



UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO
ESCOLA POLITÉCNICA
Curso de Engenharia Civil

Departamento de Estruturas

ANÁLISE COMPARATIVA DE UMA ESTRUTURA DE EDIFICAÇÃO COM LAJES NERVURADAS

LEANDRO LIMA DOS SANTOS

Projeto de Graduação apresentado ao corpo docente do Departamento de Estruturas da Escola Politécnica da Universidade Federal do Rio de Janeiro, como requisito para obtenção do título de Engenheiro Civil.

Aprovado por:

Henrique Innecco Longo
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ(Orientador)

Sérgio Hampshire de Carvalho Santos
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

Cláudia Ribeiro Eboli
Prof. Associado, D.Sc., EP/UFRJ

Rio de Janeiro, RJ - Brasil

Março / 2013

Santos, Leandro Lima dos

Análise Comparativa de uma Estrutura de Edificação
com Lajes Nervuradas / Leandro Lima dos Santos. – Rio de
Janeiro: UFRJ/ Escola Politécnica, 2013.

VI, 97 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Henrique Inneco Longo.

Projeto de Graduação – UFRJ / Escola Politécnica/
Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referencias Bibliográficas: p. 97.

1. Lajes Nervuradas

AGRADECIMENTOS

A Deus e a Nossa Senhora por tudo alcançado até aqui.

A minha mãe Gisélia Lima dos Santos e meu pai Ivanildo dos Santos, por todo o amor e carinho que me deram.

Ao meus amigos pelos conselhos e apoio.

Ao professor Henrique Inneco Longo por tudo que me ensinou como professor e toda a paciência que teve como Orientador.

Aos professores Sérgio Hampshire e Cláudia Eboli por abrirem mão de uma parte de seus tempos avaliarem esse trabalho.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

Análise Comparativa de uma Estrutura de Edificação com Lajes Nervuradas

Leandro Lima dos Santos

Março/2013

Orientador: Henrique Inneco Longo.

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho apresenta um estudo comparativo entre soluções pelos Métodos Aproximado, dos Elementos Finitos e pelo sistema computacional CAD/TQS para a análise estrutural de um edifício de concreto armado.

No edifício analisado foi utilizada a solução estrutural de pilares e vigas convencionais e lajes nervuradas

Foram calculados os esforços nas lajes e vigas pelos três métodos.

Para este estudo comparativo, foram utilizadas as normas brasileiras e tabelas da literatura corrente.

Palavras-chave: Lajes Nervuradas, Análise Comparativa, Programa CAD/TQS

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI / UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for degree of Engineer.

Comparative Analysis of a Building Structure with Ribbed Slabs

Leandro Lima dos Santos

March/2013

Advisor: Henrique Inneco Longo

Course: Civil Engineering

This work presents a comparative study between the Approximate Method, the Finite Element Method and computer system CAD / TQS for the structural analysis of a reinforced concrete building.

The structural solution of conventional columns and beams and slabs was used in the analyzed building.

We calculated efforts in slabs and beams for the three methods.

For this comparative study, we used Brazilian standards and tables of current literature.

Keywords: Ribbed Slabs, Comparative Analysis, Program CAD / TQS

ÍNDICE

1. OBJETIVO	1
2. INTRODUÇÃO.....	2
3. PROJETO DE EDIFÍCIO ANALISADO	3
3.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO.....	4
3.1.1. MATERIAIS	6
3.1.2. CARGAS NA ESTRUTURA.....	6
3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	8
3.2.2. VIGAS	20
3.2.3. PILARES	20
4. MÉTODO APROXIMADO DE CÁLCULO.....	24
4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES.....	24
4.1.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO.....	24
4.1.2. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS	25
4.2. LAJES.....	26
4.2.1. MOMENTOS FLETORES	26
4.2.2. CISALHAMENTO DAS NERVURAS E FLEXÃO DAS MESAS	30
4.3. VIGAS	32
4.3.1. MOMENTOS FLETORES	32
4.3.2. ANÁLISE APROXIMADA DAS VIGAS CONTÍNUAS.....	35
4.4. REAÇÕES DE APOIO	48
5. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS.....	50
5.1. MODELAGEM	50
5.2. ANÁLISE DO PAVIMENTO COM PILARES ENGASTADOS NOS PISOS INFERIOR E SUPERIOR.....	52
5.3. DESLOCAMENTOS NAS LAJES.....	53
5.4. MOMENTOS FLETORES NAS NERVURAS.....	55
5.5. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS	57
5.5.1. MOMENTOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS (direção X).....	58
5.5.2. MOMENTOS NAS VIGAS LONGITUDINAIS (direção Y)	59
5.6. ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS	61
5.6.1. CORTANTES NAS VIGAS TRANSVERSAIS (direção X)	62
5.6.2. CORTANTES NAS VIGAS LONGITUDINAIS (direção Y).....	63
5.7. DESLOCAMENTOS NAS VIGAS	65
5.8. REAÇÕES DE APOIO	66
6. ANÁLISE COM AUXÍLIO DO TQS	67
6.1. EDIÇÃO DO EDIFÍCIO	67
6.2. MODELAGEM	73
6.3. DESLOCAMENTOS NAS LAJES.....	75

6.4. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES	77
6.5. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS	78
6.5.1. MOMENTOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS	80
6.5.2. MOMENTOS NAS VIGAS LONGITUDINAIS.....	81
6.6. ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS	83
6.6.1. CORTANTES NAS VIGAS TRANSVERSAIS.....	84
6.7. DESLOCAMENTOS NAS VIGAS	87
6.8. REAÇÕES DE APOIO	88
7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS	90
7.1. LAJES.....	90
7.1.1. MOMENTOS FLETORES	90
7.2. VIGAS	93
7.2.1 MOMENTOS FLETORES	93
7.2.2 ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS	95
7.3 REAÇÕES DE APOIO	95
8. CONCLUSÃO.....	96
9. REFERÊNCIAS / BIBLIOGRAFIAS.....	97

1. OBJETIVO

O presente projeto final de graduação tem como objetivo realizar um estudo comparativo das soluções obtidas pelos métodos Aproximado, dos Elementos Finitos e do sistema computacional CAD/TQS para a análise estrutural de um edifício de concreto armado.

Inicialmente, são determinadas as características dos materiais e as dimensões do edifício modelo, para qual foi feito um pré-dimensionamento. Em seguida é realizada a análise estrutural do primeiro pavimento pelo Método dos Elementos Finitos, com o auxílio do programa SAP2000. A partir dos dados obtidos, são analisados os esforços e as deformações necessárias ao estudo deste trabalho. Para esta modelagem foram utilizados elementos de pórtico espacial e casca. Em seguida, é realizada uma análise do mesmo pavimento através do Método Aproximado, utilizando tabelas da literatura corrente e a norma brasileira NBR-6118(2007), com as quais são calculados os esforços nos elementos estruturais do modelo. Por fim o edifício é modelado com auxílio do CAD/TQS, para fins comparativos com um programa comercial especializado de cálculo de concreto armado.

A análise deste modelo foi executada também com o auxílio dos programas SAP2000 e CAD/TQS. A partir desses dados é realizada uma análise comparativa entre os dois métodos e o CAD/TQS e são tiradas conclusões a respeito.

2. INTRODUÇÃO

Todas as edificações, pontes, torres de transmissão, etc. que vemos todos os dias são formadas por sistemas estruturais que tem a função de resistir aos carregamentos atuantes sobre eles e transferir esses esforços para o solo, através das suas fundações. Em toda a história, o homem utilizou diversos materiais para construção tais como pedra, madeira, etc. Com o aumento do conhecimento sobre esses materiais e com desenvolvimento e aperfeiçoamento dos cálculos matemáticos, ele pode elaborar estruturas cada vez maiores e mais complexas, exigindo cada vez mais conhecimento e responsabilidade de quem as elabora. No caso dessas estruturas o responsável é o engenheiro civil.

O engenheiro deve garantir na elaboração de seus projetos que as estruturas atendam a alguns requisitos fundamentais:

- Capacidade resistente: é capacidade da estrutura para resistir à ruptura devido aos esforços gerados pelos carregamentos aplicados sobre ela.

- Desempenho em serviço: ser capaz de manter as características de plena utilização não sofrendo danos durante sua vida útil.

- Durabilidade: ter capacidade para resistir às influências ambientais previstas e definidas na elaboração do projeto.

Com o avanço da tecnologia, principalmente da informática, o papel do engenheiro se modificou, todo trabalho braçal gasto nos cálculos passou a ser feito pelos computadores e hoje é exigido maior embasamento teórico e capacidade de avaliação dos resultados gerados pelos computadores. Projetos que precisavam de uma equipe grande e demoravam muito tempo para serem calculados, hoje são feitos mais rapidamente e com uma equipe reduzida com o auxílio de programas específicos. Nas figuras 2.1 a 2.3 são mostrados exemplos de estruturas.



Figura 2.1 – Estrutura de um edifício (Palácio do Governo de Minas Gerais).



Figura 2.2 – Estrutura de um edifício (Palácio do Governo de Minas Gerais, em fase de acabamento).



Figura 2.3 – Exemplo de laje nervurada (Palácio do Governo de Minas Gerais).

3. PROJETO DE EDIFÍCIO ANALISADO

O projeto estudado refere-se a um edifício comercial hipotético, com 10 andares iguais sendo adotada a solução de lajes nervuradas com vigas. Essa estrutura será analisada através dos Método Aproximado de Cálculo, Método dos Elementos Finitos e com auxílio de um programa comercial próprio para cálculo de estruturas de concreto armado, o CAD/TQS.

De posse dos resultados serão feitas comparações e análises com objetivo de se tirar conclusões para futuros projetos.

3.1. DESCRIÇÃO DO PROJETO

Com o objetivo de comparar os métodos, será analisado um edifício comercial hipotético composto de salas destinadas ao uso de escritórios. A edificação é composta de dez pavimentos em concreto armado, com lajes nervuradas. A altura entre pavimentos é de três metros. As figuras a seguir ilustram a planta de forma do pavimento tipo a ser analisado e uma elevação do edifício.

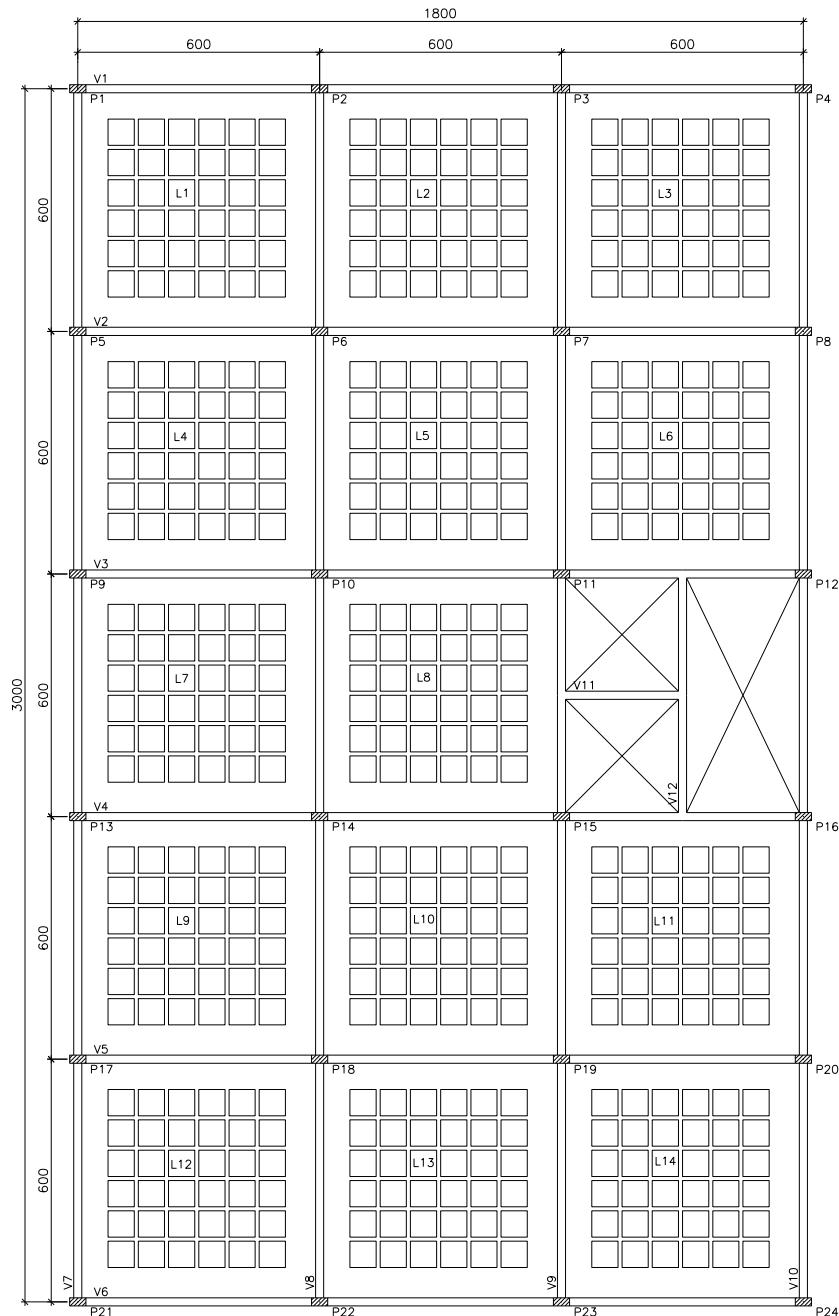


Figura 3.1. – Planta baixa do teto tipo (Forma).

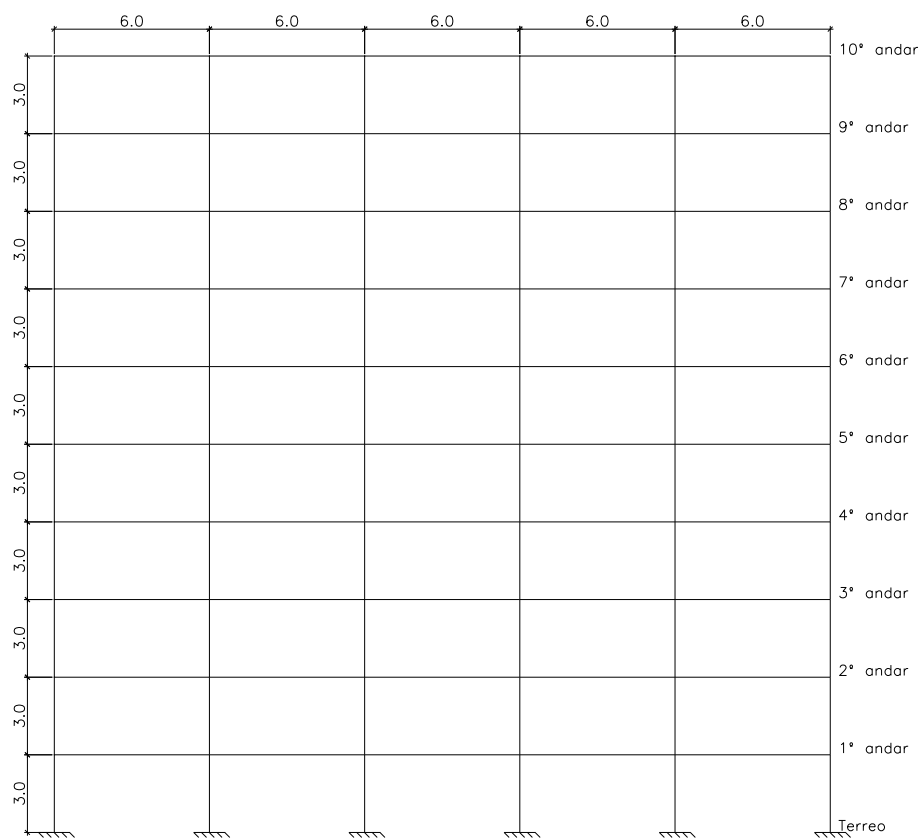


Figura 3.2. – Edifício empresarial em elevação (dimensões em metro).

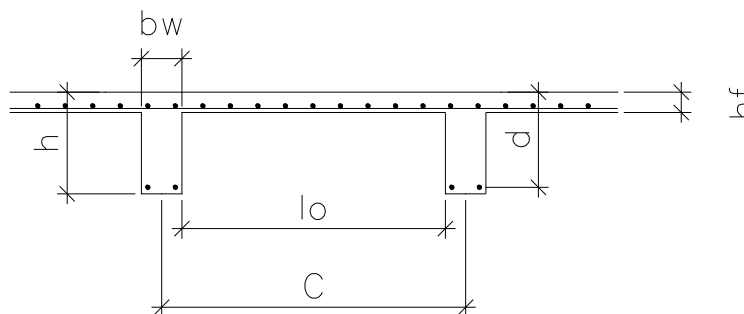


Figura 3.3. – Laje nervurada

Na figura 3.3. é apresentada os detalhes de uma laje nervurada. Como as lajes nervuradas são contínuas, foi adotada a solução de faixas próximas aos apoios , de modo a criar uma área de concreto comprimida resistente, como indicado na Figura 3.4.

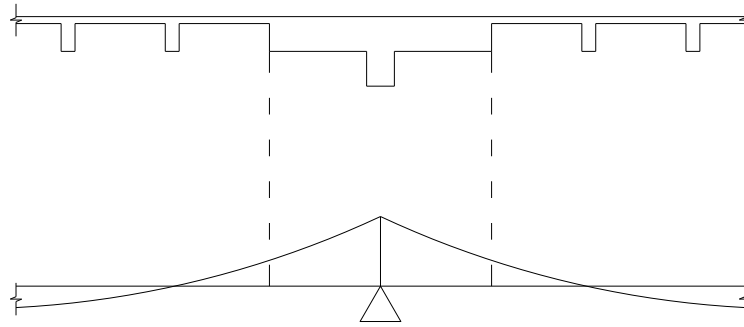


Figura 3.4. – Laje nervurada contínua

3.1.1. MATERIAIS

O concreto especificado para o edifício empresarial tem uma resistência característica à compressão (f_{ck}) de 30 MPa. O módulo de elasticidade secante (E_{cs}) do concreto considerado para este projeto será obtido da seguinte maneira:

$$E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

$$E_{cs} = 0,85E_{ci}$$

$$E_{cs} = 0,85 \times 5600 \times (30)^{1/2} = 26072 \text{ MPa.}$$

E_{ci} – módulo de deformação longitudinal tangente inicial (item 8.2.8, NBR 6118:2007 [1]).

O aço utilizado para este projeto é o CA-50. O coeficiente de Poisson adotado para o concreto será de 0,2 (item 8.2.9 da NBR6118: 2007).

3.1.2. CARGAS NA ESTRUTURA

Nos edifícios convencionais, as lajes têm como função resistir às cargas verticais e horizontais a elas diretamente aplicadas e transmiti-las aos elementos estruturais que as suportam (vigas, paredes e pilares).

As cargas atuantes nas lajes do edifício deste projeto foram definidas pela NBR6118: 2007, em seu item 11. Para a estrutura, foi considerada a influência das cargas permanentes e variáveis em função das condições peculiares desta edificação. A ação do vento foi desconsiderada neste estudo. Para fins práticos de pré-dimensionamento, também foram

desconsideradas: a influência de cargas devidas às deformações próprias e/ou impostas nas lajes; as cargas excepcionais exigidas, em casos específicos, como situações de terremotos, tornados, etc.; verificações para efeito de temperatura, retração, recalques de apoio, choques e de vibrações e verificações de cargas durante as fases construtivas.

O peso específico da estrutura será definido através da tabela 1 – Peso específico dos materiais de construção, da NBR 6120:1980[2]. A estrutura deste projeto será em concreto armado. Logo o peso específico será de:

$$\gamma_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

As paredes de alvenaria foram distribuídas com posições não definidas nas lajes (por exemplo, divisórias com posições que podem ser posteriormente alteradas). Nesse caso, deve ser tomado, na área da laje analisada, um terço do peso por metro linear da parede pronta, respeitando o mínimo de 1,0 kN/m², valor este, adotado no projeto. Logo o valor será:

$$g_{alv} = 1 \text{ kN/m}^2$$

A norma NBR 6120:1980 define a sobrecarga de utilização para os pavimentos do projeto. Por tratar-se de um edifício empresarial com salas destinadas ao uso como escritórios, o valor adotado para a sobrecarga será de:

$$q_{sc} = 2 \text{ kN/m}^2$$

No desenvolvimento deste projeto, algumas outras verificações que constam em alguns subitens da norma de cargas serão desconsideradas para fins práticos, como, por exemplo, os itens 2.2.1.1, 2.2.1.5 e 2.2.1.6 da NBR 6120:1980[2], que retratam casos específicos de carregamento.

O valor adotado para o peso do revestimento foi de $g_{rev} = 0,5 \text{ kN/m}^2$.

Logo, a carga vertical total que atua em cada painel de laje será:

$$q = p_p + g_{alv} + g_{rev} + q_{sc} \quad (1)$$

p_p = carga de peso próprio

g_{alv} = carga de paredes de alvenaria

g_{rev} = carga de revestimento

q_{sc} = carga acidental

3.2. PRÉ-DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

O pré-dimensionamento da estrutura do projeto, em questão, consistiu em identificar os elementos estruturais mais solicitados, a partir de um levantamento preliminar das cargas. Assim, é realizada uma estimativa das dimensões iniciais da estrutura antes mesmo dos cálculos dos esforços.

3.2.1. LAJES NERVURADAS

3.2.1.1. DEFINIÇÕES DAS LAJES NERVURADAS

O pré-dimensionamento das lajes nervuradas foi realizado de maneira a se obter uma altura econômica para as lajes dos pavimentos, mas que não conduzisse a flechas excessivas ou a um dimensionamento de armaduras que levassem a concentrações exageradas de barras de armação.

De acordo com a NBR 6118:2007, item 13.2.4.2, as lajes nervuradas podem ser calculadas como lajes maciças, através de processos elásticos, desde que sejam respeitadas as prescrições apresentadas a seguir.

- a) A espessura da mesa, quando não houver tubulações horizontais embutidas, deve ser maior ou igual a $1/15$ da distância entre nervuras e não menor que 3,0 cm.

O valor mínimo absoluto deve ser 4,0 cm, quando existirem tubulações embutidas de diâmetro máximo 12,5mm.

- b) A espessura das nervuras não deve ser inferior a 5,0 cm.
Nervuras com espessura menor que 8,0 cm não devem conter armadura de compressão.
- c) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras menor ou igual a 65 cm, pode ser dispensada a verificação da flexão da mesa, e para a verificação do cisalhamento da região das nervuras, permite-se a consideração dos critérios de laje;
- d) Para lajes com espaçamento entre eixos de nervuras entre 65 cm e 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor ou igual 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm.
- e) Para lajes nervuradas com espaçamento entre eixos das nervuras maior que 110cm, a mesa deve ser projetada como laje maciça, apoiada na grelha de vigas, respeitando-se os seus limites mínimos de espessura.

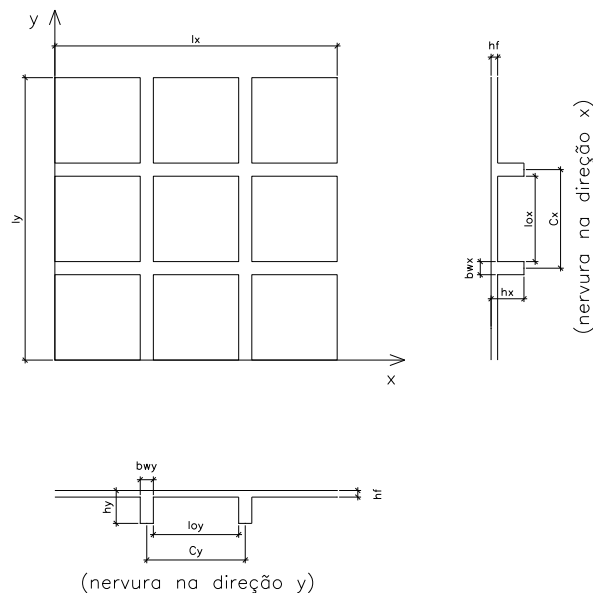


Figura 3.4. – Laje nervurada com dimensões das nervuras nas duas direções

A espessura da mesa (h_f) adotada foi de 5 cm.

O entre eixos ($C_x = C_y$) de nervuras adotadas foi de 75 cm nas duas direções.

A largura da nervura ($b_{wx} = b_{wy}$) adotada foi de 12 cm.

O edifício tem como característica possuir em todos os pavimentos painéis de lajes de iguais dimensões e com o mesmo carregamento distribuído, o que permite a escolha de qualquer uma das lajes para realização do pré-dimensionamento.

Para a estimativa da altura da laje será utilizado o critério da versão anterior da Norma, a NBR-6118:1978 [3], em que a altura útil (d) da laje é dada pela seguinte expressão:

$$d \geq \frac{l}{\Psi_2 \cdot \Psi_3} \quad (2)$$

Tal que:

$$d = h - d'$$

Onde: l é o menor vão da laje;

d é a altura útil da seção (distância do CG de A_s à fibra mais encurtada);

d' é distância do CG de A_s' à fibra mais encurtada;

Ψ_2 e Ψ_3 são coeficientes que dependem das condições de contorno e da relação entre vãos da laje, bem como da tensão no aço;

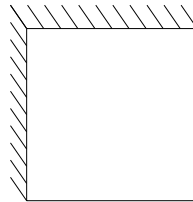
h é a altura total da laje nervurada.

A Tabela da NBR-6118 (1978) mostra os valores de Ψ_2 em função das condições de contorno para lajes nervuradas. Nessa tabela, o número superior de Ψ_2 corresponde a l_x/l_y igual a 1 e o número inferior a l_x/l_y igual a 2 (podendo-se usar para razão entre lados maior que 2, exceto nos casos assinalados com asterisco), onde l_y é o menor vão da laje e l_x é o maior vão. Para $1 < l_x/l_y < 2$ interpola-se linearmente.

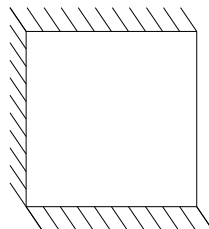
Os valores de Ψ_3 variam de acordo com a classe do aço. Para o aço CA50, o coeficiente Ψ_3 tem valor igual a 17, de acordo com a NBR-6118(1978).

No projeto em estudo, têm-se as seguintes condições de contorno para as lajes:

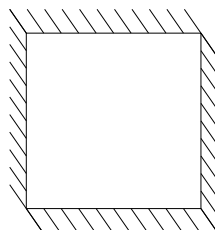
- Caso a: Engaste-apoio e engaste-apoio – L₁, L₃, L₆, L₁₁, L₁₂ e L₁₄.



- Caso b: Engaste-apoio e engaste-engaste - L₂, L₄, L₇, L₈, L₉ e L₁₃.



- Caso c: Engaste-engaste e engaste-engaste - Lajes L₅ e L₁₀



Com base nos valores dados na Tabela para cálculo de Ψ_2 e sabendo-se que no projeto em estudo a relação l_x/l_y é igual a 1, tem-se:

Caso a) $\Psi_2=1,8$

Caso b) $\Psi_2=2,0$

Caso c) $\Psi_2=2,2$

Aplicando-se a Equação (2), obtém-se para cada caso:

Caso a) Engaste-apoio e engaste-apoio: $l/31$

Caso b) Engaste-apoio e engaste-engaste: $l/34$

Caso c) Engaste-engaste e engaste-engaste: $l/38$

Adotando a situação mais desfavorável, tem-se:

$$d = \frac{600}{31} = 19,4\text{cm} \Rightarrow h_{\text{adotado}} = 25\text{cm}$$

3.2.1.1.1. VERIFICAÇÃO DA FLECHA E CÁLCULO DO MOMENTO MÁXIMO ATUANTE

Com a definição das nervuras e das cargas atuantes nas lajes, são calculados os carregamentos totais atuantes:

Para o cálculo do peso próprio vamos calcular uma espessura equivalente de concreto (e_{conc}).

$$e_{\text{conc}} = h - e_{\text{vazio}} \quad e_{\text{vazio}} = \frac{l_{\text{ox}} \times l_{\text{oy}} \times (h - h_f)}{c_x \times c_y}$$

$$e_{\text{vazio}} = \frac{63 \times 63 \times (25 - 5)}{75 \times 75} = 14\text{ cm} \quad e_{\text{conc}} = 25 - 14 = 11\text{ cm}$$

- Peso próprio (p_p) = $e_{\text{conc}} \times \gamma_c = 0,11\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 2,75\text{kN/m}^2$
- Paredes de alvenaria (g_{alv}) = $1,0\text{kN/m}^2$
- Revestimento (g_{rev}) = $0,5\text{kN/m}^2$
- Sobrecarga (q_{sc}) = $2,0\text{kN/m}^2$

Da equação (1) temos:

$$q = p_p + g_{\text{alv}} + g_{\text{rev}} + q_{\text{sc}} = 2,75 + 1,0 + 0,5 + 2,0 = 6,25\text{kN/m}^2$$

Para a verificação da flecha e o cálculo dos momentos fletores máximos, será utilizado o processo das grelhas, que é utilizado para cálculo de esforços em lajes nervuradas. A laje é

dividida em faixas ortogonais nas direções x e y. Uma vez conhecida a carga que atua em cada faixa (p_x e p_y), pode-se determinar os diagramas de momento e cortante, conhecendo-se as condições de contorno da laje. Adotam-se as seguintes hipóteses.

- As faixas são independentes entre si.
- Os quinhões de cargas são constantes em cada direção.
- O carregamento é uniformemente distribuído nas faixas.

$$p = p_x + p_y \quad (3)$$

Com isso, a carga p_x , ao atuar sobre a uma faixa na direção x, provoca nela uma flecha f_x , situada no centro da laje, a carga p_y , ao atuar sobre a uma faixa na direção y, provoca nela uma flecha f_y , situada também no centro da laje, como o ponto médio das duas faixas é único, deve-se ter, no cruzamento das faixas x e y:

$$f_x = f_y \quad (4)$$

Desenvolvendo as equações, obtemos:

$$p_x = \frac{\alpha_y \cdot l_y^4}{\alpha_x \cdot l_x^4 + \alpha_y \cdot l_y^4} \cdot p \quad (5)$$

$$m_x^+ = \frac{p_x \cdot l_x^2}{m_x} \quad (6)$$

$$m_y^+ = \frac{p_y \cdot l_y^2}{m_y} \quad (7)$$

$$m_x^- = \frac{p_x \cdot l_x^2}{n_x} \quad (8)$$

$$m_y^- = \frac{p_y \cdot l_y^2}{n_y} \quad (9)$$

$$f_x = \frac{\alpha_x \cdot p_x \cdot l_x^4}{384 \cdot EI} \quad (10)$$

$$f_y = \frac{\alpha_y \cdot p_y \cdot l_y^4}{384 \cdot EI} \quad (11)$$

$$v_x = \beta_x \cdot p_x \cdot l_x \quad (12)$$

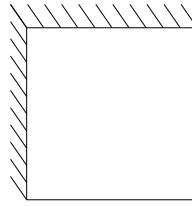
$$v_y = \beta_y \cdot p_y \cdot l_y \quad (13)$$

Sendo:

$\alpha_x, \alpha_y, m_x^+, m_y^+, n_x, n_y, \beta_x, \beta_y$ - valores tabelados (coeficientes) em função dos tipos de apoios. CUNHA [4].

Por tratar-se de um pré-dimensionamento, será resumida a obtenção dos esforços para cada tipo de laje com seus respectivos momentos máximo negativo e, conseqüentemente, o maior entre estes valores apresentados será utilizado para obtenção da área de armadura da seção das lajes. Porém antes será verificada a flecha para o pior caso entre todos os tipos de laje a fim de evitar cálculos desnecessários.

