



ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA DE EDIFICAÇÃO COM VIGA DE TRANSIÇÃO

BRUNO VINHAES RABELO

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientador:

Henrique Innecco Longo

Rio de Janeiro

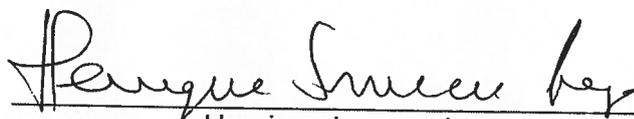
Outubro de 2012

ANÁLISE DE UMA ESTRUTURA DE EDIFICAÇÃO COM VIGA DE TRANSIÇÃO

Bruno Vinhaes Rabelo

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinada por:



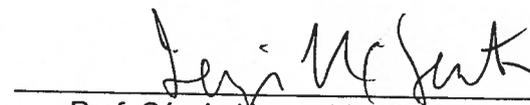
Henrique Innecco Longo

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



Flávia Moll de Souza Judice

Prof. Adjunto, D. Sc., EP/UFRJ



Prof. Sérgio Hampshire de Carvalho Santos

Prof. Associado, D. Sc., EP/UFRJ

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

OUTUBRO DE 2012

Rabelo, Bruno Vinhaes

Análise de uma Estrutura de Edificação com Viga de Transição/ Bruno Vinhaes Rabelo. – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2012.

X, 40 p.: il.; 29,7 cm.

Orientador: Henrique Innecco Longo.

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2012.

Referências Bibliográficas: 36.

1. Viga de Transição com Modelo Simplificado.
2. Viga de Transição com Modelo Tridimensional.
3. Detalhamento 4. Comparações. I. Longo, Henrique Innecco *et al.* II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Análise de uma Estrutura de Edificação com Viga de Transição.

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

Análise de uma Estrutura de Edificação com Viga de Transição

Bruno Vinhaes Rabelo

Outubro/2012

Orientador: Henrique Innecco Longo

Curso: Engenharia Civil

Este trabalho visa analisar uma viga de transição de uma edificação de 16 andares, sendo 15 pavimentos-tipo e 1 térreo, totalizando 49 m de altura.

A análise estrutural foi realizada por modelos simplificados – analisando cada pavimento isoladamente e analisando a viga de transição isoladamente – e pelo modelo tridimensional.

Considerando as diferentes seções transversais da viga de transição, escolhemos a que melhor se adequa à planta de arquitetura e aos cálculos do dimensionamento, de modo a gastar menos armadura e possibilitar uma melhor facilidade na execução da construção.

Então, com a obtenção dos resultados, foi feito o detalhamento das armaduras longitudinais e transversais da viga de transição pelo modelo tridimensional.

Foi constatado que as vigas de transição possuem grandes dimensões e exigem um maior pé-direito, a fim de compensar sua grande altura. Também foram comparados os resultados dos modelos - tridimensional e simplificado.

Palavras-chave: Viga de Transição, Modelo Simplificado, Modelo Tridimensional, Detalhamento, Comparações.

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

STRUCTURAL ANALYSIS OF A BUILDING WITH A TRANSITION BEAM

Bruno Vinhaes Rabelo

October/2012

Advisor: Henrique Inneco Longo

Course: Civil Engineering

This work aims to analyse a transition beam of a building of 16 floors, being 15 floor-type and one ground floor, totaling 49 m in height.

The structural analysis was performed by simplified models – analyzing each floor individually and analyzing the transition beam individually - and with a three-dimensional model.

Considering the different sections of the transition beam, we choose the best for the architecture plant and design calculations, for spend less steel and provide a better facility in the execution of construction.

Then, obtaining the results, we detail the longitudinal and transverse reinforcement of the transition beam by the three-dimensional model.

It was shown that the transition beams, are very large and require a greater floor-to-ceiling height, in order to compensate their greater height. The results of the models - three-dimensional and simplified have been compared.

Keywords: Transition Beam, Simplified Model, Three-Dimensional Model, Reinforcement Detail, Comparisons.

AGRADECIMENTOS

A Deus, pela vida e a possibilidade de ter estudado na UFRJ, essa fantástica instituição de ensino, com tantos maravilhosos mestres e colegas.

A meu Pai-Avô Sergio Augusto Macedo Vinhaes e Mãe-Avó Norma Labandera Vinhaes (*In memoriam*), por me darem as condições necessárias para ingressar e continuar meus estudos, mesmo com todas as adversidades.

A meu primo-irmão Gustavo por ter ajudado a traduzir o resumo.

A meu amigo-irmão Daniel pela ajuda nos detalhes do projeto.

Ao Professor Henrique Longo, meu orientador, pelos ensinamentos e colaboração neste trabalho.

À minha namorada Vivian, pela paciência, compreensão e apoio.

A todos os meus amigos, pelo apoio dado e pela importância que representam em minha vida.

Aos meus pais, por mostrar que nada na vida é fácil e que nossas escolhas sempre são refletidas no futuro.

SUMÁRIO:

1. INTRODUÇÃO	1
2. DESCRIÇÃO DO PROJETO	2
3. MODELO 1	9
4. MODELO 2 – CONSIDERANDO A VIGA DE TRANSIÇÃO ISOLADA	13
4.1. CÁLCULO DAS VIGAS V12 e V13 DO PAVIMENTO TIPO	13
4.2. CÁLCULO DA VIGA DE TRANSIÇÃO V8 DO PAVIMENTO TIPO	19
4.3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NORMAIS DE P33 E P34 SOBRE A VIGA DE TRANSIÇÃO DO TETO DO TÉRREO	23
4.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NA VIGA DE TRANSIÇÃO	24
5. MODELO TRIDIMENSIONAL	25
5.1. MODELAGEM ESTRUTURAL	25
5.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS	27
5.3. DIAGRAMAS DA VIGA DE TRANSIÇÃO (40 X 100)	28
5.4. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA SEÇÃO 40x100	30
6. CONCLUSÃO	36
7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	38
ANEXOS	39
1. DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS PELO DIAGRAMA DE MOMENTOS	39
2. DETALHAMENTO DA VIGA DE TRANSIÇÃO	41

1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho tem por objetivo o cálculo de uma viga de transição pela análise dos deslocamentos, momentos fletores e esforços cortantes e a comparação de um modelo tridimensional com modelos simplificados, ambos calculados no programa SAP2000 (2011).

O modelo tridimensional consiste na análise da estrutura como um todo, ou seja, do pavimento térreo, do pavimento que possui a viga de transição e dos quinze pavimentos-tipo.

O modelo simplificado foi desenvolvido em duas etapas. Na primeira, calcula-se cada pavimento-tipo e se obtém as reações nos apoios. Na segunda, calcula-se o pavimento em que se encontra a viga de transição, lançando-se as reações obtidas dos pavimentos-tipo como cargas concentradas.

Para melhor calcular o pavimento pelo modelo simplificado, as reações das lajes foram obtidas através de quinhões de cargas usando tabelas Excel e figuras em AutoCAD, como será visto na seção correspondente.

Definição de Viga de Transição:

É uma viga que recebe um ou mais pilares e transmite estas cargas para outros pilares. Na prática, é uma viga cada vez mais usada e deve ser evitada, quando possível, tendo em vista que é geralmente muito alta, causando problemas para o cálculo da estrutura e para o projeto de arquitetura.

A figura 1 mostra uma representação de viga de transição:

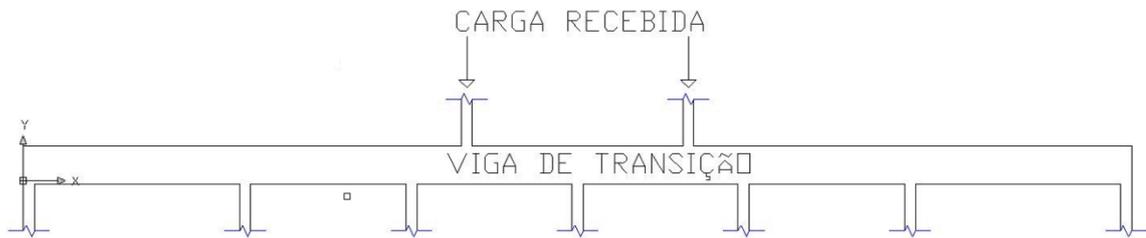


Figura 1 - Esquema estrutural de uma viga de transição.

2. DESCRIÇÃO DO PROJETO

O projeto analisado neste trabalho tem como dados iniciais os seguintes:

- *Dados do Projeto:*

Edificação com 16 andares (1 térreo e 15 pavimentos tipo) e 49 metros de altura (pé-direito do térreo de 4 metros e do pavimento-tipo de 3 metros).

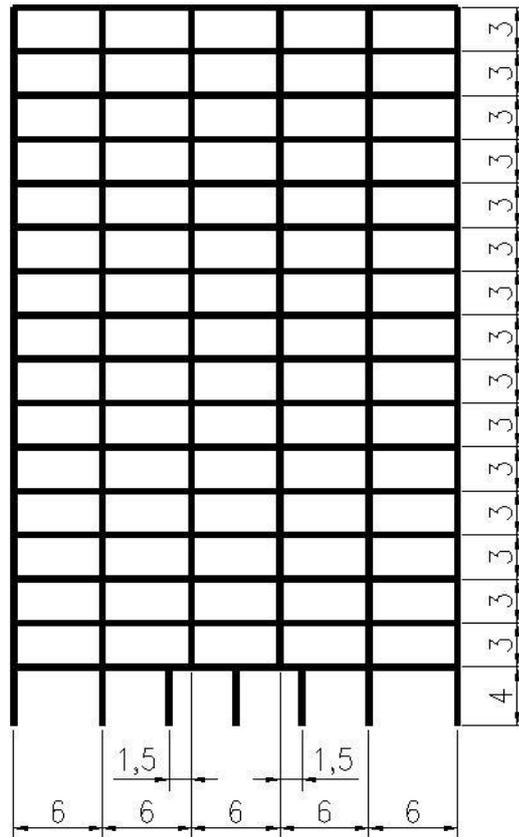


Figura 2 - Esquema Vertical da Edificação com a Viga de Transição.

- Materiais:

Concreto C40 ($f_{ck} = 40\text{MPa}$);

$$E_{c,sec} = 0,85 \times 5.600 \times 40^{1/2} = 30.104,883 \text{ MPa} = 30.104.883 \text{ kN/m}^2;$$

Peso por volume = 25 kN/m^3 ;

Aço CA-50;

$$E_s = 210.000 \text{ MPa} = 210.000.000 \text{ kN/m}^2.$$

- Elementos Estruturais:

Lajes → espessura = 15 cm;

Pilares → 30 x 60 cm;

Vigas → 12 x 60 cm;

Vigas de Transição → tabela 1.

- *Carregamentos nas Lajes:*

$$C1 \text{ (peso próprio)} = 0,15\text{m} \times 25\text{kN/m}^3 = 3,75\text{kN/m}^2$$

$$C2 \text{ (sobrecarga)} = 2,0\text{kN/m}^2$$

$$C3 \text{ (revestimento)} = 0,5\text{kN/m}^2$$

$$C4 \text{ (paredes)} = 1,0\text{kN/m}^2$$

$$\text{Total} = 7,25\text{kN/m}^2$$

- *Malha de Elementos Finitos da Laje:*

A malha de elementos finitos da laje, tanto para o modelo tridimensional, como para o modelo simplificado inicial, foi feita com elementos finitos de 50cm x 50cm.

- *Combinação de Carregamentos para Cálculo dos Esforços:*

Para o cálculo dos momentos fletores e esforços cortantes foi adotada a seguinte combinação de carregamentos:

$$\text{COMB1} = C1(\text{peso próprio}) + C2(\text{sobrecarga}) + C3(\text{revestimento}) + C4(\text{paredes})$$

A figura 3 mostra os dados de entrada do programa SAP2000 (2011) para esta combinação de carregamentos.

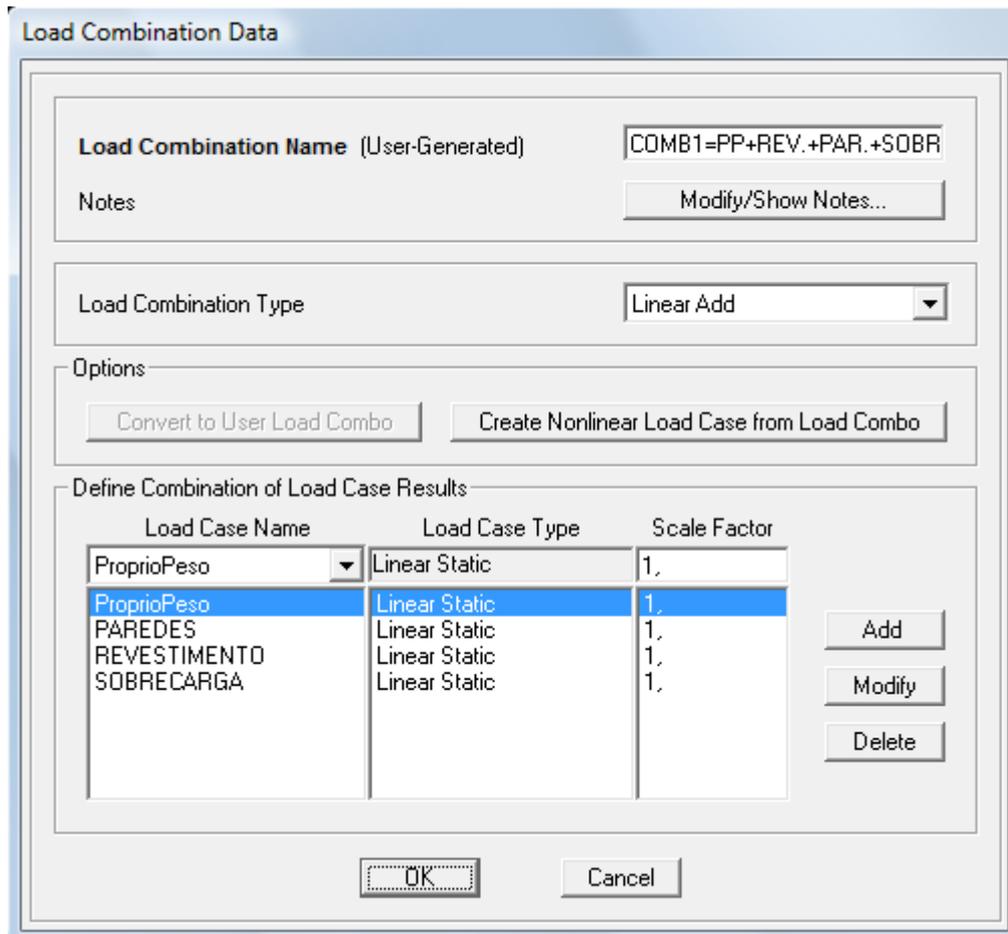


Figura 3 - Entrada de dados no SAP2000 (2011) para a combinação usada para o cálculo dos esforços.

