .....	36
4.3.1 – Peso Próprio .....	38
4.3.2 – Sobrecarga.....	39
4.3.3 – Carga de Vento .....	40
4.4 - Colunas .....	55
4.4.1- Bases de Coluna e Chumbadores .....	59
4.5 – Dimensionamento das Vigas .....	62
4.6– Ligações .....	68
4.6.1 – Meios de Ligação .....	68
4.6.1.1 - Parafusos e Arruelas .....	68
4.6.2 – Principais Ligações .....	71
4.6.2.1- Ligação Viga - Tesoura .....	71
4.6.2.2 - Ligação tesoura-tesoura.....	76
4.6.2.3 – Ligação terça – tesoura .....	78
4.6.2.4 - Ligação viga-coluna.....	78
Capítulo V – Fundações .....	83
Capítulo VI - Execução com Detalhamento .....	99
Capítulo VII – Orçamento .....	104
Capítulo VIII – Conclusão .....	110
Bibliografia.....	111

## RESUMO

Com o número crescente da falta de moradia é necessária a reordenação do espaço urbano, permitindo melhor qualidade de vida à população. Essa reordenação se dá através da implantação de projetos habitacionais. Esforços estão sendo feitos no sentido de se conseguir construir mais, a custos menores e com maior velocidade.

A construção voltada para a habitação popular tem como características indispensáveis à sua viabilidade, baixo custo e alta produtividade. Muitos modelos e sistemas construtivos surgiram na busca pela solução ideal. Recentemente no Brasil o aço vem sendo adotado como estrutura dessas habitações.

A construção metálica está atravessando um período de grande expansão no Brasil. Desde os anos oitenta tem-se tido a oportunidade de vivenciar o crescimento do mercado de estruturas em aço.

Visando verificar a viabilidade da estrutura metálica na construção de habitações de interesse social foi projetada uma moradia popular com estrutura metálica, e seu custo foi comparado ao uma casa com estrutura de concreto armado, com as mesmas dimensões.

Os resultados obtidos mostram que a casa com estrutura metálica apresenta um custo competitivo, ainda com a vantagem de ser o aço um material que oferece diversas vantagens para suprir as crescentes preocupações relacionadas à rapidez de construção, confiabilidade estrutural e preservação do meio ambiente, dentre outras vantagens.

**PALAVRAS CHAVE:** Casa popular; Estrutura metálica; Orçamento; Análise estrutural, Projeto estrutural.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Estrutura metálica típica de casa popular .....	2
Figura 2 – Comparação de Prazos.....	6
Figura 3 – Planta baixa humanizada .....	9
Figura 4 – Planta de Cobertura .....	9
Figura 5 – Fachada Lateral .....	10
Figura 6 – Fachada Frontal .....	10
Figura 7 – Planta Baixa da Estrutura Metálica .....	10
Figura 8 – Galga de telha romana.....	12
Figura 9 – Vento nas Edificações.....	13
Figura 10 – Isopletas da Velocidade Básica $V_0$ (NBR 6123/88) .....	14
Figura 11 – Coeficiente de pressões externas na parede .....	20
Figura 12 - $C_{pe}$ na cobertura .....	21
Figura 13 – $C_{pe}$ médio na cobertura.....	22
Figura 14 – $C_{pe}$ ( $\alpha = 0^\circ$ ) .....	22
Figura 15 – $C_{pe}$ ( $\alpha = 90^\circ$ ) .....	22
Figura 16 - $C_{pi} = + 0,2$ .....	23
Figura 17 - $C_{pi} = -0,3$ .....	23
Figura 18–Vento $0^\circ$ - $C_{pi} = 0,20$ .....	24
Figura 19 - Vento $0^\circ$ - $C_{pi} = -0,30$ .....	24
Figura 20 - Vento $90^\circ$ - $C_{pi} = 0,20$ .....	25
Figura 21 - Vento $90^\circ$ - $C_{pi} = -0,30$ .....	25
Figura 22 - Vento $0^\circ$ - $C_{pi} = 0,20$ .....	25
Figura 23 - Vento $0^\circ$ - $C_{pi} = -0,30$ .....	26
Figura 24 - Vento $90^\circ$ - $C_{pi} = 0,20$ .....	26
Figura 25 - Vento $90^\circ$ - $C_{pi} = -0,30$ .....	26
Figura 26 – Terças na Cobertura .....	29
Figura 27 – Seção transversal da terça.....	30
Figura 28 – Disposição das terças na cobertura .....	32
Figura 29 – Esforços nas terças.....	33
Figura 30 – Esquema de cálculo da terça (Carga perpendicular à cobertura) .....	33
Figura 31 – Momento fletor máximo da terça.....	34
Figura 32 - Esquema de cálculo da terça (Carga no plano da cobertura) .....	34
Figura 33 – Momentos fletores na terça.....	34
Figura 34 – Esforços nas terças.....	35
Figura 35 – Detalhe das tesouras .....	37
Figura 36 – Seção transversal da tesoura.....	37
Figura 37 – Tesouras e colunas - Carga de Peso Próprio .....	38
Figura 38 - Diagrama de Esforços Normais devido ao peso-próprio.....	39
Figura 39 - Diagrama de Momento devido ao peso-próprio .....	39
Figura 40 - Sobrecarga .....	39
Figura 41 - Diagrama de Esforços Normais devido a sobrecarga .....	40
Figura 42 - Diagrama de Momento devido a sobrecarga .....	40
Figura 43 - Vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = + 0,20$ ).....	40
Figura 44 - Diagrama de esforços Normais devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = + 0,20$ ).....	41
Figura 45 - Diagrama de Momento devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = + 0,20$ ).....	41
Figura 46 - Vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = - 0,30$ ).....	41
Figura 47 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = - 0,30$ ).....	42
Figura 48 - Diagrama de Momento devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ ( $c_{pi} = - 0,30$ ).....	42

Figura 49 - Vento $\alpha = 0^\circ$ (cpi = + 0,20) .....	42
Figura 50 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento $\alpha = 0^\circ$ (cpi = + 0,20) ...	43
Figura 51 - Diagrama de Momento ao vento $\alpha = 0^\circ$ (cpi = + 0,20) .....	43
Figura 52 - Vento $\alpha = 90^\circ$ (cpi = - 0,30) .....	43
Figura 53 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ (cpi = - 0,30) .	44
Figura 54 - Diagrama de Momento devido ao vento $\alpha = 90^\circ$ (cpi = - 0,30).....	44
Figura 55 – Pórtico Frontal .....	46
Figura 56 – Esforços na tesoura .....	51
Figura 57 - Colunas Submetidas à compressão.....	55
Figura 58 – Seção Transversal da Coluna .....	56
Figura 59 – Base de coluna e chumbadores .....	60
Figura 60 - Esquema do Pórtico Central .....	62
Figura 61 - Diagrama de Esforços Normais .....	63
Figura 62 - Diagrama de Momento.....	63
Figura 63 – Pórticos Transversais.....	64
Figura 64 – Seção Transversal da Viga .....	65
Figura 65 - Parafusos .....	69
Figura 66 - Tração.....	69
Figura 67 - Cisalhamento .....	70
Figura 68 – Rasgamento x Esmagamento do furo .....	70
Figura 69 – Detalhe da Cumeeira .....	71
Figura 70 – Ligação Viga – Tesoura .....	72
Figura 71 – Ligação Tesoura-tesoura .....	77
Figura 72 – Ligação viga-coluna .....	78
Figura 73 – Laje cogumelo x laje lisa .....	84
Figura 74 - Radier Liso.....	85
Figura 75 - Radier a ser calculado .....	85
Figura 76 - Radier dividido em faixas .....	86
Figura 77 - Radier dividido em vigas .....	87
Figura 78 - Viga A, Viga C.....	88
Figura 79 - Diagrama de Momento Fletor (Viga A, Viga C).....	88
Figura 80 – Viga B.....	89
Figura 81 - Diagrama de Momento Fletor (Viga B).....	89
Figura 82 – Viga 1,2 e 3.....	89
Figura 83 - Diagrama de Momento Fletor (Vigas 1, 2 e 3) .....	89
Figura 84 – Faixas de lajes .....	90
Figura 85 – Fissuras em lajes cogumelo .....	92
Figura 86 – Perímetro Crítico .....	93
Figura 87 – Esforços no Radier.....	93
Figura 88 – Corte do Radier.....	95
Figura 89 – Detalhamento da Armadura .....	98
Figura 90 – Posicionamento das Peças .....	101
Figura 91 – Erguimento dos pórticos laterais .....	102
Figura 92 - Erguimento do pórtico central .....	102

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Aços Estruturais ASTM .....	5
Tabela 2 - Materiais usados nos parafusos.....	5
Tabela 3 - Vantagens da Construção em Aço.....	7
Tabela 4 - Definição de categorias de terreno.....	15
Tabela 5 - Classes da Edificação .....	15
Tabela 6 – Parâmetros meteorológicos.....	16
Tabela 7 – Valores mínimos do fator estatístico $S_3$ .....	17
Tabela 8 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes .....	19
Tabela 9 – Coeficientes de pressão e de forma, externas, para telhados.....	21
Tabela 10 - Coeficiente de Segurança de Solicitações, no Estado Limite de Projeto .....	27
Tabela 11 - Fatores de Combinação $\Psi_d$ no Estado Limite de Projeto.....	27
Tabela 12 – Características da seção transversal.....	30
Tabela 13 – Características da seção transversal.....	38
Tabela 14 - Esforços Normais nas Colunas (kN) .....	46
Tabela 15 - Esforços Normais nas Tesouras .....	47
Tabela 16 – Momento nas Colunas.....	48
Tabela 17 – Momento nas Tesouras.....	50
Tabela 18 - Esforços Críticos .....	50
Tabela 19 – Características da seção transversal.....	56
Tabela 20 - Esforços nas Vigas.....	64
Tabela 21 – Número de Golpes em areias.....	87
Tabela 22 – Fatores de segurança.....	87
Tabela 23 – Cargas dos pilares.....	88
Tabela 24 – Coeficiente K .....	94
Tabela 25 – Calculo da Armadura.....	97
Tabela 26 – Telas soldadas .....	97
Tabela 27 - Orçamento Analítico.....	106
Tabela 28 - Orçamento sintético .....	108

## LISTA DE ABREVIATURAS, SIGLAS, SÍMBOLOS, SINAIS E UNIDADES

### SÍMBOLOS

$>$	Maior que
$\geq$	Maior ou igual que
$<$	Menor que
$\leq$	Menor ou igual que
$\pm$	Mais ou menos, aproximadamente
$^{\circ}$	Grau

### LETRAS GREGAS MINÚSCULAS

$\alpha$	Coefficiente; ângulo de incidência de ventos
$\beta$	Angulo de inclinação de telhados
$\delta$	Flecha
$\phi$	Coefficiente de minoração da resistência, em geral
$\phi_b$	Coefficiente de minoração da resistência ao momento fletor
$\phi_c$	Coefficiente de minoração da resistência na compressão
$\phi_t$	Coefficiente de minoração da resistência na tração
$\phi_v$	Coefficiente de minoração da resistência à força cortante
$\gamma$	Coefficiente de ponderação das ações; peso específico
$\gamma_s$	Coefficiente de minoração da resistência do aço
$\gamma_c$	Coefficiente de minoração de resistência do concreto
$\lambda$	Parâmetro de esbeltez
$\nu$	Coefficiente de Poisson
$\theta$	Ângulo de inclinação de telhados
$\rho$	Taxa geométrica da armadura
$\rho_s$	Taxa de armadura
$\rho_{s, min}$	Taxa mínima de armadura
$\delta$	Tensão normal, solicitação.
$\psi_1$	Fator de redução
$\psi_2$	Fator de combinação de ações variáveis
$\psi_{di}$	Fator de combinação de ações no estado limite de projeto

### LETRAS GREGAS MAIÚSCULAS

$\Delta$	Deformação horizontal, flecha
$\Delta L$	Deformação unitária
$\Phi$	Diâmetro da barra da armadura

### LETRAS ROMANAS MINÚSCULAS

<i>a</i>	Maior dimensão horizontal de uma edificação
<i>b</i>	Largura; menor dimensão horizontal de uma edificação.
<i>bf</i>	Largura da mesa
<i>bw</i>	Largura da alma
<i>c</i>	Cobrimento da armadura (entre as superfícies do concreto e das barras)
<i>d</i>	Diâmetro; distância do ponto de aplicação da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal a ponto de maior encurtamento de uma seção transversal de peça fletida, medida normalmente à linha neutra (altura útil)
<i>f</i>	Resistência
<i>fc</i>	Resistência à compressão do concreto
<i>fcd</i>	Resistência de cálculo do concreto à compressão
<i>fcj</i>	Resistência média do concreto à compressão, prevista para a idade de <i>j</i> dias.
<i>fck</i>	Resistência característica do concreto à compressão
<i>fyd</i>	Resistência de cálculo do aço à compressão
<i>fyk</i>	Resistência característica do aço à compressão
<i>g</i>	Aceleração da gravidade
<i>h</i>	Altura total da seção transversal; espessura; altura de uma edificação acima do terreno até o nível do beiral
<i>hf</i>	Espessura da mesa
<i>i</i>	Raio de giração
<i>j</i>	Número de dias
<i>l</i>	Vão
<i>q</i>	Pressão dinâmica do vento ou pressão de obstrução; carga
<i>r</i>	raio
<i>s</i>	espaçamento
<i>u</i>	Perímetro
<i>x</i>	Altura da linha neutra
<i>x<sub>34</sub></i>	Altura da linha neutra no limite entre os domínios 3 e 4

$z$  Cota acima do terreno

### LETRAS ROMANAS MAIÚSCULAS

$A$  Área; Área Frontal

$A_n$  Área Líquida

$A_p$  Área da seção bruta do parafuso

$A_s$  Área de aço

$A_w$  Área da seção efetiva da solda

$CA$  Concreto armado

$C_e$  Coeficiente de forma externo

$C_i$  Coeficiente de forma interno

$C_{pe}$  Coeficiente de pressão médio externo

$C_{pi}$  Coeficiente de pressão médio interno

$CP$  Carga permanente

$E$  Módulo de deformação longitudinal

$E_c$  Módulo de deformação longitudinal do concreto

$E_s$  Módulo de deformação longitudinal do aço,  $E = 205.000$  MPa

$ELU$  Estado limite último

$F$  ações

$F_y$  Tensão de escoamento

$F_{Sob}$  Força do vento de sobrepressão

$F_{Suc}$  Força do vento de sucção

$G$  Carga permanente

$GPa$  Gigapascal, referente a  $10^9$  Pa

$I$  Momento de Inércia

$I_T$  Momento de Inércia à Torção

$I_x$  e  $I_y$  Momentos de Inércia em relação aos eixos  $x$  e  $y$ , respectivamente

$K$  Parâmetro utilizado no cálculo do comprimento de flambagem; coeficiente encontrado pela relação  $c_1/c_2$

$K_x$  e  $K_y$  Parâmetros utilizados no cálculo do comprimento de flambagem segundo  $x$  e  $y$ , respectivamente

$L$  Comprimento em geral, vão

$L_b$  Comprimento do trecho sem contenção lateral

$M$  Momento Fletor

$M_{cr}$  Momento crítico

$Msd$	Momento Fletor de cálculo
$MPa$	Megapascal, referente a $10^6$ Pa
$N$	Força normal
$Q$	Carga variável
$Q1$	Ação variável de base para a combinação estudada
$Q_i$	Ação variável usada em combinação com a ação de base
$S$	Desvio padrão
$SC$	Sobrecarga
$S_1$	Fator topográfico
$S_2$	Fator de rugosidade
$S_3$	Fator estatístico
$V$	vento
$V_0$	Velocidade Básica do vento
$V_k$	Velocidade Característica do vento
$W_x$	Módulo de Resistência elástico em relação ao eixo X
$W_y$	Módulo de Resistência elástico em relação ao eixo Y

## CAPITULO I – INTRODUÇÃO

Com a crescente falta de moradia é preciso buscar alternativas para a construção de casas populares ou resgatar a informação sobre as novas tecnologias disponíveis para a habitação de baixo custo.

Com sistemas construtivos mais rápidos e mais baratos, é possível reduzir o número de desabrigados, dando maior viabilidade aos projetos habitacionais.

A construção metálica permite a diminuição do prazo de execução, por utilizar menos fôrmas e escoramentos, por se tratar de peças pré-fabricadas; além de não ter sua montagem impedida por chuvas. Permite a adoção de sistemas industrializados, fazendo com que o desperdício seja sensivelmente reduzido na obra.

Por ser mais leve, reduz o custo das fundações. Tem qualidade superior por se tratar de fabricação em indústria. O canteiro desse tipo de construção é mais organizado. O aço é 100% reciclável e o aço é menos agressivo ao meio ambiente, pois além de reduzir o consumo de madeira na hora da obra, diminui a emissão de material particulado e poluição sonora gerada pelas serras e outros equipamentos destinados a trabalhar a madeira.

Com base nesses fatos, grandes siderúrgicas entraram nesse mercado e estão produzindo kits para a habitação popular. A Gerdau, a Usiminas e a Cosipa já oferecem modelos de casa e pequenos edifícios com estrutura metálica para população de baixa renda. O custo do metro quadrado, de uma casa com acabamento simples pode chegar a 125 reais, se for usado um acabamento mais convencional, pode ficar em torno de 250 reais (Téchne, nº 54, Setembro de 2001). Os sistemas são geralmente acompanhados por manual de montagem e dispensam mão-de-obra especializada.

Para a população de baixa renda, é uma ótima alternativa, para viabilização de projetos populares pode também ser uma excelente alternativa.

No Brasil, no entanto os sistemas prontos ainda são vistos com desconfiança. Já na Europa, desde a década de 60, que os sistemas prontos se espalharam. Hoje em dia até a classe média é adepta desses sistemas. Preferencialmente, os que utilizam estruturas metálicas, que viabilizam maiores vãos.

Na França, das 220 mil casas individuais construídas a cada ano, apenas 7% são feitas sob medida. Os restantes são sistemas prontos, escolhidos em catálogos de fabricantes (Revista Arquitetura e Construção, Janeiro de 2006).

No Brasil, que é um país com um enorme déficit habitacional, isso deve ser visto como um modelo a ser seguido.

Nesse contexto, foi feito um projeto estrutural em aço para verificar o quanto uma obra com esse tipo de estrutura pode ser mais econômica e mais rápida, que uma casa com estrutura de concreto armado. E também permitir a verificação de índices de redução ou aumento de gastos em cada etapa da obra.

A figura 1 apresenta a estrutura metálica padrão utilizado pelas grandes siderúrgicas.



Figura 1 – Estrutura metálica típica de casa popular

## **CAPITULO II- OBJETIVOS**

Apresentar uma solução alternativa em aço para a construção de habitações populares de forma rápida com qualidade e custo competitivos; com o objetivo de verificar se há viabilidade de se construir habitações populares em estruturas metálicas, no município de Campos dos Goytacazes.

## **CAPITULO III- PROJETO ESTRUTURAL**

### **3.1 - CONSIDERAÇÕES INICIAIS**

Foi projetada uma casa de 61,2 m<sup>2</sup>, composta por dois quartos, sala, cozinha, banheiro, uma pequena área de serviço e varanda, atendendo ao Código de Obras do Município de Campos dos Goytacazes, no que diz respeito à área mínima de ventilação, iluminação e dimensão, com estrutura metálica, com as mesmas dimensões da casa convencional, com estrutura em concreto armado, desenvolvido anteriormente no LECIV/UENF (Curty, Dantas e Torp da Silva, 2005).

Este Projeto Final foi utilizado como referencia para comparação de custos e sistemas construtivos entre estas alternativas de construção de moradias.

### **3.2 - ANTEPROJETO**

#### **3.2.1 - Definição do Sistema Estrutural**

O sistema estrutural é constituído por terças, tesouras, pórtico, base de coluna e fundação. É um total de três pórticos, formados por vigas de cobertura e três colunas verticais, cada. O modelo estrutural da edificação consiste na transmissão das cargas da cobertura para as terças e tesouras, destas para as vigas e pilares e dos pilares para as bases de coluna e por fim as fundações.

As vigas são de alma cheia, pois hoje com o advento dos perfis laminados de maior altura e dos perfis de chapa dobrada, o uso de vigas treliçadas só passaram a ser mais econômicas para vãos acima da faixa de 25 a 30 metros. (Ildony H. Bellei, 2004).

As ligações poderiam ser por solda ou parafusos, que são as mais usuais atualmente. A tecnologia da solda tem evoluído significativamente sendo bastante utilizada principalmente na preparação das peças estruturais nas oficinas. No entanto, a solda deve ser executada com muito cuidado, o que exige um profissional bastante capacitado nas construções em campo, fora das oficinas, por isso no presente projeto foram utilizadas as ligações parafusadas. A solda foi utilizada para unir dois perfis C, pois foram utilizadas colunas formadas por perfis C compostos, considerou-se que esse serviço não seria feito no campo, assim como a solda para unir a coluna à base de coluna. As ligações restantes são parafusadas.

### 3.2.2 - Definição dos Materiais

Dos principais tipos de aços estruturais série ASTM usados no Brasil, foram utilizados:

Tabela 1 – Aços Estruturais ASTM

Aços ASTM						
Classificação	Denominação	Produto	Grupo/Grau	Fy MPa	Fu MPa	
Aços Carbono	A36	Perfis	Todos os grupos $t \leq 200$ $t \leq 100$	250	400	
		Chapas				
		Barras				
	A570	Chapas	Todos os grupos	Grupo 33	230	360
				Grupo 40	280	380

Fonte: Bellei, Ildony H.,2004

Os parafusos utilizados pertencem à classe ASTM A 307 e os chumbadores em A36, os demais elementos em A570, inclusive as bases de coluna.

Tabela 2 - Materiais usados nos parafusos

Especificação		fy (MPa)	fu (MPa)	Tipo de Material
Parafusos	ASTM A307	-	415	Carbono

Fonte: Bellei, Ildony H.,2004

### 3.2.3 – Definição do Sistema Construtivo

O sistema construtivo estruturado em aço facilita a execução do planejamento da obra, mas exige para seu completo êxito, que se inicie as obras com todas as soluções já determinadas, evitando-se os improvisos, correções e os prováveis desperdícios decorrentes destes. A fabricação da estrutura em paralelo com a execução das fundações revela a possibilidade de se trabalhar em diversas frentes de serviços simultaneamente, a diminuição de formas e escoramentos e o fato da montagem da estrutura não ser afetada pela ocorrência de chuvas, pode levar a uma grande redução no tempo de execução quando comparado com os processos convencionais. (Fonte: Centro Brasileiro de Construção em aço - CBCA).

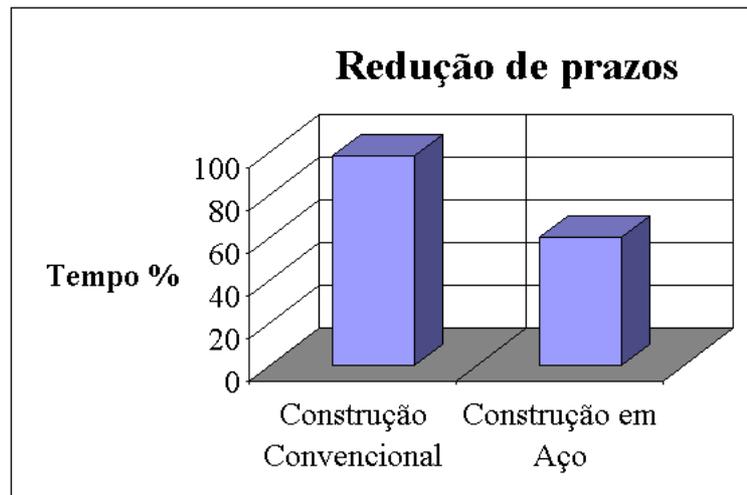


Figura 2 – Comparação de Prazos

O sistema construtivo em aço apresenta muitas vantagens: A coluna de aço ocupa um menor espaço em relação à convencional e em geral, implica em uma redução do número de pilares necessários.

Considerando que a altura de uma viga de concreto armado pode ser estimada pela relação  $h = \text{vão}/10$  e para uma mesma viga de aço  $h = \text{vão}/20$ , a altura do conjunto viga-laje em Estruturas Metálicas aproximadamente irá representar 2/3 da altura do conjunto viga laje em concreto convencional. As áreas totais de alvenarias e revestimentos podem ser reduzidas.

O sistema construtivo em aço é perfeitamente compatível com qualquer tipo de material de fechamento, tanto vertical como horizontal, admitindo desde os mais convencionais (tijolos e blocos, lajes moldadas in loco) até componentes pré-fabricados (lajes e painéis de concreto, “dry wall”, etc).

Enquanto nas estruturas de concreto a precisão é medida em centímetros, numa estrutura em aço a unidade empregada é o milímetro. Isso garante uma estrutura perfeitamente apurada e nivelada, facilitando atividades como o assentamento de esquadrias, instalação de elevadores, bem como redução no custo dos materiais de revestimento.

Por serem mais leves, as estruturas em aço podem reduzir o custo das fundações. Numa obra, através de processos convencionais, o desperdício de materiais pode chegar a 25% em peso. A estrutura em aço possibilita a adoção de sistemas industrializados, fazendo com que o desperdício seja sensivelmente reduzido. (Fonte: [www.metallica.com.br](http://www.metallica.com.br)).

Como a estrutura em aço é totalmente pré-fabricada, há uma melhor organização do canteiro devido entre outros à ausência de grandes depósitos de areia, brita, cimento, madeiras e ferragens, reduzindo também o inevitável desperdício desses materiais. O ambiente limpo com menor geração de entulho, oferece ainda melhores condições de segurança ao trabalhador contribuindo para a redução dos acidentes na obra.

Dessa maneira, não havendo improvisações de canteiro a fazer, não existirão mais as justificativas entre o orçado e o realizado. Por outro lado, as Estruturas de Aço são entregues ao construtor, montadas já com preço definido, o que vem reduzir substancialmente a dispersão orçamentária.

Hoje há varias maneiras de proteção efetiva do aço contra corrosão. Seja através de revestimento metálico ou pintura (cada vez mais aplicada diretamente as placas como processo durante a fabricação). Carrocerias automotivas, particularmente expostas às condições de tempo, oferecem hoje garantia de 10 anos. Aço utilizado em interiores não necessita de proteção. Quando submetido à manutenção, o aço dura por muito mais tempo.

O aço é 100% reciclável e as estruturas podem ser desmontadas e reaproveitadas com menor geração de rejeitos.

A estrutura em aço é menos agressiva ao meio ambiente, pois além de reduzir o consumo de madeira na obra, diminui a emissão de material particulado e poluição sonora geradas pelas serras e outros equipamentos destinados a trabalhar madeira.

A Tabela 3, a seguir, resume as principais vantagens da construção em aço (Site: [www.metallica.com.br](http://www.metallica.com.br)):

Tabela 3 - Vantagens da Construção em Aço

Menor tempo de execução:	A estrutura metálica é projetada para fabricação industrial e seriada, de preferência, levando a um menor tempo de fabricação e montagem.
Maior confiabilidade:	Devido ao fato do material ser único e homogêneo, com limites de escoamento e ruptura e módulo de elasticidade bem definidos, além de ser uma estrutura fabricada e montada por profissionais qualificados.
Maior limpeza de obra:	Devido à ausência de entulhos, como escoramento e fôrmas.
Maior facilidade de transporte e manuseio:	Em função da maior resistência do material, as peças de aço são menores, com menor peso relativo, facilitando assim o carregamento, transporte e manipulação.

