

**UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA**

**Curso de Engenharia Civil**

**JEFFERSON PEREIRA LUIZ**  
**MATHEUS LESSA DOS SANTOS FERIANCE**

**Estudo Comparativo de Projetos Estruturais com  
Elementos de Vedação Distintos**

**Santos-SP**  
**Junho de 2016**

**UNIVERSIDADE SANTA CECÍLIA**  
**FACULDADE DE ENGENHARIA**

**Curso de Engenharia Civil**

**JEFFERSON PEREIRA LUIZ**  
**MATHEUS LESSA DOS SANTOS FERIANCE**

**Estudo Comparativo de Projetos Estruturais com  
Elementos de Vedação Distintos**

**Trabalho de Conclusão de Curso  
apresentado como exigência parcial para  
obtenção do título de Engenheiro Civil à  
Faculdade de Engenharia Civil da  
Universidade Santa Cecília.**

**Orientadora:** Profa. Ma. Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka

**Santos-SP**  
**Junho de 2016**

JEFFERSON PEREIRA LUIZ  
MATHEUS LESSA DOS SANTOS FERIANCE

## Estudo Comparativo de Projetos Estruturais com Elementos de Vedação Distintos

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado como exigência parcial para obtenção do título de Engenheiro Civil à Faculdade de Engenharia da Universidade Santa Cecília.

Data da Aprovação: \_\_\_/\_\_\_/\_\_\_

Nota: \_\_\_\_\_

Banca Examinadora:

---

Profa. Ma.

Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka

---

Profa. Ma.

Rosana Alo Maluza Braga

---

Prof. Me.

Pedro Manuel Mascarenhas de Menezes Marcão

## DEDICATÓRIA

*Jefferson,  
Aos meus pais Rogério e Rosemeire.  
Aos meus irmãos Jéssus e Jowber e minha noiva Julyanne.*

*Matheus,  
Aos meus pais Rubens e Rita.  
À Paula, Daniel e Maria Eduarda que sempre estiveram comigo.*

## **AGRADECIMENTO**

Aos nossos pais, pelo apoio, orientação, educação dada ao longo das nossas vidas, paciência em todos os momentos, conselhos e total ajuda sempre que necessário.

A Profa. M.<sup>a</sup> Edith Silvana Amaury de Souza Tanaka, orientadora deste trabalho, pelos conhecimentos que nos foi passado, conselhos e sugestões para a elaboração e desenvolvimento deste projeto.

Aos professores M.e Paulo Rogério Meneses de Sousa e M.<sup>a</sup> Rosana Alo Maluza Braga pelas orientações e sugestões na elaboração deste estudo.

Aos companheiros e engenheiros do Escritório Técnico pelos conhecimentos compartilhados, apoio e ajuda no desenvolvimento deste estudo, além da amizade.

Aos funcionários e engenheiros da construtora Engeplus pelos conhecimentos compartilhados, pela ajuda no meu desenvolvimento profissional no ramo da engenharia civil, apoio nos períodos de estudo e pela amizade criada com todos, que me aceitaram na família Engeplus.

Aos nossos amigos da TECNOGALS, Daniel Galasso e Fernando Cruz por todos os dias de estudos, à Sr.<sup>a</sup> Eleni Galasso por nos deixar estudar por tantas noites na sua casa.

Aos nossos amigos e colegas da Engenharia Civil, por compartilharem conhecimentos, pelo companheirismo, amizade e por todos os momentos vivenciados durante a graduação.

## RESUMO

Com o avanço da tecnologia no campo da engenharia civil, podemos citar que os materiais vêm tendo uma constante modernização nos últimos anos. O que o mercado da construção civil procura nos dias atuais são obras (prédios, pontes, barragens entre outros) com sistemas construtivos rápidos, econômicos, eficazes e que atendam as leis do meio ambiente. Para tal, os campos da Engenharia Civil vêm procurando novas maneiras de atendê-los. A utilização de chapas de Drywall vem ganhando mais espaço neste mercado com o passar dos anos. O presente trabalho teve como objetivo fazer um comparativo, demonstrando o quão significativo é a utilização de elementos de vedação distintos, no caso, o tradicional bloco cerâmico e drywall numa edificação. A estrutura é em concreto armado e atende os requisitos solicitados pela NBR 6118:2014 e os elementos de vedação terão seus valores informados através da NBR 6120:2016. Foram criados dois modelos de edificação, cada um utilizando um elemento de vedação interna diferente. Para isso foi utilizado um *software* de cálculo para o dimensionamento estrutural e para fazer o comparativo entre os modelos. Neste estudo, concluiu-se que a utilização de paredes de Drywall proporcionou alívio de carga nos elementos que compõe a estrutura, sendo estes vigas, pilares e lajes, e conseqüentemente reduziu os consumos de aço e concreto. Esta redução foi comprovada ao compararmos os modelos analisados.

**PALAVRAS-CHAVE: projeto; comparativo; concreto armado; bloco cerâmico; drywall.**

## LISTA DE FIGURAS

FIGURA 1 - Deformações longitudinais e transversais .....	22
FIGURA 2 - Representação dos blocos cerâmicos de vedação .....	27
FIGURA 3 - Gráfico demonstrativo da crescente utilização de Drywall no Brasil .....	29
FIGURA 4 - Representação de utilização de Drywall .....	30
FIGURA 5 - Demonstração área de influência de uma laje .....	34
FIGURA 6 - Demonstração de dimensões de vigas .....	36
FIGURA 7 - Representação de pórtico plano .....	42
FIGURA 8 - Representação do Modelo IV do software CAD/TQS .....	43
FIGURA 9 - Representação do equilíbrio das estruturas.....	45
FIGURA 10 - Representação dos efeitos de 1ª Ordem .....	45
FIGURA 11 - Representação dos efeitos de 2ª Ordem .....	46
FIGURA 12 - Representação dos efeitos globais de 2ª Ordem .....	47
FIGURA 13 - Representação dos efeitos locais de 2ª Ordem .....	48
FIGURA 14 - Representação dos efeitos localizados de 2ª Ordem.....	48
FIGURA 15 - Demonstração do parâmetro $\alpha$ .....	49
FIGURA 16 - Demonstração do coeficiente $\gamma_z$ .....	50
FIGURA 17 - Software SAP2000 Versão 17.0.0.0 Build 1083.....	54
FIGURA 18 - Software SAP2000 Versão 17.0.0.0 Build 1083.....	55
FIGURA 19 - Definição de unidades para S.I.....	55
FIGURA 20 - Definição dos Materiais .....	56
FIGURA 21 - Criação do Material .....	56
FIGURA 22 - Definição do material e seu módulo de elasticidade .....	57
FIGURA 23 - Definição das seções dos materiais.....	58
FIGURA 24 - Definição dos elementos estruturais.....	58
FIGURA 25 - Definição dos elementos estruturais.....	59
FIGURA 26 - Definição dos elementos estruturais .....	60
FIGURA 27 - Definição da viga de rigidez.....	60
FIGURA 28 - Estrutura pórtico plano .....	61
FIGURA 29 - Determinação da força FH.....	62
FIGURA 30 - Determinação valores de FH .....	62
FIGURA 31 - Visualização da carga FH.....	63
FIGURA 32 - Análise deslocamento da estrutura.....	64
FIGURA 33 - Análise deslocamento da estrutura.....	64
FIGURA 34 - Análise deslocamento da estrutura.....	65
FIGURA 35 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo X .....	65
FIGURA 36 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo Y .....	66
FIGURA 37 - Determinação da força FH.....	66
FIGURA 38 - Criação da carga VENTO .....	67
FIGURA 39 - Valores da carga VENTO aplicadas nos nós da estrutura no eixo X .....	67
FIGURA 40 - Análise deslocamento da estrutura.....	68
FIGURA 41 - Análise deslocamento da estrutura.....	68
FIGURA 42 - Análise deslocamento da estrutura.....	69
FIGURA 43 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo X .....	69
FIGURA 44 - Resultados do deslocamento nos nós da estrutura no eixo X.....	70
FIGURA 45 - Resultados do deslocamento nos nós da estrutura no eixo Y.....	70
FIGURA 46 - Software CAD/TQS Versão 18.12.64.....	71
FIGURA 47 - Início de nova edificação .....	72
FIGURA 48 - Início de nova edificação .....	72

FIGURA 49 - Definição Modelo Estrutural.....	73
FIGURA 50 - Definição das características dos pavimentos .....	75
FIGURA 51 - Definição dos materiais .....	75
FIGURA 52 - Definição dos dados de cobrimento.....	76
FIGURA 53 - Mapa das isopletas.....	77
FIGURA 54 - Definição das cargas de vento.....	78
FIGURA 55 - Geometria do edifício .....	79
FIGURA 56 - Cálculo dos coeficientes de arrasto .....	80
FIGURA 57 - Demonstração dos coeficientes de arrasto (C.A.).....	81
FIGURA 58 - Isopletas da velocidade básica $V_0$ (m/s).....	82
FIGURA 59 - Representação geométrica da edificação estudada .....	83
FIGURA 60 - Área de Influência do projeto .....	84
FIGURA 61 - Determinação das dimensões da viga .....	86
FIGURA 62 - Determinação dos comprimentos efetivos .....	87
FIGURA 63 - Pré forma .....	89
FIGURA 64 - Armadura das vigas geradas pelo software .....	95
FIGURA 65 - Armadura das lajes geradas pelo software .....	96
FIGURA 66 - Comparativo de cargas entre os modelos.....	98
FIGURA 67 - Demonstração dos valores de flecha .....	99
FIGURA 68 - Comparativo de aço das vigas entre os modelos.....	100
FIGURA 69 - Comparativo de aço dos pilares entre os modelos .....	100
FIGURA 70 - Comparativo de aço das lajes entres os modelos.....	101
FIGURA 71 - Comparativo total de aço entre os modelos.....	102

## LISTA DE QUADROS

QUADRO 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo) .....	22
QUADRO 2 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA) .....	24
QUADRO 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para $\Delta c = 10$ mm .....	25
QUADRO 4 - Dimensões de fabricação dos blocos cerâmicos de vedação .....	28
QUADRO 5 - Demonstração peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) da lajota cerâmica.....	28
QUADRO 6 - Demonstração peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) do Drywall.....	31
QUADRO 7 - Relação lajes em balanço com coeficiente $\gamma_n$ .....	38
QUADRO 8- Valores para referência dos efeitos de 1ª e 2ª ordem.....	51
QUADRO 9 - Pilares pré-dimensionamento .....	85
QUADRO 10 - Vigas pré-dimensionamento .....	86
QUADRO 11 - Lajes pré-dimensionamento .....	88
QUADRO 12 - Resultados Parâmetro $\alpha$ .....	90
QUADRO 13 - Resultados Coeficiente $\gamma_z$ no eixo X .....	91
QUADRO 14 - Resultados Coeficiente $\gamma_z$ no eixo Y .....	92
QUADRO 15 - Comparativo de cargas entre os dois modelos .....	97
QUADRO 16 - Comparativo de valores de flecha .....	99
QUADRO 17 - Comparativo total de aço entre os modelos.....	101
QUADRO 18 - Volume de concreto para Modelo 1 .....	103
QUADRO 19 - Volume de concreto para Modelo 2.....	103
QUADRO 20 – Comparativo de volume de concreto entre os dois modelos .....	104

## LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

A - área de seção transversal do corpo de prova ( $m^2$ )

- maior lado de seção de pilar

ABNT - Associação Brasileira de Normas Técnicas;

$A_c$  - área da seção transversal de concreto do pilar

$A_{tot}$  - área total do pavimento

B - menor lado de seção do pilar

CA - Coeficiente de Arrastro

CAA - Classe de Agressividade Ambiental

d – altura útil da laje

$E_{ci}$  - módulo de elasticidade tangente inicial

$E_{cs}$  - módulo de elasticidade secante

$E_{cs}I_c$  - somatória dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada

ELS - Estado Limite de Serviço

f - resistência à tração na flexão

$f_a$  - Força global na direção do vento

$f_c$  - resistência à compressão do concreto

$f_{cj}$  - resistência à compressão do corpo de prova de concreto na idade de  $j$  dias;

$f_{ck}$  - resistência característica à compressão do concreto

$f_{ct,sp}$  - resistência à tração indireta

$f_{ct}$  - resistência do concreto à tração direta

$f_{ct,f}$  - resistência do concreto à tração na flexão

$f_{ct,m}$  - resistência média à tração do concreto

$f_{ct,sp}$  - resistência do concreto à tração indireta

$f_{ctk,inf}$  - resistência à tração direta característica inferior

$f_{ctk,sup}$  - resistência à tração direta característica superior

$F_z$  - resultante de carga vertical

h – altura da laje

$h_{adot}$  - espessura adotada da laje

$h_{est}$  - altura de viga estimada

$H_{tot}$  - altura total da estrutura

$l$  - menor valor entre  $l_x$  e  $l_y$

$l_x$  - menor vão da laje

$l_y$  - maior vão de laje

$M_{1, tot, d}$  - momento de tombamento

$n$  - número de bordas engastadas

$N_k$  - somatória de todas as cargas verticais atuantes na estrutura

$P_{med}$  - carga média de um pilar

$P_{tot}$  - carga total de um pilar

## LISTA DE SÍMBOLOS

$\Delta_{M_{tot,d}}$  – somatória dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura

$\gamma$  - peso específico

$\gamma_{ap}$  - peso específico aparente

$\alpha$  - parâmetro de instabilidade

$\alpha_i$  - é a inclinação do cabo  $i$  em relação ao plano da laje no contorno considerado

$\alpha_x$  - Parâmetro de instabilidade na direção do eixo  $x$

$\alpha_y$  - Parâmetro de instabilidade na direção do eixo  $y$

$\gamma_f$  - coeficiente de ponderação das ações

$\gamma_f$  - coeficiente de ponderação das ações

$\gamma_n$  – fator de majoração

$\gamma_s$  - coeficiente de ponderação da resistência do aço

$\gamma_z$  - coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem

$\gamma_{zx}$  - coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem na direção do eixo  $x$

$\gamma_{zy}$  - coeficiente de majoração dos esforços globais de 1ª ordem na direção do eixo  $y$

$\Delta_c$  - variação de cobrimento

$\epsilon_s$  - taxa de deformação do aço

$\nu$  - coeficiente de Poisson

$\sigma_{adm}$  - tensão admissível

$\sigma_c$  - tensão à compressão no concreto

$\Phi$  – diâmetro do ferro

## SUMÁRIO

<b>1. INTRODUÇÃO</b> .....	15
<b>2. OBJETIVOS</b> .....	17
2.1. OBJETIVO GERAL .....	17
2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO .....	17
<b>3. HIPÓTESES</b> .....	18
<b>4. JUSTIFICATIVA</b> .....	18
<b>5. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO</b> .....	19
5.1. DEFINIÇÃO DE CONCRETO ARMADO .....	19
5.2. RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO .....	19
5.3. RESISTÊNCIA A TRAÇÃO .....	20
5.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE .....	21
5.5. COEFICIENTE DE POISSON .....	22
5.6. AÇO PARA ARMADURA DE CONCRETO ARMADO .....	23
5.7. DURABILIDADE DA ESTRUTURA .....	23
<b>5.7.1. Classe de Agressividade Ambiental (CAA)</b> .....	23
<b>5.7.2. Cobrimento</b> .....	24
<b>6. ELEMENTOS DE VEDAÇÃO</b> .....	26
6.1. ALVENARIA CONVENCIONAL .....	26
<b>6.1.1. Definição</b> .....	26
<b>6.1.2. Características técnicas</b> .....	27
6.2. GESSO ACARTONADO (DRYWALL) .....	29
<b>6.2.1. Definição</b> .....	29
<b>6.2.2. Características Técnicas</b> .....	30
<b>7. PROJETO ESTRUTURAL</b> .....	32
7.1. CRITÉRIOS DE PROJETO .....	32
<b>7.1.1. Localização</b> .....	32
<b>7.1.2. Projeto Arquitetônico</b> .....	32
<b>7.1.3. Concepção Estrutural</b> .....	33
<b>7.1.4. Pré-Dimensionamento</b> .....	33
7.1.4.1. Pilares .....	34
7.1.4.2. Vigas .....	36
7.1.4.3. Lajes .....	37
<b>7.1.5. Ações e Combinações</b> .....	39
7.1.5.1. Cargas Permanentes .....	39
7.1.5.2. Cargas Acidentais .....	39
7.1.5.3. Carga de Vento .....	39

7.1.6.	<b>Estado Limite Último (ELU)</b> .....	40
7.1.7.	<b>Estado Limite de Serviço (ELS)</b> .....	40
7.2.	<b>FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA</b> .....	42
7.2.1.	<b>Modelos Estruturais</b> .....	42
7.2.1.1.	Pórtico Plano .....	42
7.2.1.2.	Modelo IV (Pórtico Espacial).....	43
7.2.2.	<b>Estabilidade Global e Efeitos de 2ª Ordem</b> .....	44
7.2.2.1.	Estabilidade Global.....	44
7.2.2.2.	Análise em 1ª Ordem.....	45
7.2.2.3.	Análise em 2ª Ordem.....	46
7.2.2.4.	Parâmetro $\alpha$ .....	49
7.2.2.5.	Coeficiente $\gamma_z$ .....	50
8.	<b>METODOLOGIA</b> .....	52
8.1.	MATERIAIS .....	52
8.2.	MÉTODOS .....	52
8.3.	MODELAGEM .....	54
8.3.1.	<b>SAP 2000 (Pórtico Plano)</b> .....	54
8.3.2.	<b>CAD/TQS (Pórtico Espacial)</b> .....	71
9.	<b>ANÁLISE NÚMERICA</b> .....	84
9.1.	PRÉ-DIMENSIONAMENTO.....	84
9.1.1.	<b>Pilares</b> .....	84
9.1.2.	<b>Vigas</b> .....	86
9.1.3.	<b>Lajes</b> .....	87
9.1.4.	<b>Pré-forma</b> .....	89
9.2.	PARÂMETROS DE ESTABILIDADE OBTIDOS.....	90
9.2.1.	<b>Parâmetro <math>\alpha</math></b> .....	90
9.2.2.	<b>Coeficiente <math>\gamma_z</math></b> .....	91
9.3.	ADEQUAÇÕES E MODELAGEM .....	93
9.4.	DETALHAMENTO .....	95
9.5.	VALOR DE CARGAS.....	97
9.6.	VALOR DE FLECHA.....	99
9.7.	QUANTITATIVO DE AÇO.....	100
9.8.	VOLUME DE CONCRETO .....	103
10.	<b>CONCLUSÃO</b> .....	105
11.	<b>REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA</b> .....	106
	<b>APÊNDICE A</b> .....	109
	<b>APÊNDICE B</b> .....	110
	<b>APÊNDICE C</b> .....	111

<b>APÊNDICE D.....</b>	<b>112</b>
<b>APÊNDICE E.....</b>	<b>113</b>
<b>APÊNDICE F.....</b>	<b>114</b>
<b>APÊNDICE G.....</b>	<b>115</b>
<b>APÊNDICE H.....</b>	<b>116</b>
<b>APÊNDICE I.....</b>	<b>117</b>
<b>APÊNDICE J.....</b>	<b>118</b>

## 1. INTRODUÇÃO

Na fase de elaboração de um de projeto de edificação, diversos são os fatores a serem considerados com intuito de reduções de prazo e custo, sem comprometer a segurança e qualidade durante o período de execução e vida útil da obra.

O cálculo das armaduras das peças, com as dimensões do anteprojeto, pode conduzir a valores menores que os mínimos exigidos por norma. Quando isto acontece significa, em princípio, que as dimensões podem ser diminuídas. (CARVALHO; FIGUEIREDO, 2007)

Um fator que pode ser considerado para esta redução dos elementos estruturais de uma edificação (pilares, lajes, vigas entre outros) são os elementos de vedação interna. Estes elementos são “paredes” que delimitam e moldam os cômodos de uma edificação.

O elemento de vedação mais utilizado é a alvenaria construída a partir de blocos cerâmicos. Esta é dimensionada apenas para resistir ao seu peso próprio, ou seja, não possui função estrutural. Embora não apresentem função estrutural, as alvenarias devem apresentar desempenhos consideráveis, como resistência térmica, resistência acústica, resistência à ação do fogo, produtividade entre outros.

Outro elemento de vedação que vem ganhando cada vez mais espaço no mercado da construção civil e demonstra ser uma solução viável e produtiva é a vedação feita de Gesso Acartonado (Drywall). O nome Drywall origina-se do velho alemão, utilizado na composição da língua inglesa. Dry = seco e Wall = parede.

A estrutura da nossa edificação será feita em concreto armado. Em uma breve definição como SÉRGIO (2011) cita, define-se concreto armado como “a união do concreto simples e de um material resistente à tração (envolvido pelo concreto) de tal modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes”.

De forma esquemática pode-se indicar:

Concreto armado = concreto simples + armadura + aderência

Este trabalho visou o estudo comparativo de carga e dimensões dos elementos estruturais de concreto armado gerados por dois elementos de vedação, que são utilizados com frequência entre os construtores e empreendedores do ramo da

construção civil no mercado nacional e internacional, devido à rapidez e facilidade de execução oferecida por estas duas metodologias: alvenaria cerâmica convencional e Drywall.

O objetivo deste estudo foi demonstrar e analisar a resultante de cargas e posteriormente as áreas de aço e dimensões dos elementos estruturais (pilares, vigas, lajes e outros elementos) necessárias para suportar a cargas obtidas por cada tipo de elemento de vedação.

Atualmente o mercado está cada vez mais exigente e competitivo tanto na qualidade quanto na agilidade de entrega dos projetos estruturais. O que deixa quase que obrigatório o uso de *softwares* estruturais. Mas o que temos que salientar é que o *software* é apenas uma ferramenta, o papel do engenheiro é essencial e fundamental para a concepção estrutural, introdução correta dos dados e análise crítica dos resultados do processamento.

## 2. OBJETIVOS

### 2.1. OBJETIVO GERAL

Este trabalho teve como objetivo geral elaborar um projeto estrutural modelo seguindo as normas vigentes visando comparar as áreas de aço, volume de concreto e dimensões dos elementos estruturais com a utilização de elementos de vedação distintos.

### 2.2. OBJETIVO ESPECÍFICO

O objetivo específico foi fazer um comparativo dos elementos estruturais entre dois modelos de concepção estrutural para um edifício residencial com a variação dos elementos de vedação:

Modelo 1: utilização de blocos cerâmicos.

Modelo 2: utilização de gesso acartonado (Drywall).

### **3. HIPÓTESES**

Comparativo de quais serão as cargas que cada tipo de elemento de vedação irá gerar e seus resultados obtidos?

Há redução das dimensões dos elementos estruturais para o elemento de vedação Drywall?

Quantitativo de aço e concreto que cada elemento de vedação irá requisitar para suportar as devidas cargas geradas, é significativo?

### **4. JUSTIFICATIVA**

A engenharia civil vem apresentando ao decorrer dos anos inovações para facilitar e otimizar o trabalho de todos os envolvidos no campo da construção civil. Para isso, novos materiais e metodologias de trabalho vem sendo desenvolvidos com o objetivo de tornar o dia a dia dos envolvidos cada vez mais prático, seguro e econômica.

No caso, será estudado e avaliado um material de vedação interna que vem sendo cada vez mais empregado nas construções, o Drywall. Para isso será feito um comparativo de elementos de vedação com dois modelos, um sendo utilizado o mais usual, bloco cerâmico, e outro, Drywall.

Serão levantadas inúmeras questões em relação ao projeto estrutural, sendo assim uma ótima oportunidade para os integrantes do grupo adquirirem maior conhecimento e experiência na área de projetos estruturais, visando habituar-se com distintos elementos de vedação utilizados no mercado, almejando em um futuro próximo dar continuidade no segmento de cálculo estrutural.

## 5. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

### 5.1. DEFINIÇÃO DE CONCRETO ARMADO

Podemos definir que concreto armado, resumidamente, nada mais que é a união do concreto com o aço mais a aderência entre os dois.

Concreto armado é o material composto, obtido pela associação do concreto com barras de aço, convenientemente colocadas em seu interior. Em virtude da baixa resistência à tração do concreto (cerca de 10% da resistência à compressão), as barras de aço cumprem a função de absorver os esforços de tração na estrutura. As barras de aço também servem para aumentar a capacidade de carga das peças comprimidas. (2003, ARAÚJO, v.1)

De acordo com SÉRGIO (2011), o ponto mais importante da união entre o aço e o concreto é a aderência entre os dois. Não basta apenas uma simples junção entre estes dois elementos, para perfeita funcionalidade do concreto armado é necessário, ambos elementos (concreto e aço) devem ser solidificados em um só, assim fazendo que o trabalho seja executado de forma conjunta, como um elemento único.

Reforçando esta ideia, a NBR 6118:2014 (item 3.1.3) define:

“Elementos de concreto armado: aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”.

### 5.2. RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO

Segundo CARVALHO; FIGUEIREDO (2007) a principal característica do concreto é sua resistência à compressão, a qual é determinada pelo ensaio de corpos de prova submetidos à compressão centrada. Esse ensaio também permite a obtenção de outras características, tal como o módulo de deformação longitudinal (na NBR 6118:2003 passa a ser novamente chamado de módulo de elasticidade).

Independentemente do tipo de ensaio ou de solicitação, diversos fatores influenciam a resistência do concreto endurecido, dos quais os principais são a relação entre as quantidades de cimento, agregados e água (chamada de traço) e a idade do concreto.

A resistência à compressão, obtida por ensaio de curta duração do corpo de prova (aplicação de carga de maneira rápida), é dada pela equação (1):

$$f_{cj} = \frac{Nrup}{A} \quad (1)$$

### 5.3. RESISTÊNCIA A TRAÇÃO

Segundo TEATINI (2008) “as determinações experimentais da resistência à tração indireta ( $f_{ct,sp}$ ) e da resistência à tração na flexão ( $f$ ), devem ser obtidas de ensaios realizados segundo as normas NBR 7222 e NBR 12142,2 respectivamente”.

De acordo com TEATINI (2008) a resistência à tração indireta é determinada por meio dos ensaios de compressão diametral de corpos de prova cilíndricos. A resistência do concreto à tração direta pode ser determinada pelas equações (2) e (3):

$$f_{cs} = 0,9 f_{ct,sp} \quad (2)$$

ou

$$f_{cs} = 0,7 f_{ct,f} \quad (3)$$

Na falta de ensaios para a obtenção experimental de  $f_{cs}$  e  $f_c$ , a resistência à tração do concreto pode ser obtida da correspondente resistência característica à compressão, segundo a NBR 6118:2014 (item 8.2.5) conforme ilustrada pelas equações (4), (5) e (6) abaixo:

$$f_{ct,m} = 0,3 \cdot f_{ck}^{2/3} f_{ct,sp} \quad (4)$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 \cdot f_{ct,m} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (5)$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 \cdot f_{ct,m} = 0,39 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad (6)$$

Essas expressões são empregadas em diversos procedimentos de cálculo, em especial naqueles relativos às verificações ao estado limite de fissuração.

#### 5.4. MÓDULO DE ELASTICIDADE

A NBR 6118:2014 (item 8.2.8) define que o módulo de elasticidade ( $E_{ci}$ ) é obtido através do módulo de deformação tangente inicial, obtido aos 28 dias de idade através do ensaio estabelecido pela norma ABNT NBR 8522.

Quando não forem realizados ensaios, pode-se estimar o valor do módulo de elasticidade inicial usando equação (7) citada abaixo:

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot f_{ck} \quad (f_{ck} \text{ de } 20 \text{ MPa a } 50 \text{ Mpa}) \quad (7)$$

Adotando:

$\alpha_E = 1,2$  para basalto e diabásio;

$\alpha_E = 1,0$  para granito e gnaisse;

$\alpha_E = 0,9$  para calcário e

$\alpha_E = 0,7$  para arenito.

O módulo de deformação secante pode ser obtido segundo método de ensaio estabelecido na ABNT NBR 8522, ou estimado pelas expressões (8) e (9):

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} \quad (8)$$

Onde:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} \leq 1,0 \quad (9)$$

O quadro 1 apresenta os valores de  $E_{ci}$ ,  $E_{cs}$  e  $\alpha_i$  estimados que podem ser utilizados em projeto estrutural.

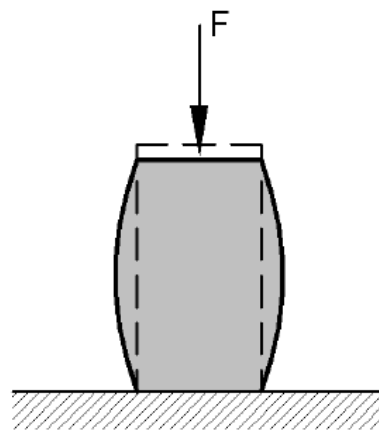
**QUADRO 1 - Valores estimados de módulo de elasticidade em função da resistência característica à compressão do concreto (considerando o uso de granito como agregado graúdo)**

**FONTE: ABNT NBR 6118 (2014)**

Classe de resistência	C20	C25	C30	C35	C40	C45	C50	C60	C70	C80	C90
$E_{ci}$ (GPa)	25	28	31	33	35	38	40	42	43	45	47
$E_{cs}$ (GPa)	21	24	27	29	32	34	37	40	42	45	47
$\alpha_i$	0,85	0,86	0,88	0,89	0,90	0,91	0,93	0,95	0,98	1,00	1,00

## 5.5. COEFICIENTE DE POISSON

De acordo com PINHEIRO (2007), quando aplicamos uma força uniaxial, ou seja, uma força em um único eixo, sobre uma estrutura de concreto, uma força longitudinal é resultada na direção da carga e, ao mesmo tempo, uma deformação transversal no sentido contrário da carga é gerado, conforme pode ser visto na figura 1.



**FIGURA 1 - Deformações longitudinais e transversais**

**FONTE: PINHEIRO (2007)**

A relação entre a deformação transversal e a longitudinal é denominada Coeficiente de Poisson e indicada pela letra  $\nu$ . Para tensões de compressão menores que  $0,5 f_c$  e de tração menores que  $f_{ct}$  pode ser adotado  $\nu = 0,2$ .

## 5.6. AÇO PARA ARMADURA DE CONCRETO ARMADO

Conforme PINHEIRO (2007) define, o aço é um material feito a partir da liga metálica composta de ferro e de pequenas quantidades de carbono. Podemos dizer que suas principais propriedades são a resistência e ductilidade, fatores que são de suma importância no uso do concreto armado. Como o concreto simples apresenta pequena resistência à tração e é frágil, é altamente conveniente a associação do aço ao concreto, obtendo-se o concreto armado.

Este material, adequadamente dimensionado e detalhado, tem por finalidade apresentar resistência às solicitações em que são impostas. Mesmo em peças comprimidas, além de fornecer ductilidade, o aço aumenta a resistência à compressão. (PINHEIRO, 2007)

## 5.7. DURABILIDADE DA ESTRUTURA

A NBR 6118:2014 (item 5.1.2.3) define “consiste na capacidade da estrutura resistir às influências ambientais previstas e definidas em conjunto pelo autor do projeto estrutural e pelo contratante, no início dos trabalhos de elaboração do projeto.

### 5.7.1. Classe de Agressividade Ambiental (CAA)

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 (item 6.4.1), define-se Classe de Agressividade Ambiental (CAA) a todas as ações que atuem sobre as estruturas de concreto armado, sendo essas ações químicas e físicas. A CAA reitera que estas ações são independentes de ações mecânicas, de alteração de volume por conta de temperatura e umidade.