- Para o caso LAJES L₁, L₃, L₆, L₁₁, L₁₂ e L₁₄.



$$\alpha_x = \alpha_y = 2$$

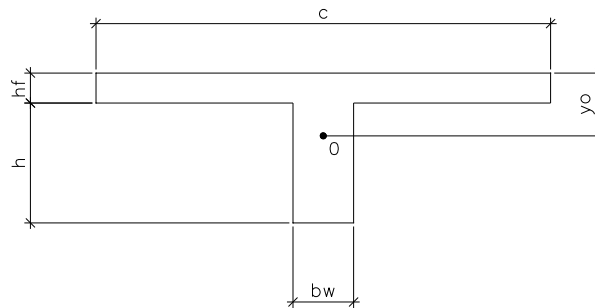


Figura 3.5. – Seção T para cálculo da rigidez à flexão.

A posição do centroide e o momento de inercia da seção T são iguais a:

$$y_o = 7,37 \text{ cm e } I_t = 31647,14 \text{ cm}^4$$

A laje maciça de mesma rigidez à flexão tem uma espessura igual a:

$$c = 75 \text{ (distância entre eixos)}$$

$$h_e = [(12 \times I_t) / c]^{1/3} = [(12 \times I_t) / 75]^{1/3} = 17,17 \text{ cm}$$

$$I = (100 \times 17,17^3) / 12 = 42182,24 \text{ cm}^4$$

Flecha inicial (das equações 10 e 11):

$$f_x = f_y = \frac{2}{384} \times \frac{6,25 \times 6,0^4}{2 \times 26072000 \times 0,0004218224} = 0,00192 \text{ m} = 0,192 \text{ cm}$$

Flecha final:

Considerando neste pré-dimensionamento um coeficiente de fluência de 1,5, a flecha final é:

$$f_\infty = (1 + 1.5) \times f = 0,48 \text{ cm}$$

Flecha admissível:

$$f_{lim} = \frac{l}{250} = \frac{600}{250} = 2,4cm, \text{ a flecha foi atendida.}$$

Momentos fletores máximos:

- LAJES L₁, L₃, L₆, L₁₁, L₁₂ e L₁₄.

$$p_x = p_y = \frac{1}{2} \cdot p$$

Momento Máximo Negativo (engaste)

$$m_x^- = m_y^- = 8,0$$

$$m_x^- = m_y^- = -\frac{6,25 \times 6,0^2}{2 \times 8,0} = -14,06 \text{ kNm/m}$$

Momento Máximo Positivo

$$m_x^+ = m_y^+ = 14,22$$

$$m_x^+ = m_y^+ = -\frac{6,25 \times 6,0^2}{2 \times 14,22} = 7,91 \text{ kNm/m}$$

$$\Rightarrow M(-)_{máx} = -14,06kNm/m \text{ (engaste)}$$

Por nervura

$$\Rightarrow M(-)_{máx} = -14,06 \times 0,75 = -10,55kNm/nerv \text{ (engaste)}$$

$$\Rightarrow M(+)_máx = 7,91kNm/m$$

Por nervura

$$\Rightarrow M(+)_máx = 7,91 \times 0,75 = 5,93kNm/nerv$$

3.2.1.1.2. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

A verificação das lajes mais solicitadas pode ser feita pelo valor de k_{md} da tabela de dimensionamento de DIAZ [5].

$$k_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} \leq k_{md \text{ MÁX}} \quad (14)$$

onde:

$$M_d = M(-)_{m\acute{a}x} \times \gamma_f = 1,4 \times M(-)_{m\acute{a}x}$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} = \frac{f_{ck}}{1,4}$$

γ_f = Coeficiente de ponderação das aoes

γ_c = Coeficiente de ponderação da resistência do concreto

Pela NBR6118: 2007, item 14.6.4.3, para o aço CA-50, encontram-se os seguintes valores de $k_{mdm\acute{a}x}$:

- $k_{mdm\acute{a}x} = 0,272$ para $f_{ck} \leq 35\text{MPa} \Rightarrow$ Valor máximo utilizado ($f_{ck} = 30\text{MPa}$)
- $k_{mdm\acute{a}x} = 0,229$ para $f_{ck} > 35\text{MPa}$

Momento positivo

A nervura foi verificada como viga T para o momento positivo.

Supõe-se que a linha neutra passa na mesa da viga.

O valor de k_{md} da tabela de dimensionamento considerando a largura efetiva da nervura (bef) de 0,75 metros de seção e altura útil ($d = 22$ cm) será, portanto:

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 5,93}{0,75 \cdot 0,22^2 \cdot 30000/1,4} = 0,011 \leq 0,272 \text{ (aço CA - 50)}$$

Para $k_{md} = 0,011$ obtm-se o valor de $k_x = 0,017$

Verificação da posição da linha neutra.

$$y = 0,8x = 0,8(kx) \cdot d = 0,8 \times 0,017 \times 0,22 = 0,003\text{m} < hf = 0,05\text{m}$$

A hipótese da linha neutra passar pela mesa foi confirmada e a seção  regular.

Para $k_{md} = 0,011$ obtm-se o valor de $k_z = 0,993$

Momento negativo

O valor de k_{md} da tabela de dimensionamento considerando a largura da nervura (b) de 0,12 metros de seção e altura útil ($d = 22$ cm) será, portanto:

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 10,55}{0,12 \cdot 0,22^2 \cdot 30000/1,4} = 0,1187 \leq 0,272 \text{ (aço CA - 50)}$$

Para $k_{md} = 0,1187$ obtm-se o valor de $k_z = 0,91$

Será utilizada a seguinte expressão para o cálculo da área de aço necessária:

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{M_d}{k_z \cdot d \cdot f_{yd}} \quad (15)$$

onde:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} = \frac{f_{yk}}{1,15}$$

γ_s = Coeficiente de ponderação da resistência do aço

Considerando, portanto, o valor de $k_z = 0,975$ para o momento positivo e $k_z = 0,91$ para o momento negativo, obtido da Tabela de Dimensionamento e considerando aço CA-50, tem-se que a área de aço necessária é:

Momento positivo

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{1,4 \cdot 5,93}{0,993 \cdot 0,22 \cdot 50 / 1,15} = 0,87 \text{ cm}^2 / \text{nerv}$$

Momento negativo

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{1,4 \cdot 10,55}{0,91 \cdot 0,22 \cdot 50 / 1,15} = 1,67 \text{ cm}^2 / \text{nerv}$$

A escolha do diâmetro da armadura será feita a partir dos valores padronizados da NBR7480:1996 [6].

Adotando-se o diâmetro $\Phi 8,0\text{mm}$, para a armadura positiva, obtém-se a seguinte área de aço:

$$A_{s\text{ adot}} = 1,00 \text{ cm}^2 \text{ (} 2\Phi 8,0\text{mm por nervura)}$$

Adotando-se o diâmetro $\Phi 12,5\text{mm}$, para a armadura negativa, obtém-se a seguinte área de aço:

$$A_{s\text{ adot}} = 2,50 \text{ cm}^2 \text{ (} 2\Phi 12,5\text{mm por nervura)}$$

3.2.1.1.3. VERIFICAÇÃO AO CISALHAMENTO DAS NERVURAS E FLEXÃO DAS MESAS

Como o espaçamento entre eixos das nervuras é maior que 65 cm e menor que 110 cm, deve ser feita a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor ou igual 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12 cm.

Verificação ao cisalhamento das nervuras

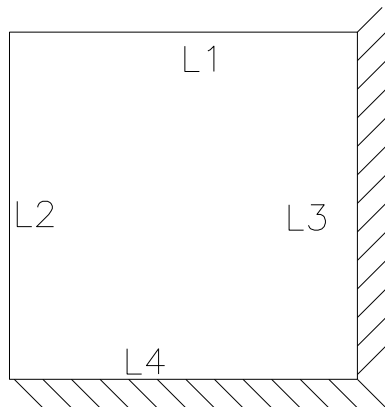
Como espaçamento entre eixos das nervuras é menor 90 cm e a largura das nervuras é igual a 12 cm, a laje nervurada deve ser verificada como viga e atender as condições simultaneamente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2}$$

$$V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

Com as equações (12) e (13) as reações de apoio das lajes:

- LAJES $L_1, L_3, L_6, L_{11}, L_{12}$ e L_{14} .



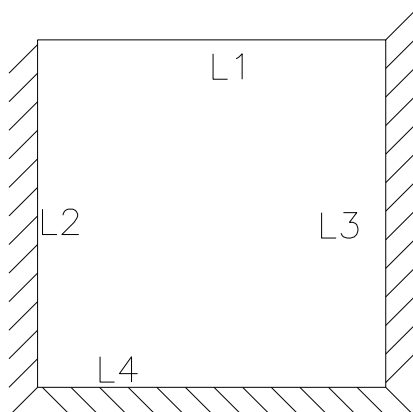
$$R_{L1} = R_{L2} = 0,375 \times \frac{6,25}{2} \times 6,00 = 7,03 \text{ kN/m}$$

$$R_{L1} = R_{L2} = 7,03 \times 0,75 = 5,28 \text{ kN/nerv}$$

$$R_{L3} = R_{L4} = 0,625 \times \frac{6,25}{2} \times 6,00 = 11,72 \text{ kN/m}$$

$$R_{L3} = R_{L4} = 11,72 \times 0,75 = 8,79 \text{ kN/nerv}$$

- LAJES L_2, L_4, L_7, L_8, L_9 e L_{13}



$$R_{L1} = 4,69 \text{ kN/m}$$

$$R_{L1} = 4,69 \times 0,75 = 3,52 \text{ kN/nerv}$$

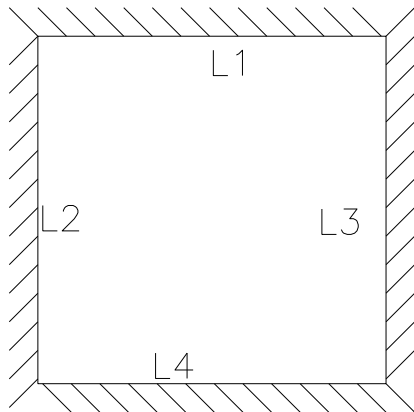
$$R_{L2} = R_{L3} = 12,5 \text{ kN/m}$$

$$R_{L2} = R_{L3} = 12,5 \times 0,75 = 9,38 \text{ kN/nerv}$$

$$R_{L4} = 7,82 \text{ kN/m}$$

$$R_{L4} = 7,82 \times 0,75 = 5,87 \text{ kN/nerv}$$

- LAJES L₅ e L₁₀.



$$R_{L1} = R_{L2} = R_{L3} = R_{L4} = 9,38 \text{ kN/m}$$

$$R_{L1} = R_{L2} = R_{L3} = R_{L4} = 9,38 \times 0,75$$

$$= 7,04 \text{ kN/nerv}$$

Verificação na nervura com maior esforço

- Esforço cortante:

$$V_k = 9,38 \text{ kN}$$

$$V_d = 1,4 \times V_k = 13,14 \text{ kN}$$

- Verificação da compressão na biela

$$V_{sd} = V_d = 13,14 \text{ kN}$$

$$V_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) f_{cd} \cdot b_w \cdot d = 0,27 \left(1 - \frac{30}{250} \right) \frac{3,0}{1,4} \cdot 12 \cdot 22 = 134,4 \text{ kN}$$

Com f_{ck} em MPa

Para que não ocorra o esmagamento do concreto que compõe a biela comprimida deve-se ter $V_{sd} \leq V_{Rd2}$.

Como $13,14 \text{ kN} \leq 134,4 \text{ kN}$ não houve esmagamento da biela de compressão

- Cálculo da armadura:

Armadura mínima

$$A_{sw,min} \geq \frac{20 \cdot f_{ct,m}}{f_{ywk}} \cdot b_w = \frac{20 \cdot 2,90}{50} \cdot 12 = 1,39 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$f_{ct,m} = 0,3 (f_{ck})^{2/3} = 2,90 \text{ MPa}$$

Para calcular a armadura deve-se determinar as parcelas do esforço cortante que serão absorvidas pelas diagonais comprimidas (V_c) e pela armadura (V_{sw}), de tal modo que:

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

$$V_c = V_{c0} = 0,6f_{ctd}b_wd = 0,6 \cdot 0,145 \cdot 12 \cdot 22 = 22,97\text{kN}$$

$$f_{ctd} = 0,7f_{ct,m} / \gamma_c = 0,7 \cdot 2,90 / 1,4 = 1,45\text{MPa}$$

longo:

$$17,5 = 22,97 + V_{sw}$$

$$V_{sw} = 13,14 - 22,97 = -9,83\text{kN}$$

Armação adotada:

$$A_{sw} = A_{sw,\text{mín}} = 1,39\text{cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}5,0 \text{ c}/20\text{cm de dois ramos}$$

Verificação da flexão das mesas

A espessura da mesa adotada foi de 5,0cm, considerando todas as bordas simplesmente apoiadas.

$$\frac{l_y}{l_x} = \frac{0,75}{0,75} = 1 \Rightarrow \beta_x = \beta_y = 27,2$$

Momento Máximo Positivo

$$m_x = m_y = -p \cdot \frac{l_x^2}{\beta_x} = 6,25 \cdot \frac{0,75^2}{27,2} = 0,13\text{kNm}/\text{m}$$

$$k_{md} = \frac{1,4 \cdot 0,13}{1,00 \cdot 0,025^2 \cdot 30000 / 1,4} = 0,01359 \leq 0,272 \text{ (aço CA-50)}$$

Para $k_{md} = 0,01359$ obtém-se o valor de $k_z = 0,992$

$$A_{s\text{ nec}} = \frac{1,4 \cdot 0,13}{0,992 \cdot 0,025 \cdot 50 / 1,15} = 0,17 \text{ cm}^2 / \text{m}$$

Armadura mínima

$$A_{s\text{ min}} = 0,15h_f = 0,15 \cdot 5 = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

$$A_{s\text{ min}} > A_{s\text{ nec}} = 0,75 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \text{Ø}4,2 \text{ c}/15\text{cm}$$

3.2.2. VIGAS

3.2.2.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DAS VIGAS

Para a realização deste pré-dimensionamento consideram-se os vãos mais críticos das vigas mais solicitadas do primeiro pavimento. Nesta etapa, tanto o tamanho dos vãos, quanto os carregamentos atuantes, são fatores determinantes. Todavia, nem sempre os vãos maiores são os mais solicitados.

Segundo LONGO [7], as vigas de uma estrutura de edificação podem ter suas dimensões estimadas da seguinte forma:

- Altura (h) estimada em função do vão (l) da viga

$$h \cong l/12$$

sendo: $h \geq 30$ cm e l (cm) o maior vão da viga.

- Largura da viga

$$b \geq 12\text{cm}$$

Para o edifício deste projeto serão tomadas como dimensões das vigas:

$$h \cong \frac{600}{12} = 50\text{cm} \Rightarrow h_{\text{adotado}} = 50\text{cm}$$

$$b_{\text{adotado}} = 20\text{cm}$$

Neste pré-dimensionamento não foi considerado o efeito do esforço de torção nas vigas. Serão dispostas, portanto, vigas de 20 cm x 50 cm.

3.2.3. PILARES

3.2.3.1. ESTIMATIVA DAS DIMENSÕES DOS PILARES

A estimativa das dimensões dos pilares levará em conta a ação das cargas verticais. A NBR 6118:2007, em seu item 11.2.1, define que deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança estrutural, levando-se em conta os possíveis estados limites último e de serviço, de acordo com as normas e as condições peculiares de cada edificação. Como explicado anteriormente, serão desconsiderados para este pré-dimensionamento os efeitos de cargas específicas (impactos, tornados, cargas sísmicas, etc.), bem como a ação horizontal do vento. Sendo assim, as dimensões dos pilares serão estimadas somente em função do carregamento vertical.

Segundo LONGO [7], as cargas nos pilares de um pavimento podem ser estimadas por áreas de influência, levando-se em consideração que os pilares internos recebem mais carga

do que os externos. Essas cargas são obtidas por linhas médias entre os vãos vizinhos do pilar considerado.

Os valores de carga obtidos por este procedimento dão uma boa noção da ordem de grandeza para o projeto, até mesmo em função da boa disposição dos pilares, de maneira mais regular.

A figura a seguir apresenta a área de influência (hachurada) ao redor do pilar mais carregado do pavimento do edifício em questão.

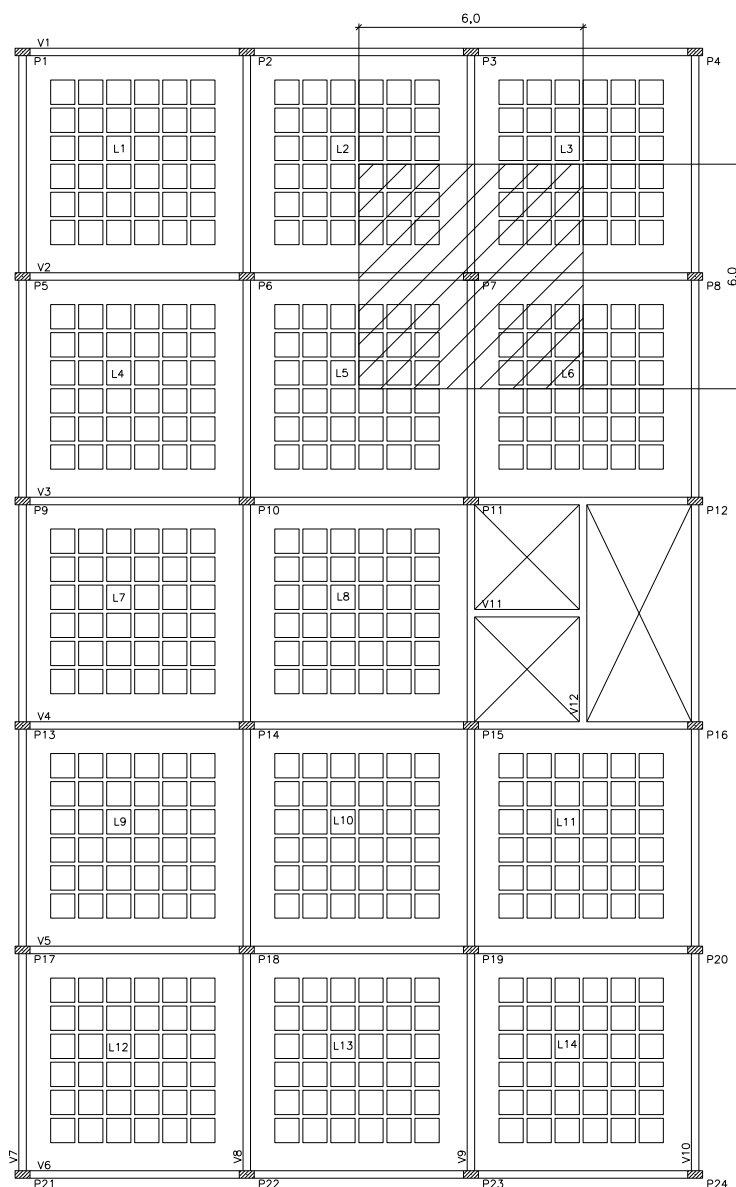


Figura 3.3. – Área de influência do pilar mais carregado (cotas em metro).

O pilar P7 foi considerado para este pré-dimensionamento por se tratar de um pilar interno com maior área de influência tal que,

$$A_{\text{influência}} = 6m \times 6m = 36m^2$$

3.2.3.1.1. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO PAVIMENTO

$$N_i = A_{influência} \times q$$

$$N_i = 36m^2 \times 6,25kN/m^2 = 225kN$$

Carga no pilar em um único pavimento

3.2.3.1.2. CARGA ESTIMADA PARA O PILAR NO NÍVEL DA FUNDAÇÃO

Segundo LONGO as cargas verticais nos pilares, no nível da fundação, são dadas pelo somatório das cargas N_i de cada pavimento, sendo que o peso próprio pode ser estimado como sendo 5% desta carga total.

$$N_{TOTAL} = 1,05 \sum N_i \text{ (0,05-peso próprio dos pilares)}$$

$N_{TOTAL} = 1,05 \times 225 \times 10 = 2362,5 \text{ kN} \Rightarrow$ Carga no pilar no nível da fundação (considerando os 10 pavimentos).

De acordo com a antiga NB-1[1], para pilares submetidos à compressão centrada, pode-se dispensar o cálculo da excentricidade acidental e fazer um cálculo simplificado da seção de concreto do pilar supondo a força normal aumentada de $\gamma = 1 + 6/h \geq 1,1$ sendo h (cm) a menor dimensão da seção do pilar. Assim, a área de concreto necessária deste pilar com uma taxa de armadura igual a $\rho = 2\%$ pode ser dada por:

$$A_{cnc} = \frac{\gamma N_d}{0,85 f_{cd} + 2\% \sigma_{sd}} \quad (16)$$

Onde: $N_d = 1,4 \times N_{TOTAL}$

Sendo: σ_{sd} - tensão no aço para uma deformação específica de 2‰

$$\sigma_{sd} = 420 \text{ MPa, para o aço CA-50 [8].}$$

N_d – Força normal de cálculo no nível da fundação.

Será adotado como menor lado da seção do pilar, o valor de:

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$\gamma = 1 + 6/h \geq 1,1 \Rightarrow \gamma = 1 + 6/20 = 1,3 \geq 1,1 \text{ (ok)}$$

$$A_{cnc} = \frac{1,3 \times 1,4 \times 2362,5}{0,85 \times \frac{30000}{1,4} + 0,02 \times 420000} \cong 0,162m^2 = 1616cm^2$$

Adotando um pilar de 20 cm x 70 cm, ou seja, $A_c < A_{c,nec}$, a área de armadura será:

$$A_s = \frac{\gamma \times N_d - 0,85 \times f_{cd} \times A_c}{\sigma_{sd}} \quad (17)$$

Logo:

$$A_s = \frac{1,3 \times 1,4 \times 2362,5 - 0,85 \times \frac{30000}{1,4} \times 0,2 \times 0,7}{420000} = 0,0042 m^2$$

$$A_s = 42,0 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_{s,adot} = 42,0 \text{ cm}^2 (14 \Phi 20mm)$$

Obs.: Se $A_c > A_{c,nec}$ então $A_s = A_{s,min}$.

De acordo com a NBR6118: 2007, item 17.3.5.3, a armadura mínima e máxima para os pilares deve ser igual a:

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

$$A_{s,máx} = 4\% A_c \text{ (Para que na região das emendas seja 8\%)}$$

Para este projeto, tem-se:

$$A_{s,min} = \frac{0,15 \cdot 1,4 \cdot 2362,5}{\frac{50}{1,15}} = 11,41 \text{ cm}^2 \geq 0,004 \cdot 20 \cdot 70 = 5,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{s,máx} = 0,04 \cdot 20 \cdot 70 = 56 \text{ cm}^2$$

A percentagem de armadura deste pilar será:

$$\rho = A_s / A_c = \frac{42}{(20 \times 70)} = 0,030 = 3,0\% < 4\% \text{ ok!}$$

4. MÉTODO APROXIMADO DE CÁLCULO

Neste capítulo será analisado o primeiro pavimento do edifício através do método aproximado de cálculo. Será utilizado o processo das grelhas para a determinação dos esforços nas lajes. Para as vigas será realizado um estudo por elementos isolados, onde cada viga contínua será calculada com auxílio do programa FTOOL [9]. Serão verificadas também as cargas nos pilares pelas reações das vigas nos mesmos.

4.1. COMBINAÇÕES DE AÇÕES

As deformações nos painéis de laje foram obtidas com base nos carregamentos verticais combinados no estado limite de serviço (ELS). Já os momentos fletores e os esforços cortantes em todos os elementos estruturais analisados foram obtidos a partir de combinações de ações no estado limite últimos (ELU).

4.1.1 COMBINAÇÕES DE SERVIÇO

As combinações no estado limite de serviço são classificadas, segundo a NBR 6118:2007, item 11.8.3, de acordo com a sua permanência na estrutura:

- a) Combinações quase permanentes de serviço (CQP);
- b) Combinações frequentes de serviço (CF);
- c) Combinações raras de serviço (CR).

Para a determinação dos deslocamentos da laje, usou-se a combinação quase permanente de serviço que, de acordo com a norma, é definida da seguinte forma: “ações que podem atuar durante grande parte do período de vida da estrutura e sua consideração pode ser necessária na verificação do estado limite de deformações excessivas”.

Nas combinações quase permanentes de serviço todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase permanentes $\Psi_2 F_{qk}$. Desta forma, o cálculo da sollicitação é dado pela seguinte expressão:

$$F_{d,ser} = \sum F_{gik} + \sum \Psi_{2,j} F_{qjk} \quad (18)$$

$F_{d,ser}$ – valor de cálculo das ações para combinações de serviço;

F_{gik} – valor característico das ações permanentes diretas;

F_{qjk} – valor característico das ações variáveis diretas;

Ψ_2 – fator de redução de combinação quase permanente para o ELS.

De acordo com a Tabela 11.2 da NBR 6118:2007 (item 11.7.1):

$$\Psi_2 = 0,4 \text{ (edifícios comerciais)}$$

Logo:

$$F_{d,ser} = F_g + 0,4F_q$$

$$F_g = p_p + g_{alv} + g_{rev}$$

$$F_q = q_{sc}$$

4.1.2. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS

As combinações últimas podem ser classificadas em normal, especial ou de construção e excepcional. Neste trabalho adotou-se a combinação última normal, onde em cada combinação devem estar incluídas as ações permanentes e a ação variável principal com seus valores característicos, e as demais ações variáveis (secundárias) com seus valores reduzidos de combinação.

Assim, o cálculo da solicitação é dado pela seguinte expressão:

$$F_d = \gamma_g F_{gk} + \gamma_q F_{q1k} \quad (19)$$

F_d – Valor de cálculo das ações para combinação última;

F_{gk} – Ações permanentes diretas;

F_{q1k} – Ação variável direta principal;

γ_g, γ_q – Coeficientes de ponderação.

Da Tabela 11.1 da NBR 6118:2007 (item 11.7.1):

$$\gamma_g = 1,4 \text{ (desfavorável)}$$

$$\gamma_q = 1,4 \text{ (cargas variáveis)}$$

Logo:

$$F_d = 1,4F_g + 1,4F_q$$

$$F_g = p_p + g_{alv} + g_{rev}$$

$$F_q = q_{sc}$$

4.2. LAJES

4.2.1. MOMENTOS FLETORES

O cálculo dos momentos fletores nas lajes pelo método aproximado seguirá as diretrizes adotadas no pré-dimensionamento (item 3.2.). Todas as lajes nervuradas têm altura total de 25cm, espessura da mesa de 5cm e largura das nervuras de 12cm. O carregamento vertical total atuante nas lajes (vide item 3.2.1.1.1.) será de 6,25 kN/m².

Para a obtenção dos momentos fletores nas lajes foram utilizadas as equações do processo das grelhas. As tabelas seguintes (1 e 2) apresentam os esforços por metro e por nervura (M_x , M_y , M_{xnerv} e M_{ynerv}) obtidos para cada painel de laje com seus respectivos esforços de cálculo (M_{xd} , M_{yd} , M_{xdnerv} , M_{ydnerv}). Os valores por nervura são obtidos através da multiplicação dos valores por metro pela distância entre nervuras (0,75m).

Tabela 1 – Momentos positivos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.
(valores característicos)

LAJE	lx (m)	ly (m)	Mx (kN.m/m)	My (kN.m/m)	Mxnerv (kN.m/nerv)	Mynerv (kN.m/nerv)
L1,L3,L6,L11,L12,L14	6,00	6,00	7,91	7,91	5,93	5,93
L2,L13	6,00	6,00	6,25	5,27	4,69	3,95
L4,L7,L8,L9	6,00	6,00	5,27	6,25	3,95	4,69
L5,L10	6,00	6,00	4,69	4,69	3,52	3,52

Tabela 2 – Momentos positivos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.
(valores de cálculo)

LAJE	lx (m)	ly (m)	Mxd (kN.m/m)	Myd (kN.m/m)	Mxdnerv (kN.m/nerv)	Mydnerv (kN.m/nerv)
L1,L3,L6,L11,L12,L14	6,00	6,00	11,08	11,08	8,31	8,31
L2,L13	6,00	6,00	8,75	7,38	6,56	5,54
L4,L7,L8,L9	6,00	6,00	7,38	8,75	5,54	6,56
L5,L10	6,00	6,00	6,57	6,57	4,93	4,93

Os momentos negativos (interfaces das lajes) também foram verificados através do mesmo processo. As tabelas seguintes (3 e 4) apresentam os momentos negativos existentes e seus respectivos valores de cálculo.

Tabela 3 – Momentos negativos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.
(valores característicos)

LAJE	lx (m)	ly (m)	M'x (kN.m/m)	M'y (kN.m/m)	M'xnerv (kN.m/nerv)	M'ynerv (kN.m/nerv)
L1,L3,L6,L11,L12,L14	6,00	6,00	-14,06	-14,06	-10,55	-10,55
L2,L13	6,00	6,00	-12,50	-9,38	-9,38	-7,04
L4,L7,L8,L9	6,00	6,00	-9,38	-12,50	-7,04	-9,38
L5,L10	6,00	6,00	-9,38	-9,38	-7,04	-7,04

Tabela 4 – Momentos negativos atuantes nas lajes pelo Método Aproximado de Cálculo.
(valores de cálculo)

LAJE	lx (m)	ly (m)	M'xd (kN.m/m)	M'yd (kN.m/m)	M'xdnerv (kN.m/nerv)	M'ydnerv (kN.m/nerv)
L1,L3,L6,L11,L12,L14	6,00	6,00	-19,69	-19,69	-14,77	-14,77
L2,L13	6,00	6,00	-17,50	-13,13	-13,13	-9,85
L4,L7,L8,L9	6,00	6,00	-13,13	-17,50	-9,85	-13,13
L5,L10	6,00	6,00	-13,13	-13,13	-9,85	-9,85

No estudo do Método Aproximado de Cálculo, a verificação dos esforços de momentos fletores negativos nas interfaces das lajes requer valores compatibilizados. Para cada interface será adotado o maior valor entre a média dos momentos apresentados e 80% do maior deles. As tabelas seguintes (5 e 6) apresentam os valores compatibilizados, além dos momentos na interface entre a laje e a faixa. Para a compatibilização dos momentos positivos vamos adotar o acréscimo da média da diferença entre o momento negativo original e o compatibilizado na mesma direção ($M_{\text{poscomp}} = M_{\text{pos}} + (M_{\text{negcomp}} - M_{\text{neg}})/2$), os alívios que ocorrerem nos momentos fletores positivos não são considerados (tabela 7).

