

UNIVERSIDADE FEDERAL DE OURO PRETO – ESCOLA DE MINAS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL
PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ENGENHARIA CIVIL

ANÁLISE TEÓRICO-EXPERIMENTAL DE LIGAÇÕES
MISTAS EM PERFIS FORMADOS A FRIO

JULIANO BASTOS CABRAL

ORIENTADORA: Prof^a. Dr^a. Arlene Maria Sarmanho Freitas

Dissertação apresentada ao Programa de Pós-Graduação do Departamento de Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, como parte integrante dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, área de concentração: Estruturas Metálicas.

Ouro Preto,
Outubro de 2004.

C117p

Cabral, Juliano Bastos.

Análise teórico-experimental de ligações mistas em perfis formados a frio [manuscrito]. / Juliano Bastos Cabral. - 2004.

xvi, 170f. : il., Graf., tabs.

Orientador: Profª Drª Arlene Maria Sarmanho Freitas.

Área de concentração: Construção Metálica.

Dissertação (Mestrado) – Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós Graduação em Engenharia Civil.

1. Estruturas metálicas - Teses. 2. Construções mistas – Ligações parafusadas - Teses. 3. Ligações parafusadas – Estudos experimentais - Teses. 4. Engenharia Civil – Teses. I.Universidade Federal de Ouro Preto. Escola de Minas. Departamento de Engenharia Civil. Programa de Pós-graduação em Engenharia Civil. II.Título.

CDU: 624.014

Catálogo: sisbin@sisbin.ufop.br

Aos meus pais, José Davi e Dirlene, e à minha esposa, Jordânia, pelo carinho e incentivo fundamentais para a conclusão deste trabalho.

Agradecimentos

À Deus;

Aos meus pais pelo apoio e incentivo;

À minha esposa pelo amor, carinho, paciência e ajuda nos momentos mais difíceis;

À todos professores do curso de Mestrado em Construções Metálicas das UFOP, em especial à professora Arlene, pelos ensinamentos e amizade;

Ao amigo Cassius que muito me ensinou;

À Róvia e aos demais funcionários do PROPEC;

Aos colegas e amigos do curso de mestrado, em especial ao Wiliam e ao Flávio, que muito me ajudaram;

Aos funcionários de Laboratório de estruturas João, Dequinha, Geraldo e Carlos pela dedicação na execução dos ensaios experimentais;

À empresa USIMINAS pelo financiamento deste trabalho.

Resumo

O presente trabalho é uma continuidade as pesquisas na área de ligações em perfis de aço formados a frio desenvolvidas no Programa de pós-graduação em Engenharia Civil da Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto. Esta dissertação teve como objetivo determinar o comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio a partir de estudos teórico experimentais da edificação de quatro pavimentos pertencente ao Projeto USIHAB, projeto este vencedor do 2º Prêmio USIMINAS de Arquitetura em Aço. Os estudos se basearam em análises estruturais e dimensionamentos desta edificação e em análises experimentais de ligações tipo do projeto. O programa experimental foi composto por cinco ensaios em três diferentes configurações de ligações mistas, que permitiram determinar as suas respectivas curvas momento x rotação e rigidezes. Também foram determinados os momentos fletores últimos, os campos de deslocamento e os campos de deformação dos protótipos ensaiados. Conhecida a rigidez de cada tipo de ligação mista realizou-se uma nova análise da estrutura, a partir da qual observa-se a redistribuição de esforços e a eficiência da ligação mista na mesma.

Abstract

The present work is a continuity the researches in the connections in cold formed steel members developed in the post-graduation Program in Civil Engineering of the School of Mines of the Federal University of Ouro Preto. This work had as goal determine the behavior of composite beam-columns connections in cold-formed steel profiles. An experimental and theoretical studies were developed using the building winner project of the 2th Prize Architecture in Steel, sponsored by USIMINAS, USIHAB Project. The studies based on structural analyses and design of this construction and experimental analyses of typical connections of the project. The experimental program had five tests in three different configurations of composite connections, which allowed to set curves as moment x rotation and rigidity. They also obtained the ultimate moments, the displacement field and the deformation field of the prototypes tested. A new analysis of the structure with the rigidity composite connection showed the redistribution of efforts and the efficiency of the composite connection.

Índice

Lista de Figuras	X
Lista de Tabelas	XV
1.INTRODUÇÃO	1
2. PROJETO USIHAB.....	11
2.1. INTRODUÇÃO	11
2.2 O PROJETO EM ESTUDO	15
2.2.1. Generalidades.....	15
2.2.2. Materiais utilizados.....	16
2.2.3. Perfis adotados	18
3. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO PROJETO EM ESTUDO	20
3.1. INTRODUÇÃO	20
3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL	21
3.2.1. Levantamento de Ações.....	21
3.2.2. Combinação de Ações.....	22
3.2.3. Concepção Estrutural.....	22
3.2.4. Análise Estrutural 3D.....	24
3.3. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA.....	30
3.3.1. Estrutura Convencional.....	31
3.3.2. Estrutura Mista.....	37
3.4. LIGAÇÕES VIGA-PILAR.....	46
3.4.1. Tipos de Ligações	46
3.4.2. Ligações Mistas	47
3.4.3. Determinação da Rigidez de uma Ligação Mista com a Utilização de Ensaios Experimentais	49

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL	51
4.1. INTRODUÇÃO	51
4.2. CONFIGURAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PROPOSTA....	51
4.3. PROTÓTIPOS ENSAIADOS.....	58
4.3.1. Protótipo A.....	59
4.3.2. Protótipo B.....	62
4.3.3. Protótipo C.....	64
4.4. METODOLOGIA DOS ENSAIOS	65
4.4.1. Protótipo A.....	65
4.4.1.1. Esquema de Montagem do Protótipo A.....	65
4.4.1.2. Instrumentação.....	68
4.4.1.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo A.....	71
4.4.1.4. Sistema de Aquisição de Dados.....	72
4.4.1.5. Metodologia de Execução dos Ensaios.....	73
4.4.2. Protótipos B.....	73
4.4.2.1. Esquema de Montagem do Protótipo B.....	73
4.4.2.2. Instrumentação.....	74
4.4.2.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo B.....	75
4.4.2.4. Sistema de Aquisição de Dados.....	75
4.4.2.5. Metodologia de Execução dos Ensaios.....	75
4.4.3. Protótipos C.....	76
4.4.3.1. Esquema de Montagem do Protótipo B.....	76
4.4.3.2. Instrumentação.....	76
4.4.3.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo B.....	76
4.4.2.4. Sistema de Aquisição de Dados.....	77
4.4.2.5. Metodologia de Execução dos Ensaios.....	77
5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS.....	79
5.1. INTRODUÇÃO	79
5.2. PROTÓTIPO A.....	81
5.3. PROTÓTIPO B.....	89

6. ANÁLISE DA LIGAÇÃO MISTA E DO PROJETO CONSIDERANDO A SEMI-RIGIDEZ DA LIGAÇÃO	112
6.1. INTRODUÇÃO	112
6.2. AVALIAÇÃO DA RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE UM PÓRTICO PLANO COM $k = 1000$ kNm/rad e $k_0 = 3500$ kNm/rad	112
6.3. CONSIDERAÇÕES PARA AS NOVAS ANÁLISES DA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO	114
6.4. NOVAS ANÁLISES ESTRUTURAIS DA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO.....	115
6.5. DIMENSIONAMENTOS.....	121
7. CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	134
Referências Bibliográficas	138
ANEXOS	142
ANEXO I. Esquema Estrutural em Planta da Edificação em Estudo	143
ANEXO II. Memória de Cálculo das Ligações Ensaadas	149
ANEXO III. Fotos Adicionais dos Ensaios Experimentais	166

Lista de Figuras

CAPÍTULO 1

Figura 1.1 - Seções transversais usuais de perfis formados a frio (Yu, 2000).....	2
Figura 1.2 - Seções transversais usuais de painéis, decks e chapas corrugadas (Yu, 2000).	2

CAPÍTULO 2

Figura 2.1 - Tipos de múltiplos gerados pela “célula mãe” (Usiminas, 2000).	13
Figura 2.2 – Planta Baixa do 1o, 2o e 4o pavimentos (Protótipo USIHAB, 2001).	16
Figura 2.3 – Planta baixa do 3o pavimento (Protótipo USIHAB, 2001).	16
Figura 2.4 – Seção transversal dos perfis utilizados no projeto em estudo.	19

CAPÍTULO 3

Figura 3.1 – Sistemas de estabilização da edificação.	24
Figura 3.2 – Modelagem da estrutura 3D.	26
Figura 3.3 – Carregamentos aplicados na estrutura (kN/m).	27
Figura 3.4 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1”.	28
Figura 3.5 - Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6”.	33
Figura 3.6 - Deslocamentos horizontais dos elementos na direção do eixo global “X” devido à combinação “C7”.	34
Figura 3.7 - Deslocamentos horizontais dos elementos na direção do eixo global “Z” devido à combinação “C8”.	34
Figura 3.8 –Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6” considerando a utilização de vigas mistas.....	40
Figura 3.9 – Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “X” dos elementos devido à combinação “C7” considerando a utilização de vigas mistas.	41

Figura 3.10 – Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “Z” dos elementos devido à combinação “C8” considerando a utilização de vigas mistas.	42
Figura 3.11 – Comportamento bi-linear das ligações mistas na fase linear-elástica.	50
Figura 3.12 – Método da Inclinação Inicial.	50

CAPÍTULO 4

Figura 4.1 – U Suporte (Morais, 2003).	52
Figura 4.2 – Localização do U suporte e dos enrijecedores internos (Morais, 2003).	52
Figura 4.3 – Detalhe da viga do protótipo com as Cantoneiras de Ligação (Morais, 2003).	53
Figura 4.4 – Modelagem da configuração da ligação viga-pilar proposta.	55
Figura 4.5 – Tensões (kPa) na direção do eixo global Z da configuração da ligação viga-pilar proposta.	56
Figura 4.6 – Detalhes das dimensões das partes constituintes da ligação proposta (dimensões em mm).	57
Figura 4.7 – Detalhamento da ligação proposta (dimensões em mm).	58
Figura 4.8 – Configuração do Protótipo A (dimensões em mm).	61
Figura 4.9 – Armadura transversal do Protótipo A (dimensões em mm).	62
Figura 4.10 – Configuração do Protótipo B (dimensões em mm).	63
Figura 4.11 – Configuração do Protótipo C (dimensões em mm).	64
Figura 4.12 – Foto dos Pórticos de Reação PR01, PR02 e PR03.	66
Figura 4.13 – Fotos dos acessórios utilizados para fixação dos pilares.	66
Figura 4.14 – Foto da montagem do pilar e das vigas do Protótipo A.	67
Figura 4.15 – Foto da forma e de seu escoramento.	68
Figura 4.16 – Foto das armaduras da laje do Protótipo A.	68
Figura 4.17 – Detalhe do posicionamento dos LVDT’s e dos defletômetros no Protótipo A.	69
Figura 4.18 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência no Protótipo A.	70
Figura 4.19 – Foto do posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência E1, E4, E6 e E15.	71
Figura 4.20 – Detalhe do sistema de aplicação de carga.	72

Figura 4.21 – Foto dos módulos Spyder 8 de 600 MHz.	73
Figura 4.22 – Foto das armaduras do ensaio E1 do Protótipo B.	74
Figura 4.23 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência na armadura negativa da laje do Protótipo B.	75
Figura 4.24 – Foto da concretagem do ensaio E1 do Protótipo C.	76

CAPÍTULO 5

Figura 5.1 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência no Protótipo A.	80
Figura 5.2 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência na armadura negativa da laje dos protótipos B e C.	80
Figura 5.3 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo A-E1.	81
Figura 5.4 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas do Protótipo A-E1.	81
Figura 5.5 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa do Protótipo A-E1.	82
Figura 5.6 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados do pilar do Protótipo A-E1.	83
Figura 5.7 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo A-E1.	84
Figura 5.8 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo A-E1.	84
Figura 5.9 – Representação do comportamento do pilar durante o ensaio do Protótipo A-E1.	85
Figura 5.10 – Deformadas das vigas do Protótipo A-E1 para a carga máxima de serviço.	86
Figura 5.11 – Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo A-E1.	87
Figura 5.12 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo A-E1.	88
Figura 5.13 – Foto das primeiras fissuras do Protótipo A-E1 para a carga de 8,86 kN.	88
Figura 5.14 – Foto de parte das fissuras observadas no Protótipo A-E1.	89
Figura 5.15 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo B-E1.	90
Figura 5.16 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo B-E2.	91
Figura 5.17 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos B-E1.	92

Figura 5.18 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos B-E2.	92
Figura 5.19 – Foto do desnivelamento da laje ocorrido no Protótipo B-E2.	93
Figura 5.20 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo B-E1.....	94
Figura 5.21 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo B-E2.....	95
Figura 5.22 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados dos pilares do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.	96
Figura 5.23 – Representação do comportamento do pilar durante os ensaio do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.	96
Figura 5.24 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.	97
Figura 5.25 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.	97
Figura 5.26 – Deformadas das vigas para as cargas máximas de serviço dos protótipos B-E1 e B-E2.....	98
Figura 5.27 - Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.	99
Figura 5.28 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo B-E1.	100
Figura 5.29 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo B-E2.	100
Figura 5.30 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo C-E1. ...	101
Figura 5.31 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo C-E2. ...	102
Figura 5.32 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos C-E1.	103
Figura 5.33 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos C-E2.	103
Figura 5.34 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo C-E1.....	104
Figura 5.35 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo C-E2.....	105
Figura 5.36 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados dos pilares do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	105

Figura 5.37 – Representação do comportamento do pilar durante os ensaio do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	106
Figura 5.38 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	106
Figura 5.39 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	107
Figura 5.40 – Deformada das vigas para as cargas máxima de serviço dos Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	107
Figura 5.41 - Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.	108
Figura 5.42 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo C-E1.	109
Figura 5.43 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo C-E2.	110

CAPÍTULO 6

Figura 6.1 – Características geométricas do pórtico analisado.	113
Figura 6.2 – Elemento COMBIN 14 (Ansys, 2001).	115
Figura 6.3 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1” para análise envolvendo os valores de k	116
Figura 6.4 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1” para análise envolvendo os valores de k_0	117
Figura 6.5 –Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6” considerando a utilização de k_0	127
Figura 6.6 – Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “X” dos elementos devido à combinação “C7” considerando a utilização de k_0	128
Figura 6.7 –Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “Z” dos elementos devido à combinação “C8” considerando a utilização de k_0	129

Lista de Tabelas

CAPÍTULO 2

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas do aço USI-SAC-250 (Usiminas, 2003).	17
Tabela 2.2 – Propriedades mecânicas do aço USI-SAC-300 (Usiminas, 2003).	17
Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas do aço ASTM A-325 (NBR 8800:1986).	18

CAPÍTULO 3

Tabela 3.1 – Coeficientes utilizados nas combinações de ações para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limites de Utilização.	22
Tabela 3.2 – Elementos utilizados na análise estrutural.	25
Tabela 3.3 – Esforços solicitantes em cada barra.	29
Tabela 3.4 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos considerando o dimensionamento convencional.	31
Tabela 3.5 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos para a estrutura convencional.	35
Tabela 3.6 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos para a estrutura convencional.	36
Tabela 3.7 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura.	38
Tabela 3.8 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de vigas mistas.	43
Tabela 3.9 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de vigas mistas.	45

CAPÍTULO 4

Tabela 4.1 – Elementos utilizados na análise através de elementos finitos da configuração da ligação.	54
Tabela 4.2 – Resultados obtidos da caracterização do aço utilizado nas vigas e nos pilares dos protótipos.	77

Tabela 4.3 – Resultados obtidos da caracterização do concreto utilizado	78
nas lajes dos protótipos.	78

CAPÍTULO 5

Tabela 5.1 – Principais resultados obtidos nos ensaios.	111
--	-----

CAPÍTULO 6

Tabela 6.1 – Principais resultados das análises estruturais do pórtico plano.....	113
Tabela 6.2 – Ligações consideradas como mistas.....	114
Tabela 6.3 – Esforços solicitantes em cada barra para a primeira análise.	117
Tabela 6.4 – Esforços solicitantes em cada barra para a segunda análise.	119
Tabela 6.5 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura envolvendo k	121
Tabela 6.6 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura envolvendo k_0	122
Tabela 6.7 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos para a análise envolvendo os valores de k	124
Tabela 6.8 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos para a análise envolvendo os valores de k	126
Tabela 6.9 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de k_0	129
Tabela 6.10 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de k_0	131

1. INTRODUÇÃO

Um dos mais graves problemas sociais do Brasil é o déficit habitacional. Pesquisa da Fundação João Pinheiro revela que em 2000 esse déficit era de aproximadamente 6,6 milhões de moradias, com incidência notadamente urbana. Em termos relativos, o déficit habitacional equivale a aproximadamente 14,8% dos domicílios particulares permanentes brasileiros (Fundação João Pinheiro, 2002).

O que agrava ainda mais esse fato é que as famílias em situação de déficit habitacional possuem, em sua maioria, renda média mensal inferior a três salários mínimos segundo dados desta mesma pesquisa.

Por outro lado, os sistemas construtivos industrializados utilizando estruturas metálicas juntamente com novos avanços da ciência e da tecnologia podem reduzir significativamente esta carência. Dentro desse campo de estruturas metálicas estão as estruturas constituídas de perfis formados a frio.

Perfis formados a frio são obtidos a partir de lâminas recortadas, de chapas ou tiras, dobrados em prensa dobradeira ou por perfilagem em mesa de roletes ou matrizes rotativas, a partir de bobinas laminadas a frio ou a quente, sendo ambas operações realizadas com aço em temperatura ambiente. Suas principais vantagens em relação às estruturas metálicas compostas de perfis laminados e soldados são:

- economia;
- leveza;
- variabilidade de seções transversais;
- flexibilidade (variação de produtos);
- facilidade de obtenção, de produção em série e de montagem.

O uso de perfis formados a frio iniciou-se por volta de 1850 nos Estados Unidos e na Grã-Bretanha. Porém, somente a partir de 1940 é que esses perfis começaram a ser utilizados na construção civil. Em 1946, as publicações das primeiras especificações para projetos pelo American Iron Steel Institute (AISI) aceleraram a utilização e o desenvolvimento dos perfis formados a frio. No Brasil, recentemente foi publicada a norma NBR 14762:2001 (ABNT, 2001), Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas de Perfis Formados a Frio.

Os perfis formados a frio são utilizados principalmente em veículos, racks de armazenagem e móveis. Na construção civil suas aplicações mais comuns são encontradas em painéis de fechamento, vigas de pisos com vãos modestos, coberturas, mezaninos, elementos treliçados e em construções agrícolas. As seções transversais podem ser do tipo perfil, figura 1.1, ou do tipo painel, figura 1.2.

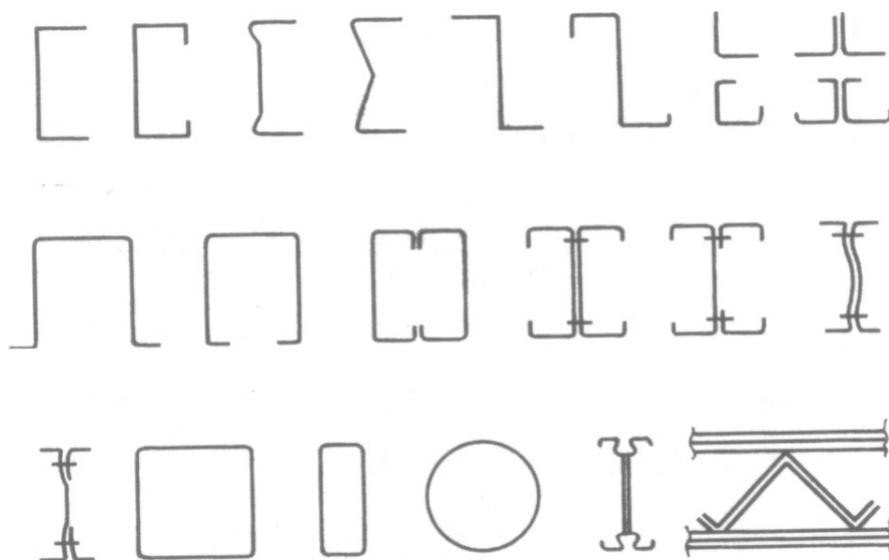


Figura 1.1 - Seções transversais usuais de perfis formados a frio (Yu, 2000).

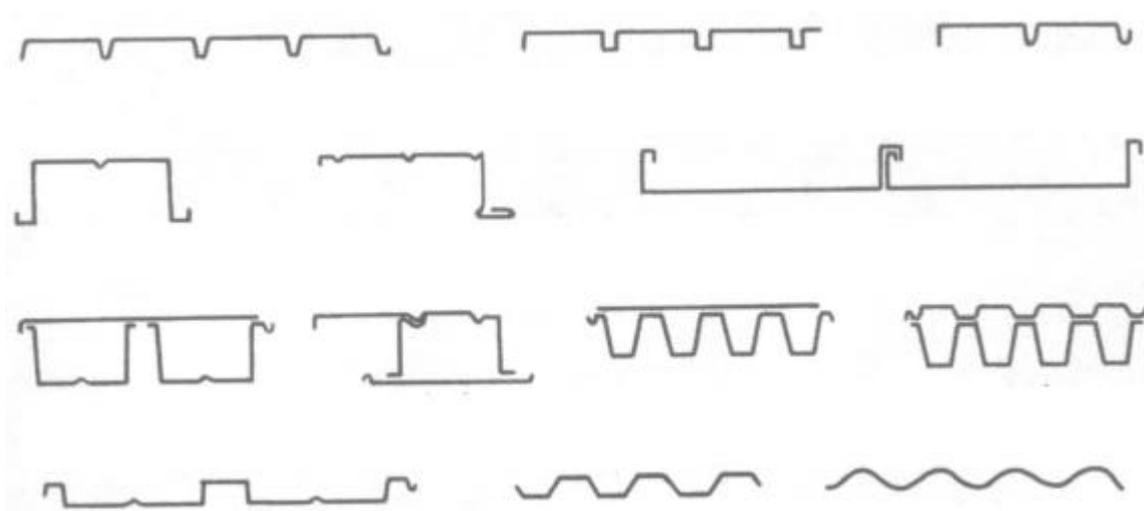


Figura 1.2 - Seções transversais usuais de painéis, decks e chapas corrugadas (Yu, 2000).

Desde 1990 vem ocorrendo uma crescente tendência em se utilizar perfis formados a frio em vigas e pilares pertencentes a pórticos principais e secundários de edificações de pequeno porte (Wong, 2002). Essa tendência se explica pelo preço final altamente competitivo dessas estruturas, uma vez que os perfis formados a frio são de fácil fabricação e execução.

Entretanto, atenção especial deve ser dada à otimização da estrutura que também deve envolver a concepção e, principalmente, o tipo de ligação, para compatibilizar as vantagens que os perfis formados a frio podem oferecer.

As ligações entre elementos estruturais constituídos por perfis formados a frio podem ser soldadas ou parafusadas, e muitas vezes são executadas no local da obra. As ligações soldadas, apesar de serem eficientes, estão sujeitas a execução de baixa confiabilidade. Já as ligações parafusadas apresentam uma maior garantia de qualidade associada à rapidez de execução.

As ligações entre elementos de estruturas de aço podem ser classificadas como rígidas, flexíveis e semi-rígidas, em função do grau de rigidez que as mesmas apresentam. Ainda que uma ligação possa ser classificada como rígida, geralmente ocorre uma rotação relativa entre os elementos estruturais que estão sendo conectados. Por outro lado, mesmo no caso das ligações flexíveis, geralmente se detecta um pequeno grau de impedimento à rotação. Quanto maior for o grau de rigidez de uma ligação, maior será a capacidade de transmitir momentos fletores, o que confere uma maior continuidade à estrutura.

A utilização de ligações semi-rígidas nas estruturas metálicas tem como principal objetivo proporcionar um determinado nível de continuidade entre vigas e colunas, permitindo uma redistribuição de momento fletores entre estes elementos estruturais. Esta redistribuição de esforços permite reduzir as seções transversais dos elementos estruturais, o que, em última análise, permite reduzir o consumo de aço na estrutura.

Para se considerar o efeito da continuidade proporcionada pela existência de ligações semi-rígidas na análise de uma estrutura metálica é necessário determinar o grau de rigidez das ligações.

Uma maneira de se conseguir uma boa transmissão de momentos nas ligações entre vigas e pilares constituídos de perfis formados a frio é através da utilização de

ligações mistas. Uma ligação é denominada como mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente. De maneira geral, uma ligação mista tem grande rigidez inicial, mas não tem a mesma resistência a flexão da viga mista suportada pela mesma, sendo, portanto, uma ligação de resistência parcial (Queiroz, 2001).

Devido ao grau de complexidade do cálculo de ligações semi-rígidas, sejam ligações mistas ou não, diversos trabalhos vêm sendo desenvolvidos nesse campo de pesquisa tanto de caráter experimental quanto analítico/numérico. Entre esse trabalhos estão aqueles envolvendo ligações parafusadas em perfis laminados ou soldados.

Ribeiro (1998) verificou o comportamento estrutural de ligações parafusadas viga-pilar com chapa de topo. As ligações foram analisadas numericamente, através do método dos elementos finitos, e por dois métodos tradicionais de dimensionamento. Neste trabalho, foram realizados ensaios experimentais em trinta e cinco protótipos. Assim os resultados obtidos na análise numérica foram inferiores aos obtidos na análise experimental e os métodos de dimensionamento se mostraram conservadores em relação ao observados nos ensaios experimentais.

Brito Jr. (2001) modelou pórticos com ligações rígidas, semi-rígidas e rotuladas entre vigas e pilares adotando a curva momento x rotação do anexo J Revisado do Eurocode 3. A rigidez inicial adotada para a ligação corresponde a uma ligação desenvolvida e analisada, teórico e experimentalmente, no Departamento de Engenharia Civil da PUC-Rio. O objetivo desse trabalho foi avaliar e comparar alguns sistemas estruturais analisados com as soluções propostas pela USIMINAS para dois tipos de edificações multifamiliares populares, com intuito de determinar a rigidez ótima para a ligação da edificação e, a partir daí, propor um sistema construtivo mais eficiente. Foi verificado que a consideração do comportamento real das ligações afeta substancialmente os resultados em termos de distribuição de esforços e estabilidade da estrutura, conduzindo a soluções estruturais bastante distintas de acordo com a rigidez utilizada, sendo que a semi-rigidez, se usada de maneira racional e eficiente, apresenta economia significativa, além de representar o comportamento real da estrutura.

Trabalhos envolvendo ligações parafusadas em perfis formados a frio também vêm sendo constantemente desenvolvidos.