Para o cálculo das armaduras longitudinais e transversais, nas diferentes seções propostas para a viga de transição (VT), foi necessário calcular o momento e cortante de projeto (M_d e V_d , respectivamente), obtidos ao se considerar o fator de majoração de cargas igual a 1,4; conforme a norma NBR 6118(2007).

- Combinação de Carregamentos para Cálculo das Flechas:

Para o cálculo das flechas foi utilizada a seguinte combinação quase permanente:

$$\text{COMB2} = \text{C1}(\text{peso próprio}) + 0,4 \text{ C2}(\text{sobrecarga}) + \text{C3}(\text{revestimento}) + \text{C4}(\text{paredes})$$

O valor do coeficiente de 0,4 na combinação quase permanente considera que a edificação destina-se a salas comerciais com elevada concentração de pessoas.

A figura 4 mostra os dados de entrada para esta combinação pelo programa SAP2000 (2011).

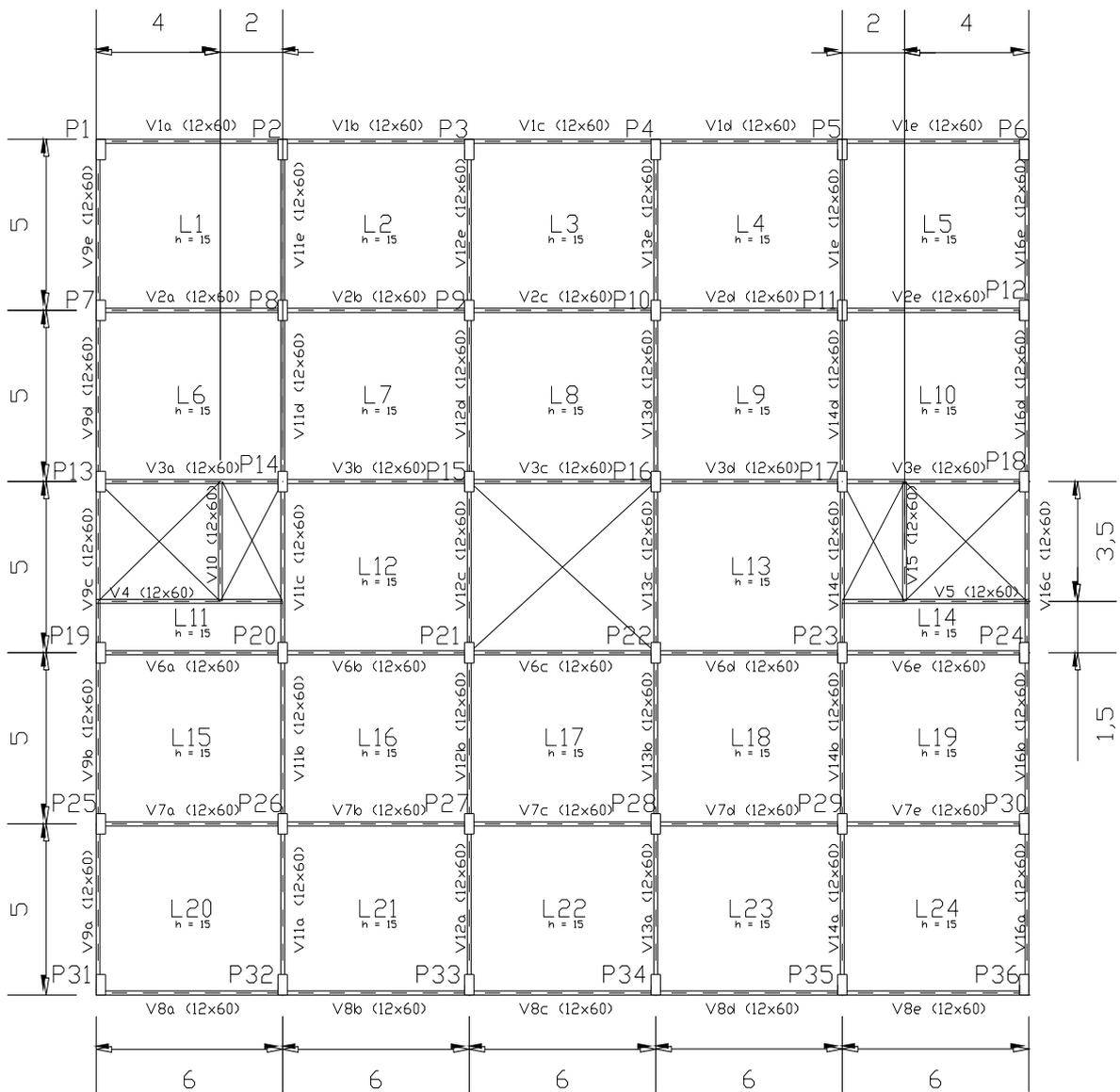
The screenshot shows the 'Load Combination Data' dialog box. The 'Load Combination Name' is 'CF (PARA VERF FLECHA)'. The 'Load Combination Type' is 'Linear Add'. The 'Options' section includes 'Convert to User Load Combo' and 'Create Nonlinear Load Case from Load Combo'. The 'Define Combination of Load Case Results' section contains a table with the following data:

Load Case Name	Load Case Type	Scale Factor
ProprioPeso	Linear Static	1,
ProprioPeso	Linear Static	1,
REVESTIMENTO	Linear Static	1,
PAREDES	Linear Static	1,
SOBRECARGA	Linear Static	0,4

Figura 4 - Entrada de dados no SAP2000 (2011) para a combinação considerada.

- *Plantas de Forma dos Pavimentos:*

Nas figuras 5 e 6 são mostradas as plantas do pavimento tipo e do teto do térreo, onde se encontra a viga de transição V8.



Planta estrutural do pavimento tipo.

Figura 5 - Planta das formas do pavimento tipo.

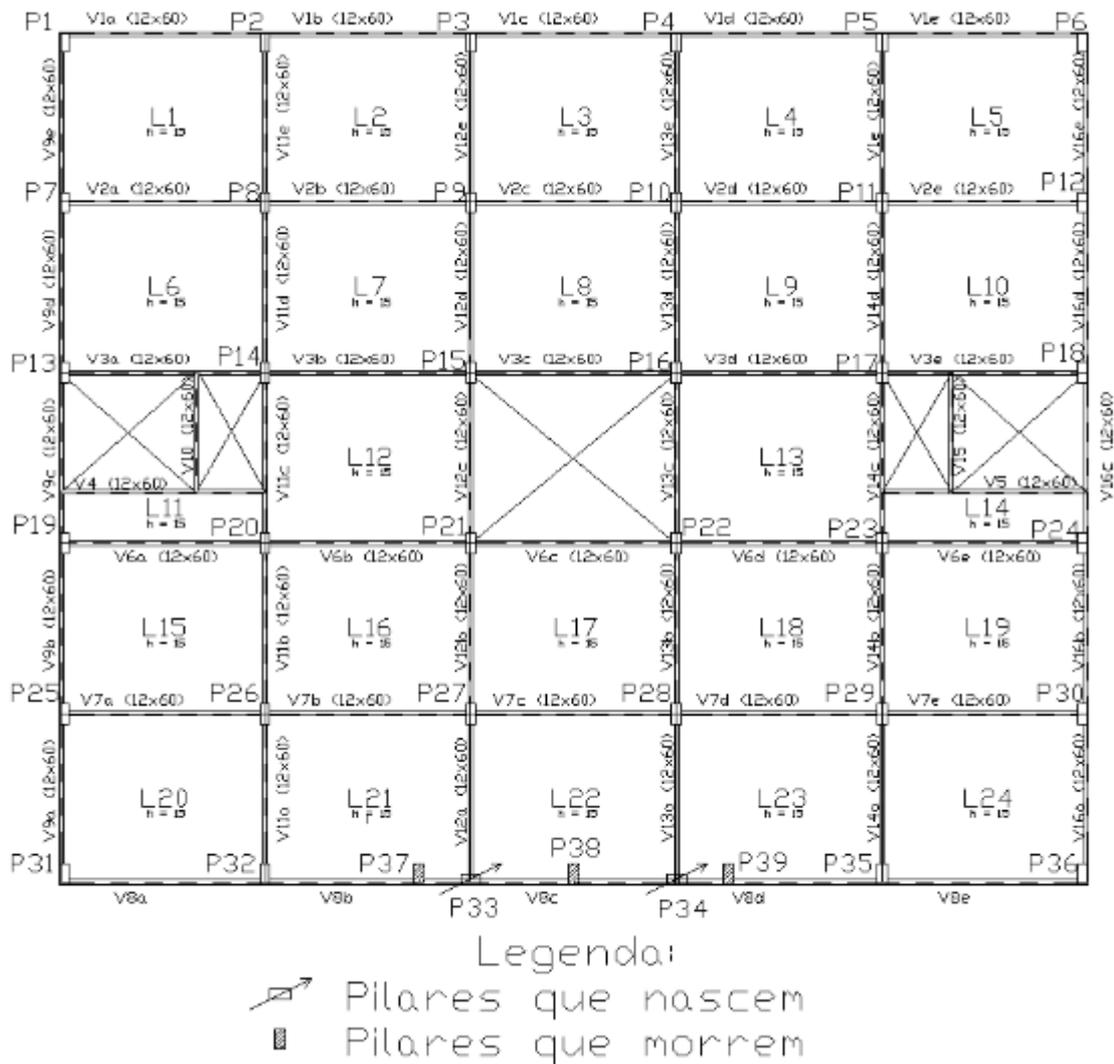


Figura 6 - Planta da forma do teto do térreo.

A posição da seção transversal dos pilares P33 e P34 foi girada em 90 graus, pois na posição original a laje do teto do térreo não suportaria as cargas concentradas. Então, as dimensões, que originalmente eram 30 cm x 60 cm, passam a ser 60 cm x 30 cm, transferindo de forma mais eficaz as cargas concentradas ao longo do comprimento da seção do pilar para a viga.

3. MODELO 1 – Considerando os Pavimentos Isolados:

Neste modelo, cada pavimento é analisado isoladamente, sendo que as lajes foram modeladas com elementos finitos 50cm x 50cm e as vigas com elementos lineares. A figura 7 mostra a modelagem do pavimento tipo feita pelo programa SAP2000 (2011).

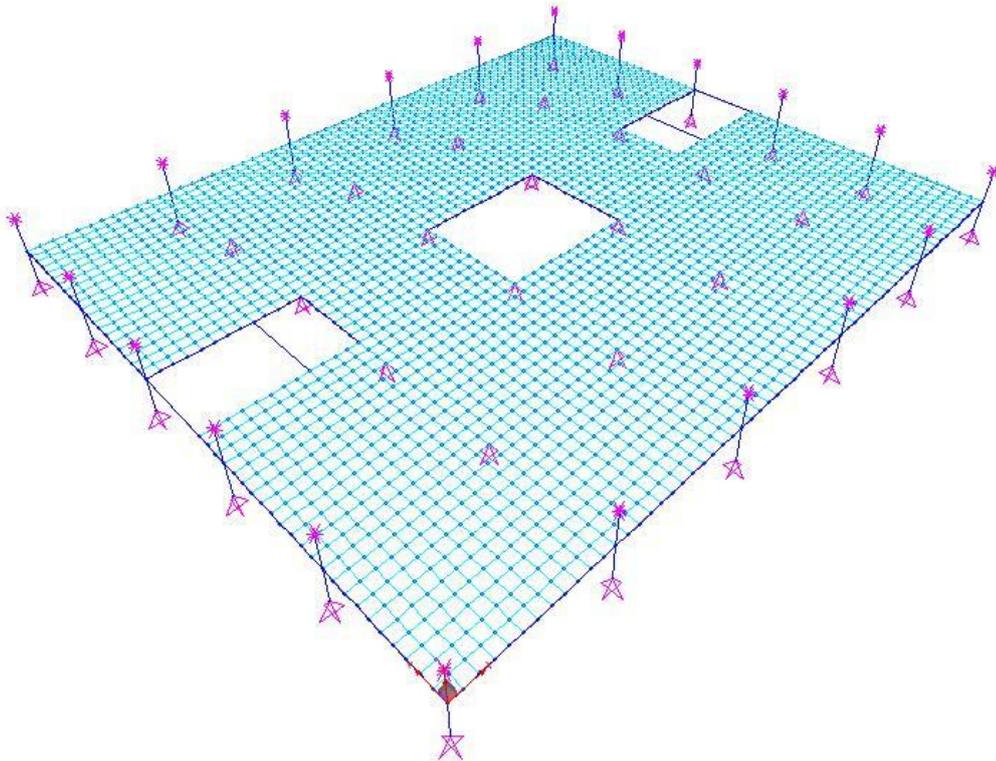


Figura 7 – Modelagem do Pavimento Tipo.

A modelagem do teto do térreo foi feita da mesma maneira, sendo que as cargas dos pilares P33 e P34 foram aplicadas na viga de transição V8, conforme a figura 8.