Tabela 5 – Momentos compatibilizados nas interfaces das lajes do primeiro pavimento.
(valores de cálculo)

INTERFACE	MÉDIA	80% Mdmáx	M'yd adotado (kN.m/nerv)	M'yintd adotado (kN.m/nerv)
L1 / L4 e L9/L12	-13,94	-11,81	-13,94	-6,13
L2 / L5 e L10/L13	-9,85	-7,88	-9,85	-4,33
L3 / L6 e L11/L14	-14,76	-11,81	-14,76	-6,49
L4 / L7 e L7/L9	-13,13	-10,50	-13,13	-5,78
L5 / L8 e L8/L10	-11,49	-10,50	-11,49	-5,06

Tabela 6 – Momentos compatibilizados nas interfaces das lajes do primeiro pavimento.
(valores de cálculo)

INTERFACE	MÉDIA	80% Mdmáx	M'xd adotado (kN.m/nerv)	M'xintd adotado (kN.m/nerv)
L1 / L2, L2 / L3, L12 / L13, L13 / L14	-13,94	-11,81	-13,94	-6,13
L4 / L5, L7 / L8, L9 / L10	-9,85	-7,89	-9,85	-4,33
L5 / L6, L10 / L11	-12,31	-11,81	-12,31	-5,42

Tabela 7 – Momentos positivos compatibilizado das lajes do primeiro pavimento.
(valores de cálculo)

LAJE	Mxdnerv (kN.m/nerv)	Mydnerv (kN.m/nerv)	Acréscimo (kN.m/nerv)	Mxdnerv adotado (kN.m/nerv)	Mydnerv adotado (kN.m/nerv)
L1 e L12	8,31	-	0,42	8,73	-
L1 e L12	-	8,31	0,42	-	8,73
L3 e L14	8,31	-	0,42	8,73	-
L6 e L11	8,31	-	1,23	9,54	-
L8	5,54	-	1,64	7,18	-

A figura 4.1. apresenta os valores dos momentos de dimensionamento obtidos pelo Método Aproximado distribuídos ao longo das lajes do primeiro pavimento do edifício do projeto.

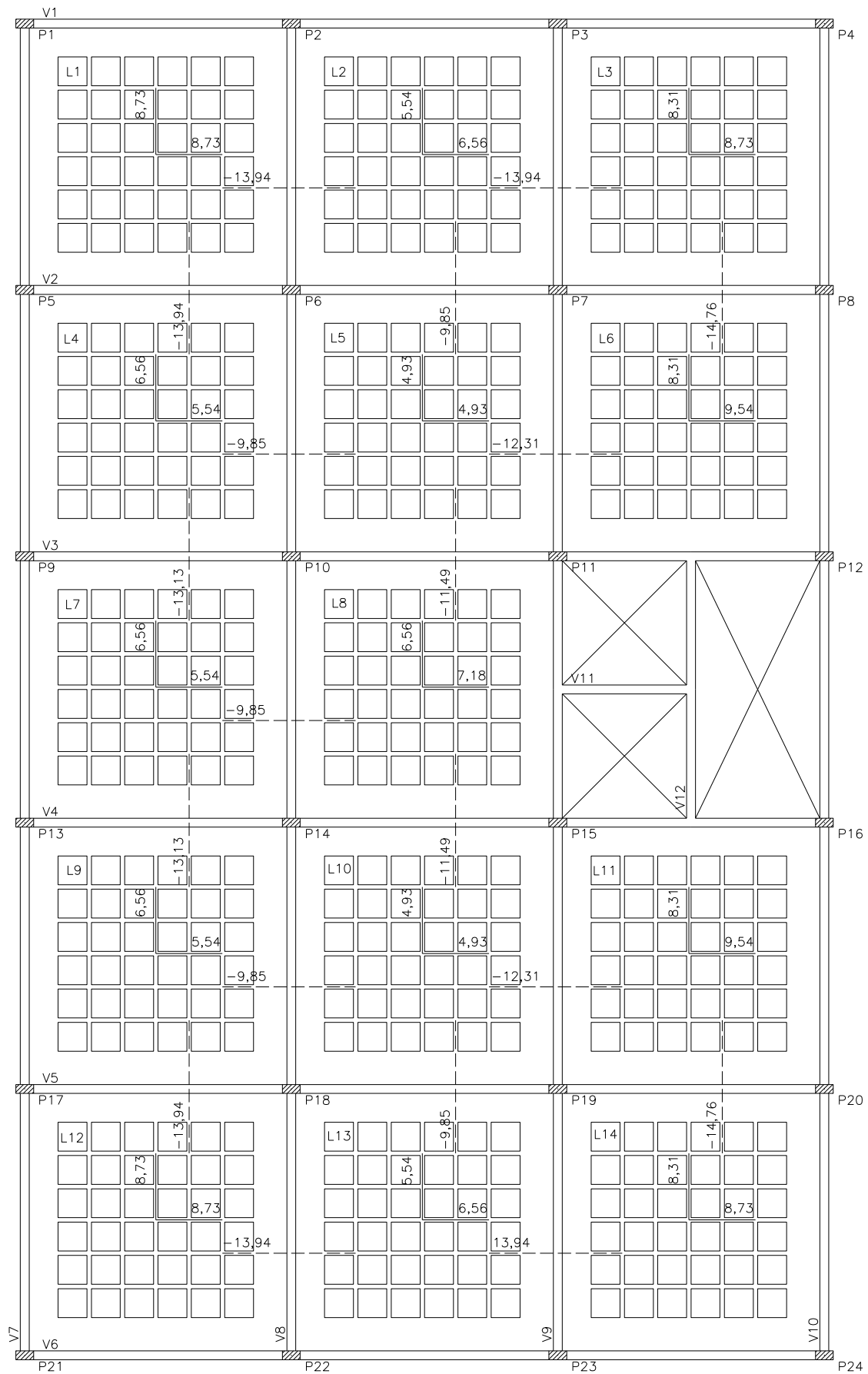


Figura 4.1. – Momentos Fletores nas lajes do primeiro pavimento obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo (valores de dimensionamento em kNm/nerv).

4.2.2. CISALHAMENTO DAS NERVURAS E FLEXÃO DAS MESAS

Como o espaçamento entre eixos das nervuras é maior que 65 cm e menor do que 110 cm, exige-se a verificação da flexão da mesa e as nervuras devem ser verificadas ao cisalhamento como vigas; permite-se essa verificação como lajes se o espaçamento entre eixos de nervuras for menor ou igual a 90 cm e a largura média das nervuras for maior que 12cm.

Como o espaçamento entre eixos das nervuras é menor que 90 cm e a largura das nervuras é igual a 12cm, a laje deve ser verificada como viga e atender as condições simultaneamente:

$$V_{Sd} \leq V_{Rd2} \text{ e } V_{Sd} \leq V_{Rd3}$$

Os esforço cortantes nas nervuras nas lajes foram calculadas no item 3.2.1.1.4.

A figura 4.2. apresenta os valores dos esforço cortantes de cálculo obtidos pelo Método Aproximado em cada nervuda das lajes do primeiro pavimento do edifício do projeto.

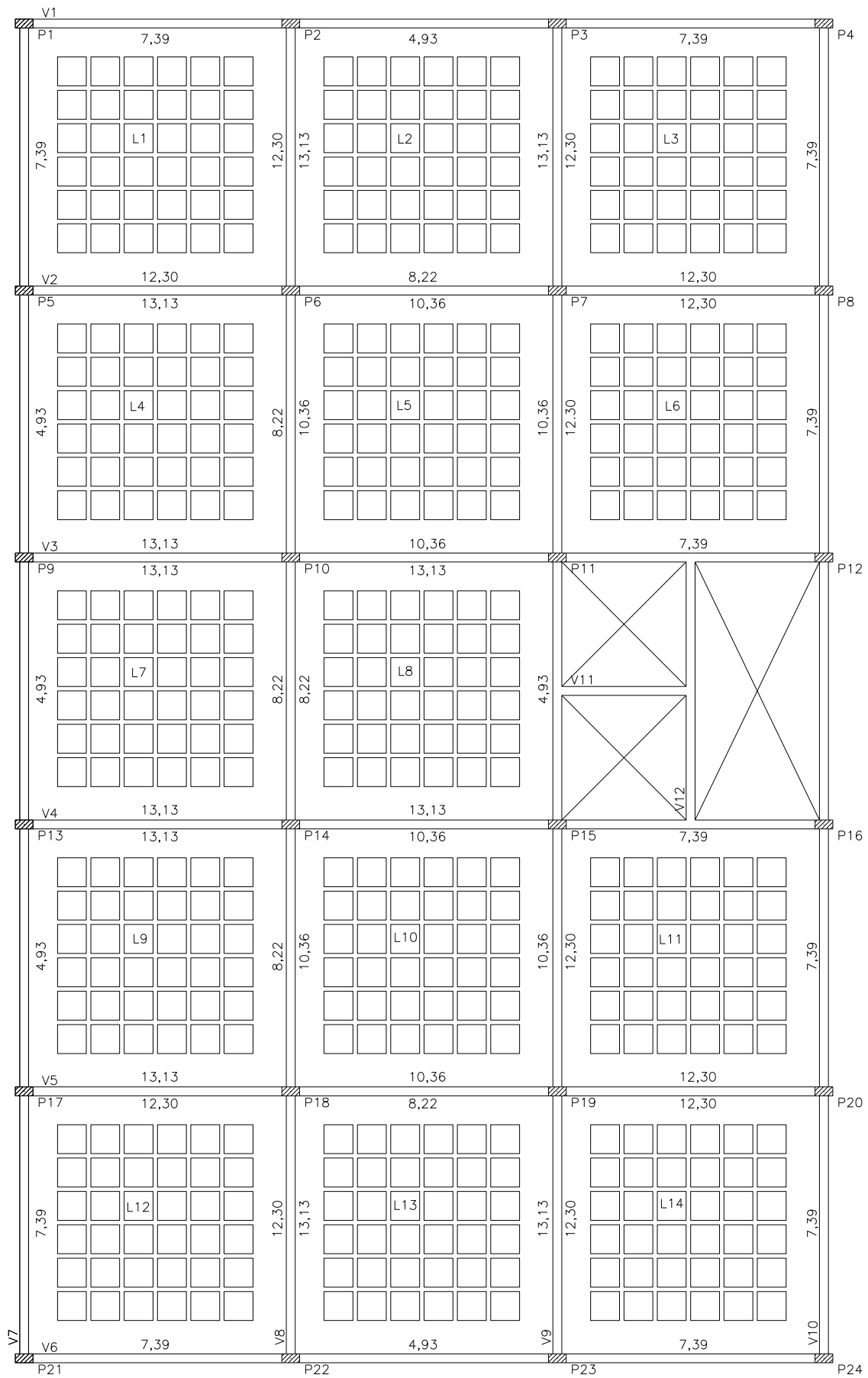


Figura 4.2. – Reações nas lajes do primeiro pavimento obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo (valores de dimensionamento em kN/nerv).

4.3. VIGAS

4.3.1. MOMENTOS FLETORES

4.3.1.1. VIGAS V11 E V12

Neste item do projeto serão calculados os momentos fletores e os esforços cortantes nas vigas do primeiro pavimento pelo Método Aproximado de Cálculo. As dimensões de todas as vigas serão as mesmas das obtidas no item 3.2.2.1, referente ao pré-dimensionamento da estrutura (20cm x 50cm). Os carregamentos atuantes nas vigas serão definidos a seguir:

- Reações de apoio das lajes;
- Peso próprio da viga;
- Carga das paredes de alvenaria de vedação;
- Carga de outras vigas que se apoiam na viga em estudo.

No primeiro pavimento do edifício, todas as vigas, exceto a V11 e a V12, são definidas como contínuas. Para estas vigas, isostáticas, os momentos podem ser facilmente calculados através das reações de apoios, obtidas pelo equilíbrio de forças. Nestes elementos irão atuar as cargas de peso próprio e da alvenaria de vedação, pois se tratam de vigas sem reações de apoio das lajes, uma vez que ambas localizam-se na região do poço de elevadores. Logo o carregamento vertical linear total atuante em cada uma das vigas será:

$$q_v = pp_v + g_{av} \quad (20)$$

pp_v (Peso próprio da viga)
 g_{av} (Peso da alvenaria)

- VIGA V11

O carregamento total atuante na viga V11 será de:

$$q_{V11} = (0,20m \times 0,50m \times 25kN/m^3) + 6,75kN/m = 9,25kN/m$$

As figuras seguintes obtidas do programa de análise linear FTOOL ilustram a viga V11 com o carregamento linear atuante, os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com os respectivos valores máximos característicos.

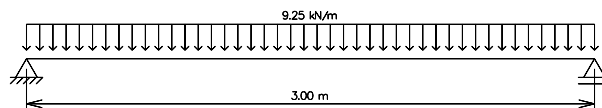


Figura 4.3. – Carregamento linear atuante na viga V11.

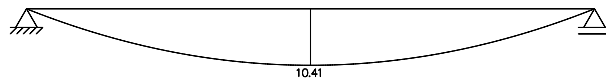


Figura 4.4. – Momento fletor máximo positivo na viga V11 (kNm).

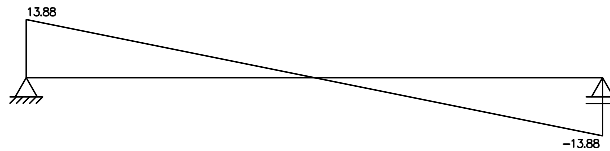


Figura 4.5. – Esforço cortante máximo na viga V11 (kN).

- VIGA V12

A viga V12 não recebe reação das lajes, pois se encontra entre o poço de elevadores e a abertura para a escada.

O carregamento linear atuante nesta viga é composto de: peso próprio, carga da alvenaria de vedação e reação da viga V11.

A carga de peso próprio será, como em todas as vigas, igual a : $q_{V12} = 2,5 \text{ kN/m}$.

O carregamento linear total atuante na viga V12 será de:

$$q_{V12} = (0,20\text{m} \times 0,50\text{m} \times 25\text{kN/m}^3) + 6,75\text{kN/m} = 9,25\text{kN/m}$$

O valor da carga devido à reação da viga V11 sobre V12 será uma carga concentrada no meio do vão da mesma, com o valor de:

$$q_{Rv11} = \frac{(9,25\text{kN/m}) \times 3,00\text{m}}{2} \approx 13,88\text{kN}$$

As figuras seguintes ilustram o carregamento, os diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com os valores máximos característicos para a viga V12.

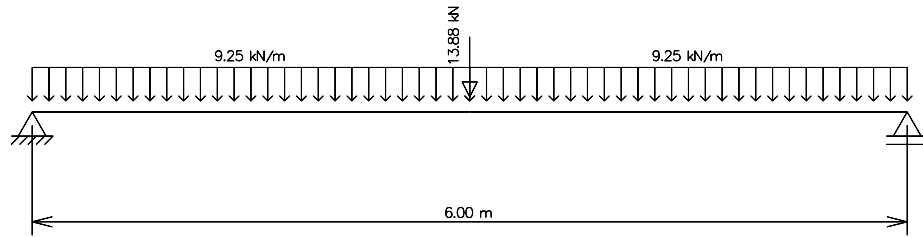


Figura 4.6. – Carregamento linear atuante na viga V12.

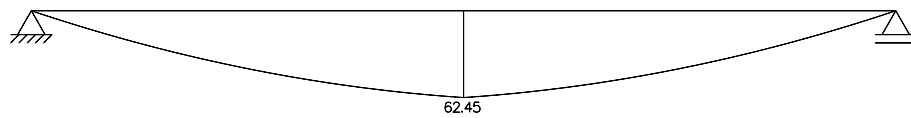


Figura 4.7. – Momento fletor máximo positivo na viga V12 (kNm).

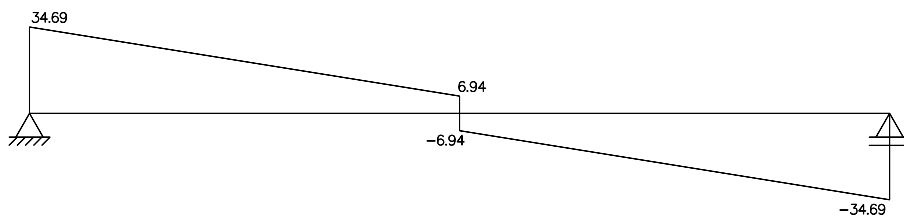


Figura 4.8. – Esforço cortante máximo na viga V12 (kN).

No cálculo dos esforços das vigas V11 e V12 foi considerada a carga linear de alvenaria de vedação.

4.3.2. ANÁLISE APROXIMADA DAS VIGAS CONTÍNUAS

Segundo a NBR6118:2007, item 14.6.7.1, pode ser utilizado o modelo clássico de viga contínua, simplesmente apoiada nos pilares, para o estudo das cargas verticais, observando-se a necessidade das seguintes correções adicionais:

a) não devem ser considerados momentos positivos menores que os que se obteriam se houvesse engastamento perfeito da viga nos apoios internos;

b) quando a viga for solidária com o pilar intermediário e a largura do apoio, medida na direção do eixo da viga, for maior que a quarta parte da altura do pilar, não pode ser considerado momento negativo de valor absoluto menor do que o de engastamento perfeito nesse apoio;

c) quando não for realizado o cálculo exato da influência da solidariedade dos pilares com a viga, deve ser considerado, nos apoios externos, momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas seguintes relações:

- na viga:

$$\frac{r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}$$

- no tramo superior do pilar:

$$\frac{r_{\text{sup}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}$$

- no tramo inferior do pilar:

$$\frac{r_{\text{inf}}}{r_{\text{vig}} + r_{\text{inf}} + r_{\text{sup}}}$$

sendo:

$$r_i = I_i / l_i$$

onde:

r_i é a rigidez do elemento i no nó considerado, avaliada conforme indicado na figura 14.8 da NBR6118:2007.

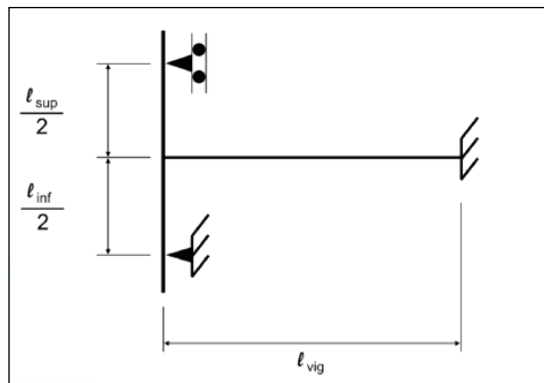


Figura 4.9. – Aproximação em apoios extremos

sendo: $l_{sup} = l_{inf} = 3,00\text{m}$

4.3.2.1. VIGAS TRANSVERSAIS (direção X)

As vigas transversais do primeiro pavimento serão analisadas segundo a NBR6118:2007, considerando-se os momentos de solidariedade nos apoios extremos.

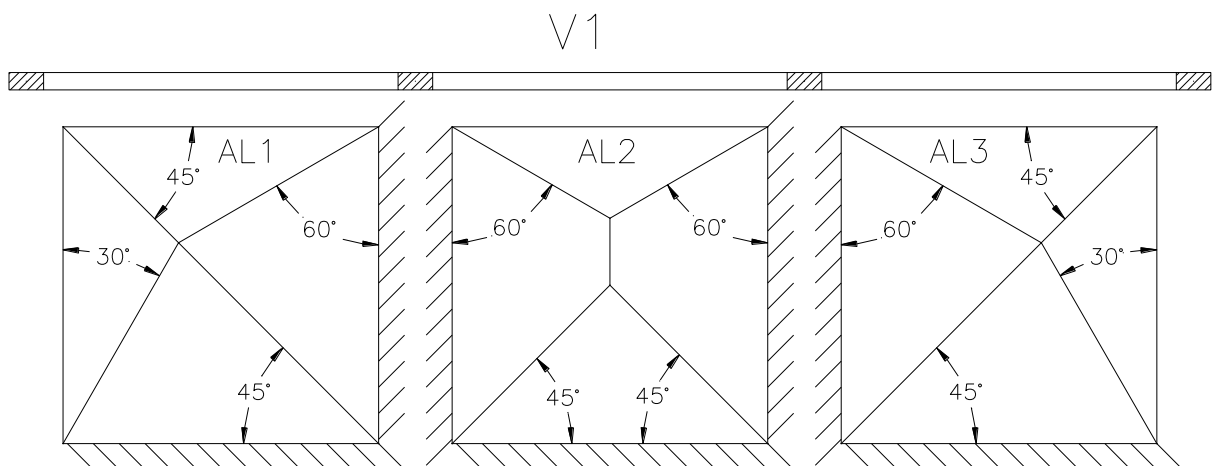
- VIGA V1 (V6)

- Carregamento nas lajes L1, L2 e L3

Da equação (1), temos:

$$q_{L1} = q_{L2} = q_{L3} = 6,25\text{kN/m}^2$$

- Quinhões de cargas para as lajes L1, L2 e L3 (áreas de influência – A_{Li})



- Reações das lajes L1, L2 e L3 na viga V1

$$R_{Li} = A_{Li} \times \frac{q_{Li}}{L_v} \quad (21)$$

$$R_{L1} = R_{L3} = 6,59 \times \frac{6,25}{6,00} = 6,87 \text{ kN/m}$$

$$R_{L2} = 5,20 \times \frac{6,25}{6,00} = 5,42 \text{ kN/m}$$

- Outras cargas atuantes na viga V1

Da equação (20), temos:

$$q_{V1} = 9,25 \text{ kN/m}$$

Cálculo do peso próprio das faixas

- Largura da faixa = 1,50m
- Largura da viga = 0,20m
- Altura total da laje nervurada = 0,25m
- Altura média da laje nervurada = 0,11m

$$q_{Fx} = ((1,5 - 0,2) / 2) \times (0,25 - 0,11) \times 2,5 = 2,28 \text{ kN/m}$$

- Carregamento total atuante nos vãos da viga V1

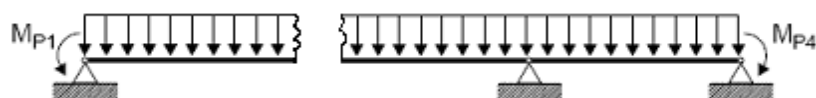
$$q_{vão1} = q_{vão3} = 6,87 + 9,25 + 2,28 = 18,40 \text{ kN/m}$$

$$q_{vão2} = 5,42 + 9,25 + 2,28 = 16,95 \text{ kN/m}$$

- Análise estrutural

Conforme dito anteriormente, será utilizado o modelo clássico de viga contínua simplesmente apoiada nos pilares considerando os momentos de solidariedade nos apoios extremos da viga.

- Cálculo dos momentos de solidariedade



$$M_{p1} = M_{p4} = M_{eng} \times \left(\frac{r_{inf} + r_{sup}}{r_{vig} + r_{inf} + r_{sup}} \right)$$

onde:

M_{eng} = Momento fletor de engastamento perfeito

A figura 4.10 apresenta as fórmulas para o cálculo dos momentos fletores de engastamento perfeito para vigas bi-engastadas sob carregamento linear distribuído.

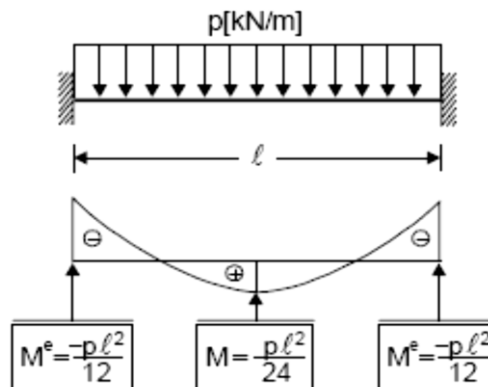


Figura 4.10. – Cálculo dos momentos de engastamento perfeito.

Assim, têm-se os valores dos momentos de solidariedade para a viga V1:

$$M_{p1} = M_{p4} = \left(\frac{-18,40 \times 6,00^2}{12} \right) \times \left[\frac{\left(\frac{0,2 \times 0,7^3}{12} \times \frac{2}{3} \right) + \left(\frac{0,2 \times 0,7^3}{12} \times \frac{2}{3} \right)}{\left(\frac{0,2 \times 0,5^3}{12} \times \frac{1}{6} \right) + \left(\frac{0,2 \times 0,7^3}{12} \times \frac{2}{3} \right) + \left(\frac{0,2 \times 0,7^3}{12} \times \frac{2}{3} \right)} \right]$$

$$M_{p1} = M_{p4} = -52,80 \text{ kNm}$$

O modelo simplificado e o carregamento total de serviço estão ilustrados na figura 4.11. Será utilizado o programa educacional FTOOL para obtenção dos diagramas de momentos fletores e esforços cortantes com seus respectivos valores máximos.

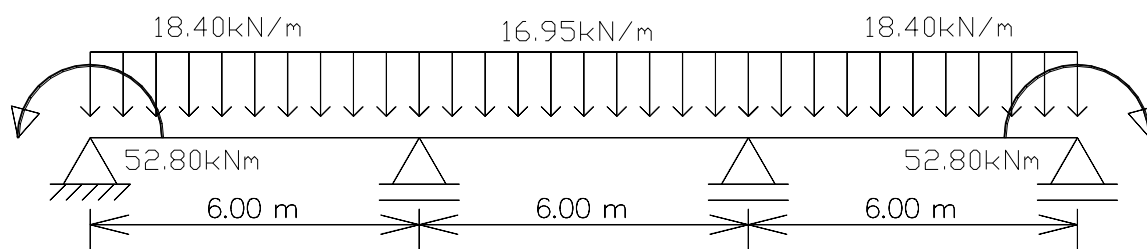


Figura 4.11. –Esquema estático e carregamento da viga V1(V6).

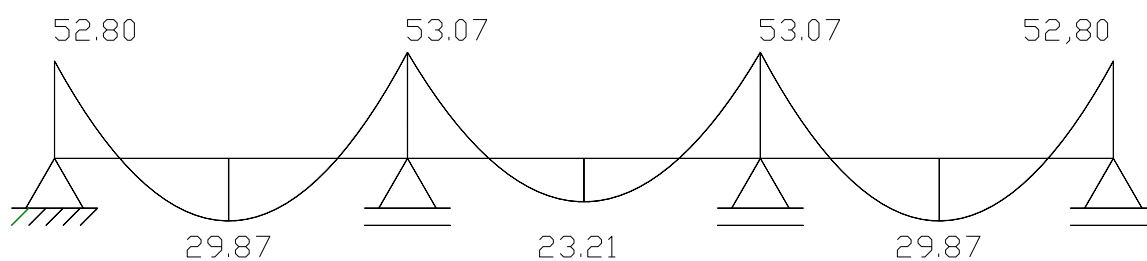


Figura 4.12. – Diagrama de Momentos Fletores – V1 (V6)[kN.m] (valores característicos).

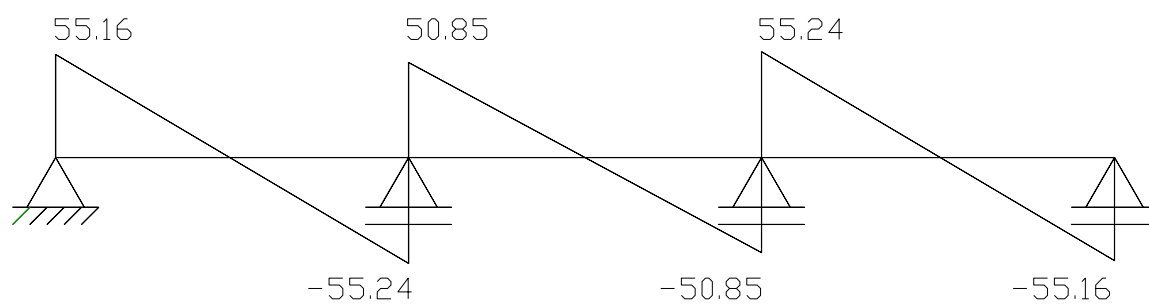


Figura 4.13. – Diagrama de esforços cortantes – V1 (V6) [kN] (valores característicos).

Para as vigas restantes deste pavimento, será utilizado o mesmo raciocínio desenvolvido no item corrente. De maneira mais simplificada, será resumida a obtenção dos esforços.

- VIGA V2 (V5)

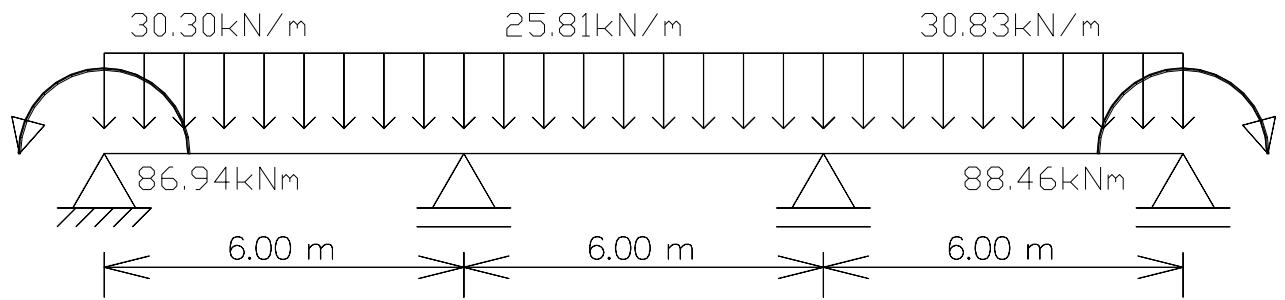


Figura 4.14. – Esquema estático e carregamento da viga V2(V5).

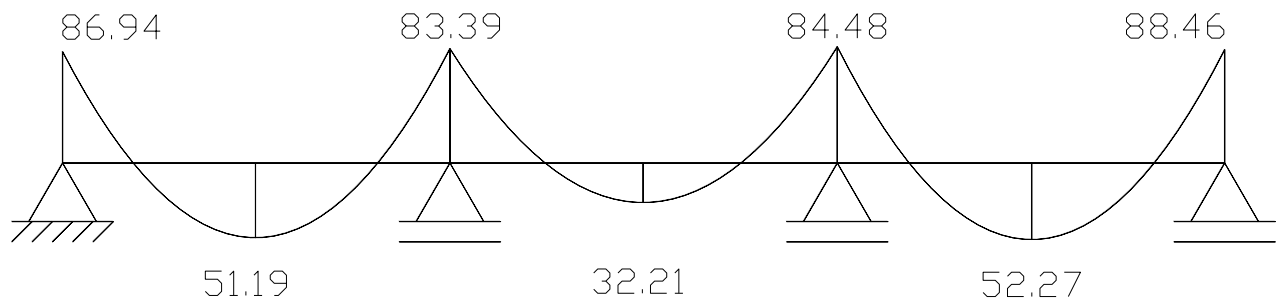


Figura 4.15. – Diagrama de Momentos Fletores – V2 (V5) [kN.m] (valores característicos).

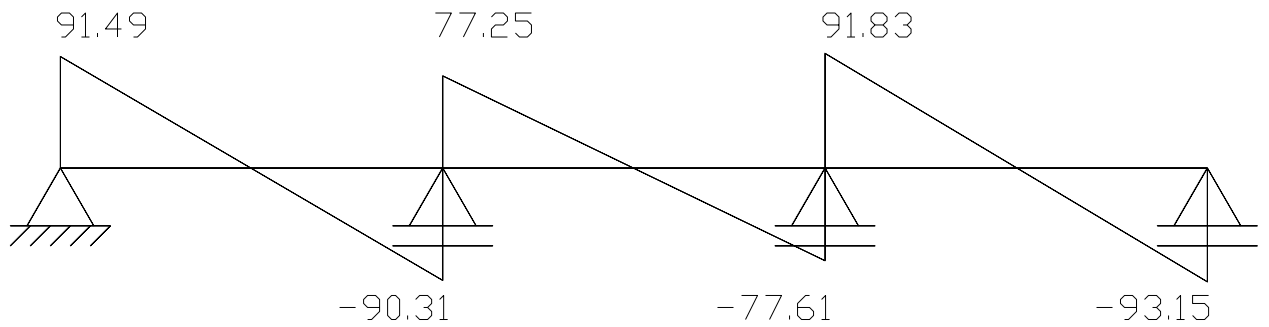


Figura 4.16. – Diagrama de esforços cortantes – V2 (V5) [kN] (valores característicos).