Tan et al (1994) verificaram o comportamento de uma ligação viga-pilar no qual todos os elementos eram constituídos de perfis formados a frio a partir de um extenso programa experimental. Os objetivos do trabalho eram definir as curvas momento x rotação das ligações ensaiadas e desenvolver um modelo matemático que traduzisse o comportamento dessas ligações. Todas ligações apresentaram um comportamento não linear na relação momento x rotação e o modelo matemático desenvolvido apresentou resultados bastante precisos.

Chung et al (1999) realizaram uma investigação experimental em ligações parafusadas viga-pilar. Os ensaios tinham como objetivos determinar os modos de colapso, as rigidezes e os momentos resistentes das ligações em estudo. Os autores concluíram que as ligações ensaiadas são estruturalmente viáveis e que, com a consideração de suas rigidezes, os projetos podem se tornar mais econômicos.

Chung et al (2000) realizaram uma análise experimental em ligações parafusadas entre perfis formados a frio, cujo objetivo era verificar a performance estrutural de ligações resistentes ao cisalhamento. A configuração básica das ligações em estudo foram propostas para conectar perfis do tipo U enrijecido, tanto em ligações viga-viga quanto em ligações viga-pilar. Nos ensaios foram determinados os modos de colapso e o comportamento dessas ligações. Após os ensaios concluíram que essas ligações são praticamente ligações resistentes somente aos esforços de cisalhamento. Assim, com os resultados dos ensaios juntamente com as prescrições da BS5950 Parte 5 e Eurocode Parte 1.3, foi formulado um conjunto de regras de dimensionamento.

Wong et al (2002) realizaram uma análise experimental em ligações parafusadas entre perfis formados a frio a fim de determinar os momentos resistentes, as rigidezes e os modos de colapso dessas ligações. As configurações básicas das ligações em estudo foram propostas para perfis tipo I, formados por dois perfis U enrijecidos parafusados em suas almas, que são bastante utilizados em edificações. As ligações são constituídas de placas de gusset parafusadas no perfis I. Assim concluíram que a utilização dessas ligações com suas respectivas rigidezes devem ser utilizadas com segurança tanto no comportamento estrutural quanto no dimensionamento das mesmas.

Rodrigues et al (2003) apresentaram os resultados de uma pesquisa para estudar o comportamento e a resistência de algumas ligações entre vigas e pilares de perfis formados a frio. O objetivo da pesquisa foi revisar modelagens analíticas propostas para

perfis laminados e soldados de modo a adequá-las para os perfis formados a frio. As modelagens analíticas revisadas apresentaram resultados satisfatórios.

Morais (2003) desenvolveu estudos teóricos experimentais do comportamento de ligações viga-pilar parafusadas em perfis formados a frio. Foram realizadas análises experimentais de ligações-tipo do projeto em escala real, a fim de se determinar as curvas momento x rotação das ligações e, conseqüentemente, as rigidezes das mesmas. Também foram determinados os momentos últimos, os modos de colapso, os campos de deslocamentos e os campos de deformação dos protótipos ensaiados. O projeto arquitetônico utilizado nesse trabalho é denominado Projeto USIHAB e foi o vencedor do 2º Prêmio USIMINAS Arquitetura em Aço. Os resultados obtidos através dos ensaios experimentais possibilitaram definir uma concepção estrutural mais otimizada e eficiente para o Projeto USIHAB de dois pavimentos.

Os estudos envolvendo ligações mistas em perfis formados a frio ainda estão em estado incipiente, embora há algum tempo trabalhos envolvendo ligações mistas em perfis laminados e soldados e trabalhos relacionados a estruturas mistas em perfis formados a frio vêm sendo desenvolvidos.

Leon (1990) apresentou o programa experimental desenvolvido com o objetivo de se determinar o comportamento de ligações mistas. Foram treze ensaios para quatro diferentes configurações de ligações, variando-se os arranjos dos corpos de prova e o tipo de carregamento (normal e cíclico). O autor concluiu que as ligações mistas além de possuírem um aumento significativo de resistência e rigidez quando comparadas com as ligações simples, possuem um alto grau de reserva extra de resistência e uma alta ductibilidade.

Puhali et al (1990) efetuaram seis ensaios experimentais com o objetivo de determinar um modelo analítico que simulasse o comportamento real de uma ligação mista. Os resultados dos ensaios confirmaram a alta rigidez, resistência e capacidade de rotação das ligações mistas e o modelo analítico desenvolvido levou em consideração a interação entre a ligação e o pilar, apresentando resultados satisfatórios.

Anderson et al (1994) desenvolveram um programa experimental composto de seis ensaios, sendo cinco de ligações mistas e um de ligação não mista. Nos ensaios foram variadas a configuração da ligação, a altura da viga e a quantidade de reforço da

laje de concreto. Concluíram, entre outros aspectos, que o aumento da taxa de armadura aumenta a resistência ao momento e a capacidade de rotação da ligação.

Xiao et al (1994) realizaram vinte ensaios experimentais com quatro configurações diferentes de ligações. Em um dos ensaios a ligação foi considerada como ligação simples e nos demais as ligações foram consideradas como ligações mistas sendo duas ligações de extremidade e as outras dezessete ligações internas. Os objetivos dos ensaios eram determinar a rigidez à rotação, o momento resistente e a capacidade de rotação dessas ligações. Os modos de colapso também foram verificados. Concluíram que a rigidez inicial, a resistência ao momento e a capacidade de rotação de uma ligação mista são drasticamente afetados pela taxa de armadura do concreto (armadura negativa), pelo tipo de ligação, pelo uso de enrijecedores na coluna e pela razão momento x cortante na ligação. Os autores concluíram também que o uso de ligações mistas em pilares de extremidade é de baixa eficiência e que, portanto, essas ligações não devem ser consideradas como mistas. Outra importante conclusão que os autores puderam chegar a partir dos ensaios foi que o uso de enrijecedores na alma dos pilares não só previne o colapso do pilar como também aumenta a resistência ao momento da ligação sem a alteração da sua capacidade de rotação.

Li et al (1996) desenvolveram ensaios experimentais envolvendo ligações mistas e simples com o objetivo de investigar a influência da existência de momentos não equilibrados nos nós e da relação Momento/Cortante no comportamento destas ligações. Concluíram que a força cortante pouco influenciou as ligações em estudo e que os efeitos dos momentos não equilibrados nos nós só foi verificado quando a solicitação na armadura do concreto foi maior que a resistência da alma do pilar ou que a resistência da força de contato entre a laje de concreto e o pilar.

Nethercot et al (1996) realizaram um complexo programa experimental no qual ensaiaram um pórtico tridimensional em escala real, com a finalidade de investigar o comportamento de estruturas mistas e fornecer dados experimentais que pudessem ser utilizados em posteriores trabalhos analíticos e/ou numéricos. Os modos de colapso observados foram a flambagem local do flange da viga na região próxima ao pilar, o esmagamento do concreto na região adjacente ao pilar (quando os momentos nos nós foram altamente assimétricos) e o colapso local dos pilares.

Li et al (2000) realizaram um estudo analítico determinando as rotações necessárias de casos típicos de ligações mistas para diferentes casos de carregamento, seções transversais e condições de apoio das vigas. Uma das conclusões que chegaram foi que as propriedades geométricas das vigas pouco afetam as rotações necessárias das ligações.

Liew et al (2000) efetuaram seis ensaios de ligações mistas viga-coluna. As ligações consistiam em chapas de topo soldados às vigas e parafusados aos pilares. A seção transversal das vigas e as espessuras da laje foram mantidas constantes para todos os ensaios. Três tipos de colunas foram usadas: coluna em aço, coluna em aço parcialmente revestida por concreto e coluna em aço totalmente revestida por concreto. Outras variáveis estavam no reforço do concreto (armadura negativa) e na presença de enrijecedores nas colunas. Esse trabalho tinha como objetivo comparar os resultados obtidos experimentalmente com os resultados obtidos analiticamente. Assim, concluíram que a rigidez inicial da ligação e a resistência à fissuração do concreto aumentavam significativamente com o aumento do reforço do concreto e que a capacidade de rotação da ligação não é tão afetada pela taxa de armadura do concreto. Os modelos analíticos em alguns casos forneceram bons resultados, porém esses modelos ainda não foram satisfatórios.

Hanaor (2000) realizou estudos experimentais envolvendo vigas mistas em perfis formados a frio com o objetivo de verificar o comportamento de diferentes tipos de conectores de cisalhamento. Os ensaios foram divididos em dois grupos, sendo o primeiro baseado nas prescrições da norma britânica BS 5400, no qual foram ensaiados pequenos protótipos com a finalidade de se verificar somente a resistência dos conectores, e o segundo no qual foram ensaiadas vigas mistas em tamanho real a fim de verificar a resistência de sua seção transversal e, também, de seus conectores de cisalhamento. Em alguns casos as normas americana e britânica se mostraram bastante conservadoras.

David (2003) desenvolveu ensaios experimentais de conectores de cisalhamento do tipo U formado a frio e de vigas mistas também em perfis formados a frio, sendo a laje maciça ou treliçada. Foram dez ensaios de cisalhamento direto, tendo como variáveis as dimensões dos conectores e a resistência do concreto e quatro ensaios de vigas mistas. Os resultados mostraram que a espessura do conector é a variável que

mais influenciou na interação entre o concreto e a viga, seguido pela altura do conector e pela resistência do concreto. O tipo de laje não afetou a resistência das vigas, visto que a linha neutra nos ensaios situou-se na capa de concreto.

Oliveira et al (2004) realizaram pesquisa sobre sistemas de pisos mistos semi-contínuos e suas ligações semi-rígidas metálicas e mistas. A ligação era constituída por cantoneiras de alma e assento e barras de aço na laje de concreto. Foi apresentado um modelo analítico para estimar parâmetros com rigidez rotacional e resistência ao momento fletor, e utilizou-se uma ferramenta computacional para simular o comportamento não linear de um sistema de piso misto com ligações semi-rígidas, antes e após a cura do concreto. Por fim foi realizada análise de um sistema típico de piso misto, observando-se uma redução de 14 a 20% em peso de estrutura metálica proporcionada pela adoção de uma concepção semi-contínua ao invés da solução estrutural com vigas rotuladas.

Os trabalhos citados acima tinham como objetivos principais a determinação dos comportamentos de ligações parafusadas, mistas ou convencionais, principalmente no que se refere à rigidez a rotação dessas ligações. Outros aspectos também foram analisados, tais como, os momentos últimos e os modos de colapso.

O presente trabalho é uma continuidade da dissertação de Mestrado desenvolvida por Cassius Soares Morais na Escola de Minas da Universidade Federal de Ouro Preto, Morais (2003), e teve como objetivo determinar o comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio a partir de um estudo teórico experimental. O projeto utilizado nesse trabalho foi o projeto da edificação de quatro pavimentos pertencente ao Projeto USIHAB.

Foram realizadas análises experimentais de ligações tipo do projeto em escala real, o que permitiu a obtenção das curvas momento x rotação das ligações ensaiadas e, conseqüentemente, as rigidezes das mesmas. Além dessas rigidezes foram determinados os momentos últimos, os modos de colapso, os campos de deslocamento e os campos de deformação dos protótipos ensaiados.

Com a obtenção das rigidezes das ligações nas análises experimentais foi possível realizar uma nova análise do projeto em estudo, de modo a tornar sua concepção estrutural mais otimizada e eficiente. Para que essa nova análise possa ser utilizada no projeto final é necessário que esta seja refinada, uma vez que a preocupação

de tal análise foi somente indicar a viabilidade de utilização da semi-rigidez das ligações.

Esta dissertação está dividida em sete capítulos.

O presente capítulo apresentou a motivação para o desenvolvimento do trabalho, informações gerais sobre a utilização de ligações parafusadas viga-coluna, especificou os objetivos principais e apresenta a seguir uma descrição do conteúdo dos demais capítulos.

O segundo capítulo se refere ao Projeto USIHAB. São apresentados os projetos arquitetônicos do edifício de quatro pavimentos, os materiais utilizados nessa edificação e os perfis formados a frio utilizados na estrutura da edificação.

No capítulo três são apresentados a análise estrutural e o dimensionamento da edificação em estudo desenvolvidos em Morais (2003), além de um novo dimensionamento, realizado no presente trabalho, no qual é considerada a utilização de vigas mistas.

No capítulo quatro é apresentado o programa experimental realizado. Nesse programa são apresentados o esquema de montagem, a instrumentação, a metodologia de ensaio de todos os protótipos ensaiados nesse trabalho.

No capítulo cinco são apresentados e interpretados os resultados dos ensaios experimentais.

No capítulo seis apresentam-se uma nova análise estrutural e um novo dimensionamento da edificação em estudo, considerando as rigidezes das ligações e a utilização de vigas mistas.

No capítulo sete apresentam-se as conclusões e considerações finais do presente trabalho.

Em relação aos anexos, no Anexo I têm-se as plantas estruturais da edificação em estudo, no Anexo II são apresentadas as memórias de cálculo das ligações viga-pilar e no Anexo III estão fotos adicionais dos ensaios realizados.

2. PROJETO USIHAB

2.1. INTRODUÇÃO

A existência de modernos parques siderúrgicos com alta produção, a grande versatilidade, a alta eficiência construtiva com o rápido tempo de execução, o menor custo das fundações, entre outras características, fazem com que a construção metálica se torne atrativa para o segmento da construção civil.

Entretanto, no Brasil somente 3% das construções são feitas em aço (Revista Técnica, 2003). Para reverter este panorama a indústria siderúrgica vem investindo em diversos programas para o desenvolvimento das soluções em estrutura metálica. Um exemplo desses programas é o Prêmio USIMINAS Arquitetura em Aço, que foi criado em 1998 com o intuito de incentivar arquitetos e estudantes a desenvolverem projetos em aço, objetivando demonstrar as diversas aplicações desse elemento construtivo.

Em 1999, em sua segunda versão, o Prêmio USIMINAS Arquitetura em Aço teve como tema a habitação popular. Com esse tema a USIMINAS buscou difundir o conceito de que as construções metálicas são economicamente viáveis não só para grandes edificações, mas, também, para edificações de pequeno porte.

O vencedor do 2º Prêmio USIMINAS Arquitetura em Aço foi o Projeto USIHAB, projeto este desenvolvido pelos arquitetos Sylvio Emrich de Podestá e Mateus Moreira Pontes e pela então estagiária, Renata Rocha Pereira.

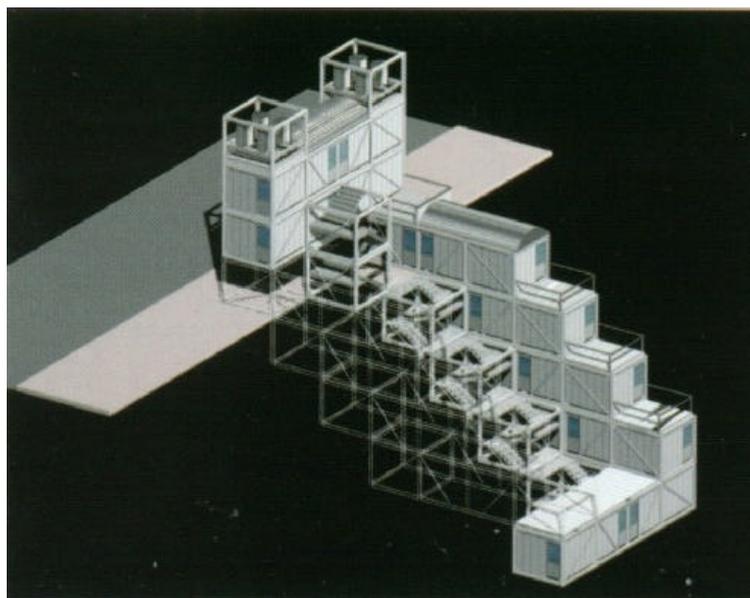
O sistema proposto pelo Projeto USIHAB procura estabelecer um processo semelhante ao sistema tipo “just in time” adotado por montadoras de veículos.

O arquiteto concebe os elementos do sistema e sua solução geral a nível urbano. De um lado há uma estrutura base (célula mãe), repetível na horizontal e/ou na vertical, que estabelece de forma modular a sustentação da habitação; de outro, define-se o conjunto de componentes de divisões internas e externas. Assim é possível a criação de diversos modelos de edificações tendo como base a célula mãe proposta pelo projeto.

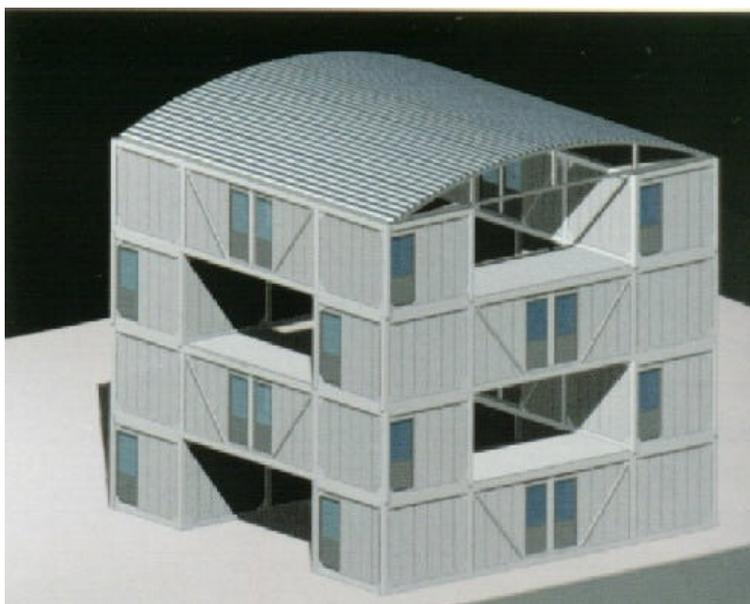
A célula mãe consiste de um módulo básico que, agregado ou multiplicado, gera diversos tipos de múltiplos. A Figura 2.1 ilustra alguns desses múltiplos.



a) Exemplo de unidades unifamiliares.



b) Exemplo de edifício escalonado.



c) Exemplo de edifício de 4 pavimentos.

Figura 2.1 - Tipos de múltiplos gerados pela “célula mãe” (Usiminas, 2000).

A estrutura da célula mãe (vigas, pilares e contraventamento) é formada por perfis metálicos formados a frio, parafusados ou soldados. Esses componentes formam um paralelepípedo estrutural transportável em partes, semi-montado (estrutura montada), montado (estrutura e laje de piso) ou montado e vedado (totalmente acabado).

As lajes podem ser de concreto, mistas, steel deck e painéis armados de concreto celular. As vedações podem ser em blocos ou painéis piso/teto de concreto celular, de gesso, etc.

Em relação aos acabamentos, os pisos podem ser de cimento natado, concreto polido, cerâmico, melamílico, emborrachado, madeira flutuante, acabados pré ou pós montagem. As esquadrias podem ser de perfis laminados, chapas dobradas de aço ou de inox, PVC, madeira, etc.

Pode-se dizer que o Projeto USIHAB tem como características principais:

- criação de um sistema “just in time” que permite que se estabeleça o padrão do cliente –comprador antes da montagem do conjunto;
- célula mãe com 37, 2 m² de área permitindo o acoplamento de módulos gerando habitações de 46,2 m² e de 55,2 m²;
- fechamentos e divisões com qualidade industrial visando uma alta produtividade;
- possibilidade de transporte da célula mãe;
- custo controlado da unidade pretendida e garantia de sua qualidade;
- a qualidade da célula mãe pode vir referenciada em uma cartilha a ser entregue ao consumidor que adquirir o imóvel;
- possibilidade de implantações coletivas não só na vertical, mas também de forma escalonada;
- a célula mãe pode ter sua base teórica e estrutural aproveitada para outros produtos;
- possibilidade de desmontagem.

Os tipos de edificações propostas no Projeto USIHAB são:

- casa duplex: dois andares com diversas possibilidades de elementos agregados;
- edifícios verticais de 2, 3 ou 4 pavimentos;
- edifícios com balanço de 3 ou 4 pavimentos;
- edifícios escalonados com avanço de um módulo da célula-mãe em declive ou aclave;
- edifícios múltiplos ou contínuos: acoplagem de células mãe e módulos básicos formando grandes estruturas contínuas;

- edifícios verticais de grande porte: em superposições simples, múltiplas ou superposições atirantadas.

2.2 O PROJETO EM ESTUDO

2.2.1. Generalidades

Dentre as diversas concepções arquitetônicas pertencentes ao Projeto USIHAB, o presente trabalho utilizou o projeto de uma edificação vertical de quatro pavimentos com quatro unidades habitacionais por pavimento.

Conforme pode ser observado nas figuras 2.2 e 2.3, nessa edificação o 1º, 2º e 4º pavimentos são idênticos, sendo que cada um destes pavimentos possui quatro unidades habitacionais de dois quartos e de 46,35 m² de área interna útil. Já o 3º pavimento possui duas unidades de três quartos e duas unidades de apenas um quarto, com 55,80 m² e 36,90 m² de área interna útil, respectivamente. As figuras 2.2 e 2.3 ilustram, também, a disposição dos cômodos em cada uma das unidades habitacionais.

A circulação vertical da edificação se dá por meio de lances de escadas que são sustentados por uma estrutura central que também é responsável pela sustentação da caixa d'água. Cada um desses lances dá acesso a um hall central que se comunicam com corredores que são responsáveis pela circulação horizontal da edificação, dando acesso às unidades habitacionais.

O sistema de cobertura é composto por telhas metálicas trapezoidais suportadas por estrutura metálica em forma de arco, constituídas por perfis formados a frio. Essas estruturas se apóiam em algumas vigas de cobertura e em alguns pilares.

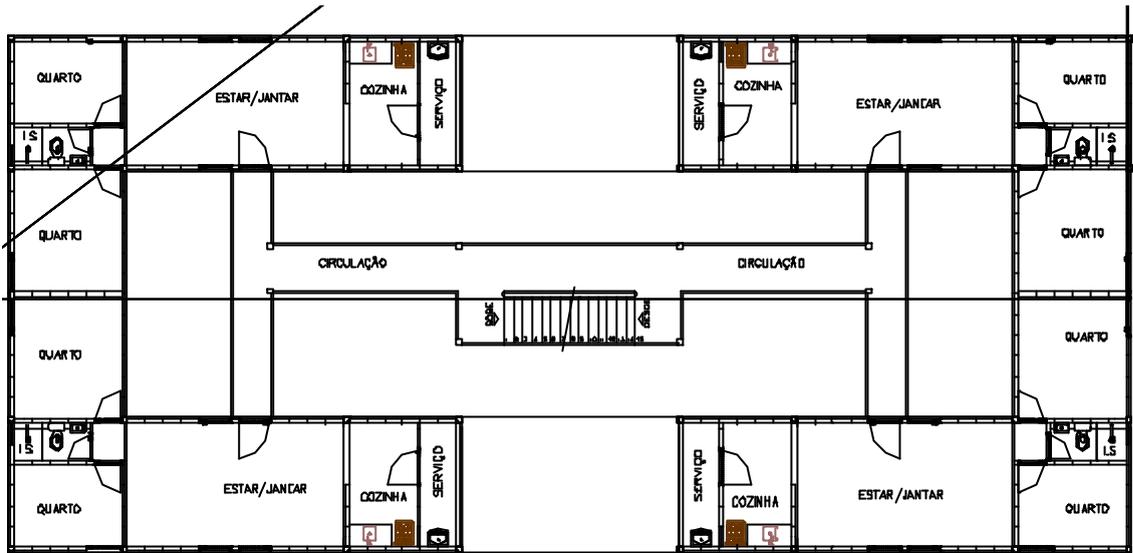


Figura 2.2 – Planta Baixa do 1º, 2º e 4º pavimentos (Protótipo USIHAB, 2001).

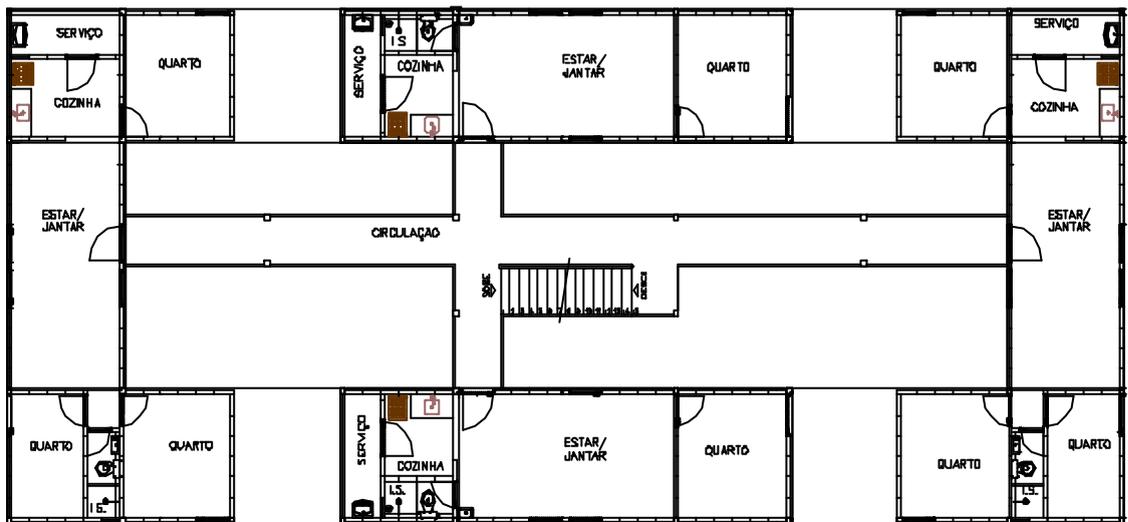


Figura 2.3 – Planta baixa do 3º pavimento (Protótipo USIHAB, 2001).

2.2.2. Materiais utilizados

Na estrutura da edificação são utilizados os aços USI-SAC-250 e USI-SAC-300, sendo que o primeiro é utilizado nas vigas e nos pilares, e o segundo é utilizado nos elementos constituintes das ligações.

O USI-SAC-250 é um aço estrutural que, através da adição de elementos de liga (Cu, Ni, Cr, P, etc), desenvolvem uma camada de óxido, altamente protetora, durante o contato com o meio ambiente, conferindo melhor resistência à corrosão atmosférica quando comparados aos aços carbonos comuns. Esse aço é normalmente aplicado na construção civil em telhas, silos, tapamentos laterais, forros e peças estruturais. Suas principais vantagens são o aumento do tempo de vida útil, melhoria da rigidez e resistência mecânica das peças, além da ótima relação custo/benefício obtida em projetos da construção civil e indústria em geral.