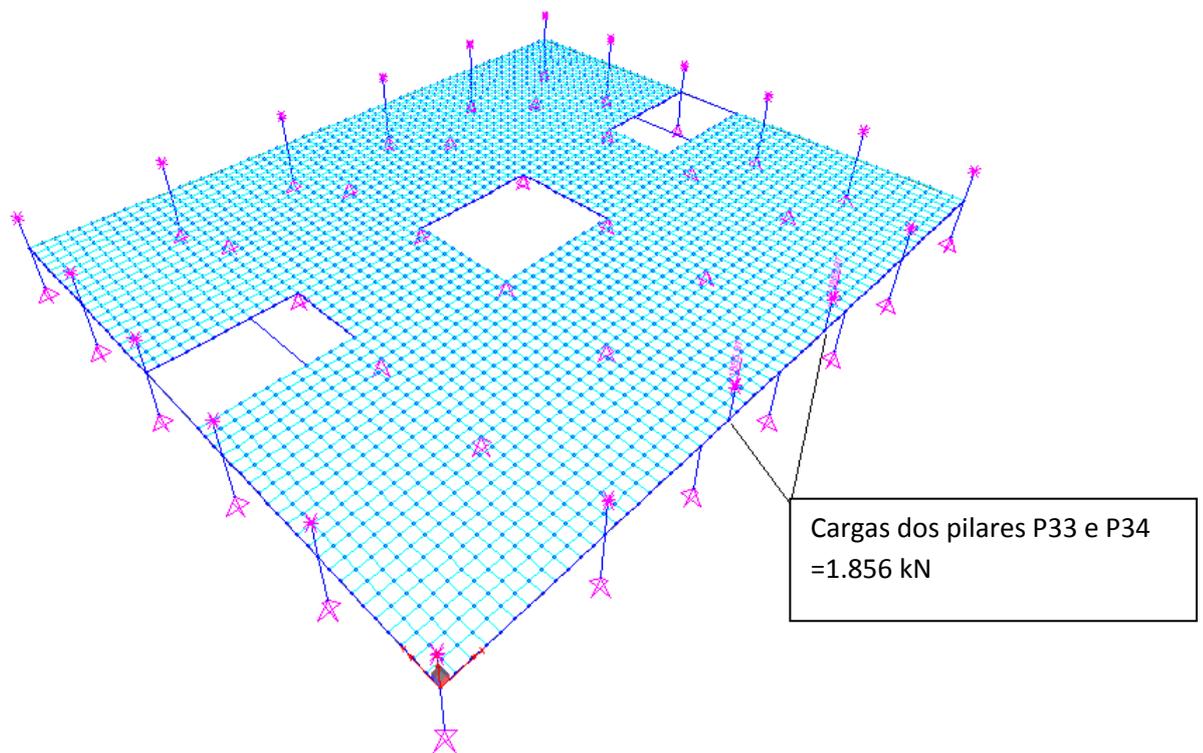
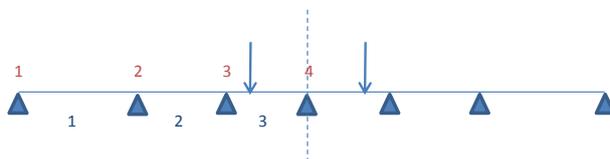


Figura 8 - Modelagem do teto do térreo.

A partir desta análise foram obtidos os valores dos esforços cortantes, momentos fletores e flechas para diferentes seções transversais da viga de transição (20x80, 20x100, 20x120, 40x80, 40x100, 40x120, 60x80, 60x100 e 60x120), conforme mostrado na tabela 1.

Tabela 1 - Esforços e Flechas do modelo 1.

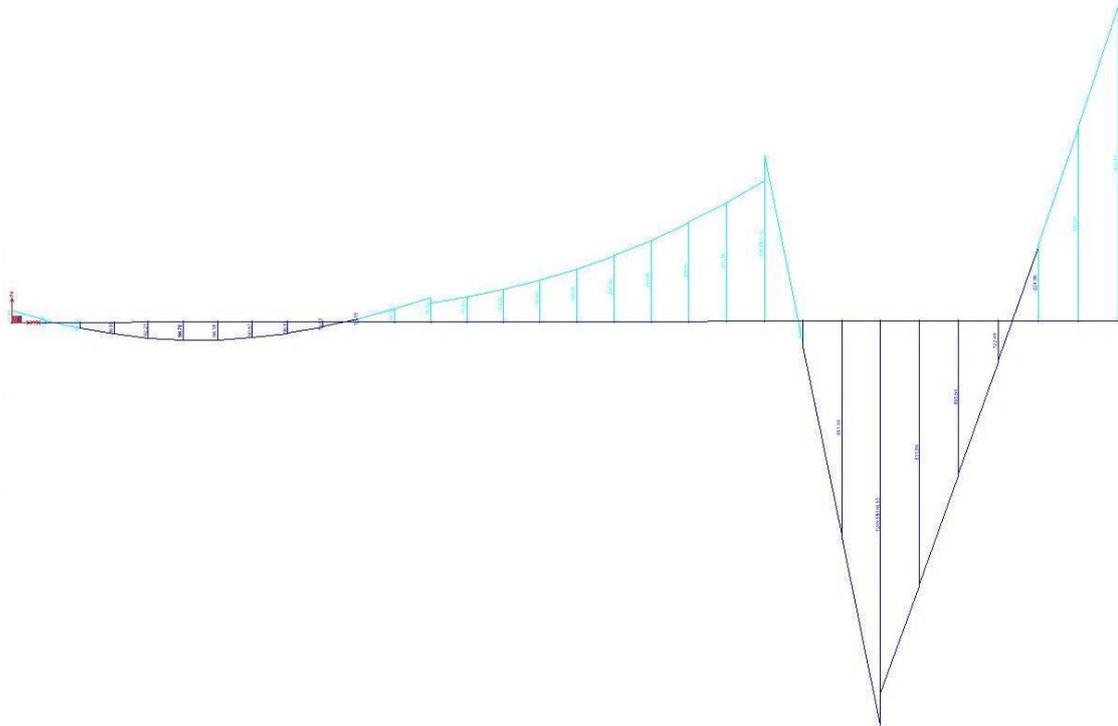
Seção da viga de transição (cm x cm)	$M_{m\acute{a}x}(+)$ vãos 3 e 4 (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}(-)$ apoio 4 (kN.m)	$M_{m\acute{a}x}(-)$ apoios 3 e 5 (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ apoio 4 (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ apoios 3 e 5 (kN)	Torsor (kN.m)	$f_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_{II\ m\acute{a}x}$ (cm)
20 x 80	1.159	817	632	590	1.172	24	0,62	1,04
20 x 100	1.198	893	571	654	1.163	20	0,44	0,74
20 x 120	1.234	929	520	694	1.157	17	0,34	0,57
40 x 80	1.201	904	581	675	1.184	36	0,40	0,67
40 x 100	1.246	950	516	723	1.175	28	0,30	0,50
40 x 120	1.294	957	457	753	1.171	29	0,25	0,42
60 x 80	1.229	945	549	717	1.190	36	0,32	0,54
60 x 100	1.284	970	478	760	1.183	34	0,25	0,42
60 x 120	1.346	953	412	785	1.183	36	0,21	0,35



Vale destacar que o esforço normal nos pilares P33 E P34 tem o valor constante de 1.856kN. Cálculo obtido pela reação de apoio, no programa SAP2000, do pavimento-tipo multiplicado por 15 (número de pavimentos-tipo).

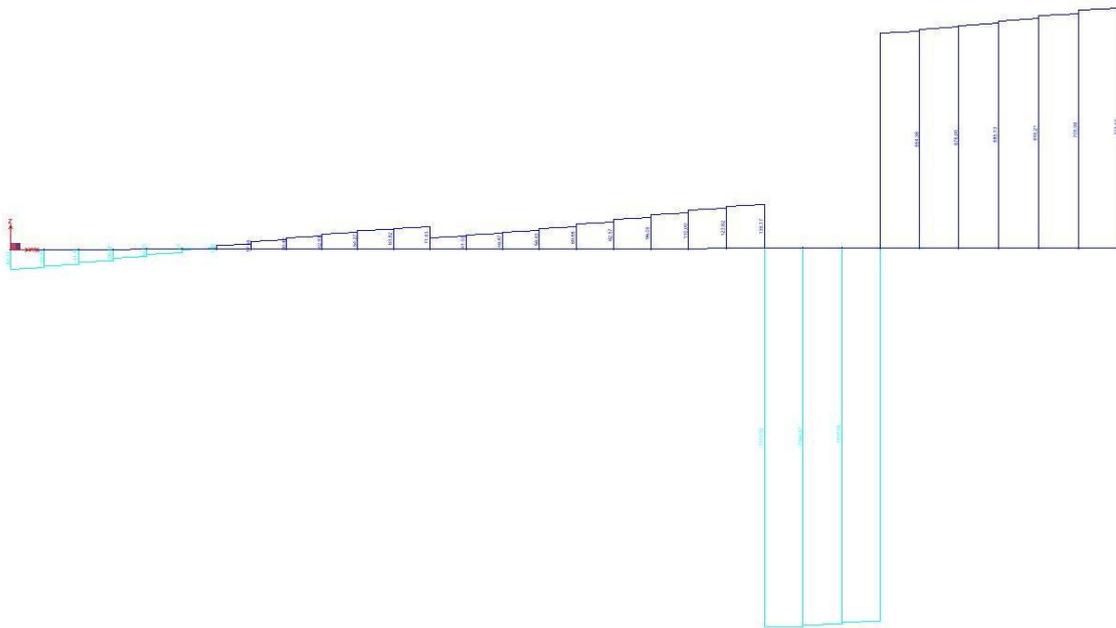
As figuras 9 a 11 mostram os diagramas para a viga de transição com a dimensão mais satisfatória (seção 40x100), escolhida entre as diversas seções analisadas.

Esta seção 40x100 foi a escolhida, pois apresenta armadura longitudinal simples e passa na verificação da compressão diagonal do concreto, segundo o modelo de cálculo I da NBR6118/2003.



$$M_{\text{máx}} = 1246 \text{ kN.m}$$

Figura 9 - Diagrama de Momentos Fletores do Modelo 1 (VT40 x 100).



$$V_{\text{máx}} = 1175 \text{ kN}$$

Figura 10 - Diagrama de Esforços Cortantes do Modelo 1 (VT 40 x 100).

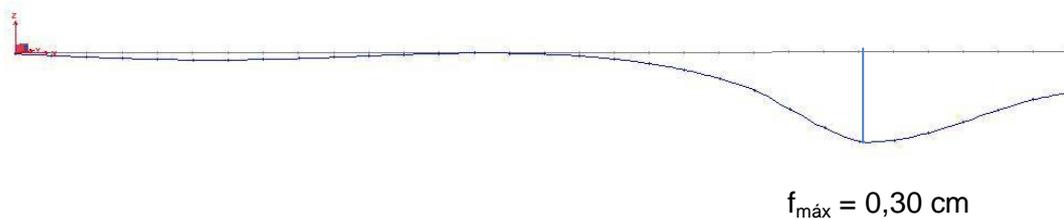


Figura 11 – Deformada pelo Modelo 1 (VT40 x 100).

Flecha obtida considerando I_{bruto} .

Para melhor retratar a situação real da viga, calcula-se a flecha para a seção fissurada no estágio II.

- *Flecha para a Seção Fissurada no Estádio II:*

Cálculo do momento de inércia da seção fissurada no estágio II:

$$I_{II} = b x^3/3 + \alpha_e A_s (d-x)^2.$$

onde:

b – largura da seção;

x – posição da linha neutra;

$$\alpha_e = E_s/E_{c,\text{sec}} = 6,98;$$

A_s – área da armadura;

d – altura útil da viga;

$$I_{II} = 1,28 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

Cálculo do momento de inércia equivalente:

$$I_{\text{eq}} = (M_R / M_a)^3 I_c + [1 - (M_R / M_a)^3] I_{II}.$$

onde:

M_R – momento de fissuração da viga;

M_a – momento fletor na seção crítica;

I_c – momento de inércia da seção bruta de concreto;

I_{II} – momento de inércia da seção fissurada de concreto no estágio II;

$$I_{\text{eq}} = 1,99 \times 10^{-2} \text{ m}^4.$$

$$f_{II} = f_c \times I_c / I_{\text{eq}} = 0,30 \times 1,673 = 0,50 \text{ cm}.$$

4. MODELO 2 – Considerando a Viga de Transição Isolada:

Neste modelo, a viga de transição é calculada isoladamente, sendo que as reações das lajes são obtidas pelos quinhões de cargas.

4.1. CÁLCULO DAS VIGAS V12 e V13 DO PAVIMENTO TIPO:

Para a utilização do método dos Quinhões de Cargas, temos que obter a reação das lajes que se apoiarão na viga de transição V8, como também as reações de apoio nas extremidades das vigas V12 e V13, as quais se apóiam na viga de transição V8.

As cargas distribuídas nas lajes L2, L3, L7, L8, L12, L16, L17, L21 e L22 que contribuem para a viga V12 e as cargas nas lajes L3, L4, L8, L9, L13, L17, L18, L22 e L23 são necessárias para aplicar o método, como também o cálculo dos momentos de solidariedade, que retratam a relação viga-pilar.

Com o objetivo de melhor visualizar esse procedimento, a figura 12 mostra a obtenção das cargas no trecho da viga V12e.