- VIGA V3 (V4)

O valor da carga devido à reação da viga V12 sobre a viga V3 será uma carga concentrada no meio do 3º vão da mesma. O valor desta carga será:

$$q_{Rv12} = \frac{(9,25 \text{ kN/m}) \times 6,00 \text{ m} + 13,9 \text{ kN}}{2} = 34,7 \text{ kN}$$

$$q_{Rv12} = 34,7 \text{ kN}$$

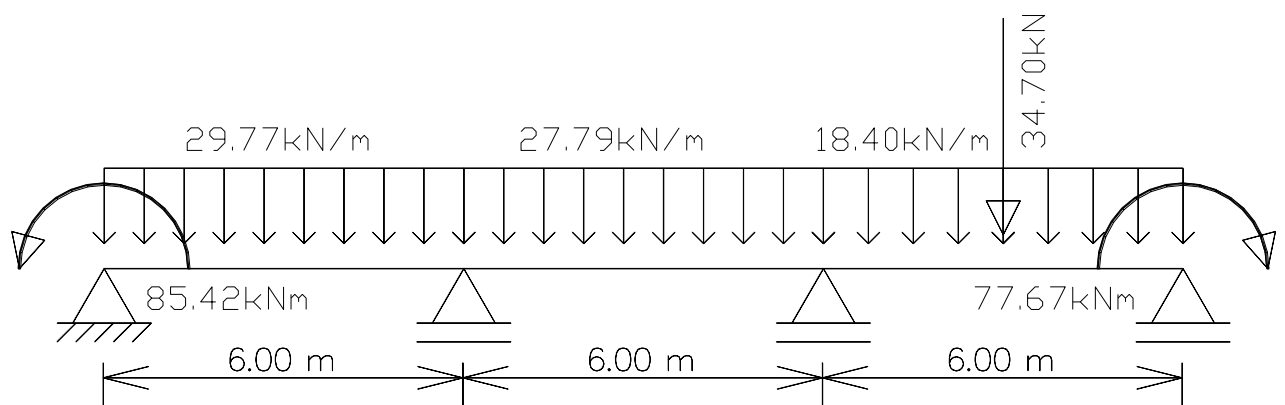


Figura 4.17. – Esquema estático e carregamento da viga V3(V4).

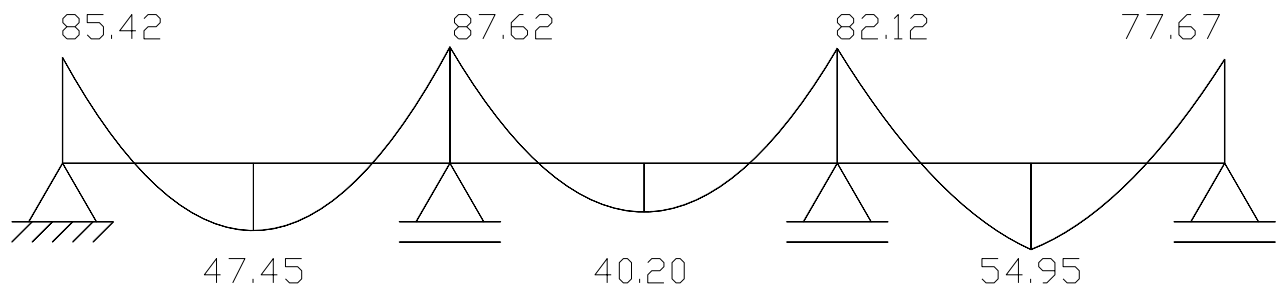


Figura 4.18. – Diagrama de Momentos Fletores – V3 (V4) [kN.m] (valores característicos).

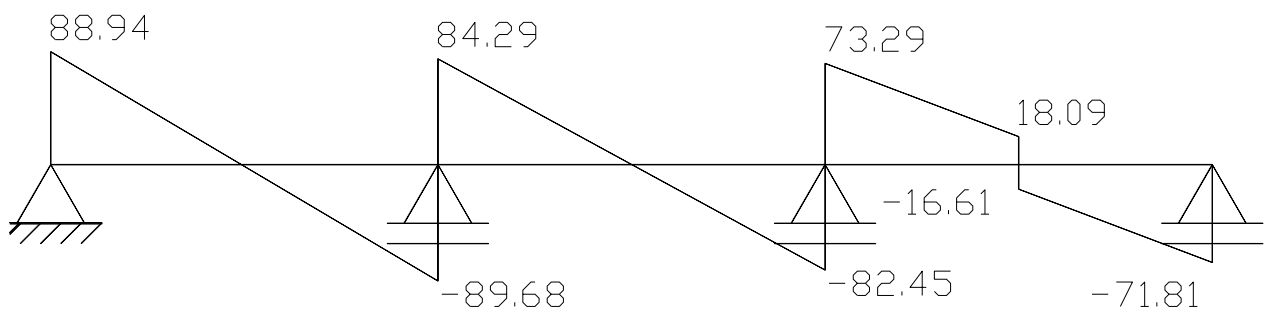


Figura 4.19. – Diagrama de esforços cortantes – V3 (V4) [kN] (valores característicos).

4.3.2.2 VIGAS LONGITUDINAIS (direção Y)

Assim como as vigas transversais do primeiro pavimento, as vigas longitudinais também serão analisadas segundo a NBR6118:2007, considerando-se os momentos de solidariedade nos apoios extremos.

- VIGA V7

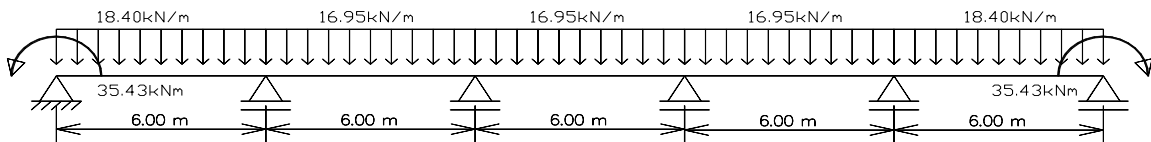


Figura 4.20. – Esquema estático e carregamento da viga V7

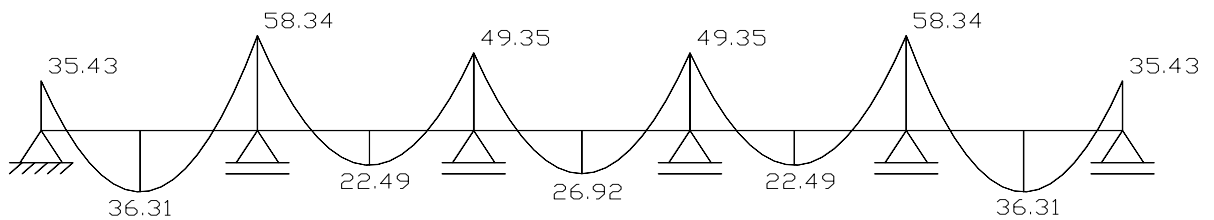


Figura 4.21. – Diagrama de Momentos Fletores – V7 [kN.m] (valores característicos).

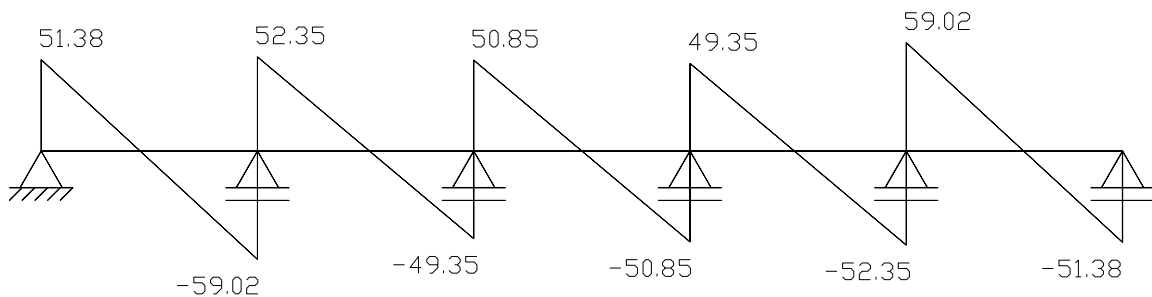


Figura 4.22. – Diagrama de esforços cortantes – V7 [kN] (valores característicos).

- VIGA V8

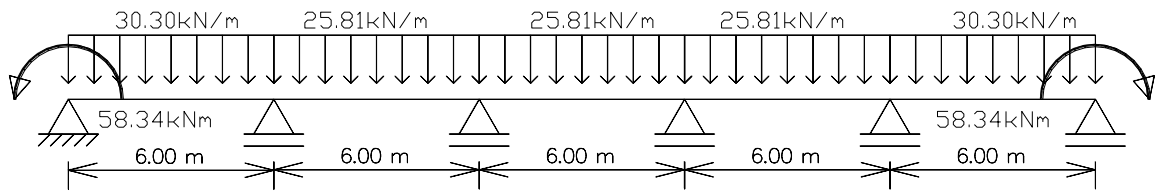


Figura 4.23. – Esquema estático e carregamento da viga V8

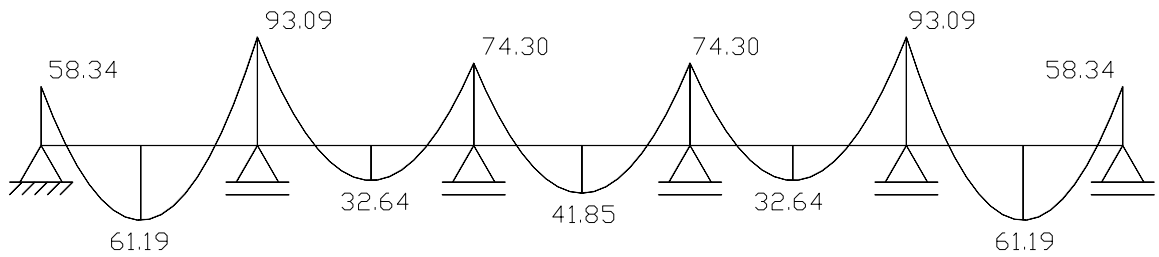


Figura 4.24. – Diagrama de Momentos Fletores – V8 [kN.m] (valores característicos).

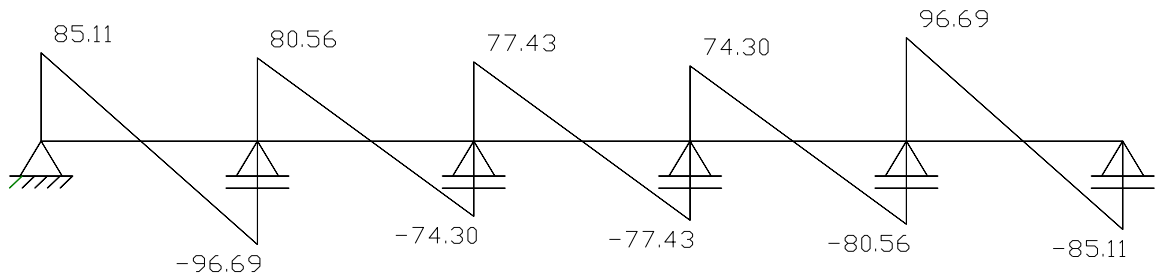


Figura 4.25. – Diagrama de esforços cortantes – V8 [kN] (valores característicos).

- VIGA V9

O valor da carga devido à reação da viga V11 sobre a viga V9 será uma carga concentrada no meio do 3º vão da mesma. O valor desta carga será:

$$q_{Rv11} = \frac{(9,25\text{kN/m}) \times 3,00\text{m}}{2} = 13,9\text{kN}$$

$$q_{Rv11} = 13,9\text{kN}$$

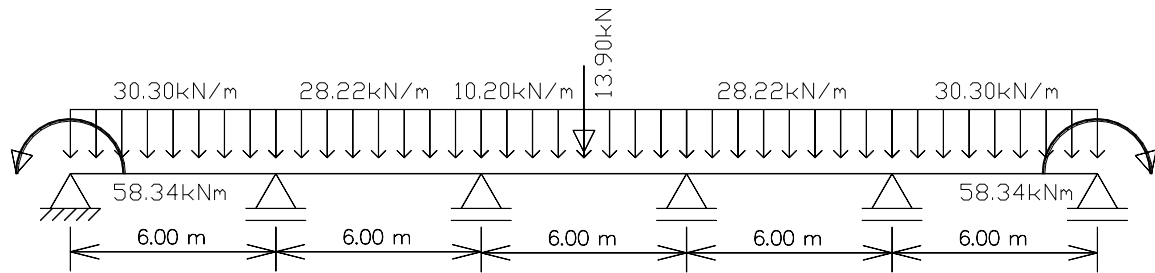


Figura 4.26. – Esquema estático e carregamento da viga V9

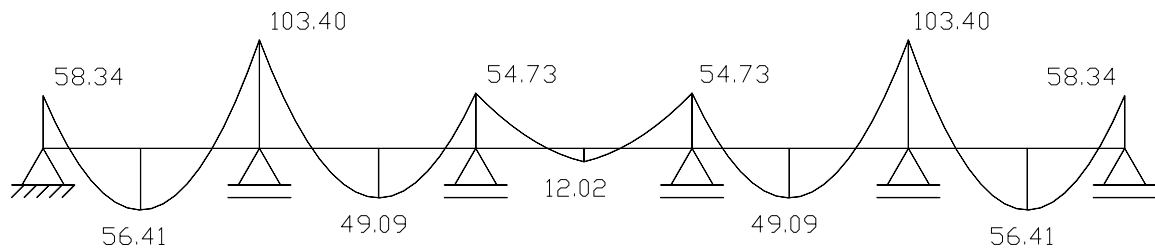


Figura 4.27. – Diagrama de Momentos Fletores – V9 [kN.m] (valores característicos)

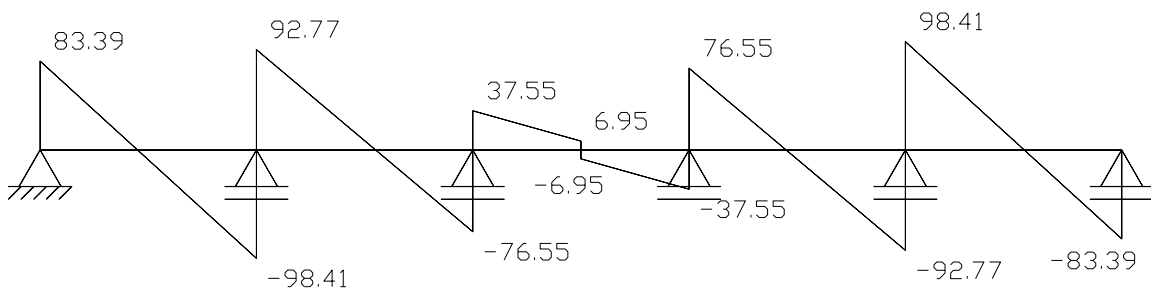


Figura 4.28. – Diagrama de esforços cortantes – V9 [kN] (valores característicos)

- VIGA V10

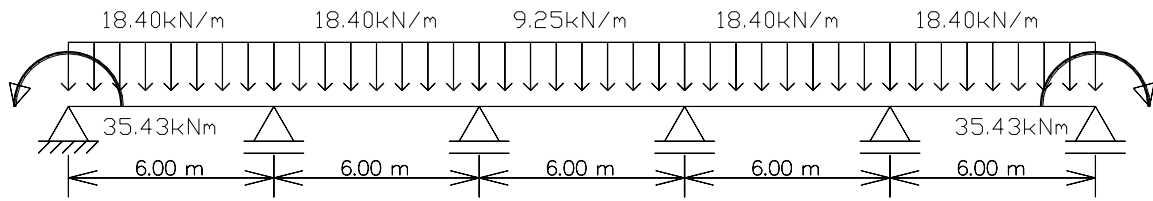


Figura 4.29. – Esquema estático e carregamento da viga V10.

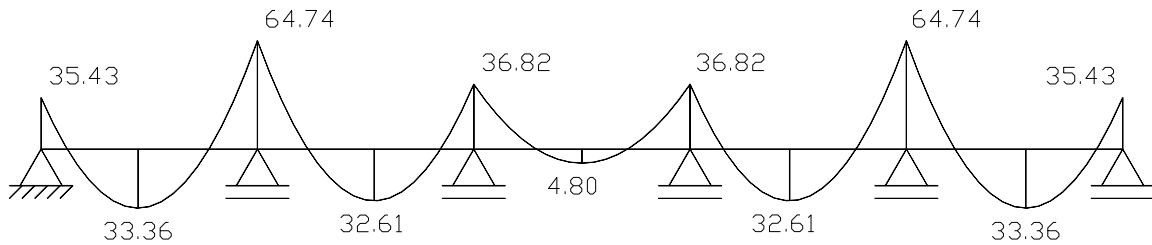


Figura 4.30. – Diagrama de Momentos Fletores – V10 [kN.m] (valores característicos).

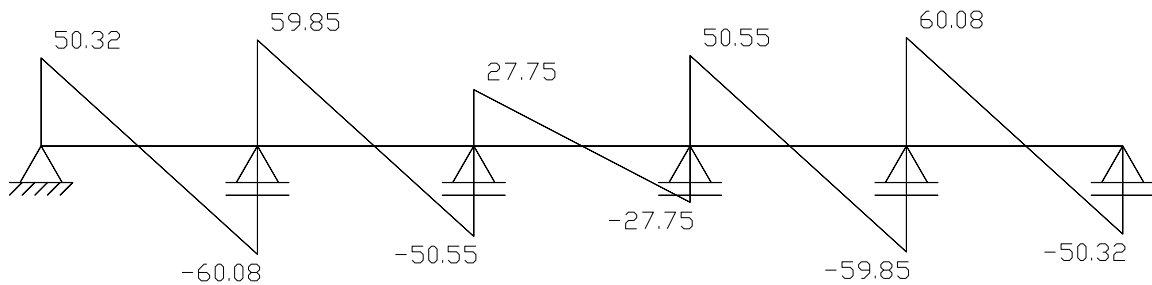


Figura 4.31. – Diagrama de esforços cortantes – V10 [kN] (valores característicos).

A tabela 8 apresenta os momentos fletores mínimos positivos, exigidos pela NBR6118:2007, para consideração do modelo clássico de viga contínua. Para tanto, foram engastados perfeitamente os apoios internos das vigas. Esta condição corresponde à primeira das imposições da norma (item 14.6.7.1) na análise de vigas contínuas pelo modelo clássico.

Tabela 8 – Momentos fletores mínimos positivos (valores característicos e de cálculo)

VIGA	M(+) [kN.m]	Md(+) [kN.m]
V1,V6,V7,V10	40,80	57,12
V2,V5	66,52	93,13
V3,V4	68,80	96,32
V8,V9	65,18	91,25
V11,V12	-	-

As tabelas 9 e 10 apresentam um resumo dos esforços máximos de dimensionamento atuantes nas vigas do primeiro pavimento obtidos pelo Método Aproximado de Cálculo (MAP) considerando-se os momentos mínimos positivos de dimensionamento obtidos anteriormente.

Tabela 9 – Momentos fletores máximos de cálculo atuantes nas vigas obtidos pelo MAP

VIGA	Md (+) [kN.m]	Md_{adot} (+) [kN.m]	Md (-) [kN.m]
V1 e V6	42,82	57,12	-74,30
V2 e V5	73,18	93,13	-123,84
V3 e V4	76,93	96,32	-119,59
V7	50,83	57,12	-81,68
V8	85,67	91,25	-130,33
V9	78,97	91,25	-144,76
V10	46,70	57,12	-90,64
V11	14,57	14,57	0,00
V12	87,43	87,43	0,00

As vigas V11 e V12 não tem momentos fletores negativos, porque foram consideradas simplesmente apoiadas.

Tabela 10 – Esforços cortantes máximos de cálculo atuantes nas vigas obtidos pelo MAP

VIGA	Vd [kN]
V1 e V6	77,34
V2 e V5	130,41
V3 e V4	125,55
V7	82,63
V8	135,37
V9	137,77
V10	84,11
V11	19,43
V12	48,57

4.4. REAÇÕES DE APOIO

Neste item serão verificadas as cargas totais nos pilares considerando-se a contribuição do primeiro pavimento através de cálculo manual. Serão obtidos os esforços globais na estrutura através das reações existentes nos pilares.

Para esta verificação foi considerada a combinação última de carregamento definida anteriormente no item 4.1.2.

A tabela 11 resume os esforços nos pilares do primeiro pavimento.

Tabela 11 – Reações de apoio atuantes nos pilares para um pavimento analisado.

PILAR	DIMENSÕES			PP KN	REAÇÕES DAS VIGAS				TOTAL KN
	a(m)	b(m)	h(m)		VIGA	KN	VIGA	KN	
P1	0,2	0,7	2,5	8,75	V1	55,16	V7	51,38	115,29
P2	0,2	0,7	2,5	8,75	V1	106,10	V8	85,11	199,96
P3	0,2	0,7	2,5	8,75	V1	106,10	V9	83,39	198,24
P4	0,2	0,7	2,5	8,75	V1	55,16	V10	50,32	114,23
P5	0,2	0,7	2,5	8,75	V2	91,49	V7	111,37	211,61
P6	0,2	0,7	2,5	8,75	V2	167,56	V8	177,25	353,56
P7	0,2	0,7	2,5	8,75	V2	169,44	V9	191,18	369,37
P8	0,2	0,7	2,5	8,75	V2	93,15	V10	119,94	221,84
P9	0,2	0,7	2,5	8,75	V3	88,94	V7	100,20	197,89
P10	0,2	0,7	2,5	8,75	V3	173,96	V8	151,73	334,44
P11	0,2	0,7	2,5	8,75	V3	155,75	V9	114,10	278,6
P12	0,2	0,7	2,5	8,75	V3	71,81	V10	78,30	158,86
P13	0,2	0,7	2,5	8,75	V4	88,94	V7	100,20	197,89
P14	0,2	0,7	2,5	8,75	V4	173,96	V8	151,73	334,44
P15	0,2	0,7	2,5	8,75	V4	155,75	V9	114,10	278,6
P16	0,2	0,7	2,5	8,75	V4	71,81	V10	78,30	158,86
P17	0,2	0,7	2,5	8,75	V5	91,49	V7	111,37	211,61
P18	0,2	0,7	2,5	8,75	V5	167,56	V8	177,25	353,56
P19	0,2	0,7	2,5	8,75	V5	169,44	V9	191,18	369,37
P20	0,2	0,7	2,5	8,75	V5	93,15	V10	119,94	221,84
P21	0,2	0,7	2,5	8,75	V6	55,16	V7	51,38	115,29
P22	0,2	0,7	2,5	8,75	V6	106,10	V8	85,11	199,96
P23	0,2	0,7	2,5	8,75	V6	106,10	V9	83,39	198,24
P24	0,2	0,7	2,5	8,75	V6	55,16	V10	50,32	114,23
REAÇÕES TOTAIS NOS APOIOS (VALOR CARACTERISTICOS)									5507,78

Através da análise dos valores característicos apresentados e majorando a carga com fator 1,4 (combinação última), considera-se, portanto, para as reações na base dos pilares (direção Z) o valor total de:

$$R_{total} = 5.507,78 \text{ kN} \rightarrow \text{valor característico}$$

$$R_{total} = 7.710,89 \text{ kN} \rightarrow \text{Combinação Última de carregamento}$$

5. ANÁLISE PELO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

5.1. MODELAGEM

A primeira análise a ser desenvolvida neste estudo, é uma análise pelo Método dos Elementos Finitos. Esta análise utilizará os princípios da seção 14 da NBR6118: 2007.

Para este primeiro método foi elaborado um modelo tridimensional de pórtico espacial com elementos finitos de casca (*shell*) discretizando as lajes dos pavimentos. Neste modelo, as vigas e os pilares são representados por barras reticuladas. Os pilares estão perfeitamente fixados à fundação (engastados na base). Para o desenvolvimento deste modelo foi utilizado o programa de análise estrutural SAP2000. Na Figura 5.1., tem-se o modelo tridimensional da estrutura com os dez pavimentos que a constituem.

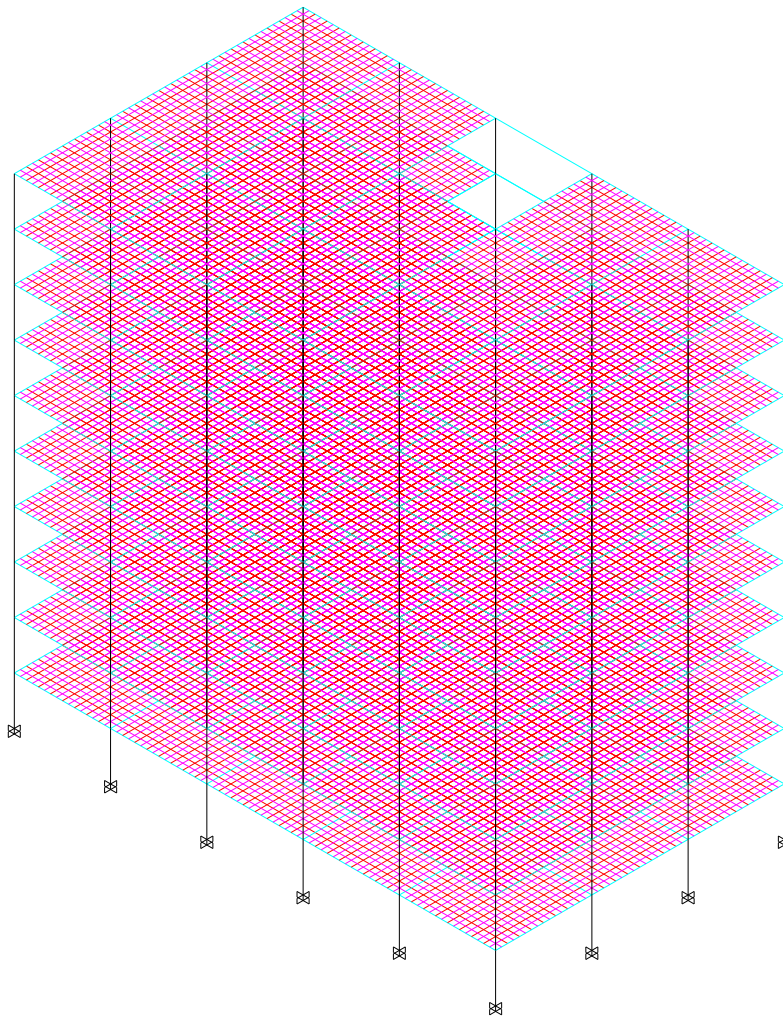


Figura 5.1. – Modelo tridimensional de pórtico espacial com os dez pavimentos do edifício do projeto.

Para esta modelagem foram utilizadas as dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais realizado no capítulo anterior.

- LAJES NERVURADAS:
MESA - 5cm
NERVURA – 12cm x 25cm
ESPAÇAMENTO ENTRE NERVURAS – 75cm
FAIXA RIGIDA: 150cm x 25cm
- VIGAS: 20cm x 50cm
- PILARES: 20cm x 50cm

Os elementos finitos representativos das lajes foram considerados com dimensões de 37,5cm x 37,5cm, para que haja sempre um nó no meio da mesa da laje e para refinamento das regiões de concentração de tensões (em torno dos pilares e próximos às aberturas), necessário para se evitar imprecisões nos resultados da análise do modelo. A figura a seguir ilustra a malha de elementos finitos de casca modelada com o auxílio do SAP2000 representando as lajes do primeiro pavimento do edifício.

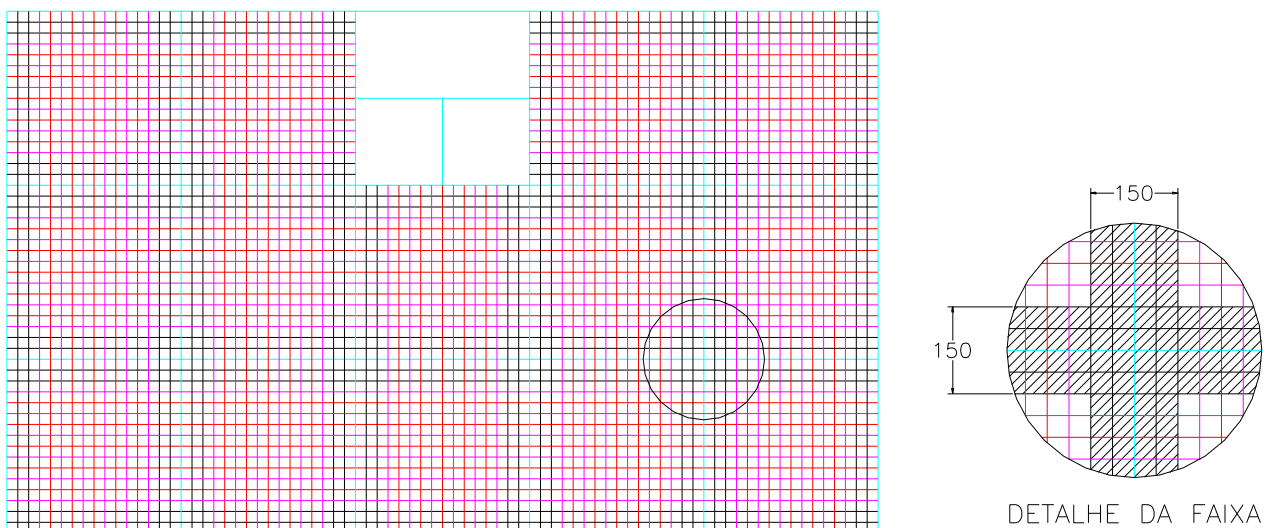


Figura 5.2. – Malha de Elementos Finitos de casca do 1º pavimento.

Para as vigas, nervuras das lajes e pilares, foi utilizada uma modelagem com elementos de pórtico espacial. A seguir é ilustrada tridimensionalmente esta disposição em barras do primeiro pavimento. Pode ser observado na figura seguinte que na análise de um único pavimento (no caso o 1º pavimento, é preciso que os pilares estejam perfeitamente engastados no pavimento inferior e no superior).

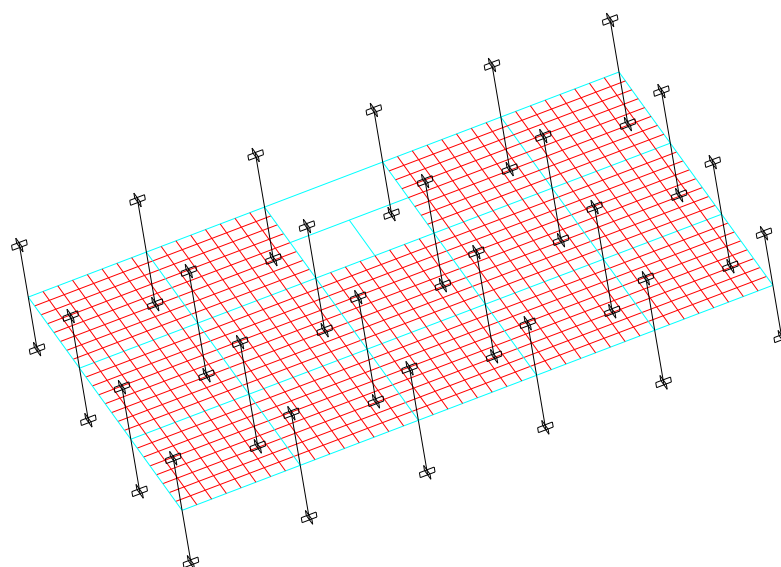


Figura 5.3. – Elementos de pórtico espacial (vigas, nervuras e pilares). Pilares engastados no piso inferior e superior.

5.2. ANÁLISE DO PAVIMENTO COM PILARES ENGASTADOS NOS PISOS INFERIOR E SUPERIOR

Neste item do projeto foi realizada a análise do primeiro pavimento do edifício com o objetivo de se verificar os momentos fletores e deformadas das lajes, bem como os esforços cortantes e os momentos fletores das vigas.