<p>Maior facilidade de ampliação:</p>	<p>É bastante freqüente a necessidade de ampliação de estruturas industriais, ocasião em que a expansão deve ser executada sem interferir nas outras atividades: isto só é possível devido à precisão e menores dimensões das peças e à fabricação fora do local da obra.</p>
<p>Maior facilidade de montagem:</p>	<p>Sendo a estrutura de aço feita em regime de fabricação industrial, a equipe montadora já recebe as peças nos tamanhos definidos, com as extremidades preparadas para soldagem ou parafusamento durante a montagem; esta é rápida e eficiente, feita com mão de obra qualificada e equipamentos leves.</p>
<p>Facilidade de desmontagem e reaproveitamento</p>	<p>A estrutura de aço tem a seu crédito o valor residual que não é perdido com a execução da obra, pois ela pode ser desmontada e transferida para outro local sem maiores problemas.</p>
<p>Facilidade de vencer grandes vãos</p>	<p>A maior resistência do aço, conduz à melhoria das condições para vencer grandes vãos, com menores dimensões das peças e menores pesos.</p>
<p>Precisão das dimensões dos componentes estruturais:</p>	<p>Como a fabricação obedece a rigorosas especificações dimensionais, pode-se encomendar todos os acessórios antecipadamente, sejam portas, janelas, basculantes e outros. Menores são também os gastos com alvenarias e argamassas; no caso de prédios, após a montagem da estrutura, ela está totalmente nivelada e aprumada, o que serve de guia para as demais etapas.</p>
<p>Maior facilidade de reforço:</p>	<p>Quando houver necessidade de aumento de carga, a estrutura pode ser facilmente reforçada, em alguns casos com a colocação apenas de uma chapa numa viga ou coluna.</p>
<p>Resistência à corrosão:</p>	<p>O aço apresenta excelente resistência à corrosão atmosférica desde que determinados cuidados sejam tomados. Para melhorar ainda mais a resistência do aço à corrosão, protege-se a estrutura com pintura e/ou galvanização; pode-se ainda trabalhar com aços de alta resistência a corrosão atmosférica, que são capazes de durar quatro vezes mais que os aços comuns.</p>
<p>Redução da carga nas fundações</p>	<p>A grande consequência da alta resistência do aço aos esforços de tração, compressão e cisalhamento é o enorme alívio de cargas para as fundações. As estruturas em aço são cerca de seis vezes menos pesadas que as estruturas em concreto.</p>
<p>Menores dimensões das peças:</p>	<p>A elevada resistência das peças executadas em aço leva automaticamente, a menores dimensões. No caso de colunas, obtêm-se maior área útil e menores pesos; no de vigas, menores alturas (metade das do concreto) e menores pesos.</p>

### 3.2.3.1 – Elaboração das plantas da residência

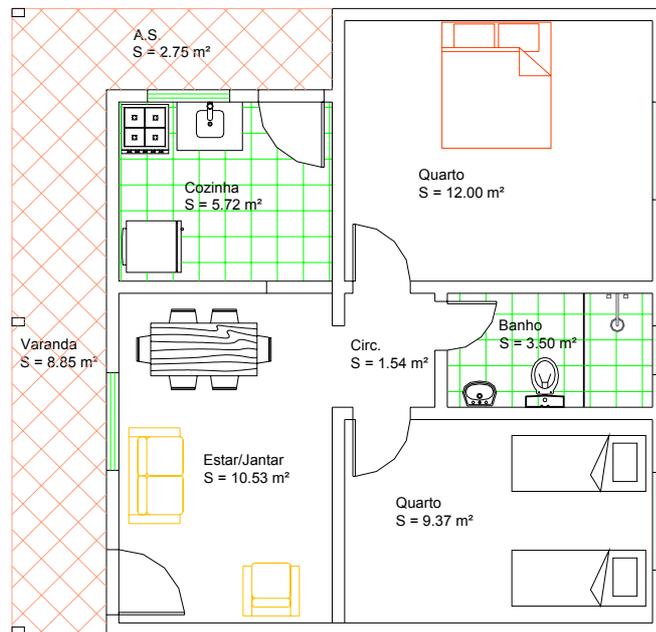


Figura 3 – Planta baixa humanizada

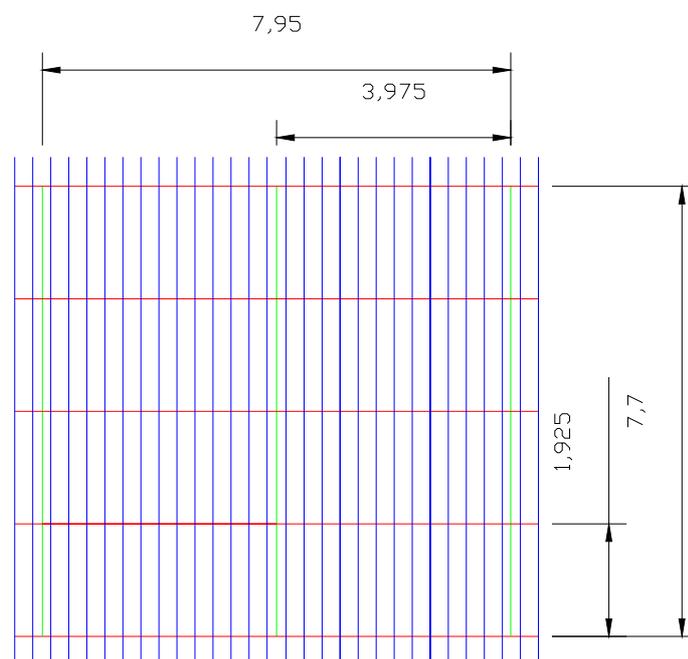


Figura 4 – Planta de Cobertura

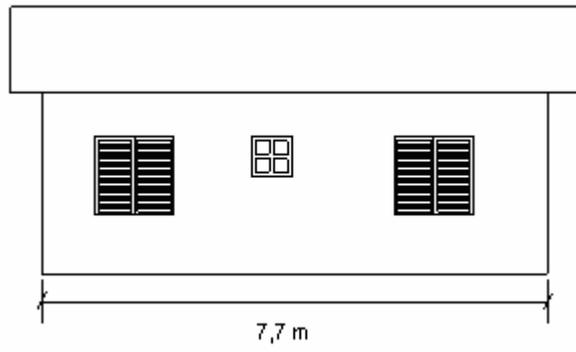


Figura 5 – Fachada Lateral

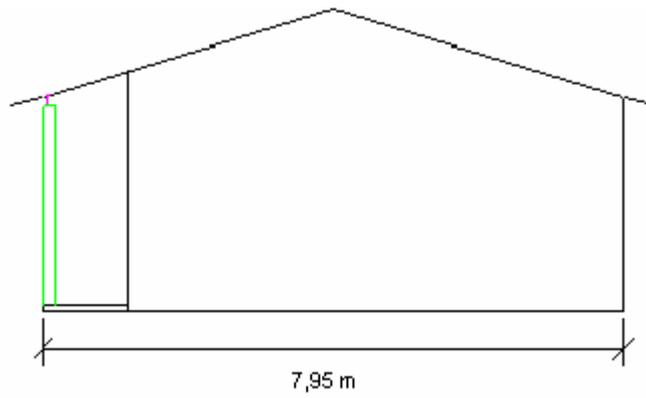


Figura 6 – Fachada Frontal

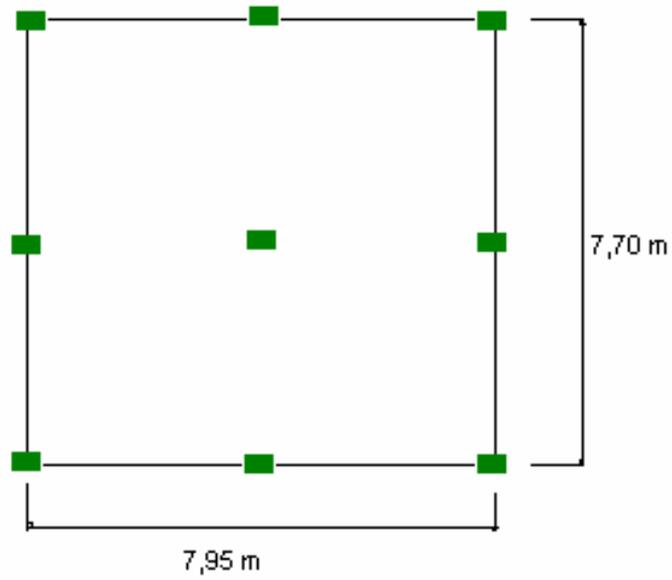


Figura 7 – Planta Baixa da Estrutura Metálica

### **3.3 – SOLICITAÇÕES**

#### **3.3.1 – Método dos Estados Limites**

O método dos estados limites utilizados para o dimensionamento dos componentes de uma estrutura exige que nenhum estado limite aplicável seja excedido quando a estrutura for submetida a todas as combinações de ações possíveis. Quando a estrutura não mais atende aos objetivos para os quais foi projetada, um ou mais estados limites foram excedidos. Os estados limites últimos estão relacionados com a segurança da estrutura sujeita às combinações mais desfavoráveis de ações previstas em toda a vida útil, enquanto que os estados limites de utilização estão relacionados com o desempenho da estrutura sob condições normais de serviço.

A resistência de cálculo de cada componente ou conjunto da estrutura deve ser igual ou superior à solicitação de cálculo. A resistência de cálculo  $Nd_{res}$  é calculada para cada estado limite aplicável.

$$Nd_{res} = \phi \cdot Rn$$

Onde:

$\phi$  = coeficiente de minoração da resistência;

Rn = resistência nominal.

#### **3.3.2 - Carregamentos**

As ações a serem adotadas no projeto das estruturas de aço e seus componentes são as estipuladas pela NBR 8800. Essas ações devem ser tomadas como nominais devendo ser considerados os seguintes tipos de ações nominais:

- ✓ G: ações permanentes, incluindo peso próprio da estrutura e peso de todos os elementos componentes da construção, tais como pisos, paredes permanentes, revestimentos e acabamentos, instalações e equipamentos fixos, etc;
- ✓ Q: ações variáveis, incluindo as sobrecargas decorrentes do uso e ocupação da edificação, equipamentos, divisórias, móveis, sobrecargas em coberturas, pressão hidrostática, empuxo de terra, vento, variação de temperatura, etc;

No presente projeto, as cargas permanentes atuantes são as telhas e as cargas variáveis são vento e sobrecarga.

a) Peso das telhas

As telhas usadas no projeto, são telhas cerâmicas do tipo romana. Há um consumo de 16 telhas por  $m^2$ , e as telhas utilizadas têm o peso individual de 2,4 kg. A galga desse tipo de telha é de 33 cm. O peso do telhamento é  $38,4 \text{ Kg/m}^2$  ( $0,376 \text{ kN/m}^2$ ).

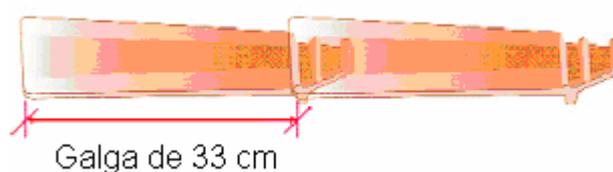


Figura 8 – Galga de telha romana

b) Sobrecarga

Em geral, em edifícios de porte pequeno e médio, fora de zonas de acúmulo de poeira, adota-se, para sobrecarga na cobertura,  $15 \text{ kgf/m}^2$  ( $0,147 \text{ kN/m}^2$ ), para cobrir chuvas etc. (Ildony H. Bellei, 2004).

c) Vento

Segundo o item B-4 do anexo B – NBR 8800: “Estruturas de edifícios cuja altura não ultrapassa cinco vezes a menor dimensão horizontal (estrutural) nem 50 metros, podem na maioria dos casos, ser consideradas rígidas, podendo-se supor que o vento é uma ação estática. Nos demais casos e nos casos de dúvida, a estrutura será considerada flexível, devendo ser considerados os efeitos dinâmicos do vento”.

Nesse caso, como a altura da casa é de 4,2 m, que é muito inferior a cinco vezes a menor dimensão horizontal ( $5 \times 7,7 = 38,5 \text{ m}$ ) ou 50 m. Logo, não são consideradas as cargas dinâmicas devidas ao vento no dimensionamento. No entanto, as ações estáticas do vento, serão consideradas normalmente.

### 3.3.3 - Ação do vento

As considerações para determinação das forças devidas ao vento foram calculadas de acordo com a NBR 6123/1988 “Forças devidas ao vento em

edificações”. Embora não haja uma necessidade visível do uso da norma de vento para o projeto de uma residência, como se trata de uma residência de estrutura metálica, foi objetivo desse projeto verificar se é relevante a consideração das cargas devido ao vento num dimensionamento desse tipo.

É importante definir alguns dos aspectos que regem as forças devidas ao vento, antes de passar a seu cálculo. O vento é produzido por diferenças de temperatura de massas de ar na atmosfera, o caso mais fácil de identificar é quando uma frente fria chega na área e choca-se com o ar quente produzindo vento, esse tipo de fenômeno pode ser observado antes do início de uma chuva.

Define-se o termo barlavento com sendo a região de onde sopra o vento (em relação a Edificação), e sotavento a região oposta àquela de onde sopra o vento (Fig.9). Quando o vento sopra sobre uma superfície existe uma sobrepressão (sinal positivo), porém em alguns casos pode acontecer o contrário, ou seja, existir sucção (sinal negativo) sobre a superfície. O vento sempre atua perpendicularmente a superfície que obstrui sua passagem.

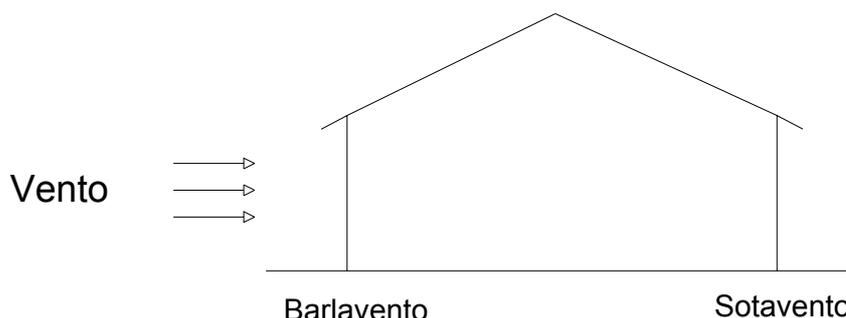


Figura 9 – Vento nas Edificações

Os cálculos são determinados a partir de velocidades básicas determinadas experimentalmente em torres de medição de ventos, e de acordo com a NBR6123 a 10 metros de altura, em campo aberto e plano. A velocidade básica do vento é uma rajada de três segundos de duração, que ultrapassa em média esse valor uma vez em 50 anos, e se define por  $V_0$ . A velocidade básica do vento  $V_0$  deve ser adequada ao local onde a estrutura será construída, é determinada pela Figura10: Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s).

Essas velocidades foram processadas estatisticamente, com base nos valores de velocidades máximas anuais medidas em cerca de 49 cidades brasileiras. A NBR6123 desprezou velocidades inferiores a 30 m/s. Considera-se que o vento

pode atuar em qualquer direção e no sentido horizontal. A Figura 10 representa os valores de velocidade básica através de curvas isopleias (mesma velocidade do vento).

A velocidade básica adotada para Campos dos Goytacazes foi  $V_0 = 33$  m/s. Como Campos, está entre as isopleias de 30 m/s e 35 m/s, foi feita uma estimativa, que chegou ao valor de  $V_0 = 33$  m/s.

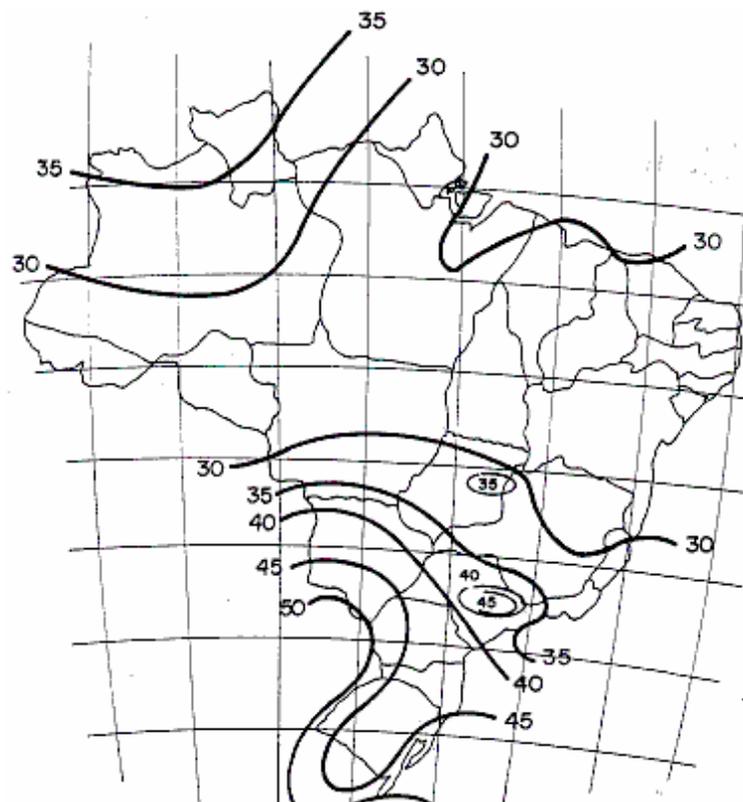


Figura 10 – Isopleias da Velocidade Básica  $V_0$  (NBR 6123/88)

A Velocidade característica  $V_k$  é a velocidade usada em projeto. Sendo que são considerados os fatores topográficos ( $S_1$ ), influência da rugosidade (obstáculos no entorno da edificação) e dimensões da edificação ( $S_2$ ) e o fator de uso da edificação (que considera a vida útil e o tipo de uso) ( $S_3$ ). A velocidade característica pode ser expressa como:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \quad (\text{III.1})$$

A fórmula (III.1) é usada para obter a velocidade característica do vento  $V_k$ , para a parte da edificação em consideração.

Onde:

$V_0$ : velocidade básica

$S_1$ : fator topográfico

$S_2$ : fator de rugosidade e dimensões da edificação

$S_3$ : fator estatístico

O fator topográfico  $S_1$  leva em consideração as variações do relevo.

O valor do fator  $S_1$  pode tomar os seguintes valores:

- a) Terreno plano ou quase plano:  $S_1 = 1,0$
- b) Taludes e morros:  $S_1$  é função da cota do terreno
- c) Vales protegidos:  $S_1 = 0,9$

O valor adotado para esse projeto foi o valor para terreno plano ou fracamente acidentado:  $S_1 = 1,0$ .

O fator de rugosidade  $S_2$  considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação ou parte da edificação em consideração.

Determina-se  $S_2$  definindo uma categoria (rugosidade do terreno) e uma classe de acordo com as dimensões da edificação. As categorias são definidas, de acordo com a Tabela 4.

Tabela 4 - Definição de categorias de terreno

Categoria	Descrição do ambiente
I	Mar calmo, lagos, rios, pântanos.
II	Campos de aviação, fazendas.
III	Casas de campo, fazendas com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 3,0m
IV	Cidades pequenas, subúrbios densamente construídos, áreas industriais desenvolvidas, com muros, subúrbios, com altura média dos obstáculos de 10,0m
V	Florestas com árvores altas, centros de grandes cidades, com altura média igual ou superior a 25,0 m.

As classes definem-se através das dimensões da edificação de acordo com a Tabela 5.

Tabela 5 - Classes da Edificação

Classe	Descrição
A	Maior dimensão da superfície frontal menor ou igual a 20 metros
B	Maior dimensão da superfície frontal entre 20 e 50 metros
C	Maior dimensão da superfície frontal que 50 metros

A categoria é a III para esse projeto: Subúrbios a considerável distância do centro, com casas baixas e esparsas. E a classe da edificação é a classe A: Todas as unidades de vedação, seus elementos de fixação e peças individuais de estruturas sem vedação. Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda 20 m.

O cálculo de  $S_2$  é expresso por:

$$S_2 = b \cdot F_r \cdot \left( \frac{z}{10} \right)^p \quad (\text{III.2})$$

Onde:

$z$  é a altura total da edificação;

E os parâmetros  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  são obtidos da Tabela 6.

$$S_2 = 0,94 \cdot 1,00 \cdot \left( \frac{3,91}{10} \right)^{0,10} = 0,856$$

Tabela 6 – Parâmetros meteorológicos

Categoria	z <sub>g</sub>	Classes	Parâmetros		
	(m)		A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		Fr	1,00	0,98	0,95
III	350	p	0,085	0,09	0,10
		b	0,94	0,94	0,93
IV	420	p	0,10	0,105	0,115
		b	0,86	0,85	0,84
V	500	p	0,12	0,125	0,135
		b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175

Fonte: NBR6123/1988

O fator estatístico  $S_3$  é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação.

O fator estatístico  $S_3$  é definido em função do uso da edificação, e normalmente especificando a vida útil da mesma para 50 anos. Os valores mínimos que podem ser adotados estão definidos na Tabela 7.

Tabela 7 – Valores mínimos do fator estatístico  $S_3$

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros, centrais de comunicação, etc.).	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação.	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.).	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.).	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a Construção	0,83

Fonte: NBR6123/1988

Como se trata de uma residência, está incluso no grupo 2:  $S_3 = 1,00$ .

Após encontrar  $S_1$ ,  $S_2$  e  $S_3$ , determina-se a velocidade característica:

$$V_k = 33,0 \cdot 1,0 \cdot 0,856 \cdot 1,0 = 28,248 \text{ m/s}$$

A pressão dinâmica ou de obstrução do vento, em condições normais de pressão (1 Atm = 101320MPa) e temperatura a 15°, é dada pela expressão:

$$q = 0,613 \cdot V_k^2 \left( N / m^2 \right) \quad (\text{III.3})$$

Para  $V_k = 28,248 \text{ m/s}$ , temos:

$$q = 0,613 \cdot 28,248^2 = 0,489 \text{ KN} / m^2$$

### 3.3.3.1 - Coeficientes de Pressão e Forma Aerodinâmicos

Ao incidir sobre uma edificação, o vento, devido a sua natureza, provoca sobrepressões ou sucções. Essas sobre-pressões ou sucções dependem exclusivamente da forma e da proporção da construção e da localização das aberturas.

Os coeficientes de pressão externa têm valores definidos para paredes para prédios com base retangular, telhados de uma ou duas águas com base retangular, telhados em arco com base retangular e outros.

Toda edificação tem aberturas, sua localização e tamanho determinam os coeficientes de pressão interna à edificação. O coeficiente de pressão interna depende da permeabilidade da edificação, o índice de permeabilidade de uma parte da edificação é definido pela relação entre a área das aberturas e a área total desta parte.

Nesse projeto são considerados impermeáveis os seguintes elementos construtivos e vedações: paredes de alvenaria, e afins, sem portas, janelas ou quaisquer outras aberturas. Os demais elementos construtivos são considerados permeáveis. A permeabilidade deve-se à presença de aberturas tais como: juntas entre painéis de vedação e entre telhas, frestas em portas e janelas, ventilações em telha e telhados, vão abertos de portas e janelas, etc.

### 3.3.3.2 - Coeficientes de pressão e de forma externos para as paredes

Seja  $a$  é a maior dimensão horizontal de uma edificação: dimensão entre apoios de uma dimensão estrutural ;  $b$  o lado menor: a menor dimensão horizontal de uma edificação e  $h$  = altura de uma edificação, medida até o nível do beiral.

Esse projeto possui as dimensões  $b = 7,95$  m e  $a = 7,70$  m., que não atendem a norma, por se tratar de um projeto que utiliza como referência um projeto já existente que não fez o calculo da carga de vento, que não atende a norma. Para poder utilizar a norma, sem alterar a arquitetura do projeto, foi optado, por desconsiderar a varanda nos cálculos, uma vez que a varanda não oferece resistência ao vento. Isso faz com que  $b = 7,95 - 1,20$  (varanda) =  $6,75$  m; e  $a = 7,70$  m, atendendo à condição de que  $a > b$ .

Com essa alteração, surge uma diferença entre a altura total da edificação (o  $z$  real) e o  $z$  adotado.

O  $z$  real seria:  $z = 2,90 + (3,975 * 0,3) = 4,09$  m.

O z adotado é:  $z = 2,90 + (3,375 * 0,3) = 3,91 \text{ m}$ .

Surge um  $\Delta z = 18 \text{ cm}$ .

Esse z altera apenas o valor de  $S_2$ , mas com o uso do z real,  $S_2$  seria igual a 0,86, e com o uso do z adotado, é 0,856 que é um valor muito aproximado de 0,86 m. Logo há alteração mínima na velocidade característica e na pressão dinâmica.

$b = 6,75 \text{ m}$

$a = 7,70 \text{ m}$

$h = 2,90 \text{ m}$

Altura relativa:  $\frac{h}{b} = \frac{2,90}{6,75} = 0,430 < \frac{1}{2}$

Proporção em planta:  $\frac{a}{b} = \frac{7,70}{6,75} = 1,141 \therefore 1 \leq 1,141 \leq \frac{3}{2}$

A partir dos parâmetros acima, podem ser encontrados os coeficientes de pressão e de forma correspondentes na NBR 6123. Os valores obtidos estão apresentados na tabela 8.

Tabela 8 – Coeficientes de pressão e de forma, externos, para paredes

Valores de $C_e$ para:					C <sub>pe</sub> médio
$\alpha$	Coeficiente $C_e$ para a superfície				
	A	B	C1D1	C2D2	-0,9
90°	+0,7	-0,4	-0,8	-0,4	
$\alpha$	Coeficiente $C_e$ para a superfície				
	A1B1	A2B2	C	D	
0°	-0,8	-0,5	+0,7	-0,4	

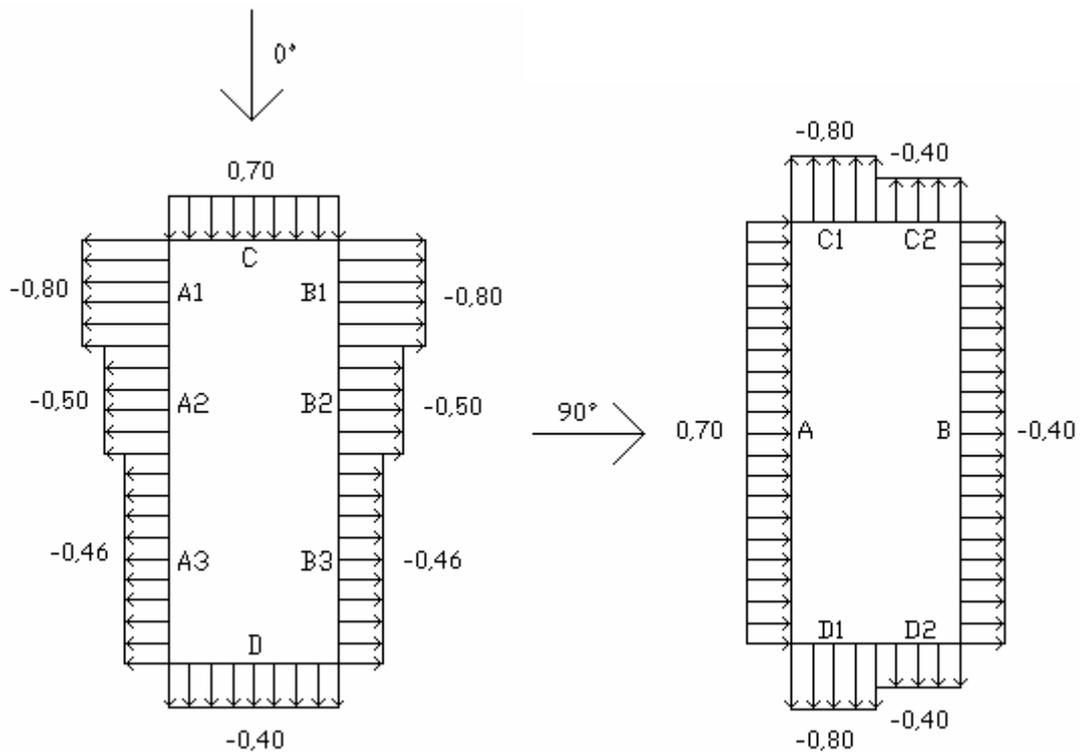


Figura 11 – Coeficiente de pressões externas na parede

Onde:

$A_1 = b/3$  ou  $a/4$  (o que for maior)

$A_1 = 6,75/3 = 2,25$  m ou  $7,70/4 = 1,925$  m

$A_1 = B_1 = 2,25$  m

$A_2 = A/2 - A_1$

$A_2 = 7,70/2 - 2,25 = 1,60$  m

$A_2 = B_2 = 1,60$  m

$A_3 = B_3 = 3,85$  m

$C_1 = 2h$  ou  $b/2$  (o que for menor)

$C_1 = 2 \times 2,90 = 5,80$  m ou  $6,75/2 = 3,375$  m

$C_1 = D_1 = 3,375$  m

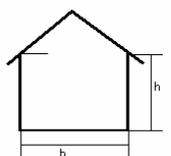
$C_2 = D_2 = 3,375$  m

### 3.3.3.3 - Coeficientes de pressão e de forma externos para a cobertura

Como a inclinação é de 30%, foi encontrado o ângulo  $\theta$  igual a  $16,7^\circ$ , que é o ângulo de inclinação do telhado.

Com o ângulo  $\theta$  encontrado, recorre-se a tabela 8. Como o ângulo  $\theta$ , não se encontra tabelado, é feita uma interpolação entre os valores tabelados, imediatamente menor, e imediatamente maior, que são respectivamente:  $15^\circ$  e  $20^\circ$ . Os valores para  $\theta = 16,7^\circ$ , na tabela 9.

Tabela 9 – Coeficientes de pressão e de forma, externas, para telhados.

Altura Relativa	$\theta$	Coeficiente $C_e$ para a superfície				C <sub>Pe</sub> médio			
		$\alpha = 90^\circ$		$\alpha = 0^\circ$					
	16,7°	EF	GH	EG	FH				
		-0,8	-0,4	-0,77	-0,6	-1,26	-0,79	-	-1,20
		Valores para cálculo da Tesoura.				Valores para cálculo de telhas e terças.			

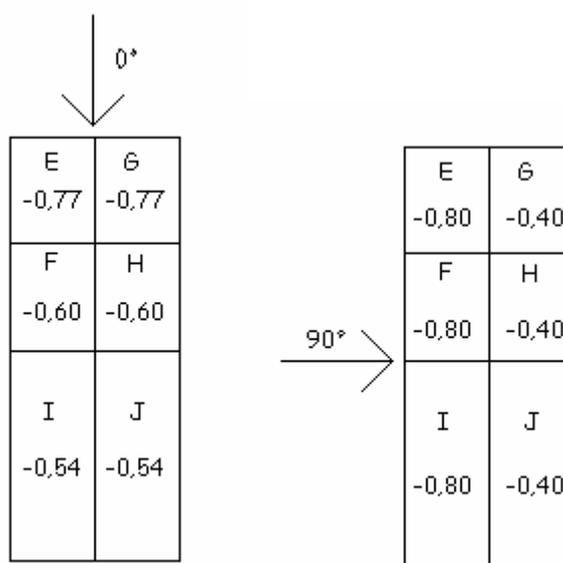


Figura 12 -  $C_e$  na cobertura

Para o vento a  $0^\circ$ , nas partes I e J, o coeficiente  $C_e$  foi achado por interpolação linear:

$$1 \rightarrow -0,6$$

$$1,141 \rightarrow -x$$

$$2 \rightarrow -0,2 \quad \therefore x = -0,54$$

$$y = h \text{ ou } 0,15b \text{ (o menor dos dois)}$$

$$y = 2,90 \text{ m ou } 1,01 \text{ m}$$

$$y = 1,01 \text{ m.}$$

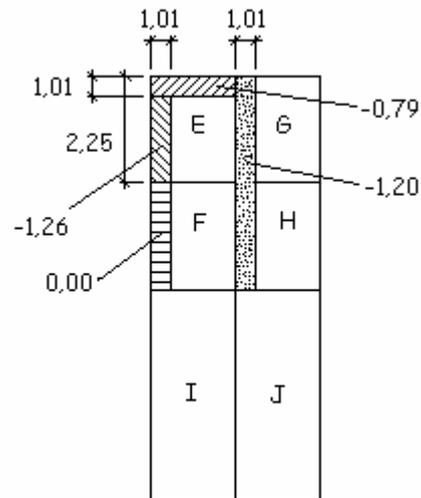


Figura 13 –  $C_{pe}$  médio na cobertura

Resultante do  $C_{pe}$ , para parede e cobertura:

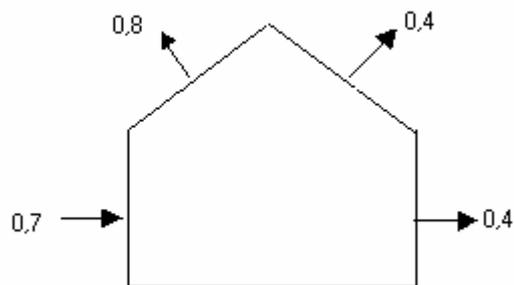


Figura 14 –  $C_{pe}$  ( $\alpha = 0^\circ$ )

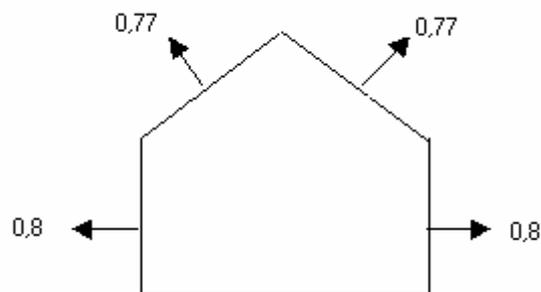


Figura 15 –  $C_{pe}$  ( $\alpha = 90^\circ$ )

### 3.3.3.4 - Coeficientes de pressão internos

A NBR 6123 apresenta para edificações com paredes internas permeáveis, valores que podem ser adotados para o coeficiente de pressão interna:

(a) duas faces opostas igualmente permeáveis; as outras duas impermeáveis:

- Vento perpendicular a uma face permeável  $C_{pi} = +0,2$
- Vento perpendicular a uma face impermeável  $C_{pi} = -0,3$

Foi verificado o índice de permeabilidade (P) de cada face externa:

$$P = \frac{A_{aberta}}{A_{fechada}}$$

Onde:

$A_{aberta}$  - Área aberta (portas, janelas, basculantes)

$A_{fechada}$  - Área Fechada.