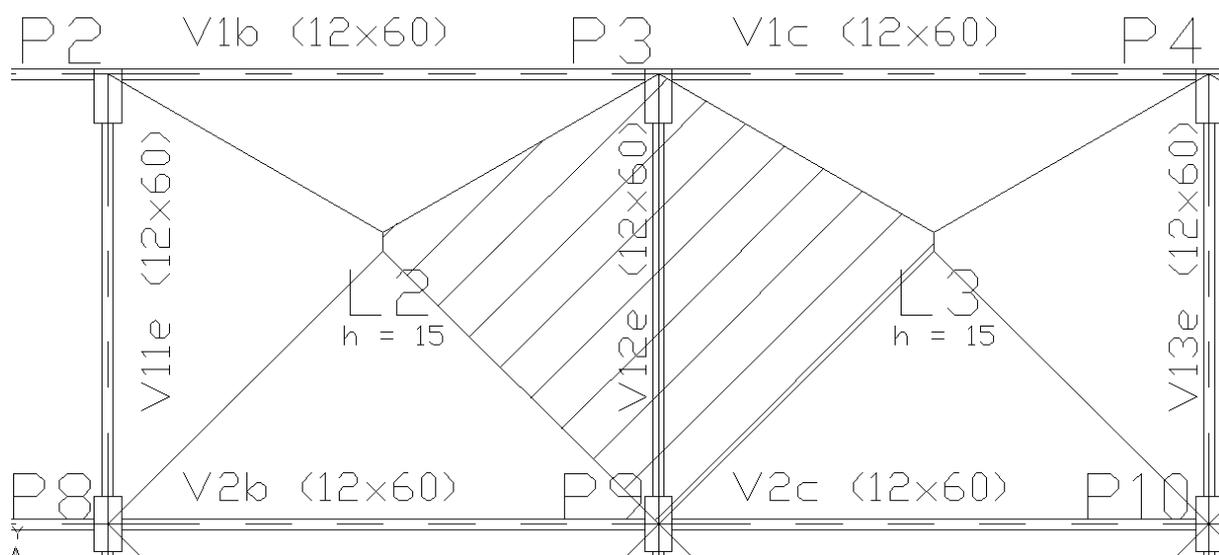


Figura 12 - Contribuição das Lajes L2 e L3 para a carga linear no trecho de viga V12e.

A parte hachurada é a área de contribuição que vai para a viga V12e.

Temos assim pela seguinte fórmula a reação da laje na viga:

- *Contribuição das cargas das lajes L2 e L3 para o trecho de viga V12e:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 2 \times 7,815 \times 7,25 / 5,0 = 22,66 \text{ kN/m}$$

$$A = (0,21 + 5,0) \times 3 / 2 = 7,815 \text{ m}^2.$$

Multiplicamos essa área por dois, pois a contribuição das cargas das lajes L2 e L3 é a mesma.

- *Contribuição das cargas das lajes L7 e L8 para o trecho de viga V12:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 2 \times 6,25 \times 7,25 / 5,0 = 18,12 \text{ kN/m}$$

$$A = 2,5 \times 5,0 / 2 = 6,25 \text{ m}^2.$$

Multiplicamos essa área por dois, pois a contribuição das cargas das lajes L7 e L8 é a mesma.

- *Contribuição das cargas da laje L12 para o trecho de viga V12c:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 3,6 \times 7,25 / 5,0 = 5,22 \text{ kN/m}$$

$$A = 1,44 \times 5,0 / 2 = 3,6 \text{ m}^2.$$

Essa área não é multiplicada por dois, pois somente há a contribuição das cargas da laje L12 e o outro lado é vazio.

- *Contribuição das cargas das lajes L16 e L17 para o trecho de viga V12b:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 2 \times 6,25 \times 7,25 / 5,0 = 18,12 \text{ kN/m}$$

$$A = 2,5 \times 5,0 / 2 = 6,25 \text{ m}^2.$$

Multiplicamos essa área por dois, pois a contribuição das cargas das lajes L16 e L17 é a mesma.

- *Contribuição das cargas das lajes L21 e L22 para o trecho de viga V12a:*

$$q_v = \frac{A \cdot q_{laje}}{L_{viga}} = 2 \times 7,815 \times 7,25 / 5,0 = 22,66 \text{ kN/m}$$

$$A = (0,21 + 5,0) \times 3 / 2 = 7,815 \text{ m}^2.$$

Multiplicamos essa área por dois pois a contribuição das cargas das lajes L21 e L22 é a mesma.

Onde:

q_v representa a carga linear na viga decorrente das lajes a ela adjacentes;

q_{laje} – peso próprio + revestimento + paredes + sobrecarga;

L_{viga} – comprimento dos trechos de viga V12e a V12a.

O peso próprio da viga também deve ser considerado da seguinte maneira:

$$PP_{viga} = b \times h \times \gamma_{\text{concreto armado}} = 0,12\text{m} \times 0,60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^2 = 1,8 \text{ kN/m}.$$

A partir dos valores acima e utilizando o programa FTOOL (2002), temos os valores para as reações de apoio da viga V12, conforme figura 13.



Figura 13 - Reações de apoio da viga V12 sem momento de solidariedade.

Com o intuito de deixar o modelo simplificado o mais próximo possível da realidade, calculamos os momentos de solidariedade com o pilar nos extremos da viga. Assim, deve ser considerado nos apoios extremos um momento fletor igual ao momento de engastamento perfeito multiplicado pelos coeficientes estabelecidos nas relações seguintes:

$$M_{VIG} = M_{ENG} \frac{r_{INF} + r_{SUP}}{r_{VIG} + r_{INF} + r_{SUP}}$$

M_{ENG} – momento de engastamento perfeito na viga;

r_{INF} – $I_{INF} / (L_{INF}/2)$ rigidez do tramo inferior do pilar;

I_{INF} – inércia do tramo inferior do pilar;

L_{INF} – vão do tramo inferior do pilar;

r_{SUP} – $I_{SUP} / (L_{SUP}/2)$ rigidez do tramo superior do pilar;

I_{SUP} – inércia do tramo superior do pilar;

L_{SUP} – vão do tramo superior do pilar;

r_{VIG} – I_{VIG} / L_{VIG} - rigidez da viga;

I_{VIG} – inércia da viga;

L_{VIG} – vão da viga.

A rigidez do elemento no nó considerado é avaliada conforme indicado nas figuras 14 e 15:

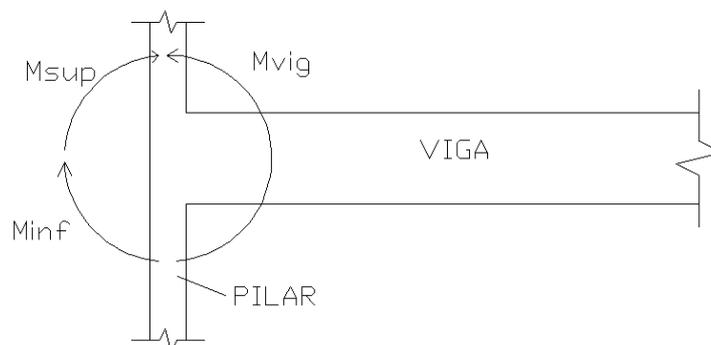


Figura 14 - Momento de solidariedade em apoios extremos de uma viga.

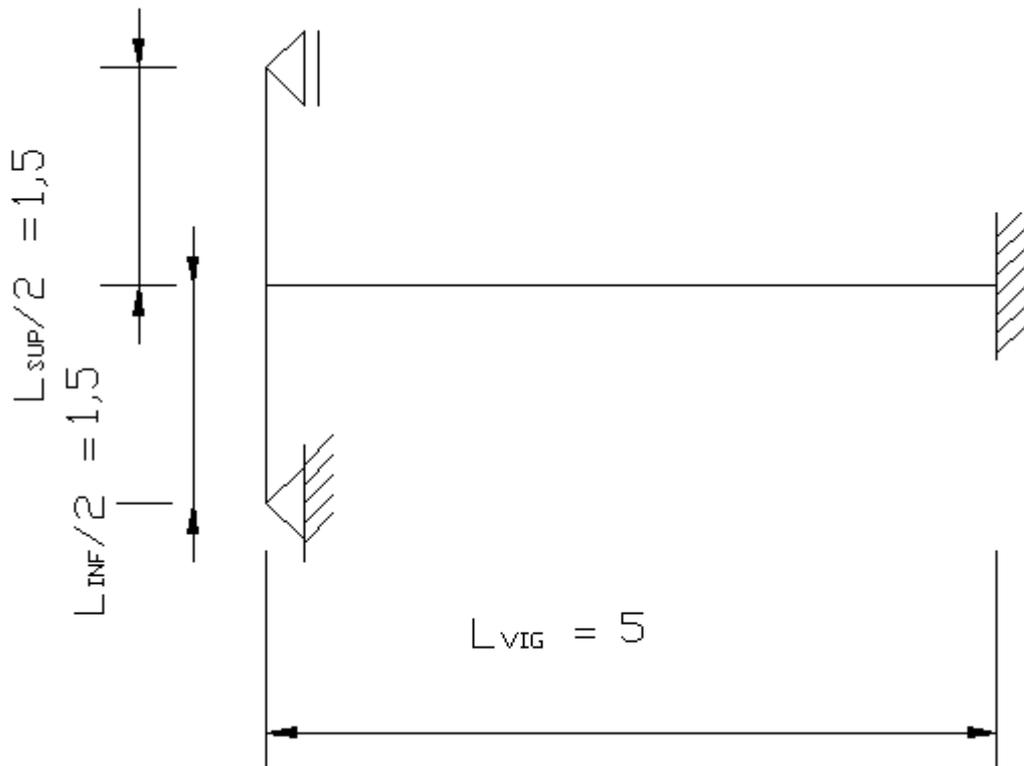


Figura 15 - Esquema estrutural do trecho da viga V12 com os pilares e os respectivos vãos.

A equação para o cálculo do momento de solidariedade é interessante, pois dá uma noção do grau de engastamento da viga no pilar extremo, e no nosso caso temos o seguinte valor:

$$M_{\text{ENG}} = \frac{q \times l^2}{12} = 50,96 \text{ kNm}$$

$$r_{\text{INF}} = \frac{30 \times 60^3 / 12}{150} = 3,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$r_{\text{SUP}} = 3,6 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$r_{\text{VIG}} = 4,32 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$(r_{\text{INF}} + r_{\text{SUP}}) / (r_{\text{VIG}} + r_{\text{INF}} + r_{\text{SUP}}) = 0,943$$

Assim, o momento de solidariedade na viga é o seguinte:

$$M_{\text{VIG}} = 48,1 \text{ kNm.}$$

Com o momento de solidariedade calculado, temos todas as cargas atuantes na viga V12, que possui a viga V13 como sua simétrica. A figura 16 mostra o esquema com a distribuição das cargas sobre a referida viga V12 do pavimento tipo.

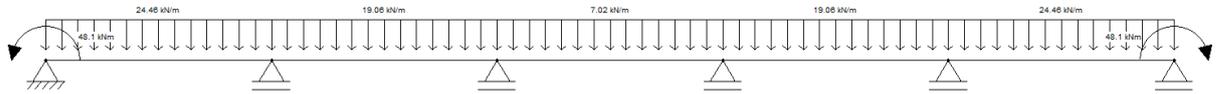


Figura 16 - Esquema estrutural da viga V12 do pavimento tipo.

Através dos cálculos no programa FTOOL (2002), obtemos o valor das reações de apoio que irá incidir na viga de transição (figura 17). Esse valor será multiplicado por 15, o número de pavimentos sobre o térreo.



Figura 17 - Reação de apoio da viga V12 com o momento de solidariedade.

4.2. CÁLCULO DA VIGA V8 DO PAVIMENTO TIPO:

Como a viga V8 se encontra na extremidade inferior da planta da edificação, temos contribuição somente de uma parte das lajes L20, L21, L22, L23 e L24, além do peso próprio da viga (figura 18).

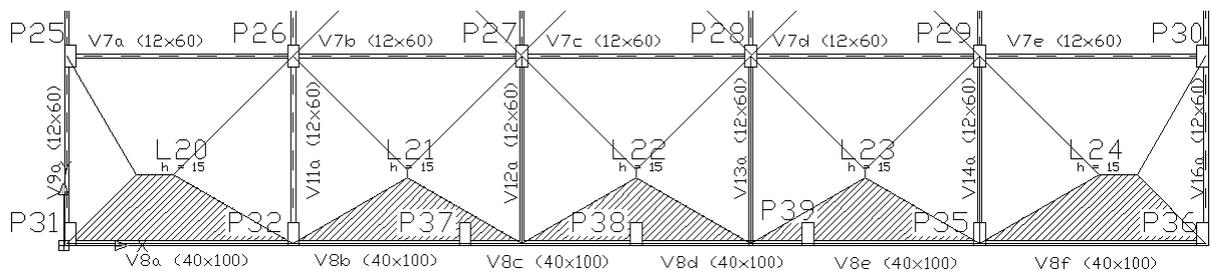


Figura 18 - Reação das lajes na viga de transição V8.

As partes hachuradas são as áreas de contribuição que vão para a viga V8.
Temos seu valor calculado pela seguinte fórmula:

- *Contribuição das cargas da laje L20 para o trecho de viga V8a:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 6,335 \times 7,25 / 6,0 = 7,65 \text{ kN/m}$$

$$A = (1 + 6) \times 1,81 / 2 = 6,335 \text{ m}^2.$$

- *Contribuição das cargas da laje L21 para o trecho de viga V8b:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 5,19 \times 7,25 / 6,0 = 6,27 \text{ kN/m}$$

$$A = 1,73 \times 6 / 2 = 5,19 \text{ m}^2.$$

- *Contribuição das cargas da laje L22 para o trecho de viga V8c:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 5,19 \times 7,25 / 6,0 = 6,27 \text{ kN/m}$$

$$A = 1,73 \times 6,0 / 2 = 5,19 \text{ m}^2.$$

- *Contribuição das cargas da laje L23 para o trecho de viga V8d:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 5,19 \times 7,25 / 6,0 = 6,27 \text{ kN/m}$$

$$A = 1,73 \times 6,0 / 2 = 5,19 \text{ m}^2.$$

- *Contribuição das cargas da laje L24 para o trecho de viga de transição V8e:*

$$q_v = \frac{A * q_{laje}}{L_{viga}} = 6,335 \times 7,25 / = 7,65 \text{ kN/m}$$

$$A = (1 + 6) \times 1,81 / 2 = 6,335 \text{ m}^2.$$

Onde:

q_v representa a carga linear na viga decorrente das lajes a ela adjacentes;

q_{laje} – peso próprio + revestimento + paredes + sobrecarga;

L_{viga} – comprimento dos trechos da viga de transição V8.