Os projetos da estrutura dizem que a CAA deverá ser classificada de acordo com o quadro 2, e sendo avaliada de acordo com o lugar onde a estrutura será executada. Exemplo: área rural, área industrial, área marinha entre outras. A

determinação da CAA é de responsabilidade do projetista estrutural, e o nível de agressividade, caso o responsável ache necessário de acordo com os dados relativos do ambiente que ele possui, poderá ser utilizado um valor mais agressivo.

**QUADRO 2 - Classes de Agressividade Ambiental (CAA)**

**FONTE: ABNT NBR 6118 (2014)**

Classe de agressividade ambiental	Agressividade	Classificação geral do tipo de ambiente para efeito de projeto	Risco de deterioração da estrutura
	I	Fraca	Rural Submersa
II	Moderada	Urbana <sup>a, b</sup>	Pequeno
III	Forte	Marinha <sup>a</sup> Industrial <sup>a, b</sup>	Grande
IV	Muito forte	Industrial <sup>a, c</sup> Respingos de maré	Elevado

<sup>a</sup> Pode-se admitir um microclima com uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) para ambientes internos secos (salas, dormitórios, banheiros, cozinhas e áreas de serviço de apartamentos residenciais e conjuntos comerciais ou ambientes com concreto revestido com argamassa e pintura).

<sup>b</sup> Pode-se admitir uma classe de agressividade mais branda (uma classe acima) em obras em regiões de clima seco, com umidade média relativa do ar menor ou igual a 65 %, partes da estrutura protegidas de chuva em ambientes predominantemente secos ou regiões onde raramente chove.

<sup>c</sup> Ambientes quimicamente agressivos, tanques industriais, galvanoplastia, branqueamento em indústrias de celulose e papel, armazéns de fertilizantes, indústrias químicas.

### 5.7.2. Cobrimento

De acordo com ARAÚJO (2009, v1) “um cobrimento mínimo de concreto, dependente da agressividade do meio, também é necessário para garantir a durabilidade”.

A ABNT NBR 6118:2014 (item 7.4.1) define “atendidas as demais condições estabelecidas nesta seção, a durabilidade das estruturas é altamente dependente das características do concreto e da espessura e qualidade do concreto do cobrimento da armadura”.

Caso não seja possível a realização de ensaios para definição dos valores comprobatórios de cobrimento, pode – se seguir quadro 3 para atender os valores mínimos do mesmo.

**QUADRO 3 - Correspondência entre a classe de agressividade ambiental e o cobrimento nominal para  $\Delta c = 10$  mm**

**FONTE: ABNT NBR 6118 (2014)**

Tipo de estrutura	Componente ou elemento	Classe de agressividade ambiental (Tabela 6.1)			
		I	II	III	IV <sup>c</sup>
		Cobrimento nominal mm			
Concreto armado	Laje <sup>b</sup>	20	25	35	45
	Viga/pilar	25	30	40	50
	Elementos estruturais em contato com o solo <sup>d</sup>	30		40	50
Concreto protendido <sup>a</sup>	Laje	25	30	40	50
	Viga/pilar	30	35	45	55

<sup>a</sup> Cobrimento nominal da bainha ou dos fios, cabos e cordoalhas. O cobrimento da armadura passiva deve respeitar os cobrimentos para concreto armado.

<sup>b</sup> Para a face superior de lajes e vigas que serão revestidas com argamassa de contrapiso, com revestimentos finais secos tipo carpete e madeira, com argamassa de revestimento e acabamento, como pisos de elevado desempenho, pisos cerâmicos, pisos asfálticos e outros, as exigências desta Tabela podem ser substituídas pelas de 7.4.7.5, respeitado um cobrimento nominal  $\geq 15$  mm.

<sup>c</sup> Nas superfícies expostas a ambientes agressivos, como reservatórios, estações de tratamento de água e esgoto, condutos de esgoto, canaletas de efluentes e outras obras em ambientes química e intensamente agressivos, devem ser atendidos os cobrimentos da classe de agressividade IV.

<sup>d</sup> No trecho dos pilares em contato com o solo junto aos elementos de fundação, a armadura deve ter cobrimento nominal  $\geq 45$  mm.

## **6. ELEMENTOS DE VEDAÇÃO**

Segundo TAGUCHI (2010 apud Teixeira, 1990), podemos definir os elementos de vedação todos aqueles que fazem parte de um ambiente onde convivem com outros elementos constituintes de uma edificação, como a própria estrutura, as características físicas e químicas de cada material, características da natureza como ações do vento e clima, entre outros.

É o subsistema do edifício constituído por elementos destinados à compartimentação e à definição vertical dos espaços internos, bem como, ao controle da passagem de agentes indesejáveis. As vedações verticais definem e limitam verticalmente a edificação e seus ambientes internos. (CLEIDE, 2010, p.1)

No mercado da construção civil brasileira, existem muitos componentes para execução das vedações. Alguns são mais comuns e bem mais utilizado que outros, por conta de características construtivas que vem sendo utilizadas a muito tempo. Alguns exemplos de elementos de vedação são os tijolos e blocos vazados cerâmicos, os blocos vazados de concreto, blocos de gesso, divisórias e painéis e o Drywall. Atualmente, conforme falado anteriormente, a prática construtiva utiliza-se mais dos blocos vazados cerâmicos e blocos vazados de concreto.

### **6.1. ALVENARIA CONVENCIONAL**

#### **6.1.1. Definição**

Segundo THOMAZ et. al (2009), podemos definir as alvenarias de vedação como todos aqueles que tem a função de separar ou dividir compartimentos em um espaço, preenchendo os vãos da estrutura, seja essa de concreto, aço entre outras. Com isso, este elemento deve suportar cargas além da sua própria, pois nele são instalados armários, prateleiras entre outros objetos, chamados de carga de utilização. E como um elemento estrutural, uma alvenaria deve apresentar resistência a cargas

laterais estáticas e dinâmicas, geradas através da ação de vento, impactos entre outros.

Atualmente, a alvenaria de vedação tem sido executada em consideração ao seu comportamento mecânico e seu posicionamento, ou seja, uma parede é executada para dimensionar e organizar cômodos. Porém, estas precisam ser muito bem enfocadas nas ações de resistência contra com a ação do fogo, temperatura, ruídos entre outros. Considerando a resistência contra a variação de temperatura numa edificação, THOMAZ et. al (2009) cita “as paredes influenciam a necessidade ou não de condicionamento artificial dos ambientes internos, com repercussão no consumo de energia ao longo de toda a vida útil do edifício”.

### 6.1.2. Características técnicas

Componente vazado, com furos prismáticos perpendiculares às faces que os contêm, que integra alvenarias que constituem o arcabouço resistente da construção, sendo normalmente aplicados com os furos dispostos verticalmente. Pode também ser aplicado em alvenarias de vedação. (THOMAZ et. al, 2009)

A figura 2 e o quadro 4 demonstram as características citadas acima.



**FIGURA 2 - Representação dos blocos cerâmicos de vedação**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

**QUADRO 4 - Dimensões de fabricação dos blocos cerâmicos de vedação**  
**FONTE: NBR 15720 (2005)**

Dimensões de fabricação cm			
Largura (L)	Altura (H)	Comprimento (C)	
		Bloco principal	1/2 Bloco
14	19	19	9
		24	11,5
		29	14
		39	19
19	19	19	9
		24	11,5
		29	14
		39	19
24	24	24	11,5
		29	14
		39	19

De acordo com a NBR 6120:2016 são especificados os valores de peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) de cada tipo de material utilizado nas construções. O quadro 5 demonstra estes valores.

**QUADRO 5 - Demonstração peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) da lajota cerâmica**  
**FONTE: NBR 6120 (2016)**

MATERIAL	ESPESSURA NOMINAL DO ELEMENTO (cm)	ESPESSURA ACABADA (cm)	PESO ( $\text{kN/m}^2$ )
Alvenaria de tijolos maciços revestida ( $\gamma_{ap} = 16 \text{ kN/m}^3$ )	10	15	2,4
	20	25	4
Alvenaria de tijolos furados revestida ( $\gamma_{ap} = 10 \text{ kN/m}^3$ – tijolo baiano)	10	15	1,5
	20	25	2,5
Alvenaria de blocos de concreto, só com massa fina	7	8	1,4
	9	10	1,5
	12	13	1,7
	14	15	2,1
	19	20	2,8
Alvenaria de blocos de concreto revestida ( $\gamma_{ap} = 13 \text{ kN/m}^3$ )	10	13	1,7
	15	18	2,4
	20	23	3
Alvenaria de blocos de argila expandida, só com massa fina	7,5	8,5	0,8
	9,5	10,5	0,9
Alvenaria de blocos de argila expandida, revestida	7,5	10	1
	9,5	12	1,1

## 6.2. GESSO ACARTONADO (DRYWALL)

### 6.2.1. Definição

De acordo com THEMUDO (2005) podemos definir que as construções em gesso acartonado (Drywall) são a soluções alternativas mais eficazes quando necessitamos de construções mais rápidas, econômicas e eficientes.

A definição de Drywall, traduzindo-se diretamente do inglês é:

Dry = seco e Wall = parede. Ou seja, o Drywall é considerado um tipo de construção seco, sem necessidade de uso de água ou produtos líquidos. O material tem apresentado uma crescente utilização ao longo dos anos, conforme a figura 3 demonstra.

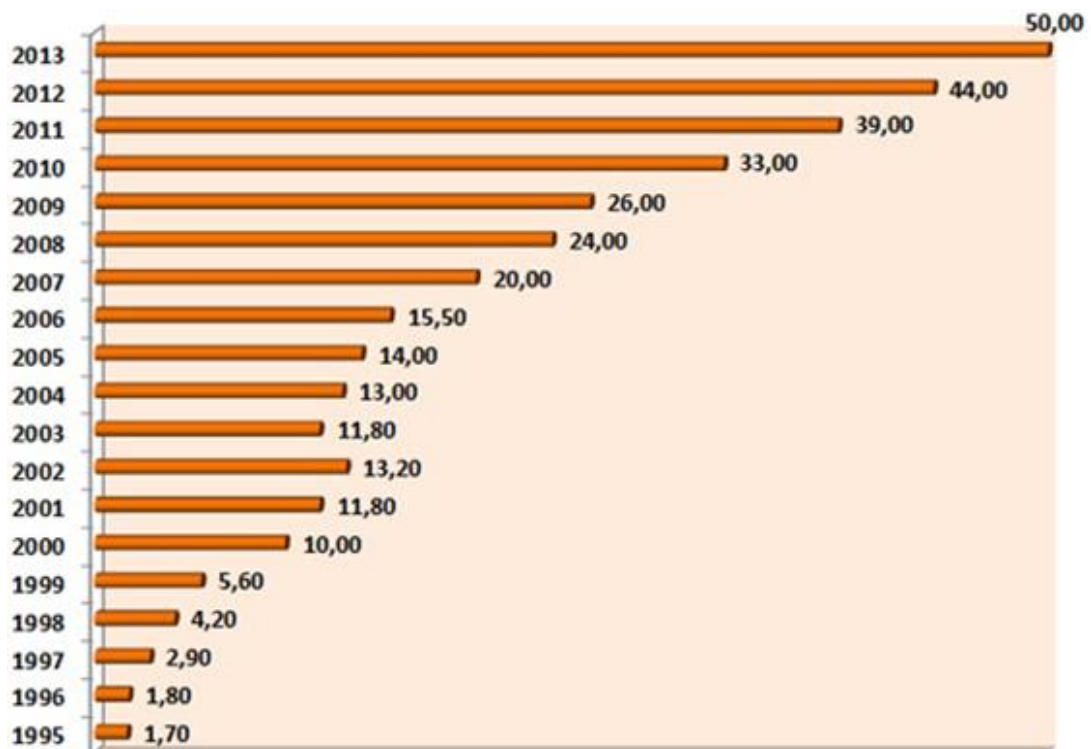


FIGURA 3 - Gráfico demonstrativo da crescente utilização de Drywall no Brasil

FONTE: Associação Brasileira de Drywall, 2013

O Drywall apresenta um vasto campo de utilização, ou seja, as chapas de Drywall não utilizadas apenas para vedações internas em lugares secos. Já existem placas de que são utilizadas contra ações de umidade e fogo por exemplo, em casos mais comuns, e para vedação térmicas e acústicas. A figura 4 apresenta uma parede executada com a utilização de chapas de gesso acartonado.



**FIGURA 4 – Representação de utilização de Drywall**

**FONTE: HABITISSIMO (2016)**

### **6.2.2. Características Técnicas**

De acordo com THEMUDO (2005) “as dimensões típicas das chapas de gesso acartonado são de 1,20m de largura por comprimentos de 2,60 a 3,0 metros e espessura de 12,5mm, 15mm e 18mm. No Brasil, a chapa mais utilizada é de 12,5mm de espessura”.

As chapas são utilizadas em situações e áreas diferentes, conseqüentemente sua composição também é alterada e por conta disso seu peso específico ( $\gamma$ ) altera por se tratarem de materiais diferentes, conforme o quadro 6 apresenta.

Existem 3 tipos mais comuns utilizadas de Drywall utilizados na construção civil.

A mais comum, as Chapas ST – Standart são destinadas ao uso de áreas secas, ou seja, áreas internas sem contato com umidade e água.

Outro tipo são as Chapas RF – Resistência ao Fogo, conhecidas também como “gesso rosa” que são destinadas às áreas que necessitem de uma maior resistência ao fogo. Um caso muito comum de utilização delas é em Centro de Medições, onde a energia da rua é direcionada à edificação e então distribuída para a mesma.

As Chapas RU – Resistência à umidade são destinadas ao uso de áreas com concentração e presença de água e umidade. Exemplos mais comuns são as cozinhas, banheiros, áreas de serviço, lavabos entre outros.

**QUADRO 6 - Demonstração peso específico aparente ( $\gamma_{ap}$ ) do Drywall**

**FONTE: NBR 6120 (2016)**

MATERIAL	ESPESSURA NOMINAL DO ELEMENTO (cm)	ESPESSURA ACABADA (cm)	PESO (kN/m <sup>2</sup> )
Alvenaria de painéis de concreto celular, só com massa fina	10	11	0,9
Alvenaria de blocos sílico-calcáreos, só com massa fina	9	10	1,4
	11,5	12,5	1,9
Alvenaria de blocos sílico-calcáreos, revestida	9	11,5	1,6
	11,5	14	2,1
Painéis Dry Wall, acabamento com gesso duplo para hidráulica	9	10	0,5
	9	12	0,7
Caixilhos, incluindo o vidro:			
- de alumínio			0,2
- de ferro			0,3
- que vão de piso a piso			0,5

## **7. PROJETO ESTRUTURAL**

### **7.1. CRITÉRIOS DE PROJETO**

#### **7.1.1. Localização**

O projeto será concebido na cidade de Santos, localizado no litoral sul do estado de São Paulo, no Brasil. A partir da localização já serão levantados os dados iniciais para elaboração do projeto como, por exemplo, classe de agressividade e composição do solo através da sondagem.

#### **7.1.2. Projeto Arquitetônico**

O projeto arquitetônico foi desenvolvido pelos autores do projeto em estudo, sendo levantada uma série de questões em relação à legislação local.

Trata-se de uma edificação plurihabitacional que consiste em térreo composto por doze vagas de garagem, seis pavimentos sendo dois apartamentos por pavimento, cada apartamento contém dois quartos, dois banheiros, área de serviço e sala e cozinha estilo americana, totalizando uma área de 982,71m<sup>2</sup> de construção, estrutura em concreto armado e vedação externa bloco cerâmico e posteriormente a vedação interna será utilizado o elemento de vedação mais viável que no caso está sendo estudado para a edificação.

Todos os pavimentos possuem um pé direito de 3,06m, devido a quantidade de degraus e referente à altura dos espelhos, que de acordo com o projeto arquitetônico, 18 cm. Devido a exigência do código de obra da cidade de Santos, foi constatado a necessidade de pelo menos um elevador para acessibilidade.

As plantas estão disponíveis nos Apêndice A e Apêndice B.

### **7.1.3. Concepção Estrutural**

De acordo com PINHEIRO (2007) “a concepção estrutural, ou simplesmente estruturação, também chamada de lançamento da estrutura, consiste em escolher um sistema estrutural que constitua a parte resistente do edifício”.

Essa etapa, uma das mais importantes no projeto estrutural, implica em escolher os elementos a serem utilizados e definir suas posições, de modo a formar um sistema estrutural eficiente, capaz de absorver os esforços oriundos das ações atuantes e transmiti-los ao solo de fundação.

A solução estrutural adotada no projeto deve atender aos requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, relativos à capacidade resistente, ao desempenho em serviço e à durabilidade da estrutura. (PINHEIRO, 2007)

Durante o lançamento da estrutura, o fator determinante para a locação dos pilares foi o posicionamento e as dimensões das vagas de garagem localizadas no pavimento térreo da edificação, para atender as solicitações da legislação local. Conseqüentemente resultou numa mudança de sentido de alguns pilares nos pavimentos seguintes ao andar térreo.

### **7.1.4. Pré-Dimensionamento**

Conforme PINHEIRO (2007) diz “o pré-dimensionamento dos elementos estruturais é necessário para que se possa calcular o peso próprio da estrutura, que é a primeira parcela considerada no cálculo das ações”.

Segundo PINHEIRO (2007) “o conhecimento das dimensões permite determinar os vãos equivalentes e as rigidezes, necessários no cálculo das ligações entre os elementos”.

### 7.1.4.1. Pilares

A NBR 6118:2014 não permite a utilização de pilares com área transversal inferior a 360cm<sup>2</sup>.

De acordo com PINHEIRO (2007) para um pré-dimensionamento mais realista, pode-se usar o processo de área de influência, o qual consiste em dividir a área total do pavimento em áreas de influência, conforme ilustrado pela figura 5, relativas a cada pilar e, a partir daí, estimar a carga que eles irão absorver.

A carga total ( $P_{tot}$ ) prevista para o pilar é dada pela equação (10):

$$P_{tot} = A_{tot} \cdot P_{med} \quad (10)$$

A área da seção transversal de concreto do pilar ( $A_c$ ) pode ser estimada pela equação (11) abaixo:

$$A_c = P_{tot} \cdot \sigma_{adm} \quad (11)$$

A tensão admissível ( $\sigma_{adm}$ ) do concreto pode variar entre 1 kN/cm<sup>2</sup> a 1,5 kN/cm<sup>2</sup>.

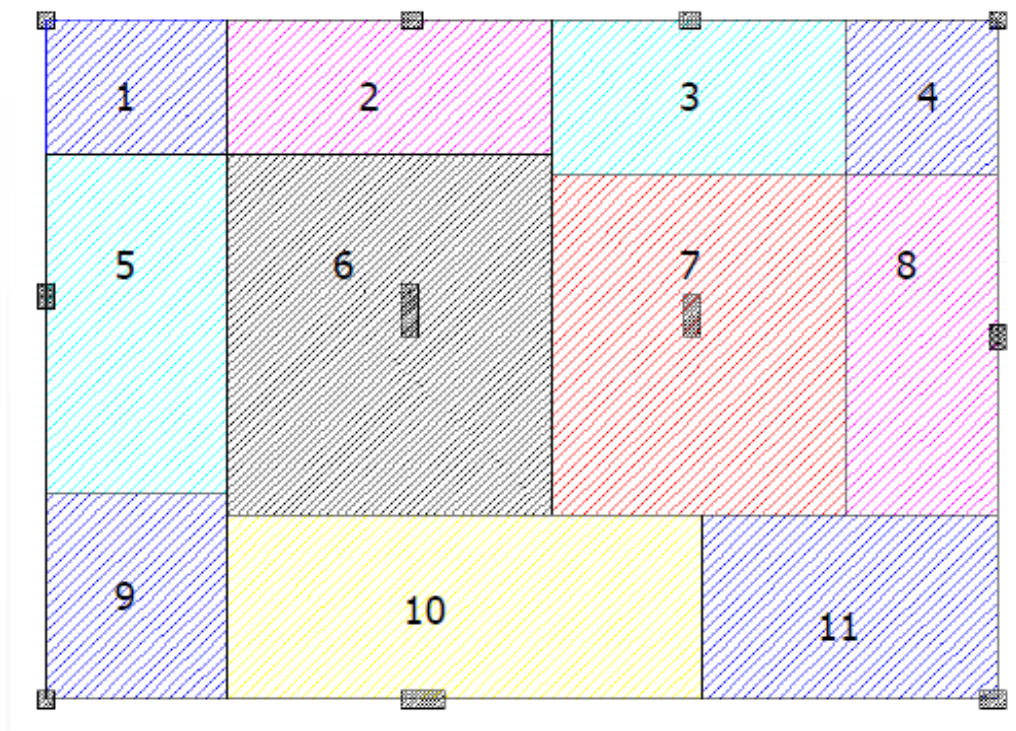


FIGURA 5 - Demonstração área de influência de uma laje

FONTE: TANAKA (2015)

Podemos adotar um exemplo como:

$$P_{tot} = A_{tot} \cdot P_{med} \quad (12)$$

$$A_{tot} = 7,905 \text{m}^2$$

$P_{med}$  adotamos valores como:

- 12kN/m<sup>2</sup> para lajes de piso e
- 10kN/m<sup>2</sup> para lajes de cobertura.

Então:

$$P_{tot} = \left( 7,905 \text{m}^2 \times 12 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 6 \text{ lajes de piso} \right) + \left( 7,905 \text{m}^2 \times 10 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2} \times 1 \text{ laje de cobertura} \right)$$

$$P_{tot} = 648,21 \text{kN}$$

$$A_c = \frac{P_{tot}}{\sigma_{adm}} \text{ kN} \quad (13)$$

$$A_c = \frac{648,21 \text{ kN}}{1 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}} = 648,21 \text{kN}$$

Fixamos uma base do pilar com 19 cm, chamado de B adotado, e ao dividirmos a base por  $A_c$  e assim obtemos a outra medida consequentemente as dimensões para análise conforme a equação (14) abaixo:

$$A = \frac{648,21 \text{ cm}^2}{19 \text{ cm}} = A = 34,12 \text{cm} \quad (14)$$

Devido a NBR 6118:2014 nos exigir uma área transversal dos pilares superior a 360 cm<sup>2</sup>, portanto adotamos as dimensões de 19cm,40cm totalizando uma área transversal de 760cm<sup>2</sup>.

Os resultados obtidos estão demonstrados no item 9.1.1.

### 7.1.4.2. Vigas

De acordo com PINHEIRO (2007) uma estimativa para a altura das vigas é dada pelas equações (15), (16) e (17):

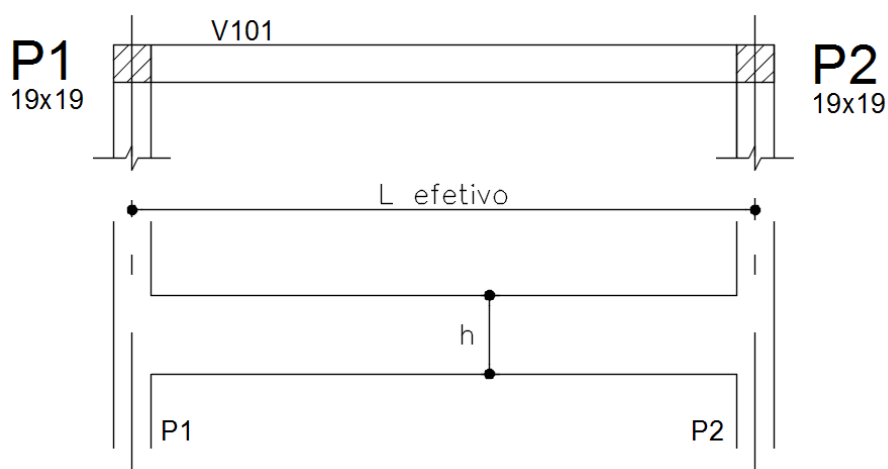
- para tramos internos:  $h_{est} = \frac{l_0}{12}$  (15)

- tramos externos ou vigas biapoizadas:  $h_{est} = \frac{l_0}{10}$  (16)

- balanços:  $h_{est} = \frac{l_0}{5}$  (17)

A seção transversal das vigas e das vigas paredes, conforme demonstrado na figura 6, não podem apresentar largura menor que 12cm e menor que 15cm respectivamente. Estes limites podem ser reduzidos, respeitando-se um mínimo absoluto de 10 cm (NBR 6118:2014). Em casos excepcionais, sendo obrigatoriamente respeitadas as seguintes condições:

- Alojamento das armaduras e suas interferências com as armaduras de outros elementos estruturais, respeitando os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos nesta Norma;
- Lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.



**FIGURA 6 - Demonstração de dimensões de vigas**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Como exemplo, se considerarmos como o L1 igual a 3,50m. Podemos obter uma altura estimada.

$$h_{est} = \frac{4,50}{10} = 45cm$$

Os resultados obtidos estão demonstrados no item 9.1.2.

#### 7.1.4.3. Lajes

Sugere-se que as lajes maciças, armadas em duas direções e retangulares, podem ser pré-dimensionadas a partir da seguinte equação (18):

$$d = (2,5 - 0,1 \times n) \times l \div 100 \quad (18)$$

Onde:

- d é a altura útil da laje (cm);
- n é o número de bordas engastadas;
- l é o menor valor entre  $l_x$  (menor vão da laje) e  $0,7 \times l_y$  (maior vão da laje)

Para chegarmos a altura da laje, adotamos a seguinte equação (19):

$$h = d + \text{cobrimento} + \frac{\Phi}{2} \quad (19)$$

Onde:

- h é a espessura da laje (cm);
- d é a altura útil da laje (cm);
- *cobrimento* é o valor adotado por norma o valor de 3,5cm, conforme o quadro 3 do item 5.7.2.;
- $\Phi$  é o valor adotado para uma barra de aço de 10mm ou 1cm.

Para chegarmos ao valor de espessura adotada da laje (hadot.), aproximamos o resultado obtido através da equação 19 a números inteiros, por exemplo, 10cm, 12cm, 14cm entre outros, valores que são práticos e facilitam a concepção estrutural e execução construtiva.

Segundo a NBR 6118:2014, nas lajes maciças, devem ser respeitados os seguintes limites mínimos para a espessura:

- a) 7cm para cobertura não em balanço;
- b) 8cm para lajes de piso não em balanço;
- c) 10cm para lajes em balanço;
- d) 10cm para lajes que suportem veículos de peso total menor ou igual a 30kN;
- e) 12cm para lajes que suportem veículos de peso total maior que 30kN;
- f) 15cm para lajes com protensão apoiadas em vigas, com o mínimo de  $\frac{l}{42}$  para lajes de piso biapoiadas e  $\frac{l}{50}$  para lajes de piso contínuas;
- g) 16cm para lajes lisas e 14cm para lajes-cogumelo, fora do capitel.

No dimensionamento das lajes em balanço, os esforços solicitantes de cálculo a serem considerados devem ser multiplicados por um coeficiente adicional  $\gamma_n$ , de acordo com o indicado no quadro 7.

**QUADRO 7 - Relação lajes em balanço com coeficiente  $\gamma_n$**

**FONTE: ABNT NBR 6118:2014**

$h$ cm	$\geq 19$	18	17	16	15	14	13	12	11	10
$\gamma_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25	1,30	1,35	1,40	1,45
<p>onde</p> $\gamma_n = 1,95 - 0,05 h;$ <p><math>h</math> é a altura da laje, expressa em centímetros (cm).</p> <p>NOTA O coeficiente <math>\gamma_n</math> deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo nas lajes em balanço, quando de seu dimensionamento.</p>										

Os resultados obtidos estão demonstrados no item 9.1.3

### **7.1.5. Ações e Combinações**

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidades não desprezíveis de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período preestabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura; a verificação da segurança em relação aos estados-limites últimos e aos estados-limites de serviço deve ser realizada em função de combinações últimas e de combinações de serviço, respectivamente.

#### **7.1.5.1. Cargas Permanentes**

Ações permanentes são as que ocorrem com valores praticamente constantes durante toda a vida da construção. Também são consideradas permanentes as ações que aumentam no tempo, tendendo a um valor-limite constante.

#### **7.1.5.2. Cargas Acidentais**

É toda aquela que pode atuar sobre a estrutura de edificações em função do seu uso (pessoas, móveis, materiais diversos, veículos etc.).

#### **7.1.5.3. Carga de Vento**

Os esforços solicitantes relativos à ação do vento devem ser considerados e recomenda-se que sejam determinados de acordo com o prescrito pela ABNT NBR 6123, permitindo-se o emprego de regras simplificadas previstas em Normas Brasileiras específicas.

A velocidade básica do vento ( $V_0$ ) corresponde a velocidade de uma rajada de 3 segundos, excedida em média uma vez em 50 anos, a 10m acima do terreno, em campo aberto e plano. Varia com a região que será erguida a edificação, de acordo com o mapa de isopletras.

#### **7.1.6. Estado Limite Último (ELU)**

De acordo com KIMURA (2007) “um estado limite último é alcançado quando o edifício tem o seu uso interrompido por um colapso parcial ou total da estrutura”. PINHEIRO (2007) define e cita “são aqueles que correspondem à máxima capacidade portante da estrutura, ou seja, sua simples ocorrência determina a paralisação, no todo ou em parte, do uso da construção”.

São exemplos:

- a) Perda de equilíbrio como corpo rígido: tombamento, escorregamento ou levantamento;
- b) Resistência ultrapassada: ruptura do concreto;
- c) Escoamento excessivo da armadura:  $\epsilon_s > 1,0\%$ ;
- d) Aderência ultrapassada: escorregamento da barra;
- e) Transformação em mecanismo: estrutura hipostática;
- f) Flambagem;
- g) Instabilidade dinâmica – ressonância;
- h) Fadiga – cargas repetitivas.

#### **7.1.7. Estado Limite de Serviço (ELS)**

De acordo com KIMURA (2007) “um estado limite de serviço é alcançado quando o edifício deixa de ter o seu uso pleno e adequado em função do mau comportamento da estrutura, que não seja a ruína da mesma propriamente dita”.

Seguindo o pensamento de (PINHEIRO) definimos este estado com situações precárias de serviço. A sua frequência ocasiona defeitos nas estruturas que não respeitam o uso normal da construção ou que mostram um comprometimento da durabilidade.

Alguns exemplos são:

- a) Danos estruturais localizados que comprometem a estética ou a durabilidade da estrutura – fissuração;
- b) Deformações excessivas que afetem a utilização normal da construção ou o seu aspecto estético – flechas;
- c) Vibrações excessivas que causem desconforto a pessoas ou danos a equipamentos sensíveis.

## 7.2. FUNDAMENTAÇÃO TEÓRICA

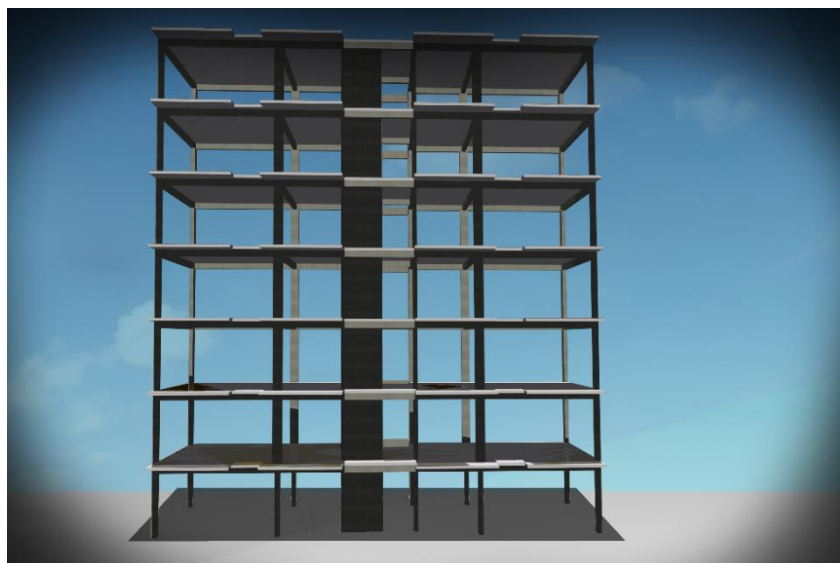
### 7.2.1. Modelos Estruturais

Segundo KIMURA (2007) “Trata-se de um protótipo que procura simular um edifício real no computador”.