Os carregamentos verticais atuantes utilizados nesta análise foram: peso próprio (já é calculado automaticamente pelo SAP2000 na análise), sobrecarga, paredes sobre as lajes e revestimento, conforme definidos anteriormente no pré-dimensionamento. A seguir é apresentado um quadro com as cargas atuantes para um determinado elemento de laje obtido do SAP2000.

Load Case	ALV	Assign Load...
Uniform Load		
Coordinate System	GLOBAL	
Load Direction	Gravity	
Force/Area	1,	KN, m, C
Load Case	REV	Reset
Uniform Load		
Coordinate System	GLOBAL	
Load Direction	Gravity	
Force/Area	0,5	
Load Case	SC	Update Display
Uniform Load		
Coordinate System	GLOBAL	
Load Direction	Gravity	
Force/Area	2,	

Figura 5.4. – Cargas atuantes em um elemento finito de laje (kN/m²).

Para esta análise também foi considerada uma disposição de cargas lineares sobre as vigas periféricas e no entorno da caixa dos elevadores e da escada (paredes de alvenaria de vedação). Foi considerada uma parede de tijolos furados, de 15 cm de espessura, considerando-se um total de 5,0 cm correspondente ao revestimento de argamassa de cal, cimento e areia. Considerando um pé-direito de 3,0 m, a carga total, por metro linear, de parede de vedação será:

$$g_{av} = (H_p) \times (e_{alv} \times \gamma_{alv} + e_{arg} \times \gamma_{arg}) \quad (22)$$

e_{alv} = espessura da alvenaria de vedação

γ_{alv} = peso específico da alvenaria

e_{arg} = espessura da argamassa

γ_{arg} = peso específico da argamassa

$$g_{av} = 3,0m \times (0,10m \times 13kN/m^3 + 0,05m \times 19kN/m^3) = 3,0m \times 2,25kN/m^2 = 6,75kN/m$$

$$g_{av} = 6,75kN/m \Rightarrow \text{Carregamento por metro linear}$$

5.3. DESLOCAMENTOS NAS LAJES

A NBR 6118:2007, em seu item 13.3, define deslocamentos limites a serem aceitos na verificação do estado limite de deformação excessiva em uma estrutura.

As deformações não devem ser prejudiciais à estrutura ou parte dela, assim como a elementos da construção apoiados na estrutura ou situados sob os elementos estruturais. Os critérios definidos pela Norma para as deformações máximas são ligados à aceitabilidade visual, aos efeitos estruturais em serviço, aos efeitos em elementos não estruturais e aos efeitos em elementos estruturais.

A Figura 5.5 mostra a deformada das lajes para a Combinação de Serviço através de um espectro de cores representando as intensidades dos valores dos deslocamentos.

Também é indicada na figura a região onde se encontram os deslocamentos máximos para este pavimento. A flecha imediata ($t = 0$) máxima encontrada foi igual a $f_0 = 0,37\text{cm}$ (direção U3).

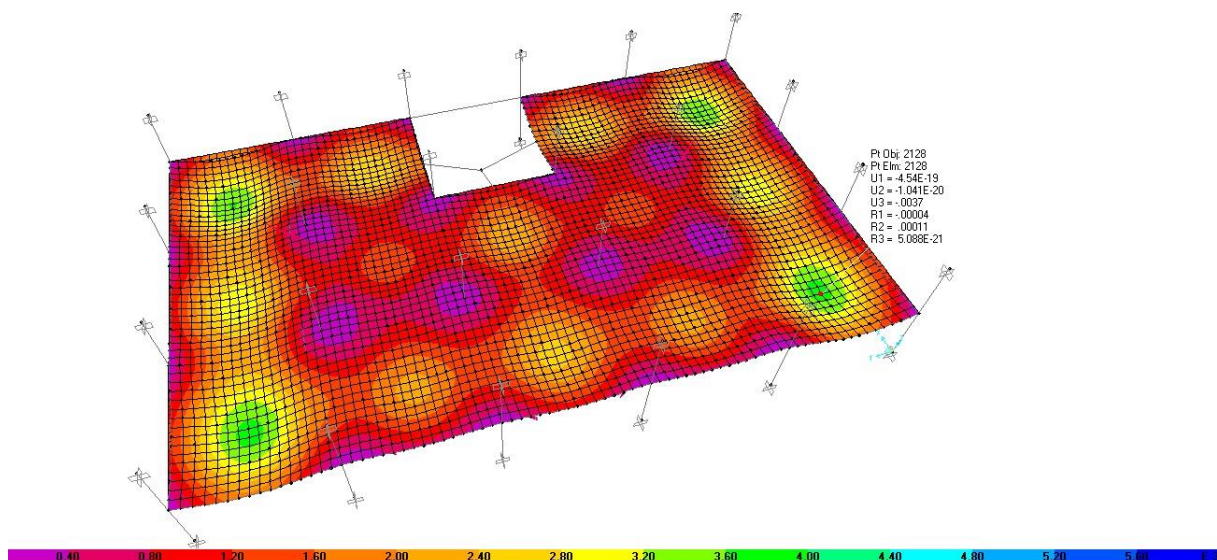


Figura 5.5. – Deformações nas lajes (deslocamentos em metro) – Combinações em serviço.

A flecha diferida no tempo, de acordo com a NBR 6118:2007, item 17.3.2.1.2, pode ser calculada de maneira aproximada pela multiplicação da flecha das cargas permanentes pelo fator $(1 + \alpha_f)$ dado pela expressão:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} \quad (23)$$

$\rho' = \frac{As'}{bd}$ - taxa geométrica da armadura longitudinal de compressão;

ξ – coeficiente função do tempo (Tabela 17.1 – NBR 6118:2007);

$\Delta\xi = \xi(t) - \xi(t_0)$;

t – tempo, em meses, quando se deseja o valor da flecha diferida;

t_0 – idade, em meses, relativa à data de aplicação da carga de longa duração.

Adotando $t \geq 70$ meses e $t_0 = 1$ mês:

$$\Delta\xi = \xi(70) - \xi(1) = 2 - 0,68 = 1,32$$

Como $\rho' = 0$, o valor de α_f , descrito na equação (20), é igual a:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = 1,32$$

Segundo a NBR 6118:2007, o valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha das cargas de longa duração por $(1 + \alpha_f)$.

$$f_{\infty} = (1 + \alpha_f) \times (f_g + 0,4f_q) = (1 + 1,32) \times (0,33 + 0,4 \times 0,1) = 0,86 \text{ cm (ações combinadas em serviço)}$$

Comparando este valor com o deslocamento limite estabelecido pela NBR 6118:2007 (Tabela 13.2), considerando o efeito de aceitabilidade sensorial, tem-se:

- Deslocamento total: $f_{\infty} = 0,86 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 1 / 250 = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$.

5.4. MOMENTOS FLETORES NAS NERVURAS

Na determinação dos esforços resistentes das seções das lajes nervuradas submetidas a momentos fletores foram utilizados os critérios da seção 19 da NBR 6118:2007. A Figura 5.6 mostra esta distribuição de valores para a combinação última de carregamento em uma seção transversal passando pelas nervuras no meio das lajes na direção x. O diagrama, em cores, foi obtido através do programa SAP2000.

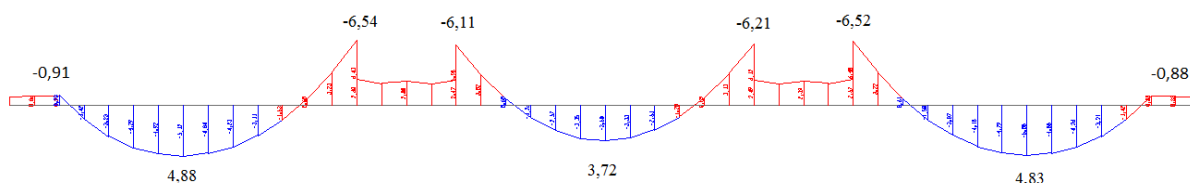


Figura 5.6. – Momentos fletores de cálculo nas nervuras (kN.m)

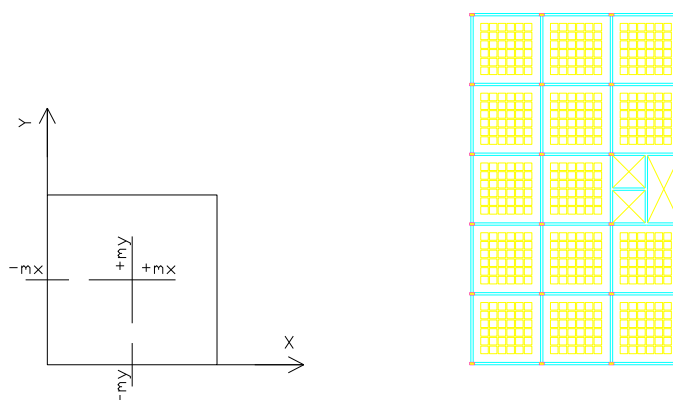


Figura 5.7. – Direções adotadas

A seguir é apresentada uma tabela com os valores máximos positivos dos momentos de dimensionamento ($M_{x\text{dmáx}}$ e $M_{y\text{dmáx}}$) atuantes nas lajes do primeiro pavimento.

Tabela 12 – Momentos máximos positivos de cálculo atuantes nas nervuras pelo SAP

LAJE	$M_{x\text{dnerv}}$ (kN.m/nerv)	$M_{y\text{dnerv}}$ (kN.m/nerv)
L1 e L12	4,88	6,28
L2 e L13	3,72	5,67
L3 e L14	4,83	6,14
L4 e L9	4,27	3,60
L5 e L10	3,05	2,82
L6 e L11	4,69	4,31
L7	4,35	4,21
L8	3,90	4,32

Após analisar os valores da tabela 12, verifica-se que os momentos máximos positivos por nervuras apresentam uma distribuição simétrica ao longo de todo pavimento em relação à direção Y. Esta distribuição ocorre devido à simetria da estrutura do pavimento em relação à direção Y e a distribuição uniforme dos carregamentos verticais sobre todo o pavimento. A seguir é apresentada as tabelas 13 e 14 com os valores máximos negativos de dimensionamento $M'_{x\text{dmáx}}$ e $M'_{y\text{dmáx}}$ por interface de laje.

Tabela 13 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das nervuras pelo SAP na direção Y

INTERFACE	$M'_{y\text{dnerv}}$ (kN.m/nerv)
L1 / L4 e L9/L12	-7,53
L2 / L5 e L10/L13	-6,74
L3 / L6 e L11/L14	-8,30
L4 / L7 e L7/L9	-5,97
L5 / L8 e L8/L10	-5,83

Tabela 14 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das nervuras pelo SAP na direção X

INTERFACE	$M'_{x\text{dnerv}}$ (kN.m/nerv)
L1 / L2 e L12/L13	-6,54
L2 / L3 e L13/L14	-6,52
L4 / L5 e L9/L10	-6,19
L5 / L6 e L10/L11	-6,37
L7 / L8	-6,36

Após analisar os valores das tabelas 13 e 14, verifica-se que os momentos negativos por nervuras entre as lajes também apresentam uma distribuição simétrica ao longo de todo o pavimento.

5.5. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS

As vigas foram modeladas como elementos de pórtico espacial. Estes elementos serão solicitados pelas reações das lajes nos mesmos, assim como por outras cargas lineares (p. ex. alvenaria de vedação).

Na determinação dos esforços resistentes das seções das vigas submetidas a momentos fletores foram utilizados os critérios da seção 17 da NBR 6118:2007.

A Figura 5.8 mostra a distribuição de momentos fletores ao longo de todos os elementos de barra representativos das vigas do primeiro pavimento do edifício do projeto para a combinação última de carregamento, definida anteriormente. Os diagramas foram obtidos através do programa SAP2000.

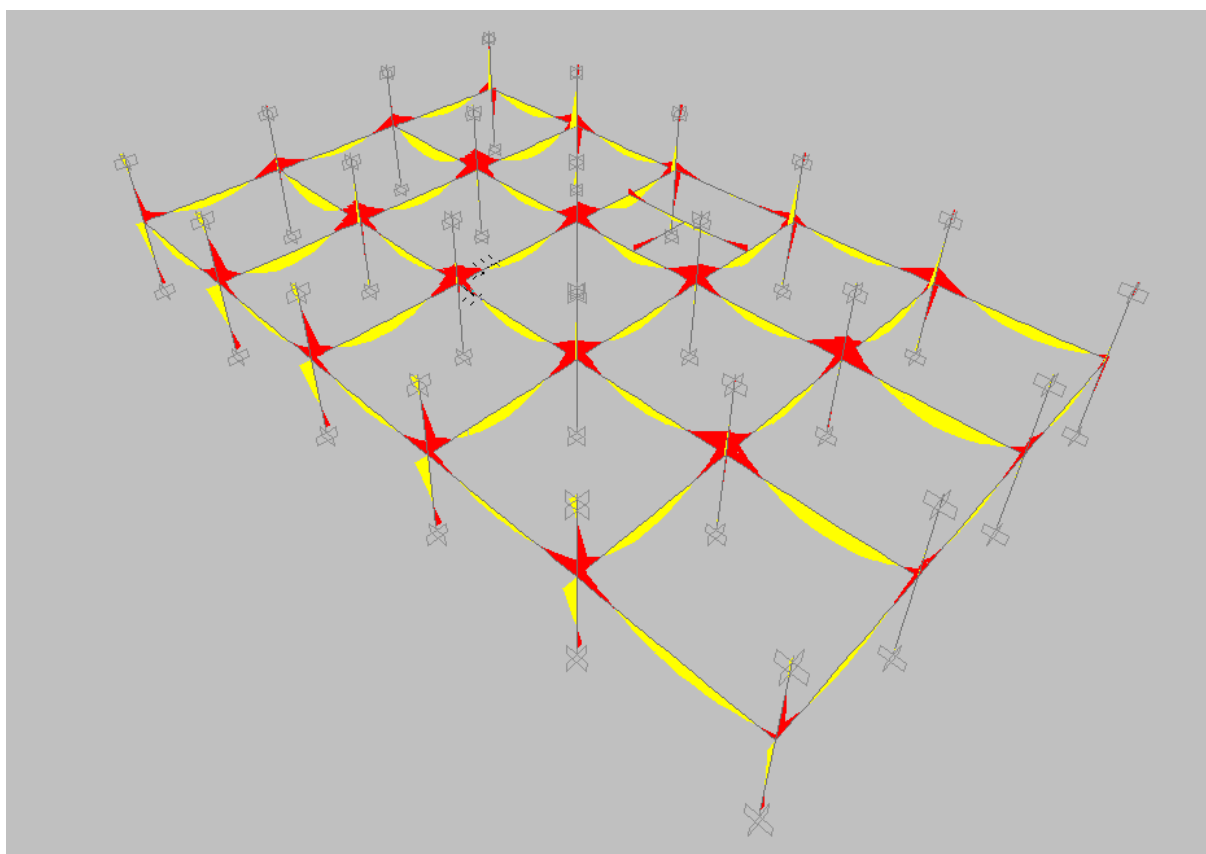


Figura 5.8. – Diagramas de momentos fletores para as vigas (combinações últimas).

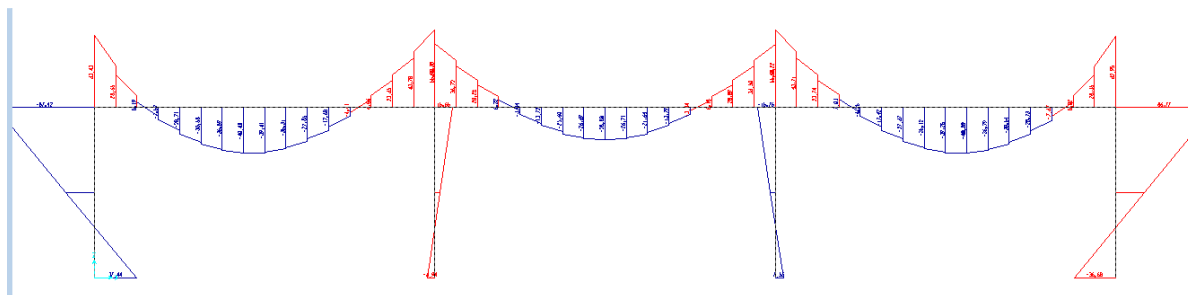
Analisando-se os valores dos momentos fletores obtidos, verifica-se mais uma vez a condição de simetria na distribuição dos mesmos ao longo dos elementos de viga. A condição de simetria se dá em relação ao eixo central do pavimento na direção Y.

Os momentos são coincidentes nas vigas contínuas V1/V6, V2/V5, e V3/V4 (direção Y). Já na direção X, a condição de simetria se dá na própria viga. Estas vigas possuem valores coincidentes para cada metade do elemento.

A seguir será resumida esta distribuição de esforços com os diagramas obtidos do programa SAP2000 (valores de cálculo).

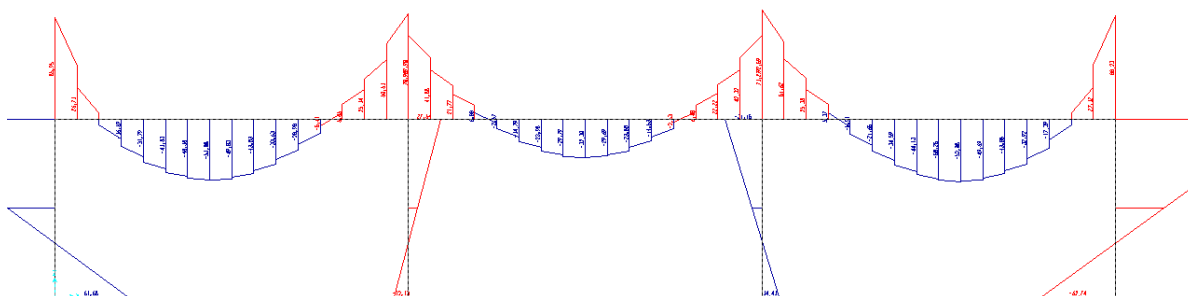
5.5.1. MOMENTOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS (direção X)

- VIGA V1 (V6)



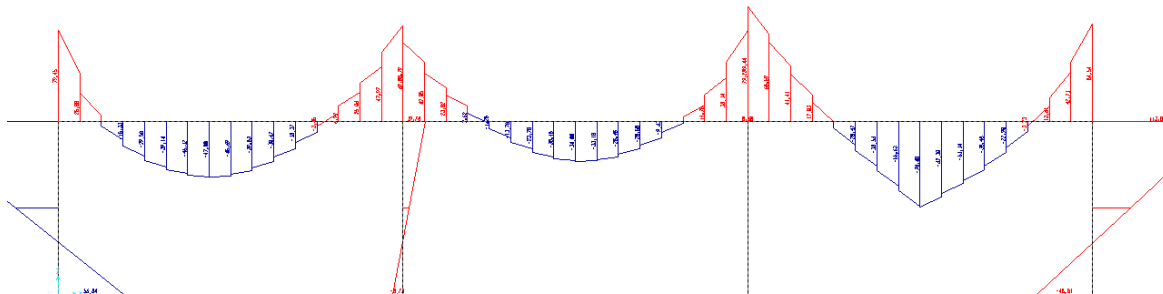
Momento máximo positivo = 37,46 kNm
Momento máximo negativo = - 70,78 kNm

- VIGA V2 (V5)



Momento máximo positivo = 48,25 kNm
Momento máximo negativo = - 103,77 kNm

- VIGA V3 (V4)

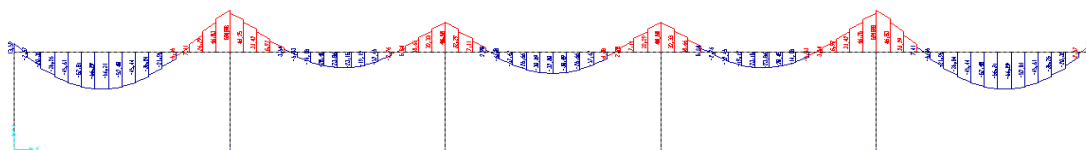


Momento máximo positivo = 70,75 kNm
Momento máximo negativo = - 96,18 kNm

Figura 5.9. – Diagramas de momentos fletores das vigas transversais (valores de cálculo).

5.5.2. MOMENTOS NAS VIGAS LONGITUDINAIS (direção Y)

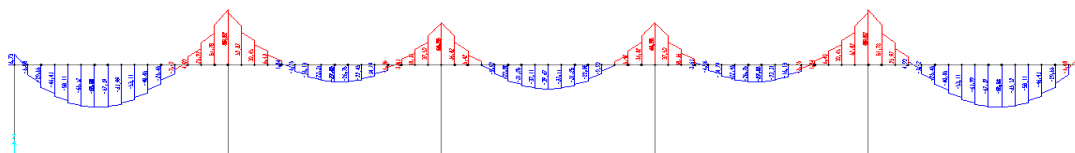
- VIGA V7



Momento máximo positivo = 51,78 kNm

Momento máximo negativo = - 62,44 kNm

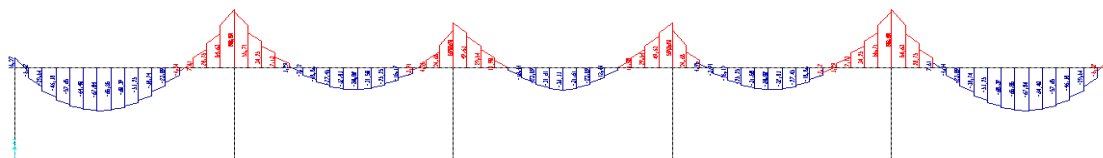
- VIGA V8



Momento máximo positivo = 63,61 kNm

Momento máximo negativo = -89,33 kNm

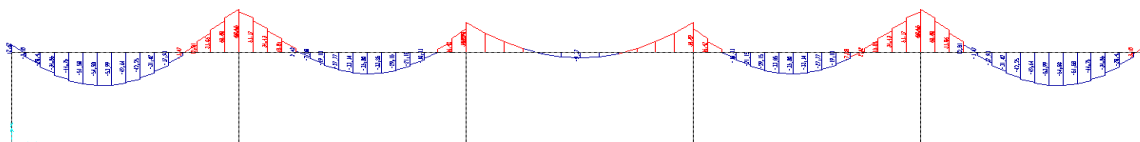
- VIGA V9



Momento máximo positivo = 62,73 kNm

Momento máximo negativo = - 91,70 kNm

- VIGA V10

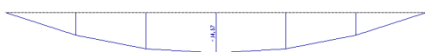


Momento máximo positivo = 50,06 kNm

Momento máximo negativo = - 65,68 kNm

Figura 5.10. – Diagramas de momentos fletores das vigas longitudinais (valores de cálculo).

- VIGA V11



Momento máximo positivo = 14,57 kNm

Momento máximo negativo = 0,00 kNm

- VIGA V12



Momento máximo positivo = 87,41 kNm

Momento máximo negativo = 0,00 kNm

Figura 5.11. – Diagramas de momentos fletores das vigas V11 e V12 (valores de cálculo).

Tabela 15 – Momentos máximos positivos e negativos de cálculo nas vigas obtido pelo SAP

VIGA	MOMENTO FLETOR POSITIVO (kN.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (kN.m)
V1 e V6	37,46	-70,78
V2 e V5	48,25	-103,77
V3 e V4	70,75	-96,18
V7	51,78	-62,44
V8	63,61	-89,33
V9	62,73	-91,70
V10	50,06	-65,68
V11	14,57	0,00
V12	87,41	0,00

No cálculo dos esforços das vigas V11 e V12 foi considerada a carga linear de alvenaria de vedação.

5.6. ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS

A Figura 5.12 mostra a distribuição de esforços cortantes ao longo das vigas do primeiro pavimento do edifício analisado neste projeto. Foi utilizada a combinação última de carregamento para esta análise. Os diagramas foram obtidos através do programa SAP2000.

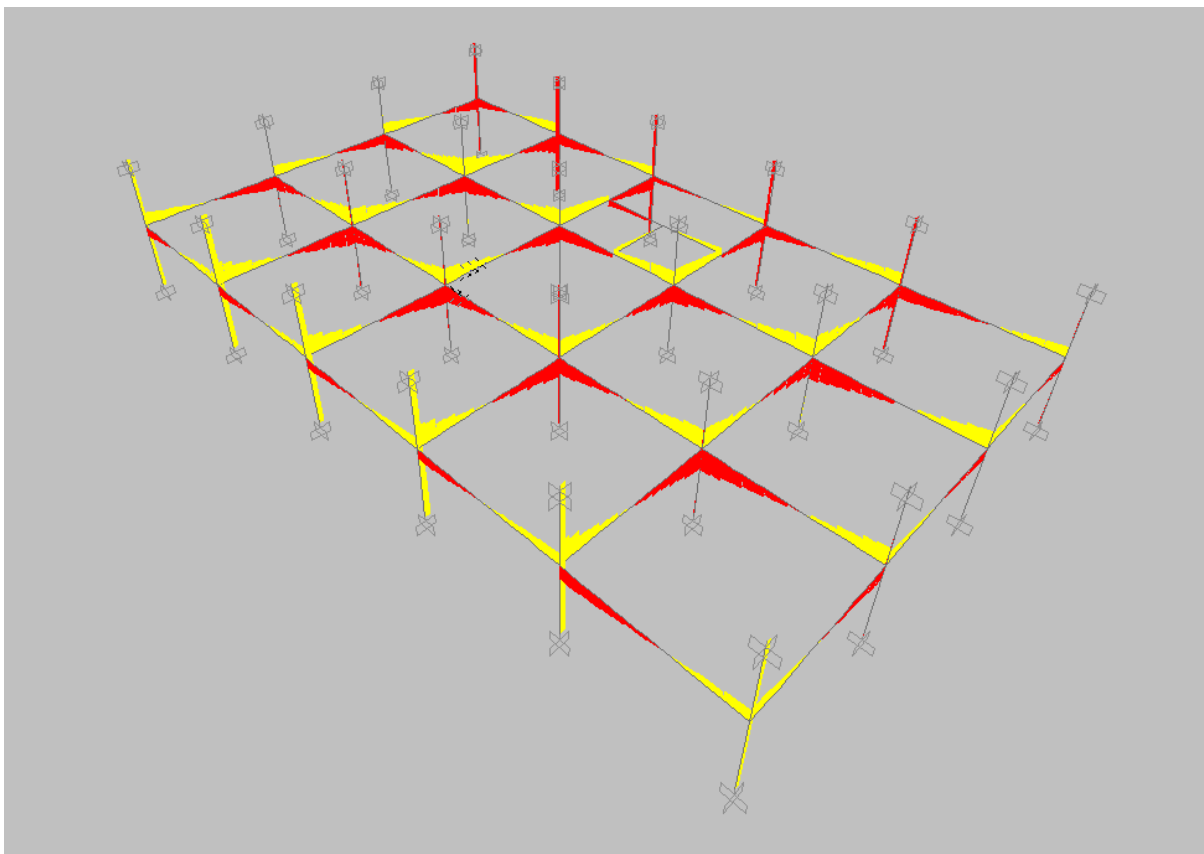


Figura 5.12. – Diagramas de esforços cortantes para as vigas (combinação última).

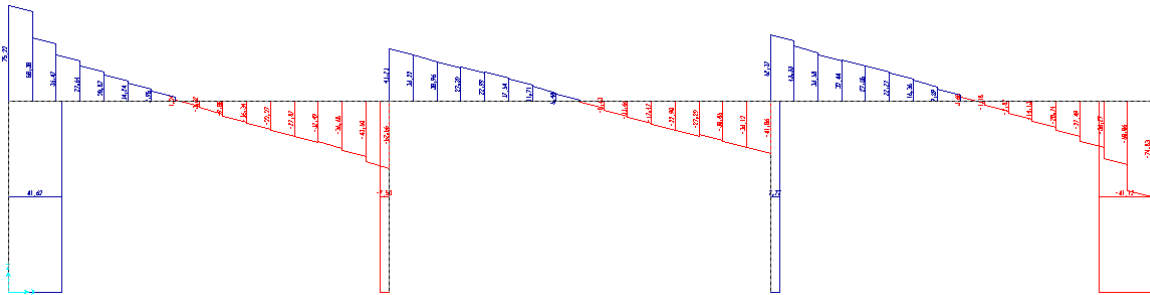
Analisando-se os valores dos esforços cortantes obtidos, novamente verificou-se uma condição de simetria na distribuição dos valores em relação ao eixo central do pavimento, na direção Y (esta condição também foi verificada para os momentos fletores atuantes no pavimento).

Os esforços cortantes são coincidentes nas vigas contínuas V1/V6, V2/V5 e V3/V4 (direção Y). Já na direção X, a condição de simetria se dá na própria viga. Esta possui valores coincidentes para cada metade do elemento.

Nos itens seguintes, será resumida esta distribuição de esforços com seus respectivos valores máximos de dimensionamento obtidos do programa SAP2000.

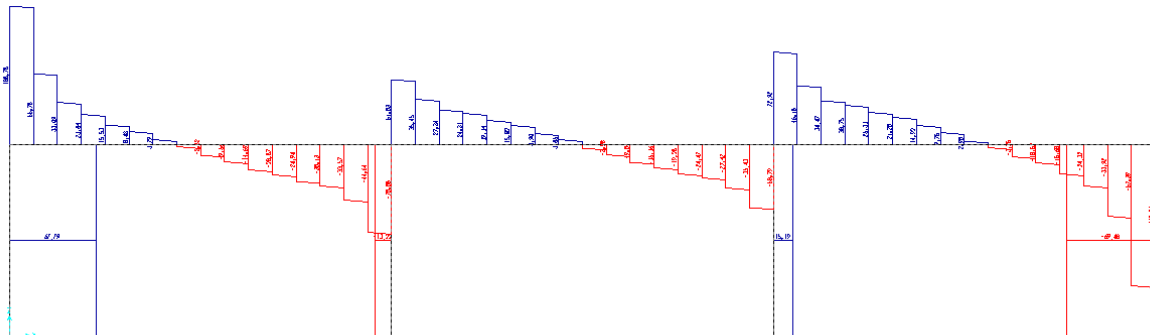
5.6.1. CORTANTES NAS VIGAS TRANSVERSAIS (direção X)

- VIGA V1 (V6)



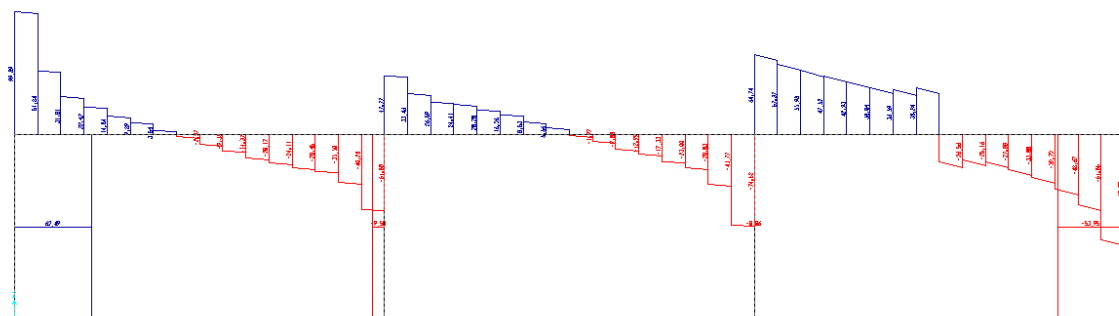
Esforço cortante máximo = - 77,67kN

- VIGA V2 (V5)



Esforço cortante máximo = - 122,79kN

- VIGA V3 (V4)

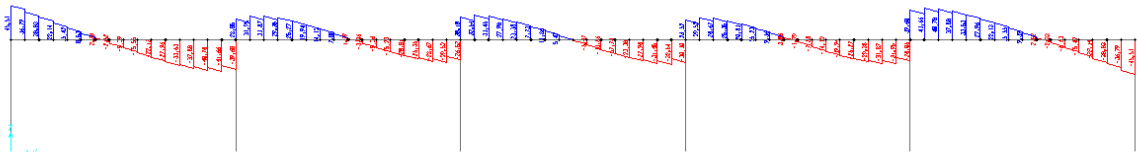


Esforço cortante máximo = - 109,67kN

Figura 5.13. – Diagramas de esforços cortantes das vigas transversais (valores de cálculo).