O peso próprio da viga também deve ser considerado da seguinte maneira:

$$PP_{viga} = b \times h \times \gamma_{\text{concreto armado}} = 0,12\text{m} \times 0,60\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 1.8 \text{ kN/m}.$$

A partir dos valores acima e utilizando o programa FTOOL (2002), temos os valores para as reações de apoio da viga V8, conforme figura 19.



Figura 19 - Reações de apoio da viga V8 sem momento de solidariedade.

A seguir, calculamos os momentos de solidariedade da viga V8.

$$M_{VIG} = M_{ENG} \frac{r_{INF} + r_{SUP}}{r_{VIG} + r_{INF} + r_{SUP}}$$

$$M_{ENG} = \frac{q l^2}{12} = 53,0 \text{ kNm}$$

$$r_{INF} = \frac{60 \cdot 30^3 / 12}{150} = 9,0 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$r_{SUP} = 9,0 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$r_{VIG} = 3,6 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$(r_{INF} + r_{SUP}) / (r_{vig} + r_{INF} + r_{SUP}) = 0,857$$

Assim, o momento de solidariedade na viga V8 é o seguinte:

$$M_{vig} = 45,4 \text{ kNm}.$$

A seguir temos uma figura que representa o esquema estrutural da viga V8. O que se modifica em relação a V12 é a largura do trecho da viga considerado que nesse caso tem $L_{vig} = 6$ metros.

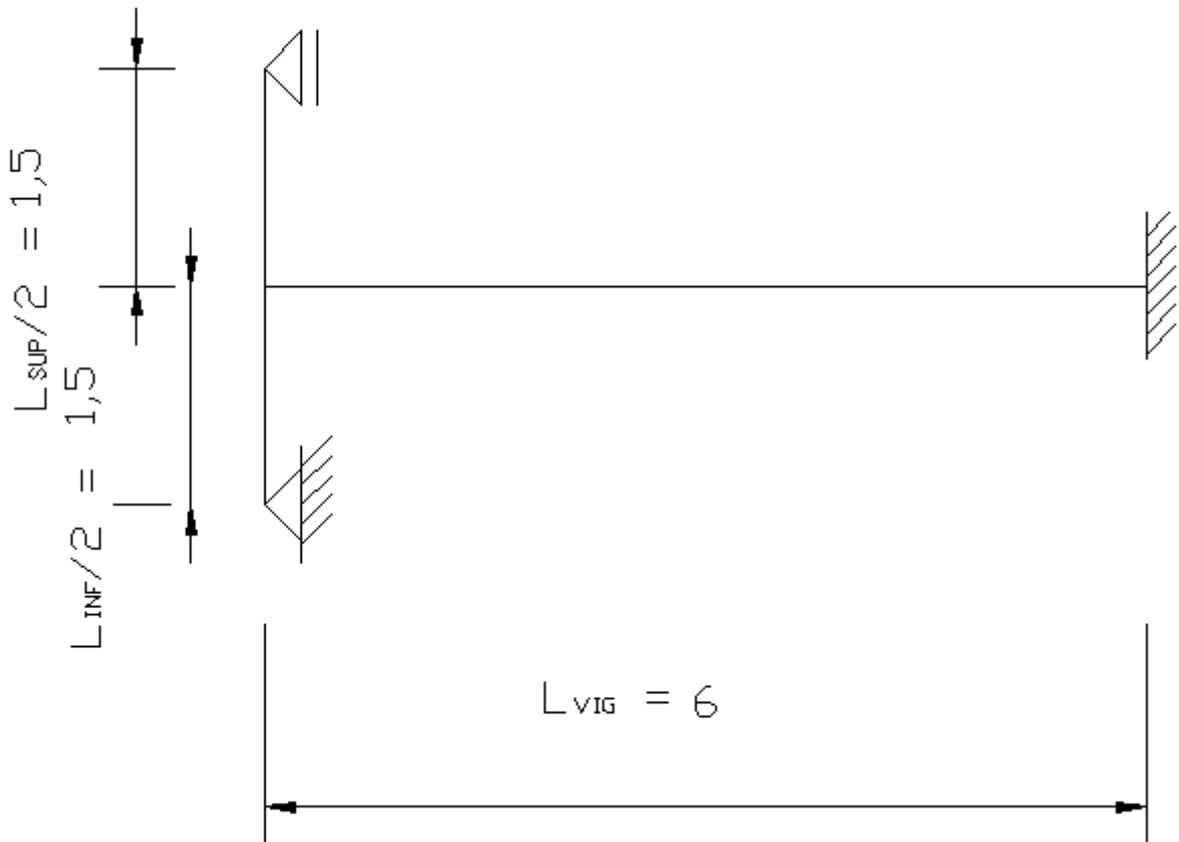


Figura 20 - Esquema estrutural do trecho da viga V8 com os pilares e os respectivos vãos.

Com o momento de solidariedade calculado, temos todas as cargas atuantes na viga V8. A figura 21 mostra-nos o esquema estrutural, com a distribuição das cargas sobre a referida viga, obtida do programa FTOOL (2002).

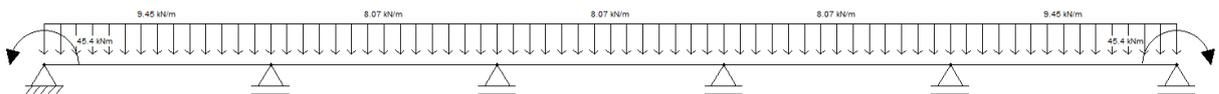


Figura 21 - Esquema estrutural da viga V8 do pavimento tipo.

Através dos cálculos no programa FTOOL (2002), obtemos o valor das reações de apoio que irá incidir na viga de transição V8 (figura 22). Esse valor será multiplicado por 15, o número de pavimentos sobre o térreo.



Figura 22 - Reação de apoio da viga V8 com o momento de solidariedade.

4.3. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NORMAIS DE P33 E P34 SOBRE A VIGA DE TRANSIÇÃO DO TETO DO TÉRREO:

O peso próprio da viga de transição V8 deve ser considerado da seguinte maneira:

$$PP_{\text{viga}} = b \times h \times \gamma_{\text{concreto armado}} = 0,40\text{m} \times 1,00\text{m} \times 25 \text{ kN/m}^3 = 10,0 \text{ kN/m}.$$

$$N = (R_{V12} + R_{V8}) \times 15 + PP_{\text{pilar}}$$

$$N = (60,7 + 48,9) \times 15 + 0,30 \times 0,60 \times 25 \times 3\text{m} \times 15$$

$$N = 1644 + 202,5 = 1846,5 \text{ kN}$$

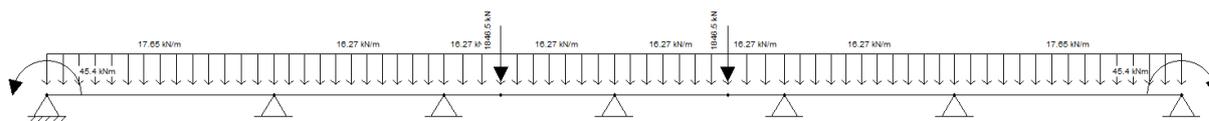


Figura 23 - Cargas distribuídas, cargas concentradas e momentos de solidariedade atuantes na viga de transição V8 do teto do térreo.

Devemos ressaltar que as cargas concentradas, cujos valores são 1809 kN, foram obtidas pelo cálculo das reações de apoio das vigas V12 e V13, ambos os valores multiplicados por 15, que representa o número de pavimentos acima do teto do térreo e pelas reações dos apoios dos pilares que morrem no teto do térreo P33 e P34 também multiplicados por 15, e do peso próprio dos pilares citados.

4.4. CÁLCULO DOS ESFORÇOS NA VIGA DE TRANSIÇÃO:

A seguir, temos os Diagramas de Momentos Fletores, Esforços Cortantes e Flecha, obtidos com o programa FTOOL (2002) nas figuras 24 a 26.

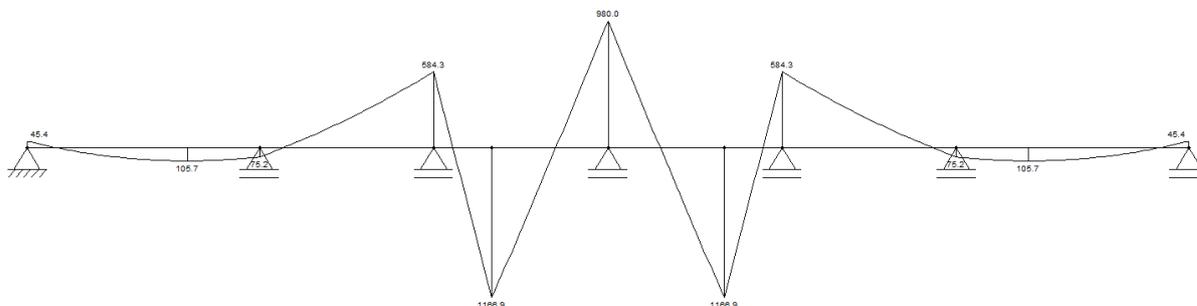


Figura 24 - Diagrama de Momentos Fletores do Modelo 2 (VT40 x 100).

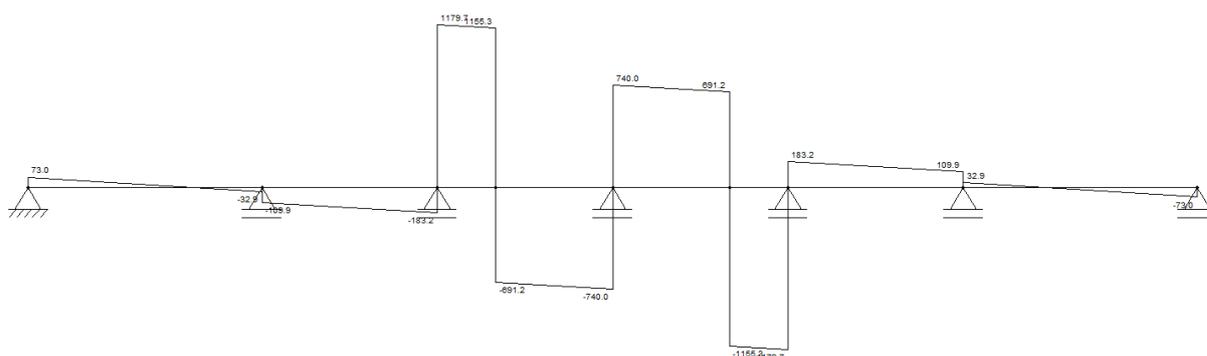
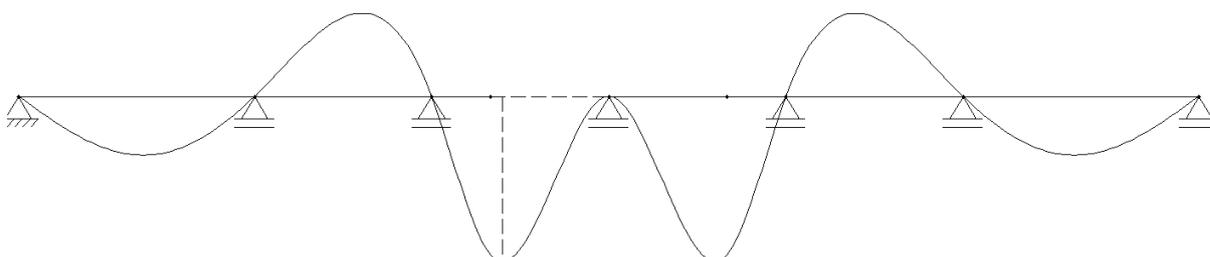


Figura 25 - Diagrama de Esforços Cortantes do Modelo 2 (VT 40 x 100).



Flecha máxima = 0,20 cm.

Figura 26 – Deformada pelo Modelo 2 (VT40 x 100).

- Flecha para a Seção Fissurada no Estádio II:

$$f_{II} = f_c \times l_c / l_{eq} = 0,20 \times 1,673 = 0,33 \text{ cm.}$$

5. MODELO TRIDIMENSIONAL – MODELO 3:

5.1. MODELAGEM ESTRUTURAL:

Com o uso do programa SAP2000 (2011) foi feita a modelagem da estrutura conforme mostrado nas figuras 27 e 28. As vigas e pilares são elementos reticulares e as lajes são elementos finitos de dimensões 50 cm x 50 cm.