#### 7.2.1.1. Pórtico Plano

De acordo com KIMURA (2007) “trata-se de um modelo direcionado para análise do comportamento global de um edifício, não apenas de um único pavimento. Admite tanto a aplicação de ações verticais como horizontais”.

Nesse modelo as vigas são representadas por barras horizontais e pilares são representados por barras verticais onde são formados os pórticos que serão associados através de uma viga de rigidez, a estrutura, ilustrada na figura 7, é modelada sem a consideração de uso das lajes atuando no pórtico e apenas com a aplicação da carga de vento para obtermos os deslocamentos tanto no eixo x quando no eixo y.



**FIGURA 7 - Representação de pórtico plano**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

### 7.2.1.2. Modelo IV (Pórtico Espacial)

Com o auxílio do *software* CAD/TQS serão executados e verificados os dimensionamentos dos elementos estruturais como um todo.

Utilizaremos no *software* no Modelo IV. O mesmo atribui a estrutura por um pórtico espacial, onde nos aproximamos mais da realidade em relação ao comportamento da estrutura. O pórtico é formado por barras horizontais que simulam as vigas e barras verticais que simulam os pilares e não considera as lajes incorporando o pórtico, mas separadamente como a diafragma rígido as lajes trabalhando em conjunto.

As lajes serão dimensionadas apenas para cargas verticais de acordo com o modelo selecionado. No nosso caso em estudo trabalharemos com o modelo de grelha de lajes.

Onde a transferência de cargas das lajes para o pórtico não é dada a partir dos quinhões de carga, mas sim através da rigidez de cada barra e, posteriormente, transferida para o pórtico.

Todos os aspectos citados acima estão ilustrados na figura 8.

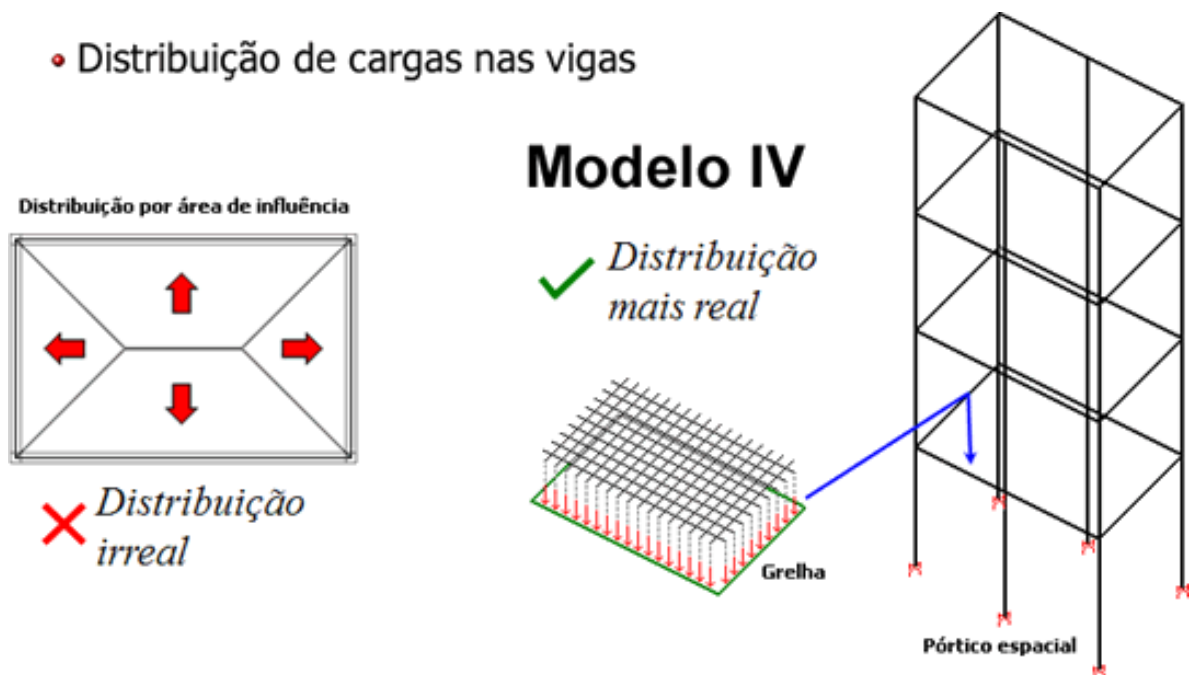


FIGURA 8 - Representação do Modelo IV do software CAD/TQS

FONTE: TQSNEWS (2011)

## 7.2.2. Estabilidade Global e Efeitos de 2ª Ordem

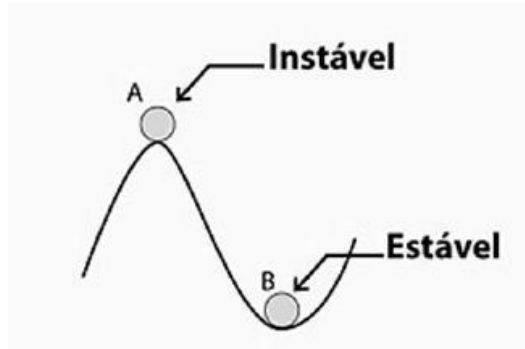
### 7.2.2.1. Estabilidade Global

De acordo com KIMURA (2007) podemos nos referir a estabilidade global como os efeitos globais de segunda ordem ocorridos à um edifício.

A estabilidade global de acordo com a NBR 6118:2014 define que, uma edificação deverá ser projetada visando que, sob condições do ambiente onde será executada, atenda a manutenções preventivas que conservem sua segurança, estabilidade, aptidão em serviço e aparência aceitável, durante um período de tempo pré-determinado, sem necessitar de manutenções e reparos não previstos. Um projeto deverá sempre garantir que a edificação e quaisquer que sejam seus componentes nunca atinja o estado limite último de instabilidade, ou seja, a perda da sua capacidade de resistência causada pelo aumento das deformações.

Uma estrutura será considerada estável caso os efeitos de segunda ordem sejam menores na mesma, ou, caso uma estrutura seja considerada instável, maiores serão seus efeitos de segunda ordem. Conforme a figura 9 demonstra, podemos utilizar o pensamento de KIMURA (2007) para definirmos os conceitos de estrutura estável e instável. A esfera na posição A apresentar estar em uma situação de equilíbrio contrária a esfera B. A esfera A, caso saia de sua posição, não irá retornar à sua posição original. Já a esfera B, caso seja descolada, consegue retornar à sua posição original.

Citando KIMURA (2007) “a verificação da estabilidade global de um edifício de concreto armado é fundamental. Trata-se de um requisito que deve ser avaliado logo no início da elaboração do projeto estrutural”.



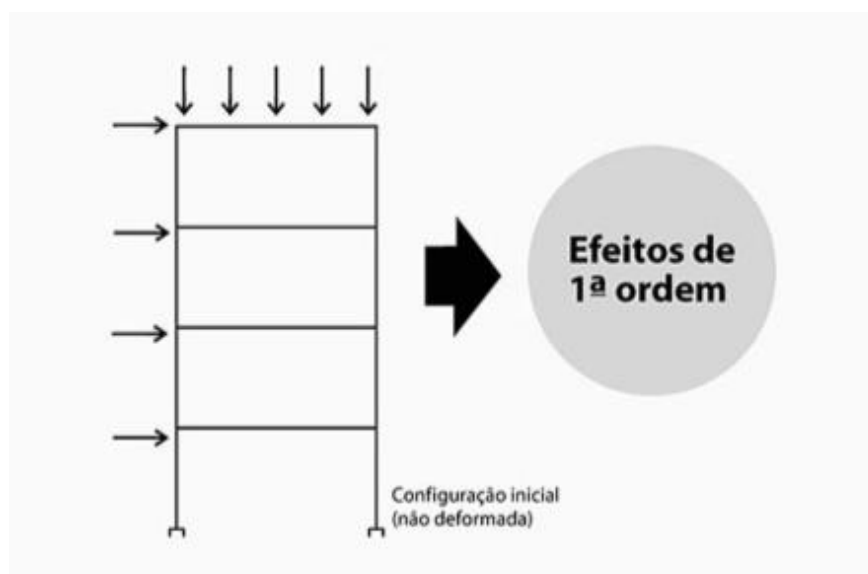
**FIGURA 9 - Representação do equilíbrio das estruturas**  
**FONTE: KIMURA (2007)**

#### 7.2.2.2. Análise em 1ª Ordem

Antes de entendermos o conceito de estabilidade global de uma edificação, devemos compreender o que são e como são gerados os efeitos de primeira e segunda ordem.

A análise de primeira ordem da estrutura é realizada quando a mesma ainda não foi “deformada”, ou seja, a estrutura recebe as cargas, porém sua geometria inicial não é alterada, conforme ilustrado pela figura 10.

Conforme HAUCH (2010) define “os esforços calculados a partir da geometria inicial da estrutura, sem deformação, são chamados efeitos de primeira ordem”.



**FIGURA 10 - Representação dos efeitos de 1ª Ordem**  
**FONTE: KIMURA (2007)**

### 7.2.2.3. Análise em 2ª Ordem

Os efeitos de segunda ordem são analisados e calculados quando a estrutura está em sua posição deformada, ilustrada pela figura 11, ocasionando o aparecimento de efeitos adicionais. Estes efeitos são os responsáveis por desestabilizar a edificação. KIMURA (2007) define de uma forma sucinta “efeitos de segunda ordem são efeitos adicionais à estrutura, que são gerados a partir de suas deformações”.

Para a determinação dos efeitos de segunda ordem alguns critérios são adotados em relação ao seu grau de mobilidade, ou seja, se a estrutura trabalha com nós fixos ou nós móveis. As estruturas que trabalham com nós fixos tem por características desprezar os valores de deslocamentos horizontais de acordo com seus valores de ações atuantes. Já as de nós móveis consideram o valor dos deslocamentos horizontais. Em uma breve explicação, as ações horizontais ocasionam deslocamentos no sentido horizontal e quando associada às ações verticais, ocasionam o efeito de segunda ordem global. Os efeitos de segunda ordem podem ser desprezados somente caso constatado que a magnitude dos mesmos não represente um acréscimo de 10% nas reações e nas solicitações relevantes da estrutura. Caso não sejam desprezados, os efeitos de segunda ordem precisam ser obrigatoriamente considerados no dimensionamento dos elementos da estrutura.

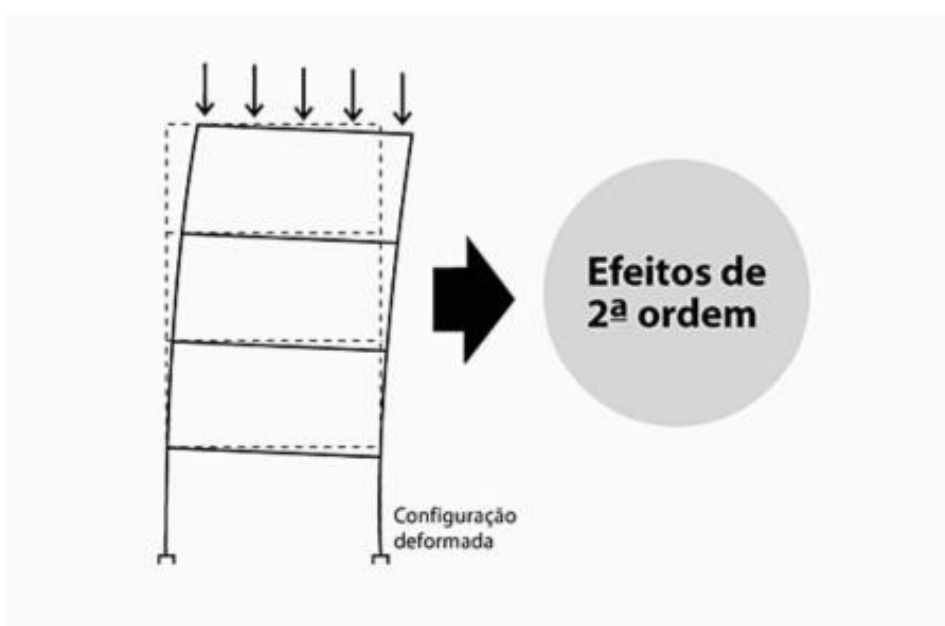
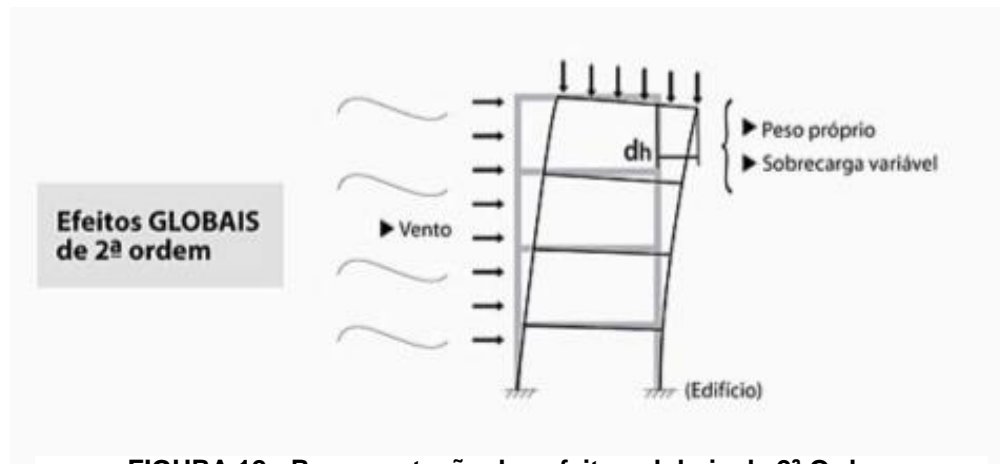


FIGURA 11 - Representação dos efeitos de 2ª Ordem

FONTE: KIMURA (2007)

Segundo HAUCH (2010), os efeitos de segunda ordem ocorrem quando a configuração geométrica da estrutura é deformada, considerando assim os efeitos do seu descolamento horizontal. Em uma estrutura de concreto armado, a NBR 6118:2014 classifica os efeitos de segunda ordem em três tipos:

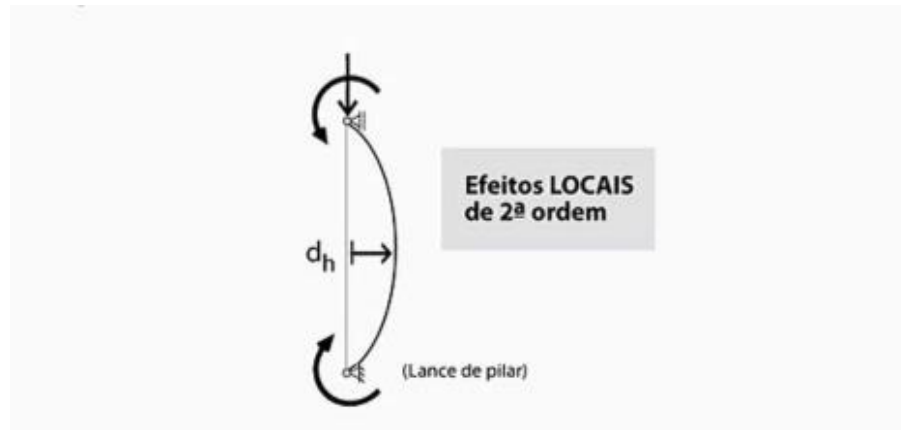
- Efeitos globais de 2ª ordem: este tipo de efeito relaciona-se ao edifício como um todo, incluindo seus elementos como pilares, vigas e lajes. Os esforços de segunda ordem são introduzidos através dos deslocamentos horizontais nos nós da estrutura, ocorridos pela presença simultânea de cargas horizontais (vento) e verticais (peso próprio e sobrecarga). Os aspectos apontados estão representados na figura 12;



**FIGURA 12 - Representação dos efeitos globais de 2ª Ordem**

**FONTE: KIMURA (2007)**

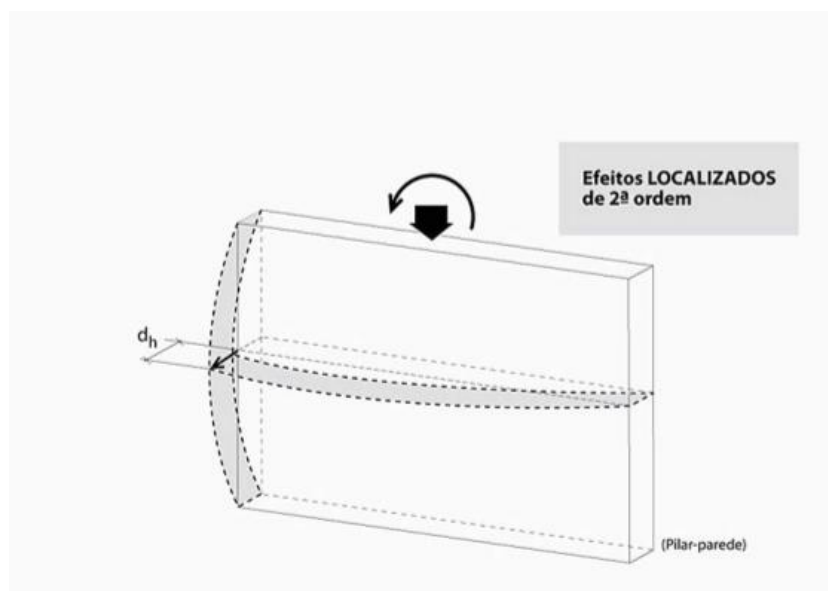
- Efeitos locais de 2ª ordem: os efeitos locais estão associados à uma parte isolada da estrutura, geralmente os pilares. Esta classificação trata-se quando a barra da estrutura (pilar) deixa de ter seu eixo retilíneo por conta de suas extremidades apresentarem deslocamentos diferenciados devido à presença simultânea da carga normal de compressão, conforme ilustrado na figura 13;



**FIGURA 13 - Representação dos efeitos locais de 2ª Ordem**

**FONTE: KIMURA (2007)**

- Efeitos localizados de 2ª ordem: os efeitos localizados ocorrem mais em pilares paredes, como exemplificado na figura 14, os quais apresentam uma maior concentração de tensões. KIMURA (2007) cita um exemplo: “um pilar-parede sob a atuação de momento fletor segundo sua direção mais rígida se deforma mais com uma de suas extremidades (região comprimida)”. Este efeito localizado de 2ª ordem aumenta o valor de flexão longitudinal e transversal da região, exigindo assim um aumento da armadura transversal (estribos) nessa região.



**FIGURA 14 - Representação dos efeitos localizados de 2ª Ordem**

**FONTE: KIMURA (2007)**

#### 7.2.2.4. Parâmetro $\alpha$

Parâmetro  $\alpha$  funciona como um “medidor” para a classificação da estrutura, que pode ser constituída de nós fixos ou nós móveis. Além disso, o mesmo avalia a necessidade aos efeitos de segunda ordem.

O valor do parâmetro  $\alpha$  pode ser determinado através da equação (20):

$$\alpha = H_{tot} \times \sqrt{\frac{Nk}{E_{cs} I_c}} \quad (20)$$

Onde:

- $H_{tot}$  é a altura total da estrutura, medida a partir do topo da fundação ou de um nível pouco deslocável do subsolo;
- $Nk$  é o somatório de todas as cargas verticais atuantes na estrutura (a partir do nível considerado para o cálculo de  $H_{tot}$ ), com seu valor característico;
- $E_{cs} I_c$  representa o somatório dos valores de rigidez de todos os pilares na direção considerada. No caso de estruturas de pórticos, de treliças ou mistas, ou com pilares de rigidez variável ao longo da altura, pode ser considerado o valor da expressão  $E_{cs} I_c$  de um pilar equivalente de seção constante.

Conforme a figura 15 abaixo, podemos definir os valores obtidos do parâmetro  $\alpha$ :



FIGURA 15 - Demonstração do parâmetro  $\alpha$

FONTE: KIMURA (2007)

### 7.2.2.5. Coeficiente $\gamma_z$

O coeficiente  $\gamma_z$  é definido como um parâmetro que avalia a estabilidade global de um edifício. Além disso, o  $\gamma_z$  indica se a estrutura será composta de nós fixos ou nós móveis fornecendo uma estimativa dos valores adicionados nas reações e solicitações.

Segundo a NBR 6118:2014, o coeficiente  $\gamma_z$  que avalia a importância dos esforços de segunda ordem globais, é válido para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares.

Podemos definir o valor do coeficiente  $\gamma_z$  através da equação (21):

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M1_{tot,d}}} \quad (21)$$

Onde:

- $M1_{tot,d}$  é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura;
- $\Delta M_{tot,d}$  é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de 1ª ordem.

E conforme a figura 16 abaixo, podemos definir com os valores obtidos do coeficiente  $\gamma_z$ :

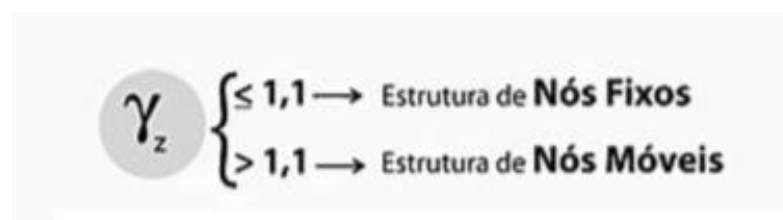


FIGURA 16 - Demonstração do coeficiente  $\gamma_z$

FONTE: KIMURA (2007)

De acordo com o quadro (8), é indicado a relação entre os valores de 1ª e 2ª ordem:

**QUADRO 8- Valores para referência dos efeitos de 1ª e 2ª ordem**

**FONTE: KIMURA (2007)**

$\gamma_z$	Significado
$\cong 1.00$	Efeitos de segunda ordem praticamente <b>inexistentes</b>
<b>1.10</b>	Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>10%</b> dos efeitos de 1ª ordem
<b>1.15</b>	Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>15%</b> dos efeitos de 1ª ordem
<b>1.20</b>	Efeitos de 2ª ordem em torno de <b>20%</b> dos efeitos de 1ª ordem
...	Assim por diante

De acordo com KIMURA (2007) “edifícios de concreto armado com valores de  $\gamma_z$  superiores a 1,3 possuem um grau de instabilidade elevado. O ideal é projetar estruturas com um  $\gamma_z$  inferior ou igual a 1,2.

## 8. METODOLOGIA

### 8.1. MATERIAIS

Foi utilizado o SAP2000 versão 17.0.0 build 1083 onde o mesmo foi executado em um computador compatível ao *software*, utilizamos o EXCEL na versão 2013 em um computador com o sistema compatível, necessário a utilização do CAD/TQS na versão 18.12.64 em um computador compatível com o *software*, referências bibliográficas como, por exemplo, livros, apostilas, artigos e dissertações extraídos da internet e com visita a biblioteca da UNISANTA.

### 8.2. MÉTODOS

Primeiramente para retirada de dados iniciais do projeto sabemos que o mesmo está situado na região da baixada santista mais precisamente em Santos.

Após os autores analisarem o projeto arquitetônico foi executado o pré-dimensionamento de acordo com a NBR 6118:2014 em relação as dimensões mínimas de cada elemento, seguindo métodos acadêmicos, dissertações, livros e apostilas consequentemente com base em todo o aprendizado obtido ao longo da graduação de Engenharia Civil.

A partir de uma pré-forma com as dimensões pré-estabelecidas foi executada a modelagem da estrutura no SAP 2000 para análise e verificação de valores de estabilidade global do edifício partindo do método de pórticos plano como já mencionado item 7.2. Após o edifício apresentar valores de estabilidade aceitáveis, deu-se início ao lançamento da estrutura no *software* CAD/TQS e posteriormente o lançamento das cargas de cada elemento que atua na estrutura extraído da NBR 6120:2016. Foi executado o dimensionamento da estrutura necessária para suportar e atender a NBR6118:2014 e parâmetros vigentes através do modelo IV (Pórtico

Espacial). E por fim a análise e comparação dos dados obtidos como por exemplo dimensão dos elementos, áreas de aço contidos na estrutura.

#### Modelo 1:

Trata-se do projeto estrutural em concreto armado com vedação externa em blocos cerâmicos com a espessura das 19cm e vedação interna com blocos cerâmicos na espessura de 11,5cm e 14cm.

Foram devidamente dimensionados os elementos estruturais de acordo com NBR6118:2014 para as cargas atuantes na edificação extraídas da NBR 6120:2016 e a partir dos dados obtidos foram executadas análises para posteriormente a comparação com o Modelo 2.

#### Modelo 2:

O projeto estrutural em concreto armado constitui da vedação externa em blocos cerâmicos com a espessura de 19cm e vedação interna com as paredes em Drywall.

A estrutura foi dimensionada de acordo com a NBR6118:2014 para suportar as devidas cargas atuantes na estrutura extraídas da NBR 6120:2016. Através dos resultados obtidos foram feitas as análises e comparação finais.

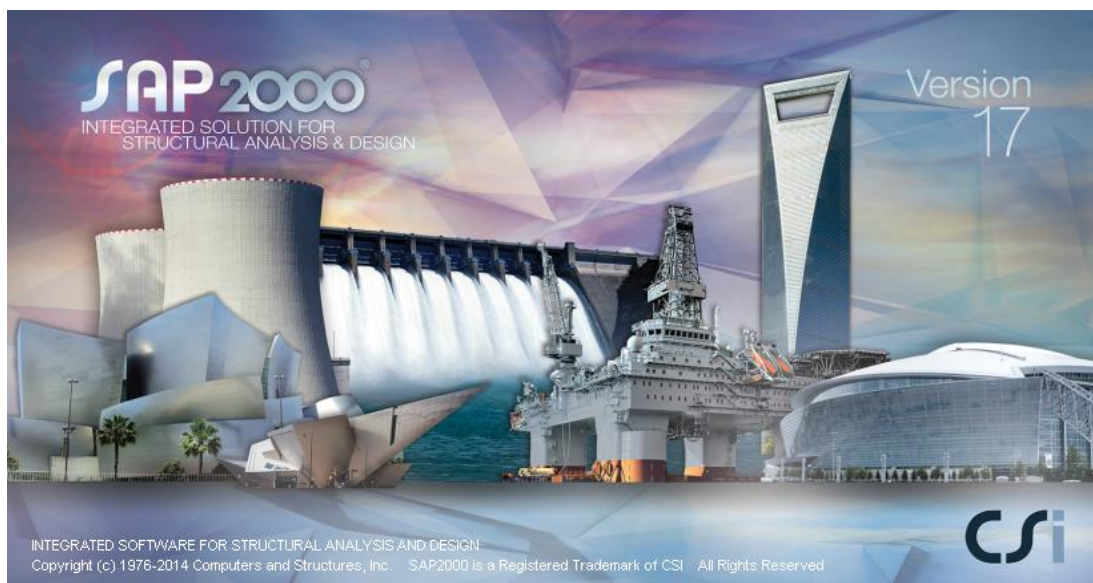
## 8.3. MODELAGEM

### 8.3.1. SAP 2000 (Pórtico Plano)

Para utilização do *software* SAP2000, como ilustrado na figura 17, versão 17.0.0.0 Build 1083 como destacado na figura 18, foram inseridos valores gerados através do pré-dimensionamento realizado anteriormente.

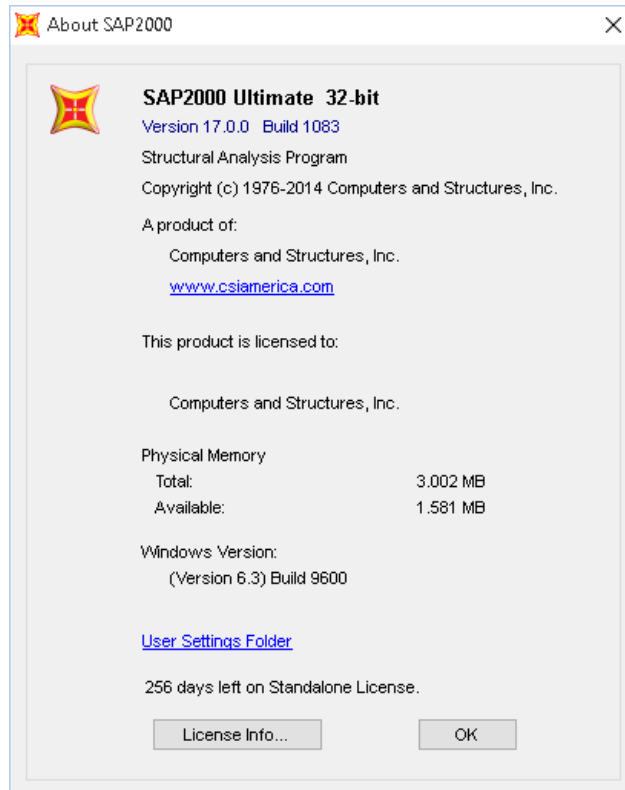
Estes valores gerados através do pré-dimensionamento referem-se as vigas e pilares que foram inseridas no *software*.

Todos os procedimentos efetuados no *software* foram demonstrados nas figuras presentes neste item.



**FIGURA 17 - Software SAP2000 Versão 17.0.0.0 Build 1083**

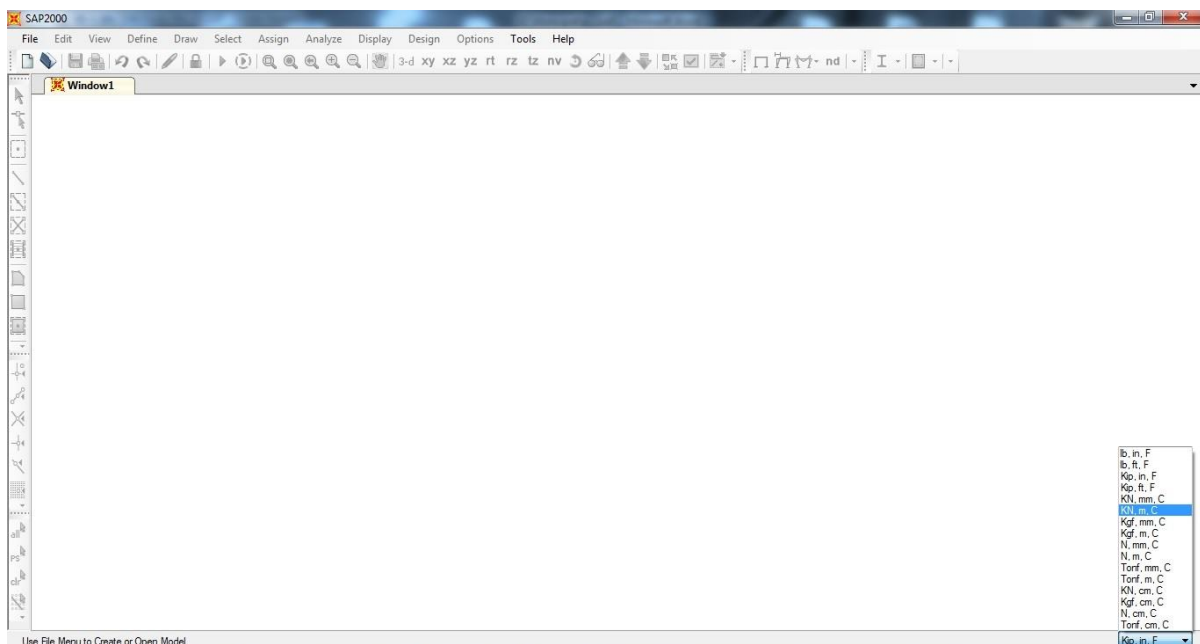
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**



**FIGURA 18 - Software SAP2000 Versão 17.0.0.0 Build 1083**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Definição das unidades padrões para trabalhos de conclusão de cursos.  
Adotado Sistema Internacional de Medidas (S.I.).