O USI-SAC-300 (antigo USI-SAC-41 Multi Grade) é um aço estrutural com elevada resistência à corrosão atmosférica aplicado pela construção civil em edifícios, pontes, viadutos, vagões e equipamentos. Assim como o USI-SAC-250 a alta resistência à corrosão atmosférica desse aço é obtida através da adição de elementos de liga.

As propriedades mecânicas desses aços são descritas nas tabelas 2.1 e 2.2. Nessas tabelas, considera-se: LE – limite de escoamento; LR – limite de ruptura; BM – base de medida; t – espessura.

Tabela 2.1 – Propriedades mecânicas do aço USI-SAC-250 (Usiminas, 2003).

Aço	LE (MPa)	LR (MPa)	Alongamento (%) (BM = 50 mm)	Dobramento 180°
USI-SAC 250	=250	=370	=22	0

Tabela 2.2 – Propriedades mecânicas do aço USI-SAC-300 (Usiminas, 2003).

Aço	Teste de Tração (em chapas)					Dobramento 180°
	LE (MPa)	LR (MPa)	Alongamento			
			T (mm)	BM (mm)	Valor (%)	
USI-SAC 300	=300	400~550	2,0~5,0	50	=19	1,5t
			5,0~12,7	200		

Nos parafusos das ligações é utilizado o ASTM A-325. As propriedades mecânicas desse aço estão mostradas na tabela 2.3. Nessa tabela, considera-se: LE – limite de escoamento; LR – limite de ruptura; d – diâmetro máximo do parafuso.

Tabela 2.3 – Propriedades mecânicas do aço ASTM A-325 (NBR 8800:1986).

Aço	LE (MPa)	LR (MPa)	d (mm)	Tipo de Material
ASTM A-325	635	825	12,7 = d = 25,4	Carbono, Temperado
	560	725	25,4 < d = 38,1	

Em relação aos materiais utilizados nas lajes, pisos, vedações internas e coberturas, o Projeto USIHAB é bastante flexível. Portanto, para análise do projeto em estudo foram utilizados materiais convencionais e de fácil obtenção no mercado brasileiro, o que possibilita a construção dessas edificações em qualquer região do país. A seguir são descritos os materiais utilizados em tais componentes da edificação:

- Laje: maciças em concreto armado com $f_{ck} = 20$ MPa;
- Piso: cerâmico;
- Vedações internas e externas: tijolo cerâmico furado de 9,0 cm de espessura;
- Coberturas: telha de aço de seção transversal trapezoidal.

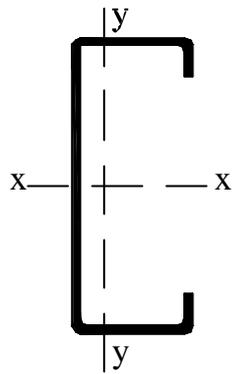
2.2.3. Perfis adotados

Como citado no item 2.1, os perfis adotados para a estrutura da edificação foram perfis formados a frio. Sendo perfis “caixa” e tipo “I enrijecido” para as vigas e colunas, respectivamente, e perfis “U enrijecido” para os contraventamentos e pilares secundários.

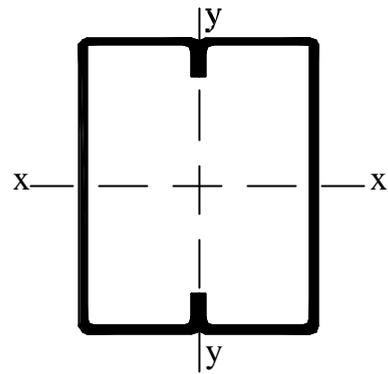
Os perfis tipo “caixa” são perfis formados por dois perfis “U enrijecido” formados a frio, unidos pelos enrijecedores através de soldagem intermitente, ao longo de seu comprimento, formando, assim, uma seção retangular fechada.

Os perfis “I enrijecido” são formados por dois perfis tipo “cartola”, unidos pelas suas almas através de soldagem intermitente, ao longo de seu comprimento.

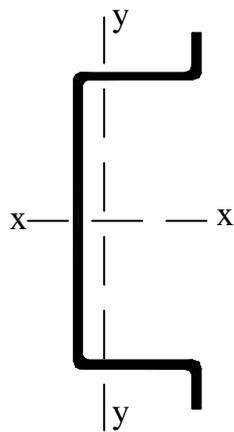
A figura 2.4 ilustra os perfis utilizados.



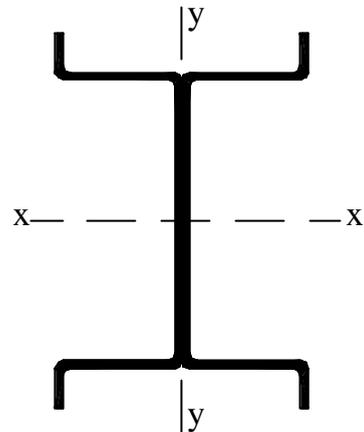
a) U enrijecido.



b) Caixa.



c) Cartola.



d) I enrijecido.

Figura 2.4 – Seção transversal dos perfis utilizados no projeto em estudo.

3. ANÁLISE E DIMENSIONAMENTO DO PROJETO EM ESTUDO

3.1. INTRODUÇÃO

O presente trabalho procurou tornar a estrutura do projeto em estudo ainda mais econômica e otimizada utilizando as semi-rigidezes das ligações viga-pilar e vigas e ligações mistas.

Para se determinar as semi-rigidezes das ligações primeiramente foram definidas as ligações mais significativas e, em seguida, essas ligações tiveram suas rigidezes determinadas através de ensaios experimentais. As ligações mais significativas foram definidas a partir da análise estrutural e do dimensionamento do projeto de acordo com a importância destas em relação ao conjunto.

Neste capítulo apresentam-se uma síntese da análise estrutural e o dimensionamento da estrutura do projeto em estudo desenvolvidos em Morais (2003). Em seguida apresenta-se o novo dimensionamento dessa estrutura, desenvolvido no presente trabalho e que considera a utilização de vigas mistas. Finalizando o capítulo, faz-se uma breve apresentação dos tipos de ligações viga-pilar e do método utilizado no presente trabalho para determinar as rigidezes das ligações viga-pilar.

A análise estrutural e o dimensionamento da estrutura desenvolvidos em Morais (2003) foram obtidas através da utilização dos softwares comerciais ANSYS Versão 6.0 (Ansys, 2001) e CFSLT Versão 3.5 (CFSLT, 2000), respectivamente. Sendo este último baseado nas prescrições da norma americana AISI (1996).

O novo dimensionamento desenvolvido no presente trabalho utilizou os resultados da análise estrutural descrita acima e foi baseado nas prescrições da norma americana AISI (1996) (LRFD) e da norma brasileira NBR 14762:2001.

Devido à baixa reserva de capacidade inelástica de vigas em perfis formados a frio, a plastificação total da seção não é atingida, portanto é inviabilizada a utilização de rótulas plásticas na avaliação da resistência. Assim, as vigas mistas foram calculadas no regime elástico, considerando a seção transversal homogeneizada.

3.2. ANÁLISE ESTRUTURAL

Morais (2003) realizou uma série de análises que envolvem desde o levantamento de cargas até a análise tridimensional da estrutura do projeto em estudo. Tais análises subsidiaram o desenvolvimento deste trabalho e são descritas a seguir.

3.2.1. Levantamento de Ações

Os carregamentos determinados foram sobrecarga (S_c), carga permanente (CP) e cargas devido ao esforço do vento (CV). Esses carregamentos foram aplicados na estrutura por área de influência, sendo o carregamento “ CV ” aplicado somente nos pórticos de estabilização das edificações.

Foram considerados quatro valores para “ S_c ”:

- $1,50 \text{ kN/m}^2$, para lajes de piso convencionais;
- $2,00 \text{ kN/m}^2$, para lajes de piso onde se tem área de serviço;
- $0,50 \text{ kN/m}^2$, para lajes de cobertura;
- $2,50 \text{ kN/m}^2$, para escada.

Em relação ao carregamento “ CP ”, foram considerados os seguintes itens, além do peso próprio da estrutura metálica:

- lajes em concreto armado:
 - para lajes de cobertura ? espessura de 5 cm ? $1,25 \text{ kN/m}^2$;
 - para lajes de piso e para a laje de cobertura, onde se localizam as caixas d’água ? espessura de 7 cm ? $1,75 \text{ kN/m}^2$;
- revestimento:
 - cerâmico no pisos dos apartamentos e dos corredores: $0,93 \text{ kN/m}^2$;
 - da cobertura: $0,63 \text{ kN/m}^2$;
 - da escada: $0,3 \text{ kN/m}^2$.
- tijolo cerâmico furado de espessura 9 cm para paredes internas e externas: $5,85 \text{ kN/m}$;
- telha metálica trapezoidal de espessura 0,65 mm: $0,0637 \text{ kN/m}^2$;

- estrutura do telhado: 0,15 kN/m²;
- estrutura da escada: 0,20 kN/m²;
- caixas d'água: 2,21 kN/m² na laje da cobertura situada acima da caixa de escadas.

3.2.2. Combinação de Ações

As combinações de ações utilizadas são apresentadas na tabela 3.1. São cinco combinações para os Estados Limites Últimos e três para os Estados Limites de Utilização.

Tabela 3.1 – Coeficientes utilizados nas combinações de ações para os Estados Limites Últimos e para os Estados Limites de Utilização.

Tipos de Carregamento	Combinações							
	Estados Limites Últimos					Estados Limites de Utilização		
	C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8
CP	1,4	1,4	1,4	1,4	1,4	1	-	-
Sc	1,4	0,56	1,4	1,4	0,56	1	0,3	0,3
CV na direção X (CV _x)	0,84	1,4	-	-	-	-	1	-
CV na direção Z (CV _z)	-	-	-	0,84	1,4	-	-	1

3.2.3. Concepção Estrutural

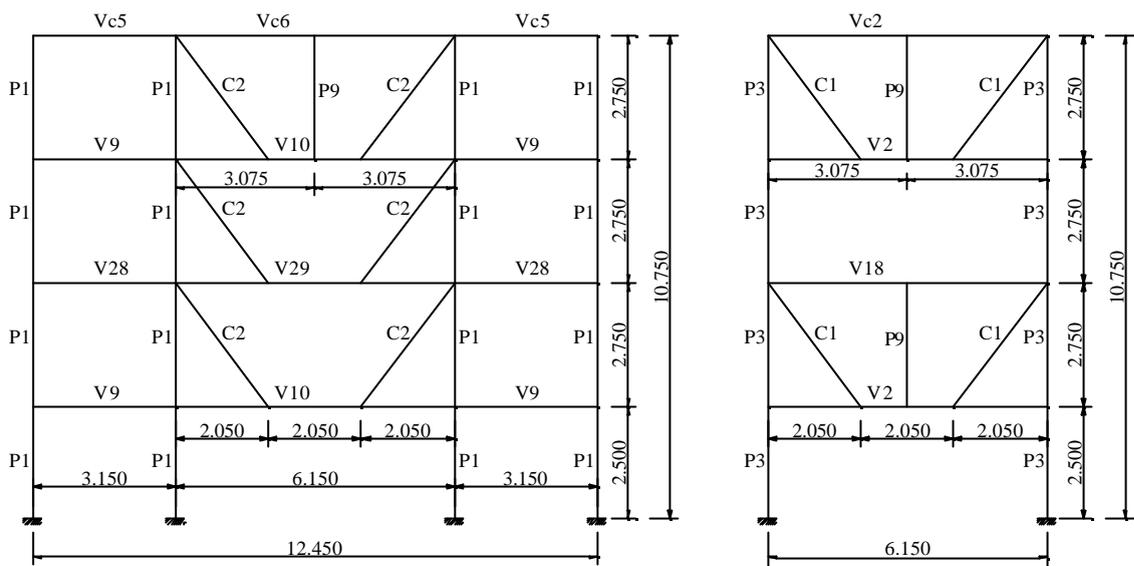
O lançamento estrutural foi baseado no projeto arquitetônico, na concepção de padronização e no procedimento de montagem da edificação. O esquema estrutural em planta é apresentado no Anexo I.

Em relação ao procedimento de montagem, primeiramente são montados os pilares. Em seguida as vigas e os pórticos treliçados (soldados na fábrica) são parafusados nestes pilares.

Os materiais de fechamento utilizados foram materiais de fácil obtenção em qualquer região do país e que proporcionassem uma estrutura mais pesada que aquela considerando outros materiais convencionais, como concreto celular e gesso acartonado. Desse modo tem-se uma concepção estrutural mais abrangente e que pode ser utilizada com maior variedade de materiais.

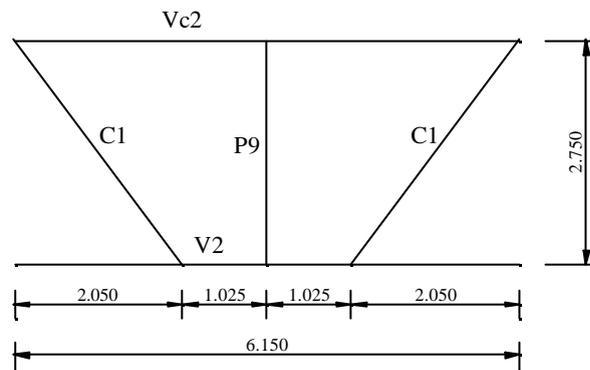
Como citado no item 2.2.3 foram adotados perfis tipo “caixa” para vigas, perfis tipo “I enrijecido” para os pilares e perfis “U enrijecido” para os contraventamentos e pilares secundários “P9”.

Os sistemas de estabilização longitudinal e transversal são sistemas indeslocáveis contraventados. Os pórticos pertencentes aos eixos A01 e A08 identificados na planta do anexo I e mostrados na figura 3.1, são responsáveis pela estabilização transversal. Já a estabilização longitudinal é garantida por pórticos pertencentes aos eixos B01 e B04 contidos entre os eixos A02 e A03 e A06 e A07. Esses pórticos também são mostrados na figura 3.1 e todos esses eixos estão indicados na planta do esquema estrutural do anexo I.



a) Sistema transversal.

b) Sistema longitudinal.



c) Pórtico treliçado soldado na fábrica.

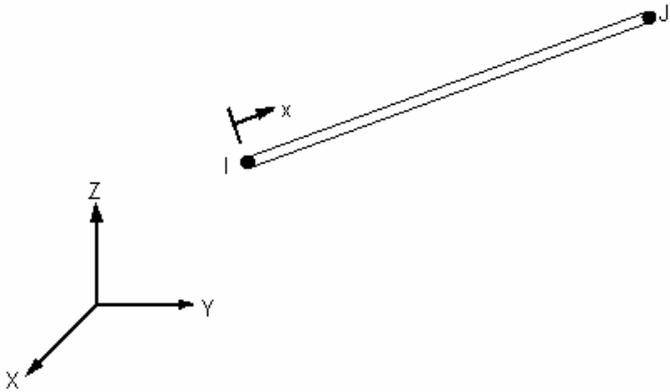
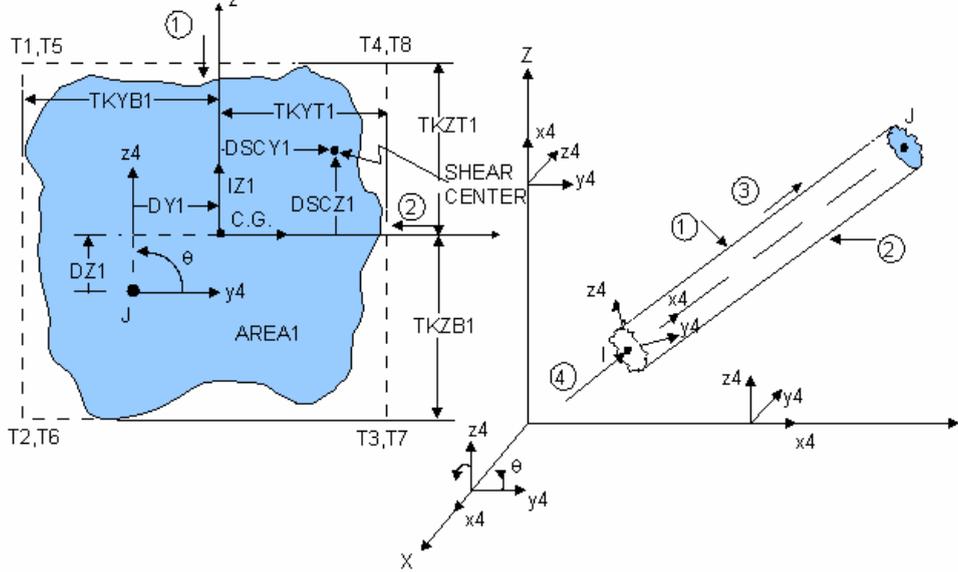
Figura 3.1 – Sistemas de estabilização da edificação.

3.2.4. Análise Estrutural 3D

A análise estrutural linear 3D foi desenvolvida utilizando o software ANSYS Versão 6.0 (Ansys, 2001), sendo que as ligações viga-pilar e entre os pórticos soldados de fábrica e os pilares foram consideradas flexíveis.

Foram utilizados os elementos LINK 180 para os contraventamentos e pilares P9 e BEAM 44 para as vigas e o restante dos pilares. Esses elementos são elementos de barra uniaxiais, tridimensionais, de dois nós e estão indicados na tabela 3.2.

Tabela 3.2 – Elementos utilizados na análise estrutural.

Elemento	Figuras Esquemáticas (Ansys, 2001)
LINK 180	
BEAM 44	

A estrutura modelada é apresentada na figura 3.2, onde foram utilizados 1592 elementos, sendo 86 elementos LINK 180 e 1506 elementos BEAM 44.

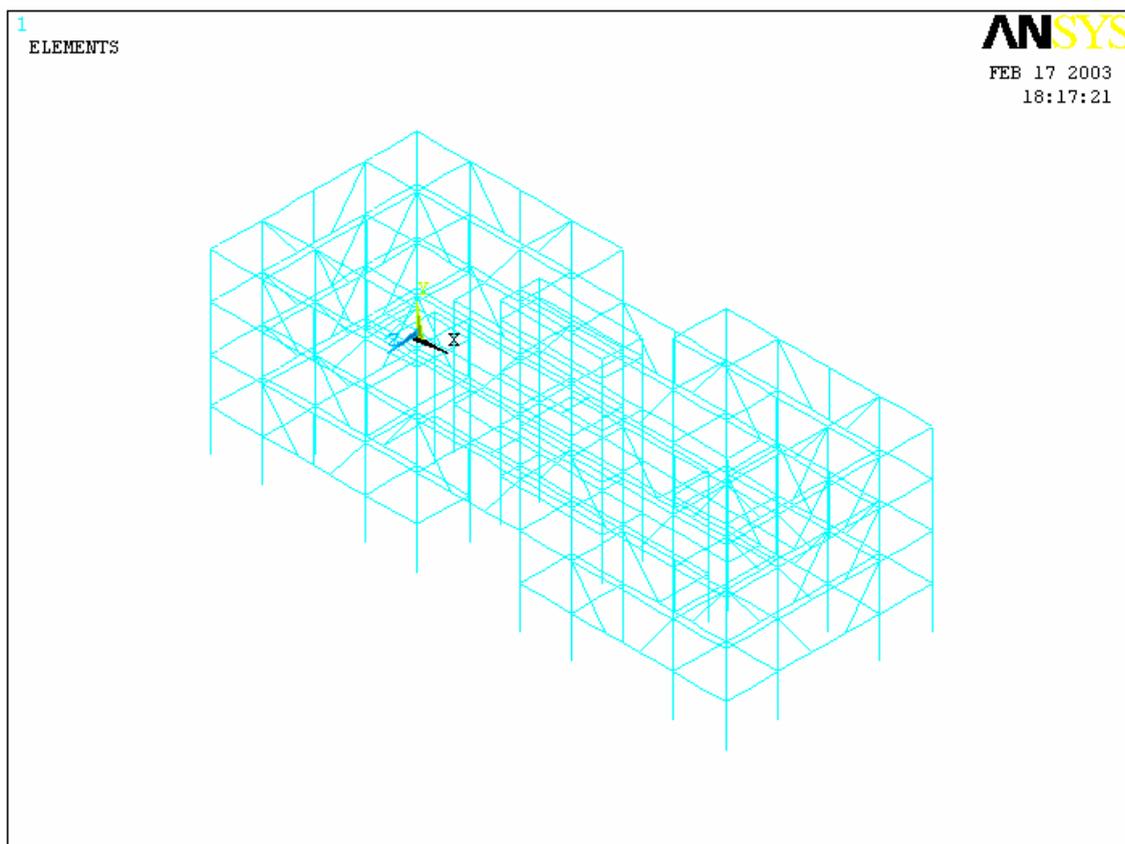
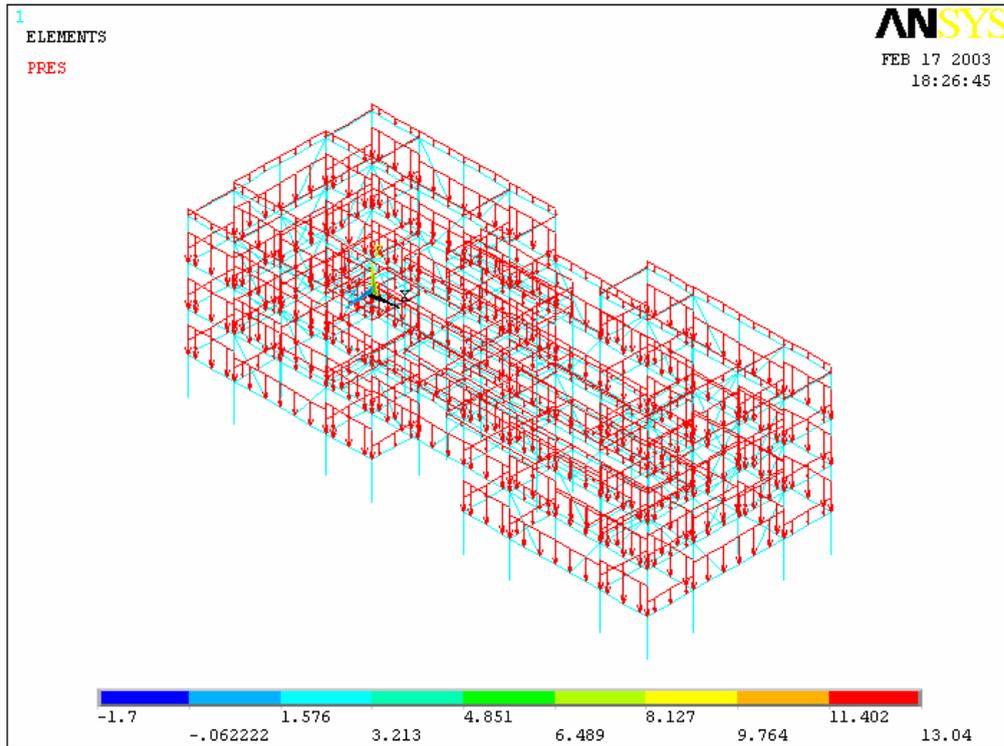


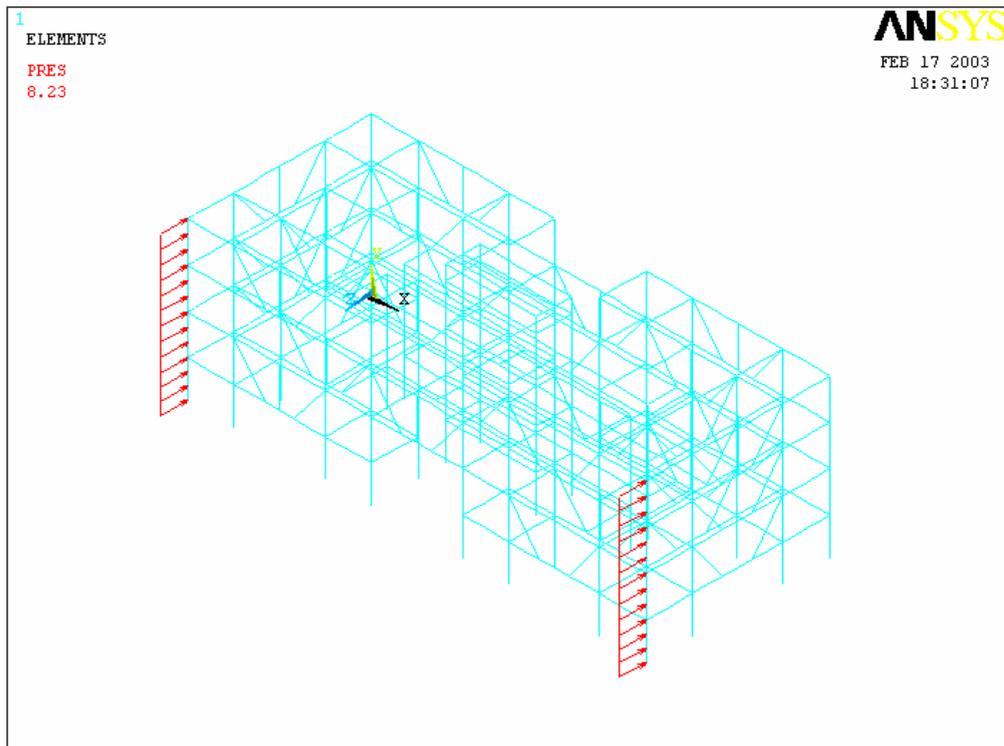
Figura 3.2 – Modelagem da estrutura 3D.

Após a modelagem, aplicou-se os carregamentos “CP”, “Sc”, “CVx” e “CVz”. Por simplificação, as cargas provenientes da ação do vento foram aplicadas diretamente nos pórticos de estabilização.

Para ilustrar essa etapa, a figura 3.3 apresenta a aplicação dos carregamentos “CP” e “CVz”.



a) Carregamento “CP”.



b) Carregamento “CVz”.

Figura 3.3 – Carregamentos aplicados na estrutura (kN/m).

Foram realizadas todas as combinações de ações para o Estado Limite Último, de acordo com a tabela 3.1 do item 3.2.2. Na figura 3.4 são mostrados os esforços de momento fletor em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1”, com o objetivo de exemplificar essa etapa da análise.