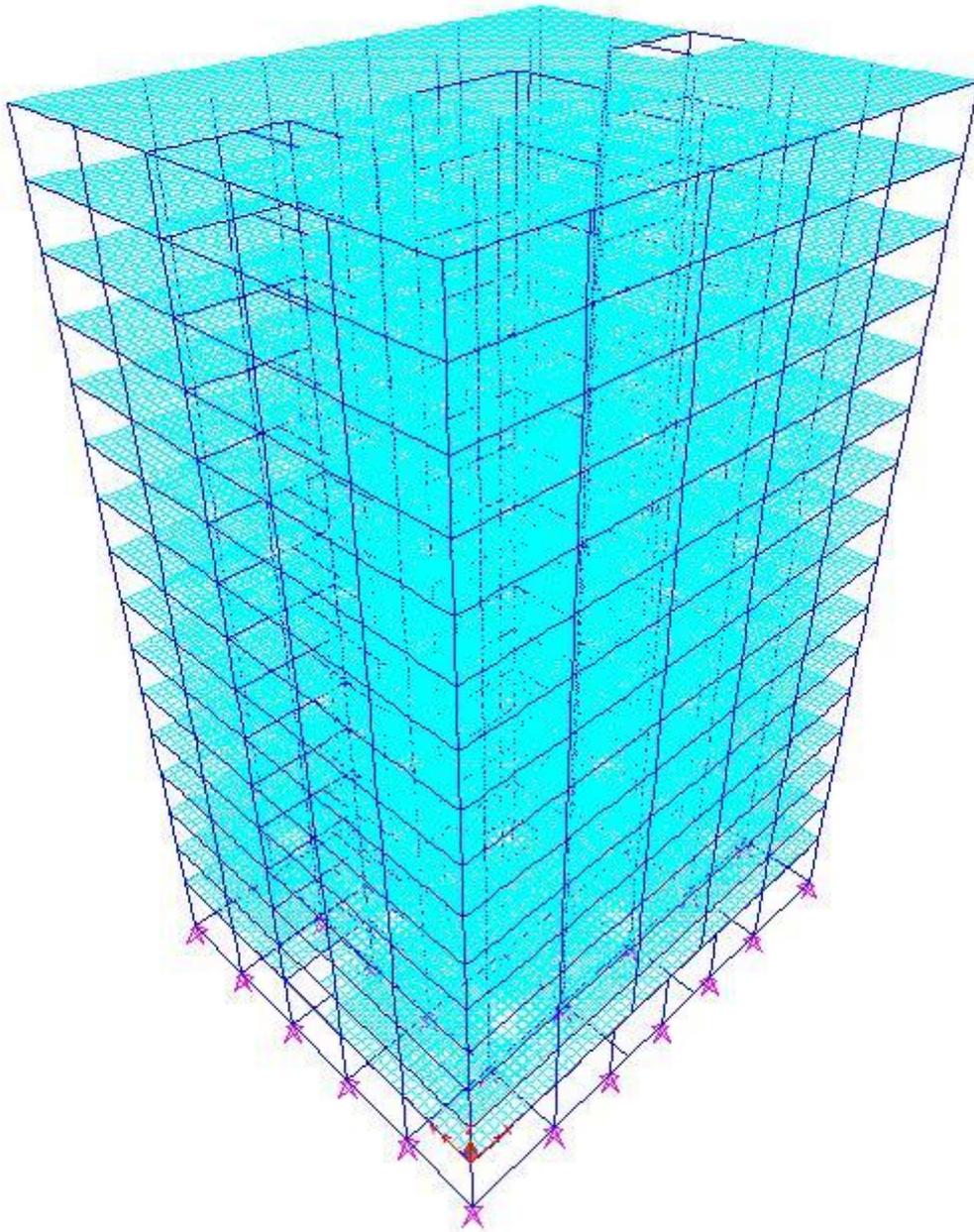


Figura 27 - Modelo Tridimensional no SAP2000 (2011).

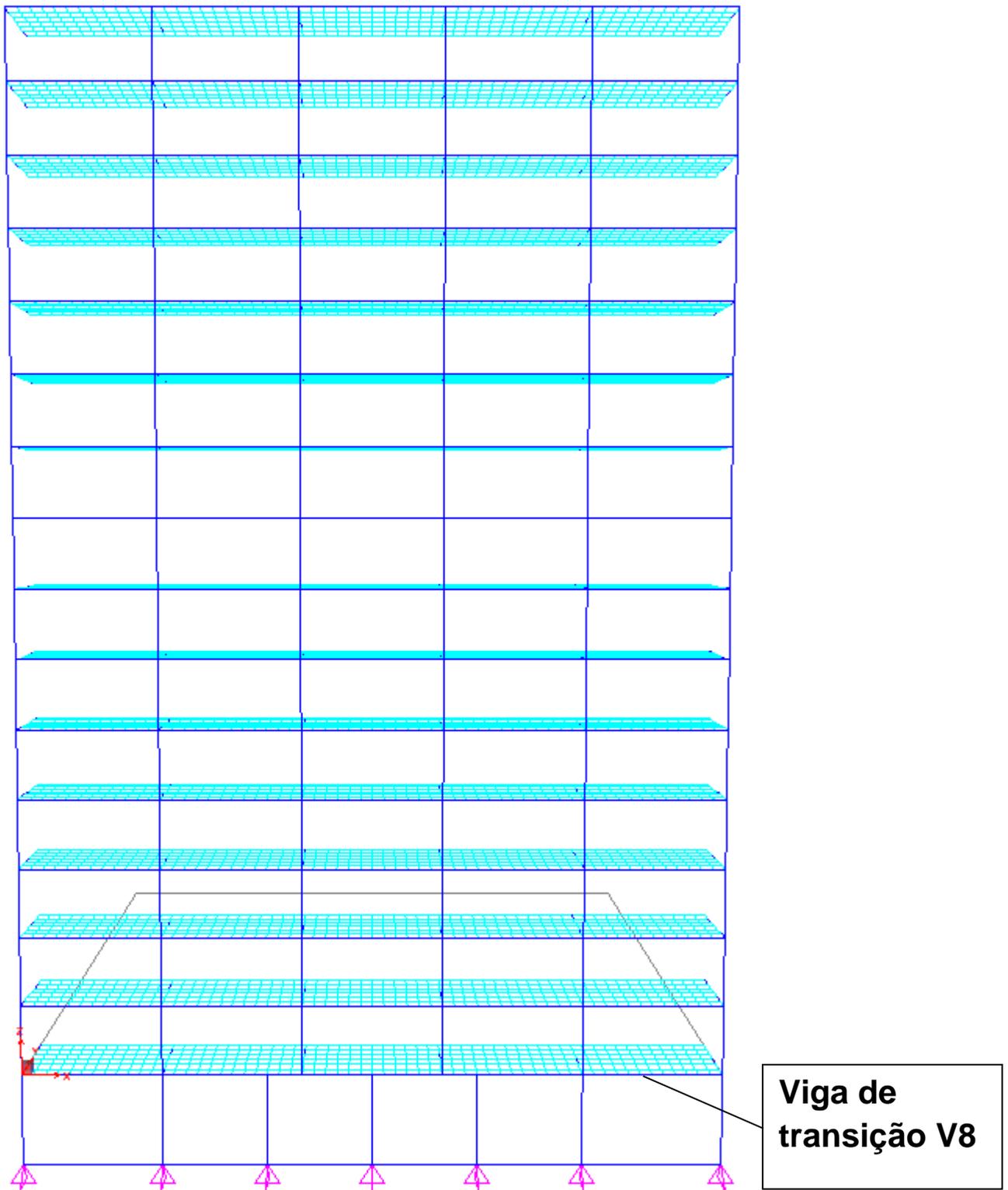


Figura 28 - Corte Transversal no eixo xz, mostrando a viga de transição V8 no teto do térreo.

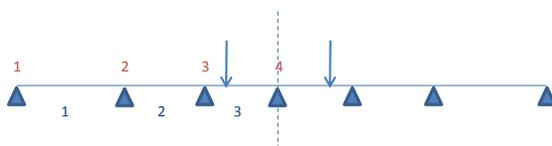
5.2. CÁLCULO DOS ESFORÇOS:

Na tabela 2 estão mostrados os esforços e flechas calculados pelo programa SAP2000 (2011) para várias dimensões da viga de transição.

Nesta tabela 2, também consta a carga dos pilares que se apoiam na viga de transição.

Tabela 2 - Esforços e flechas máximos para o modelo 3 - tridimensional.

Seção da viga de transição (cm x cm)	$M_{m\acute{a}x(+)}$ vãos 3 e 4 (kN.m)	$M_{m\acute{a}x(-)}$ apoio 4 (kN.m)	$M(-)$ apoios 3 e 5 (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ apoio 4 (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ apoios 3 e 5 (kN)	Npilar (kN)	Torsor (kN.m)	$f_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_{II\ m\acute{a}x}$ (cm)
20 x 80	1.112	815	731	594	1.207	1896	20	0,59	0,99
20 x 100	1.220	943	736	692	1.286	2025	18	0,43	0,72
20 x 120	1.283	1.013	741	750	1.335	2100	17	0,35	0,59
40 x 80	1.240	968	760	724	1.330	2055	32	0,40	0,67
40 x 100	1.312	1.051	767	792	1.385	2139	29	0,30	0,50
40 x 120	1.348	1.091	780	827	1.421	2189	31	0,25	0,42
60 x 80	1.296	1.036	776	783	1.385	2120	33	0,32	0,54
60 x 100	1.347	1.097	789	835	1.432	2181	37	0,25	0,42
60 x 120	1.369	1.124	808	862	1.463	2212	39	0,21	0,35



5.3. DIAGRAMAS DA VIGA DE TRANSIÇÃO (40 X 100):

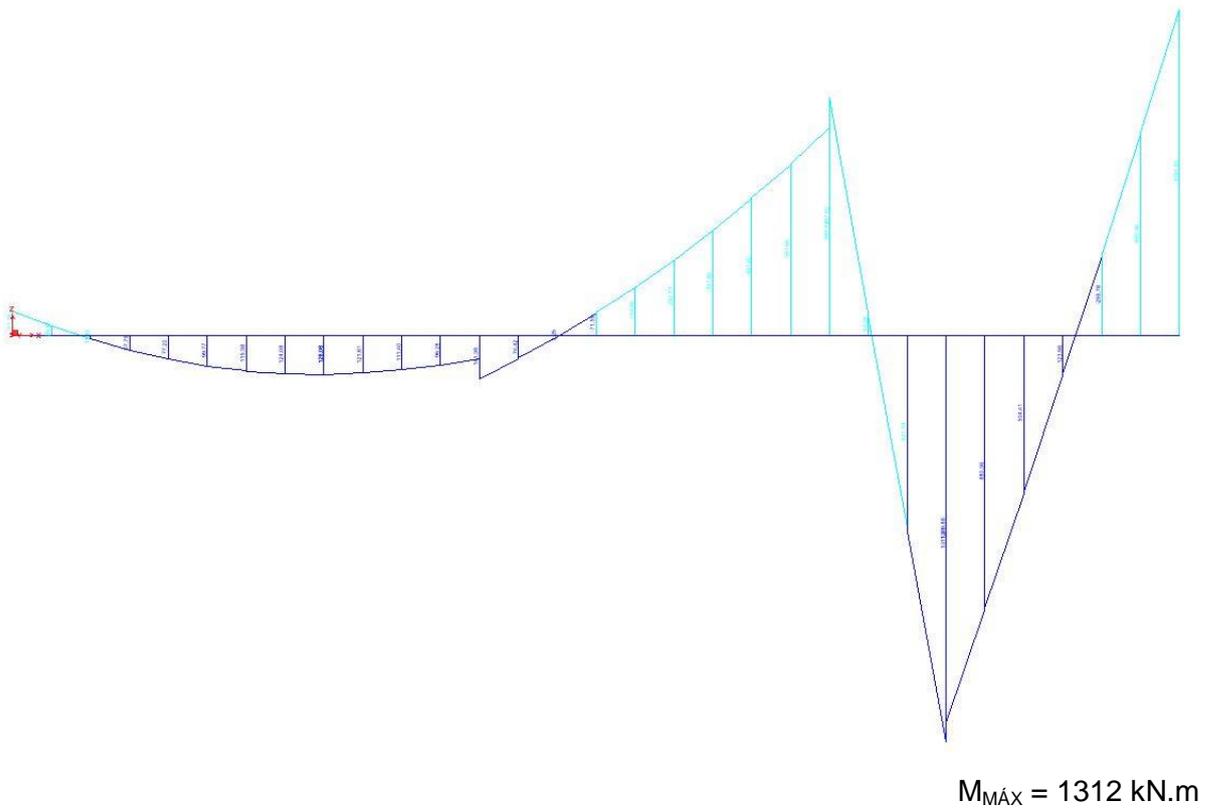


Figura 29- Diagrama de Momentos Fletores na Viga de Transição VT(40 x 100) do Modelo Tridimensional.

O momento fletor no modelo tridimensional é 14% maior do que no modelo 2 – simplificado considerando a viga de transição isolada.

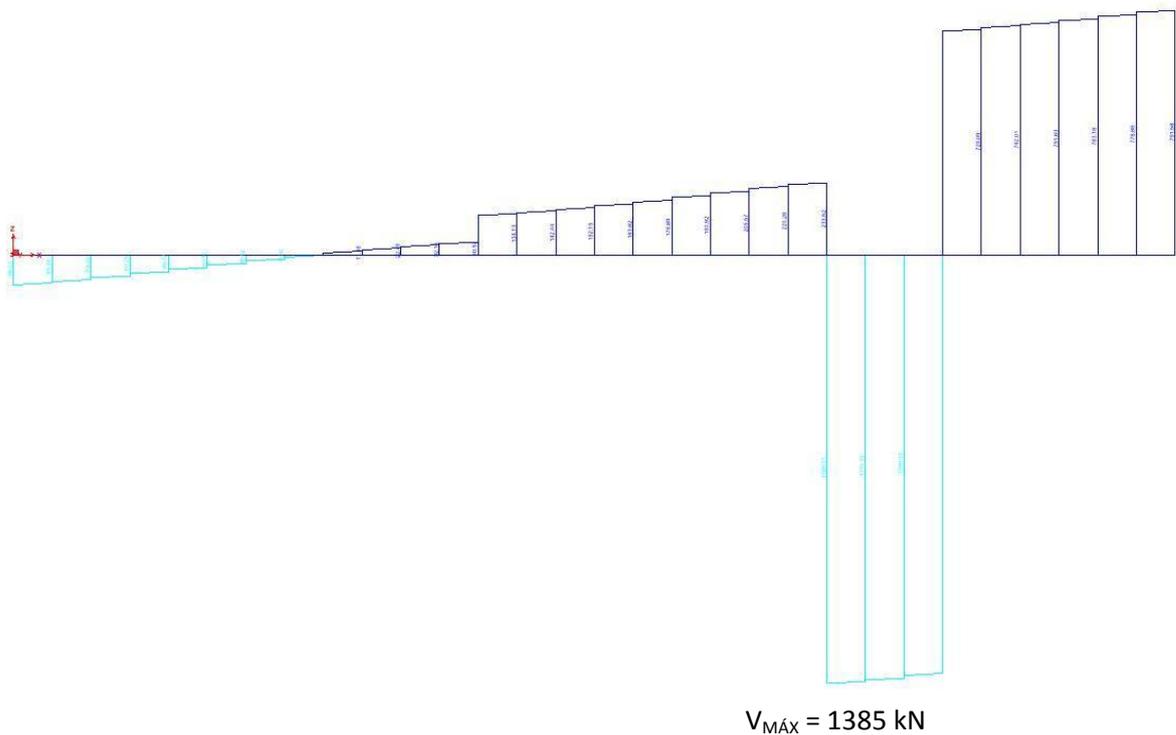


Figura 30 - Diagrama de Esforços Cortantes na Viga de Transição VT(40 x 100) do Modelo Tridimensional.