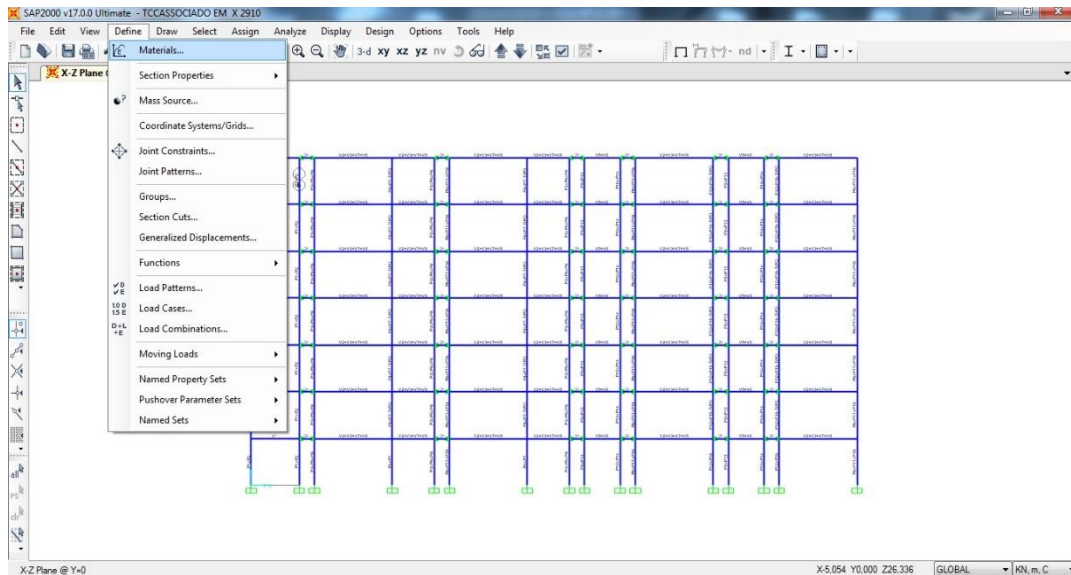
**FIGURA 19 - Definição de unidades para S.I.**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Para exemplo utilizaremos o eixo X.

Para definição do material, utilizamos o comando:

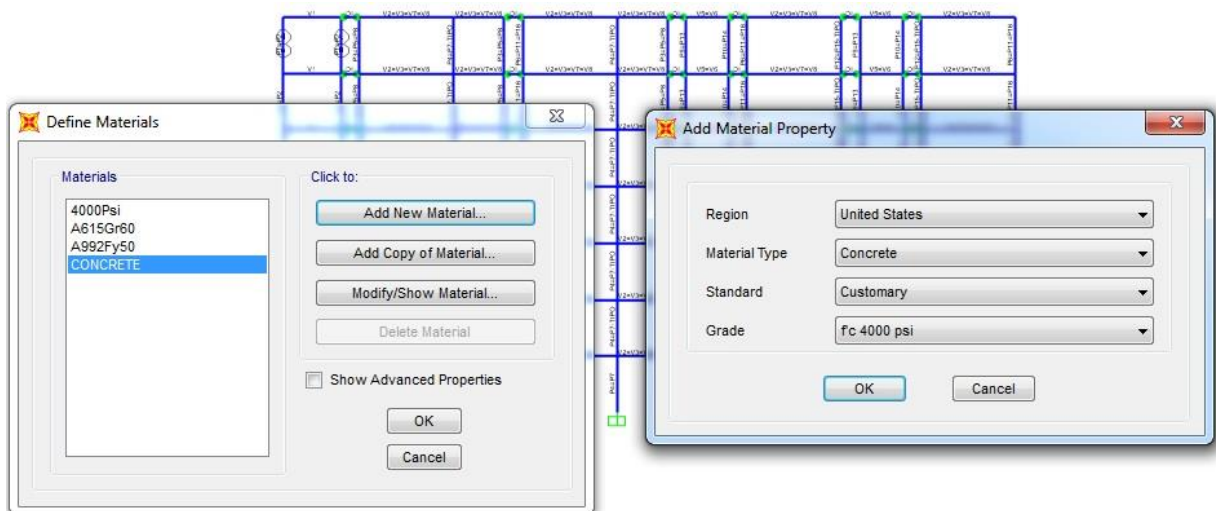
Define > Materials



**FIGURA 20 - Definição dos Materiais**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Para a criação do material a ser utilizado na estrutura, utilizamos os seguintes comandos:

Define Materials > Add New Material > Add Material Property > Material Type > Concrete



**FIGURA 21 - Criação do Material**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Definição do nome do Material e do módulo de elasticidade pelos seguintes comandos:

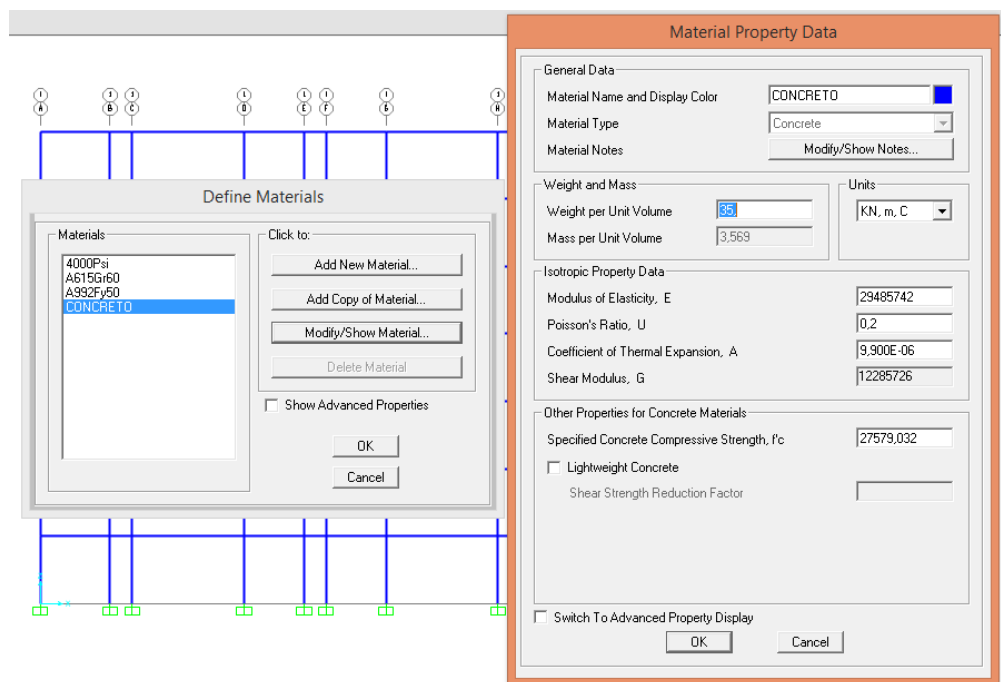
Define Materials > Modify/Show Material > Material Property Data > General Data > Material Name and Display Color > CONCRETO

Isotropic Property Data > Modulus of Elasticity, E >

Onde, pela equações (22) e (23):

$$E_{ci} = \alpha_E \cdot 5600 \cdot \sqrt{f_{ck}} = 1 \cdot 5600 \cdot \sqrt{35} = E_{ci} = 33130047 \frac{kN}{m^2} \quad (22)$$

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = 0,89 \cdot 33130047 \frac{kN}{m^2} = E_{cs} = 29485742 \frac{kN}{m^2} \quad (23)$$

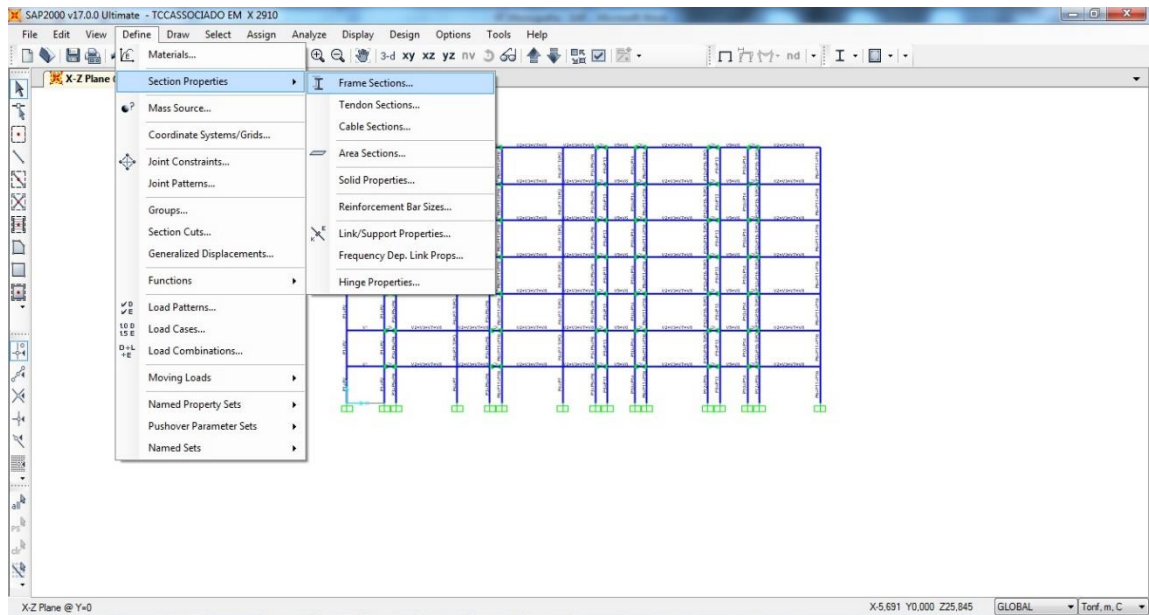


**FIGURA 22 - Definição do material e seu módulo de elasticidade**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Criação das seções dos elementos estruturais.

Define > Section Properties > Frame Section



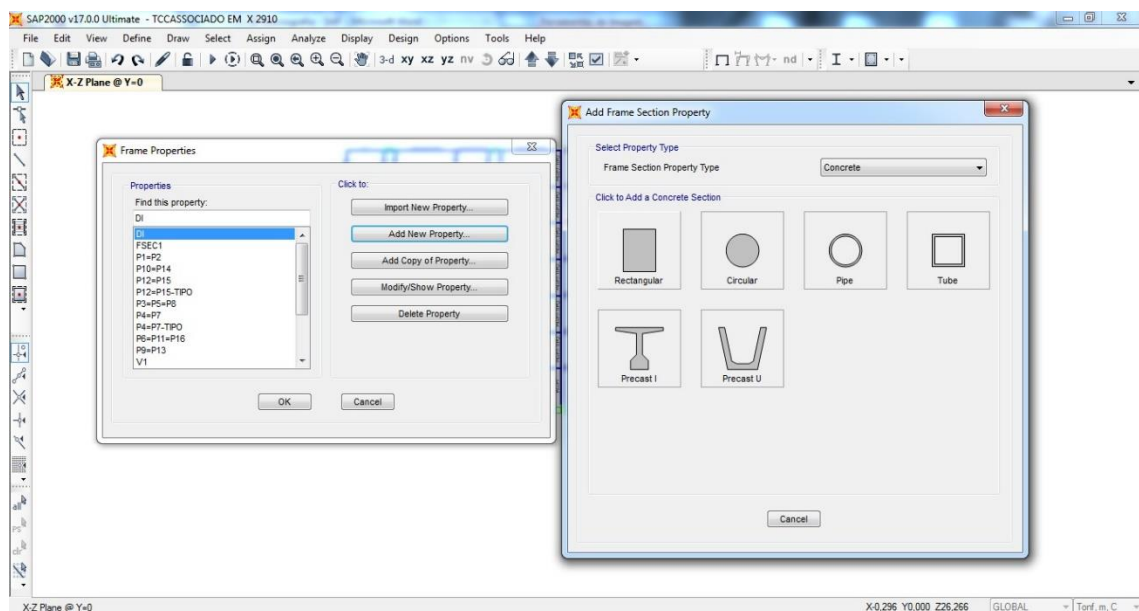
**FIGURA 23 - Definição das seções dos materiais**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

A definição dos elementos estruturais é feita através dos seguintes comandos:

Frame Properties > Add New Material > Add Frame Section Property > Select Property Type > Frame Section Property Type > Concrete

Click to Add a Concrete Section > Rectangular



**FIGURA 24 - Definição dos elementos estruturais**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Para definirmos as seções dos pilares e vigas utilizamos os seguintes comandos:

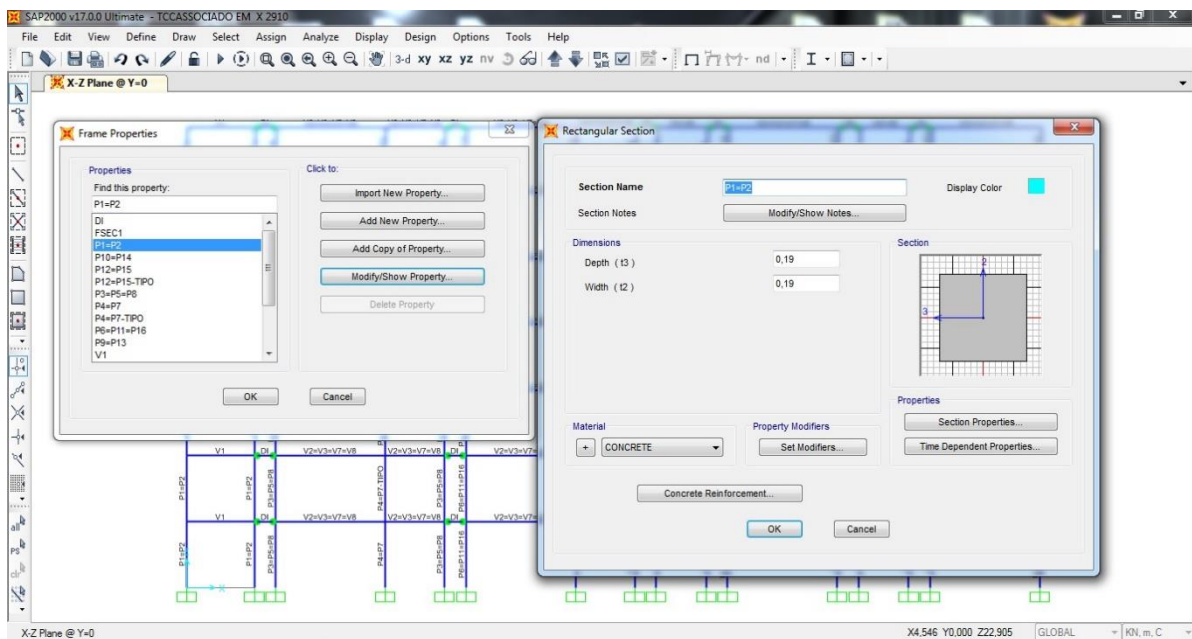
Rectangular Section >

Section Name > Definição do nome dos pilares de acordo com a pré-forma na figura 61, no item 9.1.4.

Dimensions > Depth (t3) > comprimento dos pilares de acordo com a pré-forma na figura 61, no item 9.1.4.

Dimensions > Width (t2) > largura dos pilares adotados de acordo com a pré-forma extraído do pré-dimensionamento demonstrado na figura 61, no item 9.1.4.

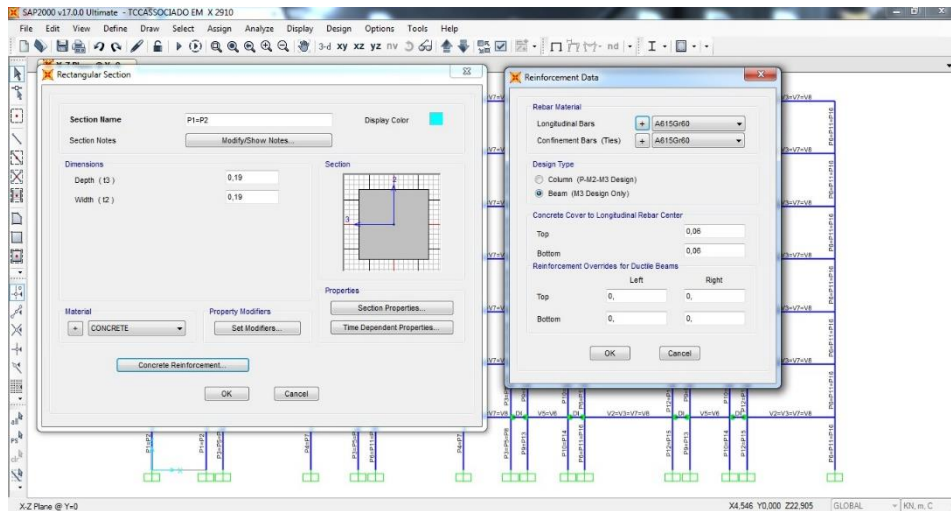
Material > CONCRETO



**FIGURA 25 - Definição dos elementos estruturais**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Rectangular Section > Concrete Reinforcement > Reinforcement Data > Desing Type > Beam (M3 Desing Only) – utiliza-se esta opção para criação dos elementos estruturais.



**FIGURA 26 - Definição dos elementos estruturais**

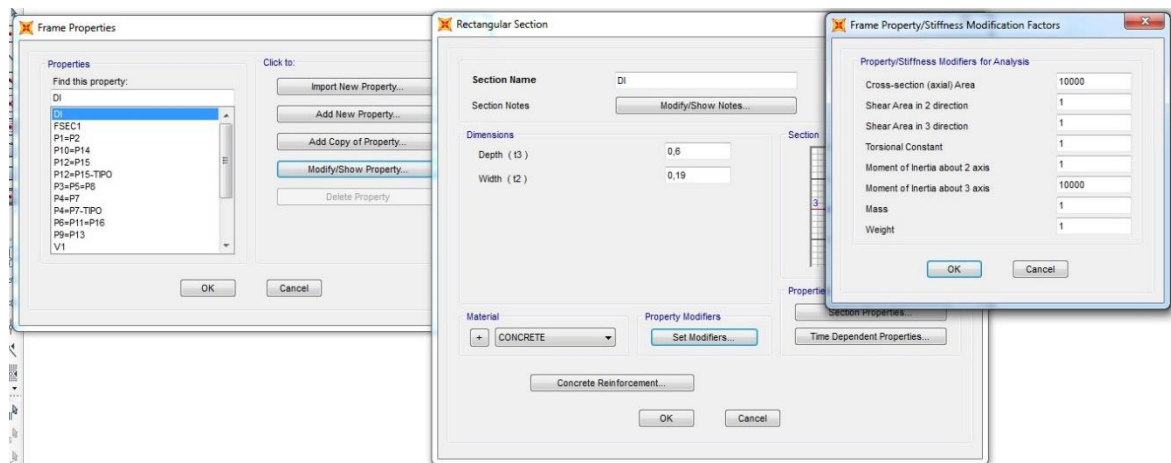
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

### Criação da Viga de Rigidez

A partir da maior seção de viga pré-dimensionada, é criada uma viga de rigidez, que tem por função associar os pórticos. Seu diferencial consiste em apresentar uma Inércia 10000 vezes maior em relação aos outros elementos (inércia infinita). Para isso utilizaremos os seguintes comandos:

Rectangular Section > Property Modifiers > Set Modifiers > Property/Stiffness Modification Factors > Property/Stiffness Modifiers for Analysis > Cross-section (axial) Area > 10000

Property/Stiffness Modifiers for Analysis > Moment of Inertia about 3 axis > 10000



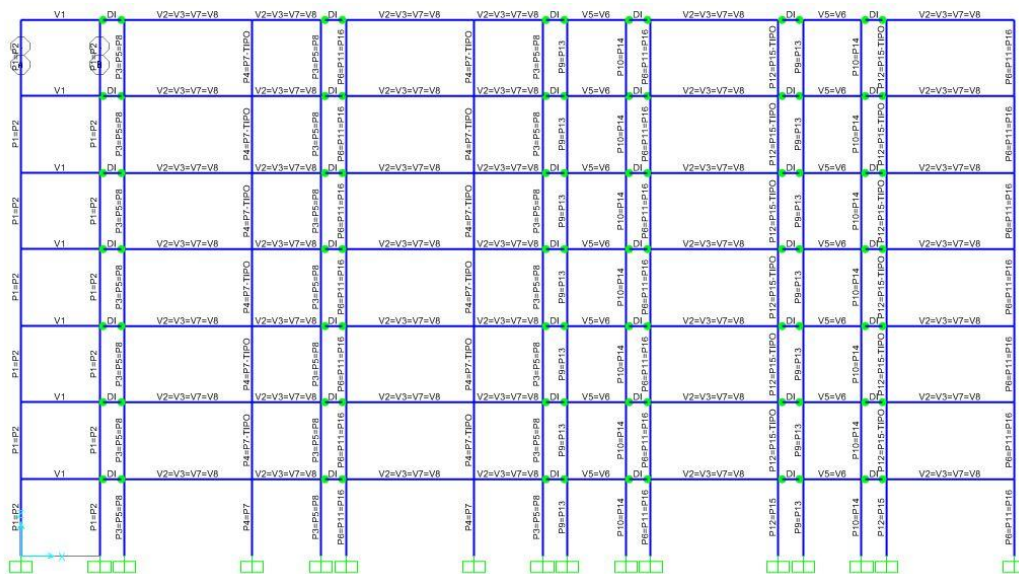
**FIGURA 27 - Definição da viga de rigidez**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

## Modelagem da Estrutura

De acordo com o projeto de pré-forma demonstrado na figura 63, no item 9.1.4, foram inseridas as barras verticais que correspondem aos pilares da estrutura, as barras horizontais que correspondem às vigas e barras biarticuladas infinitamente rígidas que conectam os pórticos que correspondem às vigas de rigidez.

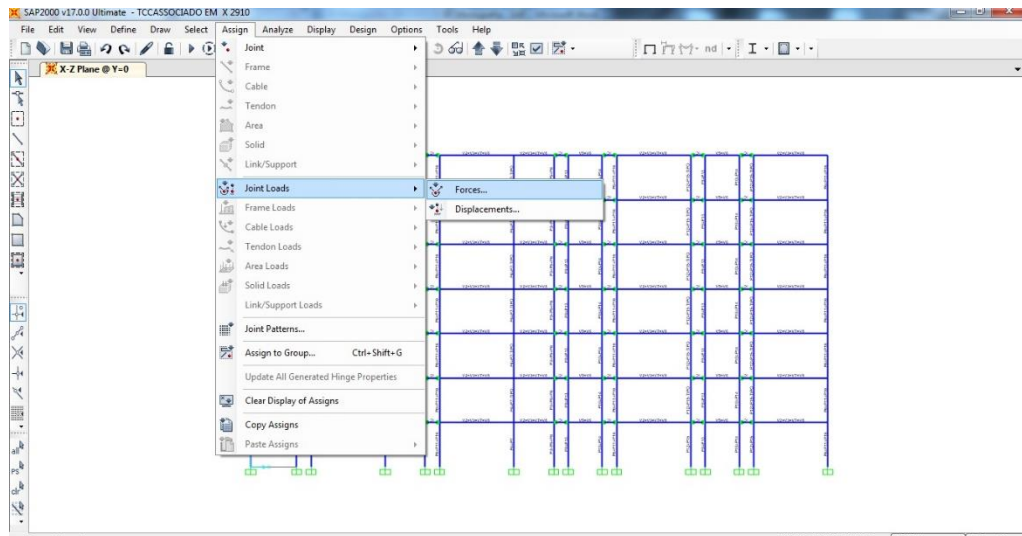
Damos início a análise da estabilidade da estrutura através do parâmetro  $\alpha$  e posteriormente do coeficiente  $\gamma_z$  como previamente explicado nos itens 7.2.2.4 e 7.2.2.5 respectivamente.



**FIGURA 28 - Estrutura pórtico plano**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Dando início ao estudo do parâmetro  $\alpha$ , iniciaremos a partir da criação da carga de aplicação, chamada de FH (Força horizontal), selecionando o nó superior esquerdo.

Assign > Joints Loads > Forces

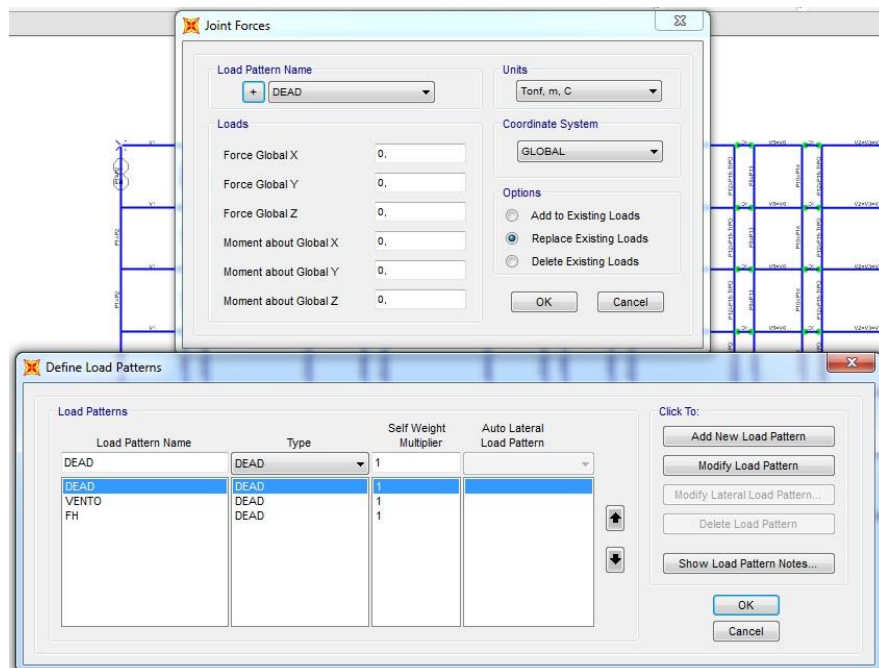


**FIGURA 29 - Determinação da força FH**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Joint Forces > + > Load Patterns > Add new Load Pattern

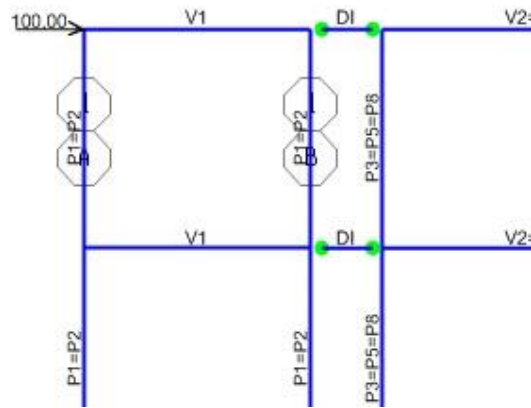
Inserimos uma carga FH (Força horizontal) com valor de 100kN.



**FIGURA 30 - Determinação valores de FH**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

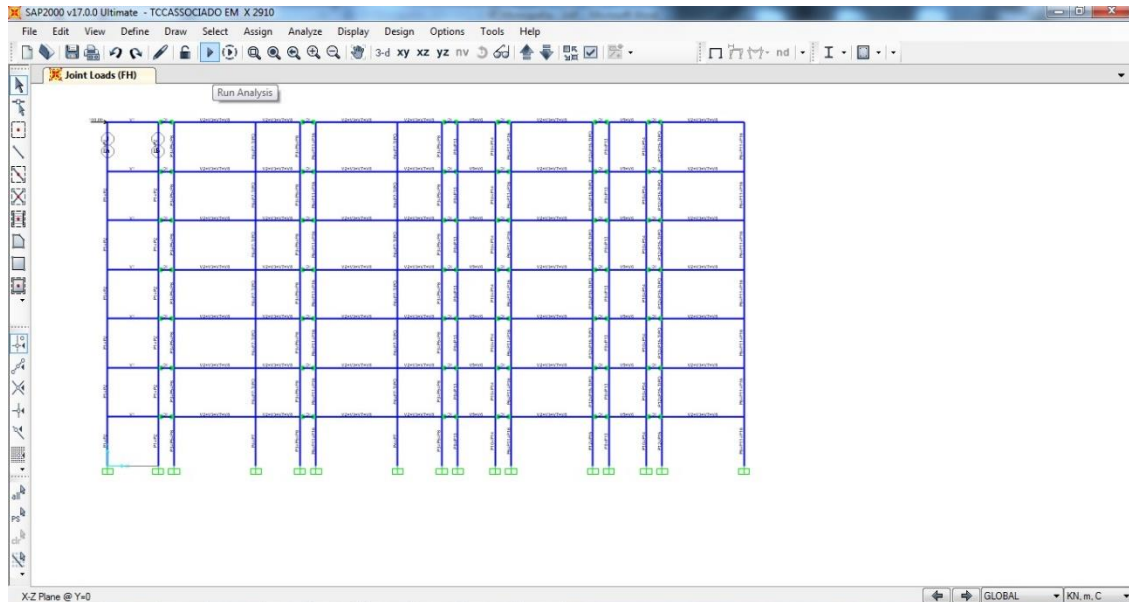
Podemos ver a carga FH criada inserida no nó superior esquerdo indicada por uma seta com o valor correspondente, conforme a figura 31 abaixo demonstra.



**FIGURA 31 - Visualização da carga FH**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Em seguida faremos o processamento para a obtenção do deslocamento da estrutura.