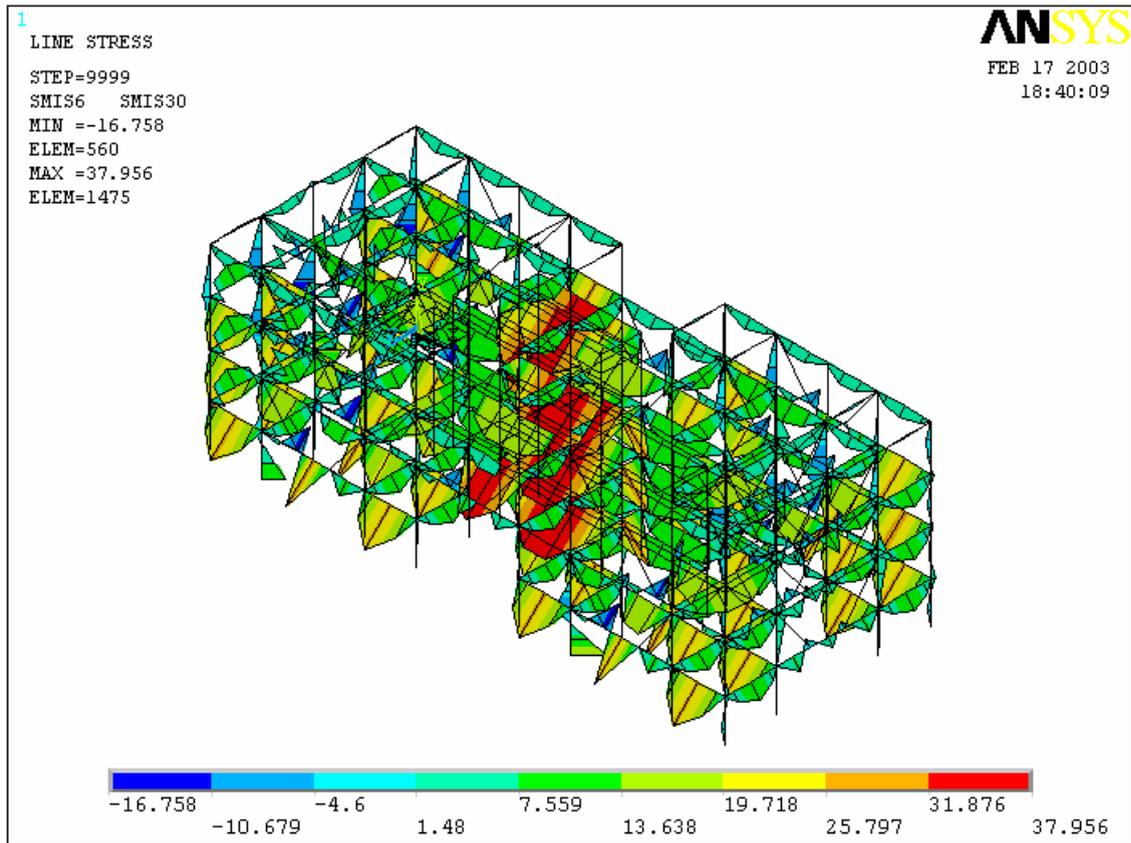


Figura 3.4 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1”.

Após a realização das combinações para o Estado Limite Último, foram determinados os esforços solicitantes de cálculo para cada barra. Na tabela 3.3 são apresentados todos esses esforços com suas respectivas combinações de ações, onde: M_{dz} – Momento Fletor solicitante em relação ao eixo “Z”; M_{dy} – Momento Fletor solicitante em relação ao eixo “Y”; V_{dx} – Esforço Cortante solicitante em relação ao eixo “X”; V_{dy} – Esforço Cortante solicitante em relação ao eixo “Y”; N_d – Esforço Normal solicitante.

Tabela 3.3 – Esforços solicitantes em cada barra.

Elementos	Barras	Combinação mais desfavorável	Esforços Solicitantes de Cálculo				
			Momentos fletores (kNm)		Esforço cortante (kN)		Esforço Normal ^(c) (kN)
			Mdz	Mdy	Vdx	Vdy	Nd
Pilares	P1	C5	70,20	0,72	44,15	-	-155,75
	P2	C5	45,13	1,47	21,88	-	-388,88
	P3	C2	25,95	0,42	14,67	-	-327,04
	P4	C1	0,19	0,38	0,15	-	-252,73
	P5	C4	2,60	2,75	-	1,10	-590,71
	P6	C1	2,23	0,11	0,90	-	-366,84
	P7	C4	0,48	0,29	0,20	-	-52,73
	P8	C4	0,10	0,43	-	0,17	-239,01
	P9	C1	-	-	-	-	-53,80
Vigas	V1	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V2	C1	28,14	0,25	51,64	-	42,61
	V3	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V4	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V5	C1	30,55	0,45	55,14	-	61,00
	V6	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V7	C1	18,80	0,02	12,21	-	-0,28
	V8	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V9	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02
	V10	C5	14,73	1,00	34,30	-	-54,28
	V11	C5	10,68	2,78	13,56	-	-32,67
	V12	C4	9,68	0,37	28,89	-	-35,78
	V13	C4	17,21	0,11	11,19	-	-0,21
	V14	C4	4,27	0,14	5,55	-	-0,10
	V15	C4	1,63	0,40	3,43	-	0,00
	V16	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07
	V17	C1	28,11	0,60	35,70	-	-10,69
	V18	C1	19,91	0,28	32,58	-	-48,44
	V19	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V20	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V21	C1	18,55	0,23	33,28	-	-70,54
	V22	C1	11,60	0,39	30,33	-	32,03
	V23	C1	37,86	0,45	44,24	-	-20,62
	V24	C1	8,14	0,17	8,00	-	0,86
	V25	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V26	C1	21,28	0,26	13,08	-	-0,35
	V27	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V28	C5	10,68	0,44	13,56	-	-30,57
	V29	C5	22,52	0,37	34,52	-	-63,57
	V30	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02

	V31	C4	7,49	0,29	30,81	-	-35,15
	V32	C1	1,93	0,52	4,06	-	-
	V33	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07
	V34	C1	7,90	0,50	9,76	-	-41,39
	Vc1	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06
	Vc2	C1	7,08	0,51	8,90	-	-37,96
	Vc3	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06
	Vc4	C1	11,68	0,63	11,47	-	-46,42
	Vc5	C5	0,80	2,30	1,01	-	-13,73
	Vc6	C4	5,44	0,74	9,32	-	-43,90
	Vc7	C4	0,57	1,47	0,73	-	-0,80
	Vc8	C4	7,59	0,50	9,21	-	-38,43
	Vc9	C1	32,83	-	21,35	-	-
	Vc10	C4	1,97	-	3,36	-	-
	Vcd1	C1	37,20	-	24,19	-	-
	Vcd2	C1	34,02	-	22,13	-	-
	Vcd3	C4	15,96	-	16,10	-	-
Contraventamentos	C1 ^{a)}	C4	-	-	-	-	91,74
	C2 ^{b)}	C2	-	-	-	-	109,54
a) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos B01 a B04.							
b) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos A01, A02, A07 e A08.							
c) Valores negativos representam esforço de compressão e valores positivos representam esforço de tração.							

3.3. DIMENSIONAMENTO DA ESTRUTURA

A seguir no item 3.3.1 (Estrutura Convencional) será apresentado o dimensionamento realizado por Moraes (2003), que não considera a utilização de vigas mistas e, no item 3.3.2 (Estrutura Mista), será apresentado o novo dimensionamento desenvolvido no presente trabalho que considera todas as vigas, que não fazem parte do sistema de estabilização da estrutura, como vigas mistas escoradas e com interação completa. Ambos dimensionamentos foram obtidos a partir da análise estrutural descrita no item 3.2.

3.3.1. Estrutura Convencional

Com a obtenção dos esforços solicitantes de cálculo em cada barra, o dimensionamento de pilares, vigas e contraventamentos foram realizados de acordo com a AISI (1996) e com a NBR 14762:2001. A tabela 3.4 identifica os perfis obtidos no dimensionamento.

Tabela 3.4 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos considerando o dimensionamento convencional.

Elementos	Barras	Perfis
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75
	P2	Ie 300x200x50x4,75
	P3	Ie 300x200x50x3,75
	P4	Ie 170x170x25x2,25
	P5	Ie 200x200x25x4,75
	P6	Ie 200x200x40x2,65
	P7	Ie 170x170x25x1,5
	P8	Ie 170x170x25x2,25
	P9	Ue 200x100x25x2
Vigas	V1	Caixa 300x140x25x2,25
	V2	Caixa 300x170x25x2,25
	V3	Caixa 300x140x25x2,25
	V4	Caixa 300x140x25x2,25
	V5	Caixa 250x150x25x2,65
	V6	Caixa 250x140x25x1,5
	V7	Caixa 250x140x25x2,25
	V8	Caixa 300x140x45x3
	V9	Caixa 300x170x25x2,65
	V10	Caixa 300x170x25x2,65
	V11	Caixa 200x140x25x1,5
	V12	Caixa 200x140x25x2
	V13	Caixa 250x150x25x3
	V14	Caixa 200x140x25x1,5
	V15	Caixa 200x140x25x1,5
	V16	Caixa 300x140x25x2,25
	V17	Caixa 300x140x25x2,25
	V18	Caixa 300x170x25x2
	V19	Caixa 300x140x25x2,25
	V20	Caixa 300x140x25x2,25
	V21	Caixa 250x150x25x2,25
	V22	Caixa 300x140x25x2
	V23	Caixa 300x140x25x2,65

	V24	Caixa 250x140x25x1,5
	V25	Caixa 250x140x25x1,5
	V26	Caixa 250x140x25x2,65
	V27	Caixa 300x140x45x3
	V28	Caixa 300x170x25x2,65
	V29	Caixa 300x170x25x2,65
	V30	Caixa 200x140x25x1,5
	V31	Caixa 250x140x25x1,5
	V32	Caixa 200x140x25x1,5
	V33	Caixa 300x140x25x2,25
	V34	Caixa 200x140x25x2
	Vc1	Caixa 200x140x20x1,5
	Vc2	Caixa 300x170x40x2,25
	Vc3	Caixa 200x140x20x1,5
	Vc4	Caixa 200x170x25x2
	Vc5	Caixa 300x170x25x2
	Vc6	Caixa 300x170x25x2
	Vc7	Caixa 150x140x20x1,5
	Vc8	Caixa 200x140x25x2
	Vc9	Caixa 300x150x40x2,25
	Vc10	Caixa 150x140x20x1,5
	Vcd1	Caixa 300x140x45x3,00
	Vcd2	Caixa 300x140x45x3,00
	Vcd3	Caixa 300x140x25x2,25
Contraventa- mentos	C1	Ue 150x60x20x1,5
	C2	Ue 200x75x25x2,65

Realizado o dimensionamento da estrutura, aplicaram-se as combinações de ações para a verificação dos Estados Limites de Utilização, de acordo com a tabela 3.1 do item 3.2.2.

Na figura 3.5 são mostrados graficamente todos os deslocamentos verticais em metros dos elementos resultantes da aplicação da combinação “C6”, que é a combinação mais desfavorável para se verificar os deslocamentos verticais.

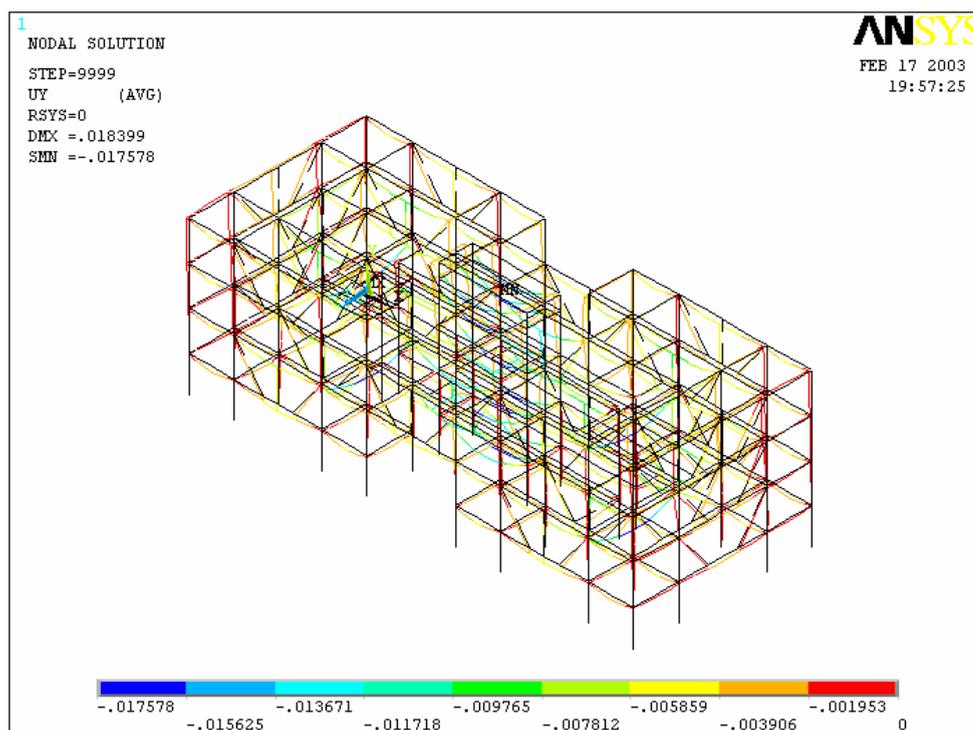


Figura 3.5 - Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6”.

O deslocamento vertical limite recomendado pela NBR 14762:2001 para as vigas da edificação em estudo é de $L/350$, onde “L” é o vão da viga. Desse modo têm-se os valores de 9 mm e 17,57 mm como valores admissíveis para as vigas de 3,15 m e 6,15 m, respectivamente. Observa-se que a edificação atende a esse estado limite de utilização.

Os deslocamentos horizontais da estrutura nas direções dos eixos globais “X” e “Z” foram determinados com a aplicação das combinações “C7” e “C8” (tabela 3.1) respectivamente. Em relação a esses deslocamentos a NBR 14762:2001 recomenda que se verifique o deslocamento horizontal do topo em relação à base e o deslocamento horizontal relativo entre pisos consecutivos, sendo adotados como valores limites para esses deslocamentos $H/400$ e $h/300$, respectivamente, onde “H” é altura da edificação e “h” é a altura entre dois pisos consecutivos. Assim, tem-se um deslocamento horizontal máximo admissível de 27 mm, referente à primeira verificação, e de 9,17 mm, referente à segunda. Com isso, a edificação satisfaz às duas verificações desse estado limite de utilização tanto para deslocamentos na direção do eixo global “X” quanto para o eixo global “Z”. As figuras 3.6 e 3.7 mostram graficamente os deslocamentos horizontais.

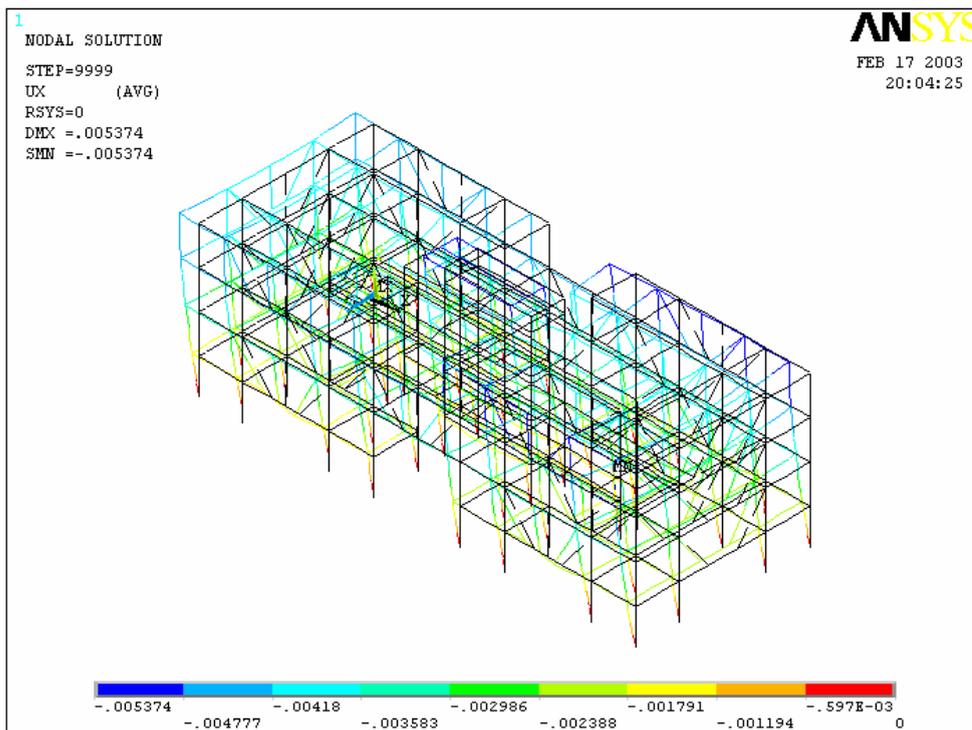


Figura 3.6 - Deslocamentos horizontais dos elementos na direção do eixo global “X” devido à combinação “C7”.

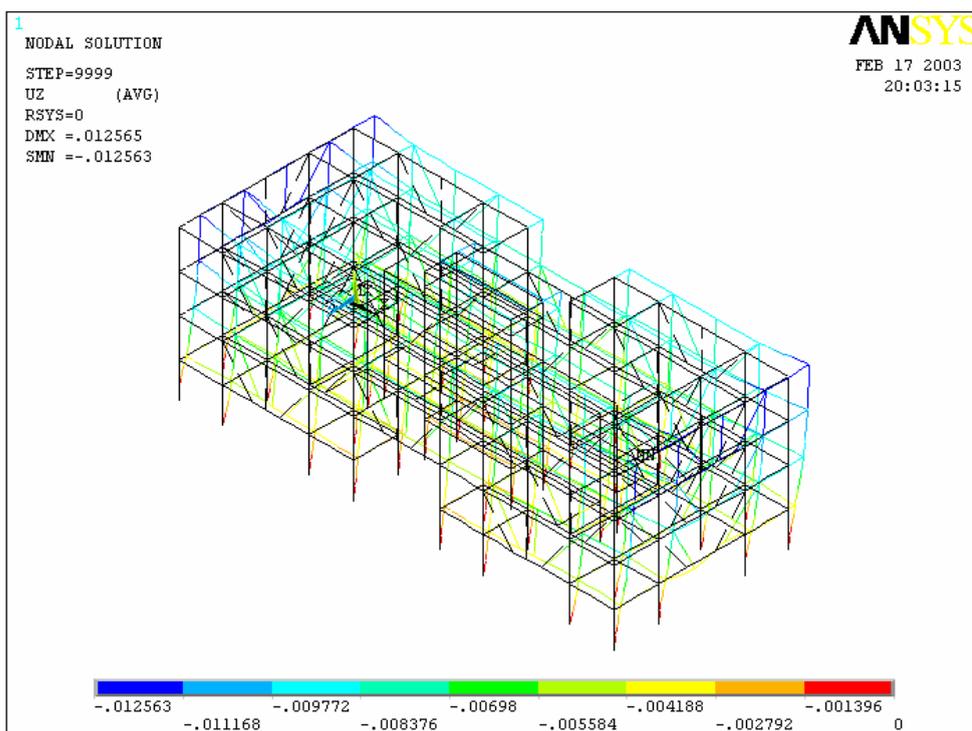


Figura 3.7 - Deslocamentos horizontais dos elementos na direção do eixo global “Z” devido à combinação “C8”.

Portanto, após a verificação dos Estados Limites de Utilização, na tabela 3.5 é detalhado o quantitativo de material utilizado no projeto em estudo referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando análise estrutural realizada.

Tabela 3.5 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos para a estrutura convencional.

Elementos	Barras	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Quantidade	L _{Total} (m)	Peso Total (kg)
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75	45,20	4	43,20	1952,64
	P2	Ie 300x200x50x4,75	41,60	4	43,20	1797,12
	P3	Ie 300x200x50x3,75	33,20	8	10,80	2868,48
	P4	Ie 170x170x25x2,25	13,00	8	10,80	1123,20
	P5	Ie 200x200x25x4,75	30,60	4	43,20	1321,92
	P6	Ie 200x200x40x2,65	18,90	4	43,20	816,48
	P7	Ie 170x170x25x1,50	8,80	4	43,20	380,16
	P8	Ie 170x170x25x2,25	13,00	4	13,45	699,40
	P9	Ue 200x100x25x2,00	6,70	20	55,00	368,50
Vigas	V1	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	8	25,20	413,28
	V2	Caixa 300x170x25x2,25	17,50	8	49,20	861,00
	V3	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	16	50,40	826,56
	V4	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	8	25,20	413,28
	V5	Caixa 250x150x25x2,65	17,60	8	49,20	865,92
	V6	Caixa 250x140x25x1,5	9,90	8	41,80	413,82
	V7	Caixa 250x140x25x2,25	14,70	4	24,60	361,62
	V8	Caixa 300x140x45x3	23,50	2	12,30	289,05
	V9	Caixa 300x170x25x2,65	20,50	8	25,20	516,60
	V10	Caixa 300x170x25x2,65	20,50	4	24,60	504,30
	V11	Caixa 200x140x25x1,5	8,80	24	75,60	665,28
	V12	Caixa 200x140x25x2	11,60	4	24,60	285,36
	V13	Caixa 250x150x25x3	19,90	4	24,60	489,54
	V14	Caixa 200x140x25x1,5	8,80	4	12,60	110,88
	V15	Caixa 200x140x25x1,5	8,80	4	7,60	66,88
	V16	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	4	9,40	154,16
	V17	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	2	6,30	103,32
	V18	Caixa 300x170x25x2	15,60	4	24,60	383,76
	V19	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	4	12,60	206,64
	V20	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	6	18,90	309,96
	V21	Caixa 250x150x25x2,25	15,10	4	24,60	371,46
	V22	Caixa 300x140x25x2	14,70	2	12,30	180,81
	V23	Caixa 300x140x25x2,65	19,30	2	12,30	237,39
	V24	Caixa 250x140x25x1,5	9,90	4	16,30	161,37
	V25	Caixa 250x140x25x1,5	9,90	4	20,90	206,91

	V26	Caixa 250x140x25x2,65	17,20	2	12,30	211,56
	V27	Caixa 300x140x45x3	23,50	1	6,15	144,53
	V28	Caixa 300x170x25x2,65	20,50	4	12,60	258,30
	V29	Caixa 300x170x25x2,65	20,50	2	12,30	252,15
	V30	Caixa 200x140x25x1,5	8,80	12	37,80	332,64
	V31	Caixa 250x140x25x1,5	9,90	2	12,30	121,77
	V32	Caixa 200x140x25x1,5	8,80	4	7,60	66,88
	V33	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	2	4,70	77,08
	V34	Caixa 200x140x25x2	11,60	4	24,60	285,36
	Vc1	Caixa 200x140x20x1,5	8,50	8	25,20	214,20
	Vc2	Caixa 300x170x40x2,25	18,50	4	24,60	455,10
	Vc3	Caixa 200x140x20x1,5	8,50	8	25,20	214,20
	Vc4	Caixa 200x170x25x2	12,50	4	24,60	307,50
	Vc5	Caixa 300x170x25x2	15,60	4	12,60	196,56
	Vc6	Caixa 300x170x25x2	15,60	2	12,30	191,88
	Vc7	Caixa 150x140x20x1,5	7,40	12	37,80	279,72
	Vc8	Caixa 200x140x25x2	11,60	2	12,30	142,68
	Vc9	Caixa 300x150x40x2,25	17,80	2	12,30	218,94
	Vc10	Caixa 150x140x20x1,5	7,40	2	4,70	34,78
	Vcd1	Caixa 300x140x45x3,00	23,50	2	12,30	289,05
	Vcd2	Caixa 300x140x45x3,00	23,50	1	6,15	144,53
	Vcd3	Caixa 300x140x25x2,25	16,40	2	4,70	77,08
Contravementos	C1	Ue 150x60x20x1,5	3,50	50	171,50	600,25
	C2	Ue 200x75x25x2,65	7,80	12	41,16	321,05
					Peso Total (kg)	26164,80
					Área Total (m²)	1546,29
					Taxa (kg/m²)	16,92

Foram utilizadas oito seções de perfis nos pilares, vinte nas vigas e duas nos contraventamentos. A tabela 3.6 indica esses perfis e em que elementos/barras eles serão utilizados.

Tabela 3.6 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos para a estrutura convencional.

Elementos	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Barras
Pilares	Ie 350x200x50x4,75	45,2	P1
	Ie 300x200x50x4,75	41,6	P2
	Ie 300x200x50x3,75	33,2	P3
	Ie 170x170x25x2,25	13	P4 e P8
	Ie 200x200x25x4,75	30,6	P5
	Ie 200x200x40x2,65	18,9	P6

	Ie 170x170x25x1,50	8,8	P7
	Ue 200x100x25x2,00	6,7	P9
Vigas	Caixa 150x140x20x1,50	7,4	Vc7 e Vc10
	Caixa 200x140x20x1,50	8,5	Vc1 e Vc3
	Caixa 200x140x25x1,50	8,8	V11, V14, V15, V30 e V32
	Caixa 250x140x25x1,50	9,9	V6, V24, V25 e V31
	Caixa 200x140x25x2,00	11,6	V12, V34 E Vc8
	Caixa 200x170x25x2,00	12,5	Vc4
	Caixa 250x140x25x2,25	14,7	V7
	Caixa 300x140x25x2,00	14,7	V22
	Caixa 250x150x25x2,25	15,1	V21
	Caixa 300x170x25x2,00	15,6	V18, Vc5 e Vc6
	Caixa 300x140x25x2,25	16,4	V1, V3, V4, V16, V17, V19, V20, V33 e Vcd3
	Caixa 250x140x25x2,65	17,2	V26
	Caixa 300x170x25x2,25	17,5	V2
	Caixa 250x150x25x2,65	17,6	V5
	Caixa 300x150x40x2,25	17,8	Vc9
	Caixa 300x170x40x2,25	18,5	Vc2
	Caixa 300x140x25x2,65	19,3	V23
	Caixa 250x150x25x3,00	19,9	V13
	Caixa 300x170x25x2,65	20,5	V9, V10, V28 e V29
Caixa 300x140x45x3,00	23,5	V8, V27, Vcd1 e Vcd2	
Contraven- tamentos	Ue 150x60x20x1,5	3,5	C1
	Ue 200x75x25x2,65	7,8	C2

3.3.2. Estrutura Mista

O novo dimensionamento dos pilares, vigas e contraventamentos realizados neste trabalho estão de acordo com a AISI (1996) e com a NBR 14762, sendo as vigas mistas dimensionadas no regime elástico. A tabela 3.7 identifica os perfis dimensionados.

Tabela 3.7 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura.