- o Face 1 → Fachada da casa → 2 janelas (1,2 x 1,2) →  $2,88/20,25 = 0,14 = 14\% < 30\%$
- o Face 2 → Lado da casa, sem varanda → 2 janelas (1,2 x 1,2) e 1 basculante (0,60 x 0,60) →  $0,36/23,1 = 0,015 = 15\% < 30\%$
- o Face 3 → Fundos da casa → 1 janela (1,2 x 1,2), 1 janela (1,0 x 1,0) e 1 porta (0,80 x 2,10) →  $4,12/20,25 = 20,3\% < 30\%$
- o Face 4 → Lado da casa com varanda → 1 janela (1,2 x 1,2), 1 janela (1,0 x 1,0) e 1 porta (0,80 x 2,10) →  $3,12/20,1 = 0,155 = 15,5\% < 30\%$

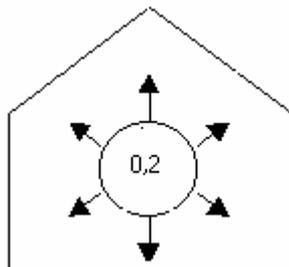


Figura 16 -  $C_{pi} = + 0,2$

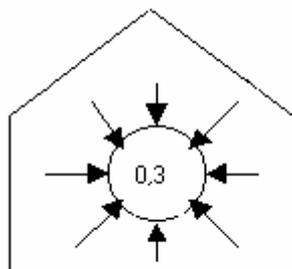


Figura 17 -  $C_{pi} = -0,3$

### 3.3.3.5 - Determinação das forças estáticas devidas ao vento

A força devido ao vento depende da diferença de pressão nas faces opostas da parte da edificação em estudo (coeficientes aerodinâmicos). A NBR 6123 permite calcular as forças a partir de coeficientes de pressão ou coeficientes de forma. Os coeficientes de forma têm valores definidos para diferentes tipos de construção, que foram obtidos através de estudos experimentais em túneis de vento. A força devida ao vento através dos coeficientes de forma pode ser expressa por:

$$F=(C_{pe}-C_{pi})\cdot q\cdot A \quad (\text{III.4})$$

Onde  $C_{pe}$  e  $C_{pi}$  são os coeficientes de pressão de acordo com as dimensões geométricas da edificação,  $q$  é a pressão dinâmica e  $A$  é a área frontal ou perpendicular à atuação do vento. Valores positivos dos coeficientes de forma ou pressão externo ou interno correspondem a sobrepressões, e valores negativos correspondem a sucções.

A NBR 6123 apresenta valores dos coeficientes de pressão e forma, externos e internos, para diversos tipos de edificação.

Combinações:

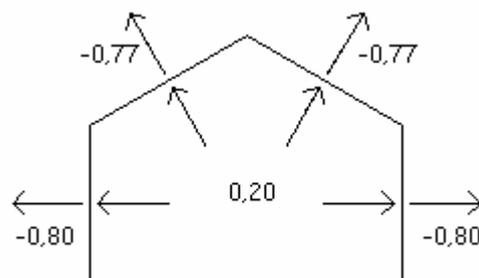


Figura 18–Vento 0° -  $C_{pi} = 0,20$

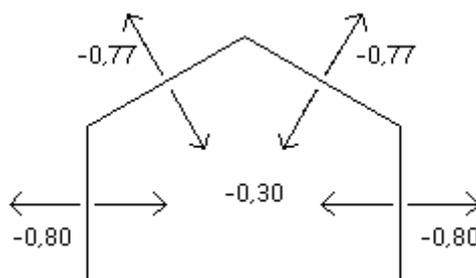


Figura 19 - Vento 0° -  $C_{pi} = -0,30$

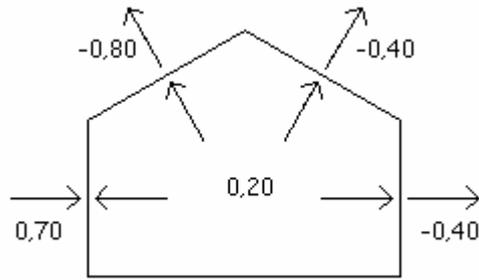


Figura 20 - Vento 90° -  $C_{pi} = 0,20$

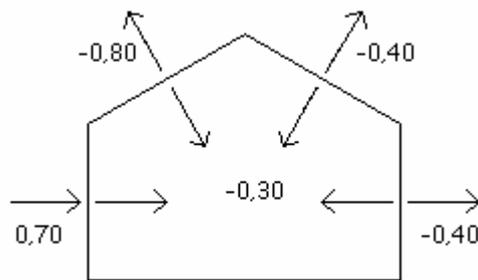


Figura 21 - Vento 90° -  $C_{pi} = -0,30$

Esforços Resultantes:

Utilizando a fórmula (III.4), conhecidos os valores de  $q = 0,489 \text{ KN/m}^2$  e  $A$ . E combinando os valores conhecidos de  $C_{pe}$  e  $C_{pi}$ , das figuras 14 - 17, são encontrados os esforços resultantes, nas figuras 18 - 21.

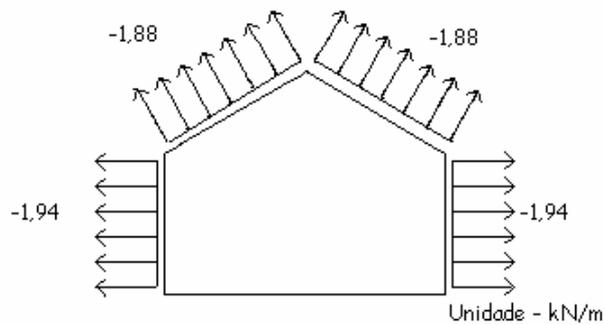


Figura 22 - Vento 0° -  $C_{pi} = 0,20$

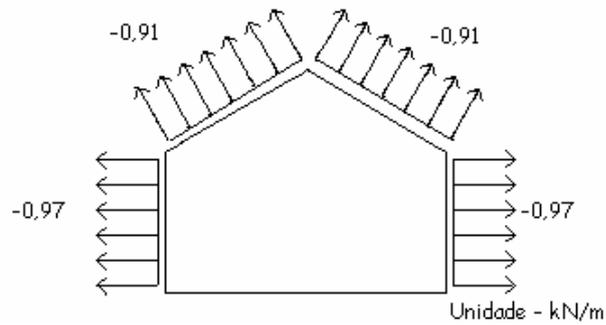


Figura 23 - Vento 0° - Cpi = -0,30

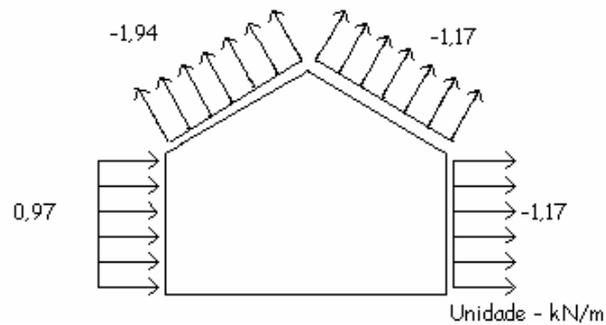


Figura 24 - Vento 90° - Cpi = 0,20

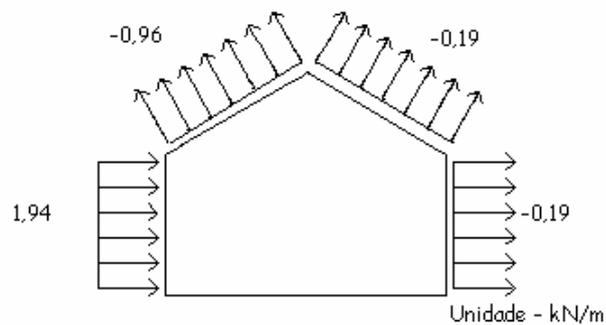


Figura 25 - Vento 90° - Cpi = -0,30

### 3.3.4 – Coeficientes de majoração e de combinação dos esforços atuantes

A norma brasileira NB14 adotou uma formulação compatível com as normas nacionais e internacionais de segurança das estruturas. A Norma Brasileira NBR8681 da ABNT – Ações e Segurança nas Estruturas fixa os critérios de segurança das estruturas e de quantificação das ações e das resistências a serem adotados nos projetos de estruturas constituídas de quaisquer dos materiais usuais na construção civil. Obtém-se então para combinações normais e aquelas referentes a situações provisórias de construção:

$$S_d = S \left[ \sum B\gamma_{fi} (\Psi_{di} F_{ik}) \right] = S \left[ \sum B\gamma_g G + B\gamma_{q1} Q_1 + \sum B\gamma_{qi} \Psi_{di} Q_i \right] \quad (III.5)$$

Onde:

G - carga permanente

Q<sub>1</sub> - ação variável de base para a combinação estudada

Q<sub>i</sub> - ação variável usada em combinação com a ação de base

Bγ<sub>g</sub> - coeficiente de majoração da carga permanente

Bγ<sub>q</sub> - coeficiente de majoração da carga variável

Ψ<sub>di</sub> - fator de combinação de ações no estado limite de projeto.

Para combinações que envolvem ações da mesma natureza da ação variável predominante Q<sub>1</sub>, adota-se Ψ<sub>d</sub> = 1.

Tabela 10 - Coeficiente de Segurança de Solicitações, no Estado Limite de Projeto

Ações	Ações Permanentes		Ações Variáveis			
	Cargas Permanentes		Cargas variáveis decorrentes do uso da edificação (carga de utilização) (**)	Outras variáveis	Recalques diferenciais	Variação de temperatura ambiental
	Grande variabilidade	Pequena variabilidade (*)				
	Bγ <sub>g</sub>	Bγ <sub>g</sub>	Bγ <sub>q</sub>	Bγ <sub>q</sub>	Bγ <sub>q</sub>	Bγ <sub>q</sub>
<b>Normais</b>	1,4 (0,9)	1,3 (1,0)	1,5	1,4	1,2	1,2
<b>Durante a construção</b>	1,3 (0,9)	1,2 (1,0)	1,3	1,2	1,2	1,0
<b>Excepcionais</b>	1,2 (0,9)	1,1 (1,0)	1,1	1,0	0,0	0,0

Os valores entre parênteses correspondem a ações permanentes favoráveis à segurança.  
 (\*) Peso próprio de elementos metálicos e de elementos pré-fabricados com controle rigoroso de segurança.  
 (\*\*) Sobrecargas em pisos e coberturas, cargas em pontes rolantes ou outros equipamentos, variações de temperatura provocadas por equipamentos etc.

Fonte: NBR 8800

Tabela 11 - Fatores de Combinação Ψ<sub>d</sub> no Estado Limite de Projeto

Caso de Carga	Ψ <sub>d</sub>
Sobrecarga em pisos de bibliotecas, arquivos, oficinas e garagens.	0,75
Cargas de vento em estruturas	0,6
Cargas de equipamentos, incluindo pontes rolantes; sobrecargas em pisos diferentes dos anteriores.	0,65
Variação de temperatura	0,6

Fonte: NBR 8800

Os coeficientes adotados foram:

$\gamma_g = 1,3$  para carga permanente, pois o peso do aço apresenta pequena variabilidade.

$\gamma_g = 1,0$  a favor da segurança.

$\gamma_q = 1,5$  para a sobrecarga.

$\gamma_q = 1,4$  para o vento.

## CAPITULO IV – DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL COM DETALHAMENTO

### 4.1 – DIMENSIONAMENTO DAS TERÇAS

Sob o ponto de vista estrutural são elementos lineares alongados, denominados hastes ou barras. Hastes formam elementos alongados cujas dimensões transversais são pequenas em relação ao comprimento. As terças são vigas longitudinais dispostas nos planos da cobertura destinadas a transferir à viga de cobertura as cargas atuantes naqueles planos, tais como peso do telhamento e sobrepensões e sucções devidas à ação do vento. As cargas de vento produzem flexão simples nas terças, enquanto as cargas de gravidade produzem flexão oblíqua.

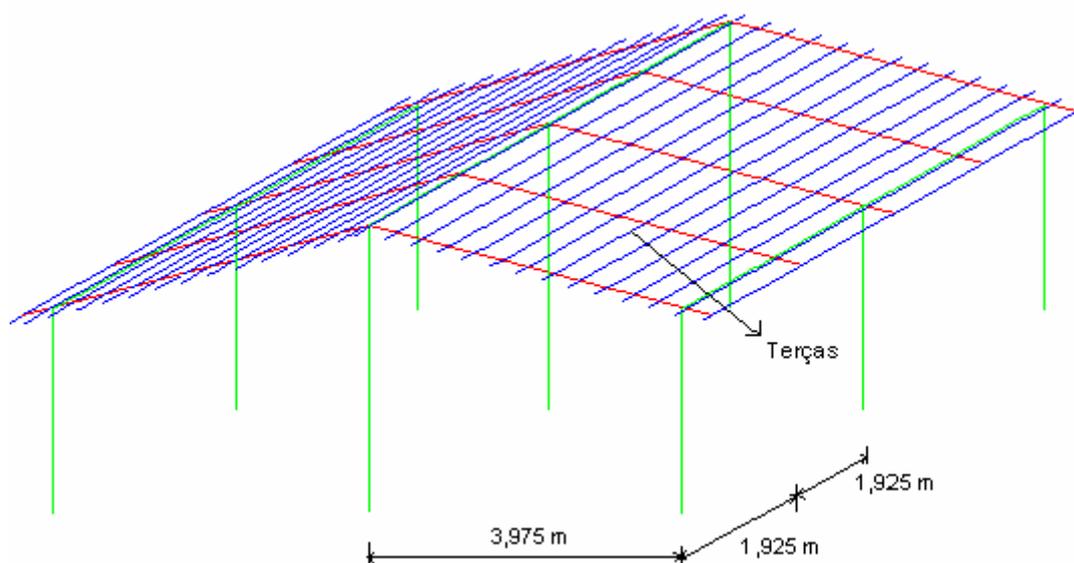


Figura 26 – Terças na Cobertura

As terças têm como função principal de servir de apoio às telhas da cobertura. Bem como servir de elemento estabilizador da estrutura. Seu espaçamento depende das cargas que atuam na cobertura e do vão limite do tipo de telha adotado. As cargas atuantes nestes elementos são o peso das telhas, o peso próprio das terças e ainda os elementos de fixação. São submetidas às cargas acidentais e as cargas de vento. Os esforços resultantes são transferidos para vigas componentes de pórticos que devido a seus vãos podem apresentar problemas de estabilidade lateral principalmente na direção de menor inércia do elemento.

Podem ser usados perfis laminados ou conformados a frio de seção simples.

Pré-dimensionamento:

A altura das terças (d) deve estar compreendida dentro da seguinte faixa:

$$\frac{L}{70} \leq d \leq \frac{L}{50}, \text{ onde } L = 3,85m$$

O perfil escolhido deve ter sua altura compreendida na faixa de  $55 \text{ mm} < d < 77 \text{ mm}$

Foi escolhido o perfil C 90 x 25 x 2.5, pois por tentativa verificou-se que os perfis de altura menor, não passavam no dimensionamento.

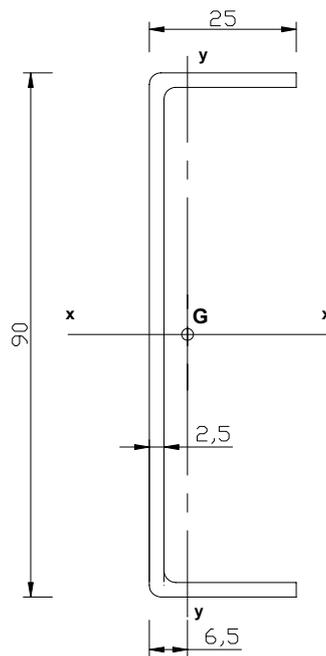


Figura 27 – Seção transversal da terço

Tabela 12 – Características da seção transversal

A(cm <sup>2</sup> )	M(kg/m)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)
3,26	2,56	34	7,6	3,25	1,6	0,84	0,70

a) Dimensionamento das terços

As terços estão distribuídas a uma distancia de 33 cm uma da outra, pois a galga da telha utilizada é de 33 cm (Figura 8). Foi utilizado um total de 30 terços.

Por economia foi adotado o perfil C de chapa dobrada, pois é o mais leve encontrado próximo a faixa de altura estipulada pelo pré-dimensionamento.

A norma brasileira NBR 8800 não cobre o dimensionamento de perfis metálicos de chapa fina dobrada a frio, logo será feito seguindo a prática usual de cálculo, indicado por especialistas no cálculo de estruturas metálicas. É indicado o dimensionamento usual pelo método das tensões admissíveis:

1º Verificação: Resistência a Flexão

$$\frac{\sigma b_x}{0,6fy} + \frac{\sigma b_y}{0,6fy} \leq 1,33 \quad (\text{IV.1})$$

para carregamentos com o vento, onde:

$\sigma b_x$  é a tensão atuante de compressão ou tração devido à flexão segundo x;

$$\sigma b_x = \frac{Mx}{Wx} \quad (\text{IV.2})$$

$M_x$  – momento fletor em torno do eixo x

$W_x$  – módulo elástico de resistência segundo eixo x

$\sigma b_y$  é a tensão atuante de compressão ou tração devido à flexão segundo y;

$$\sigma b_y = \frac{My}{Wy} \quad (\text{IV.3})$$

$M_y$  – momento fletor em torno do eixo y

$W_y$  – módulo elástico de resistência segundo eixo y

0,6. fy é a tensão admissível à flexão igual a 60% da tensão de escoamento do aço.

2º Verificação: Flecha máxima

$$\delta = \frac{5 \cdot q_{sc} \cdot l^4}{384 \cdot E \cdot Ix} \quad (\text{IV.4})$$

$\delta$  deve ser inferior ao limite de esbeltez:

$$\delta \leq \frac{l}{200} \quad (\text{IV.5})$$

Considera-se ainda que as fixações das telhas sobre as terças evitarão problemas de flambagem lateral e torção.

As terças estão posicionadas na cobertura de tal forma que a parte aberta da seção fique voltada para o lado da cumeeira. Esta posição gera maior estabilidade porque as cargas verticais, nesse caso, se aproximam do centro de cisalhamento do perfil. As tensões máximas ocorrem na seção central.

Cargas atuantes nas terças:

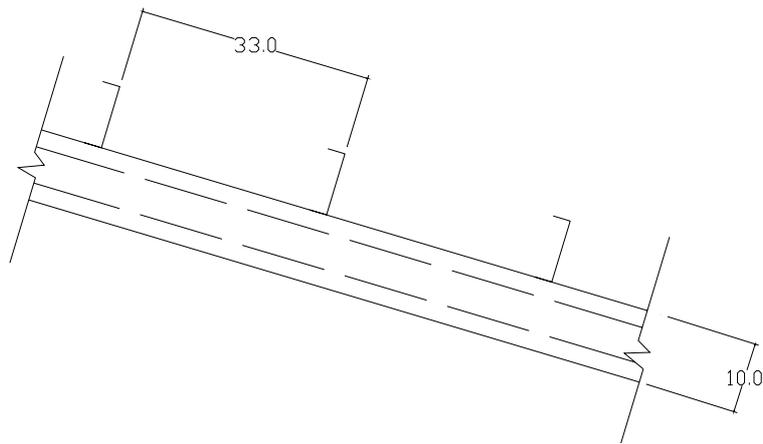


Figura 28 – Disposição das terças na cobertura

✓ Peso das telhas ( $P_{telhas}$ )

Peso das telhas:  $38,4 \text{ kg/m}^2 = 0,376 \text{ kN/m}^2$

$P_{telhas} = 0,376 \times 0,33 = \underline{0,124 \text{ kN/m}}$ ,

Onde: 0,33 = distância entre as terças

✓ Peso estimado para terças ( $P_{terças}$ )

$P_{terças} = 0,127 \text{ kN/m}^2$

$P_{terças} = 0,127 \times 0,33 = \underline{0,042 \text{ kN/m}}$

✓ Carga Permanente Total (CP)

$CP = P_{telhas} + P_{terças} = 0,124 + 0,042 = \underline{0,166 \text{ kN/m}}$

✓ Sobrecarga (SC)

$SC = 15 \text{ kgf/m}^2 = 0,147 \text{ kN/m}^2$

$SC = 0,147 \times 0,33 = \underline{0,048 \text{ kN/m}}$

✓ Vento (V):

Coeficiente de Pressão máxima no telhado ( $C_{pe}$ ): -1,26 (Tabela 9)

Pressão dinâmica do vento =  $0,489 \text{ kN/m}^2$

$V = -1,26 \times 0,489 = -0,616 \text{ kN/m}^2$

$V = 0,616 \times 0,33 = \underline{-0,203 \text{ kN/m}}$

1º Combinação: Peso Próprio e Sobrecarga

$$C_1 = 1,3 \cdot CP + 1,5 \cdot SC$$

$$C_1 = 0,2878 \text{ kN/m}$$

$\beta$  = ângulo de inclinação do telhado =  $16,7^\circ$

$$q_{x1} = C_1 \cdot \cos\beta$$

$$q_{x1} = 0,276 \text{ kN/m}$$

$$q_{y1} = C_1 \cdot \sin\beta$$

$$q_{y1} = 0,083 \text{ kN/m}$$

Onde:

$C_1$  = combinação do peso próprio e da sobrecarga

$q_{x1}$  = componente da  $C_1$  perpendicular ao eixo x

$q_{y1}$  = componente da  $C_1$  perpendicular ao eixo y

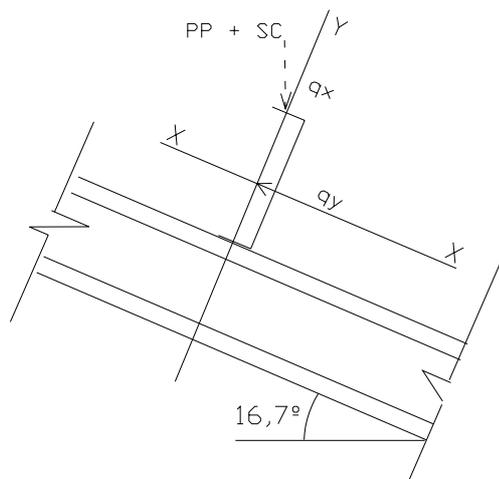


Figura 29 – Esforços nas terças

Cálculo do Momento fletor máximo da viga:

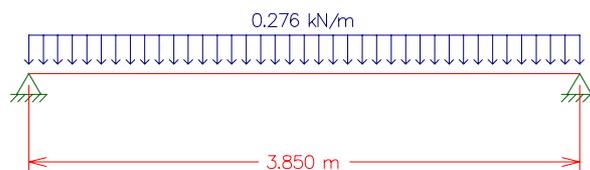


Figura 30 – Esquema de cálculo da terça (Carga perpendicular à cobertura)

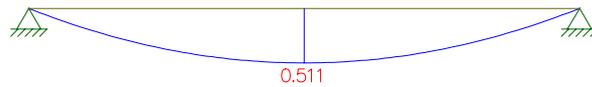


Figura 31 – Momento fletor máximo da terça

Cálculo do momento fletor na terça  $M_{x_1}$ :

$l$  = menor vão a que a terça está sujeita em metros  $\therefore$  3,85 m.

$$M_{x_1} = q_x \cdot l^2 / 8 = 0,511 \text{ kN.m}$$

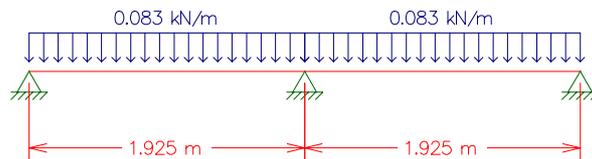


Figura 32 - Esquema de cálculo da terça (Carga no plano da cobertura)

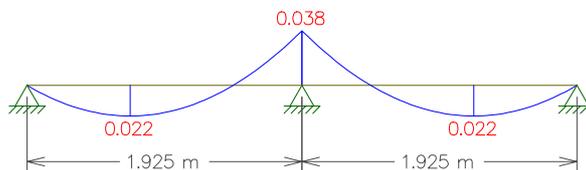


Figura 33 – Momentos fletores na terça

Cálculo do Momento fletor da terça  $M_{y_1}$ :

$l_2 = 1,925$  m.

$$M_{y_1} = q_y \cdot l_2^2 / 8 = 0,038 \text{ kN.m}$$

2ª Combinação: Peso Próprio e Vento

$$C_2 = 0,9 \cdot C_P$$

$$C_2 = 0,9 \cdot 0,166 = 0,149 \text{ kN/m}$$

$$q_{x_2} = C_2 \cdot \cos\beta - 1,4 \cdot 0,203$$

$$q_{x_2} = -0,141 \text{ kN/m}$$

$$q_{y_2} = C_2 \cdot \sin\beta$$

$$q_{y2} = 0,043 \text{ kN/m}$$

Onde:

$C_2$  = combinação do peso próprio e do vento

$q_{x2}$  = componente da  $C_2$  perpendicular ao eixo x, somada a ação do vento

$q_{y2}$  = componente da  $C_2$  perpendicular ao eixo y

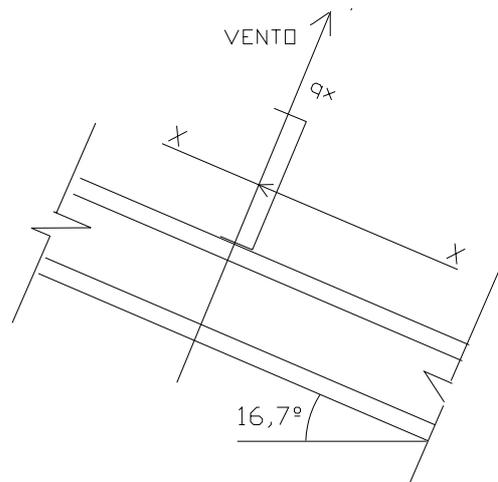


Figura 34 – Esforços nas terças

Cálculo do Momento fletor Máximo da terça  $M_{x2}$ :

$l$  = maior vão a que a terça está sujeita em metros = 3,85 m.

$$M_{x2} = q_{x2} * l^2 / 8 = 0,261 \text{ kN.m}$$

Cálculo do Momento fletor Máximo da terça  $M_{y2}$ :

$l_2$  = 1,925 m.

$$M_{y2} = q_{y2} * l_2^2 / 8 = 0,02 \text{ kN.m}$$

1 ° Verificação (Para a hipótese mais crítica):

A hipótese mais crítica foi a que considerou o peso próprio e a sobrecarga.

Características do Perfil  $W_x$  e  $W_y$  (Tabela 12).

$$M_{x1} = 51,1 \text{ kN.cm}$$

$$M_{y1} = 3,8 \text{ kN.cm}$$

$$\sigma_{b_x} + \sigma_{b_y} = M_x / W_x + M_y / W_y = 10,06 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_y = 22,555 \text{ kN/cm}^2$$

$$0,6 * f_y = 0,6 * 22,555 = 13,533 \text{ kN/cm}^2$$

$$\frac{\sigma b_x}{0,6 f_y} + \frac{\sigma b_y}{0,6 f_y} = 0,831 < 1,33$$

2º Verificação(Para a hipótese mais critica):

$$I = 385 \text{ cm}$$

$$E = 20500 \text{ kN/cm}^2$$

$$q_{sc} = \text{sobrecarga na terça} = 1,3 * SC * \cos\beta$$

$$q_{sc} = 6 \times 10^{-4} \text{ kN.cm}$$

$$\delta = 0,245 \text{ cm} < I/200 = 1,925 \text{ cm.}$$

Não foi necessário verificar a flambagem lateral pois considera-se que as telhas impedem este tipo de problema.

O total de Terças utilizado foi de 30 terças C de chapa dobrada - 90 x 25 x 2,5 x 2,56 kg/m, com comprimento de 8,70 m.