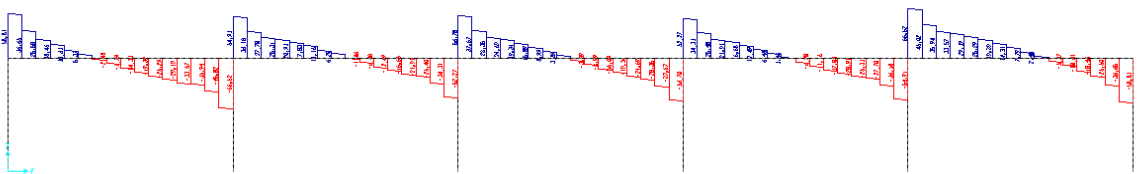
5.6.2. CORTANTES NAS VIGAS LONGITUDINAIS (direção Y)

- VIGA V7



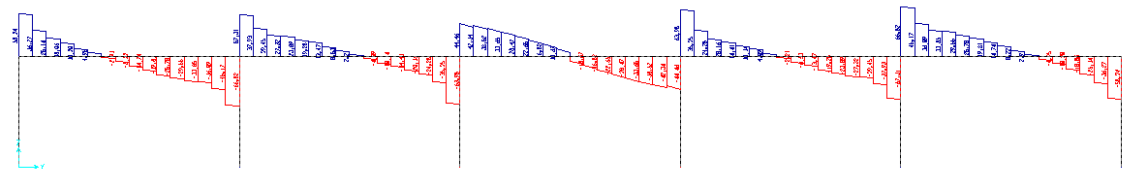
Esforço cortante máximo = 51,00kN

- VIGA V8



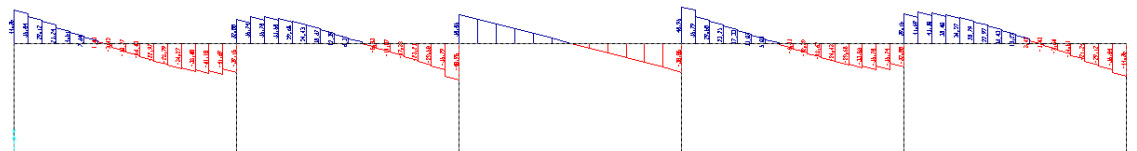
Esforço cortante máximo = 69,30kN

- VIGA V9



Esforço cortante máximo = 68,57kN

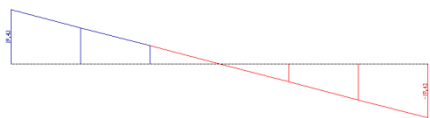
- VIGA V10



Esforço cortante máximo = 49,72kN

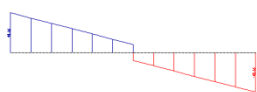
Figura 5.14. – Diagramas de esforços cortantes das vigas longitudinais (valores de cálculo)

- VIGA V11



Esforço cortante máximo = 19,46kN

- VIGA V12



Esforço cortante máximo = 48,56kN

Figura 5.15. – Diagramas de esforços cortantes das vigas V11 e V12.

A tabela 16 resume os esforços cortantes máximos para as vigas do primeiro pavimento.

Tabela 16 – Esforços cortantes máximos de cálculo nas vigas obtidos pelo SAP

VIGA	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO DE CÁLCULO (kN)
V1 e V6	77,67
V2 e V5	122,79
V3 e V4	109,67
V7	51,00
V8	69,30
V9	68,57
V10	49,72
V11	19,46
V12	48,56

5.7. DESLOCAMENTOS NAS VIGAS

As deformações nas vigas serão analisadas pelo MEF utilizando-se os mesmos critérios adotados no estudo dos deslocamentos nas lajes desenvolvido no item 5.3.

A flecha imediata ($t = 0$) máxima para um nó de elemento de viga encontrada foi igual a $f_o = 0,23\text{cm}$ (direção U3) para viga V8 e $f_o = 0,59\text{cm}$ (direção U3) para viga V12.

A flecha diferida no tempo, de acordo com o item 5.3, equação (23) assumirá o seguinte valor:

$$\alpha_f = \frac{\Delta\xi}{1 + 50\rho'} = 1,32$$

Segundo a NBR 6118:2007, o valor da flecha total deve ser obtido multiplicando a flecha das cargas de longa duração por $(1 + \alpha_f)$.

$f_\infty = (1+1,32) \times (0,20 + 0,4 \times 0,06) = 0,52 \text{ cm}$ (ações combinadas em serviço) para viga V8

$f_\infty = (1+1,32) \times (0,58 + 0,4 \times 0,02) = 1,37 \text{ cm}$ (ações combinadas em serviço) para viga V12

Comparando este valor com o deslocamento limite estabelecido pela NBR 6118:2007 (Tabela 13.2), considerando o efeito de aceitabilidade sensorial, tem-se:

- Deslocamento total: $f_\infty = 1,37 \text{ cm} < f_{\text{lim}} = 1 / 250 = 600 / 250 = 2,4 \text{ cm}$ (l: vão da viga)

As figuras seguintes obtidas do programa SAP2000 apresentam o nó do elemento de viga com a flecha máxima (vigas V8 e V12).

Para esta análise foi utilizada a Combinação de Serviço.

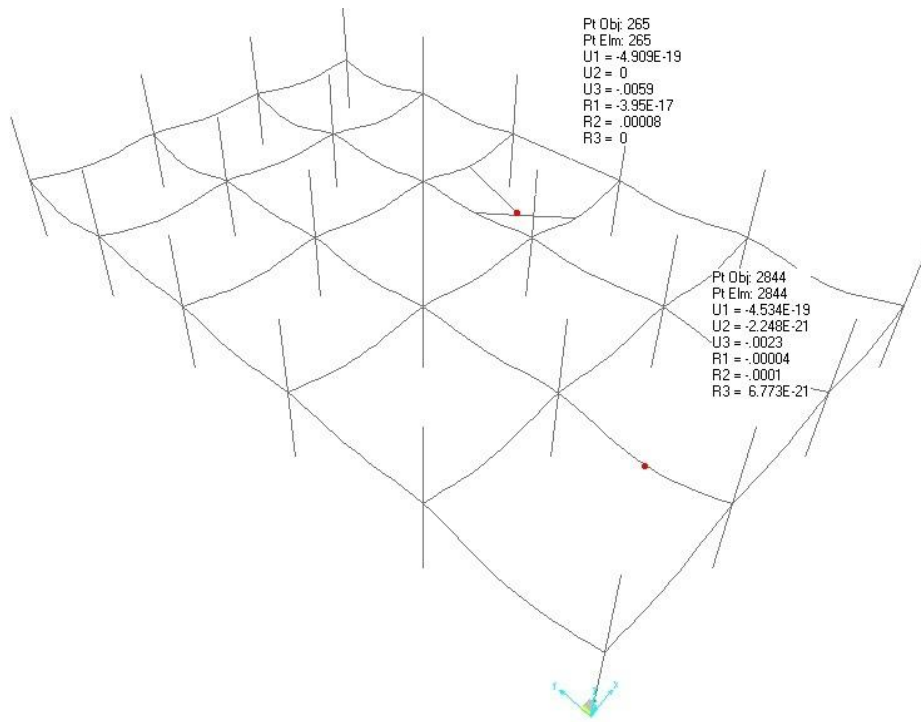


Figura 5.16 – Nó de elemento de viga com deslocamento máximo na direção Z (U3).

5.8. REAÇÕES DE APOIO

Neste item serão verificadas as cargas totais nos pilares considerando-se a contribuição do primeiro pavimento. A tabela seguinte obtida do SAP2000 apresenta os esforços globais através das reações existentes nos pilares do primeiro pavimento (*Base Reactions*).

Para esta verificação foram consideradas duas combinações: uma contendo apenas os valores característicos de cada carregamento (“CARGATOTAL”) e a combinação última, definida no item 4.1.2, sendo esta, a combinação utilizada na análise comparativa com o método aproximado de cálculo. A figura seguinte, obtida do SAP2000, ilustra os valores calculados.

Base Reactions									
File View Format-Filter-Sort Select Options									
Units: As Noted									
OutputCase Text	CaseType Text	GlobalFX KN	GlobalFY KN	GlobalFZ KN	GlobalMX KN-m	GlobalMY KN-m	GlobalMZ KN-m	GlobalX m	
COMB-ELU	Combination	000000003656	-4,077E-13	84745,5	127118,25	-75135,375	000000004454		0
PP+SC	Combination	000000002611	-2,912E-13	60532,5	90798,75	-53668,125	000000003181		0

Figuras 5.17 – Carga totais nos pilares.

Através da análise dos valores apresentados, considera-se, portanto, para as reações na base dos pilares (direção Z) o valor total de:

$$R_{total} = 84.745,50kN \Rightarrow \text{combinação última}$$

6. ANÁLISE COM AUXÍLIO DO TQS

O capítulo a seguir apresenta a análise estrutural com o auxílio do CAD/TQS. O CAD/TQS é um conjunto de ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas de concreto armado, protendido e pré-moldado.

6.1. EDIÇÃO DO EDIFÍCIO

A criação do edifício no CAD/TQS segue a sequência apresentada e seguir:

Na figura 6.1. é apresentada a tela inicial do projeto. Nela apresentam a identificação do edifício , norma adotada e tipo de estrutura.

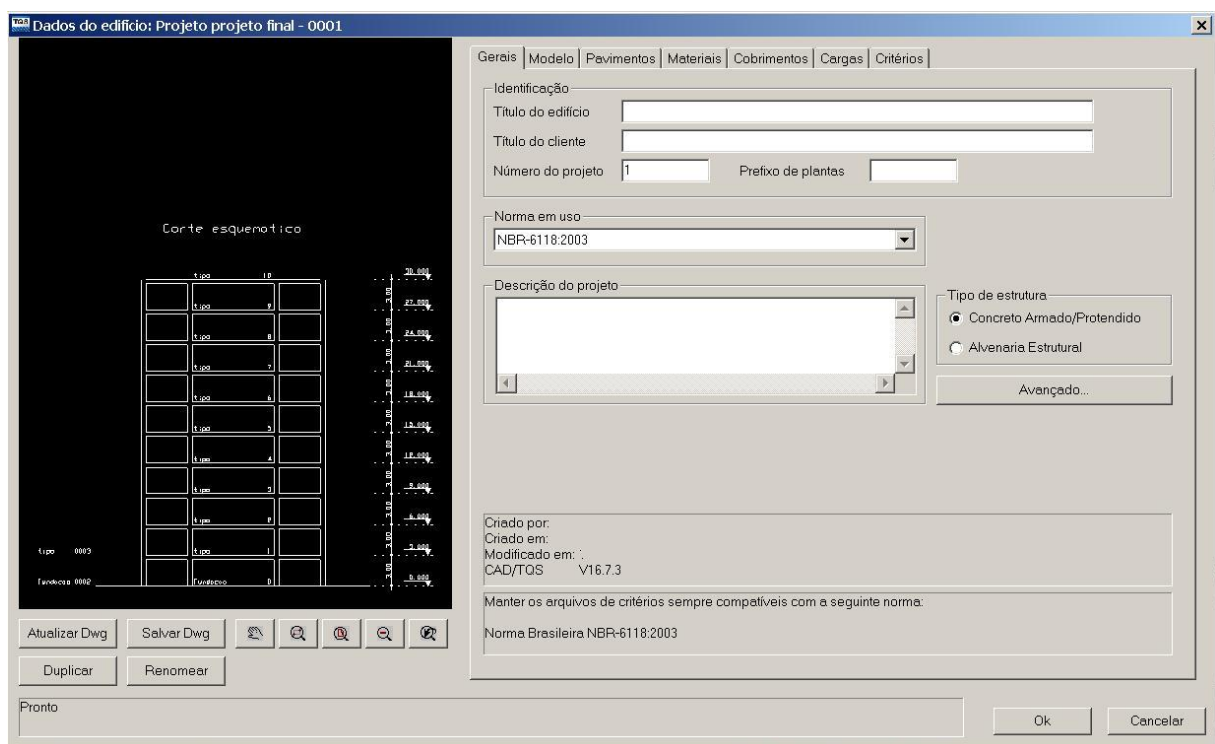


Figura 6.1. – Definição dos dados do edifício (título, cliente e numero do projeto) e norma adotada.

Na figura 6.2.(aba ”modelo”) foi definido o modelo estrutural do edifício.

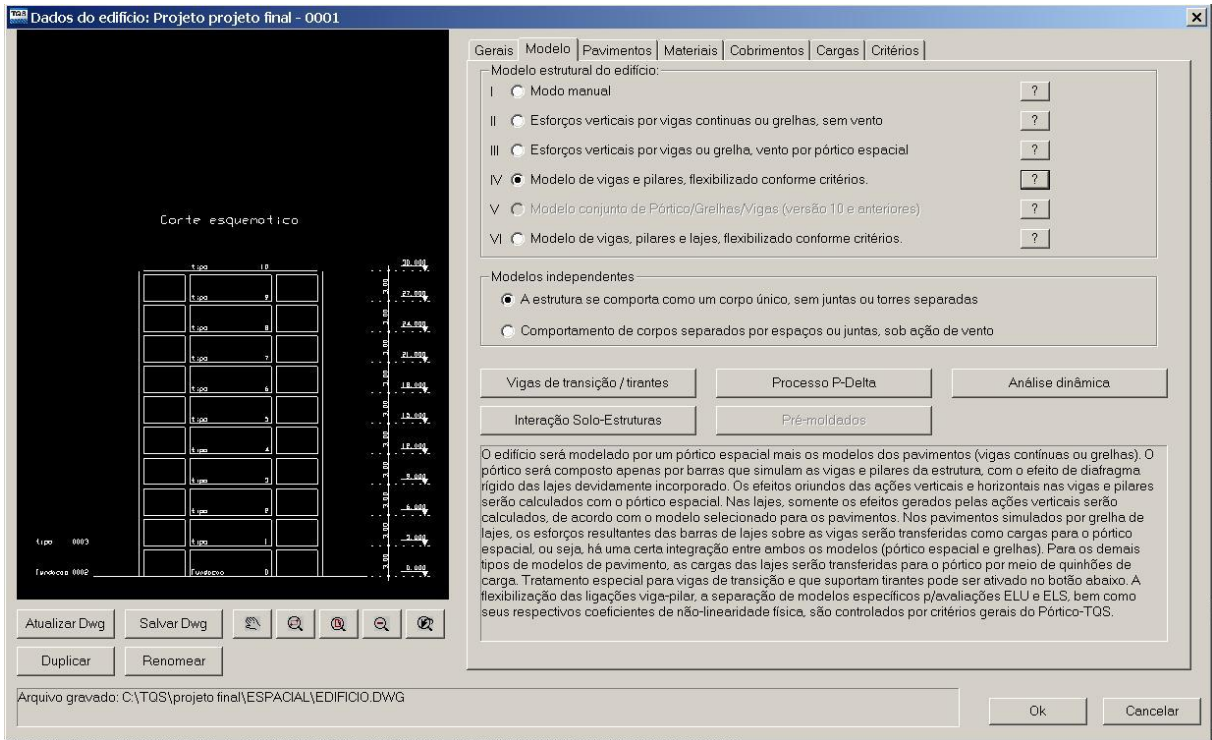


Figura 6.2. – Definição do modelo.

O modelo utilizado foi o “IV – Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios”.

Na figura 6.3.(aba “pavimento”), foram definidos o número de pavimentos, o pé-direito e o modelo estrutural adotado no pavimento que compõe o edifício analisado.

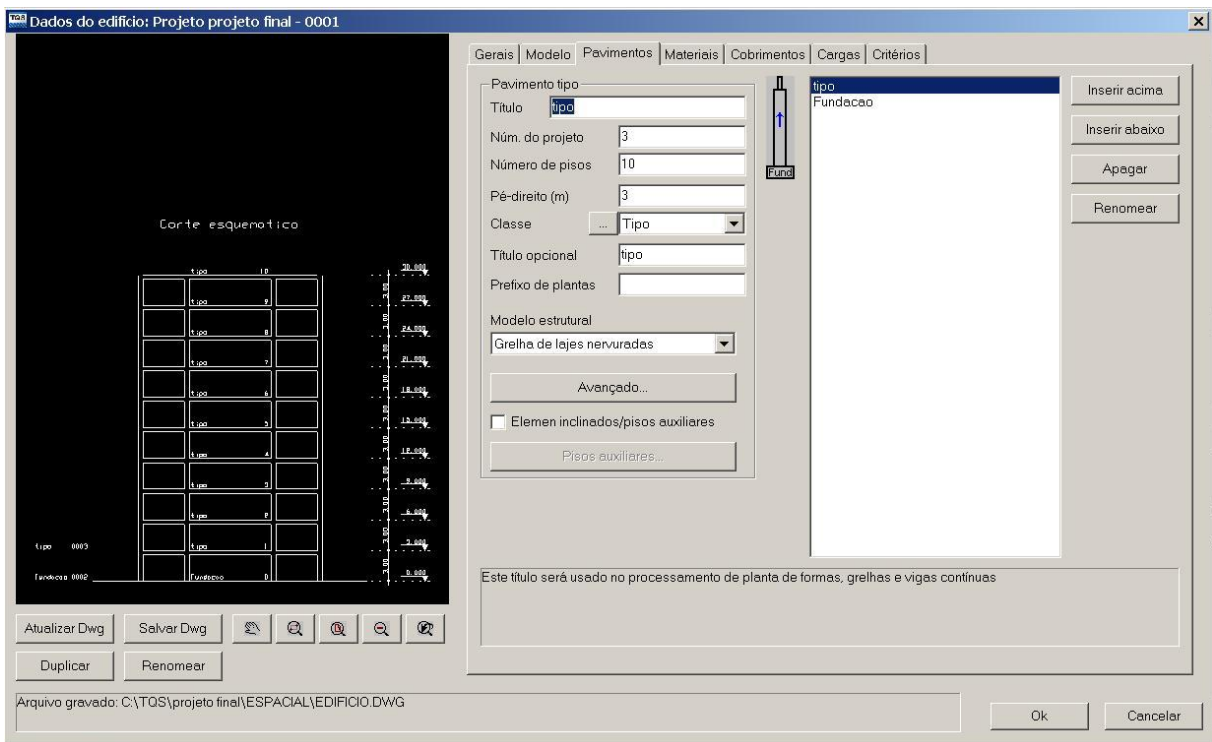


Figura 6.3. – Definição dos pavimentos.

Como todos os pavimentos são iguais foram definidos dois pavimentos: o pavimento tipo e a fundação (onde foi definido que dos os pilares são engastados na base).

dados do pavimento:

- Título: tipo
- Numero de pavimentos: 10
- Pé-direito: 3,0m
- Modelo estrutural – grelha de lajes nervuradas.

Na figura 6.4.(aba “materiais”) foram definidos as classe de agressividade e o f_{ck} do concreto (C30 = 30MPa).

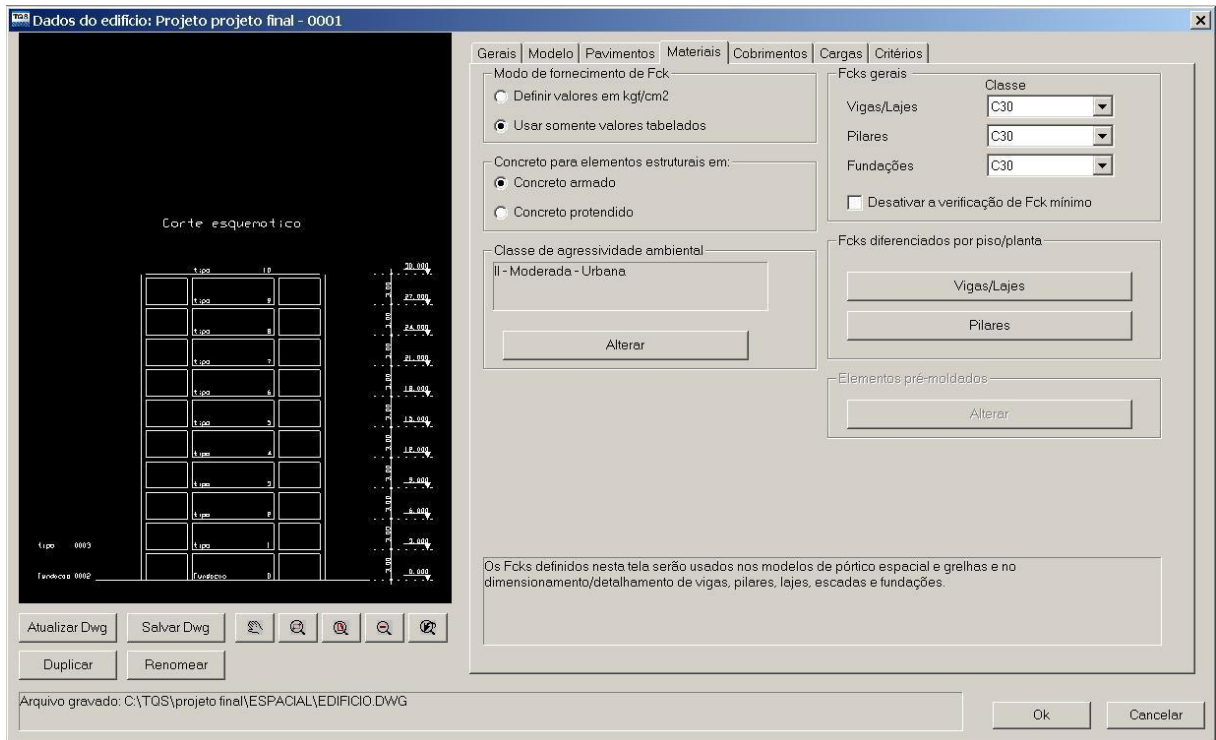


Figura 6.4. – Definição do f_{ck} do concreto e classe de agressividade.

Na figura 6.5.(aba “cargas – combinações”) devido ao modelo adotado o CAD/TQS gerou automaticamente os casos de carregamento e combinações.

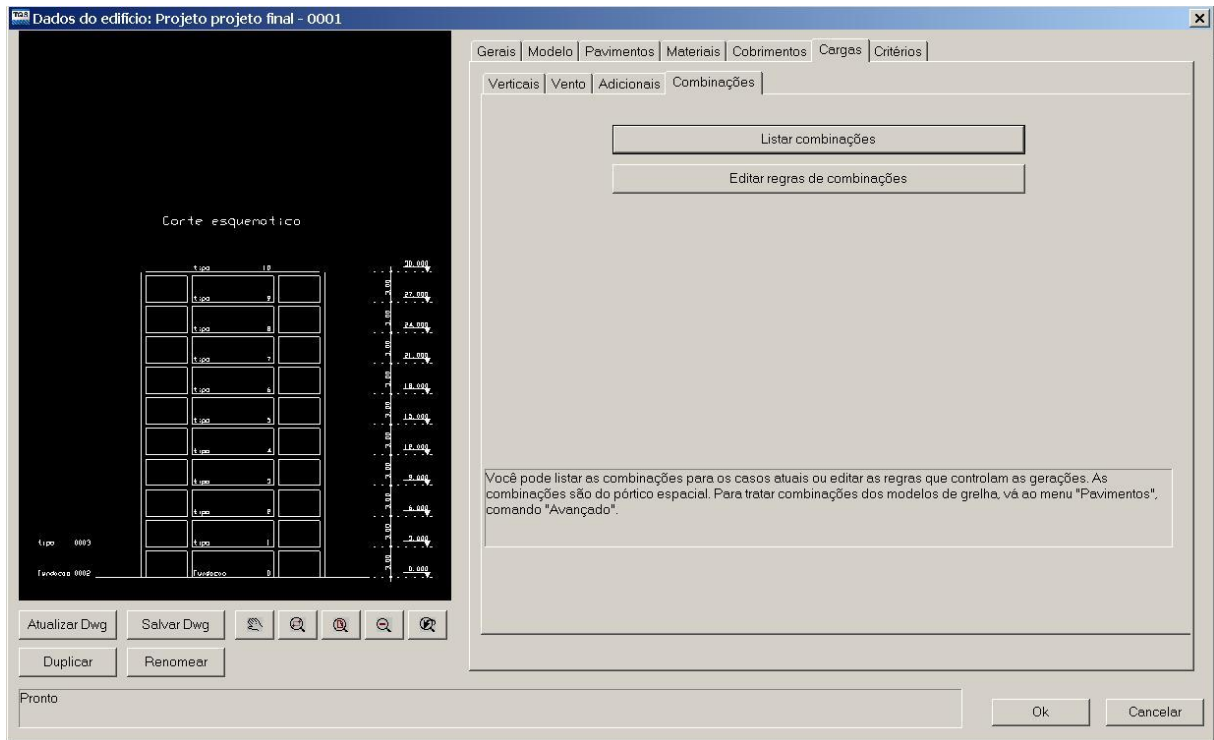


Figura 6.5. – Cargas - Combinações.

A seguir é apresentada a listagem de casos de carregamento simples, de combinações e os valores do coeficientes utilizados.

 Listagem de casos e combinações padrão

Edifício: projeto final-rev02

Regras de combinações: [C:\TQS\projeto final-rev02\COMBPOR.DAT]

13/03/2012 23:39:48

Casos de carregamento simples

Sufixo "_R" Carga acidental reduzida

Sufixo "_V" Vigas de transição c/inércia normal

Sufixo "_E" Engastado, com caso correspondente articulado

Num	Prefixo	Título
1	TODAS	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
2	PP	Peso Próprio
3	PERM	Cargas permanentes
4	ACID	Cargas acidentais
5	TODAS_V	Todas permanentes e acidentais dos pavimentos - VTN
6	PP_V	Peso Próprio - VTN
7	PERM_V	Cargas permanentes - VTN
8	ACID_V	Cargas acidentais - VTN

Dados por caso de carregamento

Num Número do caso, referenciado na listagem de combinações

Prefixo Usado para montar os títulos das combinações

Tipo Tipo de carga quanto à sua permanência
 TOD Cargas permanentes e variáveis lançadas nas grelhas
 PER Permanentes
 VAR Variáveis normais
 VARB Variáveis excepcionais 1
 VARC Variáveis excepcionais 2
 VTN Caso com vigas de transição com inércia normal. Nos outros casos,
 as vigas de transição são enrijecidas conforme critérios.
 ACR Caso de carga acidental reduzida nos pisos
 GAMAF Ponderador de ações desfavorável
 GAMAFD Ponderador de ações favorável
 PSI0 Fator de redução de combinação para o Estado Limite Último
 PSI1 Fator de redução de combin frequente p/Estado Limite de Serviço
 PSI2 Fator de redução de combin quase permanente p/Estado Limite de Serviço
 FOR Número do caso correspondente na planta de formas/grelha
 USU Marcado se o caso foi lançado pelo usuário
 ART Marcado se barras articuladas

Num	Prefixo	Tipo	VTN	ACR	GAMAF	GAMAFD	PSI0	PSI1	PSI2	FOR	USU	ART
1	TODAS	TOD			1.40					1		
2	PP	PER			1.40					2		
3	PERM	PER			1.40					3		
4	ACID	VAR			1.40		0.70	0.60	0.40	4		
5	TODAS_V	TOD	X		1.40					1		
6	PP_V	PER	X		1.40					2		
7	PERM_V	PER	X		1.40					3		
8	ACID_V	VAR	X		1.40		0.70	0.60	0.40	4		

Grupos de combinação [C:\TQS\projeto final-rev02\COMBFOR.DAT]

Grupo ELU1 "Verificações de estado limite último - Vigas e lajes"
 PERMACID "Permanentes, Acidentais"
 ACIDCOMB "Todas as acidentais combinadas"
 Grupo ELU2 "Verificações de estado limite último - Pilares e fundações"
 PERMACID "Permanentes, Acidentais"
 ACIDCOMB "Todas as acidentais combinadas"
 Grupo ELS "Verificações de estado limite de serviço"
 CFREQA "Combinações frequentes"
 CQPERAV "Combinações quase permanentes"
 Grupo COMBFLU "Cálculo de fluência (método geral)"
 COMBFLU "Combinação para cálculo da fluência (método geral)"

Combinações geradas

Num Número da combinação
 AC Marcado se carga acidental reduzida
 VT Marcado se viga de transição com inércia normal
 Título Título gerado pelo sistema

Num	AC	VT	Título
9			ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
10			ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID
11			ELS/CFREQA/PP+PERM+0.6ACID
12			ELS/CQPERAV/PP+PERM+0.4ACID
13			COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.4ACID
14	X		ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V
15	X		ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V
16	X		ELS/CFREQA/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V

- 17 X ELS/CQPERAV/PP_V+PERM_V+0.4ACID_V
- 18 X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+0.4ACID_V

Observação Importante:

 Os sistemas CAD/TQS trabalham com esforços de análise com valor "Característico". Por isto, todos os multiplicadores das combinações de Estado Limite Último estão divididos pelo GamaF de referência, que vale 1.4. Os esforços de análise são multiplicados por 1.4 no momento do dimensionamento da estrutura.

Matriz de combinações - fatores de ponderação

 As linhas representam combinações
 As colunas representam casos simples

Caso	1	2	3	4	5	6	7	8
9		1.00	1.00	1.00				
10		1.00	1.00	1.00				
11		1.00	1.00	0.60				
12		1.00	1.00	0.40				
13		1.00	1.00	0.40				
14						1.00	1.00	1.00
15						1.00	1.00	1.00
16						1.00	1.00	0.60
17						1.00	1.00	0.40
18						1.00	1.00	0.40

Envoltórias

 Os números mostrados são o das combinações que participam de cada envoltória

Grupo "ELU1" "Verificações de estado limite último - Vigas e lajes"

Casos: 4

9 10 14 15

Grupo "ELU2" "Verificações de estado limite último - Pilares e fundações"

Casos: 4

9 10 14 15

Grupo "ELS" "Verificações de estado limite de serviço"

Casos: 4

11 12 16 17

Grupo "COMBFLU" "Cálculo de fluência (método geral)"

Casos: 2

13 18

6.2.MODELAGEM

Para a modelagem foram utilizadas as dimensões obtidas no pré-dimensionamento dos elementos estruturais realizado anteriormente.