O esforço cortante é 22% maior do que no modelo 2 – simplificado.

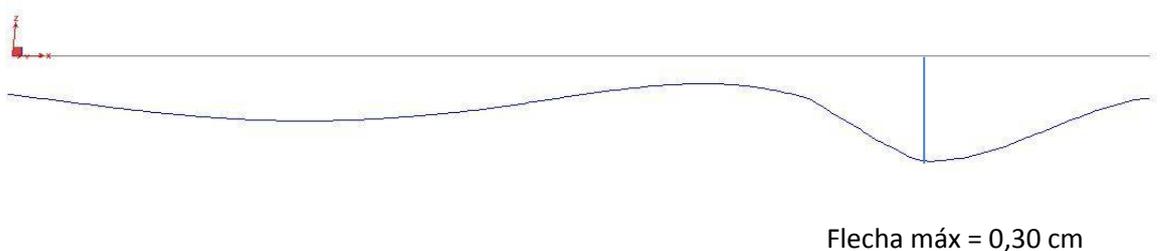


Figura 31 - Deformações na Viga de Transição VT(40 x 100) do Modelo Tridimensional.

- Flecha para a Seção Fissurada no Estádio II:

$$f_{II} = f_c \times I_c / I_{eq} = 0,30 \times 1,673 = 0,50 \text{ cm.}$$

A flecha é 50% maior do que no modelo 2 – simplificado.

Os valores do modelo tridimensional são maiores devido a ele retratar de forma mais fidedigna a estrutura como um todo.

5.4. DIMENSIONAMENTO E DETALHAMENTO DA SEÇÃO 40x100

Este dimensionamento foi feito com os esforços obtidos pelo modelo 3.

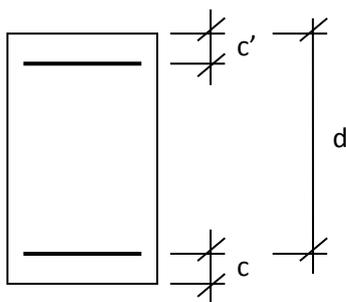
- *Cálculo da Armadura Longitudinal para o Momento Máximo:*

Para fins de simplificações utilizamos a seção retangular, mas poderíamos ter usado viga T com largura colaborante, gerando diminuições no positivo e negativo.

$$M_d = 1312 \times 1,4 = 1836,8 \text{ kN.m}$$

$$b = 0,40 \text{ m}$$

$$d = 0,90 \text{ m}$$



$$K_{md} = \frac{M_d}{b \cdot d^2 \cdot f_{cd}} = \frac{1836,8}{0,40 \cdot 0,9^2 \cdot \frac{40000}{1,4}} = 0,198 < 0,228 \rightarrow \text{Só Armadura de Tração.}$$

Da tabela de seção retangular preparada por Ernani Diaz, temos o seguinte:

$$k_z = 0,864$$

$$z = k_z \cdot d = 0,864 \cdot 0,90 = 0,778 \text{ m}$$

$$F_s = \frac{M_w}{z} = \frac{1836,8}{0,778} = 2360,93 \text{ kN}$$

$$A_s = \frac{F_s}{f_{yd}} = \frac{2360,93}{434783} = 5,430 \times 10^{-3} \text{ m}^2 = 54,30 \text{ cm}^2$$

- *Verificação da compressão diagonal do concreto:*

$$V_{\text{máx}} = 1385 \text{ kN} \rightarrow V_{sd} = V_{\text{máx}} \cdot 1,4 = 1939 \text{ kN}$$

Modelo de Cálculo I:

$$V_{sd} \leq V_{Rd2}$$

$$\alpha_{v2} = 1 - \frac{f_{ck}}{250} = 1 - \frac{40}{250} = 0,84$$

onde f_{ck} está em MPa para aplicação na fórmula, segundo a NBR 6118/2003.

$$V_{Rd2} = 0,27 \cdot \alpha_{v2} \cdot f_{cd} \cdot b \cdot d = 0,27 \cdot 0,84 \cdot 28571 \cdot 0,40 \cdot 0,90 = 2332,77 \text{ kN}$$

$$V_{sd} = 1939 \text{ kN} \leq V_{Rd2} = 2332,77 \text{ kN} \rightarrow \text{verificação satisfeita.}$$

- *Cálculo da armadura transversal:*

Não consideramos a redução do cortante próximo ao apoio e nem a redução da carga acidental.

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,75441 \text{ MPa} = 1754,41 \text{ KPa}$$

onde f_{ck} está em MPa para aplicação na fórmula, segundo a NBR 6118/2003.

$$f_{ywd} = f_{yd} = 434783 \text{ kPa}$$

$$V_c = V_{co} = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b \cdot d = 378,95 \text{ kN}$$

$$\frac{A_{sw}}{s} = \frac{V_{sd} - V_c}{0,9 \cdot d \cdot f_{ywd}} = 4,430 \times 10^{-3} \text{ m}^2/\text{m} = 44,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

- *VERIFICAÇÃO DA FLECHA:*

Essa análise é feita no trecho da viga mais crítica, onde é recebida a reação dos pilares dos 15 pavimentos tipo, acima do teto do térreo.

$$\text{Deslocamento limite} = \frac{l}{250}$$

Sendo $l = 450 \text{ cm}$,

$$\text{Deslocamento limite} = \frac{450}{250} = 1,8 \text{ cm} > 0,5 \text{ cm} \rightarrow \text{verificação atendida.}$$

- DETALHAMENTO DA SEÇÃO TRANSVERSAL:

Armadura transversal:

$$A_{sw}/s = 44,30 \text{ cm}^2/\text{m}.$$

Opções para estribo:

- Estribo simples: $A_{sw}/s / 2 = 22,15 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow \phi 12,5$ a cada 5 cm
 $\rightarrow \phi 16$ a cada 9 cm
- Estribo duplo: $A_{sw}/s / 4 = 11,08 \text{ cm}^2/\text{m} \rightarrow 2 \phi 12,5$ a cada 11 cm ←
 $\rightarrow 2 \phi 16$ a cada 18 cm

Adotamos 4 ramos de $\phi 12,5$ a cada 10 cm.

Verificação do espaçamento máximo:

- 20 cm;
- menor dimensão = 40 cm;
- $12 \cdot \phi = 12 \times 2 = 24$ cm.

Logo, todos os critérios foram atendidos \rightarrow verificação OK.

- *Armadura longitudinal:*

$$A_s = 54,30 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{número de barras com } \phi = 20,0 = 54,30/3,15 = 17,2$$

Logo, usaremos 18 $\phi 20,0$ mm.

- *Distribuição Transversal das Barras Longitudinais:*

$$\text{Número máximo de } \phi / \text{camada} = \frac{40 - 3,5 \cdot 2 - 1,25 \cdot 2 - 2}{2 + 2} + 1 = 8,1 \rightarrow 8 \phi / \text{camada}.$$

- DETALHAMENTO DA ARMADURA DE TORÇÃO:

$$T_{\text{máx}} = 28,5 \text{ kN.m} \rightarrow T_{\text{Sd}} = 1,4 \times T_{\text{máx}} = 1,4 \times 28,5 = 39,8 \text{ kN.m.}$$

$$V_{\text{máx}} = 1385 \text{ kN} \rightarrow V_{\text{Sd}} = 1939 \text{ kN.}$$

Verificação do Concreto:

$$\frac{V_{\text{sd}}}{V_{\text{rd}}} + \frac{T_{\text{sd}}}{T_{\text{rd}}} \leq 1$$

$$V_{\text{Rd2}} = 2333 \text{ kN}$$

$$T_{\text{Rd2}} = 0,50 \cdot \alpha_{\text{v2}} \cdot f_{\text{cd}} \cdot A_{\text{e}} \cdot h_{\text{e}} \cdot \text{sen}\theta = 250,8 \text{ kN.}$$

$$h_{\text{e}} \leq \frac{A}{u} = \frac{40 \times 100}{2(40+100)} = 14,3 \text{ cm} = 0,143 \text{ m.}$$

$$h_{\text{e}} \geq 2 c_1 = 2(3,5 + 1,25 + 1,0) = 11,5 \text{ cm} = 0,115 \text{ m.}$$

$$h_{\text{e}} = 12 \text{ cm} = 0,12 \text{ m.}$$

$$A_{\text{e}} = 28 \times 88 = 2464 \text{ cm}^2 = 0,2464 \text{ m}^2.$$

$$u_{\text{e}} = 2(28 + 88) = 232 \text{ cm} = 2,32 \text{ m.}$$

$$\frac{V_{\text{sd}}}{V_{\text{rd}}} + \frac{T_{\text{sd}}}{T_{\text{rd}}} = 0,989 \rightarrow \text{ok}$$

$$\frac{A_{\text{sl}}}{u_{\text{e}}} = \frac{T_{\text{sd}} \cdot \cotg 45}{2 \cdot A_{\text{e}} \cdot f_{\text{ywd}}}$$

$$A_{\text{sl}} = 4,31 \text{ cm}^2 = 0,000431 \text{ m}^2.$$

$$\text{Número de } \phi = \frac{4,31}{0,785} = 6\phi 10.$$

$$\text{Estribo para } V_{\text{máx}} = 44,30 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Estribo para Torção:

$$\frac{A_{90}}{s} = \frac{T_{\text{sd}}}{2 \cdot A_{\text{e}} \cdot f_{\text{ywd}}} \cdot \text{tg}\theta$$

$$A_{90} = 1,86 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

$$\text{Área de Estribo Total Devido ao Cortante à Torção} = 22,15 + 1,86 = 24,01 \text{ cm}^2/\text{m.}$$

Torção representa 8% desse valor total.

- Armadura de Pele:

$$A_{pele} = 0,10\% \cdot A_{c,alma} / \text{face} = 0,10\% \cdot 40 \cdot 100 = 4 \text{ cm}^2 / \text{face} \rightarrow 8 \phi 8.0 / \text{face}$$

A figura a seguir representa a disposição das barras sobre a seção transversal mais crítica da viga:

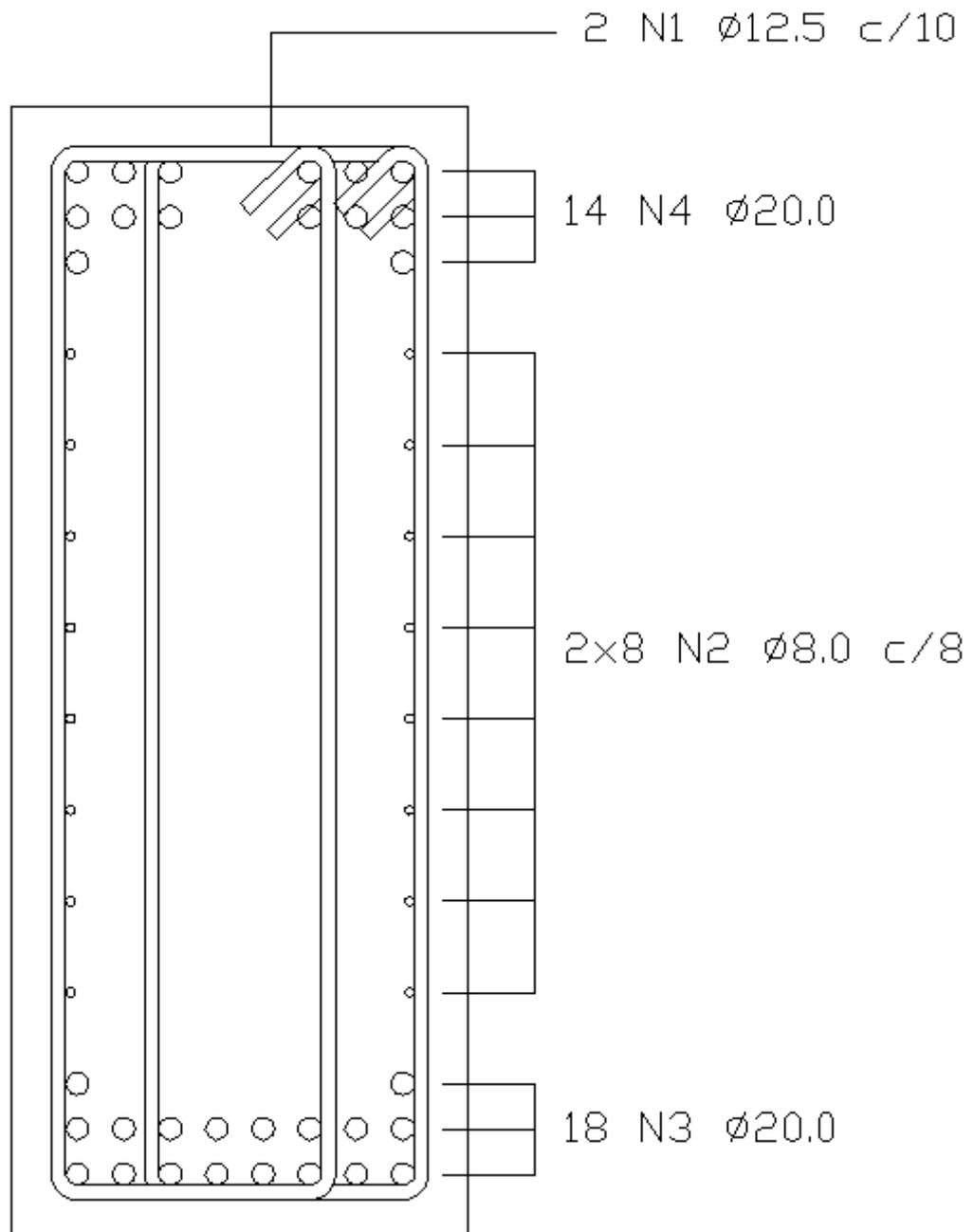


Figura 32 - Detalhe das armaduras na seção transversal da viga de transição.