#### **4.2 – DIMENSIONAMENTO DA CUMEEIRA**

A cumeeira é formada pelas duas terças localizadas no topo do pórtico, interligadas por meio de chapas, ou outro tipo de armação. Está também sujeita a solicitações de flexão simples ou dupla, mas recebe aproximadamente a metade da carga, logo não precisa ser dimensionado. Será utilizado o mesmo perfil calculado anteriormente.

#### **4.3 – DIMENSIONAMENTO DAS TESOURAS**

As tesouras têm como função principal servir de apoio às terças. Uma vez que também se encontra submetido a esforços de flexão. Para as tesouras foram usados os mesmos critérios de pré-dimensionamento e de dimensionamento das terças.

Foram utilizadas 5 tesouras (figura 35) espaçadas 1,925 m uma da outra.

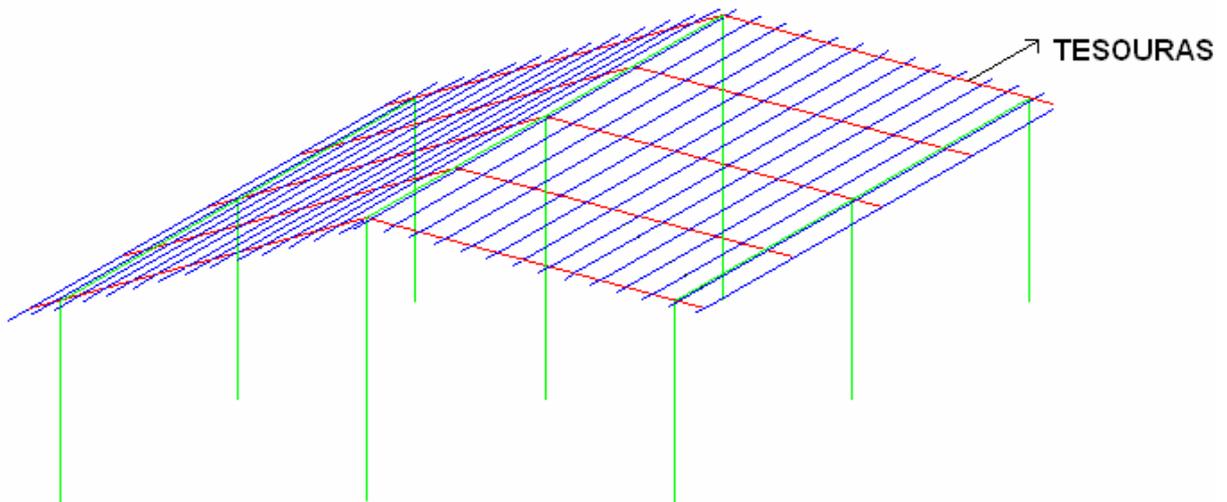


Figura 35 – Detalhe das tesouras

Pré-dimensionamento:

A altura das tesouras deve estar compreendida dentro da seguinte faixa:

$$\frac{L}{70} \leq d \leq \frac{L}{50}, \text{ onde } L = 4,15m$$

$$59,3 \text{ mm} < h \text{ perfil} < 83 \text{ mm}$$

Foi escolhido o perfil C enrijecido de chapa dobrada 100 x 60 x 25 x 5, pois é o perfil mais leve, com altura próxima a faixa estipulada pelo pré-dimensionamento.

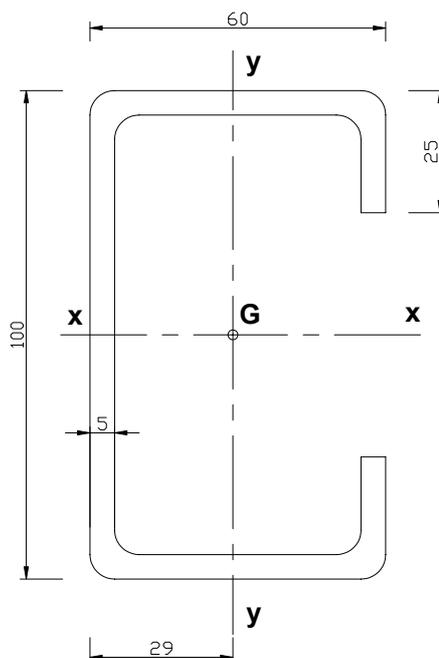


Figura 36 – Seção transversal da tesoura

Tabela 13 – Características da seção transversal

A(cm <sup>2</sup> )	M(kg/m)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>y</sub> (cm)
11,54	9,06	169	33	3,82	28	15,5	2,19

Cargas Atuantes nas tesouras e nas colunas:

#### 4.3.1 – Peso Próprio

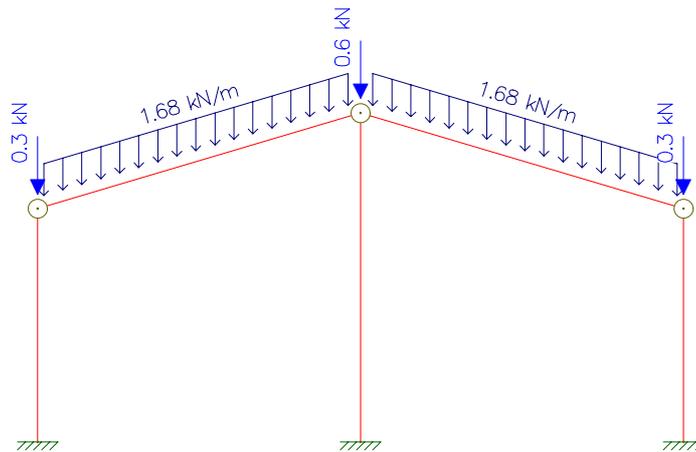


Figura 37 – Tesouras e colunas - Carga de Peso Próprio

Onde:

- ✓ 0,3= peso no topo da coluna menor → valor assumido
- ✓ 0,6= peso no topo da coluna maior → valor assumido
- ✓ 1,68 = carga distribuída nas tesouras → valor assumido

Esse valor: 1,68 kN/m poderia estar de acordo com o perfil pré-dimensionado para as tesouras, mas por segurança, foi adotado um valor maior.

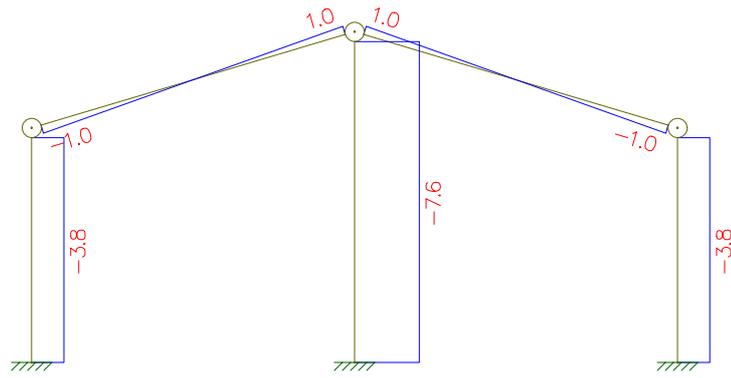


Figura 38 - Diagrama de Esforços Normais devido ao peso-próprio

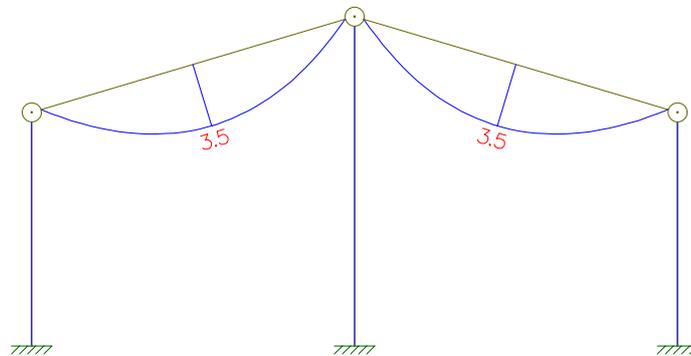


Figura 39 - Diagrama de Momento devido ao peso-próprio

#### 4.3.2 – Sobrecarga

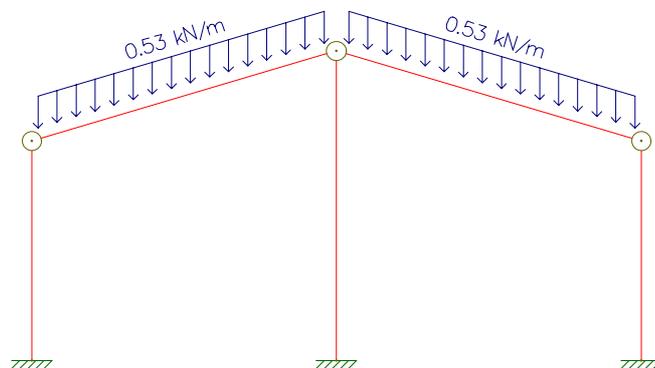


Figura 40 - Sobrecarga

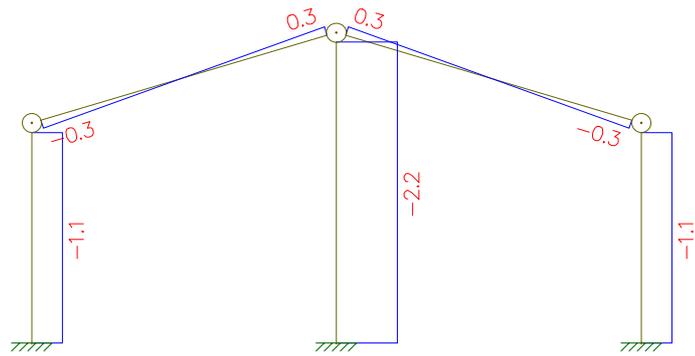


Figura 41 - Diagrama de Esforços Normais devido a sobrecarga

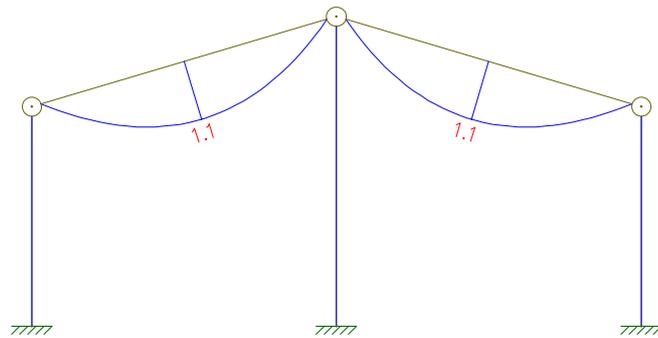


Figura 42 - Diagrama de Momento devido a sobrecarga

### 4.3.3 – Carga de Vento

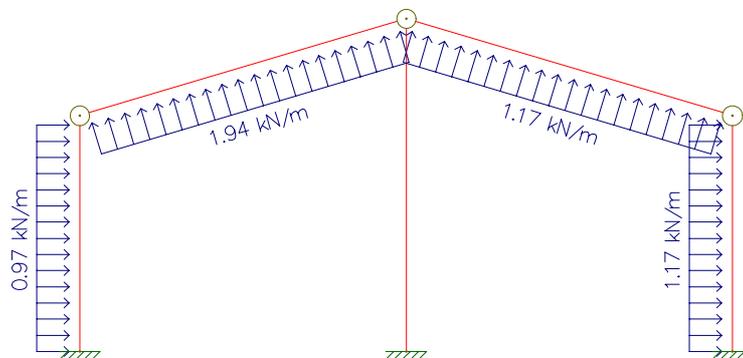


Figura 43 - Vento  $\alpha = 90^\circ$  (cpi = + 0,20)

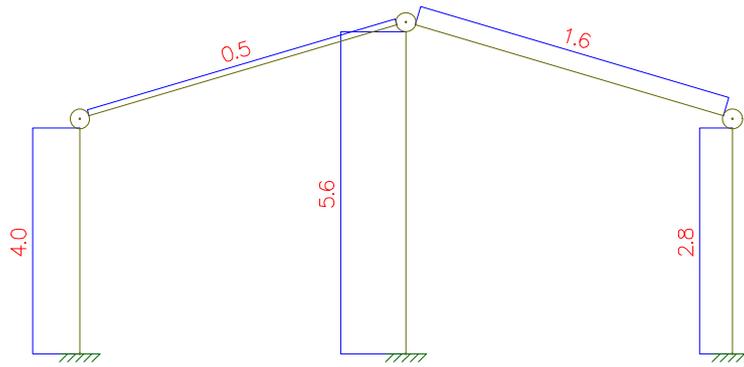


Figura 44 - Diagrama de esforços Normais devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = + 0,20$ )

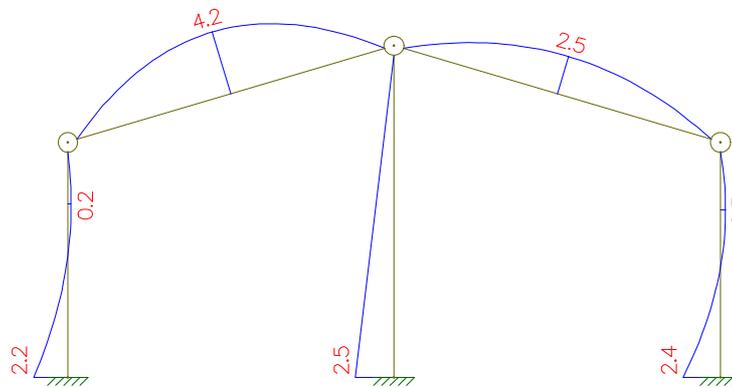


Figura 45 - Diagrama de Momento devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = + 0,20$ )

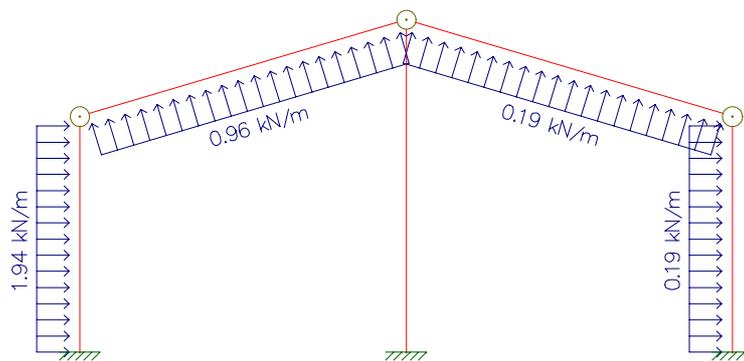


Figura 46 - Vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = - 0,30$ )

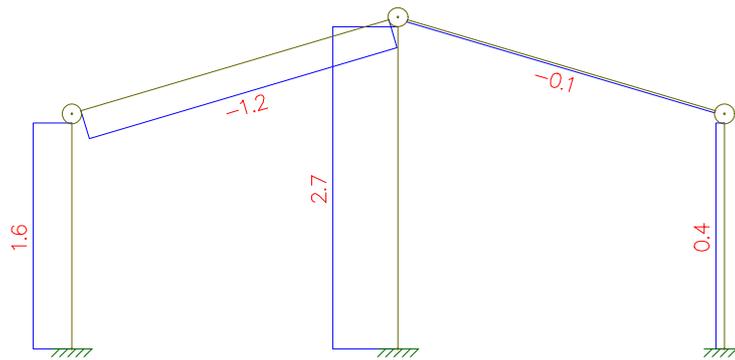


Figura 47 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = -0,30$ )

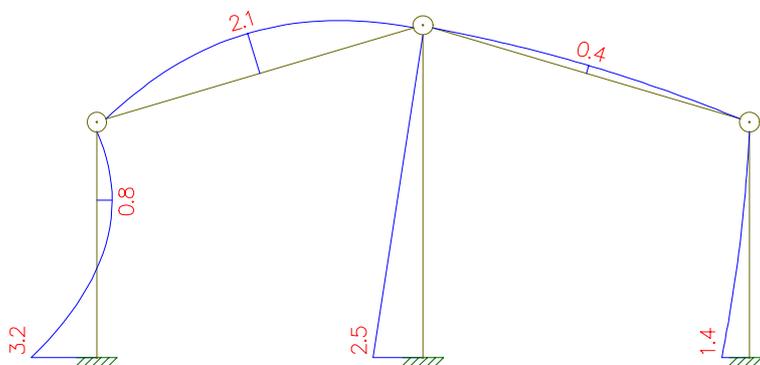


Figura 48 - Diagrama de Momento devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = -0,30$ )

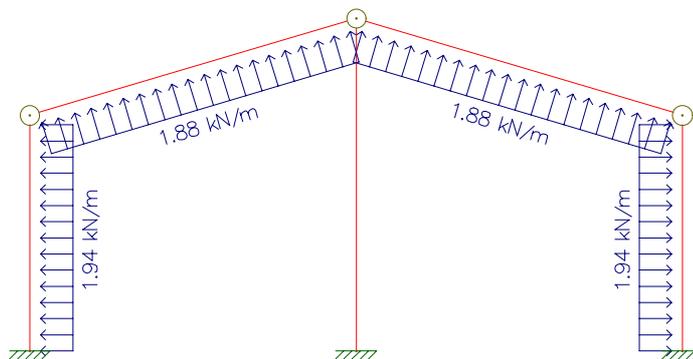


Figura 49 - Vento  $\alpha = 0^\circ$  ( $c_{pi} = +0,20$ )

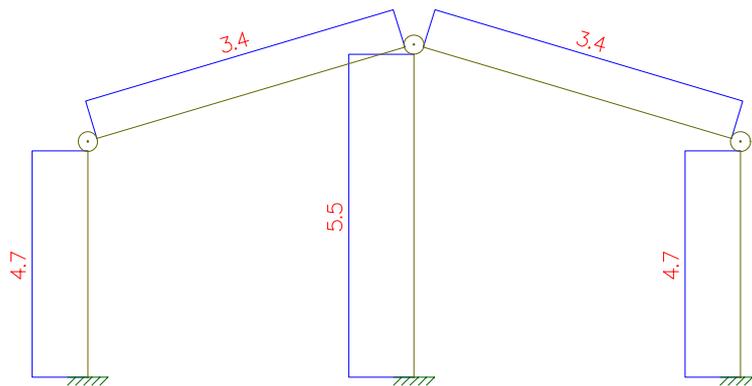


Figura 50 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento  $\alpha = 0^\circ$  ( $c_{pi} = + 0,20$ )

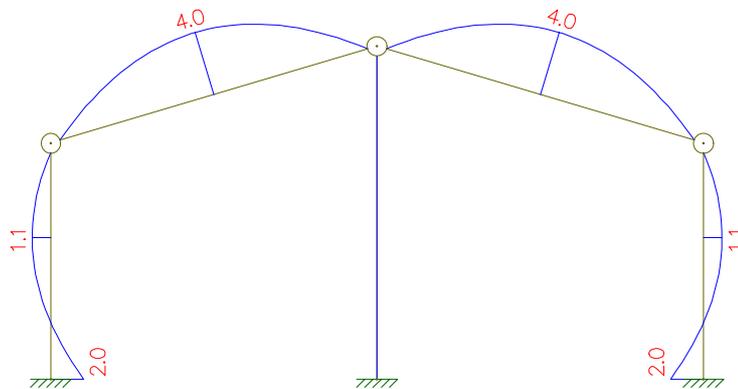


Figura 51 - Diagrama de Momento devido ao vento  $\alpha = 0^\circ$  ( $c_{pi} = + 0,20$ )

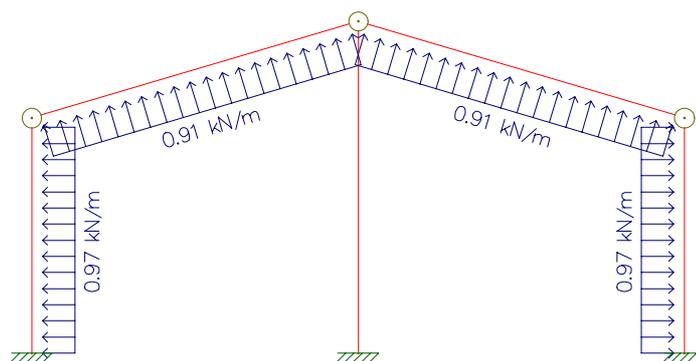


Figura 52 - Vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = - 0,30$ )

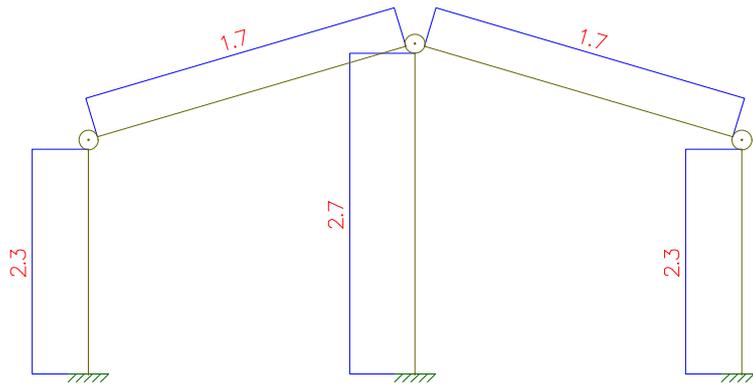


Figura 53 - Diagrama de Esforços Normais devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = - 0,30$ )

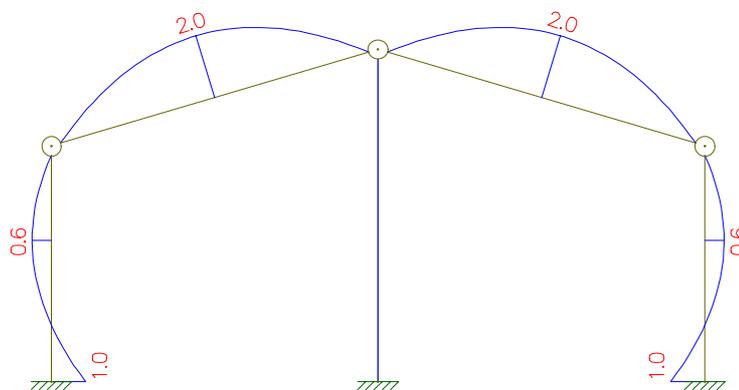


Figura 54 - Diagrama de Momento devido ao vento  $\alpha = 90^\circ$  ( $c_{pi} = - 0,30$ )

São considerados carga permanente apenas o peso próprio de telhas, terças, tesouras e o peso próprio das colunas, no topo destas. As cargas variáveis a serem consideradas são o vento e a sobrecarga.

O coeficiente de ponderação para ações permanentes utilizado é o  $\gamma_g = 1,3$ , que corresponde ao coeficiente utilizado para cargas permanentes de pequena variabilidade. São consideradas cargas permanentes de pequena variabilidade os pesos próprios de elementos metálicos e pré-fabricados, com controle rigoroso de peso. Entretanto, será utilizado a favor da segurança, o coeficiente  $\gamma_g = 1,0$ , quando o peso próprio for combinado com vento de sucção, não majorando assim a ação permanente.

O coeficiente de ponderação utilizado para a sobrecarga é o  $\gamma_q = 1,5$ , pois a sobrecarga inclui-se dentro de: Ações do uso. São consideradas ações decorrentes do uso de edificação sobrecargas em pisos e cobertura, etc.

O coeficiente de ponderação utilizado para o vento é o  $\gamma_q = 1,4$ , pois este inclui-se dentro da categoria: demais ações variáveis.

Os fatores de combinação utilizados foram  $\psi = 1$  para sobrecarga e  $\psi = 0,6$  para vento.

As combinações são Normais, pois não se trata de cargas durante a construção apenas, ou de cargas excepcionais.

As combinações feitas foram:

1.  $1,3PP + 1,5SC$
2.  $1,3PP + 1,4V_1$
3.  $1,0PP + 1,4V_2$
4.  $1,3PP + 1,4V_3$
5.  $1,0PP + 1,4V_4$
6.  $1,3PP + 1,5SC + 0,84V_1$
7.  $1,3PP + 1,5SC + 0,84V_2$
8.  $1,3PP + 1,5SC + 0,84V_3$
9.  $1,3PP + 1,5SC + 0,84V_4$
10.  $1,3PP + 1,4V_1 + 1,5SC$
11.  $1,3PP + 1,4V_2 + 1,5SC$
12.  $1,3PP + 1,4V_3 + 1,5SC$
13.  $1,3PP + 1,4V_4 + 1,5SC$

Onde:

PP = peso próprio

SC = sobrecarga

$V_1$  = vento  $90^\circ$  / cpi 0,20

$V_2$  = vento  $90^\circ$  / cpi - 0,30

$V_3$  = vento  $0^\circ$  / cpi 0,20

$V_4$  = vento  $0^\circ$  / cpi - 0,30

Tabelas de Combinações:

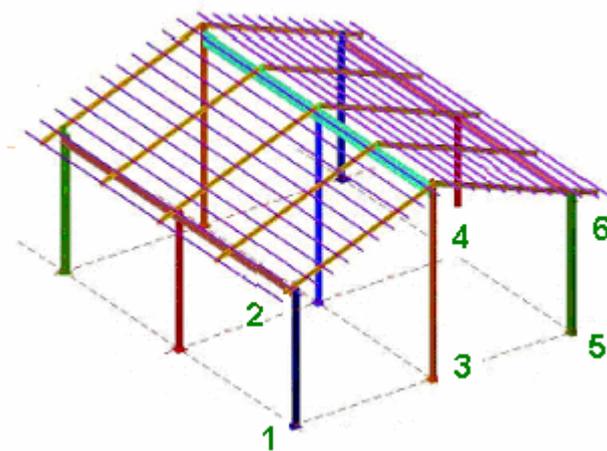


Figura 55 – Pórtico Frontal

Esforços Normais nas Colunas:

Tabela 14 - Esforços Normais nas Colunas (kN)

COLUNAS	PP	SC	V1	V2	V3	V4
Coluna 1 - 2	-3,8	-1,1	4	1,6	4,7	2,3
	-3,8	-1,1	4	1,6	4,7	2,3
Coluna 3 - 4	-7,6	-2,2	5,6	2,7	5,5	2,7
	-7,6	-2,2	5,6	2,7	5,5	2,7
Coluna 5 - 6	-3,8	-1,1	2,8	0,4	4,7	2,3
	-3,8	-1,1	2,8	0,4	4,7	2,3

1.3PP + 1.5SC	1.3PP + 1.4V1	1.0PP + 1.4V2	1.3PP + 1.4V3	1.0PP + 1.4V4
-6,59	0,66	-1,56	1,64	-0,58
-6,59	0,66	-1,56	1,64	-0,58
<b>-13,18</b>	-2,04	-3,82	-2,18	-3,82
<b>-13,18</b>	-2,04	-3,82	-2,18	-3,82
-6,59	-1,02	-3,24	1,64	-0,58
-6,59	-1,02	-3,24	1,64	-0,58

1.3PP + 1.5SC + 0.84V1	1.3PP 1.5SC + 0.84V2	1.3PP + 1.5SC + 0.84V3	1.3PP + 1.5SC + 0.84V4
-3,23	-5,246	-2,642	-4,658
-3,23	-5,246	-2,642	-4,658
-8,476	-10,912	-8,56	-10,912
-8,476	-10,912	-8,56	-10,912
-4,238	-6,254	-2,642	-4,658
-4,238	-6,254	-2,642	-4,658

1.3PP + 1.4V1 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V2 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V3 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V4 + 1.5SC
-0,99	-4,35	-0,01	-3,37
-0,99	-4,35	-0,01	-3,37
-5,34	-9,4	-5,48	-9,4
-5,34	-9,4	-5,48	-9,4
-2,67	-6,03	-0,01	-3,37
-2,615	-6,03	-0,01	-3,37

Esforços Normais nas Tesouras:

Tabela 15 - Esforços Normais nas Tesouras

TESOURAS		PP	SC	V1	V2	V3	V4
Tesoura 2 - 4	2	-1	-0,3	0,5	-1,2	3,4	1,7
	4	1	0,3	0,5	-1,2	3,4	1,7
Tesoura 4 - 6	4	1	0,3	1,6	-0,1	3,4	1,7
	6	-1	-0,3	1,6	-0,1	3,4	1,7

1.3PP + 1.5SC	1.3PP + 1.4V1	1.0PP + 1.4V2	1.3PP + 1.4V3	1.0PP + 1.4V4
-1,75	-0,6	-2,68	3,46	1,38
1,75	2	-0,65	6,06	3,38
1,75	3,54	0,86	6,06	3,38
-1,75	0,94	-1,14	3,46	1,38

1.3PP + 1.5SC + 0.84V1	1.3PP 1.5SC + 0.84V2	1.3PP + 1.5SC + 0.84V3	1.3PP + 1.5SC + 0.84V4
-1,33	-2,758	1,106	-0,322
2,17	0,742	4,606	3,178
3,094	1,666	4,606	3,178
-0,406	-1,834	1,106	-0,322

1.3PP + 1.4V1 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V2 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V3 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V4 + 1.5SC
-1,05	<b>-3,43</b>	3,01	0,63
2,45	0,07	<b>6,51</b>	4,13
3,99	1,61	<b>6,51</b>	4,13
0,49	-1,89	3,01	0,63

Momento nas Colunas:

Tabela 16 – Momento nas Colunas

COLONAS	PP	SC	V1	V2	V3	V4
Coluna 1 - 2	0	0	-2,2	-3,2	2	1
	0	0	0	0	0	0
Coluna 3 - 4	0	0	-2,5	-2,5	0	0
	0	0	0	0	0	0
Coluna 5 - 6	0	0	-2,4	-1,4	-2	-1
	0	0	0	0	0	0

1.3PP + 1.5SC	1.3PP + 1.4V1	1.0PP + 1.4V2	1.3PP + 1.4V3	1.0PP + 1.4V4
0	-3,08	<b>-4,48</b>	2,8	1,4
0	0	0	0	0
0	-3,5	-3,5	0	0
0	0	0	0	0
0	-3,36	-1,96	-2,8	-1,4
0	0	0	0	0

1.3PP + 1.5SC + 0.84V1	1.3PP 1.5SC + 0.84V2	1.3PP + 1.5SC + 0.84V3	1.3PP + 1.5SC + 0.84V4
-1,848	-2,688	1,68	0,84
0	0	0	0
-2,1	-2,1	0	0
0	0	0	0
-2,016	-1,176	-1,68	-0,84
0	0	0	0

1.3PP + 1.4V1 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V2 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V3 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V4 + 1.5SC
-3,08	<b>-4,48</b>	2,8	1,4
0	0	0	0
-3,5	-3,5	0	0
0	0	0	0
-3,36	-1,96	-2,8	-1,4
0	0	0	0

Momento nas Tesouras:

Tabela 17 – Momento nas Tesouras

TESOURAS	PP	SC	V1	V2	V3	V4
Tesoura 2 - 4	3,5	1,1	-4,2	-2,1	-4	-2
Tesoura 4 - 6	3,5	1,1	-2,5	-0,4	-4	-2

1.3PP + 1.5SC	1.3PP + 1.4V1	1.0PP + 1.4V2	1.3PP + 1.4V3	1.0PP + 1.4V4
<b>6,2</b>	-1,33	0,56	-1,05	0,7
<b>6,2</b>	1,05	2,94	-1,05	-0,7

1.3PP + 1.5SC + 0.84V1	1.3PP 1.5SC + 0.84V2	1.3PP + 1.5SC + 0.84V3	1.3PP + 1.5SC + 0.84V4
2,672	4,436	2,84	4,52
4,1	5,864	2,84	4,52

1.3PP + 1.4V1 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V2 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V3 + 1.5SC	1.3PP + 1.4V4 + 1.5SC
0,32	3,26	0,6	3,4
2,7	5,64	0,6	3,4

Tabela 18 - Esforços Críticos

	Md crítico (kN.m)	Nd crítico (kN)	
		Compressão	Tração
TESOURAS	6,2	-3,43	6,51
COLUNAS	-4,48	-13,18	-

As cargas de vento produzem flexão simples nas terças, enquanto as cargas de gravidade (peso próprio e sobrecarga) produzem flexão e compressão.