### Run Analyses



**FIGURA 32 - Análise deslocamento da estrutura**

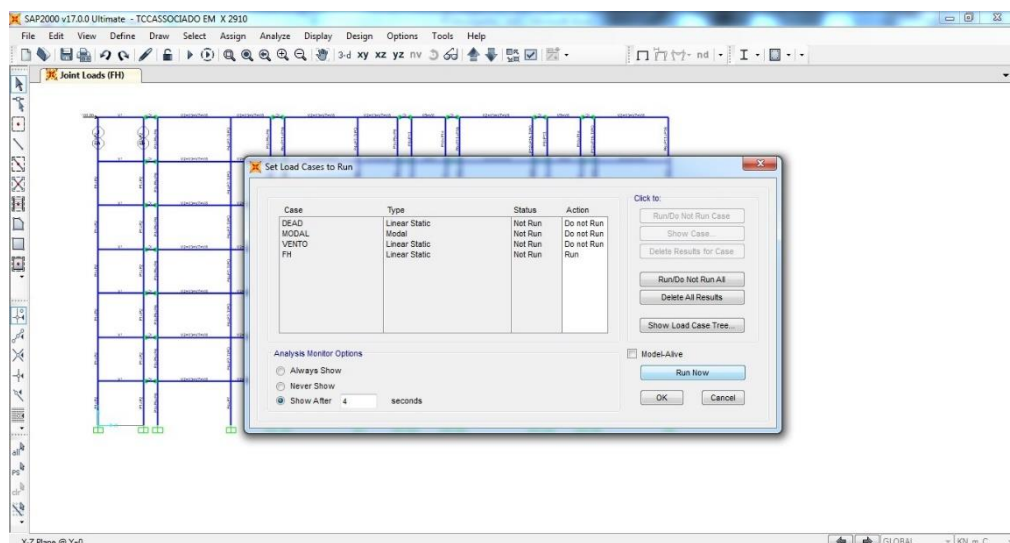
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Set load cases to run > Action >

Run - selecionar apenas a carga analisada;

Do not Run – as cargas que não serão analisadas;

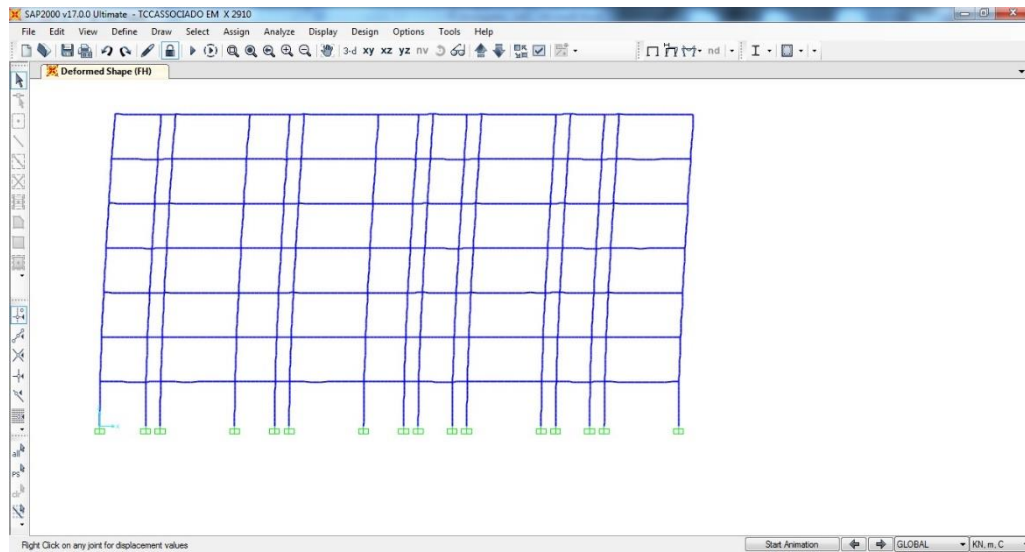
Run Now - para análise de estrutura.



**FIGURA 33 - Análise deslocamento da estrutura**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Após o processamento da estrutura podemos observar um deslocamento devido a FH (Força horizontal).

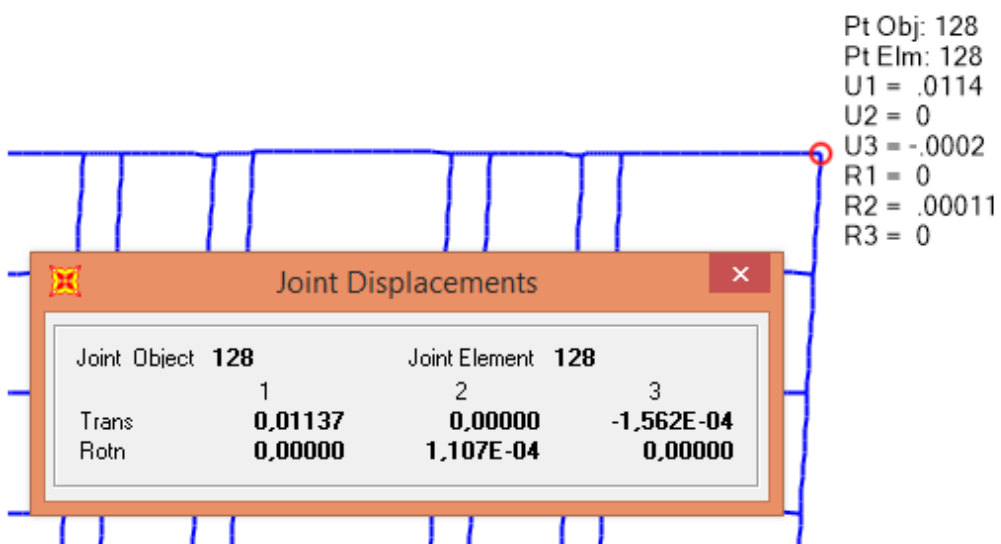


**FIGURA 34 - Análise deslocamento da estrutura**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Para extrair os dados de uma forma mais precisa, precisamos clicar com o botão direito do mouse em cima do nó superior direito.

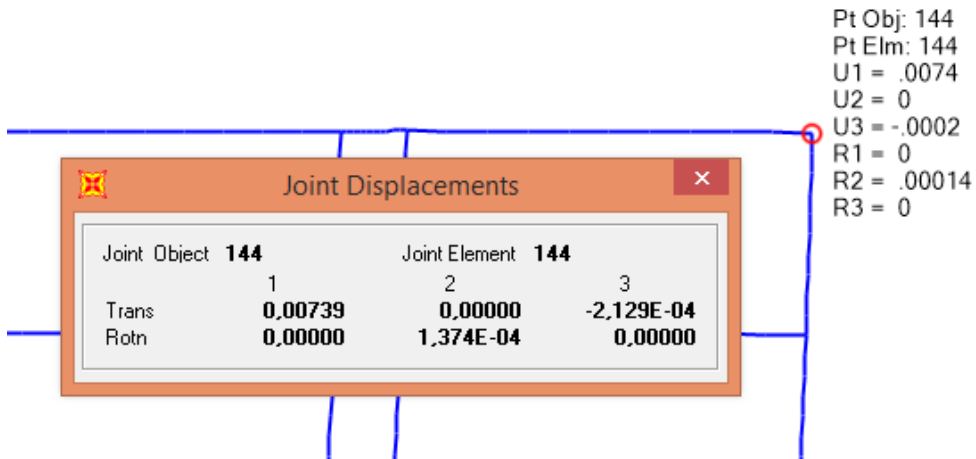
Obtemos o deslocamento de 0,01137 metros no eixo X.



**FIGURA 35 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo X**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

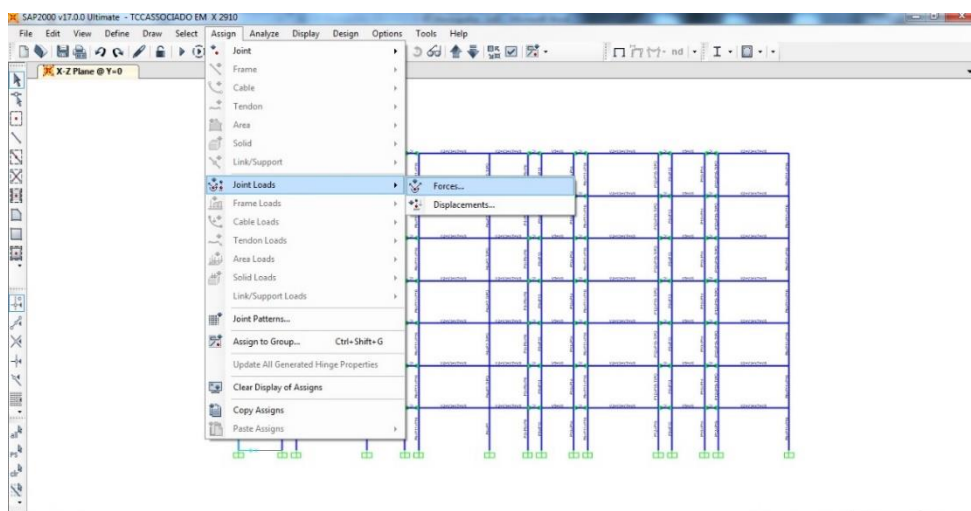
Executamos os mesmos procedimentos no Eixo Y e extraímos os dados. Obtemos o deslocamento de 0,00739 metros no eixo Y.



**FIGURA 36 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo Y**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Dando continuidade ao estudo de estabilidade, faremos a análise através do coeficiente  $\gamma_z$ . a partir da criação da carga de aplicação, denominada VENTO, aplicando-as nos nós esquerdos da estrutura.

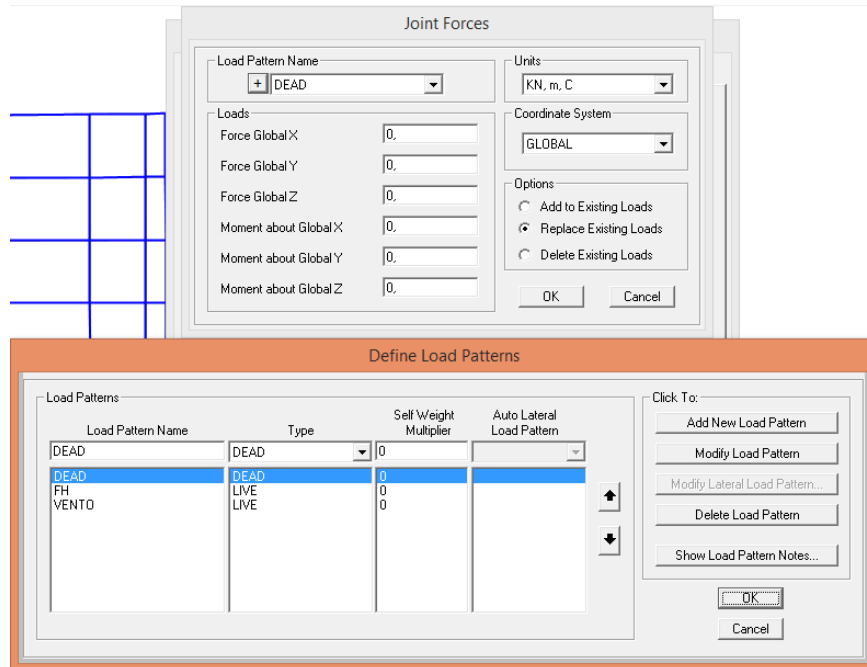
Assign > Joints Loads > Forces



**FIGURA 37 – Determinação da força FH**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Joint Forces > + > Load Patterns > Add new Load Pattern

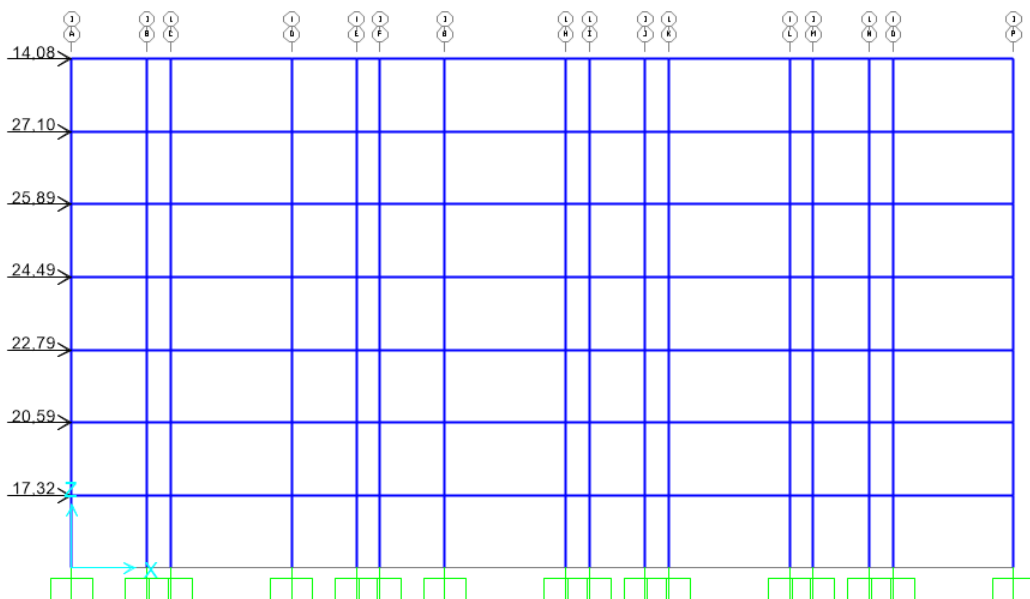
Inserimos uma carga denominada VENTO.



**FIGURA 38 – Criação da carga VENTO**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Podemos ver os valores da carga VENTO criada inseridos nos nós esquerdos da estrutura indicada por uma seta com o valor correspondente, conforme a figura 39 abaixo demonstra.

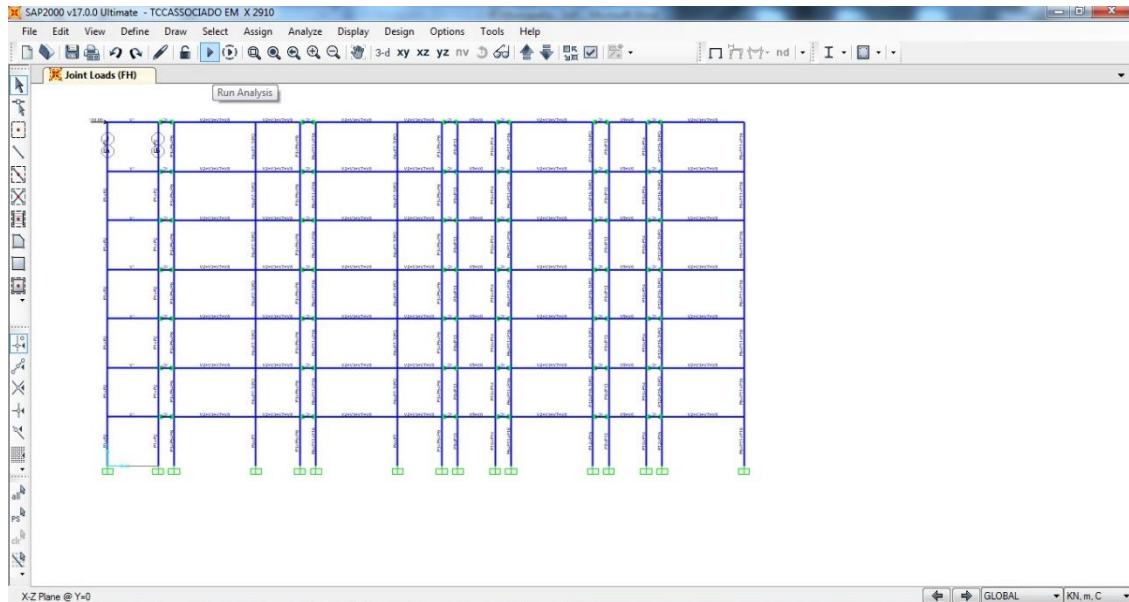


**FIGURA 39 - Valores da carga VENTO aplicadas nos nós da estrutura no eixo X**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Em seguida faremos a análise do deslocamento da estrutura.

## Run Analyses



**FIGURA 40 - Análise deslocamento da estrutura**

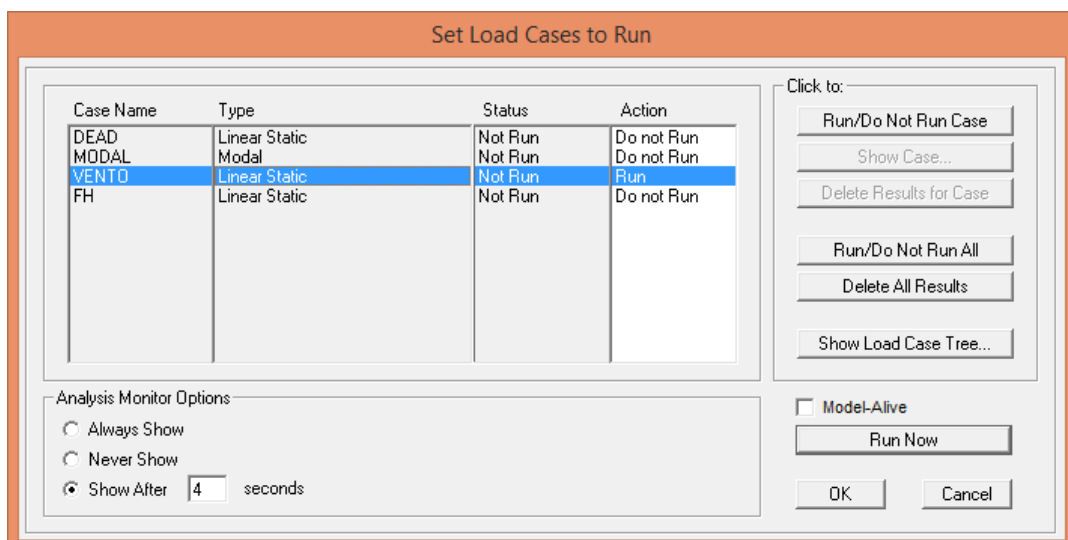
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Set load cases to run > Action >

Run - selecionar apenas a carga analisada;

Do not Run – as cargas que não serão analisadas;

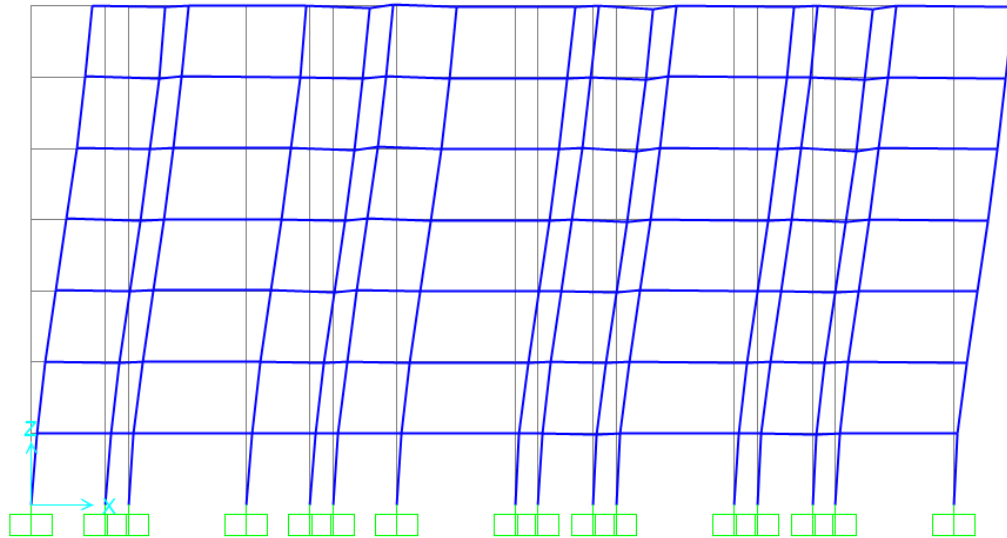
Run Now - para análise de estrutura.



**FIGURA 41 - Análise deslocamento da estrutura**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Após o processamento da estrutura podemos observar um deslocamento devido aos valores da carga VENTO.

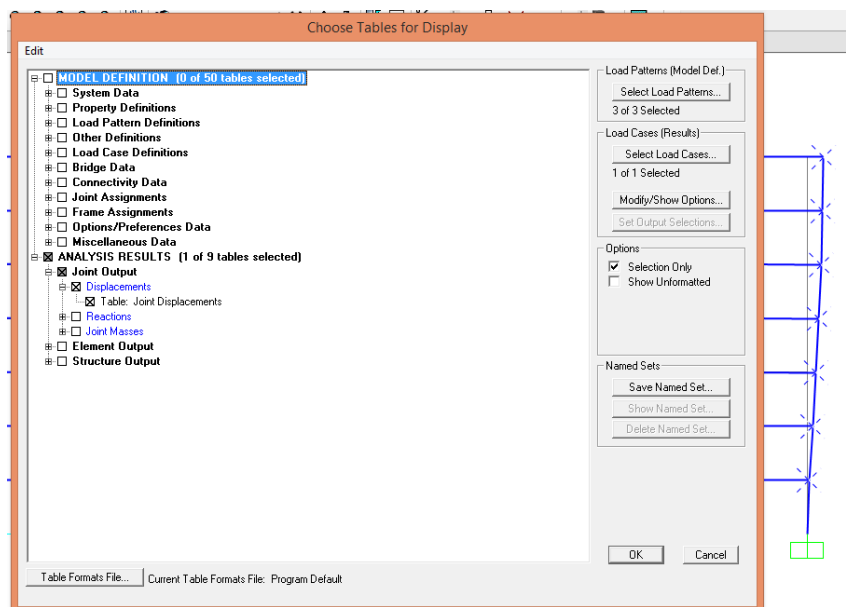


**FIGURA 42 - Análise deslocamento da estrutura**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Para extrair os deslocamentos gerados, precisamos seleccionar os nós do lado direito da estrutura e utilizar os seguintes comandos.

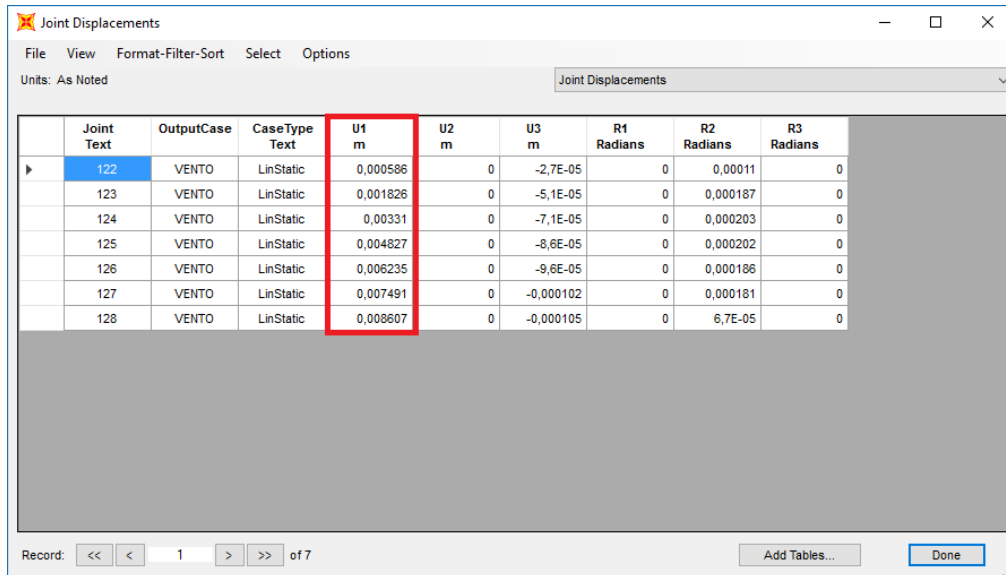
Display > Show Tables > ANALYSIS RESULTS > Joint Output > Displacements > Table: Joint Displacements



**FIGURA 43 - Resultados do deslocamento da estrutura no eixo X**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Após o comando ser executado, uma tabela é gerada, conforme a figura 44 demonstra, onde demonstra através dos valores de U1 os deslocamentos gerados em cada nó da estrutura. Estes nós serão adicionados a uma tabela para análise da estrutura.



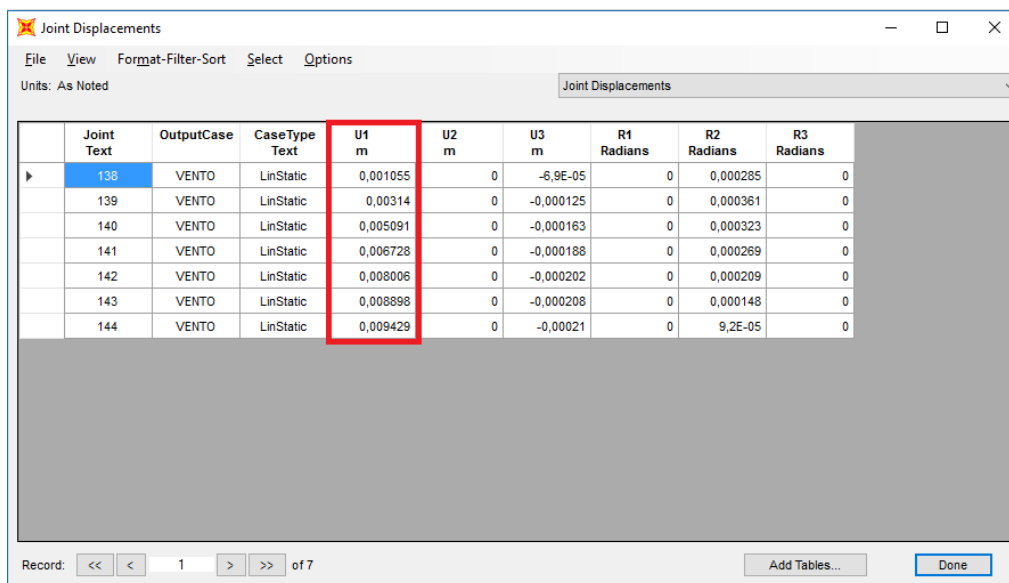
Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
122	VENTO	LinStatic	0,000586	0	-2,7E-05	0	0,00011	0
123	VENTO	LinStatic	0,001826	0	-5,1E-05	0	0,000187	0
124	VENTO	LinStatic	0,00331	0	-7,1E-05	0	0,000203	0
125	VENTO	LinStatic	0,004827	0	-8,6E-05	0	0,000202	0
126	VENTO	LinStatic	0,006235	0	-9,6E-05	0	0,000186	0
127	VENTO	LinStatic	0,007491	0	-0,000102	0	0,000181	0
128	VENTO	LinStatic	0,008607	0	-0,000105	0	6,7E-05	0

**FIGURA 44 - Resultados do deslocamento nos nós da estrutura no eixo X**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Executamos os mesmos procedimentos no Eixo Y e extraímos os dados.

Obtemos os deslocamentos gerados pela tabela na coluna U1, conforme a figura 45 apresenta.



Joint Text	OutputCase	CaseType Text	U1 m	U2 m	U3 m	R1 Radians	R2 Radians	R3 Radians
133	VENTO	LinStatic	0,001055	0	-6,9E-05	0	0,000285	0
139	VENTO	LinStatic	0,00314	0	-0,000125	0	0,000361	0
140	VENTO	LinStatic	0,005091	0	-0,000163	0	0,000323	0
141	VENTO	LinStatic	0,006728	0	-0,000188	0	0,000269	0
142	VENTO	LinStatic	0,008006	0	-0,000202	0	0,000209	0
143	VENTO	LinStatic	0,008898	0	-0,000208	0	0,000148	0
144	VENTO	LinStatic	0,009429	0	-0,00021	0	9,2E-05	0

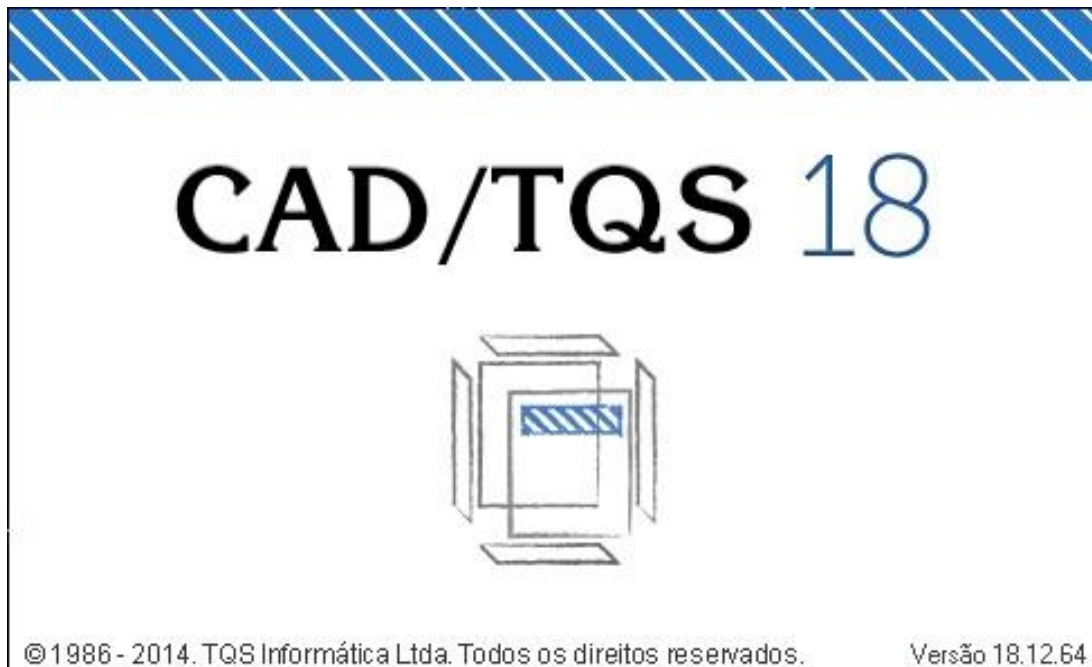
**FIGURA 45 - Resultados do deslocamento nos nós da estrutura no eixo Y**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

### 8.3.2. CAD/TQS (Pórtico Espacial)

Foi utilizado o *software* CAD/TQS, versão 18.12.64, como ilustrado na figura 46, foram inseridos valores obtidos através do pré-dimensionamento realizado e aprovados de acordo com os itens 9.1.1 a 9.1.3.

Todos os procedimentos efetuados no *software* foram demonstrados nas figuras presentes neste item.



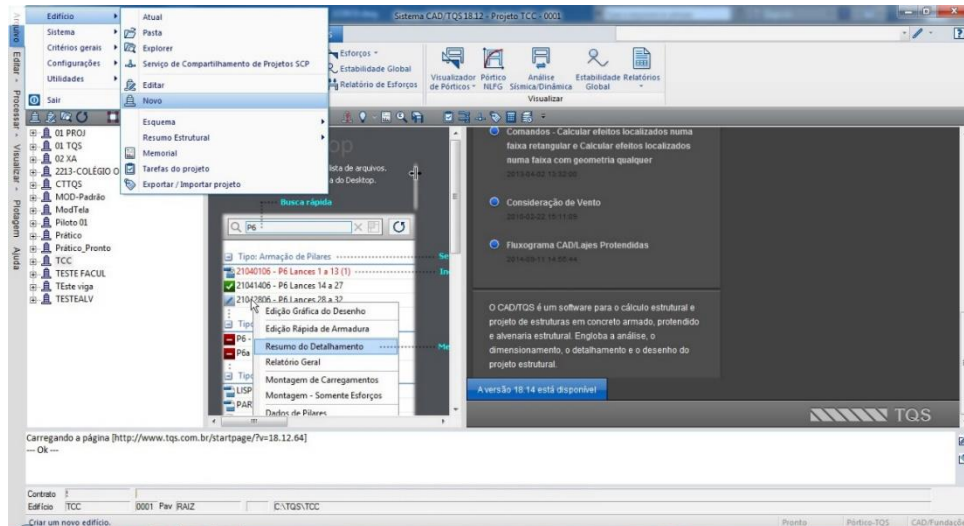
**FIGURA 46 - Software CAD/TQS Versão 18.12.64**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Tela de abertura do Software.

Dando início a criação de novo Edifício.

Arquivo > Edifício > Novo.