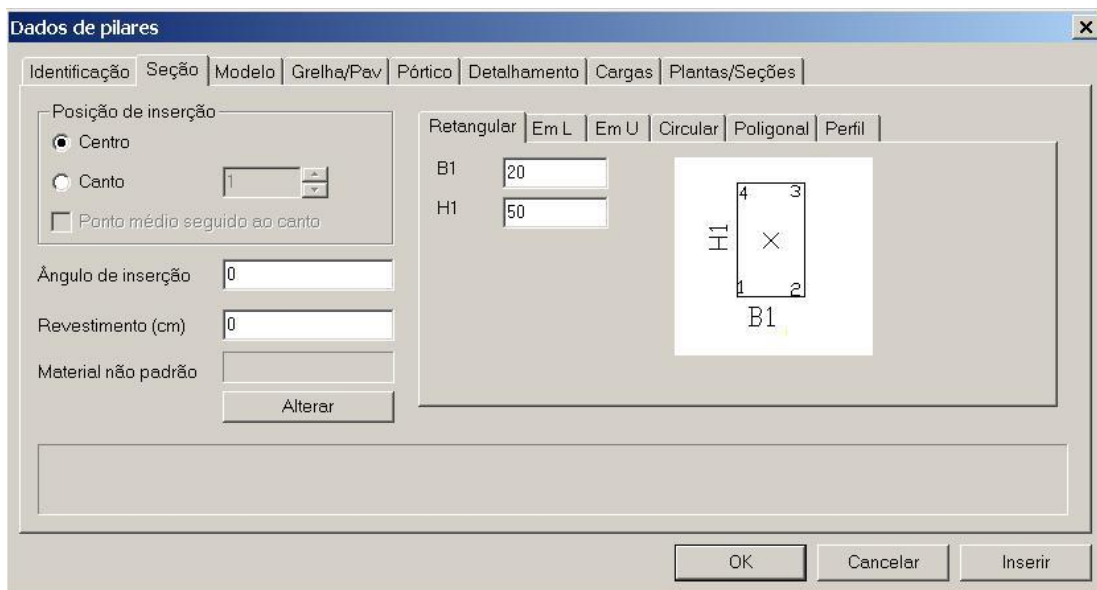


Figura 6.6. – Definição das dimensões dos pilares.

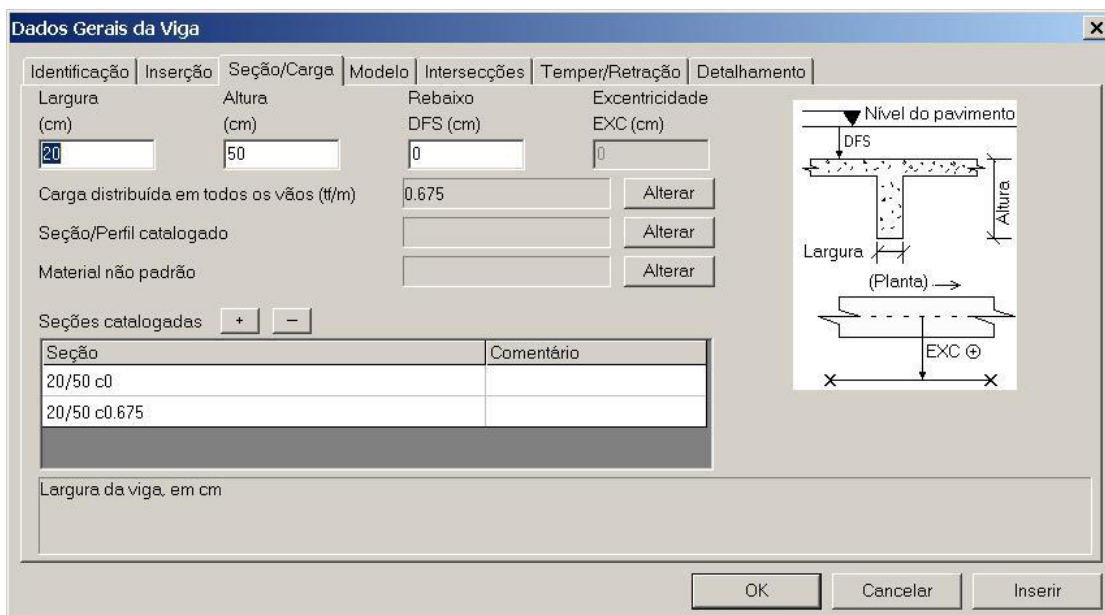


Figura 6.7. – Definição das dimensões das vigas.

A vigas da periferia e elevador tem sobre elas uma carga linear de 6,75kN/m

The screenshot shows a software window titled "Dados de lajes" with several tabs: "Identificação", "Seção/Carga", "Modelo", "Grelha", "Temper/Retração", "Detalhamento", and "Catalogadas". The "Seção/Carga" tab is active, showing sub-tabs for "Maciça", "Nervurada R", "Nervurada T", "Vigota", "Trelçada", and "Pré-fabricada". The "Nervurada R" sub-tab is selected.

Under "Laje nervurada de seção retangular", there are input fields for:

- Capa (cm): 5
- Capa inferior: 0
- Altura da nervura (cm): 20
- Enchimento (tf/m³): 0

Below these are "Dimensões de formas:" with "Horizontal" and "Vertical" sections. The "Horizontal" section has "Tamanho" (63) and "Espaçamento" (12) in cm. The "Vertical" section has "Tamanho" (63) and "Espaçamento" (12) in cm.

To the right is a diagram of a slab cross-section with labels: "Espaçamento", "Tamanho", "Capa", "Altura da nervura", and "Enchimento". It also shows "horizontal" and "vertical" dimensions.

Below the diagram are fields for "Fabricante" (XCol - Bl.concreto) and "Bloco".

At the bottom, there are fields for "Rebaixo (cm)" (0) and "Carga distribuída (tf/m²)" (0.15/0.2), with an "Alterar" button. A note below reads: "Rebaixo da laje, positivo se abaixo do nível convencional do pavimento, em cm."

At the very bottom are "OK", "Cancelar", and "Inserir" buttons.

Figura 6.8. – Definição das dimensões das lajes nervuradas.

O edifício foi modelado por um pórtico espacial e os pavimentos por grelhas representando as nervuras. O pórtico é composto apenas por barras que simulam as vigas e os pilares, com efeito de diafragma rígido devidamente incorporado. Os pavimentos são discretizados por grelha geradas nas posições das nervuras. Nas regiões próximas as vigas onde existem as faixas rígidas, o sistema gera barras adicionais para simular a rigidez desses elementos.

Nas lajes, somente os efeitos dos carregamentos verticais serão calculados e os esforços resultantes serão transferidos como cargas para o pórtico espacial.

Toda a geração dos modelos numéricos utilizados no cálculo da estrutura é realizada de forma automática pelo sistema CAD/TQS, de acordo com o lançamento de dados (geometria do edifício e cargas) e a escolha de critérios definidos. Seguem alguns exemplos:

- A discretização da malha de barras das grelhas em cada pavimento é gerada de forma automática.
- O modelo de pórtico espacial é automaticamente gerado com barras que simulam as vigas e pilares do edifício.
- As forças que simulam a ação do vento no edifício são geradas de forma automática. Nesse trabalho não foram consideradas as forças devido ao vento.

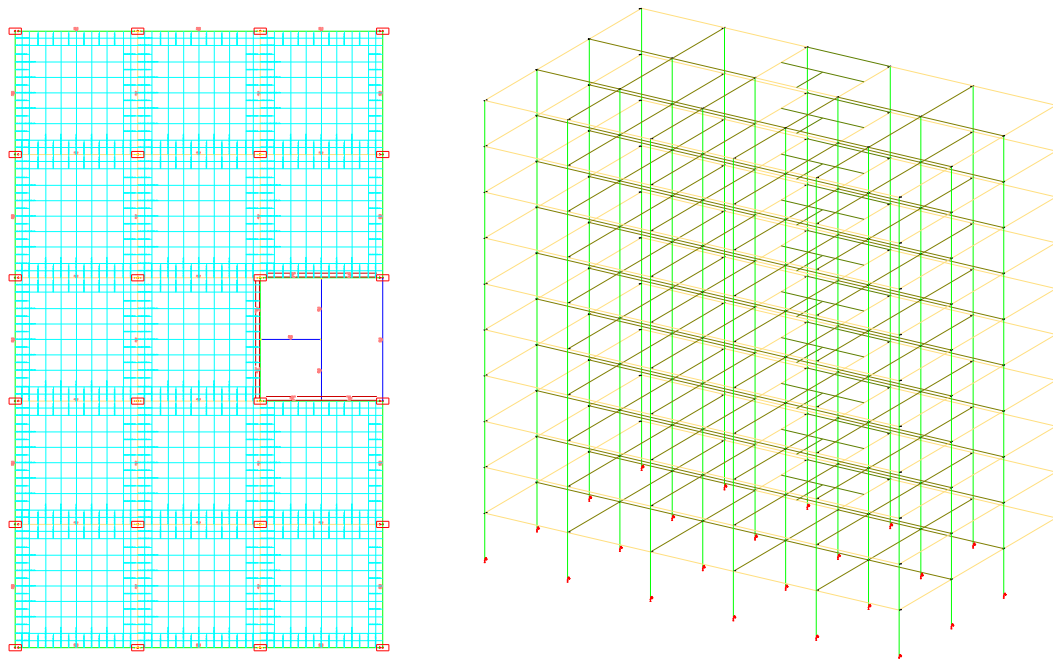


Figura 6.9. – Pavimentos discretizado por grelha de lajes nervuradas e pórtico espacial.

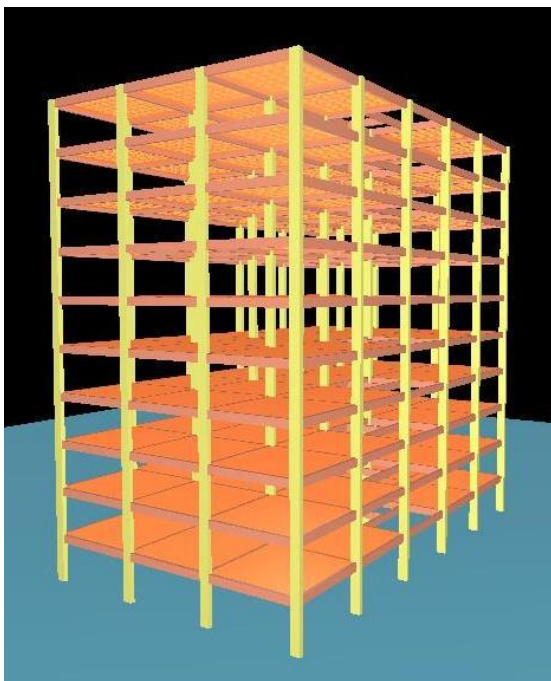


Figura 6.10. – Modelo tridimensional.

6.3. DESLOCAMENTOS NAS LAJES

As deformações nas lajes serão analisadas pelo módulo do CAD/TQS chamado de grelha não-linear , utilizando-se os mesmos critérios adotados no estudo dos deslocamentos nas lajes desenvolvido no item 5.4.

Esse módulo calcula as deformações levando em conta a fissuração e a deformação lenta automaticamente.



Figura 6.11. – Isovalores com deslocamento máximo das lajes (cm) – Combinações em serviço.

Verificação de flechas em laje

Laje	L (cm)	f (cm)	f lim. (cm)	Situação
L1	430,00	-0,59	1,72	Passou
L2	430,00	-0,41	1,72	Passou
L3	429,99	-0,55	1,72	Passou
L4	430,01	-0,28	1,72	Passou
L5	47,99	-0,12	0,19	Passou
L6	429,99	-0,51	1,72	Passou
L7	430,01	-0,35	1,72	Passou
L8	429,99	-0,36	1,72	Passou
L9	430,01	-0,28	1,72	Passou
L10	47,99	-0,12	0,19	Passou
L11	429,99	-0,51	1,72	Passou
L12	430,00	-0,59	1,72	Passou
L13	430,00	-0,41	1,72	Passou
L14	429,99	-0,55	1,72	Passou

Título da laje

Salvar Fechar

Figura 6.12. – Isovalores com deslocamento máximo das lajes – Combinações em serviço.

Na figura 6.12. estão listados todos os deslocamentos nas lajes. Verificou-se que todas as lajes passaram na verificação.

6.4. MOMENTOS FLETORES NAS LAJES

A Figura 6.13. mostra os momentos fletores máximos provenientes das grelhas pra combinação última.

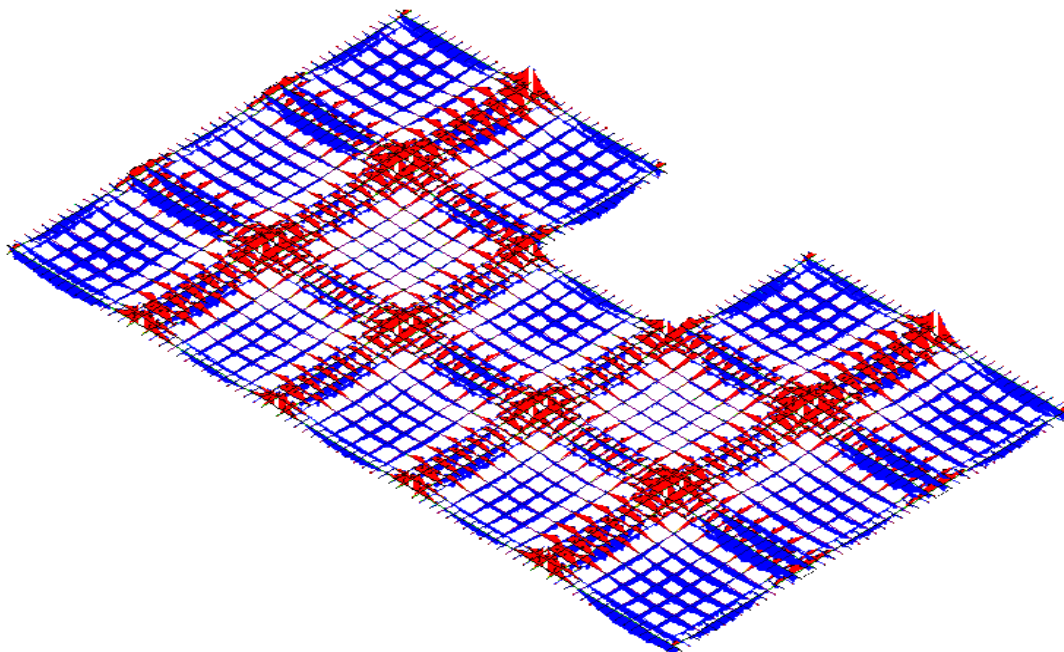


Figura 6.13. – Distribuição dos Momentos Fletores

A seguir é apresentada a tabela 17 com os valores máximos positivos dos momentos de dimensionamento ($M_{x\text{dmáx}}$ e $M_{y\text{dmáx}}$) atuantes nas lajes do primeiro pavimento.

Tabela 17 – Momentos máximos positivos de cálculo atuantes nas lajes pelo CAD/TQS

LAJE	$M_{x\text{dnerv}}$ (kN.m/nerv)	$M_{y\text{dnerv}}$ (kN.m/ner)
L1 e L12	6,87	9,97
L2 e L13	3,26	7,55
L3 e L14	6,58	9,48
L4 e L9	5,39	4,42
L5 e L10	2,59	3,15
L6 e L11	8,45	8,00
L7	5,43	5,58
L8	5,62	6,81

A seguir é apresentada uma tabela com os valores máximos negativos de dimensionamento $M'_{x\text{dnerv}}$ e $M'_{y\text{dnerv}}$ por interface de laje.

Tabela 18 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das lajes pelo CAD/TQS na direção Y

INTERFACE	M'ydnerf (kN.m/nerv)
L1 / L4 e L9/L12	-10,56
L2 / L5 e L10/L13	-7,72
L3 / L6 e L11/L14	-12,17
L4 / L7 e L7/L9	-7,44
L5 / L8 e L8/L10	-7,95

Tabela 19 – Momentos máximos negativos de cálculo nas interfaces das lajes pelo CAD/TQS na direção X

INTERFACE	M'xdnerf (kN.m/nerv)
L1 / L2 e L12/L13	-6,71
L2 / L3 e L13/L14	-6,66
L4 / L5 e L9/L10	-5,60
L5 / L6 e L10/L11	-9,59
L7 / L8	-6,68

6.5. MOMENTOS FLETORES NAS VIGAS

As vigas foram modeladas como elementos de pórtico espacial. Estes elementos serão solicitados pelas reações das lajes nos mesmos, assim como por outras cargas lineares (p. ex. alvenaria de vedação).

Na determinação dos esforços resistentes das seções das vigas submetidas a momentos fletores foram utilizados os critérios da seção 17 da NBR 6118:2007.

O dimensionamento das armaduras longitudinais deve conduzir a valores de esforços resistentes (M_{RD}) que constituam a envoltória dos esforços solicitantes (M_{SD}) determinados na análise estrutural.

A Figura 6.14. mostra a distribuição de momentos fletores ao longo de todos os elementos de barra representativos das vigas do primeiro pavimento do edifício do projeto para a combinação última de carregamento, definida anteriormente. Os diagramas foram obtidos através do programa CAD/TQS.

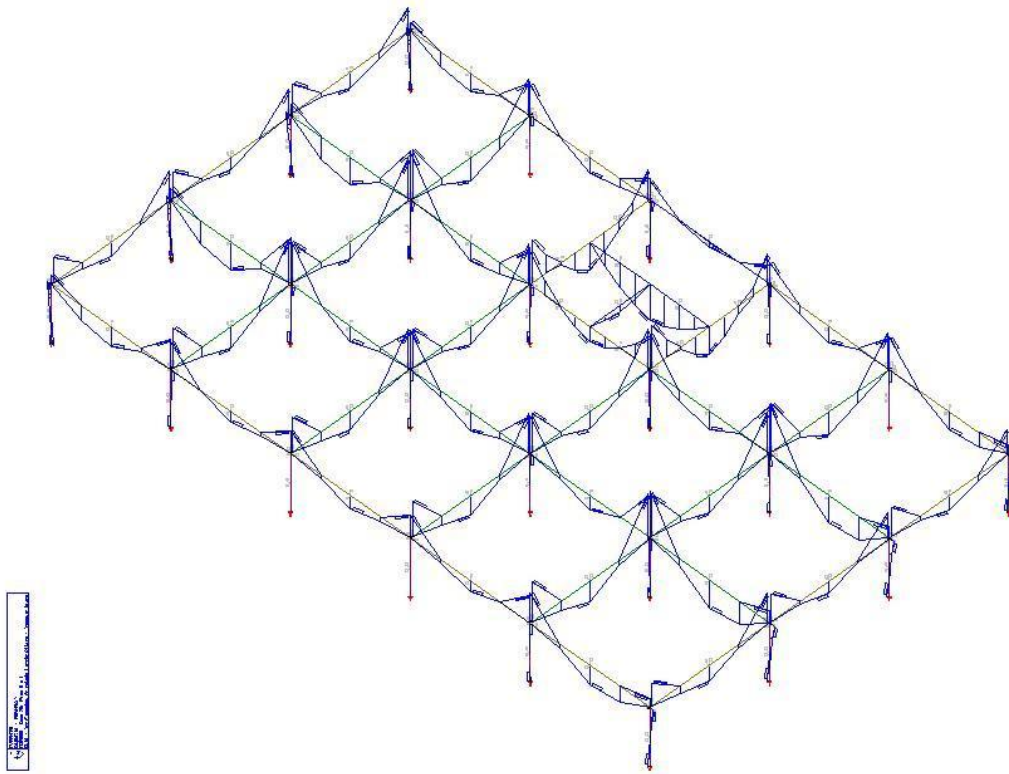
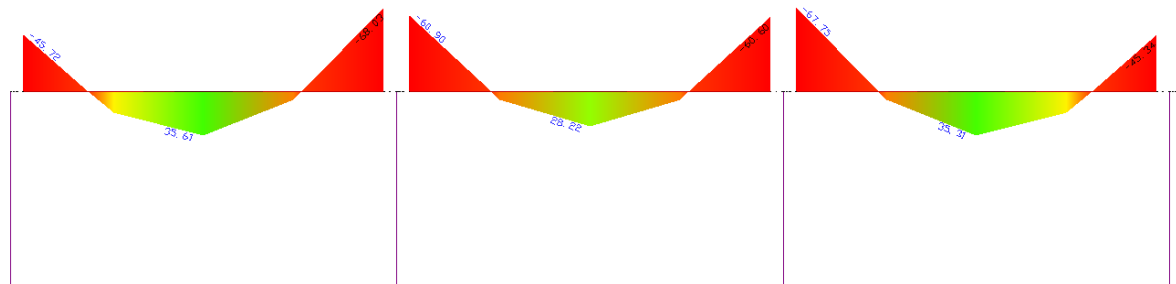


Figura 6.14. – Diagramas de momentos fletores para as vigas (combinações últimas).

A seguir será resumida esta distribuição de esforços com os diagramas obtidos do programa CAD/TQS.

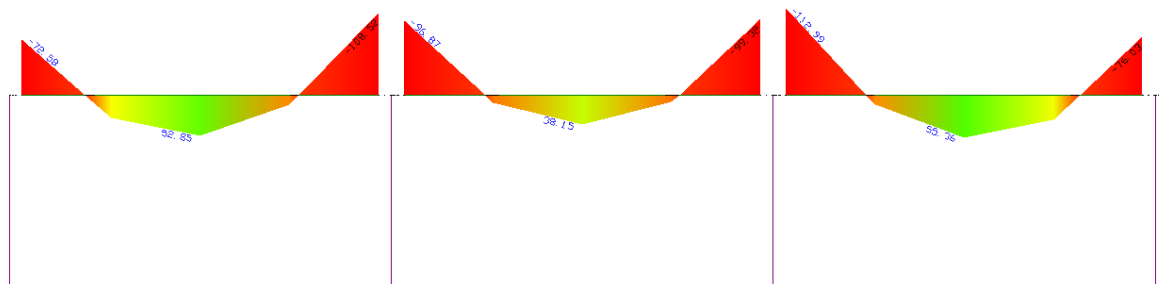
6.5.1. MOMENTOS NAS VIGAS TRANSVERSAIS

- VIGA V1 (V6)



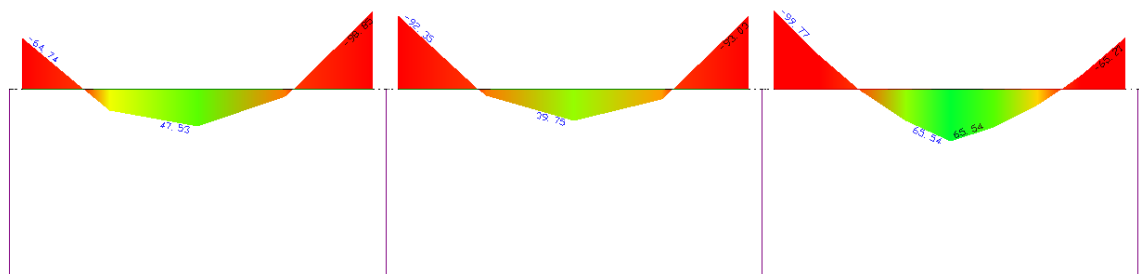
Momento máximo positivo = 35,61kNm
Momento máximo negativo = -68,06kNm

- VIGA V2 (V5)



Momento máximo positivo = 55,36kNm
Momento máximo negativo = - 112,96kNm

- VIGA V3 (V4)

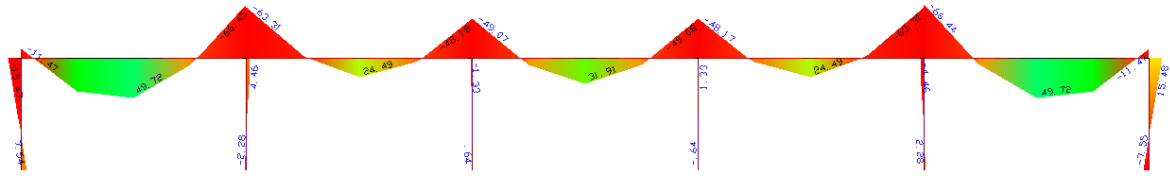


Momento máximo positivo = 65,54kNm
Momento máximo negativo = -99,77kNm

Figura 6.15. – Diagramas de momentos fletores das vigas transversais (valores de cálculo).

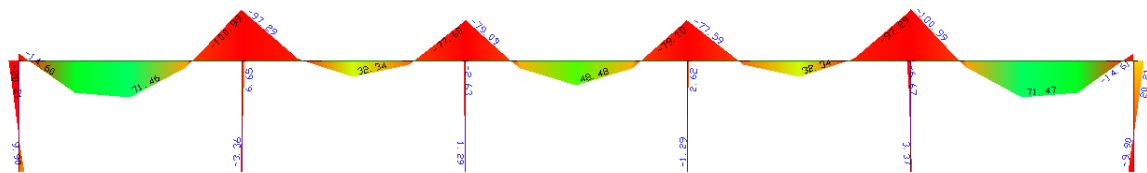
6.5.2. MOMENTOS NAS VIGAS LONGITUDINAIS

- VIGA V7



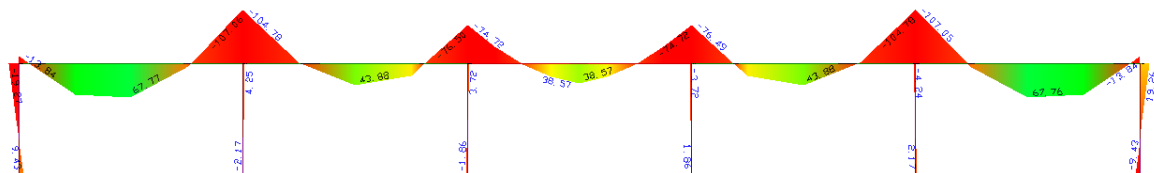
Momento máximo positivo = 49,72kNm
Momento máximo negativo = -66,45kNm

- VIGA V8



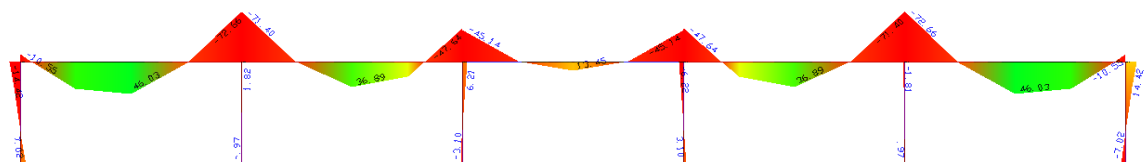
Momento máximo positivo = 71,47kNm
Momento máximo negativo = -100,99kNm

- VIGA V9



Momento máximo positivo = 67,77kNm
Momento máximo negativo = -107,06kNm

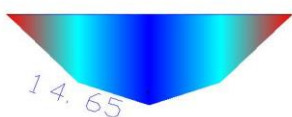
- VIGA V10



Momento máximo positivo = 46,03kNm
Momento máximo negativo = -72,66kNm

Figura 6.16. – Diagramas de momentos fletores das vigas longitudinais (valores de cálculo).

- VIGA V11



Momento máximo positivo = 14,65kNm

Momento máximo negativo = 0,00kNm

- VIGA V12



Momento máximo positivo = 87,89kNm

Momento máximo negativo = 0,00kNm

Figura 6.17. – Diagramas de momentos fletores das vigas V11 e V12 (valores de cálculo).

Tabela 20 – Momentos máximos positivos e negativos de cálculo nas vigas obtido pelo CAD/TQS

VIGA	MOMENTO FLETOR POSITIVO (kN.m)	MOMENTO FLETOR NEGATIVO (kN.m)
V1 e V6	35,61	-68,06
V2 e V5	55,36	-112,96
V3 e V4	65,54	-99,77
V7	49,72	-66,45
V8	71,47	-100,99
V9	67,77	-107,06
V10	46,03	-72,66
V11	14,65	0,00
V12	87,89	0,00

6.6. ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS

A Figura 6.18. mostra a distribuição de esforços cortantes ao longo das vigas do primeiro pavimento do edifício analisado neste projeto. Foi utilizada a combinação última de carregamento para esta análise.

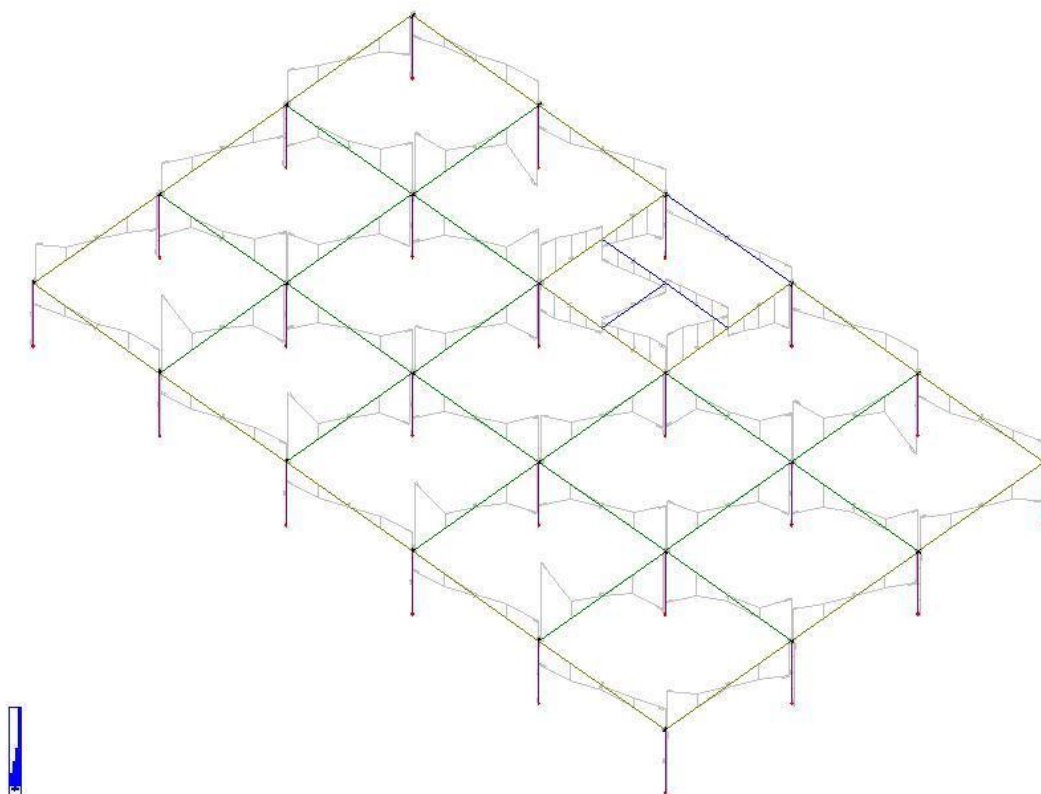
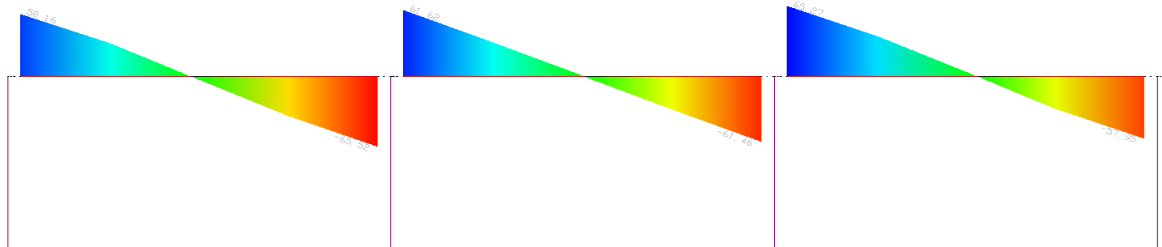


Figura 6.18. – Diagramas de esforços cortantes para as vigas (combinação última).

Nos itens seguintes, será resumida esta distribuição de esforços com seus respectivos valores máximos de dimensionamento obtidos do programa CAD/TQS.