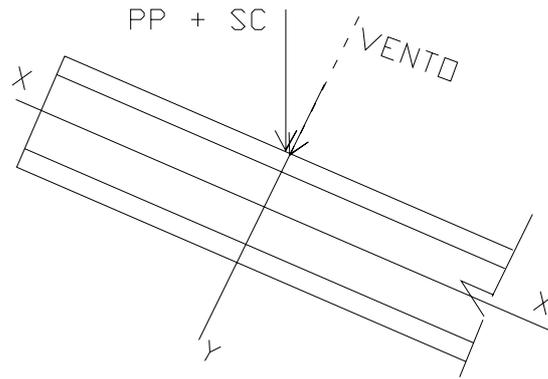


Figura 56 – Esforços na tesoura

Cargas Atuantes:

$$P_{\text{telhas}} = 0,376 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,376 * 1,925 = 0,724 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{terças}} = 0,127 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,127 * 1,925 = 0,244 \text{ kN/m}$$

$$P_{\text{tesouras}} = 0,09 \text{ kN/m} + 0,09/2 = 0,135 \text{ (valor assumido)}$$

$$SC = SC = 0,147 \text{ kN/m}^2 \rightarrow 0,147 * 1,925 = 0,283 \text{ kN/m}$$

$$CP = P_{\text{telhas}} + P_{\text{terças}} + P_{\text{tesouras}}$$

$$CP = 0,724 + 0,244 + 0,135 = 1,103 \text{ kN/m}$$

a) Dimensionamento das tesouras à compressão

Ao contrário do esforço de tração que tende a retificar as peças reduzindo o efeito de curvaturas iniciais existentes, o esforço de compressão tende a acentuar este efeito. Os deslocamentos laterais produzidos compõem o processo conhecido por flambagem por flexão, que em geral reduz a capacidade de carga da peça em relação ao caso da peça tracionada.

Solicitações de Cálculo:

$$Nd = -3,43 \text{ kN}$$

$$\text{Aço A570} \rightarrow Fy = 22,555 \text{ kN}$$

Cálculo de Nn resistência nominal a força nominal:

1. Esbeltez a compressão dos elementos da seção escolhida:

Alma:

A alma é compacta se:  $\frac{h}{tw} < 1,47 * \sqrt{\frac{20500}{Fy}}$  (IV.6)

$$\frac{h}{tw} = 20 < 1,47 * \sqrt{\frac{20500}{22,555}} = 44,317$$

Logo, a alma é uma placa enrijecida sem possibilidades de flambagem local →

Qa = 1.

Flange:

O flange é compacto se:  $\frac{bf}{tf} < 0,55 * \sqrt{\frac{20500}{Fy}}$  (IV.7)

$$\frac{bf}{tf} = 12 < 0,55 * \sqrt{\frac{20500}{22,555}} = 16,581$$

Logo, o flange é uma placa não-enrijecida sem possibilidades de flambagem local

→ Qs = 1.

$$Q = Qa * Qs = 1 \quad (IV.8)$$

Q = 1, para seções cujos elementos têm relações b/t iguais ou inferiores aos limites da norma.

2. Esbeltez no sentido X e Y

Considerando a tesoura bi-rotulada, tem-se que o comprimento de flambagem é o mesmo que o comprimento real da peça.

O comprimento de flambagem é obtido na NBR 8800, Anexo H, página 91.

Kx = 1,0

Ky = 1,0

$l = 415$  cm (maior vão da tesoura).

O índice de esbeltez  $Kl/r$ , para barras comprimidas, não pode ser superior a 200.

$$\frac{k \cdot l}{i} < 200$$

Esbeltez no sentido x:

$$\frac{k_x \cdot l}{i_x} < 200 \quad (\text{IV.9})$$

$$\frac{1,0 \cdot 415}{3,82} = 108,64 < 200$$

Esbeltez no sentido y:

$$\frac{k_y \cdot l}{i_y} < 200 \quad (\text{IV.10})$$

$$\frac{1 \cdot 415}{2,19} = 189,5 < 200$$

Parâmetros de esbeltez para barras comprimidas:

$$\lambda_x = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{K_x \cdot l}{i_x} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot F_y}{20500}} \quad (\text{IV.11})$$

$$\lambda_y = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{K_y \cdot l}{i_y} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot F_y}{20500}} \quad (\text{IV.12})$$

$$\lambda_x = 1,147$$

$$\lambda_y = 2,0$$

Curva = c  $\therefore$  NBR 8800, tabela nº 3 e 4, páginas 21 e 24.

Resistência Nominal à Compressão:

A resistência de cálculo de barras axialmente comprimidas sujeitas a compressão é dada por  $\Phi_c N_n$ , onde  $\Phi_c = 0,90$ , e a resistência nominal  $N_n$  é igual a:

$$N_n = \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot F_y \quad (\text{IV.13})$$

Onde:

$$\rho = 0,202$$

$$Q = 1$$

$$N_n = 52,577 \text{ kN}$$

$$0,9 \cdot N_n = 47,319 \text{ kN} > N_d = -3,43 \text{ kN.}$$

$$M_d = 620 \text{ kN.cm}$$

b) Dimensionamento da tesoura à Flexão:

1. Verificação da Flambagem local da alma

$$\frac{h}{t_w} = 20 < 2,35 \cdot \sqrt{\frac{20500}{f_y}} = 70,84$$

Classe 1 – Seção super-compacta.

Cálculo da resistência a flexão  $M_n$ :

$$M_{n_A} = z \cdot f_y = 833,63 \text{ kN} \cdot \text{cm} > M_d = 620,0 \text{ kN.cm}$$

$$\text{com, } \frac{z}{w} = 1,12 \Rightarrow z = 36,96$$

2. Verificação da Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{b}{t_f} = 12 < 0,38 \sqrt{E / f_y} = 13$$

Classe 2 – Seção compacta.

$$M_{n_F} = z \cdot f_y = 833,63 \text{ kN} \cdot \text{cm} > M_d = 620 \text{ kN.cm}$$

Total de Tesouras: 5 tesouras C enrijecido de chapa dobrada 100 x 60 x 25 x 5,0  
comprimento: 9,24 m (47 cm de beiral de cada lado).

#### 4.4 - COLUNAS

São elementos estruturais cuja finalidade é levar às fundações as cargas originais das outras partes. Basicamente, cada coluna é composta de três partes principais: fuste, que é o elemento portante básico da coluna; ponto de ligação, que serve de apoio para as outras partes da estrutura e a base, que tem por finalidade distribuir as cargas nas fundações, além de fixá-la. Com relação à fixação das bases, as colunas podem ser em rotuladas e engastadas. Fizemos opção por bases engastadas, por propiciarem estruturas mais leves.

As colunas podem estar sujeitas a esforços de compressão com flexão; tração com flexão (caso de pendurais e o caso de algumas colunas, quando solicitadas a peso próprio mais vento). Nas colunas sujeitas a cargas de compressão, podemos dividi-las em compressão centrada, em que as cargas estão aplicadas diretamente no centróide da seção da coluna ou de forma simétrica em relação ao eixo do fuste e compressão excêntrica, em que as cargas estão aplicadas descentradas em relação ao centróide da seção.

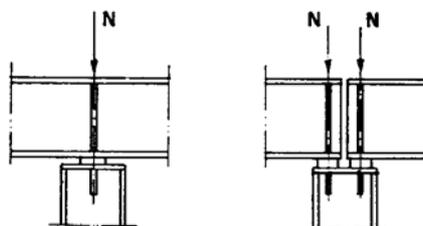


Figura 57 - Colunas Submetidas à compressão

O tipo de fuste da coluna de alma cheia e altura constante é formado por um ou vários perfis laminados ou de chapa dobrada, ligados por solda ou parafusos.

Pré-dimensionamento:

A altura dos perfis das colunas deve estar compreendida dentro da seguinte faixa:

$$\frac{L}{30} \leq d \leq \frac{L}{20}, \text{ onde } L = 4,09m$$

$$136,33 \leq d \leq 204,5 \text{ mm}$$

O perfil escolhido foi o perfil C composto 150 x 50 x 3.42, para as colunas.

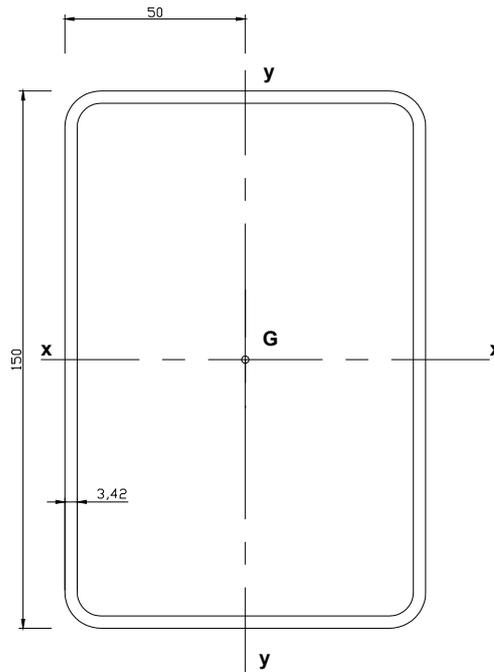


Figura 58 – Seção Transversal da Coluna

Tabela 19 – Características da seção transversal

A(cm <sup>2</sup> )	M(Kg/m)	I <sub>x</sub> (cm <sup>4</sup> )	W <sub>x</sub> (cm <sup>3</sup> )	i <sub>x</sub> (cm)	i <sub>y</sub> (cm)	W <sub>y</sub> (cm <sup>3</sup> )	I <sub>y</sub> (cm <sup>4</sup> )
16,18	6,35	255	29,5	5,61	1,48	4,65	17,8

a) Dimensionamento das Colunas à Compressão:

Solicitações de Cálculo:

$$M_d = - 3,5 \text{ kN.m}$$

$$N_d = - 13,18 \text{ kN}$$

$$\text{Aço A570} \rightarrow F_y = 22.555 \text{ kN/cm}^2$$

Cálculo da Resistência a Compressão  $N_n$ :

1. Esbeltez a compressão dos elementos da Coluna escolhida

Alma:

$$\text{A alma é compacta se: } \frac{h}{t_w} < 1,47 * \sqrt{\frac{20500}{F_y}}$$

$$\frac{h}{tw} = 43,86 < 1,47 * \sqrt{\frac{20500}{22,555}} = 44,317$$

Logo, a alma é uma placa enrijecida sem possibilidades de flambagem local →  
 $Q_a = 1$ .

Flange:

O flange é compacto se:  $\frac{bf}{2 * tf} < 0,55 * \sqrt{\frac{20500}{F_y}}$

$$\frac{10}{2 * 0,342} = 14,62 < 0,55 * \sqrt{\frac{20500}{22,555}} = 16,581$$

Logo o flange é uma placa não rijecida sem possibilidades de flambagem local →  
 $Q_s = 1$ .

$$Q = Q_a * Q_s = 1$$

2. Esbeltez no sentido X e Y:

$$K_x = 1,0$$

$$K_y = 1,0$$

$$l = 409,25 \text{ cm}$$

Aplicando o teorema de translação dos eixos obtemos os valores dos momentos principais de inércia do perfil composto:

$$I_x = 2 [I_x + A_g (y_g)^2] = 2 [255 + 8,09 (7,5)^2] = 1420,125 \text{ cm}^4$$

$$I_y = 2 [I_y + A_g (b-x_g)^2] = 2 [17,8 + 8,09 (5-1,15)^2] = 275,428 \text{ cm}^4$$

A flambagem se dará em torno do eixo y, pois foi verificado que nessa direção há o menor momento de inércia e conseqüentemente o menor raio de giração:

Logo,

$$I_{\min} = iy = \left( \frac{I_y}{A} \right)^{1/2} = \left( \frac{275,428}{2 \cdot 8,09} \right)^{1/2} = 4,125 \text{ cm}$$

Esbeltez no sentido y:

$$\frac{k_y \cdot l}{iy} < 200$$

$$\frac{1 \cdot 409,25}{4,125} = 99,21 < 200$$

Parâmetros de esbeltez para barras comprimidas:

$$\lambda_y = \frac{1}{\pi} \cdot \frac{K_y \cdot l}{iy} \cdot \sqrt{\frac{Q \cdot F_y}{20500}}$$

$$\lambda_y = 1,04$$

Curva = b .: NBR 8800, tabelas 3 e 4, páginas 21 e 23.

Resistência Nominal a Compressão:

$$N_n = \rho \cdot Q \cdot A_g \cdot F_y$$

$$N_n = 209,47 \text{ kN}$$

$$0,9 \cdot N_n = 188,52 \text{ kN} > N_d = 13,18 \text{ kN}$$

## b) Dimensionamento das Colunas à Flexão

### 1. Verificação da Flambagem Local da Alma:

$$\frac{h}{tw} = 43,86 < 2,35 \cdot \sqrt{\frac{20500}{fy}} = 70,84$$

Classe 1 – Seção super-compacta.

Resistência nominal à flexão:

$$M_{n_A} = z \cdot fy = 858,89 \text{ kN} \cdot \text{cm} > M_d = 350 \text{ kN} \cdot \text{cm}, \text{ com } \frac{z}{w} = 1,12 \Rightarrow z = 38,08$$

2. Verificação da Flambagem local da mesa:

$$\lambda = \frac{b}{2 \cdot t_f} = 7,30 < 0,30 \cdot \sqrt{\frac{20500}{f_y}} = 9,04$$

Classe 1 – Seção super-compacta.

Resistência nominal à flexão:

$$Mn_A = z \cdot f_y = 858,89 \text{ kN} \cdot \text{cm} > Md = 350 \text{ kN} \cdot \text{cm}$$

#### 4.4.1- Bases de Coluna e Chumbadores

Os objetivos da colocação de bases em colunas são:

1. Distribuir a pressão concentrada do fuste da coluna sobre uma determinada área da fundação;
2. Garantir a fixação da extremidade inferior do fuste da coluna na fundação, de acordo com o esquema estrutural adotado.

A base escolhida foi a engastada. As bases engastadas propiciam estruturas mais econômicas, mas têm as fundações mais caras que as rotuladas. Sua finalidade é engastar os pilares às fundações por meio de uma série de artifícios, tornando-as o mais real possível com relação ao esquema estrutural adotado. São dimensionadas para resistir a cargas verticais, horizontais e aos momentos de engastamento. Para pequenas excentricidades de carga, as tensões de compressão se estendem por toda a superfície de contato, bastando adotar ancoragens construtivas. A resultante de tração é absorvida pelos chumbadores.

As placas de base devem ser soldadas em oficina, antes de ser levadas para a obra, para garantir que seja feita uma solda de boa qualidade. Serão dimensionados apenas as bases das colunas de 4,09 m de comprimento, por serem as maiores.

Foi admitido inicialmente chapa de 40 x 40 cm.

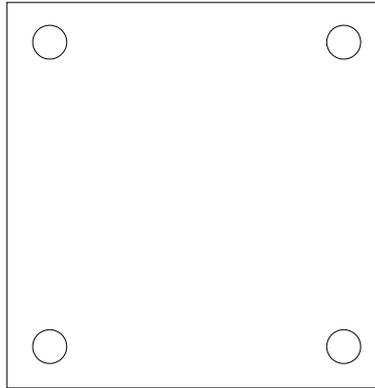


Figura 59 – Base de coluna e chumbadores

Cálculo da placa de base:

Assumindo:

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

$$A_{nec} = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$A_{placa} = 40 \times 40 \text{ cm} = 1600 \text{ cm}^2$$

$$A_{placa} > A_{nec}$$

$A_{nec}$  = area necessária da placa,

$C_{vertical}$  = carga vertical na base da coluna = 0,4 kN

$$10 \text{ kg/m} \times 4,09 \text{ m} \rightarrow 40,9 \text{ kg} \rightarrow 0,4 \text{ kN}$$

$$A_{nec} = \frac{C_{vertical}}{0,35 f_{ck}} \quad (IV.14)$$

Cálculo dos Chumbadores:

Aço – A36

$$d = \frac{1}{2}'' = 12,7 \text{ mm}$$

$$f_y = 250 \text{ MPa} = 25 \text{ kN/cm}^2$$

$$f_u = 400 \text{ Mpa} = 40 \text{ kN/cm}^2$$

Resistência de cálculo na seção bruta:

$$\phi_t \cdot N_n = \phi_t \cdot A_g \cdot f_y \quad (IV.15)$$

Onde:

$$A_g = \text{area do chumbador} = \pi \cdot d^2 / 4$$

$$\Phi_t = 0,9$$

$$0,9 \cdot N_n = 0,9 \cdot 1,27 \cdot 25 = 28,575 \text{ kN}$$

Resistência de cálculo da seção rosqueada:

$$\phi_i \cdot R_{nt} = \phi_i \cdot 0,75 A_g \cdot f_u \quad (\text{IV.16})$$

Onde:

$$\Phi_t = 0,65$$

$$\Phi_t \cdot R_{nt} = 0,65 \cdot 0,75 \cdot 1,27 \cdot 40 = 24,765 \text{ kN}$$

$$R_d = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{L} \quad (\text{IV.17})$$

Onde:

$$M_d = 3,54 \text{ kN.cm do concreto}$$

$$L = 30 \text{ cm}$$

$$R_d = 0,177 \text{ kN}$$

Para cada chumbador:

$$R_d/2 = 0,177/2 = 0,0885 \text{ kN}$$

$$R_d/2 < \Phi_t \cdot R_{nt}$$

O comprimento dos chumbadores é função de sua aderência ao concreto.

Verificação do esmagamento da chapa de base pela coluna:

A chapa utilizada é de espessura 3/8" em aço A570.

$$\phi \cdot R_n = \phi \cdot \alpha A_b \cdot f_u \quad (\text{IV.18})$$

Onde:

$$\Phi = 0,75$$

$$\alpha = 3$$

$\Phi R_n = 0,75 \cdot 3 \cdot 0,94 \cdot 2 \cdot 38 = 160,74 \text{ kN.}$ , que é maior que o esforço cortante crítico na base de coluna, igual a 3,9 kN, proveniente do combinação vento a 90° com um  $c_{pi} = 0,30$ .

## 4.5 – DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

Para receber as cargas de cobertura (telhas, chuvas, poeiras e sobrecargas em geral) e transmiti-las às colunas, são empregadas vigas que ao mesmo tempo servem para dar estabilidade às estruturas, que podem ser em alma cheia ou vazada ou em tesouras e treliças. Nesse projeto foram utilizadas vigas em alma cheia.

### a. Cargas atuantes nas Vigas

São as seguintes cargas, as atuantes nos pórticos:

- Peso das telhas
- Sobrecarga
- Peso de terças e tesouras
- Peso próprio estimado da viga
- Peso no topo da coluna

Esquema de Cálculo para as vigas:

Foi feito o esquema de cálculo apenas para o pórtico central, pois se deseja utilizar um único tipo de perfil para as vigas de ambos os pórticos, e por isso será utilizado o valor mais crítico, que no caso é o da viga do pórtico central.

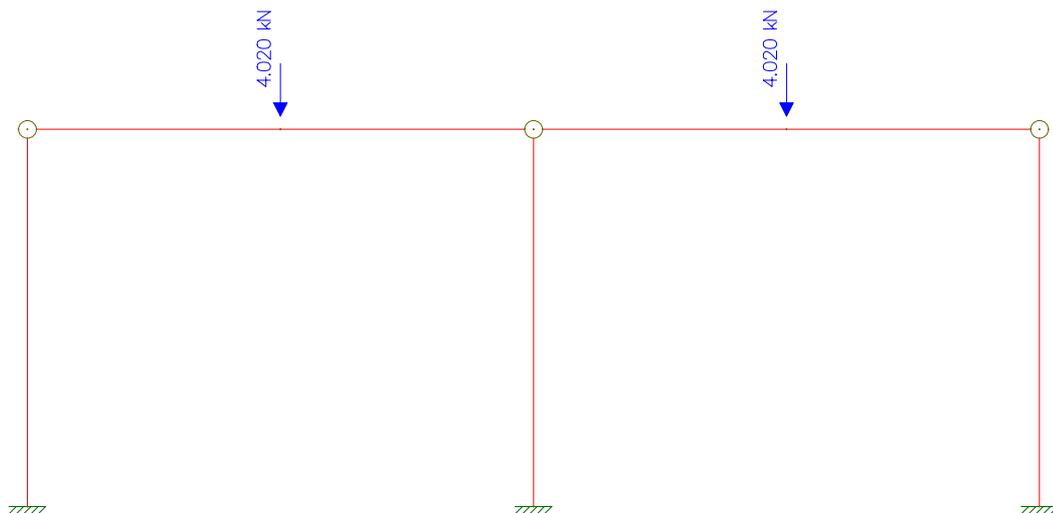


Figura 60 - Esquema do Pórtico Central

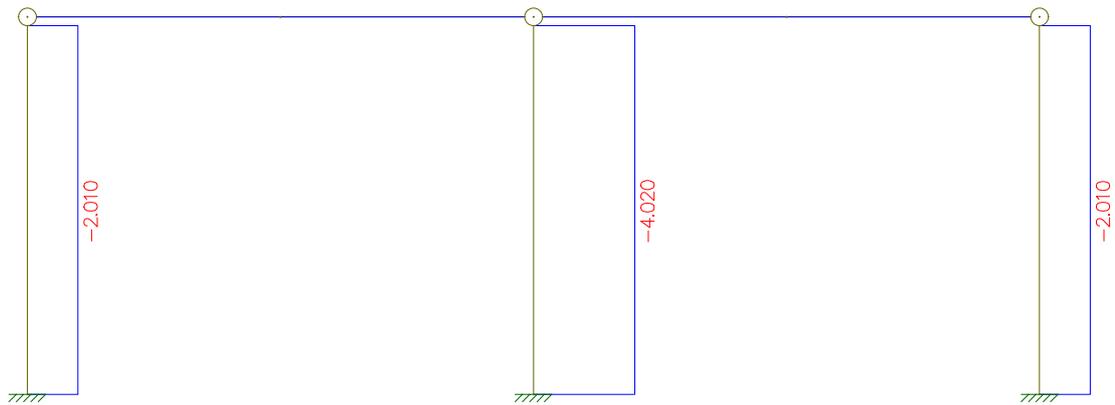


Figura 61 - Diagrama de Esforços Normais

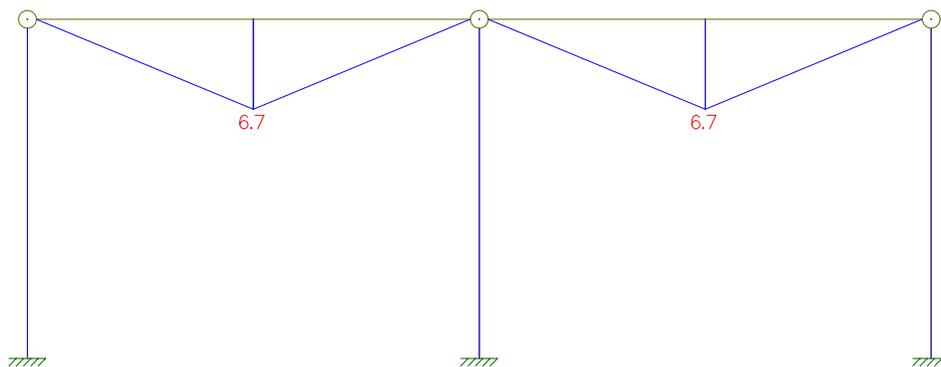


Figura 62 - Diagrama de Momento

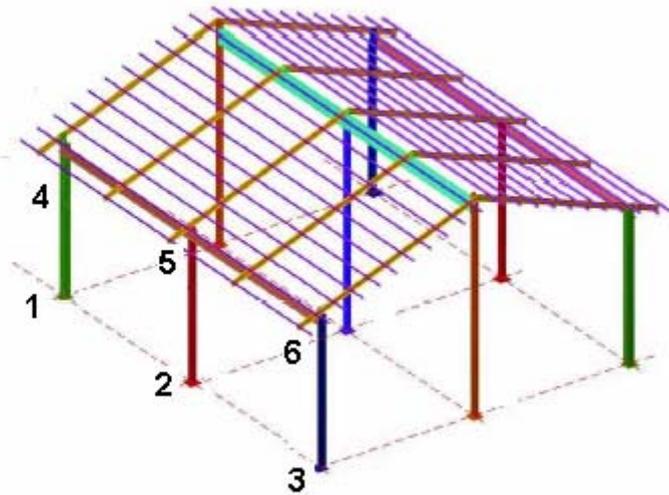


Figura 63 – Pórticos Transversais

Tabela das Combinações:

Tabela 20 - Esforços nas Vigas

VIGAS		PP	SC	1,3PP+1,5SC
Viga 4-5	M	3,9	0,3	<b>5,52</b>
	N	0	0	0
Viga 5-6	M	3,9	0,3	<b>5,52</b>
	N	0	0	0

Esforços Críticos

Esforços Normais Críticos:

✓ Nas Vigas:  $N_d = 0$

Momentos Críticos:

✓ Nas Vigas:  $M_d = 5,52 \text{ kN.m}$

Foi escolhido o perfil C 127 x 50 x 3.80

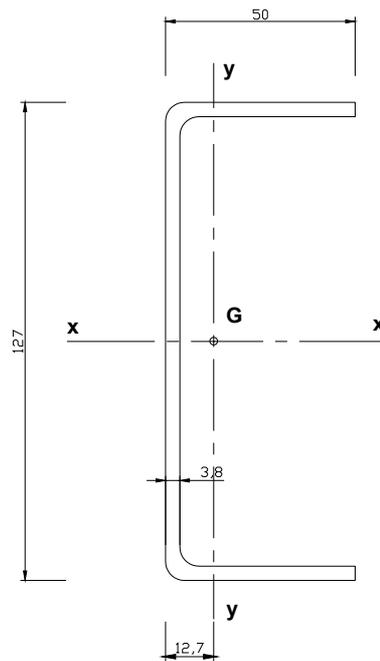


Figura 64 – Seção Transversal da Viga

b. Dimensionamento da viga a Flexão

A resistência à flexão das vigas pode ser afetada pela flambagem local e pela flambagem lateral. A flambagem local é a perda de estabilidade das chapas comprimidas componentes do perfil, a qual reduz o momento resistente da seção.

Solicitações de Cálculo:

$$M_d = 552 \text{ kN.m}$$

$$N_d = 0 \text{ kN}$$

Aço A 570

$$F_y = 22.555$$

Cálculo da esbeltez Segundo X e Y:

Será considerado  $K_x = K_y = 1$

Esbeltez no sentido X:

$$\frac{Kl}{i_x} = \frac{385}{4.82} = 79.87 < 200$$

Esbeltez no eixo Y:

$$\frac{Kl}{i_y} = \frac{192.5}{1.52} = 126.64 < 200$$

1. Verificação da Flambagem local da alma:

$$\lambda_b = \frac{h}{tw} = 33.42 < 2.35 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} = 70.84$$

classe 1 – Seção super-compacta

$$\frac{Nd}{0.9 \cdot Ny} = 0 < 0,207$$

$$\lambda_p = 3.5 \cdot \sqrt{\frac{E}{fy}} \cdot \left( 1 - 2.8 \cdot \frac{Nd}{0.9 \cdot Ny} \right) = 105.52$$

$$\lambda_b = \frac{h}{tw} = 33.42 < 105,52$$

$$Mna = Z \cdot fy = 594.076 \text{ kN} \cdot \text{cm} > 552 \text{ KN.cm}$$

2. Verificação de Flambagem local da mesa:

$$\lambda_b = \frac{bf}{tf} = 13.158 < k \sqrt{E / (fy - fr)} = 35.26, \text{ para } k = 0.82 \text{ e } fr = 11.5 \text{ KN/cm}^2$$

Classe 3 – Não-compacta

$$Mp = Z \cdot f = 745,22 \text{ KN} \cdot \text{cm} \rightarrow Mp = Mn, \text{ para classes 1 e 2}$$

$$Wc = \frac{Ix}{h/2} = 29,5$$

$$Mr = Wc \cdot (fy - fr) = 362,12 \text{ KN} \cdot \text{cm}$$

$$Mn = Mp - \frac{\lambda_p - \lambda_{bp}}{\lambda_{br} - \lambda_{bp}} \cdot (Mp - Mr) = 561,576 \text{ KN} \cdot \text{cm} \rightarrow \text{equação para classe 3}$$

$$Mdres < 1.25 \cdot \phi_b \cdot W \cdot fy$$

$$505,42 < 748,54$$

Na flambagem lateral, a viga perde seu equilíbrio no plano principal de flexão e passa a apresentar deslocamentos laterais e rotações de torção.