Elementos	Barras	Perfis
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75
	P2	Ie 300x200x50x4,75
	P3	Ie 300x200x50x3,75
	P4	Ie 170x170x25x2,25
	P5	Ie 200x200x25x4,75
	P6	Ie 200x200x40x2,65
	P7	Ie 170x170x25x1,50
	P8	Ie 170x170x25x2,25
	P9	Ue 200x100x25x2,00
Vigas	V1	Caixa 200x75x20x2,25
	V2	Caixa 300x85x25x2,25
	V3	Caixa 200x75x20x2,25
	V4	Caixa 200x75x20x2,25
	V5	Caixa 200x75x20x2,25
	V6	Caixa 150x60x20x1,50
	V7	Caixa 250x70x25x2,25
	V8	Caixa 300x70x45x3,00
	V9	Caixa 300x85x25x2,65
	V10	Caixa 300x85x25x2,65
	V11	Caixa 150x60x20x1,50
	V12	Caixa 150x60x20x2,00
	V13	Caixa 200x75x20x2,00
	V14	Caixa 150x60x20x1,50
	V15	Caixa 150x60x20x1,50
	V16	Caixa 300x70x25x2,25
	V17	Caixa 200x75x20x2,00
	V18	Caixa 300x85x25x2,00
	V19	Caixa 200x75x20x2,25
	V20	Caixa 200x75x20x2,25
	V21	Caixa 200x75x20x2,25
	V22	Caixa 150x60x20x2,00
	V23	Caixa 200x75x20x2,65
	V24	Caixa 150x60x20x1,50
	V25	Caixa 150x60x20x1,50
	V26	Caixa 250x70x25x2,25
	V27	Caixa 300x70x45x3,00
	V28	Caixa 300x85x25x2,65
	V29	Caixa 300x85x25x2,65
	V30	Caixa 150x60x20x1,50
	V31	Caixa 150x60x20x1,50
	V32	Caixa 150x60x20x1,50
	V33	Caixa 300x70x25x2,25

	V34	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc1	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc2	Caixa 300x85x40x2,25
	Vc3	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc4	Caixa 150x60x20x2,00
	Vc5	Caixa 300x85x25x2,00
	Vc6	Caixa 300x85x25x2,00
	Vc7	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc8	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc9	Caixa 200x75x20x2,00
	Vc10	Caixa 150x60x20x1,50
	Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50
Contraventa- mentos	C1	Ue 150x60x20x1,50
	C2	Ue 200x75x25x2,65

Realizado o dimensionamento da estrutura, foi desenvolvida uma nova análise estrutural na qual as vigas mistas tiveram suas propriedades geométricas definidas a partir de suas seções homogeneizadas. Então foram aplicadas as combinações de ações para a verificação dos Estados Limites de Utilização, de acordo com a tabela 3.1 do item 3.2.2.

Na figura 3.8 são mostrados graficamente todos os deslocamentos verticais em metros dos elementos resultantes da aplicação da combinação “C6”.

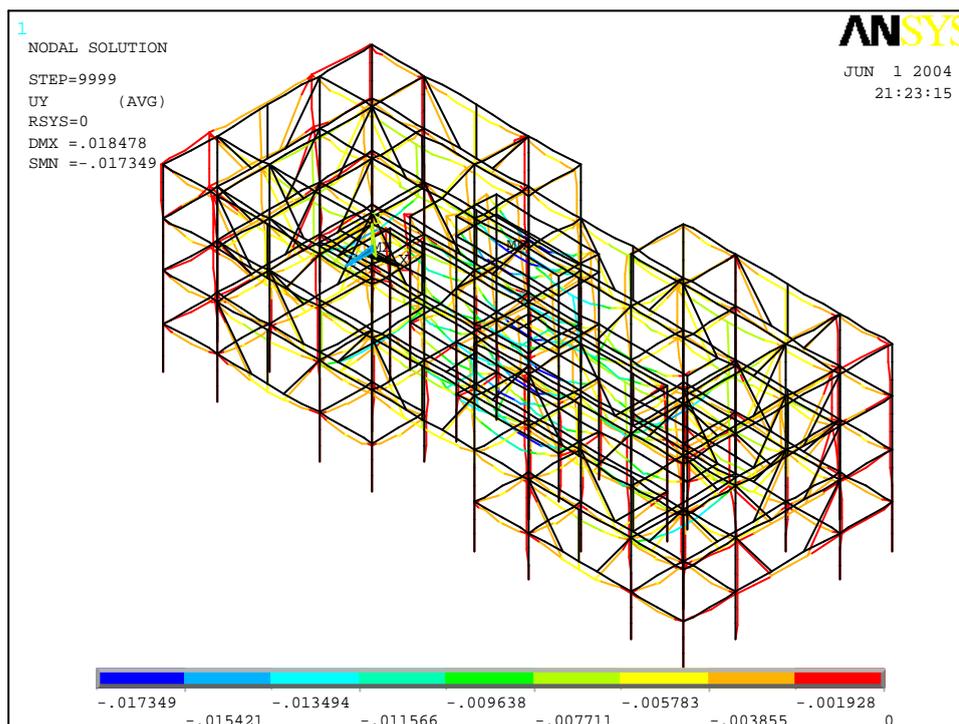


Figura 3.8 –Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6” considerando a utilização de vigas mistas.

Como citado no item 3.3.1 o deslocamento vertical limite recomendado pela NBR 14762:2001 para as vigas de 3,15 m e 6,15 m da edificação em estudo é de 9 mm e 17,57 mm, respectivamente. A aplicação da combinação de cargas “C6”, que é a combinação mais desfavorável para a verificação dos deslocamentos verticais, ocasionou deslocamentos máximos de 6,35 mm para as vigas de 3,15 m de comprimento e 17,35 mm para as vigas de 6,15 m. Desse modo a edificação atende a esse estado limite de utilização.

Assim como no item 3.3.1 os deslocamentos horizontais em metros da estrutura nas direções dos eixos globais “X” e “Z” foram determinados com a aplicação das combinações “C7” e “C8”, respectivamente. As figuras 3.9 e 3.10 mostram a estrutura deformada pelos deslocamentos horizontais.

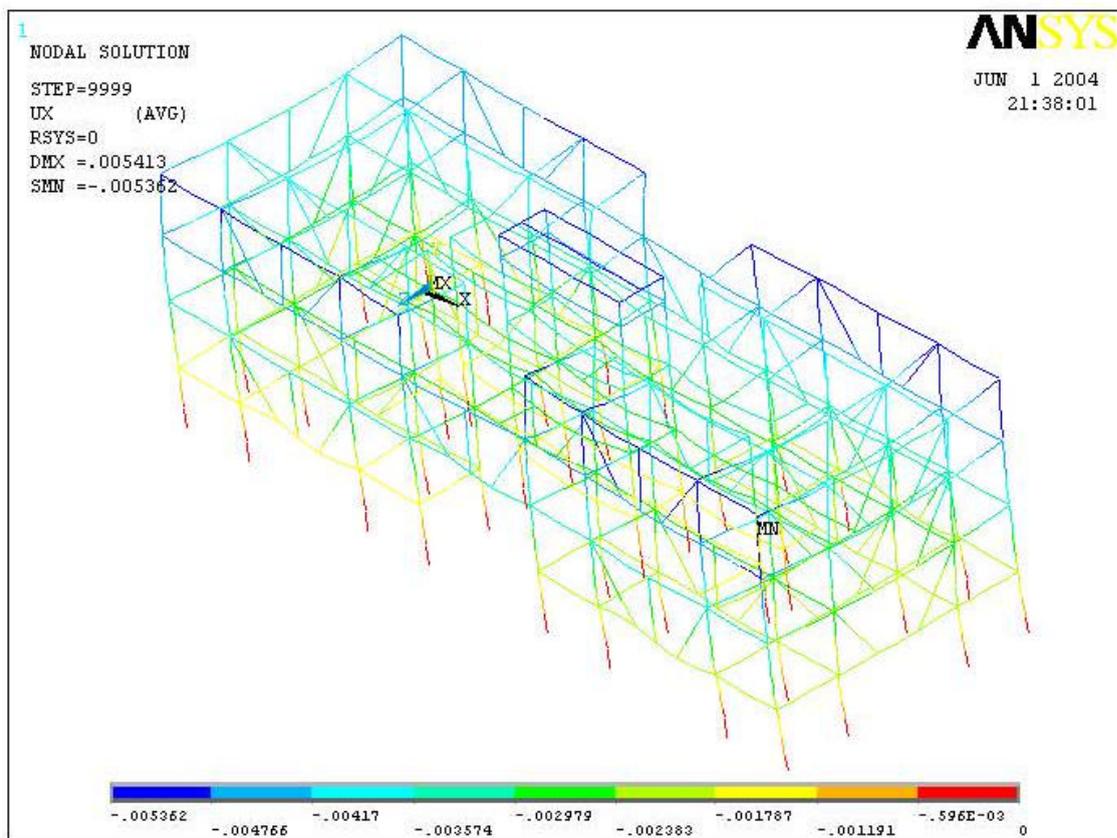


Figura 3.9 – Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “X” dos elementos devido à combinação “C7” considerando a utilização de vigas mistas.

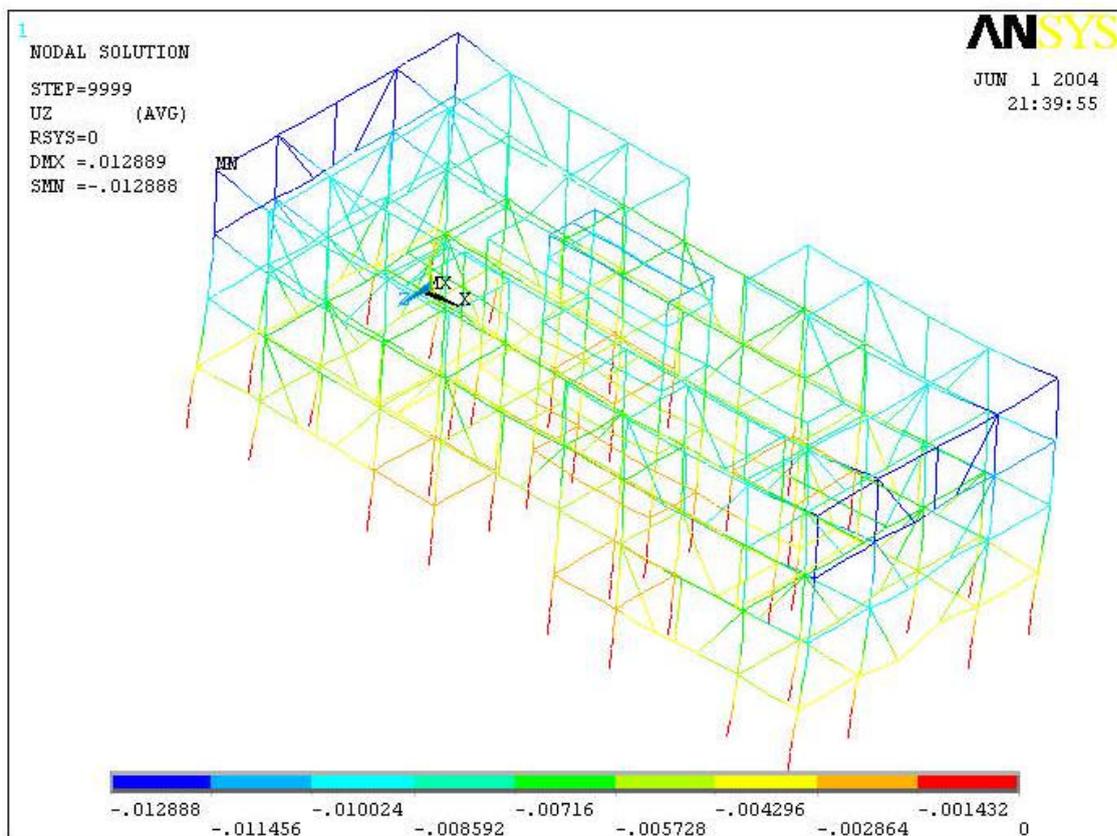


Figura 3.10 –Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “Z” dos elementos devido à combinação “C8” considerando a utilização de vigas mistas.

A edificação também satisfaz às duas verificações desse estado limite de utilização tanto para deslocamentos na direção do eixo global “X” quanto para o eixo global “Z”.

Na tabela 3.8 é detalhado o quantitativo de material utilizado da edificação em estudo referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de vigas mistas.

Tabela 3.8 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de vigas mistas.

Elementos	Barras	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Quantidade	L _{Total} (m)	Peso Total (kg)
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75	45,20	4	43,20	1952,64
	P2	Ie 300x200x50x4,75	41,60	4	43,20	1797,12
	P3	Ie 300x200x50x3,75	33,20	8	86,40	2868,48
	P4	Ie 170x170x25x2,25	13,00	8	86,40	1123,20
	P5	Ie 200x200x25x4,75	30,60	4	43,20	1321,92
	P6	Ie 200x200x40x2,65	18,90	4	43,20	816,48
	P7	Ie 170x170x25x1,50	8,80	4	43,20	380,16
	P8	Ie 170x170x25x2,25	13,00	4	53,80	699,40
	P9	Ue 200x100x25x2,00	6,70	20	55,00	368,50
Vigas	V1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V2	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	8	49,20	861,00
	V3	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	16	50,40	665,28
	V4	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V5	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	49,20	649,44
	V6	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	41,80	292,60
	V7	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	4	24,60	361,62
	V8	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	2	12,30	289,05
	V9	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	8	25,20	516,60
	V10	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	24,60	504,30
	V11	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	24	75,60	529,20
	V12	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78
	V13	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	4	24,60	290,28
	V14	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	12,60	88,20
	V15	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20
	V16	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	4	9,40	154,16
	V17	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	6,30	74,34
	V18	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	24,60	383,76
	V19	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	4	12,60	166,32
	V20	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	6	18,90	249,48
	V21	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	4	24,60	324,72
	V22	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	2	12,30	114,39
	V23	Caixa 200x75x20x2,65	15,80	2	12,30	194,34
	V24	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	16,30	114,10
	V25	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	20,90	146,30
	V26	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	2	12,30	180,81
	V27	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	1	6,15	144,53
	V28	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	12,60	258,30
	V29	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	2	12,30	252,15
	V30	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60

	V31	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10
	V32	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20
	V33	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	2	4,70	77,08
	V34	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	24,60	172,20
	Vc1	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40
	Vc2	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	4	24,60	455,10
	Vc3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40
	Vc4	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78
	Vc5	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	12,60	196,56
	Vc6	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	2	12,30	191,88
	Vc7	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60
	Vc8	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10
	Vc9	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	12,30	145,14
	Vc10	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90
	Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	2	12,30	162,36
	Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	1	6,15	81,18
	Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90
Contraven- mentos	C1	Ue 150x60x20x1,50	3,50	50	171,50	600,25
	C2	Ue 200x75x25x2,65	7,80	12	41,16	321,05
Conectores de Cisalhamento		U 50x25x2,00	1,44	277	19,39	27,92
					Peso Total (kg)	23913,12
					Área Total (m²)	1546,29
					Taxa (kg/m²)	15,46

A utilização de vigas mistas na edificação em estudo permitiu a redução de vinte para doze no número de tipos de perfis utilizados nas vigas, tornando a estrutura mais otimizada e, conseqüentemente, mais econômica. Além disso, analisando as tabelas 3.5 e 3.8 pode-se observar que a utilização de vigas mistas em parte da estrutura representa uma economia de aproximadamente 8,63% do peso em aço das vigas, pilares e contraventamentos. Porém, deve-se avaliar os custos do processo de fabricação da estrutura, o que não está no escopo do presente trabalho, para indicar qual a solução mais econômica para a edificação em estudo.

Na tabela 3.9 estão indicados os perfis utilizados na estrutura considerando a utilização de vigas mistas.

Tabela 3.9 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de vigas mistas.

Elementos	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Barras
Pilares	Ie 350x200x50x4,75	45,2	P1
	Ie 300x200x50x4,75	41,6	P2
	Ie 300x200x50x3,75	33,2	P3
	Ie 170x170x25x2,25	13	P4 e P8
	Ie 200x200x25x4,75	30,6	P5
	Ie 200x200x40x2,65	18,9	P6
	Ie 170x170x25x1,5	8,8	P7
	Ue 200x100x25x2	6,7	P9
Vigas	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	V6, V11, V14, V15, V24, V25, V30, V31, V32M V34, Vc1, Vc3, Vc7, Vc8, Vc10 e Vcd13
	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	V12, V22 e Vc4
	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	V13, V17 e Vc9
	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	V1, V3, V4, V5, V19, V20, V21, Vcd1 e Vcd2
	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	V7 e V26
	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	V18, Vc5 e Vc6
	Caixa 200x75x20x2,65	15,80	V23
	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	V16 E V33
	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	V23
	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	Vc2
	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	V9, V10, V28 e V29
Caixa 300x70x45x3,00	23,50	V8 e V27	
Contraventamentos	Ue 150x60x20x1,5	3,5	C1
	Ue 200x75x25x2,65	7,8	C2

3.4. LIGAÇÕES VIGA-PILAR

3.4.1. Tipos de Ligações

Usualmente no cálculo estrutural das ligações metálicas existem dois tipos modelo para a conexão:

a) Ligações flexíveis (rótula perfeita):

Neste tipo de modelo não existe continuidade rotacional, implicando em nenhuma transferência de momento fletor entre a viga e o pilar. Portanto os elementos viga-pilar são considerados trabalhando independentemente um do outro.

Segundo AISC (1994) a ligação é flexível se a rotação relativa entre as partes, após o carregamento, atingir 80% ou mais daquela teoricamente esperada caso a conexão fosse totalmente livre de girar.

b) Ligações rígidas:

A continuidade rotacional existente provoca a completa transferência de momento. Com isso, há uma total interação viga-pilar.

Todos os deslocamentos relativos entre as peças conectadas são impedidos, isto é, não há alteração no ângulo relativo entre elas, com uma restrição à rotação da ordem de 90% ou mais daquela teórica necessária à ocorrência de nenhuma rotação, AISC (1994).

Verifica-se que estas conexões tradicionais, rígidas e articuladas, apresentam resultados que diferem dos obtidos na condição real o que é observado nas análises experimentais. Na realidade as conexões apresentam rigidezes intermediárias às citadas, devendo ser classificadas em outro tipo de conexão: semi-rígida. São ligações que apresentam resistência ao giro relativo, mas não possuem rigidez suficiente para impedir todo o deslocamento relativo entre as peças. Neste caso, a restrição à rotação situa-se geralmente entre 20% e 90% daquela teoricamente necessária para evitar qualquer rotação, AISC (1994).

Os resultados, considerando ligações semi-rígidas em pórticos, podem alterar significativamente o seu comportamento estrutural, ocasionando redução dos momentos das vigas em relação às ligações articuladas, possibilidade de economia no projeto,

tornando o seu dimensionamento mais eficaz. Em relação ao modelo de ligações rígidas, as ligações semi-rígidas apresentam momentos menores na conexão viga-pilar. Este fato proporciona economia nos custos dos elementos e meios de ligação e redistribui os esforços ao longo da estrutura.

Resultados experimentais são de primordial importância e necessidade para compreender o comportamento real da conexão viga-pilar oferecendo subsídios de projeto.

3.4.2. Ligações Mistas

Uma maneira de se conseguir uma boa transmissão de momentos nas ligações entre vigas e pilares constituídos de perfis formados a frio é através da utilização de ligações mistas. Uma ligação é denominada como mista quando a laje de concreto participa da transmissão de momento fletor de uma viga para um pilar ou para outra viga mista no vão adjacente (Queiroz, 2001).

Esta transmissão de momento é obtida através de barras de armadura que devem ser colocadas na região de momento negativo da ligação dentro da largura efetiva da mesma. De acordo com Queiroz (2001), a largura efetiva de uma ligação mista é calculada da mesma forma que em vigas mistas contínuas, como $(L_{01}+L_{02})/8$ de cada lado da viga mista, onde L_{01} e L_{02} são os comprimentos dos trechos de momento negativo nas duas vigas mistas adjacentes. Para vigas de borda, a largura efetiva do lado externo é igual ao balanço da laje ou $(L_{01}+L_{02})/8$, o que for menor. Além de respeitar a largura efetiva, quando o suporte for um pilar, deve-se também dispor as barras da armadura de forma que seu centro de gravidade, de cada lado da linha de centro das vigas mistas adjacentes, fique a uma distância de $0,7b_c$ a $2,5b_c$ desta linha de centro, sendo b_c a largura do pilar na direção transversal às barras.

As rigidezes de ligações mistas podem ser calculadas de diversas maneiras, tais como:

- ensaios;
- cálculos por elementos finitos;

- métodos analíticos aproximados.

No presente trabalho as rigidezes das ligações mistas são determinadas através de ensaios experimentais, como será apresentado nos capítulos quatro e cinco.

3.4.3. Determinação da Rigidez de uma Ligação Mista com a Utilização de Ensaios Experimentais

Devido à baixa reserva de resistência plástica dos perfis formados a frio, no presente trabalho as rigidezes das ligações viga-pilar são determinadas na fase linear-elástica de suas respectivas curvas momento x rotação.

Entretanto, as curvas momento x rotação das ligações mistas apresentam comportamento bi-linear em sua fase elástica, apresentando inclinações mais elevadas no início do carregamento e, a partir do momento em que ocorrem as primeiras fissuras próximas às ligações, inclinações menores.

Assim, no presente trabalho determinaram-se para cada ligação ensaiada a rigidez inicial (k_0) e a rigidez em sua 2ª fase linear elástica (k). Os valores de k_0 são definidos utilizando o método da Inclinação Inicial. Já os valores de k são definidos como a inclinação da reta obtida a partir da regressão linear dos pontos da curva momento x rotação situados entre o instante em que ocorrem as primeiras fissuras próximas à ligação, e o instante em que ocorre o colapso elástico da ligação (figura 3.11).

O Método da Inclinação consiste em traçar uma reta passando pela origem e interceptando a curva no seu trecho inicial. A inclinação dessa reta tangente é a rigidez inicial da ligação (figura 3.12).

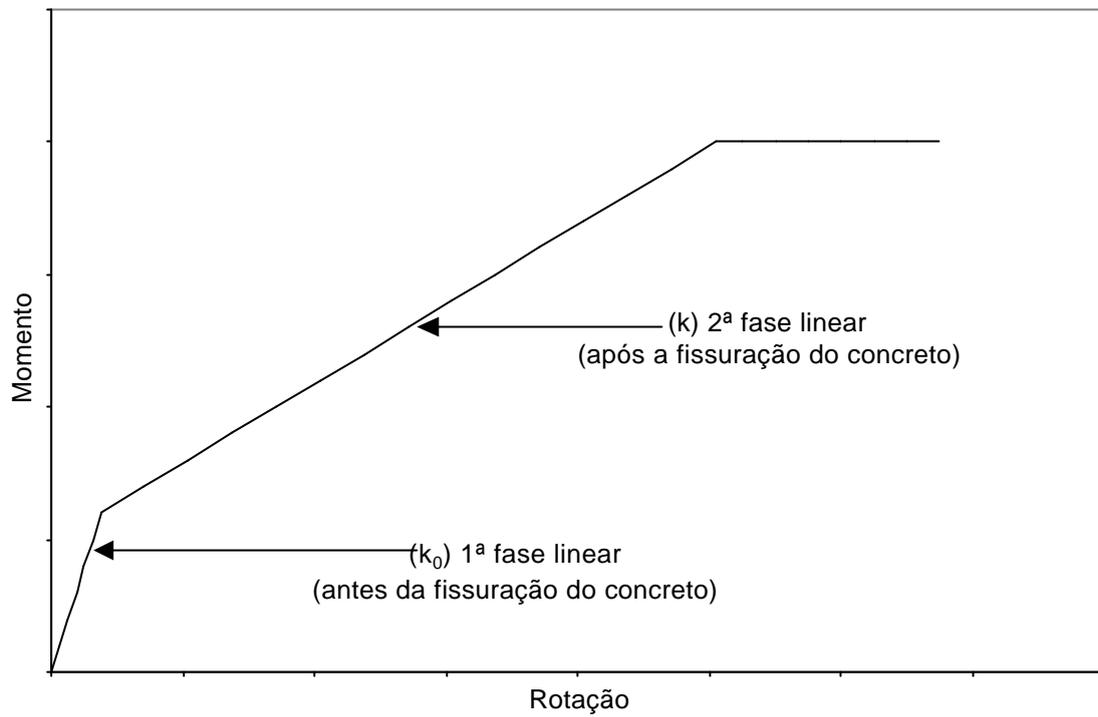


Figura 3.11 – Comportamento bi-linear das ligações mistas na fase linear-elástica.

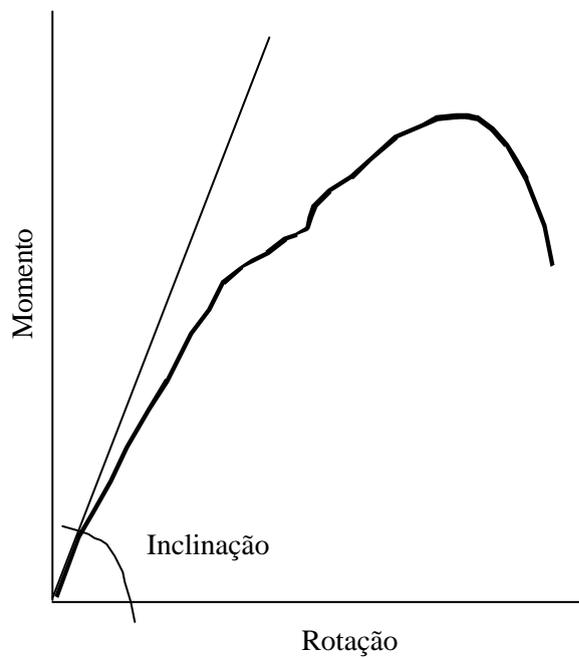


Figura 3.12 – Método da Inclinação Inicial.

4. PROGRAMA EXPERIMENTAL

4.1. INTRODUÇÃO

Neste capítulo são apresentadas as configurações das ligações propostas para o projeto em estudo e os procedimentos dos ensaios experimentais. Os ensaios foram realizados utilizando perfis em dimensões reais. Os protótipos, juntamente com os acessórios de montagem foram fabricados pela empresa Pórtico S. A.

Os protótipos foram definidos a partir da determinação das ligações viga-pilar mais significativas quanto ao grau de importância destas em relação ao conjunto. Assim como em Morais (2003), uma ligação padrão foi dimensionada para todos os protótipos, baseada nas prescrições da norma americana AISI (1996) e da norma brasileira NBR 14762:2001.

Foram realizados ensaios em três configurações de protótipos. Todas elas representavam ligações em pilar interno. O objetivo dos ensaios foi avaliar a viabilidade, a resistência e o comportamento das ligações propostas. Determinou-se também a rigidez das ligações testadas, através das curvas momento x rotação, as deformações específicas em alguns pontos, o campo de deslocamento e o modo de colapso da ligação, necessários à avaliação do dimensionamento final e do comportamento estrutural.