**FIGURA 47 - Início de nova edificação**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

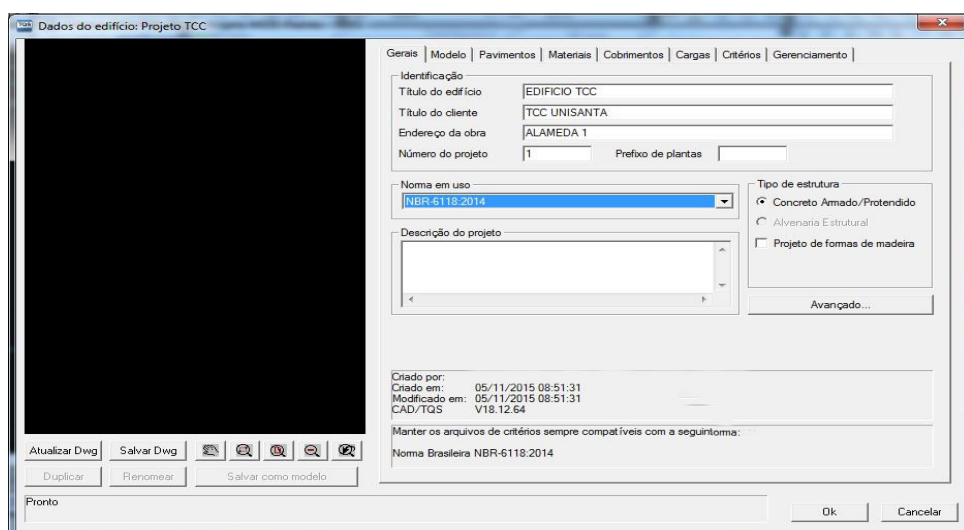
Na aba de número 1 Gerais.

Damos início a criação do edifício:

Título do Edifício - EDIFICIO TCC

Título do Cliente - TCC UNISANTA

Norma em uso – NBR 6118:2014.



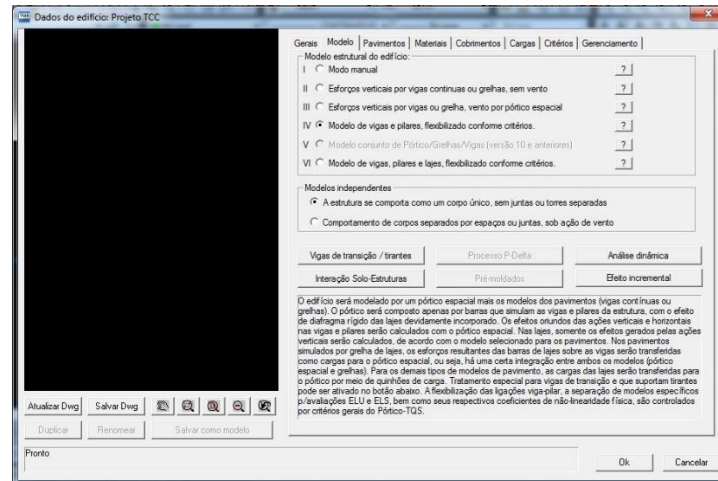
**FIGURA 48 - Início de nova edificação**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Na aba de número 2 em Modelo.

Será feita a escolha do Modelo estrutural para análise da estrutura.

Será dimensionada a estrutura a partir do Modelo do IV como já especificado no item Modelo IV (Pórtico Espacial).



**FIGURA 49 - Definição Modelo Estrutural**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Na aba 3 **PAVIMENTO**.

Será efetuada a montagem da árvore do edifício a partir dos dados extraídos do projeto arquitetônico como:

Na opção **INSERIR ACIMA**.

Acrescentamos o pavimento 1º tipo com os seguintes parâmetros.

Título - 1ºTipo

Número de pisos - 1

Pé-direito (m) - 3,06m

Classe - Tipo

Modelo estrutural – Grelha das lajes Planas.

Na opção **INSERIR ACIMA**.

Acrescentamos o pavimento tipo com os seguintes parâmetros.

Título – Tipo

Número de pisos - 5

Pé-direito (m) – 3,06m

Classe - Tipo

Modelo estrutural – Grelha das lajes Planas.

Apesar do 1º Tipo e o Tipo terem as mesmas características foi necessária a separação dos mesmos para efeitos de modelagem, para que possamos informar para o *software* em qual pavimento haverá a mudança de direção dos pilares.

Novamente com a opção **INSERIR ACIMA**.

Acrescentamos a cobertura com os seguintes parâmetros.

Título - Cobertura

Número de pisos - 1

Pé-direito (m) – 3,06m

Classe - Cobertura

Modelo estrutural – Grelha das lajes Planas.

Novamente com a opção **INSERIR ACIMA**.

Acrescentamos a Tampa com os seguintes parâmetros.

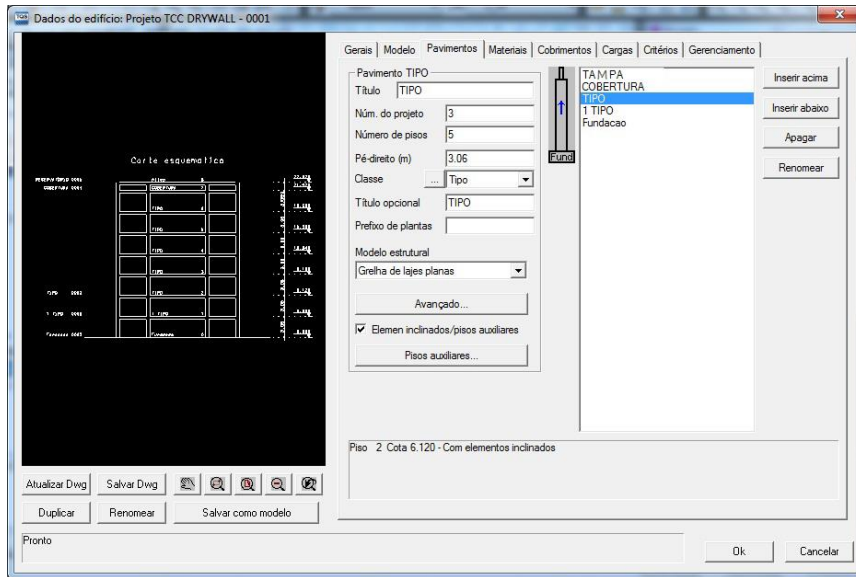
Título - Tampa

Número de pisos - 1

Pé-direito (m) – 1,20 m

Classe = Ático

Modelo estrutural – Grelha das lajes Planas.



**FIGURA 50 - Definição das características dos pavimentos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Na aba de número 4 em Materiais

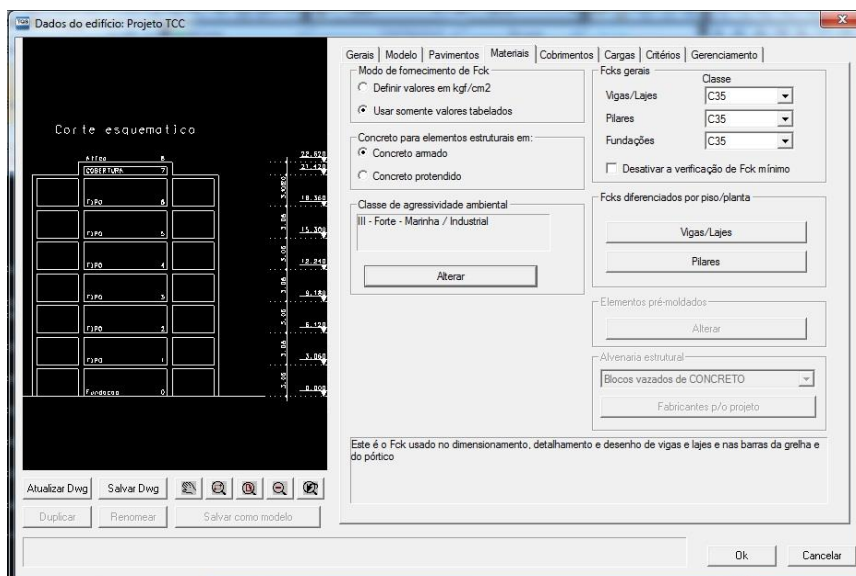
Iremos inserir dados de acordo com a NBR 6118:2014 e extraído da localização do terreno onde fixamos a CAA e dados posteriores como:

CAA – III – Forte – Marinha/Industrial.

$f_{cks}$  gerais – Vigas/Lajes – C35.

Pilares – C35.

Fundações – C35.



**FIGURA 51 - Definição dos materiais**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Na aba 5 Cobrimentos.

Como já estabelecido na aba anterior, ao adotarmos a CAA III – Forte - Marinha/Industrial.

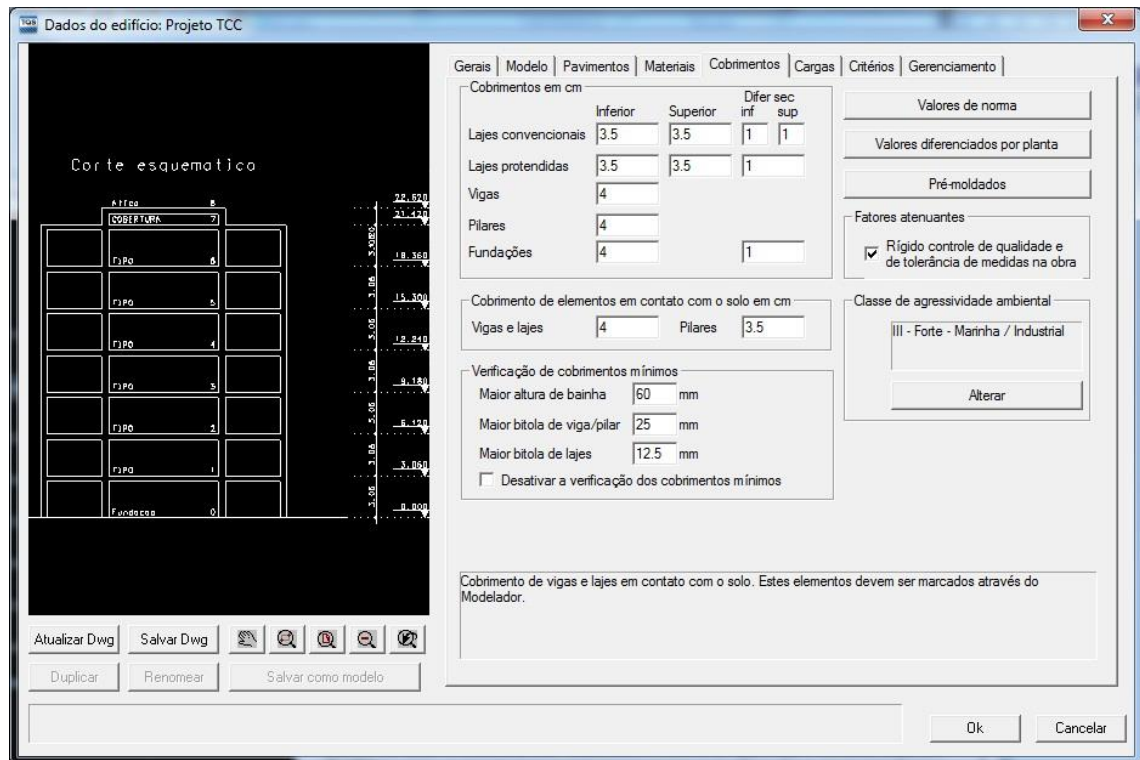
De acordo como a NBR 6118:2104 Tabela 7.2 nos mostra valores de cobrimentos correspondente como:

Laje - 35mm

Viga/Pilar - 40mm

Elementos estruturais em contato com o solo – 40mm

Fatore atenuantes - Rígido controle de qualidade e de tolerância de medidas na obra.



**FIGURA 52 - Definição dos dados de cobrimento**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

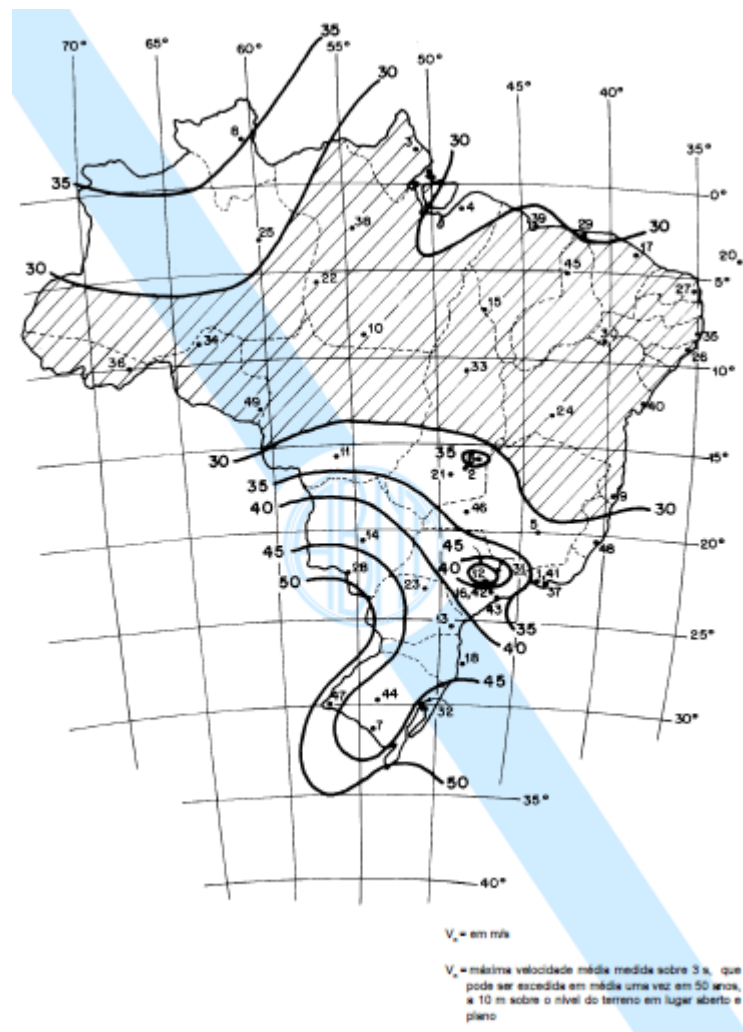
Na aba de número 6 Cargas.

Determinamos fatores em relação ao vento como por exemplo:

Todos os valores adotados estão de acordo com a NBR 6123:1988 Versão Corrigida 2:2013

De acordo com o mapa de isopletas na NBR 6123:1988, abaixo na figura 53:

V0-Velocidade básica - 40m/s



**FIGURA 53 - Mapa das isopletas**

**FONTE: ABNT NBR 6118:2014**

De acordo com a NBR 6123:1988 Item 5.2:

S1-Fator do terreno – 1,00

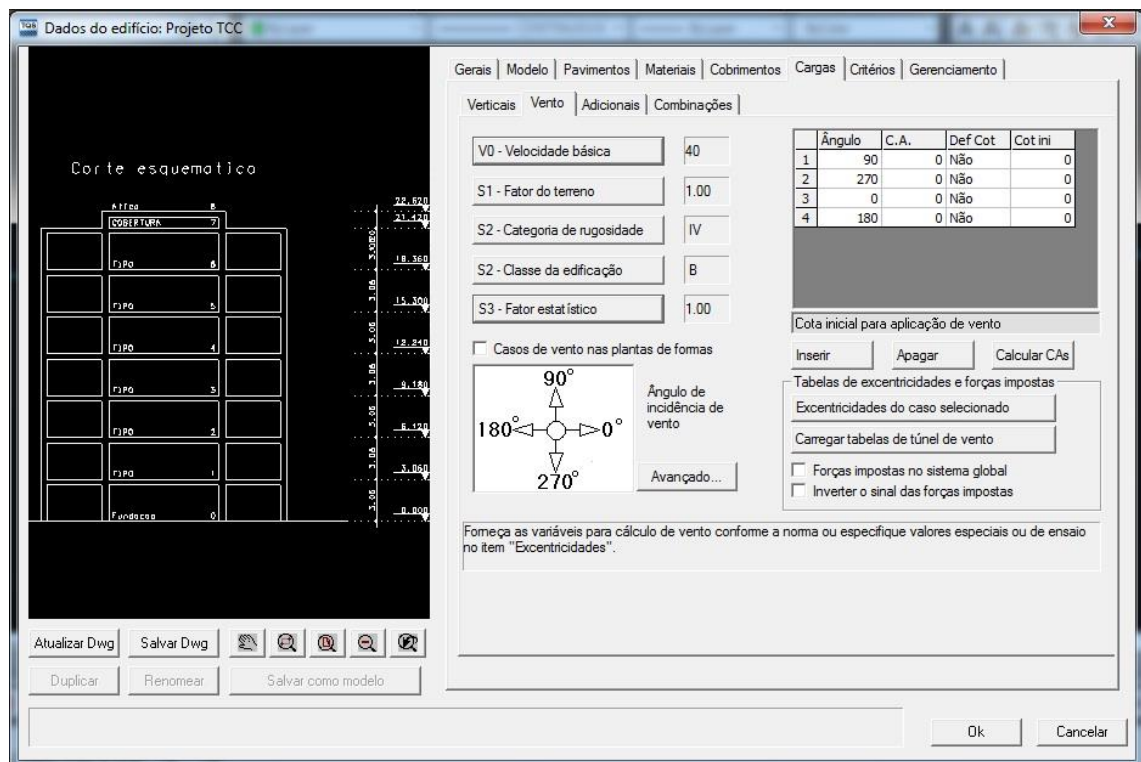
De acordo com a NBR 6123:1988 Item 5.3:

S2-Categoria de rugosidade – IV

De acordo com a NBR 6123:1988 Item 5.3.2:  
S2-Classe da edificação –B

De acordo com a NBR 6123:1988 Tabela 3:  
S3- Fator estatístico – 1,00

Definição Coeficiente de Arrastro.



**FIGURA 54 - Definição das cargas de vento**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

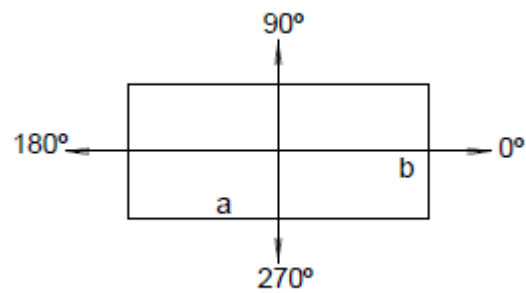
Partimos dos dados obtidos pela geometria do edifício como:

Ângulo - Largura (m).

- 90            19
- 270          19
- 0             8,6
- 180          8,6

Como podemos observar na implantação abaixo:

- a= 19 m
- b= 8,6 m

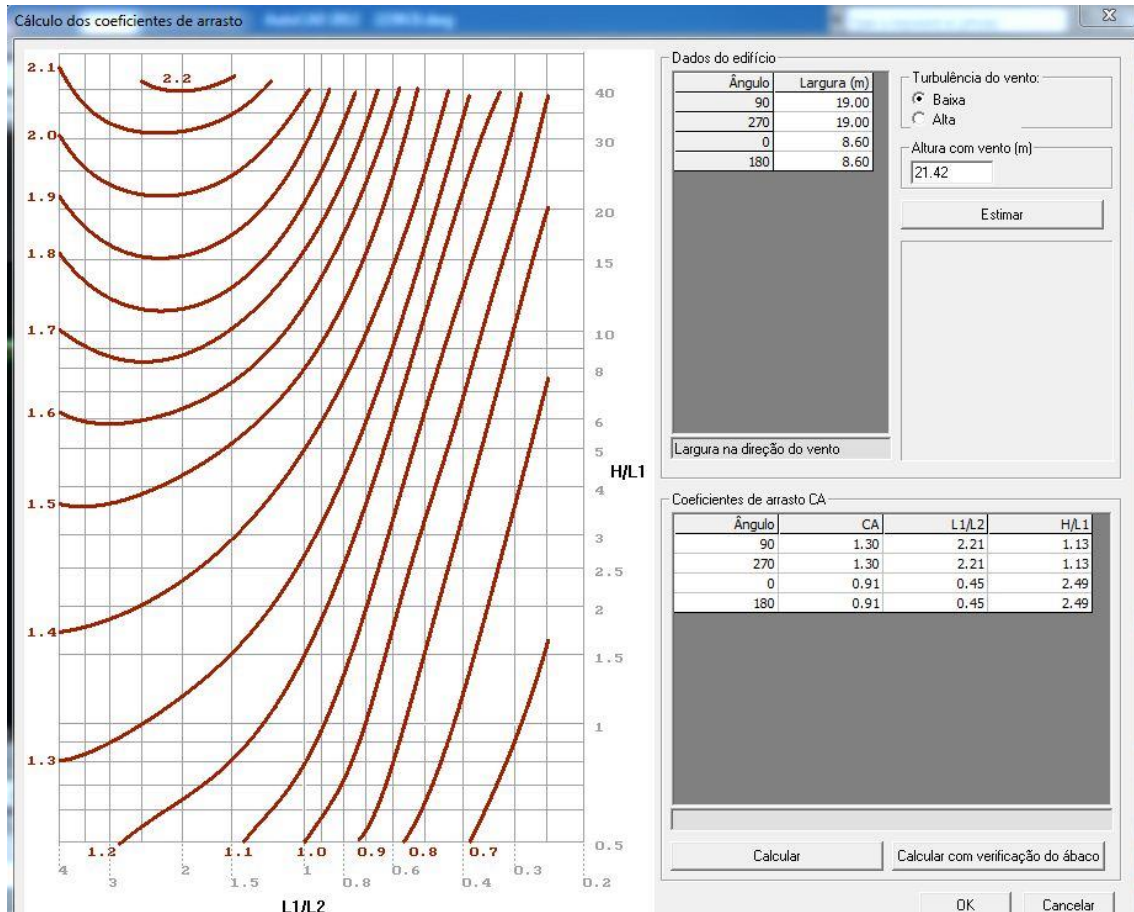


**FIGURA 55 - Geometria do edifício**  
**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Após a inserção dos dados no *software* efetuamos o cálculo do coeficiente de arrasto.

Sendo necessário ir na opção **CALCULAR**.

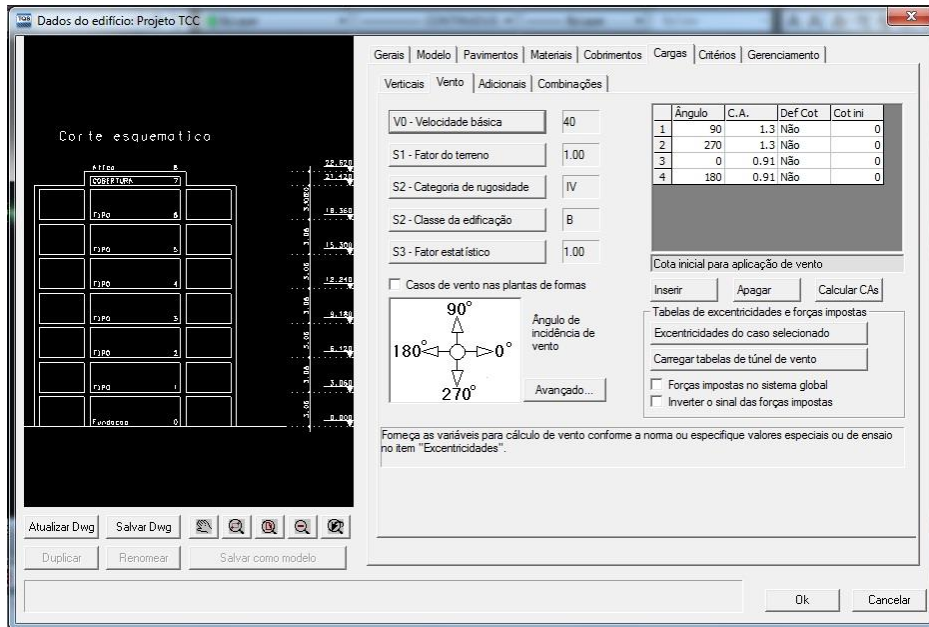
Altura com vento (m) – 21,42m



**FIGURA 56 - Cálculo dos coeficientes de arrasto**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Após o *Software* calcular e definir os valores do coeficiente de arrasto (C.A.) podemos verificar que o mesmo já se encontra na aba de cargas > Vento.



**FIGURA 57 - Demonstração dos coeficientes de arrasto (C.A.)**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Obtemos os valores de C.A.:

Ângulo	-	Largura (m).
• 90		1,3
• 270		1,3
• 0		0,91
• 180		0,91

As devidas verificações foram executadas abaixo de acordo com a NBR 6123:1988.

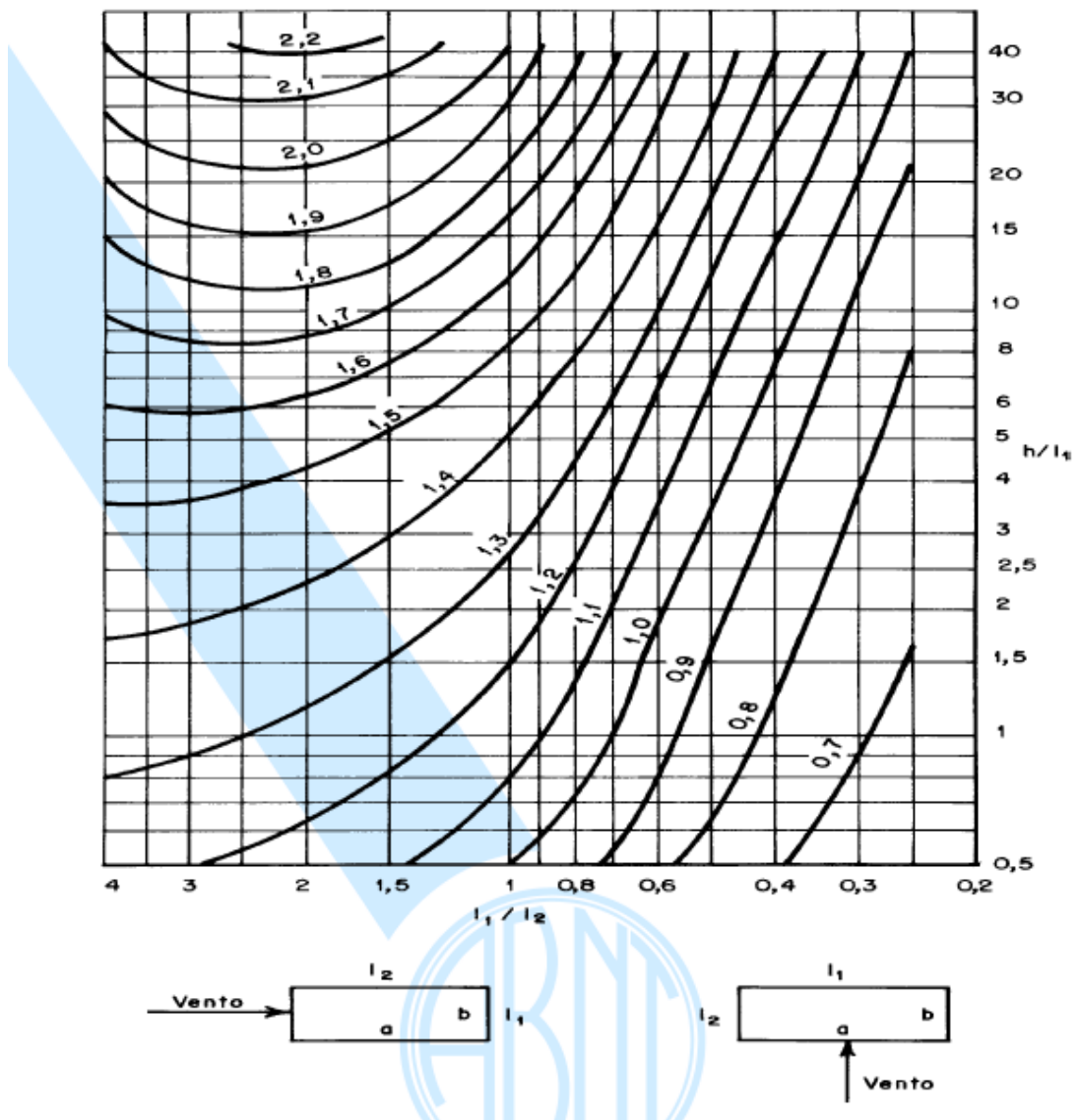
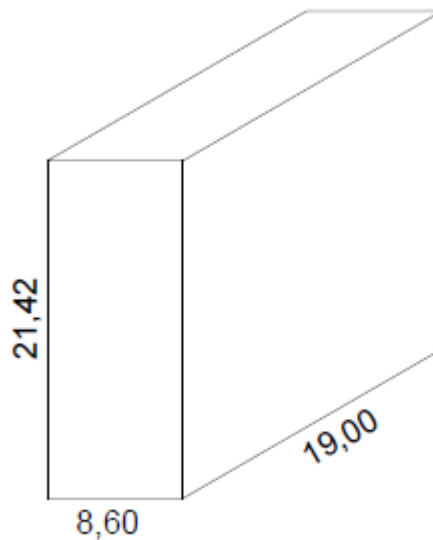


FIGURA 58 - Isopletas da velocidade básica  $V_0$  (m/s)

FONTE: ABNT NBR 6123:1988



**FIGURA 59 - Representação geométrica da edificação estudada**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2015)**

Ao obtermos os valores obtidos através das equações (24) e (25), inserimos os mesmos na figura 58 retirada da NBR 6123:1988 e posteriormente encontramos o valor de  $CA= 1,30$  para os ângulos de  $0^\circ$  e  $180^\circ$ .

$$\frac{l_1}{l_2} > \frac{8,6}{19} = 0,45 \quad (24)$$

$$\frac{H}{l_1} > \frac{21,42}{8,6} = 2,49 \quad (25)$$

Ao obtermos os valores obtidos através das equações (26) e (27), inserimos os mesmos na figura 58 retirada da NBR 6123:1988 e posteriormente encontramos o valor de  $CA= 0,91$  para os ângulos de  $90^\circ$  e  $270^\circ$ .

$$\frac{l_1}{l_2} > \frac{8,6}{19} = 2,21 \quad (26)$$

$$\frac{H}{l_1} > \frac{21,42}{8,6} = 1,13 \quad (27)$$

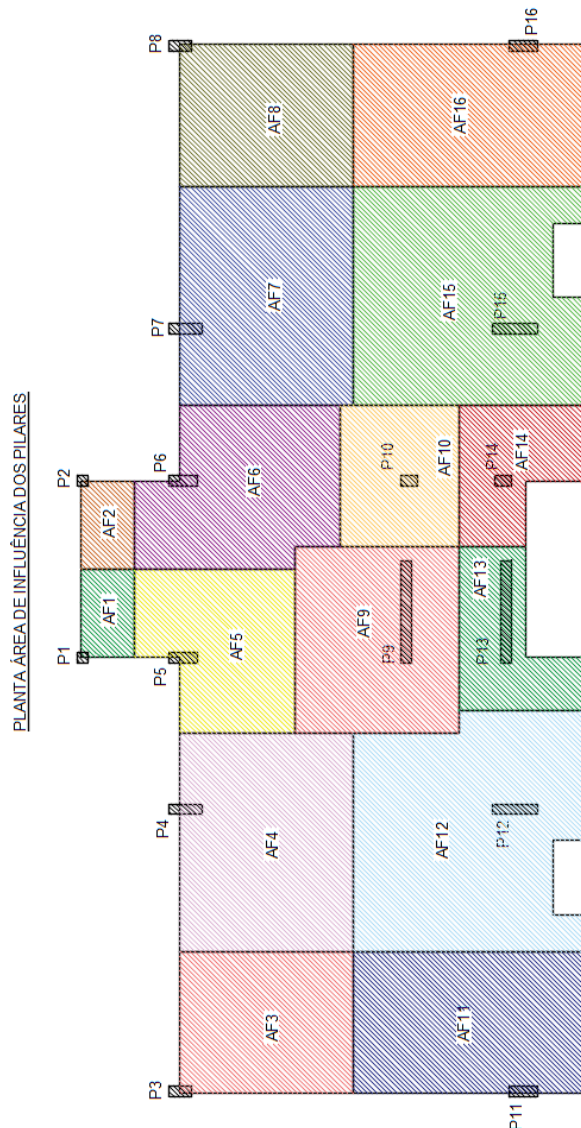
Podemos analisar que ambos estão bem próximos se compararmos ao valor encontrado no *software*.