As vigas sem contenção lateral contínua podem ser divididas em três categorias, dependendo da distância entre os pontos de apoio lateral: vigas curtas, vigas longas e vigas intermediárias.

3. Verificação da Flambagem lateral com torção

$$\lambda = \frac{Lb}{iy} = 126.64$$

$$\lambda_p = 1.75 \sqrt{\frac{E}{fy}} = 52.758$$

$$\lambda_r = \frac{0.707 \cdot Cb\beta_1}{Mr} \cdot \sqrt{1 + \sqrt{1 + \frac{4\beta_2}{Cb^2 \cdot \beta_1^2} \cdot Mr^2}} = 1246,17, \text{ onde :}$$

$$\beta_1 = \pi \sqrt{G \cdot E} \cdot \sqrt{It \cdot A} = 394159.43$$

$$\beta_2 = \frac{E \cdot Cw}{G \cdot It} \cdot \left(\frac{\pi}{iy}\right)^2 = 98489.52, \text{ com :}$$

$$It = \sqrt{\frac{t_f \cdot b_f^3 / 12}{t_f \cdot b_f + h \cdot t / 6}} = 12.098$$

$$Cw = (h - t_f)^2 \cdot \frac{Iy}{4} = 70578.82$$

No caso de resistência à flexão de vigas com um eixo de simetria, fletidas no plano da alma, temos:

Condições para se ter viga intermediária:

$$\lambda_p < \lambda < \lambda_r$$

Neste caso,

$$Mn = Mp - (Mp - Mr) \cdot \frac{\lambda - \lambda_p}{\lambda_r - \lambda_p} = 719,27 \text{ KN} \cdot \text{cm}, \text{ onde :}$$

$$Mr = Wc(fy - fr),$$

$f_r$  = tensão residual, considerada igual a 115 MPa = 11,5 KN/cm<sup>2</sup>, com  $\phi b = 0,9$

As vigas intermediárias apresentam ruptura por flambagem lateral inelástica, a qual é muito influenciada por imperfeições geométricas da peça e pelas tensões residuais embutidas durante o processo de fabricação da viga.

Verificação

$$\frac{Md}{\phi b \cdot Mn} \leq 1$$

$$552 \text{ KN.cm} \leq 647,343 \text{ KN.cm}$$

## **4.6– LIGAÇÕES**

As ligações das partes da estrutura (ligações internas), ou dela com partes externas, como, por exemplo, as fundações, são utilizadas de forma a transmitir as cargas atuantes às peças e restringir as deformações na estrutura a limites admissíveis. São classificadas em ligações permanentes ou desmontáveis. As ligações permanentes são executadas com rebites e solda, as removíveis, com parafusos e pinos. As mais utilizadas são as ligações soldadas e aparafusadas, pois os rebites estão em desuso e os pinos são restritos a casos especiais. Cuidado especial deve ser tomado com construções em que as ligações dos elementos estruturais na montagem são feitas através de solda, pois isto gera problemas insolúveis, como: falta de prumos, falta de alinhamento e falta de garantia na qualidade da própria solda.

### **4.6.1 – Meios de Ligação**

#### 4.6.1.1 - Parafusos e Arruelas

Parafusos:

De acordo com a NBR 8800, os elementos de ligação e os meios de ligação deverão ser dimensionados de forma que as suas resistências de cálculo, correspondentes aos estados limites em consideração, sejam maiores que as solicitações de cálculo.

As resistências de cálculo, de modo geral, são calculadas como uma porcentagem especificada da resistência dos elementos ou meios de ligação a um determinado efeito (o estado limite).

As solicitações de cálculo, em consideração a esse mesmo estado limite, são calculadas através da análise da ligação sujeita às ações multiplicadas pelos coeficientes de ponderação.

Vale dizer que a solicitação de cálculo à tração no parafuso (considerando os coeficientes de ponderação) não deverá nunca exceder a esse valor.

Nas ligações a serem montadas no campo, utilizam-se preferencialmente os parafusos à solda. A NBR 8800, item 7.1.10 indica as ligações onde devem ser usados solda ou parafuso de alta resistência e aquelas em que podem ser feitas com parafusos comuns ASTM A-307 ou ISO 4.6. As ligações feitas nesse projeto encaixam-se nos casos que utilizam parafusos comuns.

Os parafusos comuns ASTM A307 são parafusos feitos de aço, sendo o tipo de mais baixo custo. Entretanto, podem produzir conexões que não sejam as mais econômicas, devido a sua baixa resistência. São empregados em estruturas leves, membros secundários, plataformas, passadiços, terças, vigas de tapamento, pequenas treliças etc., em que as cargas são de pequena intensidade e de natureza estática. Como se trata de um galpão pequeno será utilizado apenas parafusos comuns.

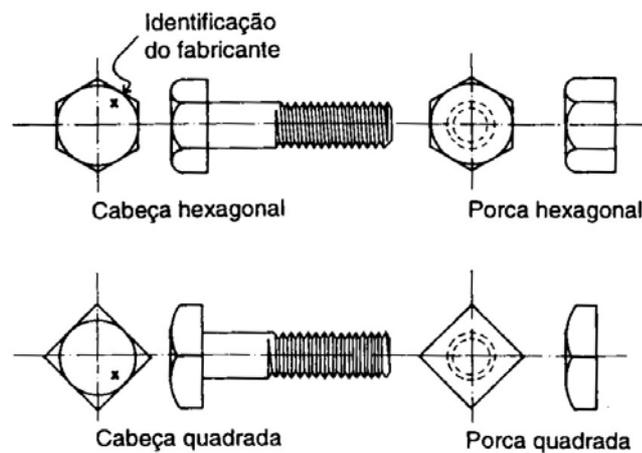


Figura 65 - Parafusos

#### Transmissão dos esforços através dos parafusos

Nos parafusos comuns os esforços de tração são transmitidos diretamente através de tração no corpo do parafuso e os esforços de cisalhamento são transmitidos por cisalhamento do corpo do parafuso e o contato de sua superfície lateral com a face do furo, devido ao deslizamento entre as chapas ligadas como pode ser visto nas Figuras 66 e 67).

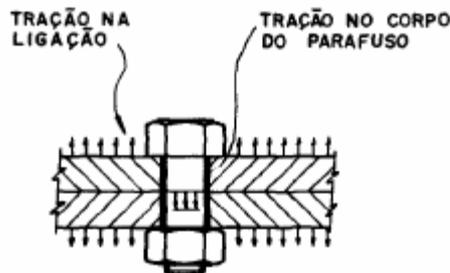


Figura 66 - Tração

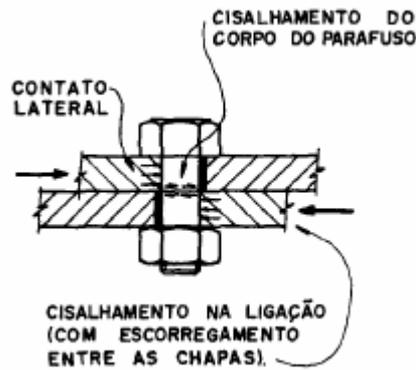


Figura 67 - Cisalhamento

Além da resistência dos parafusos, deverão ser verificados também o esmagamento do furo, o rasgamento entre os furos e entre o furo e a borda da chapa como apresentado na figura 68; tratando-se de estados limites últimos, todas as verificações deverão ser feitas para as solicitações de cálculo, que são aquelas afetadas do coeficiente  $\gamma$  e de ponderação das ações.

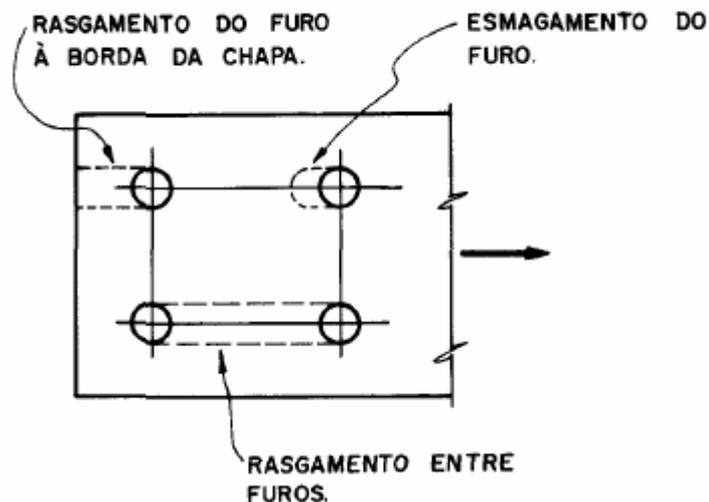


Figura 68 – Rasgamento x Esmagamento do furo

Arruelas:

A NBR 8800 especifica o uso de arruelas quando:

1- Partes parafusadas

Devem ser usadas arruelas biseladas endurecidas para compensar a falta de paralelismo, quando uma das faces externas das partes parafusadas tiver mais de 1:20 de inclinação em relação ao plano normal do eixo do parafuso. As partes parafusadas da estrutura não podem ser separadas por nenhum material que não

seja aço estrutural, devendo ficar totalmente em contato quando montadas. Os furos podem ser puncionados, subpuncionados e alargados, ou broqueados.

## 2- Arruelas

Deverão ser usadas arruelas endurecidas nas seguintes situações:

Sob o elemento que gira (porca ou cabeça de parafuso) durante o aperto, no caso de parafusos A490 apertados pelo método da rotação da porca e no caso de parafusos A325 ou A490 apertados com chave calibrada (isto é, por controle de torque);

Sob o elemento que não gira durante o aperto, no caso de parafusos A490, quando esse elemento assenta sobre um aço estrutural com limite de escoamento inferior a 280 MPa.

Serão utilizadas arruelas, pois elas conferem maior superfície de contato da porca com o parafuso, dando maior segurança a ligação.

## 4.6.2 – Principais Ligações

### 4.6.2.1- Ligação Viga - Tesoura

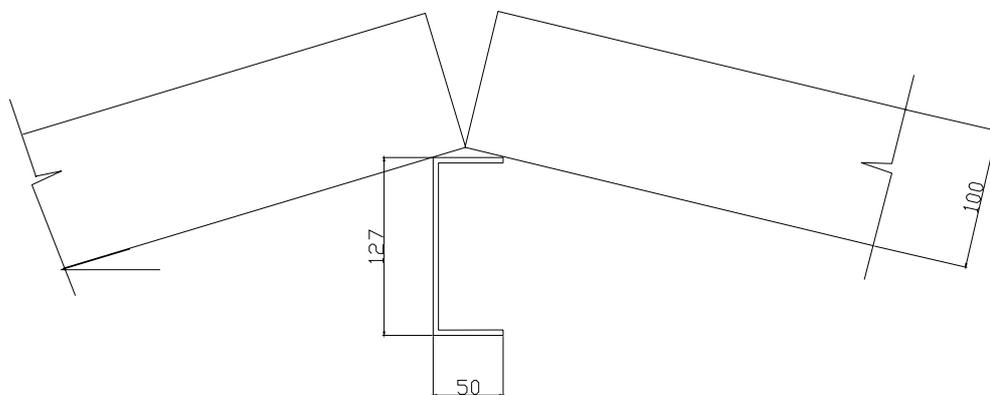


Figura 69 – Detalhe da Cumeeira

Na cumeeira as tesouras são ligadas uma a outra, mas não ligadas a viga. Central, estas são ligadas as vigas laterais.

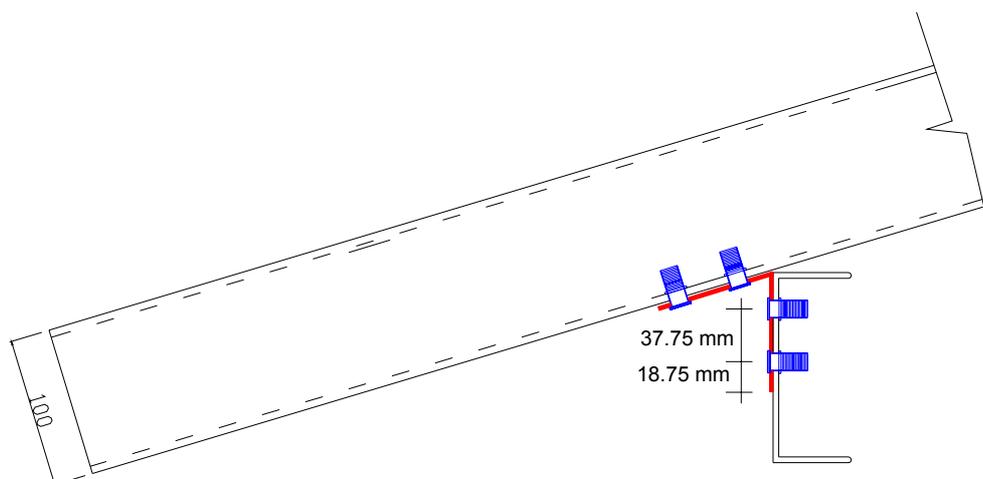


Figura 70 – Ligação Viga – Tesoura

A chapa é dimensionada no sentido da força, logo a chapa no sentido da tesoura é analisada por ser a mais crítica, pois  $N_d$  na viga = 0; já na tesoura  $N_d$  = -3,43 kN (compressão) e 6,51 (tração).

Será analisada a parte da chapa de ligação no sentido da Força. Serão utilizados parafusos comuns ASTM A307. Adota-se inicialmente um diâmetro nominal de 12,5 mm ( 1/2”).

Para o dimensionamento de ligações parafusadas precisamos determinar a menor resistência entre:

- ✓ a peça (na região com, e sem, furos)
- ✓ O cisalhamento no corpo do parafuso
- ✓ A pressão de contato nos furos (esmagamento e rasgamento)
- ✓ Tração na chapa de ligação.

Os conectores são instalados em furos nas chapas. A execução desses furos é onerosa, tornando-se necessária a padronização de dimensões e espaçamentos, a fim de permitir a furações múltiplas nas fabricas.

Os furos padronizados para parafusos comuns deverão ter uma folga de 1,5 mm em relação ao diâmetro nominal do parafuso; essa tolerância é necessária para permitir a montagem das peças.

O esforço resistente de calculo a tração será o menor dentre os encontrados nos seguintes casos:

## 1. Resistência do Parafuso ao cisalhamento:

A resistência de cálculo de conectores a corte é dada por:  $\Phi_v \cdot R_{nv}$

Onde:

$\Phi_v = 0,60$  para parafusos comuns

$R_{nv}$  = resistência nominal para um plano de corte.

A resistência ao corte é calculada com a tensão de ruptura do aço sob cisalhamento.

$$R_{nv} = A_e \cdot \tau_u \quad (\text{IV.19})$$

Onde:

$F_u$  é a tensão de ruptura a tração do aço do parafuso.

$A_e = 0,7 \cdot \text{Área do Parafuso}$ . Essa equação admite a situação mais desfavorável de plano de corte passando pela rosca, considerando a área da seção efetivada da rosca igual a 0,7 da área da seção do fuste;

$$A_e = 0,7 \cdot \pi d^2/4 = 0,7 \cdot \pi 1,27^2/4 = 0,887 \text{ cm}^2$$

$$\begin{aligned} \tau_u &= \Phi_v \cdot F_u = 0,6 \cdot F_u; \\ \tau_u &= 0,6 \cdot 41,5 = 24,9 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned} \quad (\text{IV.20})$$

$$\begin{aligned} R_{nv} &= 0,887 \cdot 24,9 = 22,08 \text{ kN} , \text{ para cada parafuso} \\ R_{dv} &= \text{Numero parafusos} \times R_{nv} = 2 \cdot 22,08 = 44,16 \text{ kN/cm}^2 \end{aligned}$$

## 2. Dimensionamento da Pressão de Contato em Furos:

Apoio:

Resistência de Contato =  $\Phi_v \cdot R_n$

$$R_n = \alpha \cdot A_b \cdot F_u \quad (\text{IV.21})$$

Onde:

$$\alpha = 3$$

$$A_b = t * d \quad (IV.22)$$

Onde:

t = espessura da chapa de ligação

d = diâmetro do parafuso

O diâmetro do parafuso já foi definido como 12,5mm.

A espessura da chapa será admitida inicialmente de 1,5 cm. Pois o processo mais econômico de furar é o punçionamento no diâmetro definitivo, o que pode ser feito para espessura t de chapa até o diâmetro nominal do conector mais 3 mm.

$$A_b = 1,905 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 3 * 1,905 * 41,5 = 237,17 \text{ kN}$$

$$\Phi * R_n = 0,6 * 237,17 = 142,3 \text{ kN}$$

Já esta definida a espessura da chapa: 1,5 cm.

Rasgamento:

$$R_n = a * t * F_u \quad (IV.23)$$

O valor mínimo de a deve ser de  $d + 6\text{mm}$  para  $d \leq 19\text{mm}$ , para bordos laminados ou cortados com maçarico.

Foi assumido  $a = 20 \text{ mm}$ .

$$R_n = 2 * 1,5 * 41,5 = 124,5 \text{ kN}$$

$$0,6 * R_n = 74,7 \text{ kN}$$

A norma AISC permite utilizar estes valores de resistência à pressão de apoio juntamente com regras geométricas que garantem a resistência a rasgamento:

- ✓ Mínimo de dois conectores na direção da força
- ✓ Distância do centro do furo extremo à borda  $a \geq 1,5 d$
- ✓ Distância entre centros de furos  $s \geq 3 d$

A chapa inicialmente assumida passou no dimensionamento de pressão de contato em furos, respeitando os criterios acima.

### 3. Tração na Chapa:

As chapas de ligação sujeitas a cisalhamento, são dimensionadas com base nas resistências ao escoamento da seção bruta,

$$Rd = \phi * Ag * (0,6fy), \text{ com } \phi = 0,9 \quad (\text{IV.24})$$

E ruptura da seção líquida,

$$Rd = \phi * An * (0,6fy), \text{ com } \phi = 0,75 \quad (\text{IV.25})$$

Onde,

An é obtida deduzindo-se a área correspondente ao diâmetro nominal do conector.

Ruptura da seção líquida:  $An = [h - n \cdot d'] * t \quad (\text{IV.26})$

Onde:

n = numero de parafusos

h = altura da chapa

d' =Diâmetro dos furos a deduzir

$$An = [8 - 2 * (1,27 + 0,35)] * 1,5 = 7,14 \text{ cm}^2$$

$$Rnt = 0,75 * An * Fu \quad (\text{IV.27})$$

Onde:

0,75 representa a relação entre a área efetiva da parte rosqueada e a área bruta do fuste.

An = área líquida

Fu = tensão de ruptura

$$Rnt = 0,75 * 7,14 * 35,3 = 189 \text{ kN}$$

Escoamento da seção bruta

$$R_{nt} = \phi * A_g * F_y \quad (IV.28)$$

Onde:

$$\Phi=0,9$$

$A_g$  = area bruta da chapa de ligação

$F_y$  = tensão de escoamento

$$R_{nt} = 0,9 * 1,5 * 8 * 22,555 = 243,59kN$$

As resistências obtidas foram comparadas a solicitação:

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 44,16 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 142,3 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 74,7 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 189 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 243,59 \text{ kN}$$

Logo, a ligação passa em todos os cálculos.

#### 4.6.2.2 - Ligação tesoura-tesoura

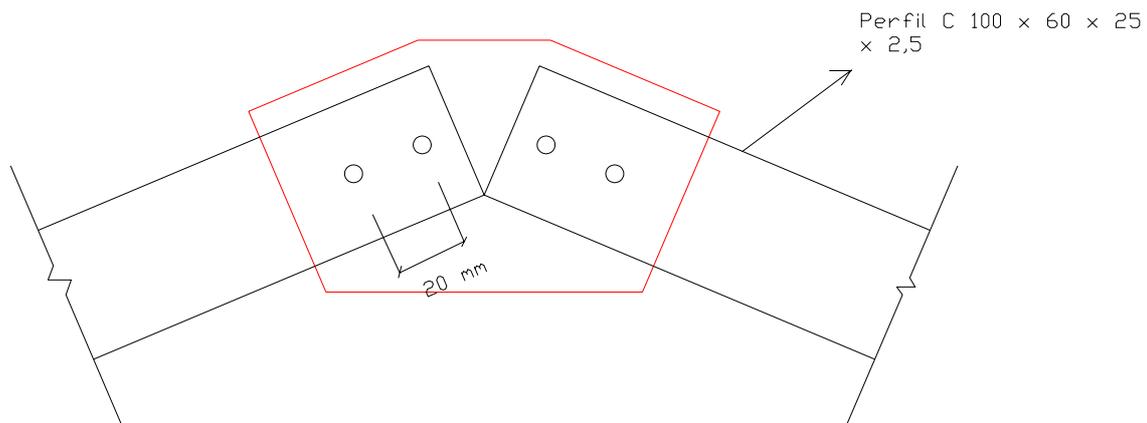


Figura 71 – Ligação Tesoura-tesoura

Solicitações de Cálculo:  $N_d = 6,51 \text{ kN}$

Características do parafuso:

ASTM A307

$$f_u = 41,5 \text{ KN/cm}^2$$

$$d = 1,27 \text{ cm}$$

$$A_g = 1,27 \text{ cm}^2$$

$$d' = d + 0,35 \text{ cm} = 1,62 \text{ cm}$$

Esforço resistente de projeto ( $R_{dt}$ )

-Corte dos parafusos

$$R_{dt} = 2 \cdot \phi \cdot (0,7 \cdot A_g) \cdot (0,6 \cdot f_u) = 33,88 \text{ kN}$$

-Pressão de apoio e rasgamento da chapa de nó

$$\text{Apoio} \quad R_{dt} = \phi \cdot 3,0 \cdot dt \cdot f_u \Rightarrow t = \frac{6,51}{0,75 \cdot 3,0 \cdot 1,62 \cdot 35,3 \cdot 2} = 0,025 \text{ m}$$

$$\text{Rasgamento} \quad R_{dt} = \phi \cdot at \cdot f_u = 0,75 \cdot 2 \cdot 2,5 \cdot 35,3 \cdot 2 = 264,75 \text{ kN}$$

Onde:

$$a = 2 \text{ cm}$$

-Tração nos perfis

$$A_{n,ef} = C_t \cdot (A_g - d' \cdot t) = 0,75 \cdot 2(11,54 - 1,62 \cdot 0,5) = 16,096 \text{ cm}^2$$

Ruptura da seção líquida  $R_{dt} = 0,75 \cdot A_n \cdot f_u = 0,75 \cdot 16,096 \cdot 40 = 482,88kN$

Escoamento da seção bruta  $R_{dt} = \phi \cdot A_g \cdot f_y = 0,9 \cdot 11,54 \cdot 22,555 = 234,25kN$

#### 4.6.2.3 – Ligação terça – tesoura

As terças são fixadas sobre as tesouras usando sistema de parafusos gancho.

#### 4.6.2.4 - Ligação viga-coluna

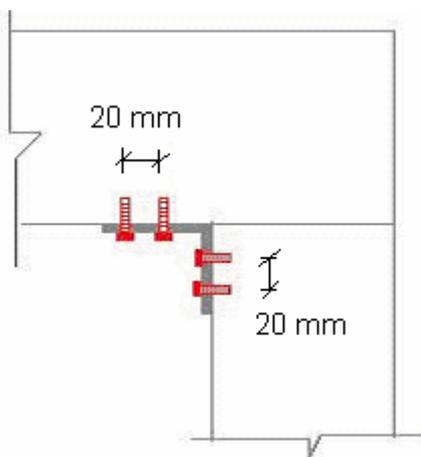


Figura 72 – Ligação viga-coluna

Esforço Solicitante de Projeto:  $N_d = -13,18$  kN.

Será analisada a parte da chapa de ligação no sentido da Força.

Serão utilizados parafusos comuns ASTM A307. Adota-se inicialmente um diâmetro nominal de 12,5mm.

Os conectores são instalados em furos nas chapas. A execução desses furos é onerosa, tornando-se necessária a padronização de dimensões e espaçamentos, a fim de permitir a furações múltiplas nas fabricas.

Os furos padronizados para parafusos comuns deverão ter uma folga de 1,5 mm em relação ao diâmetro nominal do parafuso; essa tolerância é necessária para permitir a montagem das peças.

O esforço resistente de calculo a tração será o menor dentre os encontrados nos seguintes casos:

1. Resistência do Parafuso ao cisalhamento

A resistência de cálculo de conectores a corte é dada por:  $\Phi_v \cdot R_{nv}$

Onde:

$\Phi_v = 0,60$  para parafusos comuns

$R_{nv}$  = resistência nominal para um plano de corte.

A resistência ao corte é calculada com a tensão de ruptura do aço sob cisalhamento, igual a  $0,6 F_u$ , onde  $F_u$  é a tensão de ruptura a tração do aço do parafuso.

$$R_{nv} = A_e \cdot \tau_u$$

Onde:

$A_e = 0,7 \cdot \text{Área do Parafuso}$ . Essa equação admite a situação mais desfavorável de plano de corte passando pela rosca, considerando a área da seção efetivada da rosca igual a  $0,7$  da área da seção do fuste;

$$A_e = 0,7 \cdot \pi d^2/4 = 0,7 \cdot \pi 1,27^2/4 = 0,887 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \Phi_v \cdot F_u = 0,6 \cdot F_u;$$

$$\tau_u = 0,6 \cdot 41,5 = 24,9 \text{ kN/cm}^2$$

$$R_{nv} = 0,887 \cdot 24,9 = 22,08 \text{ kN}$$

## 2. Dimensionamento da Pressão de Contato em Furos

Apoio:

Resistência de Contato =  $\Phi_v \cdot R_n$

$$R_n = \alpha \cdot A_b \cdot F_u$$

Onde:

$$\alpha = 3$$

$$A_b = t \cdot d$$

Onde:

$t$  = espessura da chapa de ligação

$d$  = diâmetro do parafuso

O diâmetro do parafuso já foi definido como  $\frac{1}{2}$ ".

A espessura da chapa será admitida inicialmente como 1,5 cm. Pois o processo mais econômico de furar é o puncionamento no diâmetro definitivo, o que pode ser feito para espessura  $t$  de chapa até o diâmetro nominal do conector mais 3 mm.

$$A_b = 1,905 \text{ cm}^2$$

$$R_n = 3 * 1,905 * 41,5 = 237,17 \text{ kN}$$

$$\Phi * R_n = 0,6 * 237,17 = 142,3 \text{ kN}$$

Já esta definida a espessura da chapa: 1,5 cm.

Rasgamento:

$$R_n = a * t * F_u$$

O valor mínimo de  $a$  deve ser de  $d + 6\text{mm}$  para  $d \leq 19\text{mm}$ , para bordos laminados ou cortados com maçarico.

Foi assumido  $a = 20 \text{ mm}$ .

$$R_n = 2 * 1,5 * 41,5 = 124,5 \text{ kN}$$

$$0,6 * R_n = 74,7 \text{ kN}$$

Como a chapa admitida passou no dimensionamento de pressão de contato em furos.

### 3. Tração na Chapa

A resistência de cálculo de parafusos à tração é dada por:  $\phi_t \cdot R_{nt}$

onde:

$\Phi_t = 0,65$  para parafusos comuns

$R_{nt}$  = resistência nominal à tração

Ruptura da seção líquida:  $An = [h - n \cdot d'] * t$

Onde:

n = numero de parafusos

h = altura da chapa

d' =Diâmetro dos furos a deduzir

$$An = [8 - 2 * (1,27 + 0,35)] * 1,5 = 7,14 \text{cm}^2$$

$$Rnt = 0,75 * An * Fu$$

Onde:

0,75 representa a relação entre a área efetiva da parte rosqueada e a área bruta do fuste.

An = área líquida

Fu = tensão de ruptura

$$Rnt = 0,75 * 7,14 * 35,3 = 189 \text{kN}$$

Escoamento da seção bruta:

$$Rnt = \phi * Ag * Fy$$

Onde:

$\Phi=0,9$

Ag = area bruta da chapa de ligação

Fy = tensão de escoamento

$$Rnt = 0,9 * 1,5 * 8 * 22,555 = 243,59 \text{kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 22,08 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 142,3 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 74,7 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 189 \text{ kN}$$

$$N_d = -13,18 \text{ kN} < 243,59 \text{ kN}$$

Logo, a ligação passa em todos os cálculos de resistência.

## CAPITULO V – FUNDAÇÕES

Entende-se como fundação de uma estrutura a parte da obra civil na qual as cargas da superestrutura são transferidas para o substrato de suporte - solo ou rocha, através do elemento estrutural (aço, concreto, etc.).

As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos:

- Fundações superficiais (ou “diretas” ou rasas);
- Fundações profundas.

A distinção entre esses dois tipos é feita segundo o critério (arbitrário) de que uma fundação profunda é aquela cujo mecanismo de ruptura de base não surge na superfície do terreno, a norma NBR 6122 determinou que fundações profundas são aquelas cujas bases estão implantadas a uma profundidade superior a duas vezes sua menor dimensão e a pelo menos 3 metros de profundidade.

Alguns exemplos de fundações superficiais são: bloco, sapata, sapata corrida, viga de fundação, grelha, sapata associada, radier. No caso do presente projeto, a fundação superficial é o radier, elemento de fundação que recebe todos os pilares da obra.

A fundação em radier é adotada quando:

- As áreas das sapatas se aproximam umas das outras ou mesmo se interpenetram;
- Deseja-se uniformizar o recalque.

No entanto, a escolha do radier neste projeto está mais associada ao fato de que neste tipo de obra normalmente a solução mais usual em função da sua eficiência, racionalidade e custo são a laje de apoio ou “radier”. Se fosse utilizar sapatas, mesmo utilizando a dimensão mínima, estaria gastando mais que o necessário, devido as cargas de projeto serem muito baixas.