Para as camadas mais inferiores usamos um vibrador com bitola menor a fim de não termos vazios na concretagem. da viga.

- DISTRIBUIÇÃO LONGITUDINAL DAS ARMADURAS:

O detalhamento das armaduras das estruturas de concreto é uma etapa fundamental do projeto estrutural. As armaduras devem ser definidas não apenas para absorver os esforços atuantes, mas também atender aos aspectos construtivos e aos de segurança.

Assim temos os seguintes valores para o comprimento de ancoragem:

$$f_{ctd} = 0,15 \times 40^{2/3} = 1,75441 \text{MPa} = 1754,41 \text{KPa};$$

Para boa aderência:

$$f_{bd} = 2,25 \times 1,0 \times 1,0 \times 1754,41 = 3947,42 \text{KPa};$$

Para má aderência:

$$f_{bd} = 2,25 \times 0,7 \times 1,0 \times 1754,41 = 2763,19 \text{KPa};$$

$$l_b = \frac{2 \times 434783}{4 \times 3947,42} = 55,07 \text{ cm} \rightarrow \text{boa aderência.}$$

$$l_b = \frac{2 \times 434783}{4 \times 2763,19} = 78,67 \text{ cm} \approx 80 \text{ cm} \rightarrow \text{má aderência.}$$

O comprimento de ancoragem necessário dado pela NBR 6118/2003 vale:

$$l_{b,nec} = \alpha_1 l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \geq l_{b,min}$$

Onde:

$\alpha_1 = 1,0$ para barras sem gancho \rightarrow nosso caso;

$\alpha_1 = 0,7$ para barras tracionadas com gancho, com cobrimento no plano normal ao do gancho $\geq 3 \phi$;

$l_{b,min} \rightarrow$ maior valor entre $0,3 l_b$; 10ϕ e 100 mm .

No nosso caso $l_{b,min} = 10 \phi = 20 \text{ cm}$.

Para o valor da fração $\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}$ consideramos o valor sendo igual a $1,0$; a favor da segurança. É claro que o valor dessa fração depende da seção a ser considerada.

Assim temos como valor do comprimento de ancoragem necessário o seguinte:

$$l_{b,nec} = 1,0 \times 55,07 \times 1,0 = 55,07 \rightarrow l_{b,nec} = 55 \text{ cm.}$$

A distribuição das armaduras longitudinais na viga V8 está contida no Anexo 1.

O detalhamento completo da viga V8 encontra-se no Anexo 2.

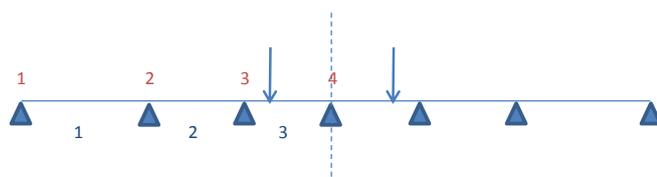
6. CONCLUSÕES:

Este trabalho apresentou tópicos relacionados ao detalhamento longitudinal e transversal de uma viga de transição e propõe três métodos de análise para o cálculo dos momentos fletores, esforços cortantes e valores de flechas. Tais valores, para a viga com seção transversal 40 x 100 são mostrados na tabela 3.

Nesta tabela também são mostradas as cargas dos pilares que se apóiam na viga de transição.

Tabela 3 - Resultados dos Modelos 1, 2 e 3 para a viga 40 x 100.

MODELO	$M_{m\acute{a}x(+)}$ vãos 3 e 4 (kN.m)	$M_{m\acute{a}x(-)}$ apoio 4 (kN.m)	$M_{m\acute{a}x(-)}$ apoios 3 e 5 (kN.m)	$V_{m\acute{a}x}$ apoio 4 (kN)	$V_{m\acute{a}x}$ apoios 3 e 5 (kN)	Npilar (kN)	$f_{m\acute{a}x}$ (cm)	$f_{II\ m\acute{a}x}$ (cm)
1	1.246	950	516	723	1.175	1.856	0,30	0,50
2	1.167	980	584	740	1.180	1.846	0,20	0,33
3	1.312	1.051	767	792	1.385	2.139	0,30	0,50



De acordo com os valores da tabela 3, pode-se constatar que os maiores momentos fletores e os maiores esforços cortantes foram obtidos pelo modelo 3 (modelo tridimensional).

A maior carga dos pilares que se apóiam na viga de transição foi também obtida neste modelo 3.

A altura da viga de transição foi escolhida levando-se em consideração a limitação do pé direito do pavimento térreo, que foi de 4 m.

As dimensões desta viga foram definidas de modo que só houvesse armadura simples, sem armadura de compressão, de modo a facilitar os cálculos e permitir uma melhor comparação dos modelos.

Além disso, estas dimensões tiveram que atender a verificação do esforço cortante e a limitação da flecha.

Apesar de exigir um grau de sofisticação maior, o modelo 3 - tridimensional apresenta resultados mais fidedignos, pois tenta retratar da melhor maneira possível o que ocorre com a estrutura como um todo. O modelo 2 - simplificado considerando a viga de transição isolada - serve para dar uma noção dos esforços na viga de transição e o modelo 1 - simplificado considerando os pavimentos isolados - é um intermediário entre os dois anteriormente citados.

No projeto analisado, as armaduras longitudinais e os estribos foram calculados com os esforços obtidos pelo modelo tridimensional. Foi constatado que estas armaduras foram grandes para a seção transversal escolhida (40 x 100), mas que atenderam as exigências da Norma NBR-6118 (2007).

Assim sendo, pode-se projetar uma viga de transição utilizando o modelo tridimensional para a análise dos esforços, incluindo até mesmo a ação do vento.

7. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS:

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT), NBR6118, 2007, Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento. Rio de Janeiro.

CUNHA, Albino Joaquim Pimenta da; SOUZA, Vicente Custodio Moreira de, “Lajes em Concreto Armado e Protendido”, EDUFF, 1994.

DIAZ, B. Ernani, 2002, Tabela de Seção Retangular. Bloco Retangular de Tensões. Aço $f_{yk} = 500$ MPa. Norma NBR 6118, 2007. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

FTOOL – Two-Dimensional Frame Analysis Tool – Versão Educacional 2.11(2002).

LEONHARDT, F. e MÖNNIG, E., “Construções de Concreto”, vol.3. Ed. Interciência, 1978.

LONGO, H. L., 2012, Armaduras Longitudinais das Vigas de Edifícios. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.L., 2011, Armaduras Transversais em Vigas de Edifícios. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.L., 2012, Dimensionamento das Armaduras Longitudinais de Vigas de Seções Retangulares. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

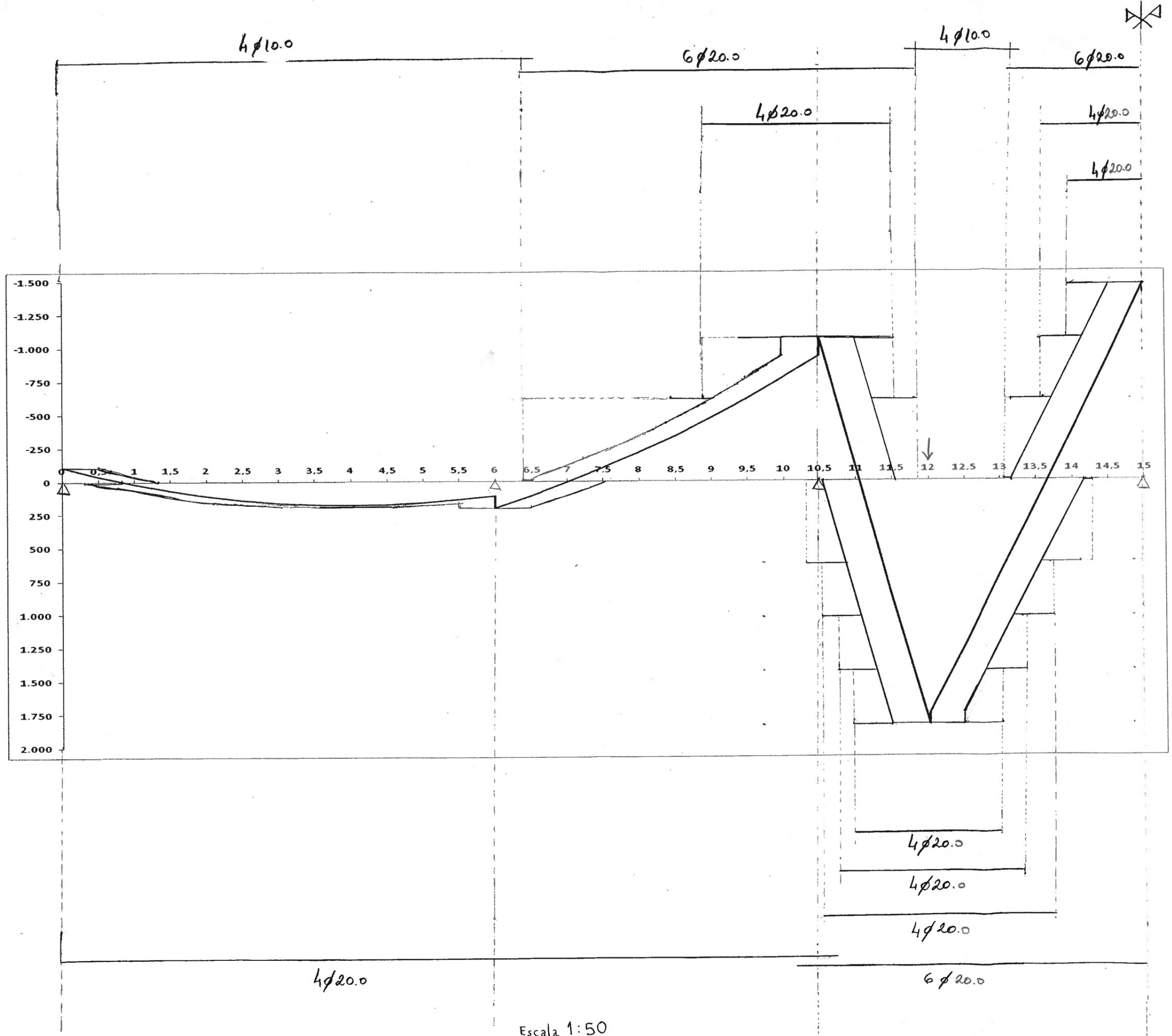
LONGO, H.L., 2011, Torção em Vigas de Concreto Armado. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

LONGO, H.L., 2012, Verificação dos Estados Limites de Serviço em Vigas de Edifício. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, RJ.

SAP2000 Ultimate 15.0.0 versão 6.1(2011).

ANEXO 1:

**DISTRIBUIÇÃO DAS ARMADURAS
LONGITUDINAIS PELO DIAGRAMA DE
MOMENTOS.**



Escala 1:50

ANEXO 2:

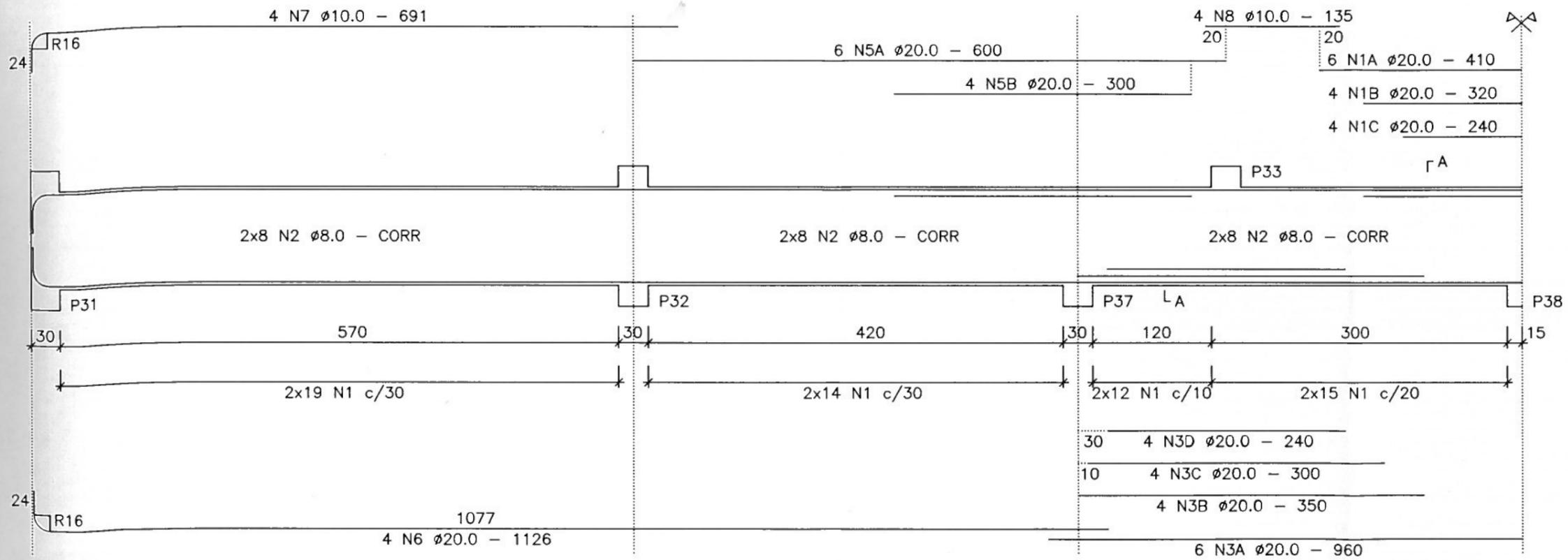
DETALHAMENTO

DA VIGA

DE TRANSIÇÃO.

DETALHAMENTO DAS ARMADURAS LONGITUDINAIS

V8
escala 1:50



SEÇÃO A-A
ESC 1:25