4.2. CONFIGURAÇÃO E DIMENSIONAMENTO DA LIGAÇÃO PROPOSTA

No presente trabalho a ligação proposta tem configuração semelhante a um dos sistemas de ligação desenvolvidos em Morais (2003), diferindo somente nas dimensões do mesmo. Esse sistema é composto por dois “U Suporte”, ilustrados na figura 4.1, soldados em cada um dos flanges do pilar. Esse U Suporte recebe uma furação nas partes superior e inferior de seus flanges, cujo objetivo é fazer a conexão com a viga do

protótipo através de Cantoneiras de Ligação soldadas nessa viga. Essas cantoneiras também recebem a mesma furação do U Suporte, fazendo, assim, através de parafusos, a conexão de ambas as partes do protótipo. Outros componentes desse tipo de ligação são enrijecedores internos em forma de “U simples” que são soldados na alma e no flange do pilar do protótipo. A figura 4.2 ilustra a localização do “U suporte” no pilar do protótipo em conjunto com os enrijecedores internos. Já a figura 4.3 mostra a viga do protótipo com as Cantoneiras de Ligação.

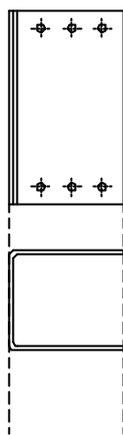


Figura 4.1 – U Suporte (Morais, 2003).

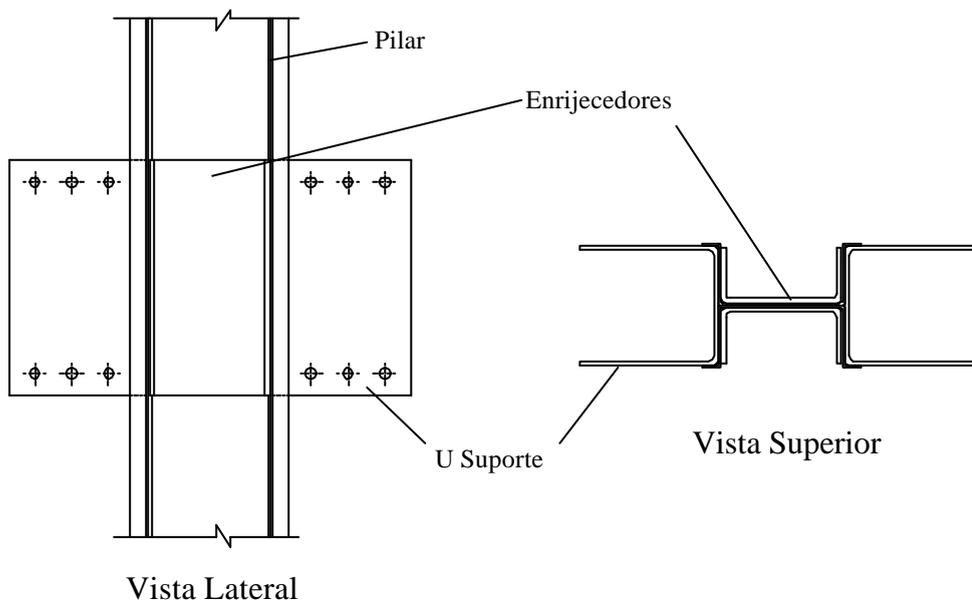


Figura 4.2 – Localização do U suporte e dos enrijecedores internos (Morais, 2003).

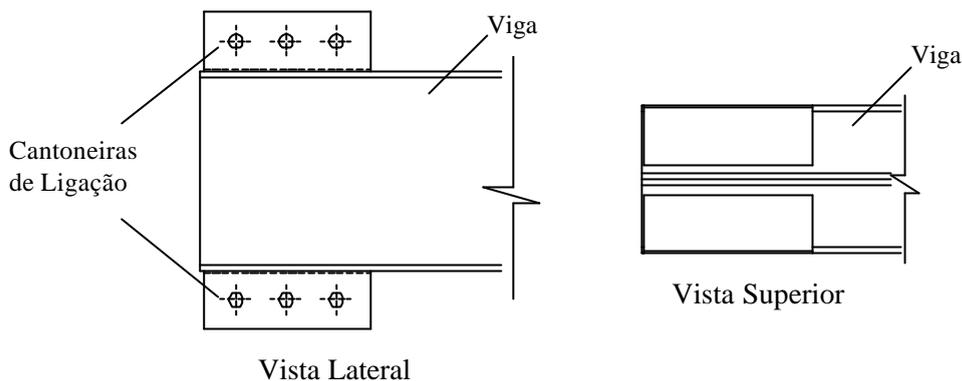


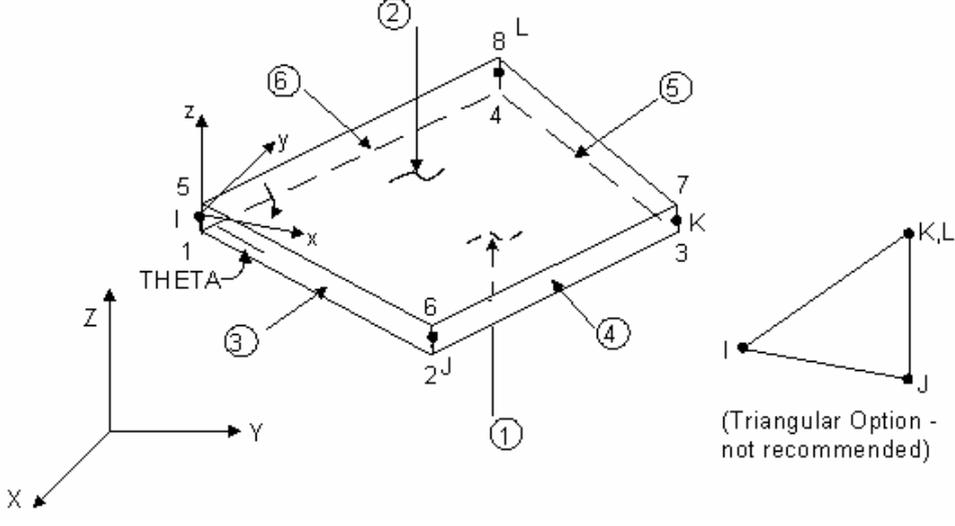
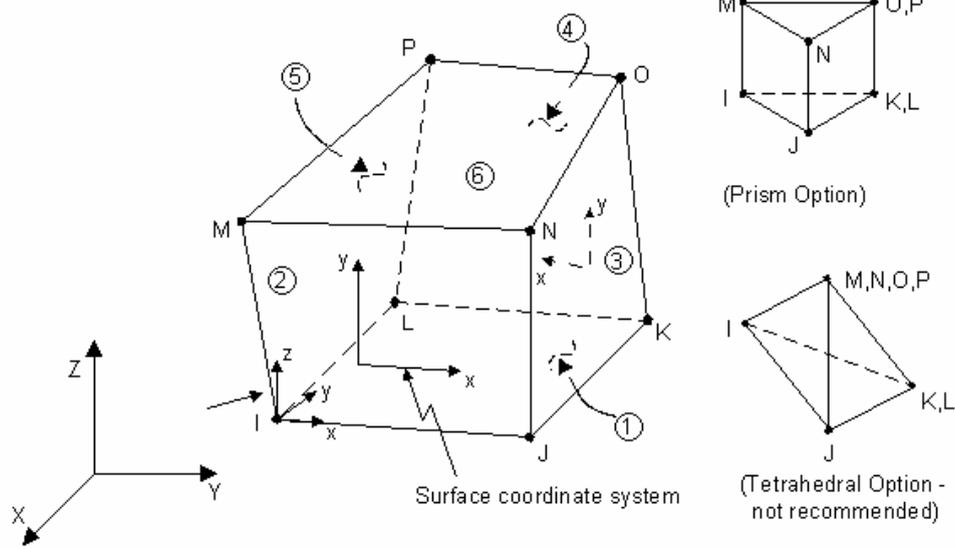
Figura 4.3 – Detalhe da viga do protótipo com as Cantoneiras de Ligação (Morais, 2003).

As dimensões dos componentes da ligação proposta foram dimensionadas de acordo com as Normas AISI (1996), NBR 14762:2001 e NBR 8800:1986. Esse dimensionamento é apresentado no Anexo II.

De maneira análoga a Morais (2003) e com o objetivo de determinar o comportamento da ligação, foi desenvolvido um modelo, utilizando elementos finitos, da ligação proposta.

Essa modelagem foi feita no software Ansys Versão 6.0 (Ansys, 2001), utilizando dois elementos: um elemento de casca tridimensional, denominado SHELL 43, e um elemento sólido tridimensional, denominado SOLID 45. O pilar foi modelado com um comprimento de 1,0 m e engastado nas extremidades utilizando o elemento SHELL 43 (tabela 4.1). As almas do U Suporte e do U simples dos enrijecedores foram modeladas utilizando o elemento SOLID 45 (tabela 4.1). Os flanges do U Suporte e dos U simples dos enrijecedores foram modelados utilizando o elemento SHELL 43. A análise da modelagem procedeu-se com a aplicação de binários de forças na altura dos parafusos da ligação, representando a aplicação de momentos fletores localizados na ligação.

Tabela 4.1 – Elementos utilizados na análise através de elementos finitos da configuração da ligação.

Elemento	Figuras Esquemáticas (Ansys, 2001)
SHELL 43	
SOLID 45	

Nas figuras 4.4 e 4.5 são caracterizadas a modelagem e um dos resultados de tensões dessa análise, respectivamente.

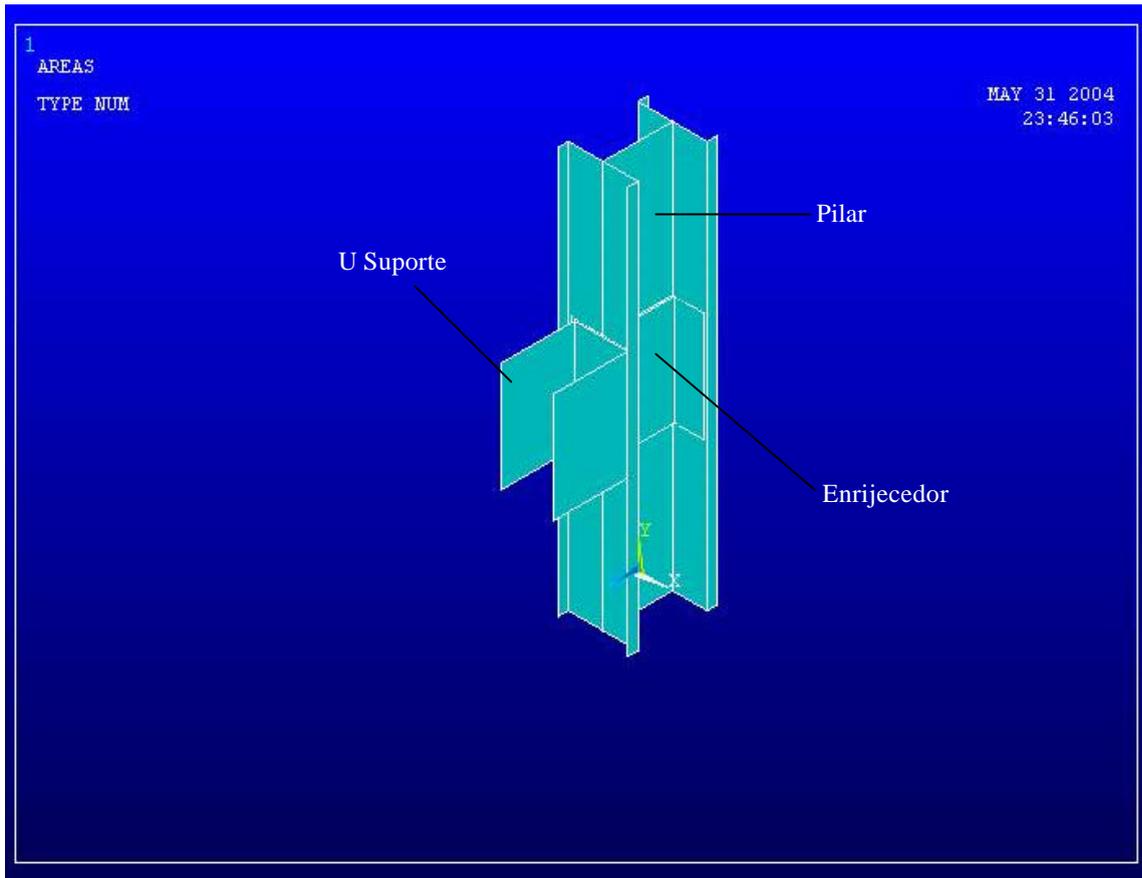


Figura 4.4 – Modelagem da configuração da ligação viga-pilar proposta.

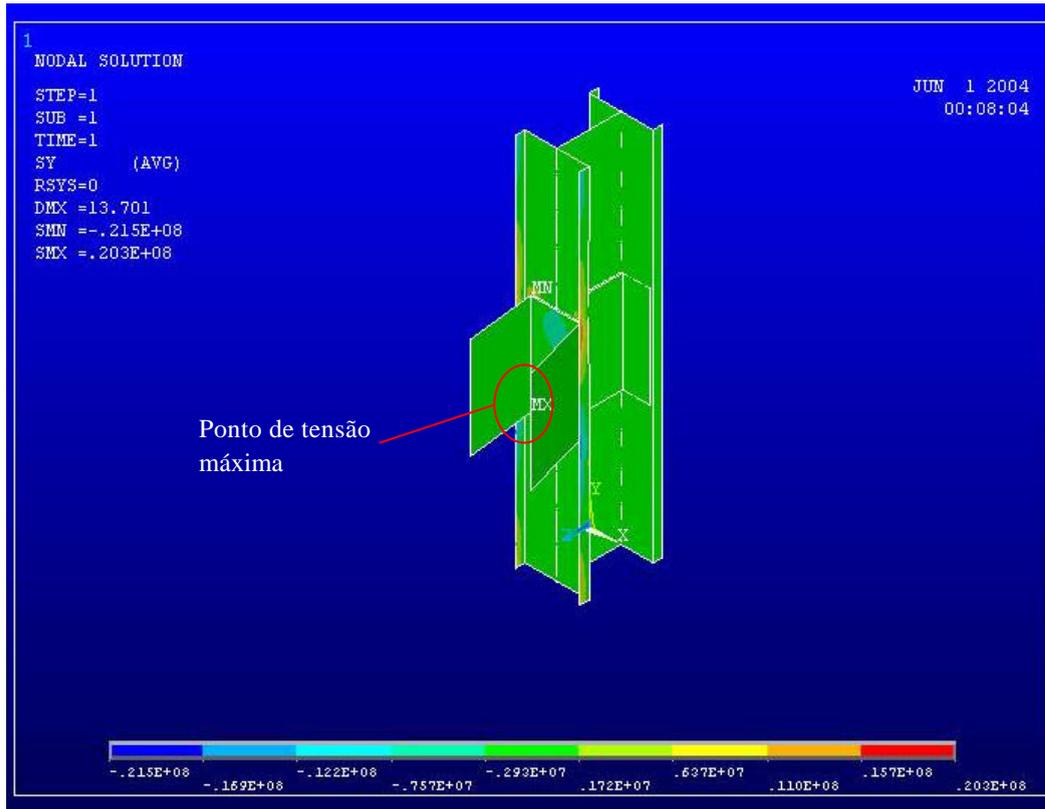


Figura 4.5 – Tensões (kPa) na direção do eixo global Z da configuração da ligação vigapilar proposta.

A análise dos resultados da modelagem auxiliou na localização dos pontos de tensões máximas contribuindo, assim, no dimensionamento dos componentes da ligação.

A figura 4.6 mostra as dimensões do U Suporte e dos enrijecedores internos em perfil “U simples” utilizados em todos os protótipos de ensaio.

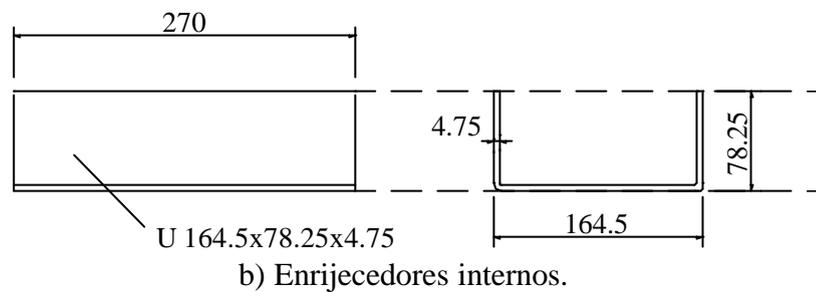
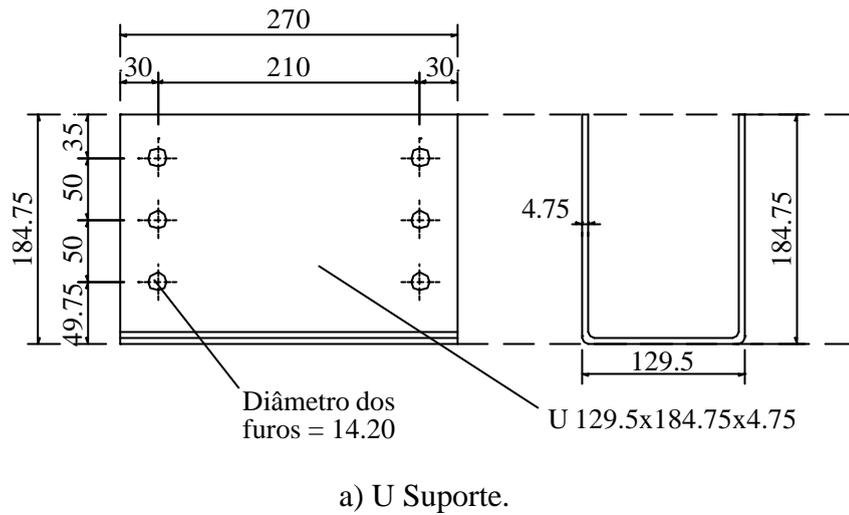


Figura 4.6 – Detalhes das dimensões das partes constituintes da ligação proposta (dimensões em mm).

A figura 4.7 mostra o detalhamento de como são as uniões dos pilares com o U Suporte e com os enrijecedores internos. O pilar representado na figura é interno, com duas vigas conectadas através da ligação parafusada proposta e uma segunda viga soldada em sua alma, sendo a solda realizada na fábrica quando considerada a construção da edificação em estudo.

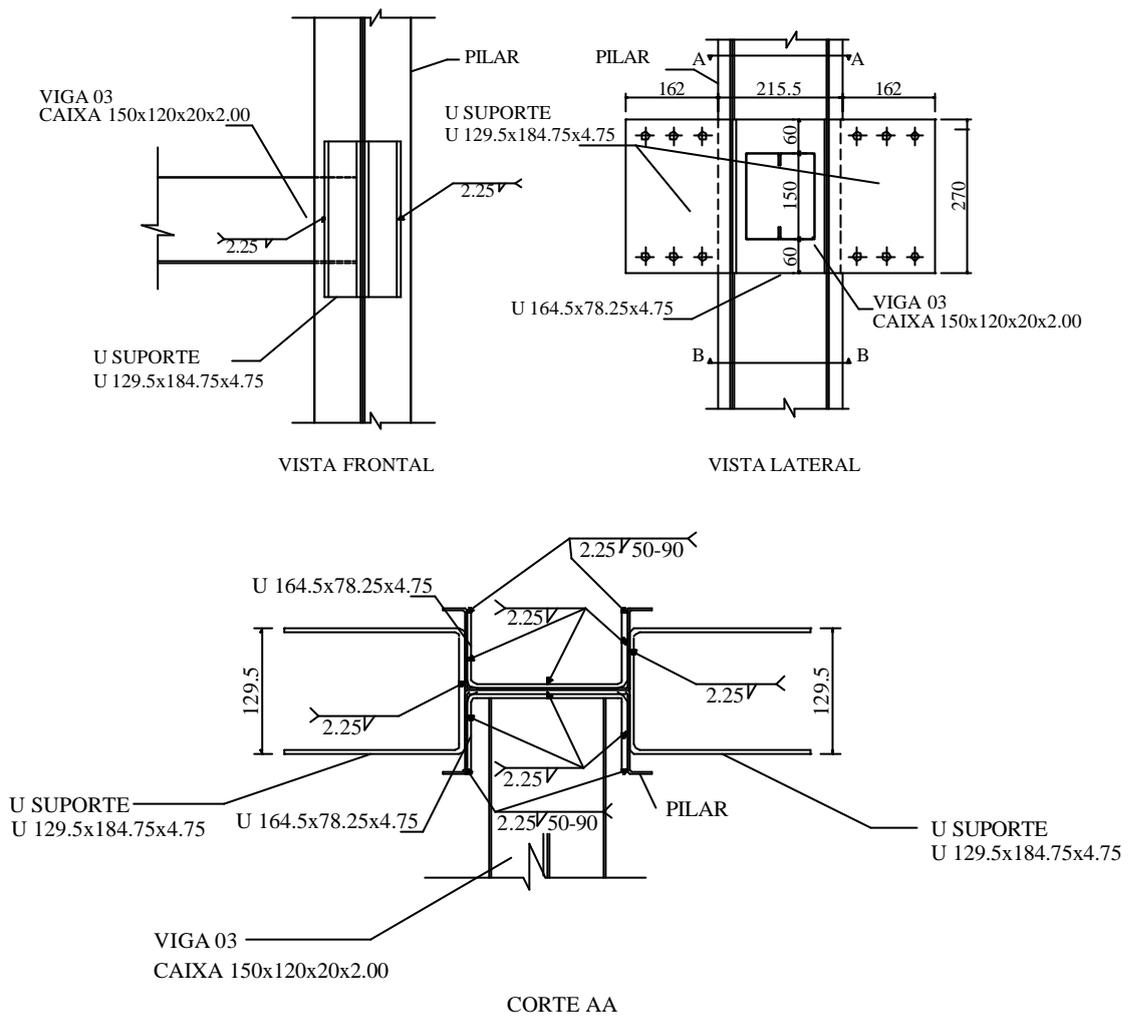


Figura 4.7 – Detalhamento da ligação proposta (dimensões em mm).

4.3. PROTÓTIPOS ENSAIADOS

A resistência ao momento de uma ligação é diretamente proporcional às resistências dos elementos, das vigas e do pilar que a constitui. Por esse motivo foram escolhidos para constituírem os protótipos ensaiados o pilar de menor resistência ao momento, entre os pilares definidos no dimensionamento apresentado no item 3.3.2, e as três vigas de menores resistências ao momento, também de acordo com o dimensionamento apresentado no item 3.3.2. Assim, os resultados obtidos podem,

conservadoramente, serem utilizados para todas as ligações do projeto em estudo que forem formadas por pilares e vigas de resistências maiores do que os mesmos.

Então, definiram-se para constituírem os protótipos o pilar de seção I 170x170x25x2.25 e as vigas Caixa 150x120x20x1,50, Caixa 150x120x20x2,00 e Caixa 150x120x20x2,25. Entretanto, em função de erros de fabricação, o pilar foi confeccionado com 190 mm de largura, ou seja, ao contrário do perfil I 170x170x25x2.25, foi confeccionado o perfil I 170x190x25x2.25. Além disso, na ocasião da confecção dos protótipos não estavam disponíveis no mercado chapas de 1,50 mm de espessura, portanto as vigas com esta espessura não foram confeccionadas.

Desta forma foram definidas três configurações de protótipos a serem ensaiados, todos eles formados por ligações internas na forma de cruz. Nenhum protótipo foi formado por ligação de canto por não se considerar a rigidez desse tipo de ligação quando se trata de ligação mista. Além das dimensões das vigas, o que diferenciou os protótipos foram as armaduras negativas da laje.

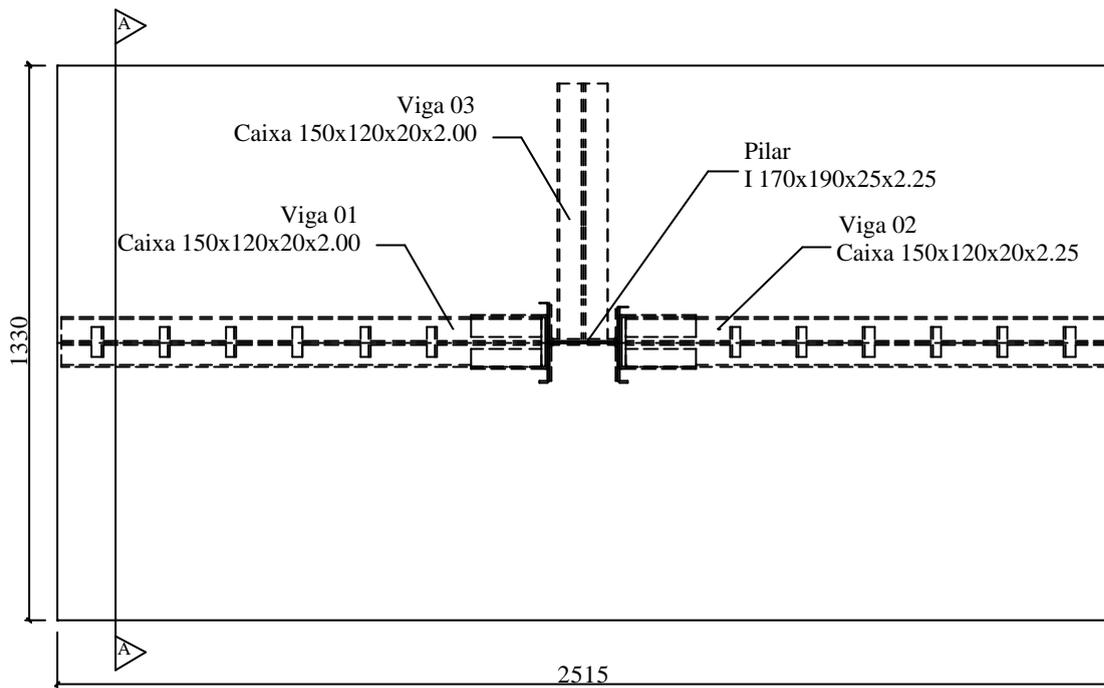
Os protótipos ensaiados são detalhados a seguir. Os parafusos utilizados em todos eles são ASTM A-325 de diâmetro 12,50 mm e a solda é tipo de filete de classificação E60XX de acordo com a AWS D1.1:2000. Assim como em Liew (2000), a largura da laje foi definida como sete vezes a largura do pilar e, portanto, igual a 133 cm.

O dimensionamento das ligações destes protótipos, bem como das armaduras negativas dos mesmos, são apresentados no Anexo II.