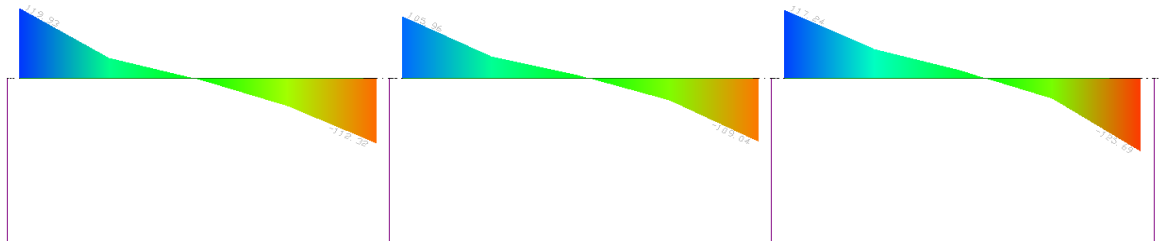
6.6.1. CORTANTES NAS VIGAS TRANSVERSAIS

- VIGA V1 (V6)



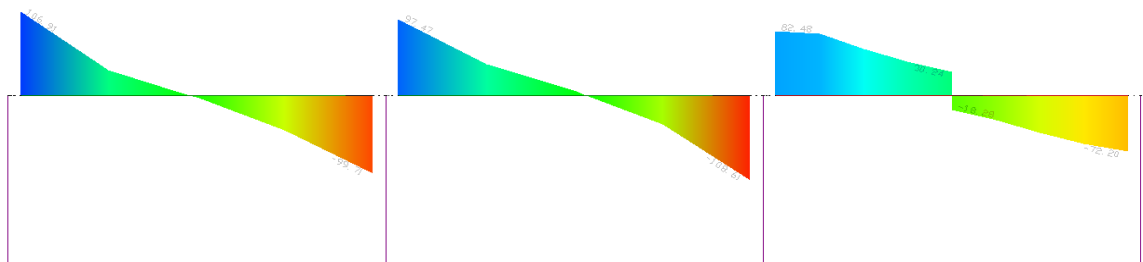
Esforço cortante máximo = 65,53kN

- VIGA V2 (V5)



Esforço cortante máximo = - 125,70kN

- VIGA V3 (V6)

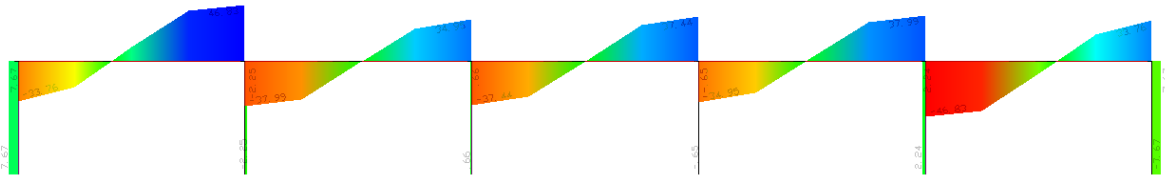


Esforço cortante máximo = - 108,61kN

Figura 6.19. – Diagramas de esforços cortantes das vigas transversais (valores de cálculo).

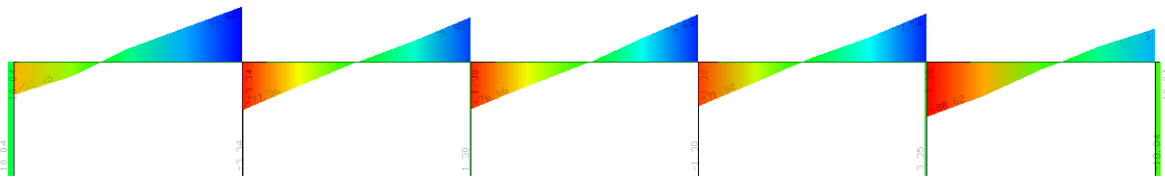
6.6.2. CORTANTES NAS VIGAS LONGITUDINAIS

- VIGA V7



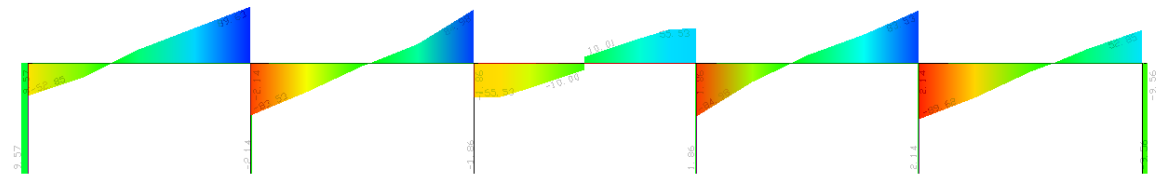
Esforço cortante máximo = 46,83kN

- VIGA V8



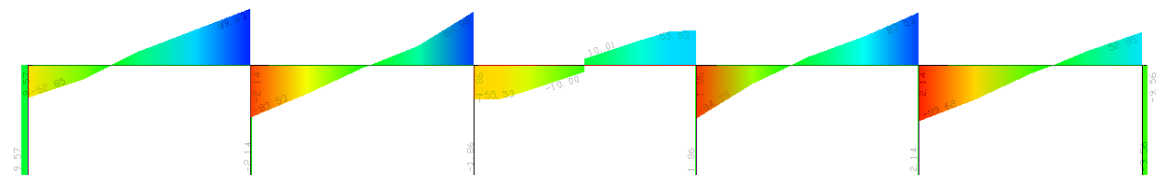
Esforço cortante máximo = 88,62kN

- VIGA V9



Esforço cortante máximo = 89,63kN

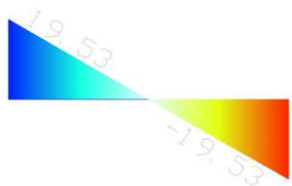
- VIGA V10



Esforço cortante máximo = 46,78kN

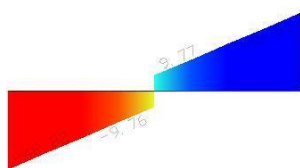
Figura 6.20. – Diagramas de esforços cortantes das vigas longitudinais (valores de cálculo).

- VIGA V11



Esforço cortante máximo = 19,53kN

- VIGA V12



Esforço cortante máximo = 48,82kN

Figura 6.21. – Diagramas de esforços cortantes das vigas V11 e V12 (valores de cálculo).

A tabela 21 resume os esforços cortantes máximos para as vigas do primeiro pavimento.

Tabela 21 – Esforços cortantes máximos de cálculo nas vigas obtidos pelo CAD/TQS

VIGA	ESFORÇO CORTANTE MÁXIMO DE CÁLCULO (kN)
V1 e V6	65,53
V2 e V5	125,70
V3 e V4	108,61
V7	46,83
V8	88,62
V9	89,63
V10	46,78
V11	19,53
V12	48,82

6.7. DESLOCAMENTOS NAS VIGAS

As deformações nas vigas serão analisadas pelo módulo do CAD/TQS chamado de grelha não-linear, utilizando-se os mesmos critérios adotados no estudo dos deslocamentos nas lajes desenvolvido no item 5.3.

Esse módulo calcula as deformações levando em conta a fissuração e a deformação lenta automaticamente.

Para esta análise foi utilizada a Combinação de Serviço (CQP).

Viga	Vão	L (cm)	f (cm)	f lim. (cm)	Situação
V1	1	582,50	-0,18	2,33	Passou
	2	600,00	-0,11	2,40	Passou
	3	582,50	-0,18	2,33	Passou
V2	1	582,50	-0,23	2,33	Passou
	2	600,00	-0,11	2,40	Passou
	3	582,50	-0,25	2,33	Passou
V3	1	582,50	-0,21	2,33	Passou
	2	600,00	-0,12	2,40	Passou
	3	582,50	-0,27	2,33	Passou
V4	1	582,50	-0,21	2,33	Passou
	2	600,00	-0,12	2,40	Passou
	3	582,50	-0,27	2,33	Passou
V5	1	582,50	-0,23	2,33	Passou
	2	600,00	-0,11	2,40	Passou
	3	582,50	-0,25	2,33	Passou
V6	1	582,50	-0,18	2,33	Passou
	2	600,00	-0,11	2,40	Passou
	3	582,50	-0,18	2,33	Passou
V7	1	595,00	-0,32	2,38	Passou
	2	600,00	-0,08	2,40	Passou
	3	600,00	-0,16	2,40	Passou
	4	600,00	-0,08	2,40	Passou
	5	595,00	-0,32	2,38	Passou
V8	1	595,00	-0,37	2,38	Passou
	2	600,00	-0,08	2,40	Passou
	3	600,00	-0,19	2,40	Passou
	4	600,00	-0,08	2,40	Passou
	5	595,00	-0,37	2,38	Passou
V9	1	595,00	-0,35	2,38	Passou
	2	600,00	-0,15	2,40	Passou
	3	600,00	-0,15	2,40	Passou
	4	600,00	-0,15	2,40	Passou
	5	595,00	-0,35	2,38	Passou
V10	1	595,00	-0,29	2,38	Passou
	2	600,00	-0,17	2,40	Passou
	3	600,00	-0,06	2,40	Passou
	4	600,00	-0,17	2,40	Passou
	5	595,00	-0,29	2,38	Passou
V11	1	300,00	-1,17	1,20	Passou
V12	1	600,00	-1,09	2,40	Passou

Figura 6.22 –Flechas nas vigas (Combinação de Serviço).

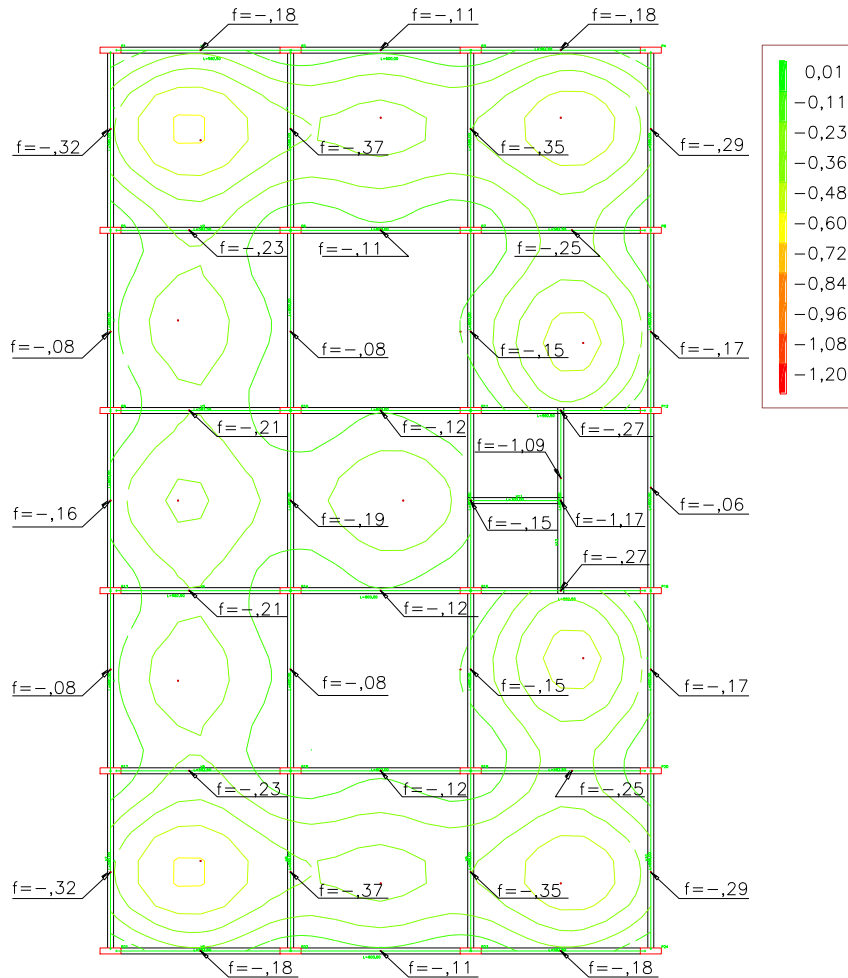


Figura 6.23 – Isovalores com deslocamento máximo das vigas (cm).

6.8. REAÇÕES DE APOIO

Neste último item do capítulo 6 serão verificadas as cargas totais nos pilares provenientes do pórtico espacial considerando-se a contribuição do primeiro pavimento. A tabela seguinte obtida do CAD/TQS apresenta os esforços globais através das reações existentes nos pilares do primeiro pavimento.

Para esta verificação foram consideradas duas combinações: uma contendo apenas os valores característicos de cada carregamento e a combinação última, definida no item 4.1.2, sendo esta, a combinação utilizada na análise comparativa com o método aproximado de cálculo.

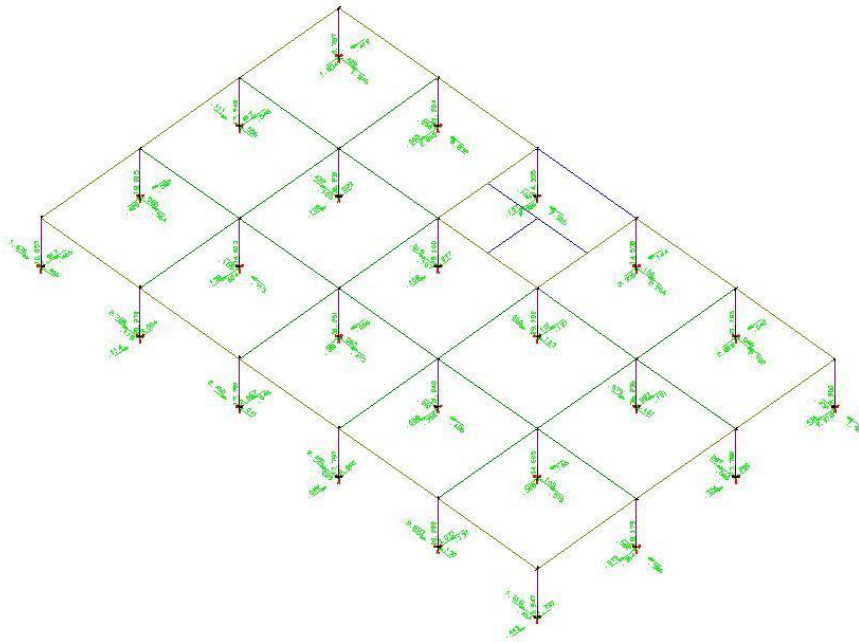


Figura 6.24 – pórtico espacial do 1º pavimento com as reações de apoio.

Tabela 22 – Somatório das reações provenientes do pórtico espacial do CAD/TQS

Somatória das reações da estrutura nos apoios	
Força	Valor
FX	.00
FY	.00
FZ	-52734.30
MX	.00
MY	.60
MZ	.00

Através da análise dos valores apresentados, considera-se, portanto, para as reações na base dos pilares (direção Z) o valor total de:

$$R_{totalglobal} = 52734,30 \times 1,4 = 73828,02kN \Rightarrow \text{combinação última}$$

7. ANÁLISE COMPARATIVA ENTRE OS MÉTODOS

No capítulo presente, serão realizadas comparações entre os três métodos estudados para obtenção dos resultados da análise do primeiro pavimento da estrutura. Serão comparados os esforços de dimensionamento obtidos nos capítulos anteriores.

7.1. LAJES

Neste item serão verificados os esforços de momentos fletores obtidos pelos três métodos nas lajes do primeiro pavimento.

7.1.1. MOMENTOS FLETORES

As tabelas seguintes mostram os esforços nas nervuras calculadas pelos três métodos em cada laje. Foi comparado o Método dos Elementos Finitos (MEF) e o TQS com Método Aproximado de Cálculo (MAP):

**Tabela 23 – Comparação dos momentos fletores positivos (kNm/nerv) na direção X.
(valores de cálculo)**

$M_{x\text{dnerv}}$	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
L1	4,88	8,73	6,87	0,56	0,79
L2	3,72	6,56	3,26	0,57	0,50
L3	4,83	8,73	6,58	0,55	0,75
L4	4,27	5,54	5,39	0,77	0,97
L5	3,05	4,93	2,59	0,62	0,53
L6	4,69	9,54	8,45	0,49	0,89
L7	4,35	5,54	5,43	0,79	0,98
L8	3,90	7,18	5,62	0,54	0,78
L9	4,27	5,54	5,39	0,77	0,97
L10	3,05	4,93	2,59	0,62	0,53
L11	4,69	9,54	8,45	0,49	0,89
L12	4,88	8,73	6,87	0,56	0,79
L13	3,72	6,56	3,26	0,57	0,50
L14	4,83	8,73	6,58	0,55	0,75

**Tabela 24. – Comparação dos momentos fletores positivos (kNm/nerv) na direção Y.
(valores de cálculo)**

M_{ydnerv}	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
L1	6,28	8,73	9,97	0,72	1,14
L2	5,67	5,54	7,55	1,02	1,36
L3	6,14	8,31	9,48	0,74	1,14
L4	3,60	6,56	4,42	0,55	0,67
L5	2,82	4,93	3,15	0,57	0,64
L6	4,31	8,31	8,00	0,52	0,96
L7	4,21	6,56	5,58	0,64	0,85
L8	4,32	6,56	6,81	0,66	1,04
L9	3,60	6,56	4,42	0,55	0,67
L10	2,82	4,93	3,15	0,57	0,64
L11	4,31	8,31	8,00	0,52	0,96
L12	6,28	8,31	9,97	0,72	1,14
L13	5,67	5,54	7,55	1,02	1,36
L14	6,14	8,31	9,48	0,74	1,14

**Tabela 25. – Comparação dos momentos fletores negativos (kNm/nerv).
(valores de cálculo)**

	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
L1 / L2	-6,54	-6,13	-6,71	1,07	1,09
L2 / L3	-6,52	-6,13	-6,66	1,06	1,09
L4 / L5	-6,19	-4,33	-5,6	1,43	1,29
L5 / L6	-6,37	-5,42	-9,59	1,18	1,77
L7 / L8	-6,36	-4,33	-6,68	1,47	1,54
L9 / L10	-6,19	-4,33	-5,6	1,43	1,29
L10 / L11	-6,37	-5,42	-9,59	1,18	1,77
L12 / L13	-6,54	-6,13	-6,71	1,07	1,09
L13 / L14	-6,52	-6,13	-6,66	1,06	1,09
L1 / L4	-7,53	-6,13	-10,56	1,23	1,72
L2 / L5	-6,74	-4,33	-7,72	1,56	1,78
L3 / L6	-8,3	-6,49	-12,17	1,28	1,88
L4 / L7	-5,97	-5,78	-7,44	1,03	1,29
L5 / L8	-5,83	-5,06	-7,95	1,15	1,57
L7 / L9	-5,97	-5,78	-7,44	1,03	1,29
L8 / L10	-5,83	-5,06	-7,95	1,15	1,57
L9 / L12	-7,53	-6,13	-10,56	1,23	1,72
L10 / L13	-6,74	-4,33	-7,72	1,56	1,78
L11 / L14	-8,3	-6,49	-12,17	1,28	1,88

Analisando-se os valores das tabelas para as lajes do primeiro pavimento estudado, observa-se que os valores máximos dos momentos positivos obtidos pelo MAP são maiores que os obtidos pelo MEF e o TQS. A relação entre o MAP e o MEF é $MEF \approx 0,64MAP$ e entre MAP e o TQS é $TQS \approx 0,87MAP$.

Na análise dos momentos fletores negativos, na descontinuidade entre a laje e a faixa rígida, observou-se que os valores obtidos pelo MEF e TQS foram superiores que o MAP, sendo que os maiores valores foram obtidos pelo TQS. A relação entre o MEF e o MAP é $MEF \approx 1,22MAP$ e a relação entre o MAP e o TQS é $TQS \approx 1,50MAP$.

Nas figuras 7.1 a 7.3 são apresentados diagramas de momentos fletores referentes as nervuras passando pelas lajes 1, 2 e 3. Podemos observar que na figura 7.1, aparece momento negativo nas faixas diminuindo o momento positivo. Devido a isso, o momento positivo é menor em relação ao MAP e TQS. Além disso, podemos notar que as faixas rígidas geram uma descontinuidade nos momentos que não é observado no MAP.

Na figura 7.2 temos o diagrama dos momentos fletores através do MAP, notamos que nas extremidades externas as lajes se comportam como simplesmente apoiados sem momentos negativos e no apoios internos se comportam como perfeitamente engastados, Observamos que o cálculo através do método das grelhas não leva em conta as faixas rígidas, devido a isso os momentos positivos são maiores que nos outros dois métodos. No caso dos momentos negativos verificamos que apesar de serem maiores nas interface entre as lajes, na interface da faixa rígida e a laje é menor que os outros dois métodos.

A figura 7.3 representa os momentos fletores obtidos pelo TQS. Podemos notar que eles são similares aos momentos obtidos pelo MEF.

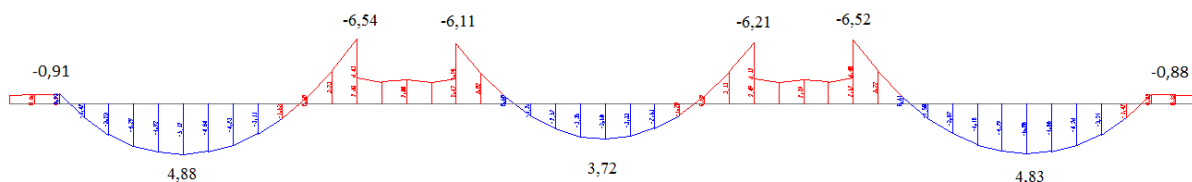


Figura 7.1 – Diagrama de momentos fletores das nervuras passando pelas lajes 1, 2 e 3 pelo SAP.

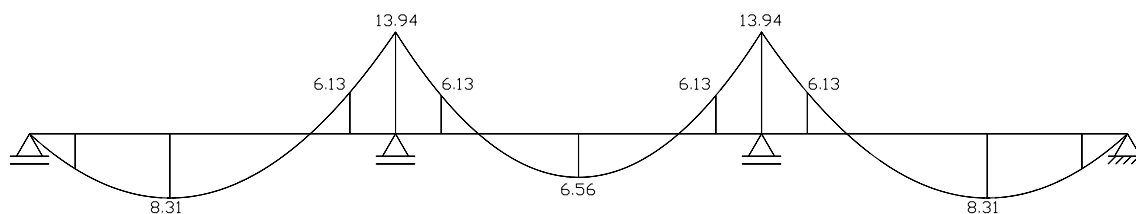


Figura 7.2 – Diagrama de momentos fletores das nervuras passando pelas lajes 1, 2 e 3 pelo MAP.

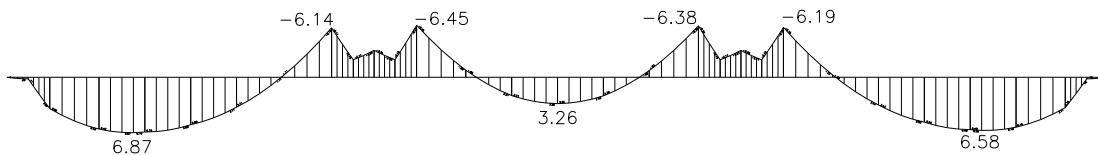


Figura 7.3 – Diagrama de momentos fletores das nervuras passando pelas lajes 1, 2 e 3 pelo TQS.

7.2. VIGAS

As tabelas seguintes mostram os esforços provenientes dos três métodos para cada viga do pavimento. Foi comparado o MEF e o TQS com MAP:

7.2.1 MOMENTOS FLETORES

As tabelas seguintes mostram os momentos máximo positivos e negativos.

Tabela 26. – Comparação dos momentos fletores positivos (kNm) nas vigas.

	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
V1	37,46	57,12	35,61	0,66	0,62
V2	48,25	93,13	55,36	0,52	0,59
V3	70,75	96,32	65,54	0,73	0,68
V4	70,75	96,32	65,54	0,73	0,68
V5	48,25	93,13	55,36	0,52	0,59
V6	37,46	57,12	35,61	0,66	0,62
V7	51,78	57,12	49,72	0,91	0,87
V8	63,61	91,25	71,47	0,70	0,78
V9	62,73	91,25	67,77	0,69	0,74
V10	50,06	57,12	46,03	0,88	0,81
V11	14,57	14,57	14,65	1,00	1,01
V12	87,41	87,43	87,89	1,00	1,01

Tabela 27. – Comparação dos momentos fletores negativos (kNm) nas vigas.

	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
V1	-70,78	-74,3	-68,06	0,95	0,92
V2	-103,77	-123,84	-112,96	0,84	0,91
V3	-96,18	-119,59	-99,77	0,80	0,83
V4	-96,18	-119,59	-99,77	0,80	0,83
V5	-103,77	-123,84	-112,96	0,84	0,91
V6	-70,78	-74,3	-68,06	0,95	0,92
V7	-62,44	-81,68	-66,45	0,76	0,81
V8	-89,33	-130,33	-100,99	0,69	0,77
V9	-91,7	-144,76	-107,06	0,63	0,74
V10	-65,68	-90,64	-72,66	0,72	0,80
V11	0	0	0	0,00	0,00
V12	0	0	0	0,00	0,00

Analisando-se os valores dos esforços máximos tabelados para as vigas do primeiro pavimento, pode-se observar que os momentos positivos obtidos pelo MAP mostram-se superiores aos obtidos pelo MEF e o MAP. A relação entre o MAP e o MEF é $MEF \approx 0,72MAP$ e a relação entre MAP e o TQS é $TQS \approx 0,73MAP$, no caso dos momentos negativos ocorre o mesmo sendo a relação entre o MAP e o MEF é $MEF \approx 0,79MAP$ e a relação entre MAP e o TQS é $TQS \approx 0,84MAP$. Analisando-se o gráfico comparativo para os momentos positivos, nota-se que os valores positivos dos momentos obtidos pelo MAP são em grande parte superiores, em função do engaste perfeito nos apoios internos (condição da NBR6118:2007).

7.2.2 ESFORÇOS CORTANTES NAS VIGAS

A tabela seguinte mostra os esforços cortantes.

Tabela 28. – Comparação dos esforços cortantes (kN) nas vigas.

	MEF (SAP2000)	MAP	TQS	MEF/MAP	TQS/MAP
V1	77,67	77,34	65,53	1,00	0,85
V2	122,79	130,41	125,7	0,94	0,96
V3	109,67	125,55	108,61	0,87	0,87
V4	109,67	125,55	108,61	0,87	0,87
V5	122,79	130,41	125,7	0,94	0,96
V6	77,67	77,34	65,53	1,00	0,85
V7	51	82,63	46,83	0,62	0,57
V8	69,3	135,37	88,62	0,51	0,65
V9	68,57	137,77	89,63	0,50	0,65
V10	49,72	84,11	46,78	0,59	0,56
V11	19,46	19,43	19,53	1,00	1,01
V12	48,56	48,57	48,82	1,00	1,01

Analisando-se os valores tabelados para as vigas do primeiro pavimento, pode-se observar que os esforços cortantes obtidos pelo MAP mostram-se superiores aos obtidos pelo MEF e o TQS. A relação entre o MAP e o MEF é $MEF \approx 0,79MAP$ e a relação entre MAP e o TQS é $TQS \approx 0,80MAP$

7.3 REAÇÕES DE APOIO

As reações de apoio obtidos por cada método foram:

$$MEF = 84745,50kN$$

$$MAP = 77108,90kN$$

$$TQS = 73828,02kN$$

Podemos notar que a maior diferença existe entre o MEF e o TQS que vale $MEF \approx 1,15TQS$ é menor que entre o MAP e o TQS que é $MAP \approx 1,04TQS$. Essa diferença maior entre o MEF e o TQS é muito grande e foge dos padrões aceitáveis, verificou-se que essa diferença é proveniente do peso próprio gerado no modelo do MEF que muito maior que os outros dois.

8. CONCLUSÃO

Ao longo de todo este trabalho, teve-se como objetivo realizar a análise e a comparação entre o Método dos Elementos Finitos (MEF), o Método Aproximado de Cálculo (MAP) e o sistema TQS, usando como parâmetro de comparação a estrutura de um edifício de 10 pavimentos.

A análise comparativa utilizou-se como parâmetro os valores obtidos pelo MAP e a partir deles foram analisados os outros dois métodos.

Analisando-se os valores máximos dos momentos fletores positivos das lajes observa-se que os valores do MAP são superiores aos outros dois. As relações são, $MEP \approx 0,64MAP$ e $TQS \approx 0,87MAP$. Na análise dos momentos fletores negativos, observa-se uma descontinuidade dos diagramas no caso do MEF e TQS em relação ao MAP. Apesar dos momentos fletores negativos obtidos pelo MAP, tomou-se como referência a interface entre a faixa rígida e laje nervurada. Com essa informação observou-se que os valores obtidos pelo MEF e TQS são superiores ao MAP, sendo que os maiores valores foram obtidos pelo TQS, as relações são, $MEP \approx 1,22MAP$ e $TQS \approx 1,50MAP$.

Analisando-se os valores dos esforços nas vigas, observa-se que os momentos positivos obtidos pelo MAP são superiores aos obtidos pelos MEF e TQS as relações são, $MEP \approx 0,72MAP$ e $TQS \approx 0,73MAP$. No caso dos momentos negativos ocorreu o mesmo sendo a relação entre o MAP e o MEP $\approx 0,79MAP$ e a relação entre MAP e o TQS $\approx 0,84MAP$. No caso dos valores dos esforços cortantes nas vigas observa-se que os valores obtidos pelo MAP são superiores aos obtidos pelos MEF e TQS, as relações são, $MEF \approx 0,79MAP$ e $TQS \approx 0,80MAP$.

A partir dos dados referentes as reações de apoio, dos três métodos, observamos que a maior diferença ocorreu entre o MEF e o TQS ($MEF \approx 1,15TQS$) e a menor entre o MAP e o TQS ($MAP \approx 1,04TQS$). Essa diferença maior em relação ao MEF ocorreu devido a forma de cálculo do peso próprio, apesar disso os valores obtidos tem a mesma ordem de grandeza.

Durante o desenvolvimento de todo o trabalho tivemos como objetivo analisar e comparar os valores dos esforços obtidos pelos três métodos. Como visto acima, os valores obtidos pelo MAP são conservadores em relação aos outros dois. Isso é devido ao fato de utilizar hipóteses simplificadoras de cálculo e os outros dois são métodos mais sofisticados com auxílio de processos computacionais.

Em todos os três métodos obtivemos valores com a mesma ordem de grandeza, cabendo ao engenheiro o bom senso na escolha do método que satisfaça ao projeto a ser analisado.

Podemos observar que nos dias atuais temos uma gama enorme de métodos computacionais que podemos utilizar, além dos dois apresentados aqui, cabendo ao engenheiro a verificação e validação de todos os valores obtidos para evitar surpresas desagradáveis devido às entradas de dados erradas e modelagem irreais. O engenheiro deve evitar confiar cegamente em todos os valores obtidos pelos programas sem as devidas verificações.

9. REFERÊNCIAS / BIBLIOGRAFIAS

- [1] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, 2003.
- [2] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento, 1973.
- [3] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – procedimento, 1980.
- [4] CUNHA, Albino Joaquim Pimenta da – Lajes em concreto armado e protendido, ed. UERJ, 1998.
- [5] DIAZ, E. – Tabelas de Dimensionamento de Seção Retangular pela NBR 6118, ago. 2002.
- [6] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 7480 – Barras e fios de aço destinados a armaduras para concreto armado – 1996.
- [7] LONGO, Henrique I. – Projeto de Estruturas de Edificações de Concreto Armado de acordo com a norma NBR 6118 (2003), apostila, nov. 2003.
- [8] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT) NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – procedimento, 1978.
- [9] FTOOL – Two – Dimensional Frame Analysis Tool, Educational Version 2.11; aug.2002. (<http://www.tecgraf.puc-rio.br/ftool>).
- [10] SAP 2000 – Static and Dynamic Finite Element Analysis of Structures, Advanced 11.0.0, Computers and Structures, Inc., 1995.
- [11] CAD/TQS, Versão 17.0.1, TQS Informática Ltda., 1986.