Para prever os esforços internos do radier de concreto armado, há quatro métodos que podem ser aplicados:

1. Método do AIC
2. Método das diferenças finitas
3. Método dos Elementos finitos
4. Método Simplificado (como um conjunto de vigas)

O método ACI apresenta momentos fletores muito baixos. Foi optado por não utilizar programas para fazer o dimensionamento, por isso não foi escolhido os Métodos das diferenças finitas e dos elementos finitos.

O método escolhido foi então o Método Simplificado (como um conjunto de vigas), que divide o radier em faixas e calcula estas faixas como vigas. As vigas podem ser calculadas como flexíveis sobre base elástica.

Os Momentos Fletores apresentados nesse método são momentos das vigas e não podem ser comparados diretamente com os momentos fornecidos por uma solução de placa, que são momentos para uma seção de largura unitária. Uma divisão do momento fletor da viga pela largura da viga, por outro lado, forneceria um momento (unitário) médio muito baixo e certamente não cobriria os momentos máximos indicados numa solução como placa. Uma possível tentativa de se distribuir melhor os momentos da viga pela sua largura seria utilizar o critério das lajes cogumelo, incluído na Norma NBR 611880, item 3.2.2.11A conclusão que pode ser tirada é que os critérios de laje cogumelo incluídos na norma NBR 6118 são validos para esse problema, pois estes critérios valem para lajes em que o painel se aproxima do quadrado e em que há continuação de vãos, que é exatamente o caso deste projeto. Logo, usa-se os critérios de laje cogumelo nesse dimensionamento.

Lajes Cogumelo são lajes apoiadas diretamente em pilares sem a presença de vigas, que possuem capitéis, mas também estende-se a lajes sem capitéis. O termo “lajes lisas” é empregado para as lajes que se apóiam diretamente sobre pilares sem capitéis.

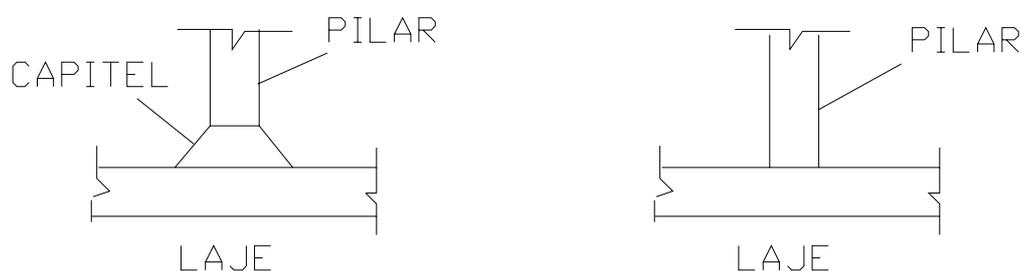


Figura 73 – Laje cogumelo x laje lisa

Em geral, a capacidade resistente das lajes cogumelo é determinada pelas tensões tangenciais de punção que ocorrem no entorno dos pilares de apoio. Para

reduzir essas tensões de cisalhamento, pode-se alargar as seções de topo dos pilares, o que dá origem aos capitéis.

Atualmente tem-se evitado lajes com capitéis, devido às dificuldades de execução das fôrmas. Desse modo empregam-se lajes lisas, as quais são projetadas com uma espessura suficiente para garantir sua resistência a punção. Dessa maneira, o radier projetado é o radier liso.

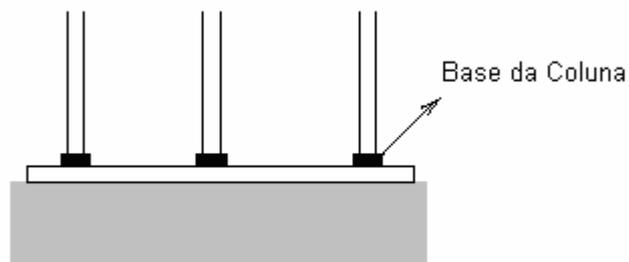


Figura 74 - Radier Liso

O radier recebe carga de nove pilares. Foi assumido que o radier deverá ter uma largura de 10 x 10 m. A figura a seguir mostra o radier a ser calculado:

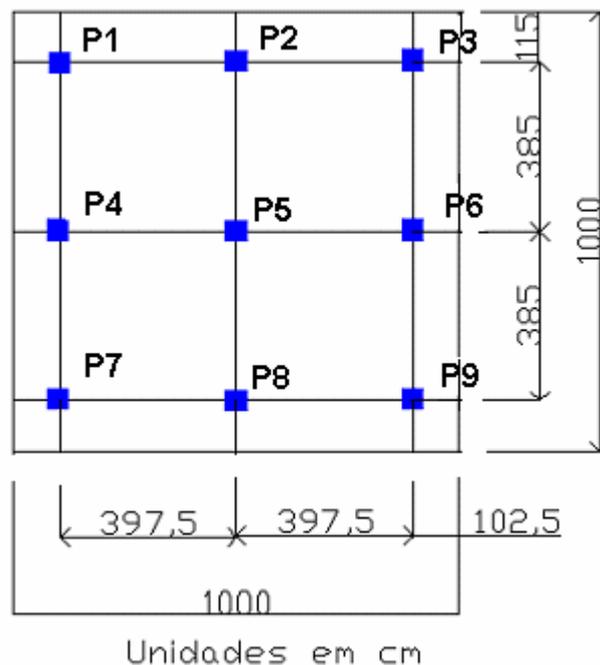


Figura 75 - Radier a ser calculado

Dividiu-se o radier em faixas (Fig 76) a fim de calcular essas faixas como vigas (Fig 77).

Foram consideradas as seguintes vigas (Figura 77):

- Viga A: faixa dos pilares P1, P2 e P3 (dimensões: 7.7, 3.21, 0.07 m)
- Viga B: faixa dos pilares P7, P8 e P9 (dimensões: 7.7, 3.97, 0.07 m)
- Viga C: faixa dos pilares P4, P5 e P6 (dimensões: 7.7, 3.21, 0.07 m)
- Viga 1: faixa dos pilares P1, P7 e P4 (dimensões: 7.95, 3.075, 0.07 m)
- Viga 2: faixa dos pilares P2, P8 e P5 (dimensões: 7.95, 3.85, 0.07 m)
- Viga 3: faixa dos pilares P3, P9 e P6 (dimensões: 7.95, 3.075, 0.07 m)

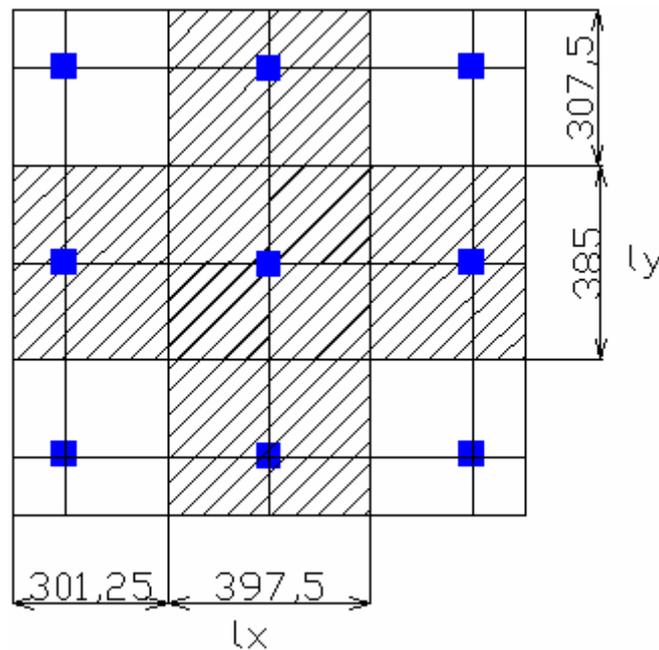


Figura 76 - Radier dividido em faixas

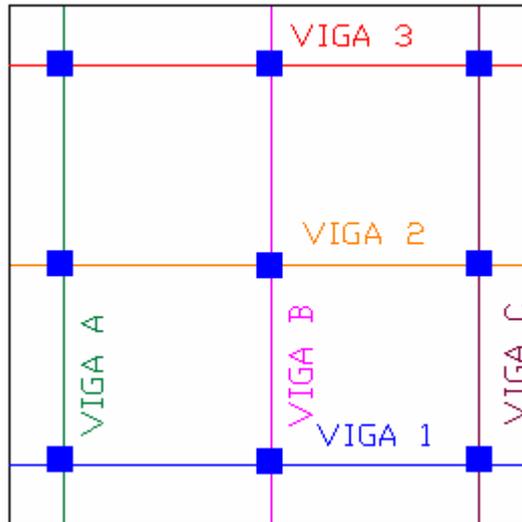


Figura 77 - Radier dividido em vigas

A percussão do terreno em questão foi calculado pela tensão admissível do solo que foi definida como:

$$\sigma_{adm} = NM / 30 \text{ Mpa, para areias}$$

$$\sigma_{adm} = NM / 50 \text{ Mpa, para argilas}$$

Onde NM é valor médio de N (número de golpes).

O solo considerado foi areia medianamente compacta. Essas considerações foram obtidas do projeto de referência.

Tabela 21 – Número de Golpes em areias

Solo	N	Compacidade
Areias e siltes arenosos	≤4	Fofa(o)
	5 – 18	Pouco compacta (o)
	9 – 18	Medianamente compacta (o)
	19 – 40	Compacta (o)
	> 40	Muito compacta (o)

Fonte: Velloso, 2004

Com tensão admissível de:

$$\sigma_{adm} = NM / 30 = 20 / 30 = 0,666 \text{ MPa}$$

Tabela 22 – Fatores de segurança

Condição	Fator de Segurança
Capacidade de carga de fundações superficiais	3,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões sem prova de carga	2,0
Capacidade de carga de estacas ou tubulões com prova de carga	1,6

Fonte NBR 6122

O coeficiente de segurança utilizado foi 3 reduzindo  $0,666 / 3 = 0,222 \text{ MPa} = 222 \text{ kN/m}^2$ . A tensão máxima transmitida ao terreno quando encontrada, deverá se verificar se esta é inferior a tensão admissível do solo.

Tabela 23 – Cargas dos pilares

Pilares	Cargas dos pilares (kN)
P1	6.59
P2	6.59
P3	6.59
P4	6.59
P5	6.59
P6	6.59
P7	13.18
P8	13.18
P9	13.18

Com as respectivas cargas dos pilares e cargas distribuídas do solo, estão abaixo representadas as vigas e seus respectivos diagramas de momento fletor.

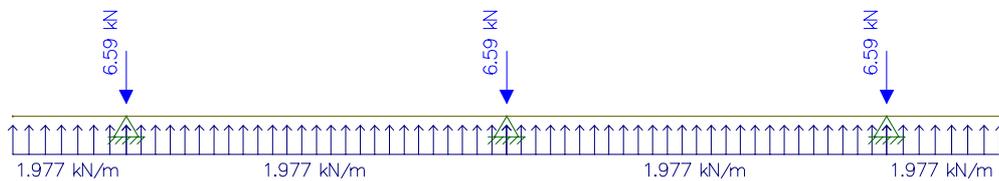


Figura 78 - Viga A, Viga C

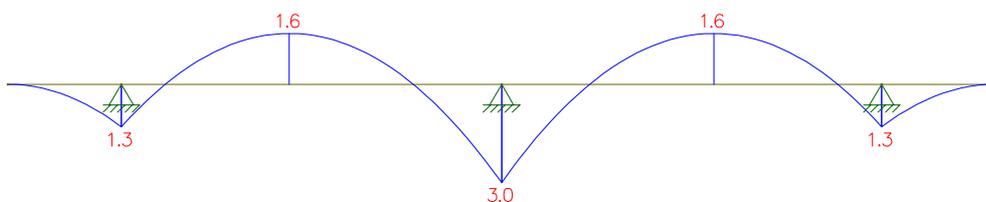


Figura 79 - Diagrama de Momento Fletor (Viga A, Viga C)

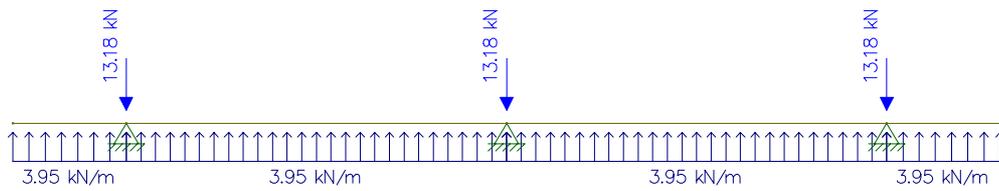


Figura 80 – Viga B

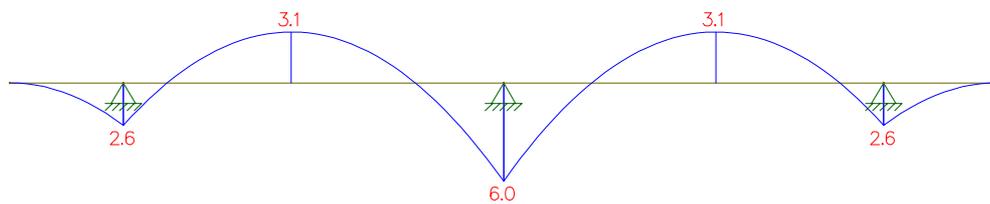


Figura 81 - Diagrama de Momento Fletor (Viga B)

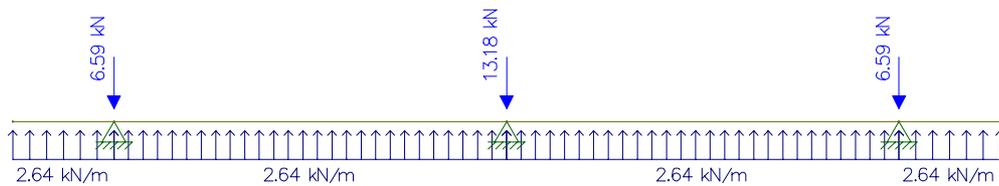


Figura 82 – Viga 1,2 e 3

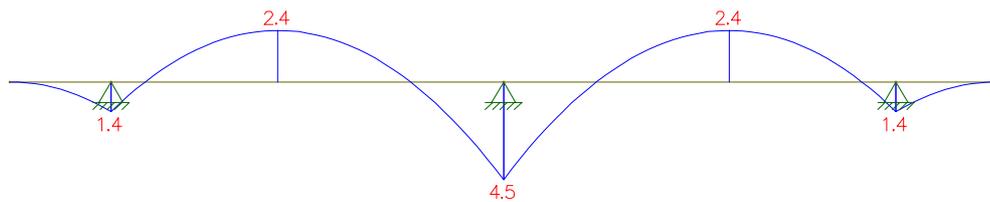


Figura 83 - Diagrama de Momento Fletor (Vigas 1, 2 e 3)

Verificação das tensões transmitidas ao terreno:

A maior tensão transmitida ao terreno será a da faixa mais solicitada que é de  $3,95 \text{ kN/m} / 0,9625 \text{ m} = 4,1 \text{ kN/m}^2 < 222$ , que é o valor obtido dividindo-se a tensão admissível do solo pelo coeficiente da segurança. Logo o solo resiste a solicitação. Esse valor  $0,9625 \text{ m}$ , é uma consideração conservadora, a favor da segurança.

Após o cálculo dos momentos fletores nas vigas, faz-se a distribuição das mesmas em faixas de lajes. Para isto os painéis das lajes, com os cantos correspondendo aos pilares, são divididos em quatro faixas.

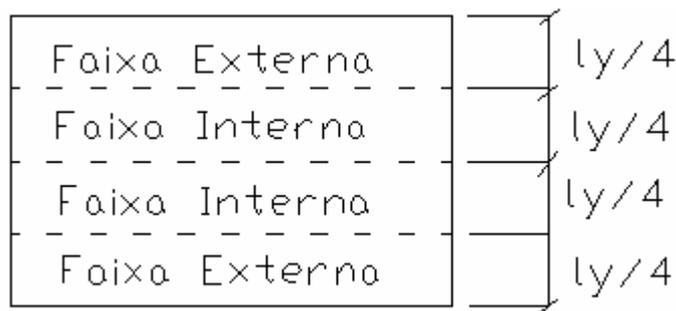


Figura 84 – Faixas de lajes

A distribuição dos momentos fletores nas faixas da laje é feita da seguinte maneira:

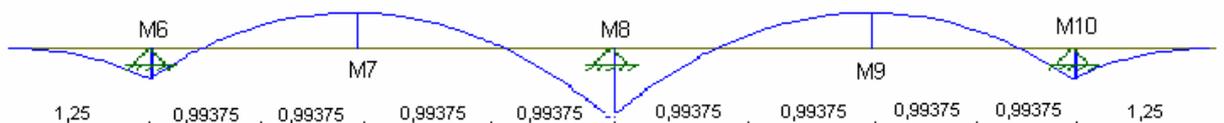
- a) 45% dos momentos negativos para as duas faixas internas;
- b) 27,5% dos momentos negativos para cada uma das faixas externas;
- c) 25% dos momentos positivos para as duas faixas internas;
- d) 37,5% dos momentos positivos para cada uma das faixas externas.

O quadro abaixo mostra como é feita esta distribuição e os momentos resultantes pelo método simplificado. Os momentos positivos obtidos com esse método (figura ) são os valores que devem ser usados para o dimensionamento, não sendo permitido o arredondamento do diagrama de momentos fletores sobre os apoios.

A força normal mais crítica dos pilares será utilizada para verificar a resistência da laje a punção.

Punção é o estado limite último por cisalhamento no entorno de forças concentradas (cargas ou reações). Sua análise é diferente daquela realizada para o estado limite último por força cortante, sendo de fundamental importância nesse caso. A ruptura por punção se dá com a propagação de fissuras inclinadas

$37,5\% \cdot 1,4 = 0,525$ $0,525/0,9625 = 0,545$	1,15	$27,5\% \cdot (-2,4) = -0,66$ $-0,66/0,9625 = -0,685$	$37,5\% \cdot 4,5 = 1,687$ $1,687/0,9625 = 1,752$	$27,5\% \cdot (-2,4) = -0,66$ $-0,66/0,9625 = -0,685$	$37,5\% \cdot 1,4 = 0,525$ $0,525/0,9625 = 0,545$	V I G A 3
$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	0,9625	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 4,5 = 0,56$ $0,56/0,9625 = 0,581$	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	V I G A 2
$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	0,9625	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 4,5 = 0,56$ $0,56/0,9625 = 0,581$	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	V I G A 1
$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	0,9625	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 4,5 = 0,56$ $0,56/0,9625 = 0,581$	$22,5\% \cdot (-2,4) = -0,54$ $-0,54/0,9625 = -0,561$	$12,5\% \cdot 1,4 = 0,175$ $0,175/0,9625 = 0,181$	
$37,5\% \cdot 1,4 = 0,525$ $0,525/0,9625 = 0,545$	1,15	$27,5\% \cdot (-2,4) = -0,66$ $-0,66/0,9625 = -0,685$	$37,5\% \cdot 4,5 = 1,687$ $1,687/0,9625 = 1,752$	$27,5\% \cdot (-2,4) = -0,66$ $-0,66/0,9625 = -0,685$	$37,5\% \cdot 1,4 = 0,525$ $0,525/0,9625 = 0,545$	



$37,5\% \cdot 1,3 = 0,487$ $0,487/0,9625 = 0,505$	$12,5\% \cdot 1,3 = 0,162$ $0,162/0,9625 = 0,168$	$12,5\% \cdot 2,6 = 0,325$ $0,325/0,9625 = 0,3376$	$12,5\% \cdot 1,3 = 0,162$ $0,162/0,9625 = 0,168$	$37,5\% \cdot 1,3 = 0,487$ $0,487/0,9625 = 0,505$	M5
$27,5\% \cdot 1,6 = -0,44$ $-0,44/0,9625 = -0,457$	$22,5\% \cdot 1,6 = -0,36$ $-0,36/0,9625 = -0,374$	$22,5\% \cdot 3,1 = -0,6975$ $-0,6975/0,9625 = -0,7246$	$22,5\% \cdot 1,6 = -0,36$ $-0,36/0,9625 = -0,374$	$27,5\% \cdot 1,6 = -0,44$ $-0,44/0,9625 = -0,457$	M4
$37,5\% \cdot 3,0 = 1,125$ $1,125/0,9625 = 1,168$	$12,5\% \cdot 3,0 = 0,375$ $0,375/0,9625 = 0,389$	$12,5\% \cdot 6 = 0,75$ $0,75/0,9625 = 0,7792$	$12,5\% \cdot 3,0 = 0,375$ $0,375/0,9625 = 0,389$	$37,5\% \cdot 3,0 = 1,125$ $1,125/0,9625 = 1,168$	M3
$27,5\% \cdot 1,6 = -0,44$ $-0,44/0,9625 = -0,457$	$22,5\% \cdot 1,6 = -0,36$ $-0,36/0,9625 = -0,374$	$22,5\% \cdot 3,1 = -0,6975$ $-0,6975/0,9625 = -0,7246$	$22,5\% \cdot 1,6 = -0,36$ $-0,36/0,9625 = -0,374$	$27,5\% \cdot 1,6 = -0,44$ $-0,44/0,9625 = -0,457$	M2
$37,5\% \cdot 1,3 = 0,487$ $0,487/0,9625 = 0,505$	$12,5\% \cdot 1,3 = 0,162$ $0,162/0,9625 = 0,168$	$12,5\% \cdot 2,6 = 0,325$ $0,325/0,9625 = 0,3376$	$12,5\% \cdot 1,3 = 0,162$ $0,162/0,9625 = 0,168$	$37,5\% \cdot 1,3 = 0,487$ $0,487/0,9625 = 0,505$	M1

VIGA A

VIGA B

VIGA C

através da espessura da laje, com uma inclinação média da ordem de 30°.

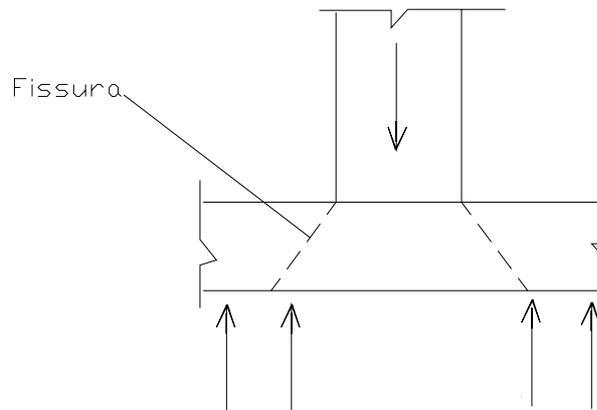


Figura 85 – Fissuras em lajes cogumelo

A seguir apresenta-se a formulação para esse problema, com algumas simplificações introduzidas pela norma espanhola (*Instrucción de Hormigón Estructural*, 1999).

A resistência de lajes submetidas a forças concentradas é verificada empregando-se uma tensão de cisalhamento nominal em uma superfície crítica concêntrica a região carregada. Essas tensões tangenciais atuando na superfície crítica não tem significado físico, mas esse procedimento empírico permite representar satisfatoriamente os resultados experimentais disponíveis.

A superfície crítica é definida a uma distancia igual a  $2d$  do contorno da área de aplicação da força e deve ser construída de maneira a minimizar o perímetro  $u_1$ . A altura útil da laje,  $d$ , é considerada constante e dada por:

$$d = \frac{(d_x + d_y)}{2}$$

Onde  $d_x$  e  $d_y$  são as alturas úteis nas duas direções ortogonais  $x$  e  $y$ .

Inicialmente é admitido que  $d \geq 7$  cm. A partir dessa colocação tem-se que o perímetro crítico representado na figura abaixo:

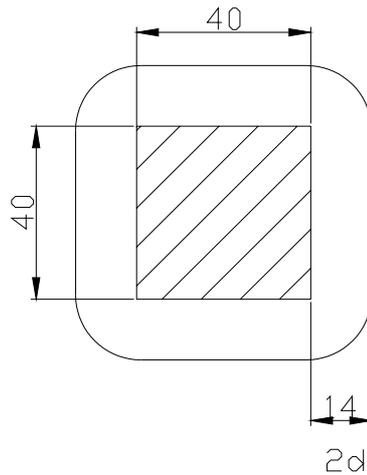


Figura 86 – Perímetro Crítico

$$u_1 = 68 \text{ cm} \cdot 4 = 272 \text{ cm} = 2,72 \text{ m}.$$

A força  $F_{sd}$  concentrada é a força que produz punção da laje. Para a verificação das tensões tangenciais na superfície crítica, admite-se que uma fração do momento  $M_{sd}$  é transmitida ao pilar por flexão e que a fração restante, igual a  $kM_{sd}$ , é transferida através de tensões tangenciais ao longo da superfície crítica.

Os valores de  $F_{sd}$  e  $M_{sd}$  dos pilares são:

$$F_{sd} = 13,18 \text{ kN}$$

$$M_{sd} = 3,50 \text{ kN.m}$$

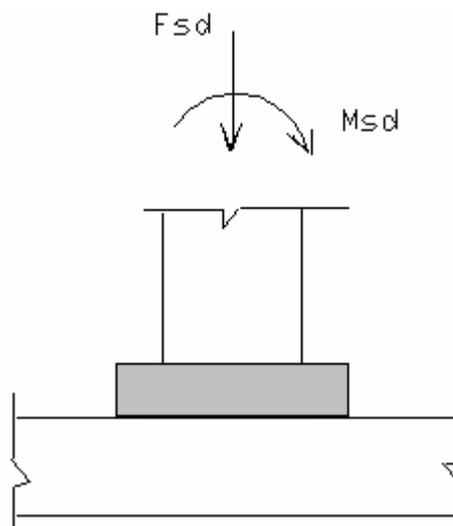


Figura 87 – Esforços no Radier

O coeficiente k é dado na tabela abaixo, em função da relação entre as dimensões da seção do pilar.

Tabela 24 – Coeficiente K

$c_1/c_2$	0,5	1,0	2,0	3,0
k	0,45	0,60	0,70	0,80

Onde  $c_1$  e  $c_2$  são as dimensões da seção do pilar. No entanto, como foram utilizadas placas de base nas colunas, os valores considerados para  $c_1$  e  $c_2$  são referentes à essas placas.

$c_1$  é a dimensão do pilar paralela a excentricidade da carga = 40 cm

$c_2$  é a dimensão do pilar perpendicular a excentricidade da carga = 40 cm

$c_1/c_2 = 1,0$

A força de puncionamento efetiva,  $F_{sd,ef}$ , levando em conta o efeito do momento transferido da laje para o pilar, é dada por

$$F_{sd,ef} = F_{sd} \cdot \left( 1 + k \frac{M_{sd}}{F_{sd}} \cdot \frac{u_1}{W_1} \right) \quad (V.1)$$

Onde  $W_1$  é um parâmetro do perímetro crítico  $u_1$ .

Para um pilar de seção retangular, tem-se:

$$W_1 = \frac{c_1^2}{2} + c_1 \cdot c_2 + 4 \cdot c_1 \cdot d + 16 \cdot d^2 + 2\pi \cdot dc_1 \quad (V.2)$$

$$W_1 = 0,1095 \text{ m}^2$$

Conforme as fórmulas (IV.1 e IV.2)

$$F_{sd,ef} = 65,344 \text{ kN}$$

Uma vez determinada a força de puncionamento efetiva,  $F_{sd,ef}$ , deve-se verificar o cumprimento de restrição

$$\frac{F_{sd,ef}}{u_0 \cdot d} \leq 0,27 \cdot \alpha_v \cdot f_{cd} \quad (V.3)$$

Onde  $u_0 = 6 d = 42$ , e

$$\alpha_v = 1 - \frac{f_{ck}}{250}, \text{ com } f_{ck} \text{ em MPa.} \quad (\text{V.4})$$

com  $f_{ck}$  em MPa.

$f_{ck} = 20 \text{ Mpa}$

Logo,

$\alpha_v = 0,92$

Conclui-se pela verificação através da equação (V.3), que não é necessário a utilização de armadura de puncionamento:

$$2222,58 \text{ kN/m}^2 < 4860 \text{ kN/m}^2$$

A laje terá apenas armadura a flexão. Os momentos já são conhecidos pelo método simplificado, logo, a primeira etapa nesse dimensionamento é:

Dimensionamento da armadura a flexão:

Na tabela 6.2 da NBR 6118/2004, estão relacionadas às classes de agressividade ambiental. A casa em estrutura metálica projetada pertence a classe II, que é a classe de agressividade ambiental moderada. O ambiente em questão é classificado como urbano, e o risco de deterioração da estrutura é pequeno.

Podem-se, no entanto admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (um nível acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais), como é o caso, que pode ser então considerado incluso na classe I de agressividade.

Pela tabela 7.2 da NBR 6118, o cobrimento mínimo para estruturas na classe I é de 20 mm.

O cobrimento adotado é então de 3 cm para o cobrimento inferior e para o cobrimento superior é adotado o mínimo de 2 cm.

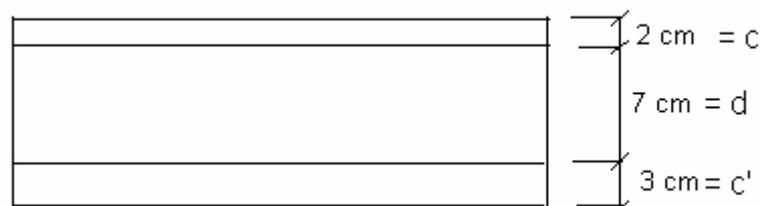


Figura 88 – Corte do Radier

O momento atuante na seção ( $M_{sd}$ ) é assumido como o maior momento encontrado pelo método simplificado, mais metade do momento na base do pilar, pois a metade desse momento atuante no pilar solicita a laje.

$$M = 3,5/2 + 0,7792 = 2,529 \text{ kN.m/m}$$

$$M_{sd} = 1,4 * 2,529 = 3,54 \text{ kN.m/m}$$

É assumido que o momento está em kN.m/m, pois considera-se que ele esteja distribuído numa faixa de 1m →  $b = 1\text{m}$  ou 100 cm. O dimensionamento das seções foi feito para essa seção retangular de largura unitária ( $b = 1\text{ m} = 100\text{ cm}$ ) e altura igual à espessura total da laje, sujeita a um momento fletor.