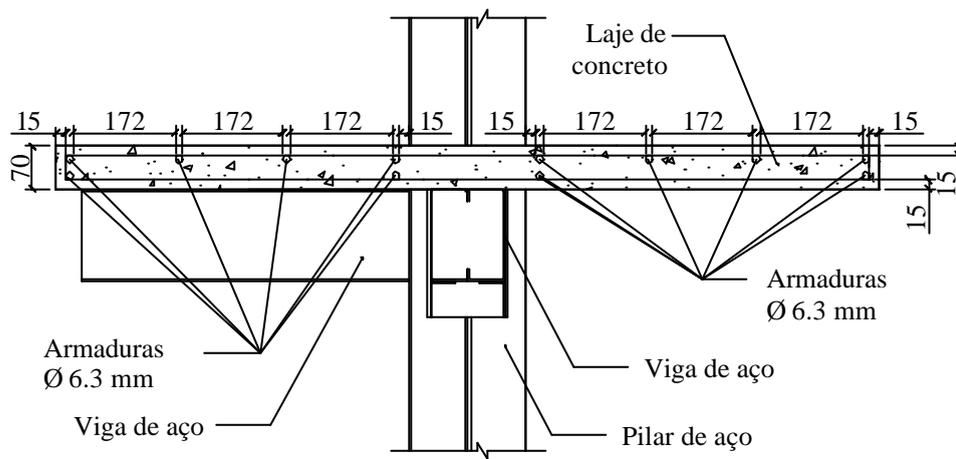
4.3.1. Protótipo A

O Protótipo A é composto pelo pilar de seção “I enrijecido” 170x190x25x2.25, por duas vigas de seção Caixa 150x120x20x2.00 e por uma viga de seção Caixa 150x120x20x2.25. A armadura negativa desse protótipo é formada por oito barras de 6.3 mm de diâmetro, totalizando uma área de 2,52 cm², o que corresponde a 0,27 % da área da seção transversal da laje de concreto.

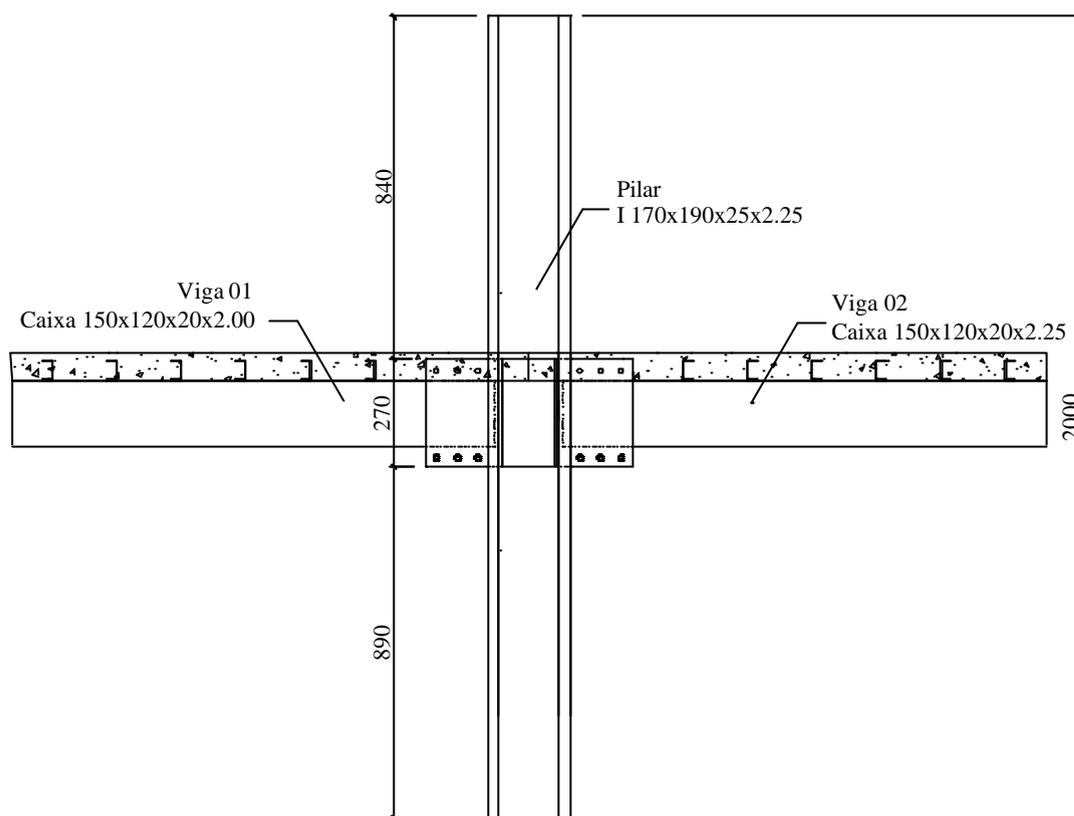
A figura 4.8 ilustra a configuração do Protótipo A.



a) Planta Baixa



b) Corte AA



c) Vista Lateral

Figura 4.8 – Configuração do Protótipo A (dimensões em mm).

As barras de aço superiores indicadas na figura 4.8.c são armaduras negativas, já as barras inferiores são armaduras utilizadas apenas para facilitar a armação da laje. A armadura transversal da laje é composta de barras de 6.3 mm a cada 149 mm. A figura 4.9 ilustra a disposição dessa armadura.

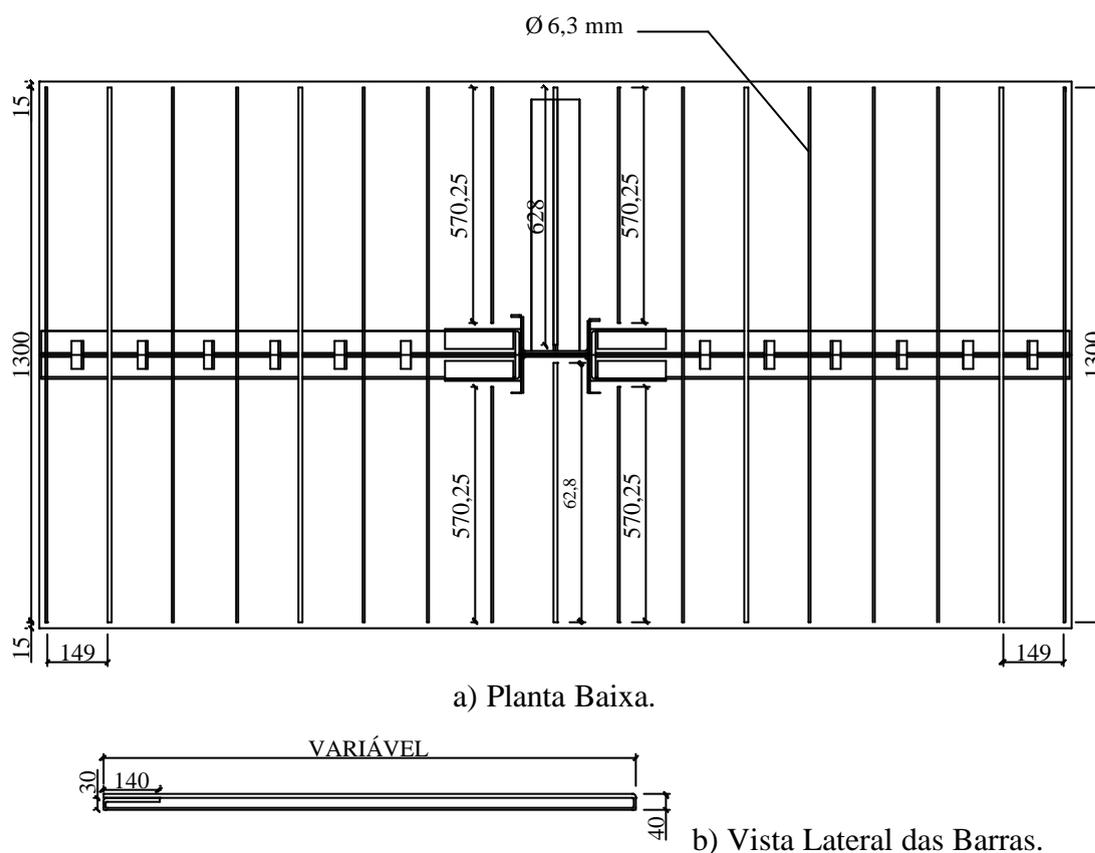
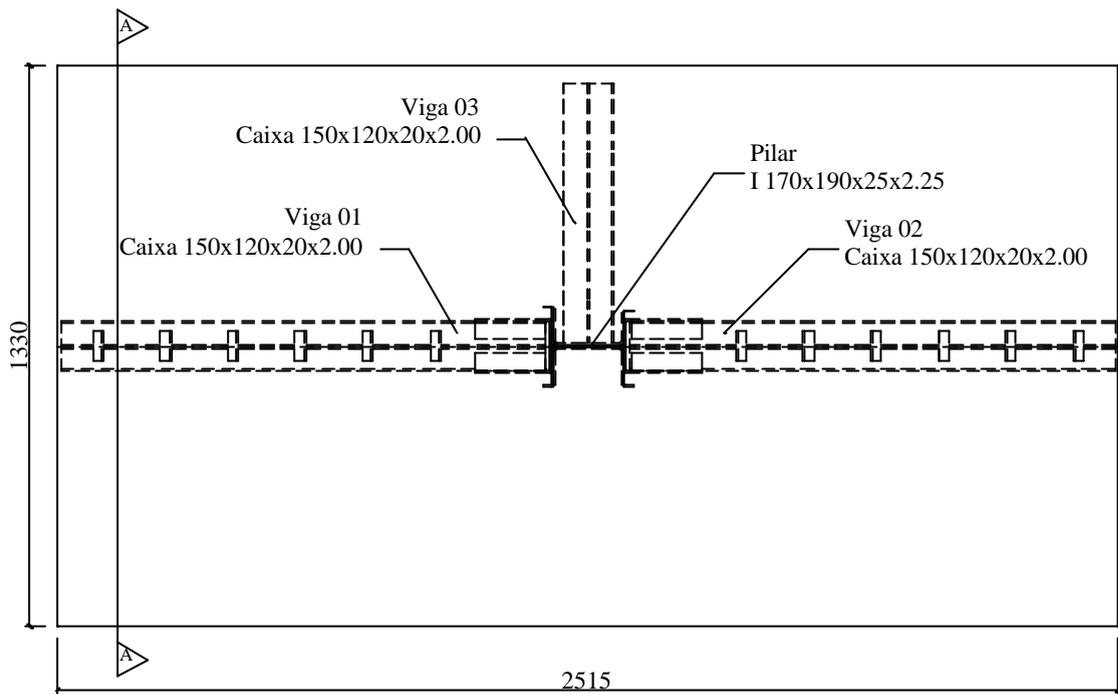


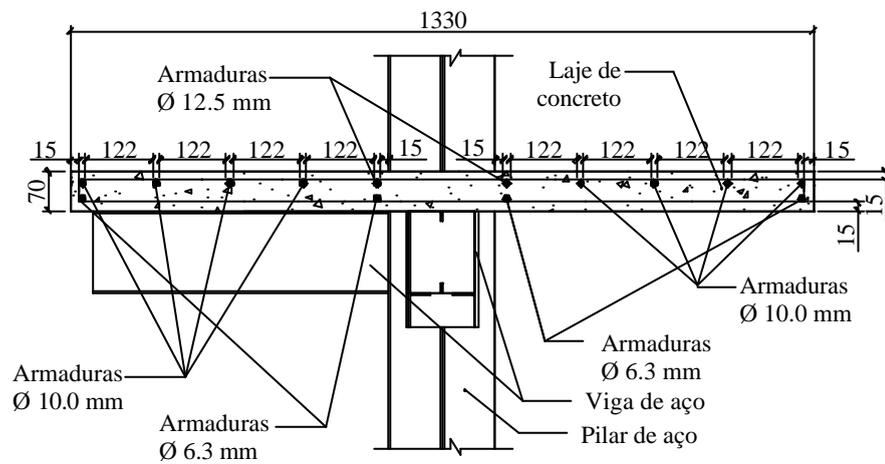
Figura 4.9 – Armadura transversal do Protótipo A (dimensões em mm).

4.3.2. Protótipo B

O Protótipo B tem configuração semelhante ao Protótipo A sendo, também, composto pelo pilar de seção “I enrijecido” 170x190x25x2.25. Entretanto as três vigas que fazem parte desse protótipo são vigas Caixa 150x120x20x2.00 e, além disso, a armadura negativa é formada por oito barras de 10.0 mm e duas barra de 12,5 mm, totalizando 8,90 cm² de área, ou seja, 0,96 % da área da seção transversal de concreto. A figura 4.10 ilustra a configuração desse protótipo.



a) Planta Baixa



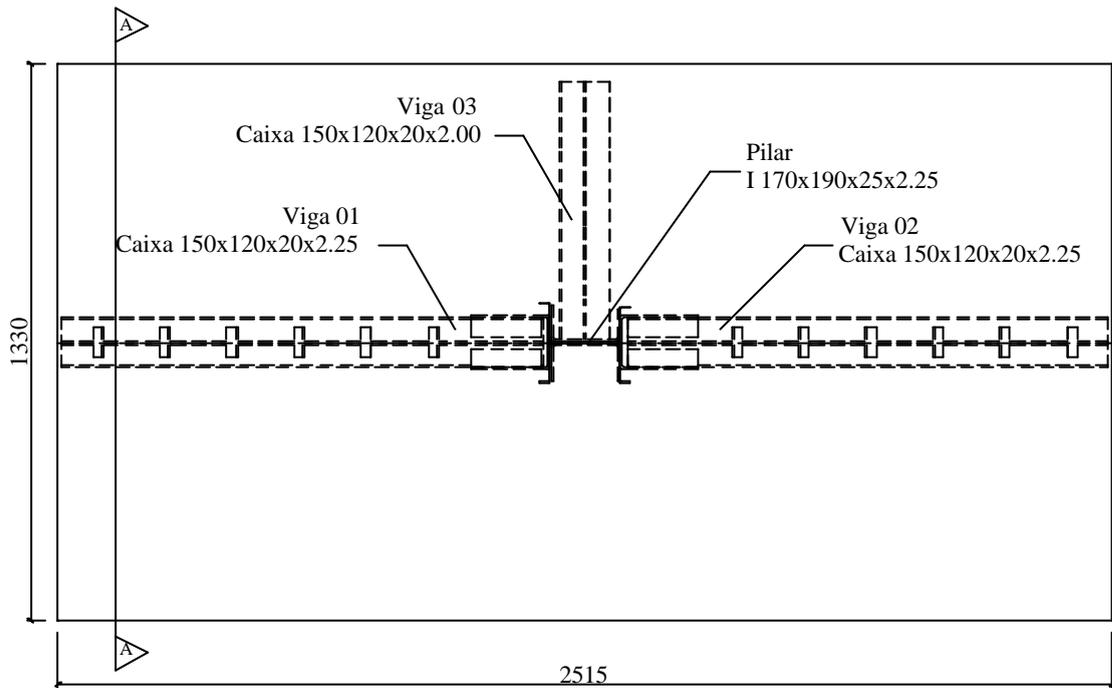
b) Corte AA

Figura 4.10 – Configuração do Protótipo B (dimensões em mm).

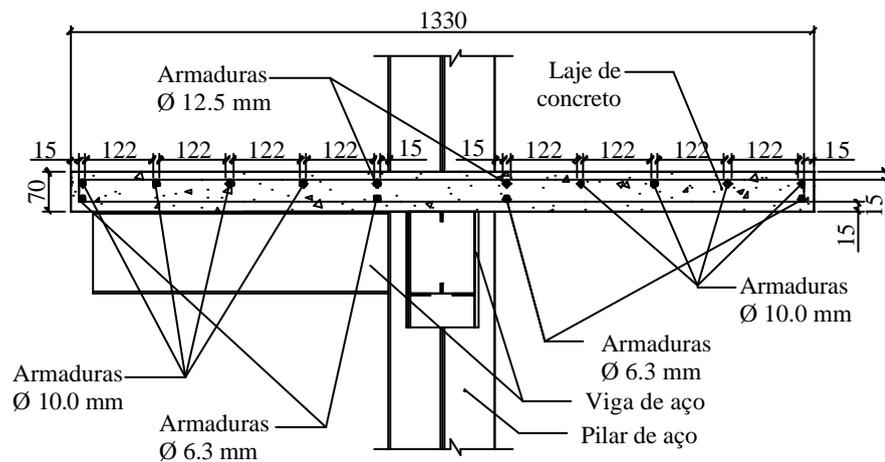
A armadura transversal da laje do Protótipo B é idêntica à armadura transversal do Protótipo A indicada na figura 4.9.

4.3.3. Protótipo C

A configuração do Protótipo C é similar à configuração do Protótipo B. A diferença entre esses protótipos está somente nas vigas utilizadas. Enquanto a “Viga 01” e a “Viga 02” no Protótipo B têm 2.00 mm de espessura, no Protótipo C essas vigas têm 2.25 mm. A figura 4.11 ilustra esse protótipo.



a) Planta Baixa



b) Corte AA

Figura 4.11 – Configuração do Protótipo C (dimensões em mm).

A armadura transversal da laje do Protótipo C também é idêntica à armadura transversal do Protótipo A indicada na figura 4.9.

4.4. METODOLOGIA DOS ENSAIOS

O programa experimental foi composto de cinco ensaios, sendo um para a primeira configuração de protótipo, Protótipo A, e dois de cada uma das outras duas configurações, Protótipo B e Protótipo C. A seguir são apresentados o esquema de montagem, os sistemas de aplicação de carga e de aquisição de dados, a instrumentação e a metodologia utilizados nos ensaios.

4.4.1. Protótipo A

4.4.1.1. Esquema de Montagem do Protótipo A

Inicialmente foram instalados, paralelamente, três pórticos de reação, PR01, PR2 e PR03, figura 4.12, com uma distância entre seus eixos de 1,0 m.

Em seguida, foram instalados dois acessórios de montagem: a Placa de Base e o Pilar Suporte. O primeiro foi parafusado na laje de reação, enquanto o segundo foi parafusado no pórtico de reação PR02. O objetivo do uso desses acessórios é tornar o pilar rigidamente ligado em suas extremidades. A conexão entre o pilar e os acessórios foi feita através de perfis cartola soldados ao pilar e aparafusados nos sistemas da placa de base e do pilar suporte. As fotos apresentadas na figura 4.13 mostram esses acessórios.

Após a fixação do pilar, a “Viga 01” e a “Viga 02” foram conectadas ao mesmo, através das ligações parafusadas, entre as Cantoneiras de Ligação inferiores e superiores e os “U’s Suportes”, figura 4.14. Em seguida, em cada um dos pórticos de reação PR01 e PR03, foram instalados sistemas de aplicação de carga.



Figura 4.12 – Foto dos Pórticos de Reação PR01, PR02 e PR03.



a) Placa de Base.

b) Pilar Suporte.

Figura 4.13 – Fotos dos acessórios utilizados para fixação dos pilares.



Figura 4.14 – Foto da montagem do pilar e das vigas do Protótipo A.

Nota-se na figura 4.14 a presença da “Viga 03” soldada à alma do pilar. Isso se fez com o simples objetivo de simular a situação que ocorre no esquema estrutural do projeto em estudo. Assim, o carregamento foi aplicado somente na “Viga 01” e na “Viga 02” conectadas através das ligações parafusadas.

Instaladas as vigas, foram realizados os procedimentos para a concretagem da laje e a instrumentação. Primeiramente foram instalados as formas e os escoramentos das mesmas, figura 4.15, em seguida foram posicionadas as armaduras e a instrumentação a base de extensômetros, figura 4.16. Em seguida foi realizada a concretagem.



Figura 4.15 – Foto da forma e de seu escoramento.



Figura 4.16 – Foto das armaduras da laje do Protótipo A.

Utilizou-se cimento CP-V ARI Plus, de alta resistência inicial, o que permitiu uma rápida cura do concreto. Assim, as formas puderam ser retiradas e a instrumentação finalizada seis dias após realizada a concretagem.

4.4.1.2. Instrumentação

Na instrumentação desse protótipo foram utilizados LVDT's (Load Variational Displacement Transducers), fabricados pela SENSOTEC e com sensibilidade de

0,0001mm, defletômetros mecânicos MITUTOYO com um campo de medida de 10 mm e precisão de 0,01 mm, e extensômetros elétricos de resistência, da marca KYOWA, com resistência de $119,8 \pm 0,2 \Omega$.

A partir das medidas obtidas através dos LVDT's e dos defletômetros foram determinados os campos de deslocamentos, as rotações das vigas e do pilar e, conseqüentemente, as rotações relativas das ligações. A figura 4.17 ilustra o posicionamento desses LVDT's e defletômetros.

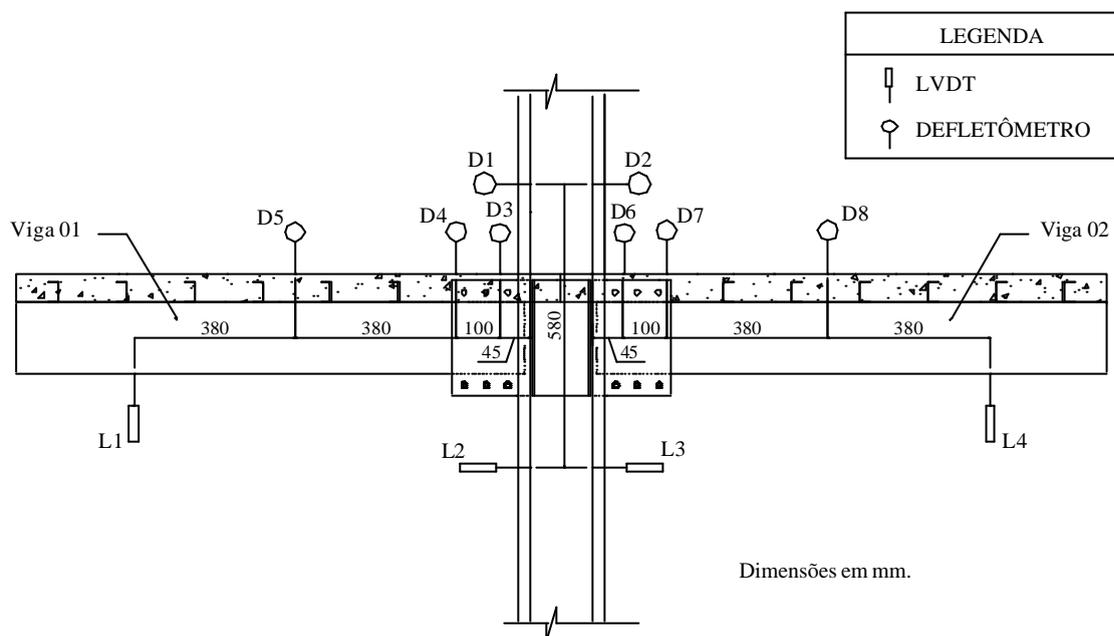


Figura 4.17 – Detalhe do posicionamento dos LVDT's e dos defletômetros no Protótipo A.

Os extensômetros foram colados próximos às ligações e mediram as deformações específicas dos flanges superiores e inferiores das vigas, dos enrijecedores e flanges dos pilares, do concreto e de algumas barras de aço utilizadas na armadura negativa da laje. A figura 4.18 ilustra o posicionamento desses extensômetros e a nomenclatura utilizada.

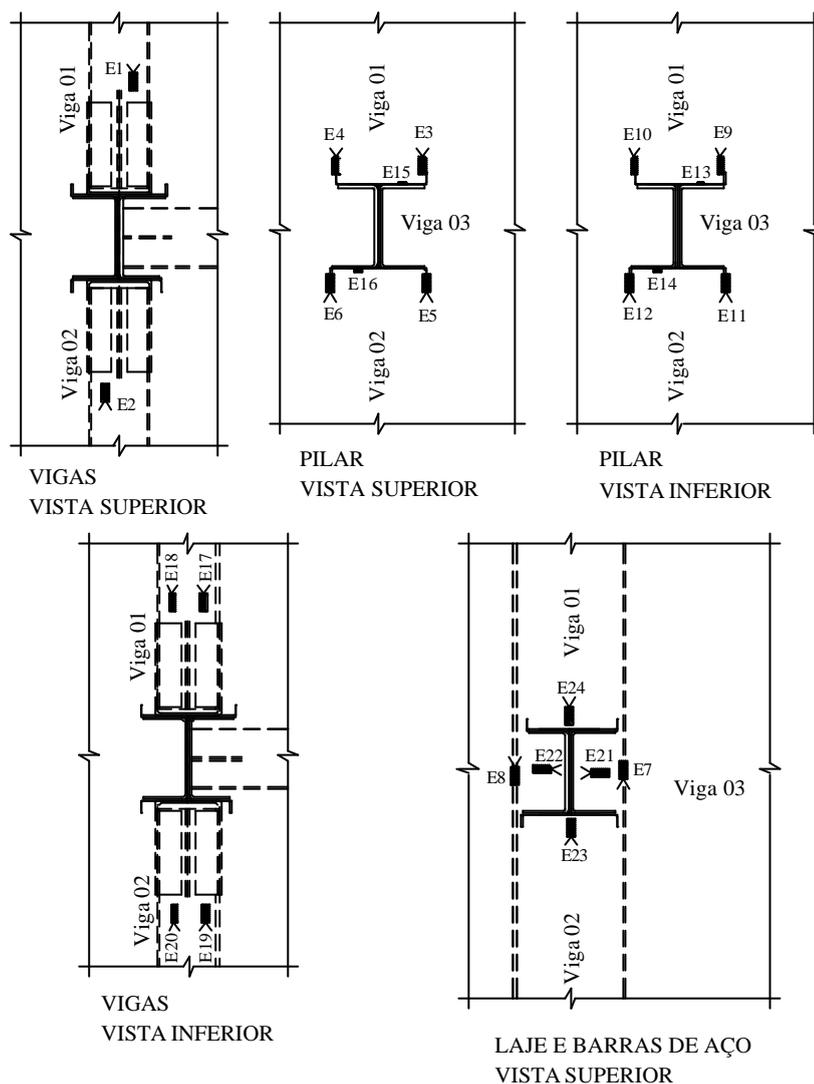


Figura 4.18 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência no Protótipo A.

Os extensômetros utilizados nas vigas (E1, E2, E17, E18, E19 E E20) ficaram distantes 3,5 cm das “Cantoneiras de Ligação”. Já os extensômetros E3, E4, E5, E6, E9, E10, E11 e E12, localizados nos enrijecedores do pilar, foram colados na direção dos centros dos furos do “U Suporte” e os extensômetros localizados nos flanges do pilar foram colados 3,5 cm acima, no caso dos superiores (E15 e E16), e 3,5 cm abaixo, no caso dos inferiores (E13 e E14), do “U Suporte”. A foto da figura 4.19 indica o posicionamento de alguns desses extensômetros.