## 9. ANÁLISE NÚMERICA

### 9.1. PRÉ-DIMENSIONAMENTO

#### 9.1.1. Pilares

Para início do pré-dimensionamento da estrutura, iniciamos o estudo de pilares através da área de influência conforme visto no item 7.1.4.1 e representado na figura 60.



**FIGURA 60 - Área de Influência do projeto**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

A locação dos pilares do projeto foi executada de acordo com o projeto arquitetônico, como por exemplo, posicionando os pilares de uma forma que não afete as vagas de garagem e atenda o alinhamento das paredes. O projeto arquitetônico pode ser visto nos Apêndice A e Apêndice B.

Após efetuados os cálculos, conforme explicado no item 7.1.4.1, foi elaborado um quadro com os valores adotados para as dimensões do pilar. O quadro 9 ilustra os resultados obtidos.

**QUADRO 9 - Pilares pré-dimensionamento**

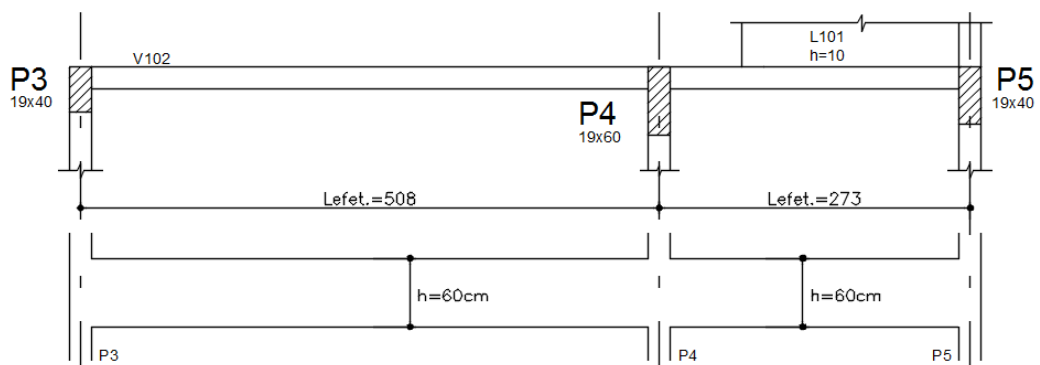
**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Pilares											
Pilares	Nº Área de Inf.	Área de Inf. (m <sup>2</sup> )	Pmed Piso (kN/m <sup>2</sup> )	Pmed Forro (kN/m <sup>2</sup> )	Nº Lajes. (Piso)	Nº Lajes (Forro)	Ptotal (kN)	$\sigma$ adm (kN/cm <sup>2</sup> )	B Adot.	A	A Adot.
P1	1	1,50	12,00	20,00	6	1	137,65	1,00	19	7,24	19
P2	2	1,50	12,00	20,00	6	1	137,65	1,00	19	7,24	19
P3	3	7,91	12,00	10,00	6	1	648,21	1,00	19	34,12	40
P4	4	12,17	12,00	10,00	6	1	997,74	1,00	19	52,51	60
P5	5	7,38	12,00	20,00	6	1	679,31	1,00	19	35,75	40
P6	6	9,45	12,00	20,00	6	1	869,40	1,00	19	45,76	50
P7	7	12,17	12,00	10,00	6	1	997,74	1,00	19	52,51	60
P8	8	7,91	12,00	10,00	6	1	648,21	1,00	19	34,12	40
P9	9	9,88	12,00	20,00	6	1	908,71	1,00	19	47,83	183
P10	10	5,39	12,00	20,00	6	1	495,67	1,00	19	26,09	30
P11	11	10,79	12,00	10,00	6	1	884,49	1,00	19	46,55	50
P12	12	16,70	12,00	10,00	6	1	1369,22	1,00	19	72,06	80
P13	13	4,63	12,00	10,00	6	1	379,46	1,00	19	19,97	183
P14	14	4,60	12,00	10,00	6	1	377,10	1,00	19	19,85	30
P15	15	15,74	12,00	10,00	6	1	1290,40	1,00	19	67,92	80
P16	16	10,79	12,00	10,00	6	1	884,49	1,00	19	46,55	50

### 9.1.2. Vigas

As locações das vigas foram feitas baseadas no projeto arquitetônico da edificação, onde foi proposto o alinhamento das mesmas com a alvenaria para uma melhor estética dos ambientes.

Para o pré-dimensionamento da estrutura, o estudo das vigas foi feito conforme o item 7.1.4.2, destacado na figura 61.



**FIGURA 61 - Determinação das dimensões da viga**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

O quadro 10 demonstra os valores obtidos para pré-dimensionamento das vigas do projeto em estudo. Durante os estudos, o pré-dimensionamento apontou para valores inferiores aos adotados, porém, para uma racionalidade de uso de forma e execução, foram adotados valores padronizados de altura de viga.

**QUADRO 10 - Vigas pré-dimensionamento**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Vigas				
Vigas	L (cm)	L/10 (cm)	L/12 (cm)	h Adot. (cm)
V101	317,00	31,70		40
V102	508,00		42,33	60
V103	508,00		42,33	60
V104	317,00	31,70		40
V105	150,50	15,05		40
V106	150,50	15,05		40
V107	508,00		42,33	60
V108	508,00		42,33	60
V109	570,00	57,00		60
V110	520,00	52,00		60
V111	366,00		30,50	60
V112	179,00	17,90		40
V113	366,00		30,50	60
V114	520,00	52,00		60
V115	570,00	57,00		60

### 9.1.3. Lajes

Para o pré-dimensionamento, foram efetuados os cálculos de acordo com o item 7.1.4.3, destacado na figura 62.

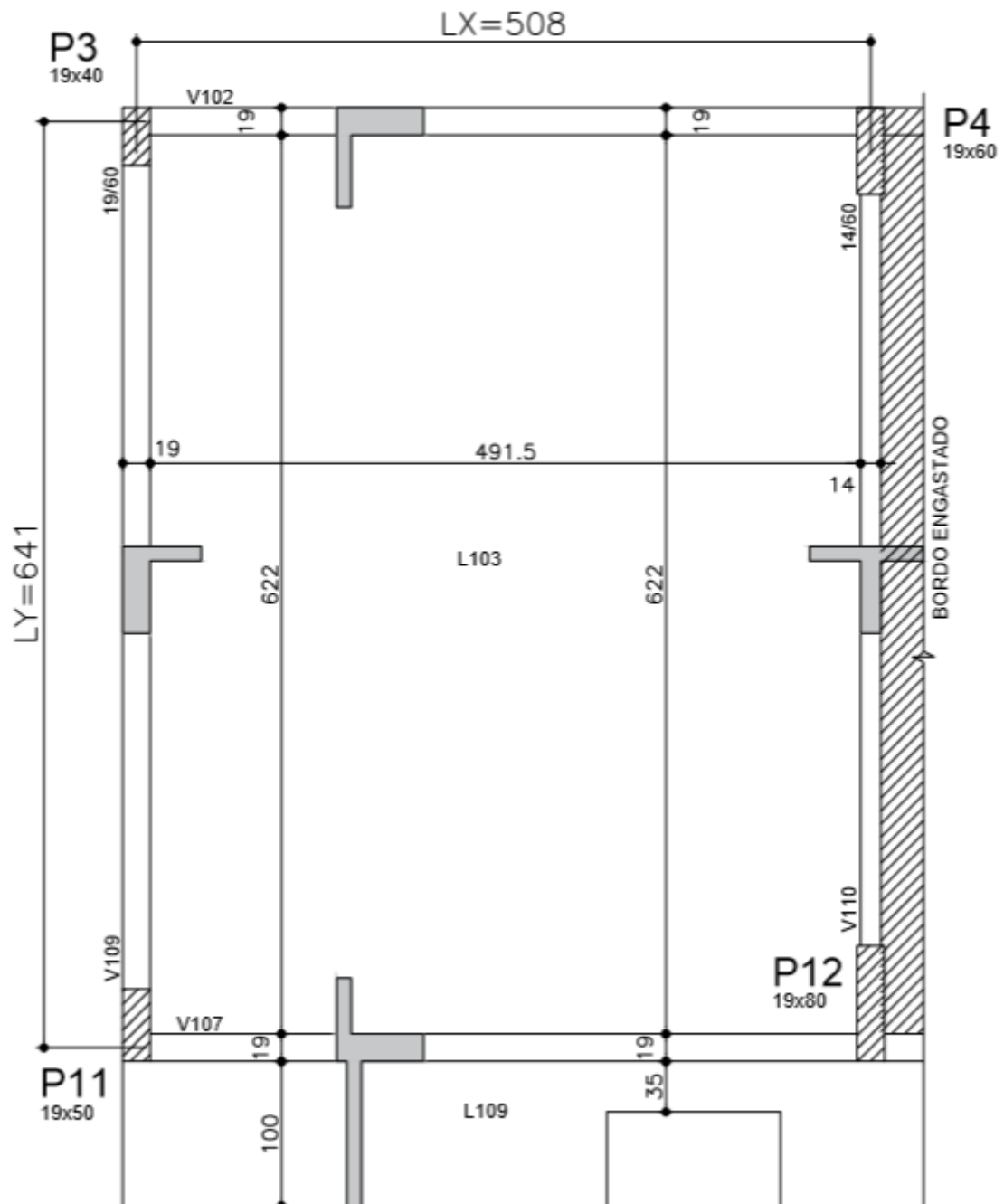


FIGURA 62 - Determinação dos comprimentos efetivos

FONTE: Elaborado pelos autores (2016)

O quadro 11 demonstra os valores obtidos para pré-dimensionamento das lajes do projeto em estudo.

**QUADRO 11 - Lajes pré-dimensionamento**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Lajes										
Lajes	lx (cm)	ly (cm)	0,7.ly (cm)	l (cm)	n	d (cm)	cobrimento (cm)	Φ (cm)	h (cm)	hadot. (cm)
L101	174,50	200,50	140,35	140,35	0,00	3,51	3,50	1,00	7,51	10,00
L102	174,50	200,50	140,35	140,35	0,00	3,51	3,50	1,00	7,51	10,00
L103	508,00	641,00	448,70	448,70	1,00	10,77	3,50	1,00	14,77	15,00
L104	273,00	641,00	448,70	273,00	1,00	6,55	3,50	1,00	10,55	12,00
L105	252,50	317,00	221,90	221,90	2,00	5,10	3,50	1,00	9,10	10,00
L106	273,00	641,00	448,70	273,00	1,00	6,55	3,50	1,00	10,55	12,00
L107	508,00	641,00	448,70	448,70	1,00	10,77	3,50	1,00	14,77	15,00
L108	150,50	181,50	127,05	127,05	2,00	2,92	3,50	1,00	6,92	10,00
L109	109,50	781,00	546,70	109,50	0,00	2,74	3,50	1,00	6,74	10,00
L110	109,50	781,00	546,70	109,50	0,00	2,74	3,50	1,00	6,74	10,00



## 9.2. PARÂMETROS DE ESTABILIDADE OBTIDOS

### 9.2.1. Parâmetro $\alpha$

A partir de pré-forma definida efetuamos a modelagem da edificação através do método de pórticos planos associados, como explicado no item 8.3.1, após a modelagem e carregamento da estrutura, obtemos os seguintes valores, conforme representando no quadro 12.

**QUADRO 12 - Resultados Parâmetro  $\alpha$**   
**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Parâmetro $\alpha$					
Dados		Valores dos módulos de elasticidade			
Fck (Mpa)	35	$E_{ci} = \alpha E \times 5600 \times \sqrt{f_{ck}} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	33130046,785	$E_{cs} = \alpha_i \times E_{ci} \text{ (kN/m}^2\text{)}$	29485741,64
H (m)	21,42	Resultados para o Eixo X		Resultados para o Eixo Y	
NK (kN)	12318,04	Uix (m)	0,01137	Uiy (m)	0,00739
FH (kN)	100,00	Kix (Kn/m)	8795,07	Kiy (Kn/m)	13531,80
$\alpha_e$	1,00	leqx (m <sup>4</sup> )	0,97716	leqy (m <sup>4</sup> )	1,50342
$\alpha_i$	0,89	$\alpha_x$	0,44290	$\alpha_y$	0,35706
		$\alpha_x$ $\alpha_y$	<	$\alpha_1 = 0,60$	Estrutura de Nós Fixos

Observando os valores obtidos do parâmetro  $\alpha$  podemos concluir que as seções pré-dimensionadas foram suficientes para determinarmos que a estrutura será composta de nós fixos.

### 9.2.2. Coeficiente $\gamma_z$

A partir da pré-forma definida efetuamos a modelagem da edificação através do método de pórticos planos associados, como explicado no item 8.3.1, após a modelagem e carregamento da estrutura, obtemos os seguintes valores representados no quadro 13 e 14.

**QUADRO 13 - Resultados Coeficiente  $\gamma_z$  no eixo X**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Coeficiente $\gamma_z$ para o eixo X								
<b>Parâmetros em relação à carga de Vento</b>			<b>Características da edificação</b>			<b>Altura do pé-direito dos Pavimentos (m)</b>		
b	0,85		L1	8,60		PD 1º Pavimento	3,06	
Fr	0,98		L2	19,00		PD 2º Pavimento	3,06	
p	0,125		CA	1,30		PD 3º Pavimento	3,06	
S1	1,00		Ae	1,00		PD 4º Pavimento	3,06	
S3	1,00					PD 5º Pavimento	3,06	
Vo (m/s)	40,00					PD 6º Pavimento	3,06	
						PD 7º Pavimento	3,06	
<b>Pavimento</b>	<b>Zi(m)</b>	<b>S2</b>	<b>Vk(m/s)</b>	<b>q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fa (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fi (kN)</b>	<b>Fi.zi (kN.m)</b>	<b>Deslocamentos (m)</b>
7º Pavimento	21,42	0,92	36,65	0,82	1,07	14,08	301,67	0,008607
6º Pavimento	18,36	0,90	35,95	0,79	1,03	27,10	497,59	0,007491
5º Pavimento	15,30	0,88	35,14	0,76	0,98	25,89	396,18	0,006235
4º Pavimento	12,24	0,85	34,17	0,72	0,93	24,49	299,75	0,004827
3º Pavimento	9,18	0,82	32,97	0,67	0,87	22,79	209,21	0,003310
2º Pavimento	6,12	0,78	31,34	0,60	0,78	20,59	126,03	0,001826
1º Pavimento	3,06	0,72	28,74	0,51	0,66	17,32	52,99	0,000586
							<b><math>\Sigma = 1883,43</math></b>	<b><math>\bar{x} = 0,004697</math></b>
<b>Características da Edificação</b>		<b>Dados da Edificação</b>		<b>Resultados</b>				
Área (m <sup>2</sup> )	150,22	Nk (kN)	12318,04					
Quantidade Lajes de Piso	6,00	Deslocamento (m)	0,004697	<b><math>\gamma_z = 1,04160 &lt; \gamma_z = 1,1</math></b>				
Quantidade Lajes de Forro	1,00	$\gamma_f$ para $\Delta mtot,d$	1,30	Estrutura de Nós Fixos				
Carga de Piso (kN/m <sup>2</sup> )	12,00	$\gamma_f$ para $M1,tot,d$	1,40	Efeitos de Segunda Ordem praticamente inexistentes				
Carga de Cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	10,00	$\Delta mtot,d$ (kN)	105,31					
		$M1,tot,d$ (kN.m)	2636,80					

**QUADRO 14 - Resultados Coeficiente  $\gamma_z$  no eixo Y**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Coeficiente $\gamma_z$ para o eixo Y								
<b>Parâmetros em relação à carga de Vento</b>		<b>Características da edificação</b>			<b>Altura do pé-direito dos Pavimentos (m)</b>			
b	0,85	L1	19,00	PD 1º Pavimento	3,06			
Fr	0,98	L2	8,60	PD 2º Pavimento	3,06			
p	0,125	CA	0,91	PD 3º Pavimento	3,06			
S1	1,00	Ae	1,00	PD 4º Pavimento	3,06			
S3	1,00			PD 5º Pavimento	3,06			
Vo (m/s)	40,00			PD 6º Pavimento	3,06			
				PD 7º Pavimento	3,06			
<b>Pavimento</b>	<b>Zi(m)</b>	<b>S2</b>	<b>Vk(m/s)</b>	<b>q (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fa (kN/m<sup>2</sup>)</b>	<b>Fi (kN)</b>	<b>Fi.zi (kN.m)</b>	<b>Deslocamentos (m)</b>
7º Pavimento	21,42	0,92	36,65	0,82	0,75	21,78	466,53	0,009429
6º Pavimento	18,36	0,90	35,95	0,79	0,72	41,91	769,53	0,008898
5º Pavimento	15,30	0,88	35,14	0,76	0,69	40,05	612,70	0,008006
4º Pavimento	12,24	0,85	34,17	0,72	0,65	37,87	463,57	0,006728
3º Pavimento	9,18	0,82	32,97	0,67	0,61	35,25	323,55	0,005091
2º Pavimento	6,12	0,78	31,34	0,60	0,55	31,85	194,91	0,003140
1º Pavimento	3,06	0,72	28,74	0,51	0,46	26,78	81,95	0,001055
							<b><math>\Sigma = 2912,74</math></b>	<b><math>\bar{x} = 0,006050</math></b>
<b>Características da Edificação</b>		<b>Dados da Edificação</b>			<b>Resultados</b>			
Área (m <sup>2</sup> )	150,22	Nk (kN)	12318,04					
Quantidade Lajes de Piso	6,00	Deslocamento (m)	0,006050		<b><math>\gamma_z = 1,03440 &lt; \gamma_z = 1,1</math></b>			
Quantidade Lajes de Forro	1,00	$\gamma_f$ para $\Delta mtot,d$	1,30		Estrutura de Nós Fixos			
Carga de Piso (kN/m <sup>2</sup> )	12,00	$\gamma_f$ para M1,tot,d	1,40		Efeitos de Segunda Ordem praticamente inexistentes			
Carga de Cobertura (kN/m <sup>2</sup> )	10,00	$\Delta mtot,d$ (kN)	135,62					
		M1,tot,d (kN.m)	4077,84					

Analisando os resultados obtidos do coeficiente  $\gamma_z$  podemos concluir que as seções pré-dimensionadas foram suficientes para determinarmos que a estrutura será composta de nós fixos e não será necessária a consideração da análise dos efeitos de segunda ordem como demonstram os quadros 13 e 14, sendo assim daremos continuidade a modelagem da estrutura.

### 9.3. ADEQUAÇÕES E MODELAGEM

Conforme os resultados obtidos nos itens 9.2.1 e 9.2.2, a estrutura estudada apresentou valores aceitáveis para início da modelagem e dimensionamento e da estrutura.

Ao longo do processo de desenvolvimento da edificação, certos aspectos foram levantados e adequados para atender à uma melhor concepção estrutural, arquitetônica e executiva, como explicamos a seguir.

Durante o pré-dimensionamento da estrutura, foram determinados que os pilares P9 e P13 apresentariam um pré-dimensionamento de 180cm em relação a sua largura. Porém, para atender as dimensões requisitadas para o elevador, foi adotado um valor de 183cm em relação à sua largura, conforme o quadro 9 do item 9.1.1 demonstra. Outro fator relacionado a estes pilares são vigas V105 e V106 que se apoiam nos mesmos. Ambas tiveram suas larguras adaptadas à largura dos pilares. Previamente as vigas teriam 14cm de largura, porém para uma melhor concepção estrutural e arquitetônica, e até para um melhor método construtivo, a largura de ambas foram redimensionadas para 19cm, conforme a figura 63 do item 9.1.4 demonstra.

Após a modelagem e o processamento da estrutura utilizando *software* CAD/TQS, observamos a necessidade de algumas adequações, como por exemplo a seção dos pilares P1 e P2 para um melhor arranjo das armaduras de aço do elemento estrutural.

Dentro deste mesmo aspecto, conforme o item 7.1.4.3 explica, as lajes tiveram espessuras adotadas através do pré-dimensionamento. Porém, durante a modelagem da estrutura, foi adotado um mesmo valor de espessura de 12cm para todas as lajes, uniformizando assim as espessuras para um melhor método construtivo.

Outra característica analisada foi em relação ao projeto arquitetônico original. As lajes em balanço apresentavam um “dente” por conta do posicionamento do banheiro no projeto. Foi observada a possibilidade de redução do corredor entre os cômodos do quarto e banheiro, para assim, eliminarmos esta saliência da laje. Após adequação do projeto, a estrutura foi modelada e processada com a nova concepção arquitetônico, resultando

Ao analisarmos os resultados obtidos após o processamento da estrutura, foi

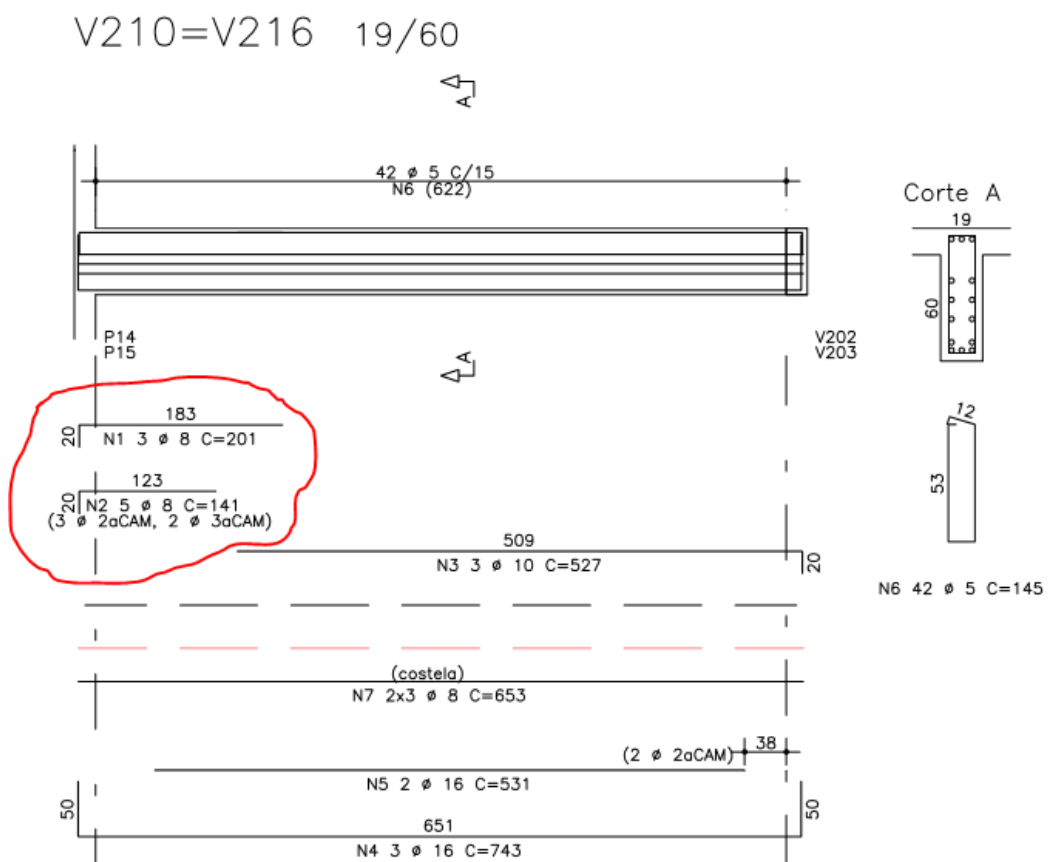
constatado que as lajes L101 e L102 apresentaram valores de deformação excessivos, o que acarretou na criação de vigas de borda.

Após processarmos a estrutura e analisarmos os resultados, observamos a possibilidade de alterar as alturas das vigas dos projetos em análise, onde conseguimos alterar as alturas das vigas do Modelo 2 de 60cm para 50cm, com o objetivo de reduzir o volume de concreto da edificação.

Todas as adequações citadas acima serão demonstradas através da forma final e do projeto arquitetônico final dos pavimentos.

#### 9.4. DETALHAMENTO

Após todas as adequações executadas e o processamento final de estrutura, extraímos os resultados obtidos pelo *software* CAD/TQS e algumas alterações e ajustes são efetuados com objetivo de facilitar o entendimento e uma futura execução dos elementos estruturais. Podemos citar como exemplo de ajustes ao extrairmos as armaduras das vigas como ilustrado baixo na figura 64 abaixo.

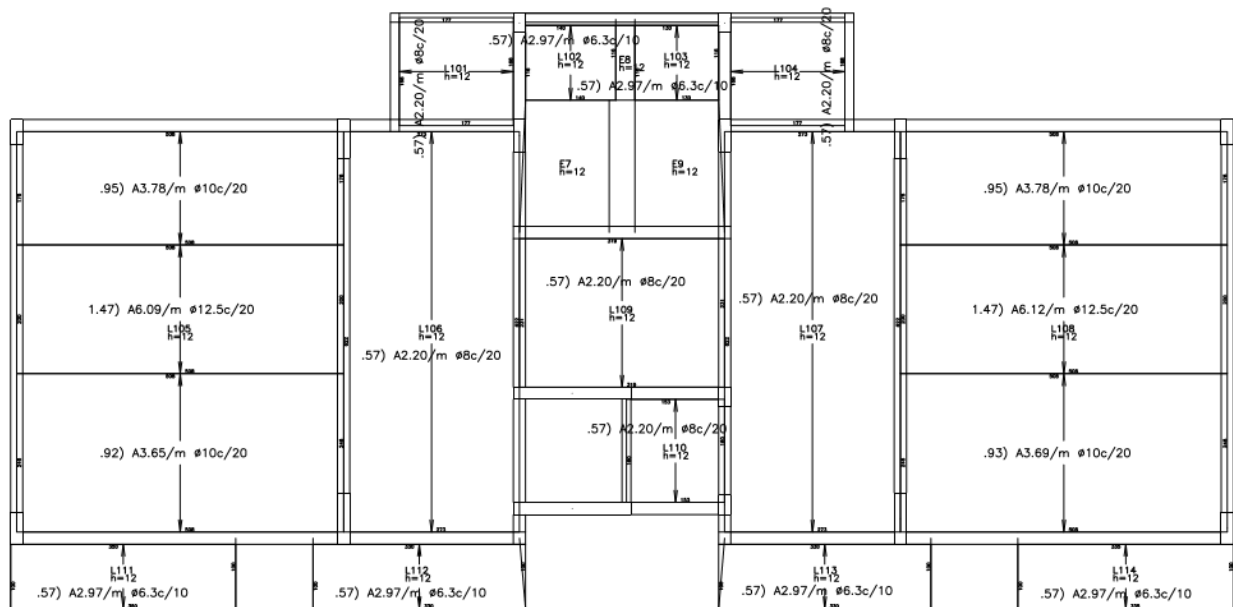


**FIGURA 64 – Armadura das vigas geradas pelo software**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Podemos observar na acima que o *software* detalha de acordo com o arranjo mais próximo a área de aço necessária. Porém em algumas situações, temos que adaptar à disposição da armadura respeitando a área de aço necessária, para assim, alcançar uma armadura mais usual e uniforme.

Como outro exemplo de detalhamento dos elementos podemos destacar as lajes onde a partir do *software* extraímos as faixas com as áreas de aço necessárias como ilustrado abaixo na figura 65.



1 TIPO – Armadura positiva horizontal

**FIGURA 65 - Armadura das lajes geradas pelo software**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Após extraídas as faixas, efetuamos os detalhamentos das lajes seguindo todos os critérios e normas de projetos estruturais.

Todas as plantas contendo os detalhamentos dos elementos estruturais estão nos Apêndice C, D, E, F, G, H, I e J.

## 9.5. VALOR DE CARGAS

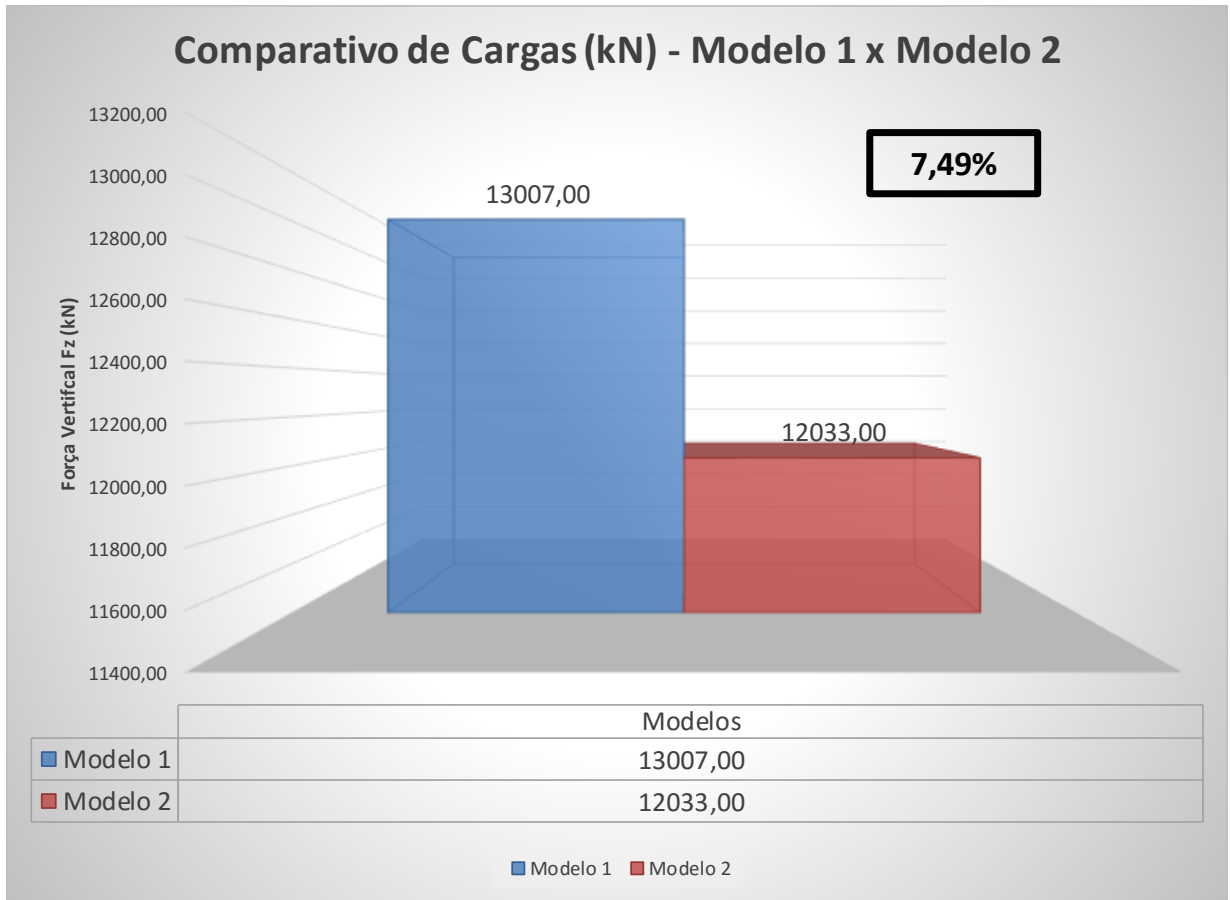
Após a modelagem da estrutura, feita através do *software* CAD/TQS, foram obtidas o valor das cargas para os dois modelos de edificação estudados. Os valores gerados por cada pilar e a somatória das cargas na estrutura para cada modelo podem ser vistos logo abaixo no quadro 15, além dos valores comparativos entre os dois modelos. Um gráfico também foi gerado para demonstrar a comparação conforme a figura 66 apresenta.