Foi utilizado concreto com  $f_{ck} = 20\text{ MPa}$  →  $f_{cd} = 20/\gamma_c = 20/1,4 = 14,28\text{ MPa}$

Foi utilizado aço CA60 →  $F_{yd} = 600/\gamma_s = 600/1,15 = 521,8\text{ MPa}$

O dimensionamento foi realizado a flexão da seção, ou seja, a uma laje com armadura simples (domínio 2 ou 3) e que altura da zona comprimida ( $x$ ) seja menor ou igual a altura limite entre o domínio 3-4 ( $x_{34}$ ). A distância foi determinada através da equação abaixo:

$$x = 1,25d \left[ 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425bd^2 f_{cd}}} \right] \leq x_{34} \quad (\text{V.5})$$

O  $x$  encontrado deve ser inferior ao  $x_{34}$ , para estar nas faixas de domínio 2 ou 3.

A determinação da área de aço necessária para a seção, foi obtida através da equação abaixo:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{f_{yd}(d - 0,4x)} \quad (\text{V.6})$$

Os espaçamentos adotados para as seções foram determinados relacionando a área de aço calculada com um espaçamento de 100 cm e a área  $A_{\phi}$  (área da bitola do aço adotado) com um espaçamento  $S$ .

$$\phi_{\text{bitola}} \leq 12/8, \text{ onde } h = 12\text{ cm.}$$

$$\phi_{\text{bitola}} \leq 15\text{ mm} \rightarrow \text{É considerado então inicialmente um } \phi 3,8\text{mm.}$$

$$s = \frac{A\phi \cdot 100}{A_s} \quad (V.7)$$

$$A_s \text{ min} = 0,67 \cdot \rho_{s\text{min}} \cdot d \cdot 100 \rightarrow \text{Para armaduras positivas} \quad (V.8)$$

$$A_s \text{ min} = \rho_{s\text{min}} \cdot d \cdot 100 \rightarrow \text{Para armaduras negativas} \quad (V.9)$$

Nesse caso como se trata de momento positivo, utiliza-se a formula (IV.8)

O s máximo é calculado pelo  $A_s$  min.

$$s \text{ max} = \frac{A\phi \cdot 100}{A_s \text{ min}} \quad (V.10)$$

Tabela 25 – Calculo da Armadura

d (cm)	0,07
fcd (kN/m <sup>2</sup> )	14280
Msd (kN.m)	3,54
x (m)	0,00344
fyd (kN/m <sup>2</sup> )	521800
As (cm <sup>2</sup> )	0,97
Assumindo Bitola → $\phi$ 3,8 mm.	
A $\phi$ (cm <sup>2</sup> )	0,113
s calculado (cm)	11,65
$\rho_{\text{min}}$	0,0015
As min (cm <sup>2</sup> )	0,7035
s max (cm)	16,06
s max. tomado	11,65

O smax tomado deve ser o menor de todos os s abaixo:

- S calculado = 11,65 cm
- Smax = 16,06 cm
- 2h = 14 cm
- 20 cm

Logo foi escolhido um espaçamento de 14 cm.

Foi então utilizado  $\phi$ 3,8 mm com um espaçamento de 11,65.

Tabela 26 – Telas soldadas

AÇO CA-60		Espaçamento entre fios (cm)		Diâmetro (mm)		Seções (cm <sup>2</sup> /m)		Apresentação	Dimensões (m)		Peso	
Série	Desig.	L.	T.	L.	T.	L.	T.		Larg.	Comp.	kg/m <sup>2</sup>	kg/peça
75	Q75	15	15	3,8	3,8	0,75	0,75	ROLO	2,45	120,00	1,21	355,7
113	Q113	10	10	3,8	3,8	1,13	1,13	ROLO	2,45	60,00	1,80	264,6

Fonte: www.ibts.org.br

Foi adotado então a tela soldada tipo Q113, que atende ao Asmin necessário, respeitando o limite do espaçamento máximo admitido.

#### Detalhamento da Armadura:

Foi feito um único detalhamento para a armadura negativa e positiva, pois para simplificar o cálculo foi feito um único dimensionamento, para o momento mais crítico, no caso o positivo, conforme indicado pelo método simplificado.

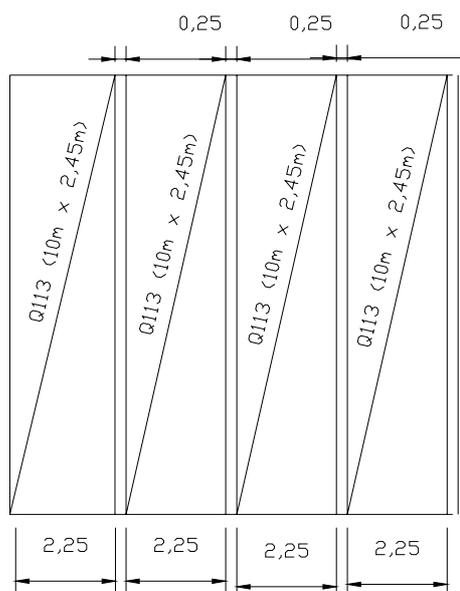


Figura 89 – Detalhamento da Armadura

O rolo de tela soldada, tem 2,45 m de largura, conforme indicado no detalhe, e a distância de 25 cm de tela sobreposta obedece ao limite que é de 2 x o espaçamento, que no caso é de 10 cm.

## CAPITULO VI - EXECUÇÃO COM DETALHAMENTO

### **Materiais utilizados na montagem**

- ✓ trena
- ✓ linha
- ✓ esquadro
- ✓ ponteira
- ✓ marreta
- ✓ Furadeira, com broca para concreto de 1/2 “
- ✓ Escada
- ✓ Chave de boca
- ✓ Equipamento de segurança
- ✓ Parafusos de expansão

O primeiro passo é a limpeza do terreno, feito por um servente, que retira pedras, vegetação, enfim qualquer obstáculo encontrado no terreno. É feita uma terraplanagem. O terreno é nivelado e compactado. É escavado manualmente onde será executado o radier. São montadas as formas do radier e em seguida é feito um lastro de concreto. As ferragens são dispostas, conforme detalhamento das armaduras positivas e negativas. Nesse caso são utilizadas telas soldadas. Em seguida é concretada a fundação. E é feito um contrapiso, para aumentar o nível da casa.

No caso do “radier”, deve-se previamente verificar na planta o local de passagem das tubulações de esgoto nos ambientes, como cozinha, banheiro e lavanderia, para efetuar sua locação.

O solo deverá ser cavado (valas) nas posições adequadas, com as tubulações instaladas conforme as normas NBR 8160 e NBR 7229 da ABNT (bitolas, caimentos, caixas de passagem, registros, etc.) e de acordo com as orientações dos fabricantes. O esgoto deverá, posteriormente, ser ligado às fossas (séptica e sumidouro) ou à rede pública, quando esta existir. As pontas das tubulações deverão ser protegidas para posterior complementação dessas instalações. As valas deverão ser posteriormente preenchidas com terra, compactadas até o nível original do terreno nivelado. Proteger a “boca” das tubulações para se evitar a queda de material em seu interior.

A tela deverá ser colocada na metade da espessura do “radier”. Para a execução do “radier”, deverá ser executada fôrma de madeira, com altura de acordo com o projeto de fundação, em toda a periferia da área a ser concretada. A área a ser concretada deverá incluir a própria área da casa, assim como as calçadas que a rodeiam, onde há queda de água proveniente do telhado. A fôrma deverá ser bem executada, pois servirá como limite e molde para a concretagem. Desse modo, deve-se tomar todos os cuidados para se evitar o vazamento de concreto entre as emendas da fôrma e entre a fôrma e o solo. Para alinhamento e escoramento da fôrma, são cravadas pequenas estacas em toda a sua face externa.

Após a colocação das fôrmas, nivela-se a base, espalhando-se uma camada de brita compactada de, no mínimo, 3cm por toda a área a ser concretada. A tela nervurada deverá ser posicionada na metade da espessura, entre a camada de brita e a face superior da fôrma, ou de acordo com as especificações do projeto. Também é muito importante que a face superior do gabarito da Casa tenha o mesmo nível da face superior da fôrma de madeira. Esse procedimento vai facilitar muito o nivelamento do “radier”, assim como as demais etapas da construção, uma vez que o “radier” poderá ser utilizado como contrapiso da obra.

Após a concretagem do “radier”, deve-se aguardar pelo menos 24 horas (pega inicial) antes que sejam reiniciados os trabalhos. As fôrmas podem ser retiradas após esse prazo; contudo, aconselha-se mantê-las posicionadas até o final da obra, a fim de se protegerem os cantos da placa de concreto.

É feita a locação da casa, isto é, são transferidas as medidas do projeto arquitetônico para a laje de piso. As colunas são marcadas com arames. Paralelamente a esses serviços preliminares, pode ser realizada a pintura dos perfis e chapas metálicas.

Um dos fatores de maior importância para o bom desempenho da pintura é o preparo da superfície. Preparar a superfície do aço significa executar operações que permitam obter limpeza e rugosidade. A limpeza elimina os materiais estranhos, como contaminantes e oxidações que poderiam prejudicar a aderência da tinta. A rugosidade aumenta a superfície de contato e também ajuda a melhorar esta aderência. Há no mercado escovas de madeira com cerdas de aço. São ferramentas rústicas que servem para retirar ferrugem e carepas soltas e não proporcionam uma limpeza muito rigorosa. Uma ótima opção é usar uma escova de aço. É importante

diluir a tinta. A tinta utilizada foi um esmalte sintético de alto brilho. Quando pintado com pincel necessita de 10 a 15 % de aguarrás mineral para dissolver.

O método de aplicação escolhido foi com o uso do pincel. Foi optado por utilizar um pincel de cerdas macias 10.

A próxima etapa é o posicionamento das peças. Separa-se as peças e elas são colocadas no local onde serão fixadas. Nesta etapa também é importante marcar todos os furos de fixação das colunas e executar a furação usando a furadeira com broca para concreto de 1/2". Primeiro são levantados os pórticos laterais. E depois o central. As vigas são parafusadas nas colunas e só depois desse procedimento são chumbadas as placas de base ao radier.

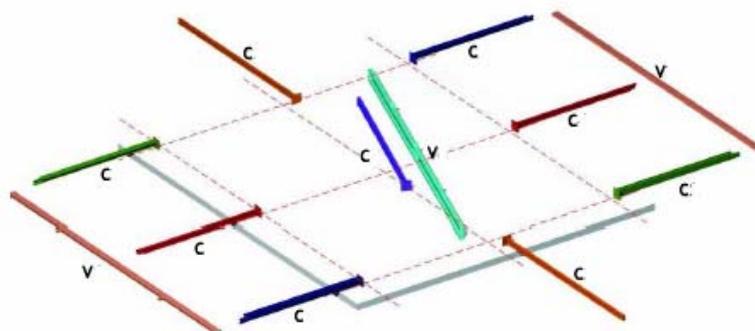


Figura 90 – Posicionamento das Peças

As vigas são ligadas as colunas por parafusos sextavados galvanizados com porca e arruela lisa, diâmetro 1/2" e comprimento de 1". Em seguida é erguido o pórtico, um de cada vez. Quando erguidos, eles já são posicionados sobre os furos já definidos. Confere-se então o alinhamento e nivelamento das três colunas.

As colunas são então chumbadas ao radier. As colunas são compostas, e já vem com bases de colunas soldadas a elas. O procedimento de ligação é apenas chumbar a placa de base ao radier.

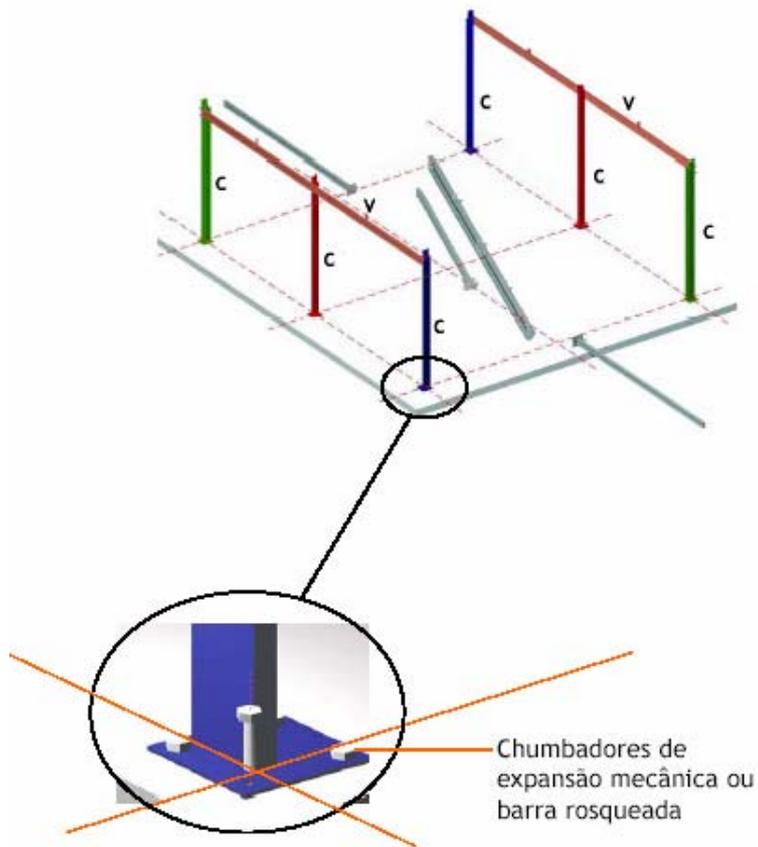


Figura 91 – Erguimento dos pórticos laterais

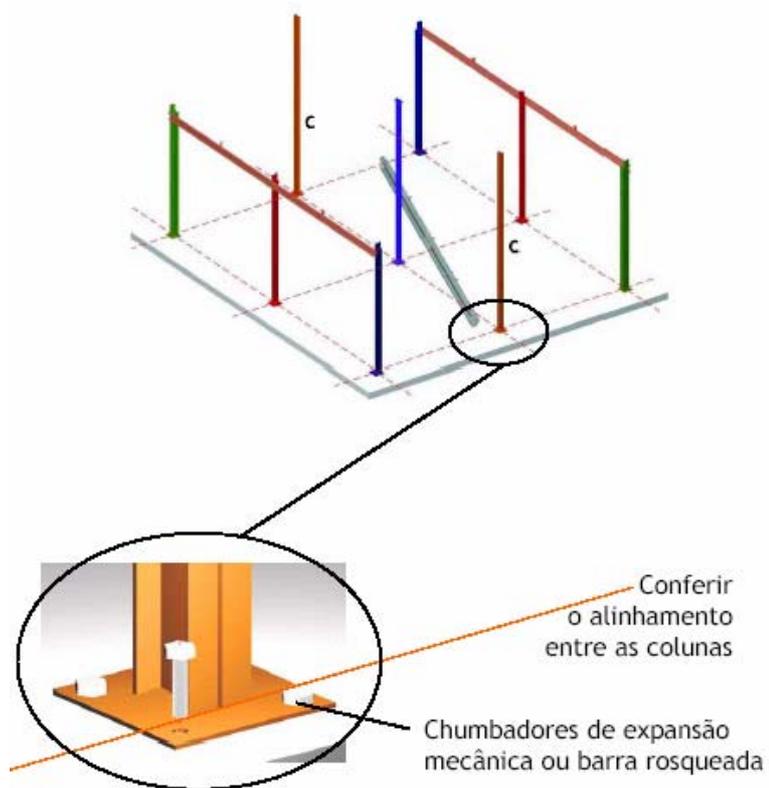


Figura 92 - Erguimento do pórtico central

Erguidos os três pórticos, é realizada a montagem das tesouras. Estas são parafusadas na altura da cumeeira e nas vigas laterais, com parafusos sextavados galvanizados com porca e arruela lisa, diâmetro de 1/2" e comprimento de 1". Na cumeeira são fixadas umas as outras, e nas extremidades, são fixadas as vigas laterais.

Em seguida, as terças são fixadas sobre as tesouras, usando o sistema de parafusos ganchos. As terças estão espaçadas de 33 a 33 cm. Elas começam a ser montadas da cumeeira para as vigas laterais.

Montada toda a estrutura é executado o fechamento com alvenaria. As colunas são usadas como guia para alinhamento das alvenarias. É utilizada alvenaria de bloco cerâmico, com tijolos furados. É então feita a ligação aço-alvenaria. O termo "Ligações" das alvenarias é conhecido na engenharia como todas as soluções adotadas para unir ou desunir as alvenarias no contato com a estrutura suporte.

A maneira como é efetuada essa ligação é determinada pelo tipo de trabalho entre ambos: vinculado ou desvinculado sendo fator importante para se evitar o surgimento de patologias nas vedações.

Se a opção for por uma ligação vinculada, a alvenaria será solicitada a acompanhar as deformações previstas na estrutura, bem como todos os revestimentos aplicados sobre ela. O contrário acontece numa ligação desvinculada onde as deformações previstas se darão de forma independente.

A distância entre apoios define o sistema de ligação vinculada ou desvinculada:

Tipo Vinculada Sistema Semi Rígido Vãos < 6,5 m.

Tipo Desvinculada Sistema Deformável Vãos ≥ 6,5 m. No caso desse projeto é utilizada ligação vinculada sistema semi rígido Para isso pode ser utilizado apenas argamassa de assentamento.

## CAPITULO VII – ORÇAMENTO

Como o presente trabalho é um trabalho de comparação de custos entre a utilização de estruturas de concreto armado e aço. Será feito apenas o orçamento analítico da parte do orçamento que difere do projeto de referência, como estruturas, fundações e limpeza final da obra.

As demais etapas da construção como são semelhantes e irrelevantes para a comparação, terão apenas seus valores lançados para conhecimento num orçamento sintético; pois não é do objetivo desse trabalho detalhar estas etapas da construção.

Foi gasto no projeto de referencia em todas as etapas afins um total de 20.683,39 reais incluindo:

1. Preparação do terreno de 360 m<sup>2</sup>: Raspagem e Limpeza manual do terreno; Locação da Obra.
2. Instalações de Água e Luz no canteiro
3. Movimento de Terra: Escavação Manual e Reaterro Manual.
4. Paredes em alvenaria de vedação com tijolo cerâmico do tipo furado, com vergas retas.
5. Esquadrias: Portas e janelas de madeira.
6. Instalações Hidráulicas: com Reservatório de 1000 litros.
7. Instalações Sanitárias
8. Instalações Elétricas
9. Impermeabilização com tinta
10. Revestimento interno e externo, com azulejo na cozinha, azulejo e pastilha no banheiro.
11. Pisos e Regularizações, com piso cerâmico em toda a casa, com filete de granito.
12. Aparelhos Sanitários.
13. Pinturas: Tinta Latex PVA no interior e Tinta Acrílica para o exterior.

Nas etapas de comparação, no projeto de referência foi gasto: 12.590,79 reais, incluindo pilares, vigas, lajes, fôrmas, fundações e limpeza geral da obra.

As etapas relevantes à comparação, na casa de estrutura metálica serão detalhadas a seguir:

1. Movimento de Terra
2. Fundações
3. Estruturas
4. Coberturas e proteções
5. Pintura em aço
6. Limpeza Geral da Obra.

Nessas etapas, no projeto de referência foi gasto: 12.955,20 reais, incluindo movimento de terra, fundações, pilares, vigas, lajes, fôrmas e escoramentos, cobertura e limpeza geral da obra.

Descrição do cálculo de base da elaboração do cronograma analítico:

- Na etapa de escavação foi feita uma escavação da área do radier , com um acréscimo de 20 cm em cada lado.
- Cálculo dos materiais para fazer o concreto da fundação  
(0,07 x 10 x 10) = 7 m<sup>3</sup>.

Calculo do concreto do radier:

$$F_{C_{28}} = \text{resistencia do concreto a 28 dias} = f_{ck} + 1,65 \cdot S$$

O concreto utilizado foi de  $f_{ck} = 20$  Mpa. Foi feita uma dosagem de menor controle, por isso o desvio padrao = 7,0.

$$F_{C_{28}} = 20 + 1,65 \cdot 7,0 = 31,55 \text{ MPa.}$$

A quantidade de materiais utilizada foi:

- Brita 2 → 518 kg/m<sup>3</sup>
- Brita 1 → 518 kg/m<sup>3</sup>
- Areia Seca → 739 kg/m<sup>3</sup>
- Cimento → 386 kg/m<sup>3</sup>
- Água → 205 l/m<sup>3</sup>
- Relação Água / cimento → 0,53

Brita 2 → 518 kg/m<sup>3</sup> → 3626 kg → 1,99 m<sup>3</sup>

Brita 1 → 518 kg/m<sup>3</sup> → 3626 kg → 1,99 m<sup>3</sup>

Areia Seca → 739 kg/m<sup>3</sup> → 5173 kg → 3,00 m<sup>3</sup>

Cimento → 386 kg/m<sup>3</sup> → 2702 kg → 54 sacos de 50 kg.

- A armadura do radier foi calculado em função da largura do rolo que é vendida, que é de 2,45 m, foi utilizado 40 m de rolo. O rolo tem 60 m e custa 1214 reais. O metro do rolo é vendido por 20, 23 reais.
- Os perfis são vendidos em peças de 6m, mas as peças são vendidas sob encomenda para a construção civil, logo se considerou o preço do metro de perfil. O preço do perfil, já vem com frete incluso Macaé-Campos.
- O esmalte sintético, por economia, foi escolhido de um tipo que serve para primer e acabamento.
- A limpeza geral da obra foi considerado 1 dia de servente.

Tabela 27 - Orçamento Analítico

Movimento de Terra						
		componentes	unidade	coeficiente	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
02315.013	Escavação Manual em campo aberto 20,4 m <sup>3</sup>	servente	h	2,93	R\$ 3,91	R\$ 233,73
02315.036	Reaterro de vala 0,76 m <sup>3</sup>	servente	h	0,45	R\$ 3,91	R\$ 1,34
						R\$ 235,07
Fundações						
		componentes	unidade	quantidade	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
	Fôrma	Tabua 1 x 12"	m	40,00	R\$ 3,51	R\$ 140,40
		Prego(18x27)	kg	1,00	2,62	R\$ 2,62
	Concreto da fundação	areia	m <sup>3</sup>	3,00	R\$ 6,43	R\$ 19,29
		cimento	saco	54,00	R\$ 30,80	R\$ 30,80
		Brita 1	m <sup>3</sup>	2,00	R\$ 31,45	R\$ 62,90
		Brita 2	m <sup>3</sup>	2,00	R\$ 31,45	R\$ 62,90

	Armadura	Tela soldada (Q113)	m	40,00	R\$ 20,23	R\$ 809,20
	Mão de obra	pedreiro	h	8,00	R\$ 6,15	R\$ 49,2
						R\$ 2809,71
Estruturas						
		componentes	unidade	quantidade	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
	Terças	Perfis	m	261	R\$ 7,27	R\$ 1896,6
	Tesouras	Perfis	m	46,2	R\$ 13,63	R\$ 629,78
	Vigas	Perfis	m	23,1	R\$ 15,71	R\$ 362,86
	Colunas (3,96 m)	Perfis	m	23,76	R\$ 16,25	R\$ 386,1
	Colunas (2,90 m)	Perfis	m	34,8	R\$ 16,25	R\$ 565,5
	Materiais utilizados nas ligações	Parafusos ½"	un	136	R\$ 0,45	R\$ 61,20
		Porcas	un	304	R\$ 0,15	R\$ 45,60
		Arruelas	un	304	R\$ 0,15	R\$ 45,60
		Ganchos	un	150	R\$ 0,90	R\$ 135,00
		Chumbadores	un	18	R\$ 1,02	R\$ 18,36
		Chapas de ligação	Peça 2x1,2m	01	R\$ 527,00	R\$ 527,00
	Equipamentos utilizados	Chave de fenda	un	02	R\$ 7,20	R\$ 7,20
		Broca de vídia ½"	un	01	R\$ 11,80	R\$ 11,80
		Chave para dobra	un	01	R\$ 7,20	R\$ 7,20
		furadeira	un	01	R\$ 60,00	R\$ 60,00
	Mão de obra	Pedreiro	h	08	R\$ 6,15	R\$ 49,20
						R\$ 4809,00
Coberturas e Proteções						
		componentes	unidade	coeficiente	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
07320.8.3.1	Cobertura com telha cerâmica	Pedreiro	h	0,50	R\$ 6,15	R\$ 238,77
		Servente	h	1,00	R\$ 3,91	

	tipo romana	Telhas	un	16,00	R\$ 0,53	R\$ 303,61 R\$ 658,47
						R\$ 1200,86
Pintura em aço						
		componentes	unidade	coeficiente	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
	Primer e acabamento	Pintor	h	8,00	R\$ 6,15	R\$ 49,2
		Tinta	un	1,00	R\$ 15,20	R\$ 15,20
		Diluyente	un	1,00	R\$ 5,25	R\$ 5,25
		Pincel	un	1,00	R\$ 5,50	R\$ 5,50
						R\$ 75,15
Limpeza Geral da Obra						
		componentes	unidade	coeficiente	Custo unitário (R\$)	Total (R\$)
	Limpeza manual	Servente	dia	1,00	R\$ 3,91	R\$ 31,28
						R\$ 31,28

Tabela 28 - Orçamento sintético

Serviço	Descrição do Serviço	Casa de referência	Casa de estrutura metálica
01	Preparação do Terreno	R\$ 520,94	R\$ 520,94
02	Instalações	R\$ 867,50	R\$ 867,50
03	Movimento de Terra	R\$ 148,82	R\$ 235,07
04	Fundações	R\$ 2908,74	R\$ 2809,71
05	Estrutura	R\$ 6057,42	R\$ 4809,00
06	Paredes	R\$ 3466,51	R\$ 3466,51
07	Esquadrias	R\$ 2141,73	R\$ 2141,73
08	Instalações Hidráulicas	R\$ 1122,31	R\$ 1122,31
09	Instalações Sanitárias	R\$ 908,51	R\$ 908,51
10	Instalações Elétricas	R\$ 1370,89	R\$ 1370,89
11	Cobertura e Proteções	R\$ 4050,18	R\$ 1200,86
12	Impermeabilização	R\$ 611,74	R\$ 611,74
13	Revestimento Interno e externo	R\$ 4805,26	R\$ 4805,26
14	Filetes de Granito	R\$ 4,28	R\$ 4,28
15	Aparelhos sanitários	R\$ 718,25	R\$ 718,25
16	Pinturas	R\$ 1252,5	R\$ 1252,5
17	Pintura em aço	-	R\$ 75,00
18	Limpeza Geral da obra	R\$ 985,27	R\$ 31,28
	TOTAL	R\$ 31940,85	R\$ 28073,80

A casa de estrutura metálica teve o custo total de R\$ 28.073,80 como visto na tabela , sendo 12,1 % mais barata que uma casa convencional.

## **CAPITULO VIII – CONCLUSÃO**

Através dos resultados é possível observar que a casa com estrutura metálica apresenta um custo competitivo sendo assim uma excelente opção de moradia popular, podendo ser implantada em Campos dos Goytacazes.

Isso, não apenas pela economia, pois nesse projeto a casa com estrutura metálica teve seu orçamento 12,1% mais barato que o da casa convencional, mas também por ser o aço um material que oferece diversas vantagens para suprir as crescentes preocupações relacionadas à rapidez de construção, por ser uma obra muito rápida e limpa, pela confiabilidade estrutural e pela preservação do meio ambiente, dentre outras vantagens.

## BIBLIOGRAFIA

- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 14;86 (NBR 8800) – Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios, Rio de Janeiro.
- ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas – NBR 6123 – Forças Devidas ao Vento em Edificações, Rio de Janeiro.
- Araújo, J. M. *Curso de Concreto Armado*, Vol. 4, 2.<sup>a</sup> edição, Editora Dunas, Rio Grande, 2003.
- Bellei, I. *Edifícios Industriais em Aço*, 2.<sup>a</sup> edição, Editora Pini, São Paulo, 1998.
- CBCA – Centro Brasileiro de Construção em aço, *Galpão para usos gerais*, Vol. 1, 2003.
- Curty, L. A. e Dantas, D. F. e Silva, M. T., *Dimensionamento e Avaliação Custo Benefício de Moradias Convencional e Não-Convencional*, 2005.
- Pfeil, M. e Pfeil, W. *Estruturas de Aço*, 7.<sup>a</sup> edição, Editora LTC, Rio de Janeiro, 2000.
- Pinheiro, A. C. *Estruturas Metálicas*, 1.<sup>a</sup> Edição, Editora Edgard Blücher, São Paulo, 2001.
- Sayegh, S., *Moradia popular em Kit metálico*. Revista Téche, nº 54, 2001.
- Silva, M. G. e Silva, V. G, *Manual de Construção em Aço- Painéis de Vedação*.
- TCPO – Tabela de Composições de Preços para Orçamentos, 12<sup>a</sup> edição, Editora Pini, São Paulo, 2003.
- Velloso, A. e Lopes, R. F..Fundações. *Critérios de Projeto*, Vol. 1, Editora Oficina de Textos, São Paulo, 2004.
- Internet:
- [www.acominas.com.br](http://www.acominas.com.br)
- [www.belgo.com.br](http://www.belgo.com.br)
- [www.cbca-ibs.org.br](http://www.cbca-ibs.org.br)
- [www.cosipa.com.br](http://www.cosipa.com.br)
- [www.csn.com.br](http://www.csn.com.br)
- [www.cst.com.br](http://www.cst.com.br)
- [www.gerdau.com.br](http://www.gerdau.com.br)
- [www.usiminas.com.br](http://www.usiminas.com.br)