As cargas apresentaram uma diferença de quase 1000kN, correspondendo a um percentual de 7,49% entre os dois modelos.

**QUADRO 15 - Comparativo de cargas entre os dois modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

<b>Comparativo - Modelo 1 x Modelo 2</b>						
<b>Modelo 1</b>		<b>Modelo 2</b>		<b>Comparativo</b>		
<b>Pilares</b>	<b>Fz (kN)</b>	<b>Pilares</b>	<b>Fz (kN)</b>	<b>Pilares</b>	<b>Fz (kN)</b>	<b>Fz (%)</b>
P1	277,00	P1	268,00	P1	9,00	3,25%
P2	287,00	P2	272,00	P2	15,00	5,23%
P3	674,00	P3	613,00	P3	61,00	9,05%
P4	1297,00	P4	1139,00	P4	158,00	12,18%
P5	640,00	P5	641,00	P5	1,00	0,16%
P6	764,00	P6	753,00	P6	11,00	1,44%
P7	1302,00	P7	1121,00	P7	181,00	13,90%
P8	669,00	P8	607,00	P8	62,00	9,27%
P9	794,00	P9	786,00	P9	8,00	1,01%
P10	390,00	P10	398,00	P10	8,00	2,05%
P11	510,00	P11	512,00	P11	2,00	0,39%
P12	290,00	P12	291,00	P12	1,00	0,34%
P13	895,00	P13	845,00	P13	50,00	5,59%
P14	1671,00	P14	1479,00	P14	192,00	11,49%
P15	1657,00	P15	1468,00	P15	189,00	11,41%
P16	890,00	P16	840,00	P16	50,00	5,62%
<b>Total</b>	<b>13007,00</b>	<b>Total</b>	<b>12033,00</b>	<b>Total</b>	<b>998,00</b>	<b>7,49%</b>



**FIGURA 66 – Comparativo de cargas entre os modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

## 9.6. VALOR DE FLECHA

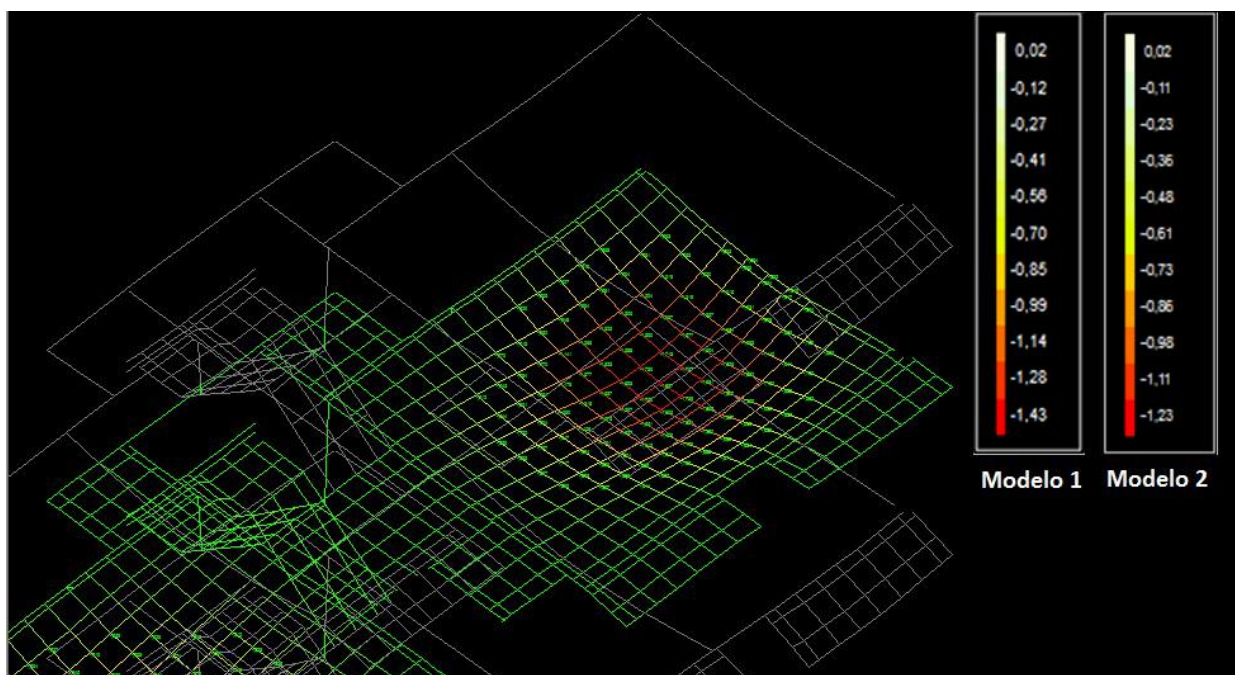
Após a modelagem da estrutura, feita através do *software* CAD/TQS, foram obtidas o valor das flechas para os dois modelos de edificação estudados, conforme o quadro 16 abaixo demonstra. Podemos observar que ambos estão de acordo com a tabela 13.3 do item 13.3 da NBR 6118:2014.

**QUADRO 16 - Comparativo de valores de flecha**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Flecha				
Descrição		Flecha Máxima (cm)		Flecha Limite l / 250 (cm)
Pavimentos	Laje	Modelo 1	Modelo 2	
Cobertura do Elevador	L401	0,00	0,00	0,60
Cobertura	L304	-0,80	-1,10	1,60
Tipo	L203	-1,40	-1,20	1,50
1º Tipo	L103	-1,40	-1,10	1,90

A figura 67 abaixo ilustra as deformações causadas nas lajes da estrutura.

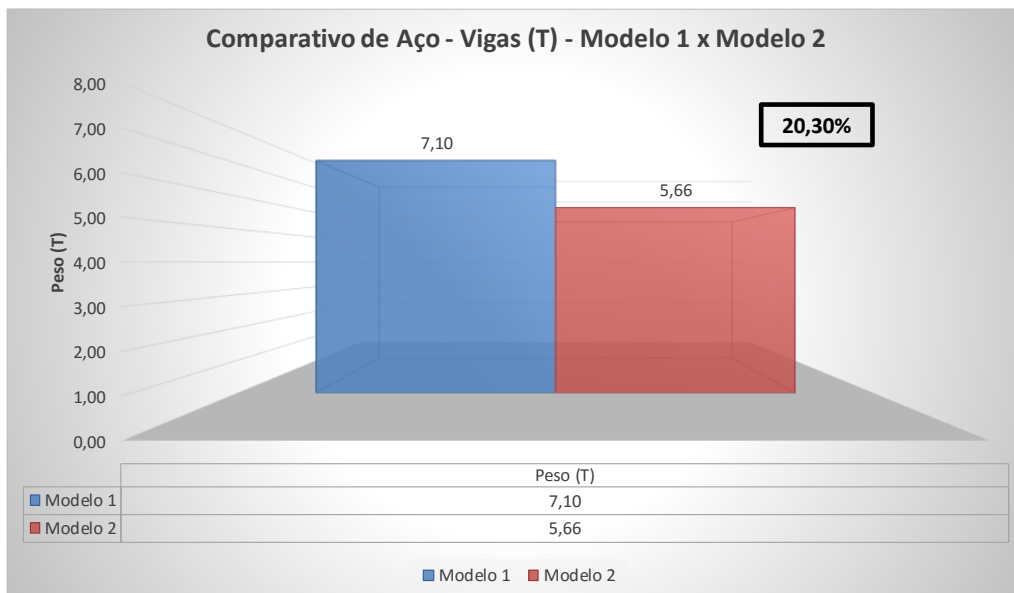


**FIGURA 67 – Demonstração dos valores de flecha**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

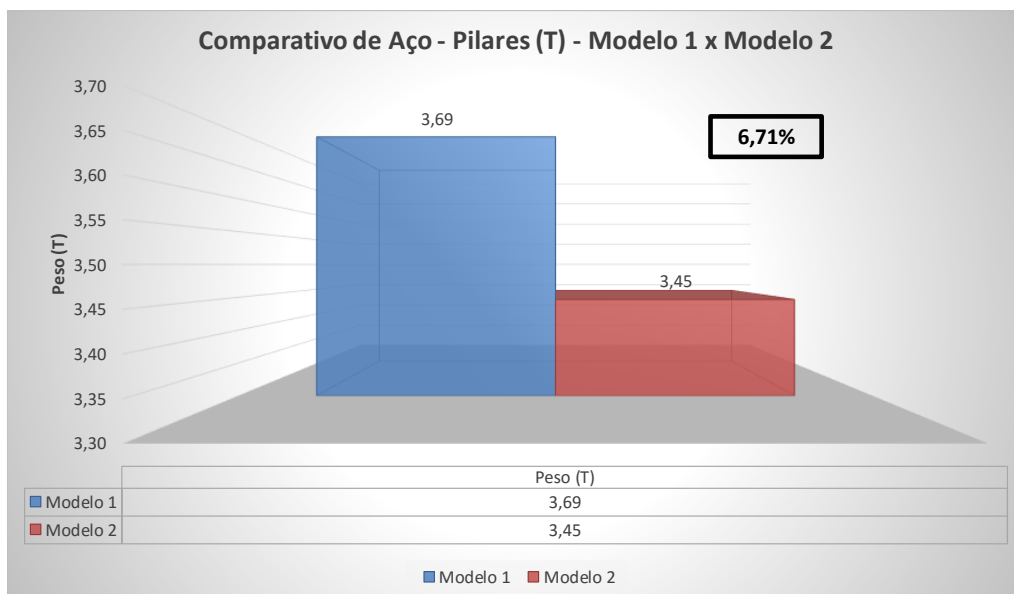
### 9.7. QUANTITATIVO DE AÇO

Com os resultados obtidos pelo *software* CAD/TQS, fizemos as devidas adequações em relação a detalhamento dos elementos estruturais, e em seguida com auxílio do *software* foram gerados os resumos de aço de todos os elementos. Os gráficos abaixo demonstram um comparativo de quantidade de aço entre os elementos, conforme pode ser visto nas figuras 68, 69 e 70.



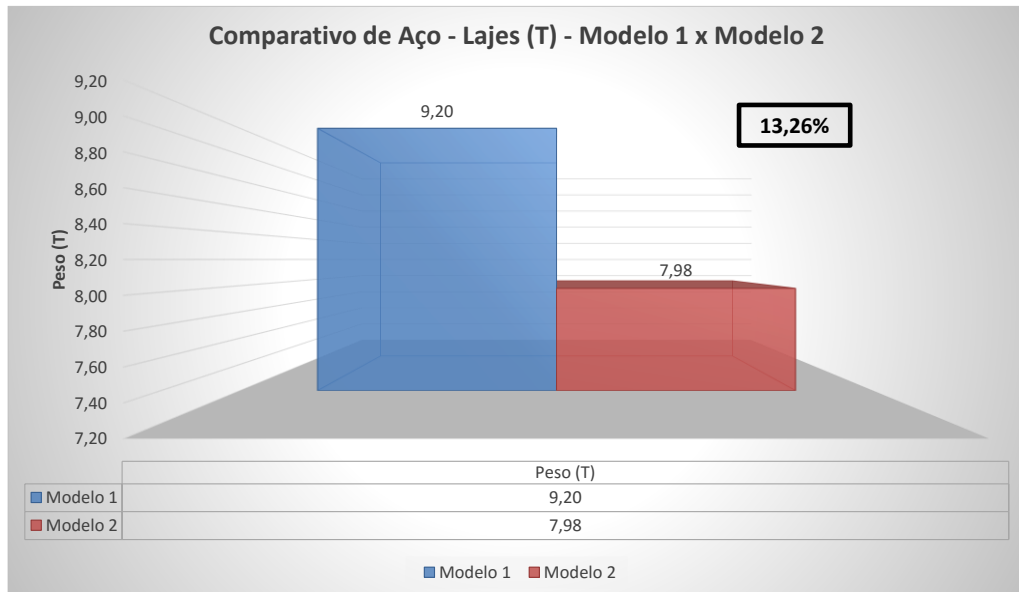
**FIGURA 68 - Comparativo de aço das vigas entre os modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**



**FIGURA 69 - Comparativo de aço dos pilares entre os modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**



**FIGURA 70 - Comparativo de aço das lajes entre os modelos**

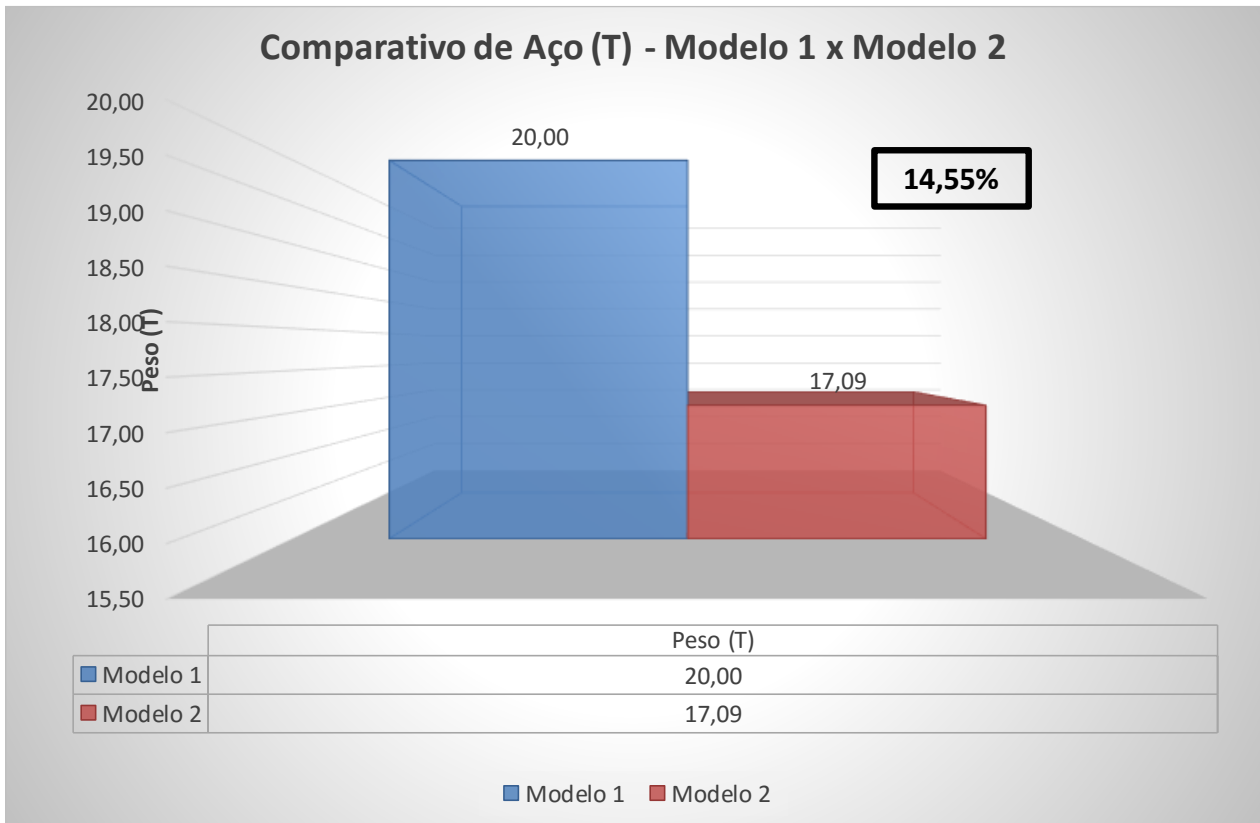
**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

Com o quantitativo de aço de todos os elementos estruturais, foi elaborada uma tabela e um gráfico comparando os dois modelos. Os valores apresentados no quadro 17 e na figura 71, mostram que de todos os elementos estruturais, as vigas foram as que apresentaram um percentual maior de diferença entre os modelos. Comparando os dois modelos, constatamos que o Modelo 2 apresentou uma redução de 16,33% de aço comparado ao Modelo 1.

**QUADRO 17 - Comparativo total de aço entre os modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

<b>Comparativo - Modelo 1 x Modelo 2</b>						
<b>Modelo 1</b>		<b>Modelo 2</b>		<b>Comparativo</b>		
<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Peso (T)</b>	<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Peso (T)</b>	<b>Elemento Estrutural</b>	<b>Peso (T)</b>	<b>Peso (%)</b>
Viga	7,10	Viga	5,66	Viga	1,44	20,30%
Pilar	3,69	Pilar	3,45	Pilar	0,25	6,71%
Laje	9,20	Laje	7,98	Laje	1,22	13,26%
<b>Total</b>	<b>20,00</b>	<b>Total</b>	<b>17,09</b>	<b>Total</b>	<b>2,91</b>	<b>14,55%</b>



**FIGURA 71 - Comparativo total de aço entre os modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

## 9.8. VOLUME DE CONCRETO

Com o projeto da edificação definido, e de acordo com as plantas de forma dos pavimentos finalizadas, efetuamos o levantamento e quantificamos os volumes. Conforme podem ser vistos no quadro 18 e 19, foram calculados e separados por pavimento a quantidade, em m<sup>3</sup>, de concreto que cada modelo estrutural irá necessitar.

**QUADRO 18 - Volume de concreto para Modelo 1**

FONTE: Elaborado pelos autores (2016)

<b>Volume de Concreto (m<sup>3</sup>) - Modelo 1</b>			
<b>Pavimento</b>	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>
Cob. Elevador	0,83	0,13	0,30
Cobertura	6,08	8,43	15,57
Tipos (5x)	30,41	44,44	72,29
1º Tipo	6,08	9,02	14,46
Fundação	-	8,21	-
<b>Total</b>	<b>43,40</b>	<b>70,23</b>	<b>102,61</b>
<b>Volume Total</b>	<b>216,25 m<sup>3</sup></b>		

**QUADRO 19 - Volume de concreto para Modelo 2**

FONTE: Elaborado pelos autores (2016)

<b>Volume de Concreto (m<sup>3</sup>) - Modelo 2</b>			
<b>Pavimento</b>	<b>Pilares</b>	<b>Vigas</b>	<b>Lajes</b>
Cob. Elevador	0,83	0,13	0,30
Cobertura	6,08	7,22	15,55
Tipos (5x)	30,41	37,47	72,29
1º Tipo	6,08	7,60	14,46
Fundação	-	6,97	-
<b>Total</b>	<b>43,40</b>	<b>59,40</b>	<b>102,59</b>
<b>Volume Total</b>	<b>205,40 m<sup>3</sup></b>		

Com os volumes de concreto dos dois modelos, uma tabela foi elaborada a partir da somatória dos elementos estruturais de cada pavimento. Entre os modelos, foi resultado um percentual de diferença de 5,02%, conforme o quadro 20 demonstra.

**QUADRO 20 – Comparativo de volume de concreto entre os dois modelos**

**FONTE: Elaborado pelos autores (2016)**

<b>Comparativo - Modelo 1 x Modelo 2</b>						
<b>Modelo 1</b>		<b>Modelo 2</b>		<b>Comparativo</b>		
<b>Pavimento</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Pavimento</b>	<b>Volume (m<sup>3</sup>)</b>	<b>Volume (%)</b>
Cob. Elevador	1,27	Cob. Elevador	1,27	Cob. Elevador	0,00	0,00%
Cobertura	30,08	Cobertura	28,85	Cobertura	1,22	4,07%
Tipos (5x)	147,14	Tipos (5x)	140,17	Tipos (5x)	6,97	4,74%
1º Tipo	29,55	1º Tipo	28,14	1º Tipo	1,42	4,79%
Fundação	8,21	Fundação	6,97	Fundação	1,24	15,14%
<b>Total</b>	<b>216,25</b>	<b>Total</b>	<b>205,40</b>	<b>Total</b>	<b>10,85</b>	<b>5,02%</b>

## 10. CONCLUSÃO

Apresentou-se neste trabalho um estudo comparativo de uma edificação residencial onde se considera no Modelo 1, paredes de alvenaria de tijolos cerâmicos como elemento de vedação interna e externa e no Modelo 2 paredes de drywall apenas para as paredes internas ao edifício.

Os resultados obtidos mostraram uma redução no consumo de aço e volume de concreto nos elementos estruturais, e a diminuição das cargas verticais resultantes nos pilares no nível da fundação, para o Modelo 2.

Em relação às cargas, o Modelo 2 obteve em uma redução de 7,49% nas reações verticais dos pilares no nível da fundação ao compararmos com o Modelo 1.

Ao analisarmos o Modelo 2, as vigas apresentaram economia no consumo de aço de 20,3%, as lajes de 13,26% e os pilares de 6,71% quando comparado ao modelo1.

Já o consumo de concreto do Modelo 2 teve uma redução de 5,02% apenas para as vigas, quando equiparamos ao Modelo 1.

A conclusão final é que a utilização de paredes de drywall proporciona alívio de carga nos elementos estruturais e conseqüentemente redução no consumo de materiais.

Sugerimos para futuros trabalhos outros modelos de estruturas que possam apresentar uma economia mais significativa, devido à utilização de paredes internas de drywall. Os valores seriam mais significativos, quando se tem uma arquitetura com mais paredes internas.

## 11. REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ANTEPROJETO. **Representação do Modelo IV TQS**. TQSNews, [S.I.], n. 32, fevereiro. 2011.

ARAÚJO, J. M. **Curso de Concreto Armado**. v.1. Rio Grande: Editora Dunas, 2003.a

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE DRYWALL. **Mercado no Mundo**. São Paulo, [2013]. Disponível em: <http://www.drywall.org.br/index.php/6/numeros-do-segmento/>. Acesso em: 15 out. 2015.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15720: Blocos cerâmicos para alvenaria de vedação – Terminologia e Requisitos**. Rio de Janeiro, ABNT, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento**. Rio de Janeiro, ABNT, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações**. Rio de Janeiro, ABNT, 2016.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro, ABNT, 1988.

CARVALHO, R. Chust; FIGUEIREDO, J. Rodrigues de Filho. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas Usais de Concreto Armado**. 3. ed. São Carlos: Editora EdUfSCar, 2007.

CLEIDE, Maria. **Vedações Verticais**. 2010. [S.I.]. Notas de Aula – Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia do Rio Grande do Norte.

CLÍMACO, João Carlos Teatini de Souza. **Estruturas de concreto armado: fundamentos de projeto, dimensionamento e verificação**. 2. ed. Brasília: Editora Universidade de Brasília, 2008.

HABITISSIMO. **Adequação de espaço em escritório (Manaus)**, [2015]. Disponível em: <http://projetos.habitissimo.com.br/projeto/adequacao-de-espaco-em-escritorio>. Acesso em: 16 maio 2016.

KIMURA, Alio Ernesto. **Informática Aplicada em Estruturas de Concreto Armado. Cálculo de edifícios com o uso de sistemas computacionais**. São Paulo: Pini, 2007.

PINHEIRO, Libânio M. **Fundamento do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo – Escola de Engenharia de São Carlos, 2007. 380 f. Apostila.

SÉRGIO, Paulo dos S. Bastos. **Fundamentos de Concreto Armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2011. 92 f. Apostila.

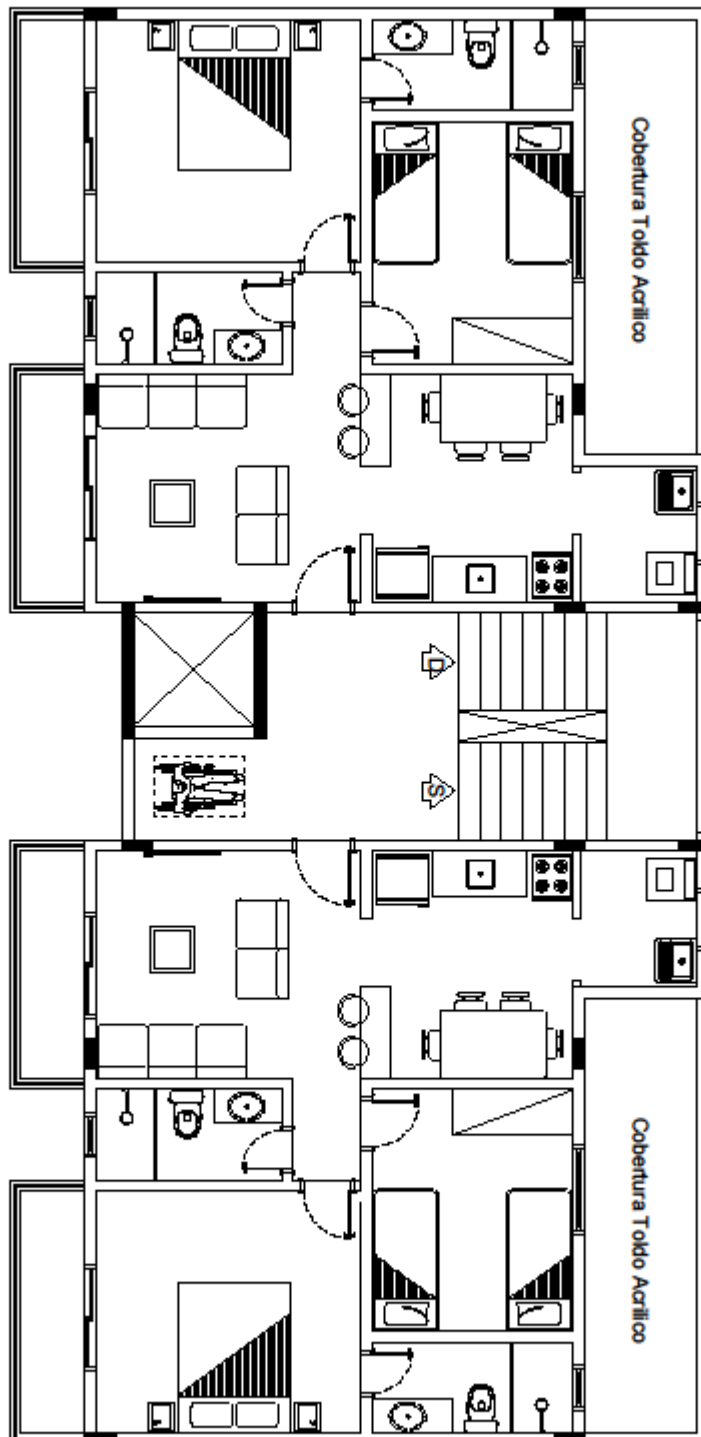
TAGUCHI, Mário Koji. **Avaliação e qualificação das patologias das alvenarias de vedação nas edificações**, 2008. 84 f. Dissertação (Mestrado no Programa de Pós-Graduação em Construção Civil) – Universidade Federal do Paraná, Curitiba.

TANAKA, Edith Silvana Amaury de Souza. **Métodos Computacionais Aplicados à Engenharia Civil**. 2015. Santos. Notas de Aula – Universidade Santa Cecília.

THEMUDO, Gustavo Araújo Dias Lessa. **Drywall em Edificações Residenciais**, 2005. 64 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Bacharelado em Engenharia Civil com ênfase Ambiental) – Universidade Anhembi Morumbi, São Paulo.

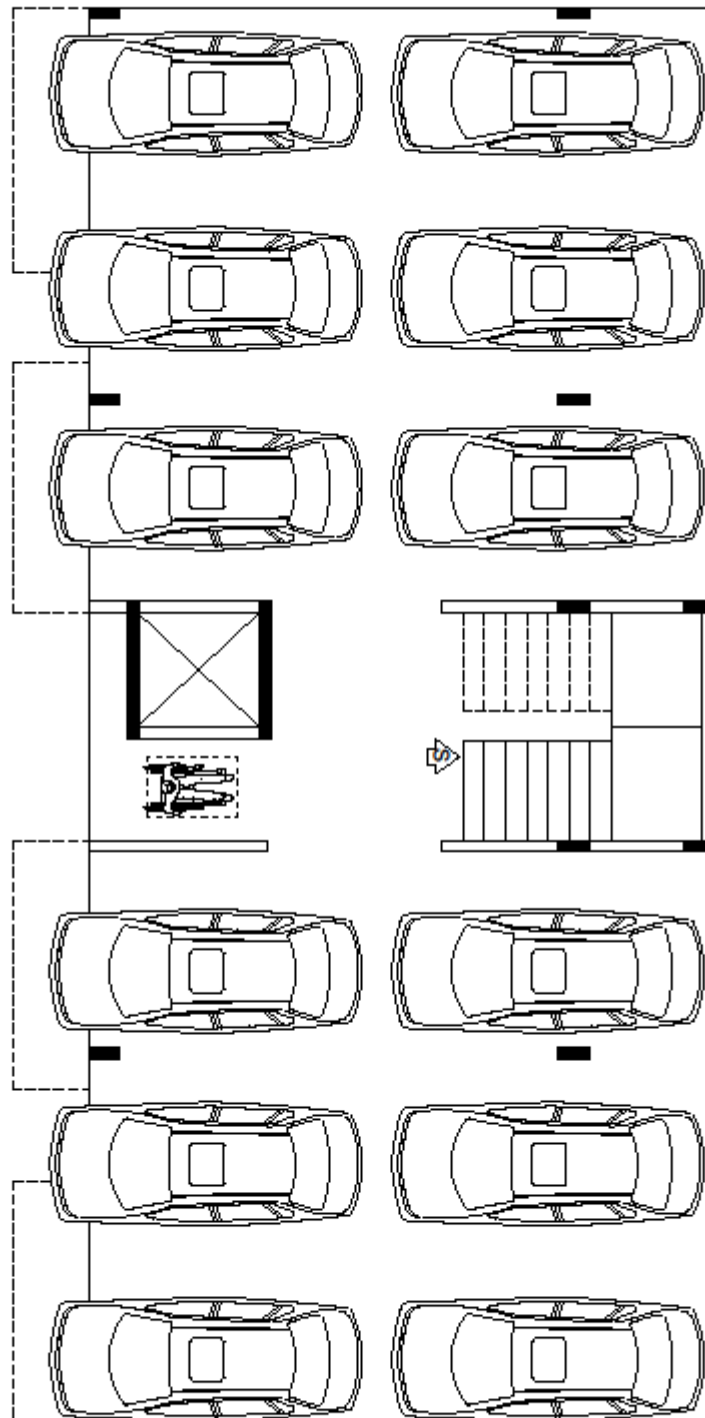
THOMAZ, Ércio et al. **Código de práticas nº 01: alvenaria de vedação em blocos cerâmicos**. São Paulo: Instituto de Pesquisas Tecnológicas do Estado de São Paulo (IPT), 2009.

## APÊNDICE A



Planta arquitetônica do pavimento tipo  
FONTE: Elaborado pelos autores (2016)

## APÊNDICE B



Planta arquitetônica do pavimento térreo

FONTE: Elaborado pelos autores (2016)

## APÊNDICE C

Modelo 1 - Forma

## APÊNDICE D

Modelo 1 – Armadura dos Pilares

## APÊNDICE E

Modelo 1 – Armadura das Lajes

## APÊNDICE F

Modelo 1 – Armadura das Vigas

## APÊNDICE G

Modelo 2 - Forma

## APÊNDICE H

Modelo 2 – Armadura dos Pilares

## APÊNDICE I

Modelo 2 – Armadura das Lajes

## APÊNDICE J

Modelo 2 – Armadura das Vigas