Figura 4.19 – Foto do posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência E1, E4, E6 e E15.

4.4.1.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo A

Dois sistemas de aplicação de cargas foram instalados na extremidade de cada viga do protótipo. Cada um desses sistemas foi composto de um pórtico de reação, um atuador hidráulico, uma célula de carga, uma rótula de carga e acessórios. Dentre esses acessórios, utilizou-se uma placa, chamada Placa de Carga, que foi instalada entre a laje e o sistema de aplicação. Essa placa tinha a finalidade de distribuir o carregamento em uma maior região do concreto diminuindo o nível de concentrações de tensões e impedindo a fissuração da laje na região na qual é aplicado o carregamento. A figura 4.20 mostra a configuração dos sistemas de aplicação de carga.

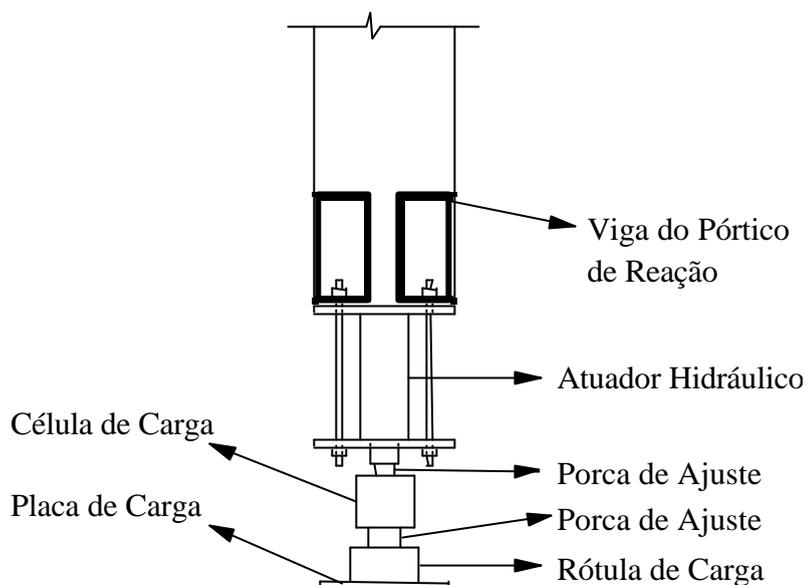


Figura 4.20 – Detalhe do sistema de aplicação de carga.

Os carregamentos foram aplicados simultaneamente na “Viga 01” e na “Viga 02” através de atuadores hidráulicos de 100 kN, fabricados pela ENERPAC, e foram registrados por células de cargas também de 100 kN.

4.4.1.4. Sistema de Aquisição de Dados

Foram utilizados dois sistemas de aquisição de dados, sendo um responsável pelos LVDT's e o outro pelas células de carga e pelos extensômetros elétricos de resistência.

Para a medição dos dados provenientes dos LVDT's utilizou-se um sistema de aquisição de dados controlado por computador 486 DX4 dotado de placa de dados conversora A/D (LINX) e por software de aquisição e controle de dados, AQDADOS. Já para a aquisição dos dados provenientes das células de cargas e dos extensômetros elétricos de resistência, foram utilizados quatro módulos de aquisição de dados Spyder 8 de 600 MHz da HBM conectados a um computador Pentium III de 900 MHz, figura 4.21, e controlados pelo software HBM catman 4.5.



Figura 4.21 – Foto dos módulos Spyder 8 de 600 MHz.

4.4.1.5. Metodologia de Execução dos Ensaios

Inicialmente foi realizado um pré-ensaio, dentro da fase elástica dos materiais das ligações, com os objetivos de retirar as folgas existentes e verificar o funcionamento dos sistemas de aquisição de dados e dos equipamentos utilizados. Então, foram aplicados carregamentos crescentes, com aproximadamente 1,00 kN de passo de carga, até que fosse atingido o colapso do protótipo.

Foram utilizados atuadores hidráulicos distintos para a “Viga01” e para a “Viga 02”, porém os carregamentos foram aplicados simultaneamente, assim cargas iguais foram aplicadas nas vigas.

4.4.2. Protótipos B

4.4.2.1. Esquema de Montagem do Protótipo B

O esquema de montagem é o mesmo utilizado para o Protótipo A e citado no item 4.4.1.1, porém não foi necessário realizar as instalações dos pórticos de reações e

dos acessórios destinados a fixação do pilar, uma vez que os mesmos já haviam sido instalados para o Protótipo A e não precisaram ser retirados. A figura 4.22 mostra as armaduras do Protótipo B.



Figura 4.22 – Foto das armaduras do ensaio E1 do Protótipo B.

4.4.2.2. Instrumentação

A instrumentação foi semelhante à utilizada para o Protótipo A, porém, no segundo ensaio deste protótipo, os extensômetros E3 à E6, E13 à E16, E18 e E19 foram eliminados e, além disso, mais barras de aço foram instrumentadas, sendo utilizados os extensômetros E7, E8 e E25 nas barras de aço do primeiro ensaio e os extensômetros E7, E8 e E25 à E29 nas barras de aço do segundo ensaio. A nomenclatura da instrumentação também se manteve, sendo somente adicionados os novos extensômetros, figura 4.23. No Capítulo 5 serão apresentados os resultados das medições que justificam a mudança na instrumentação.

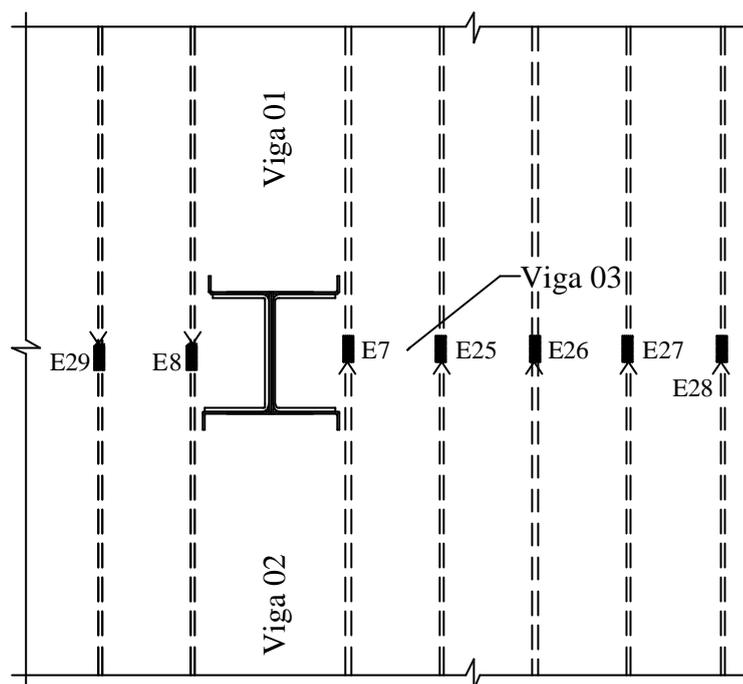


Figura 4.23 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência na armadura negativa da laje do Protótipo B.

4.4.2.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo B

Foi utilizado o mesmo sistema citado e ilustrado no item 4.4.1.1.

4.4.2.4. Sistema de Aquisição de Dados

Foi utilizado o mesmo sistema de aquisição de dados utilizado para o Protótipo A e que está citado no item 4.4.1.4..

4.4.2.5. Metodologia de Execução dos Ensaios

A metodologia de execução dos ensaios também foi a mesma adotada para o Protótipo A e que está citada no item 4.4.1.5.

4.4.3. Protótipos C

4.4.3.1. Esquema de Montagem do Protótipo B

O esquema de montagem é o mesmo utilizado para o Protótipo B e citado no item 4.4.2.1. A figura 4.24 mostra a concretagem do primeiro Protótipo C ensaiado.



Figura 4.24 – Foto da concretagem do ensaio E1 do Protótipo C.

4.4.3.2. Instrumentação

A instrumentação do primeiro ensaio deste protótipo foi semelhante à utilizada pelo primeiro ensaio do Protótipo B, sendo eliminado o extensômetro E25 e adicionados os extensômetros E26 e E28. Já a instrumentação do segundo ensaio foi idêntica à utilizada no segundo ensaio do Protótipo B.

4.4.3.3. Sistema de Aplicação de Carga do Protótipo B

Foi utilizado o mesmo sistema citado e ilustrado no item 4.4.1.1.

4.4.2.4. Sistema de Aquisição de Dados

Foi utilizado o mesmo sistema de aquisição de dados utilizado para o Protótipo A e que está citado no item 4.4.1.4..

4.4.2.5. Metodologia de Execução dos Ensaios

A metodologia de execução dos ensaios também foi a mesma adotada para o Protótipo A e que está citado no item 4.4.1.5..

4.5. Caracterização dos materiais

Na tabela 4.2 são mostrados os resultados dos ensaios de caracterização do aço utilizado nos pilares e nas vigas dos protótipos. Foram ensaiados cinco corpos de prova à tração, de acordo com a NBR 6152:1992, sendo a base de medida, utilizada para se determinar o alongamento residual, igual a 50 mm.

Tabela 4.2 – Resultados obtidos da caracterização do aço utilizado nas vigas e nos pilares dos protótipos.

Corpos de Prova	f_y (MPa)	f_u (MPa)	Alongamento residual (%)
CP1	387,4	515,7	33,6
CP2	384,2	514,7	32,0
CP3	384,0	512,0	35,0
CP4	390,5	519,0	34,0
CP5	383,1	515,7	30,8
Média	385,8	515,4	33,1

Foram ensaiados à compressão corpos de prova de concreto para cada protótipo ensaiado. Na tabela 4.3 são apresentados os valores da resistência a compressão (f_c) obtidos a partir destes ensaios.

Tabela 4.3 – Resultados obtidos da caracterização do concreto utilizado nas lajes dos protótipos.

Designação	Corpos de Prova	f_c (MPa)
Protótipo A-E1	CP1-AE1	22,5
	CP2-AE1	21,2
	CP3-AE1	21,7
	Média	21,8
Protótipo B-E1	CP1-BE1	24,0
	CP2-BE1	21,5
	CP3-BE1	24,0
	CP4-BE1	23,0
	Média	23,1
Protótipo B-E2	CP1-BE2	23,0
	CP2-BE2	22,5
	CP3-BE2	22,7
	CP4-BE2	22,7
	Média	22,7
Protótipo C-E1	CP1-CE1	25,4
	CP2-CE1	25,2
	CP3-CE1	24,0
	CP4-CE1	23,0
	Média	24,4
Protótipo C-E2	CP1-CE2	19,3
	CP2-CE2	20,7
	CP3-CE2	21,7
	CP4-CE2	21,5
	Média	20,8

5. APRESENTAÇÃO E ANÁLISE DOS RESULTADOS EXPERIMENTAIS

5.1. INTRODUÇÃO

Nos ensaios experimentais para cada etapa de carga foram medidos os deslocamentos e as deformações específicas dos protótipos. A partir dos deslocamentos foi possível obter as rotações relativas das vigas e do pilar e, conseqüentemente, as rotações das ligações. Os valores das rotações das ligações foram utilizados para determinar as suas respectivas curvas momento x rotação e rigidezes.

A seguir serão apresentados os principais resultados obtidos para cada um dos protótipos ensaiados, sendo adotados para as deformações específicas sinais positivos para indicar tração e sinais negativos para indicar compressão.

As figuras 5.1 e 5.2 reproduzem as figuras 4.18 e 4.23, respectivamente, e são necessárias para apresentação e interpretação dos resultados.

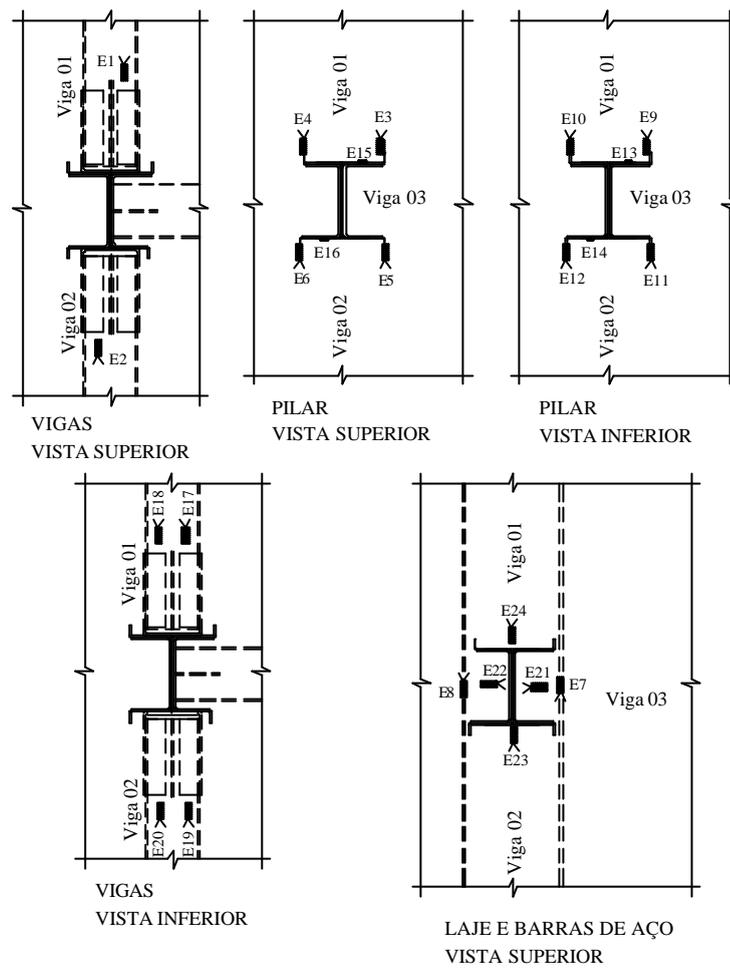


Figura 5.1 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência no Protótipo A.

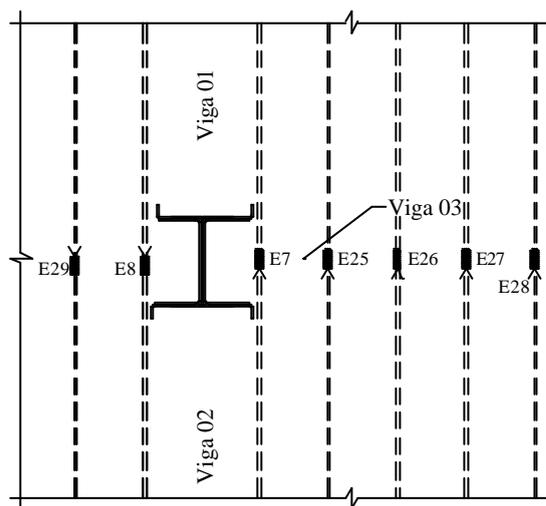


Figura 5.2 – Posicionamento dos extensômetros elétricos de resistência na armadura negativa da laje dos protótipos B e C.

5.2. PROTÓTIPO A

Foi realizado um único ensaio do Protótipo A, sendo este denominado A-E1. A carga última deste foi de aproximadamente 18,37 kN.

Os gráficos das figuras 5.3 e 5.4 indicam as deformações específicas das vigas e do pilar, respectivamente, de acordo a localização dos extensômetros elétricos de resistência indicados na figura 5.1.

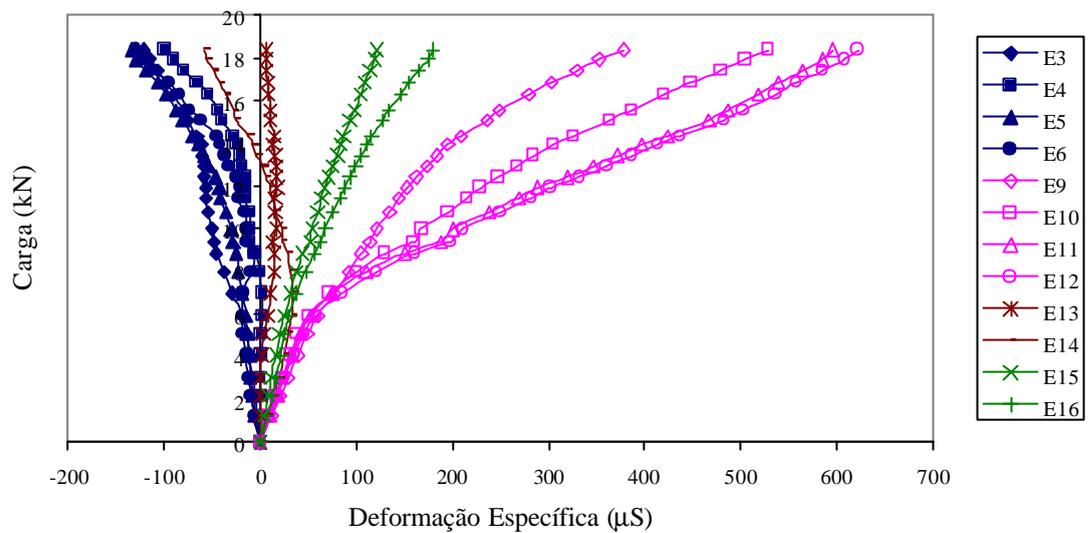


Figura 5.3 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo A-E1.

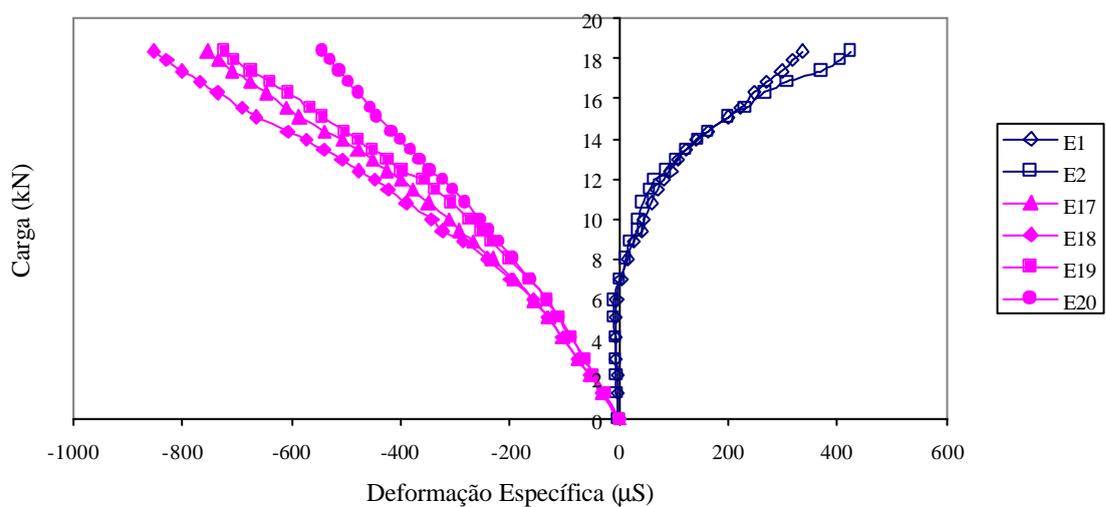


Figura 5.4 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas do Protótipo A-E1.

Os valores máximos das deformações específicas no pilar foram de -133,44 μS (E5), nos enrijecedores das regiões superiores às vigas, -622,08 μS (E12) nos enrijecedores das regiões inferiores às vigas, -58,32 μS (E14) para os flanges nas regiões superiores às vigas e 179,76 μS (E16) para os flanges nas regiões inferiores às vigas.

Em relação às vigas, os valores máximos foram de 335,04 μS (E1) e de 753,84 μS (E17) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 01”, e de 423,36 μS (E2) e de 852,0 μS (E18) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 02”. Sendo tracionados os flanges superiores e comprimidos os inferiores.

Os resultados dos ensaios de caracterização do material das vigas e dos pilares, apresentados no item 4.5, indicam $f_y = 385,8 \text{ MPa}$ e $f_u = 515,4 \text{ MPa}$. Portanto, tanto as vigas quanto os pilares não atingiram a tensão de escoamento. Isso aconteceria para valores de deformação específica na ordem de 1882,0 μS , considerando $E = 205000 \text{ MPa}$.

A figura 5.5 apresenta o gráfico Carga x Deformação Específica das barras de aço instrumentadas de acordo com a figura 5.1.

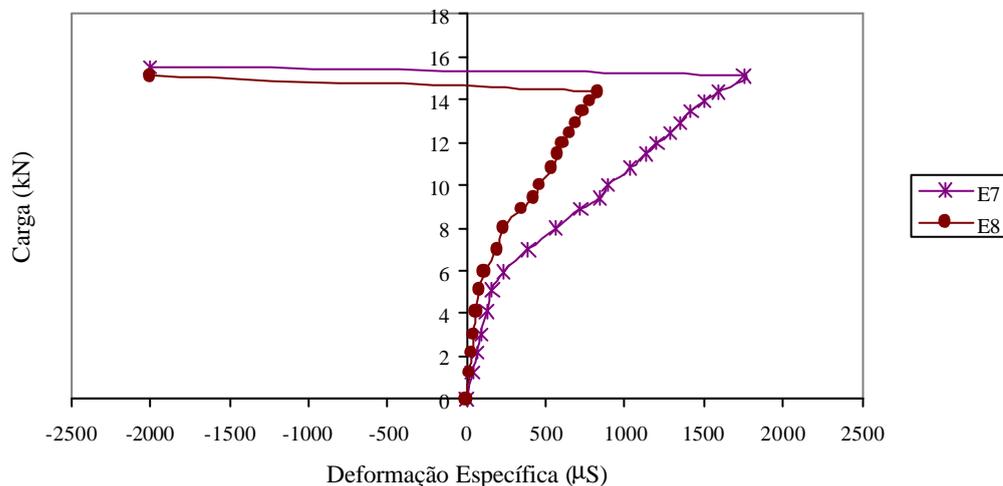


Figura 5.5 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa do Protótipo A-E1.

A deformação específica de escoamento para as barras de aço é da ordem de 2400 μ S. Assim, nota-se que os extensômetros E7 e E8 apresentaram problemas durante a execução do ensaio, uma vez que os sinais dos mesmos foram perdidos para valores bem a baixo da tensão de escoamento esperada. Assim, a carga máxima de serviço deste ensaio foi definida como a carga que ocasionou a perda dos sinais destes extensômetros, ou seja, 15,09 kN.

Analisando os campos de deslocamento das vigas e do pilar do Protótipo A-E1, têm-se para o pilar as leituras dos defletômetros D1 e D2 e dos LVDT's L2 e L3, para a "Viga 01" as leituras dos defletômetros D3, D4 e D5 e do LVDT L1 e, para "Viga 02", as leituras dos defletômetros D6, D7 e D8 e do LVDT's L4. Nas figuras 5.6, 5.7 e 5.8 são apresentados os deslocamentos medidos por estes equipamentos.

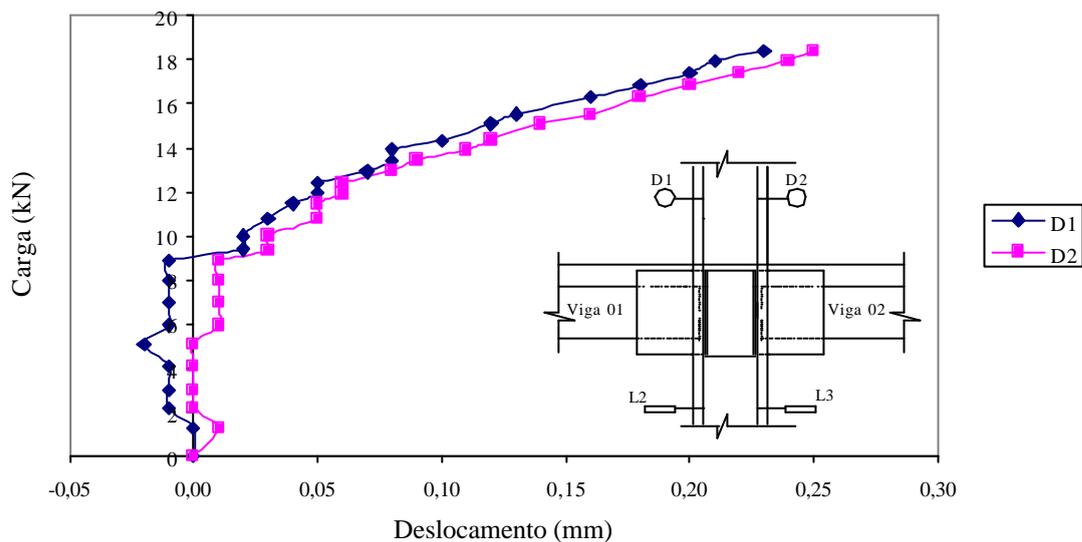


Figura 5.6 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados do pilar do Protótipo A-E1.

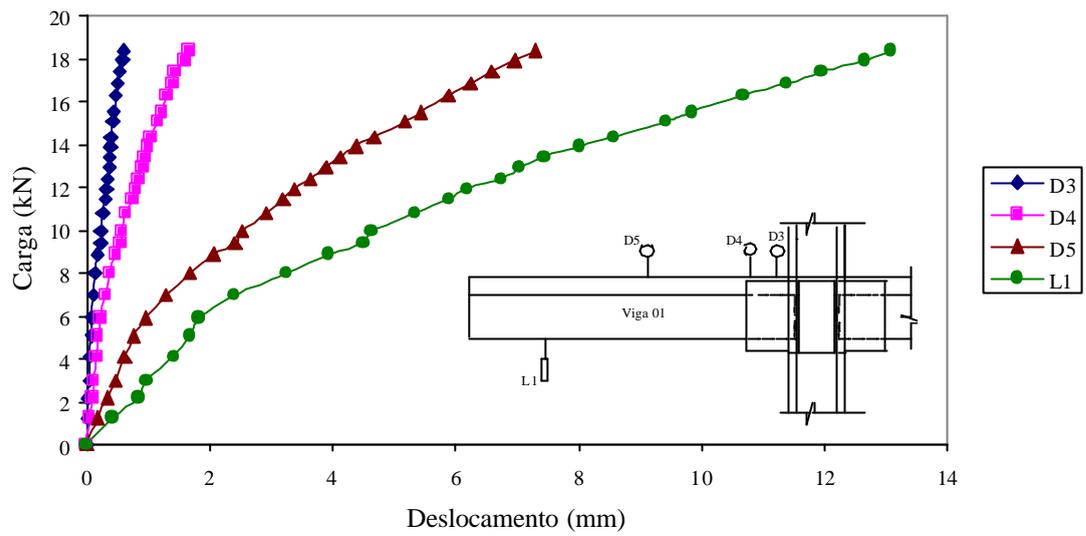


Figura 5.7 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo A-E1.

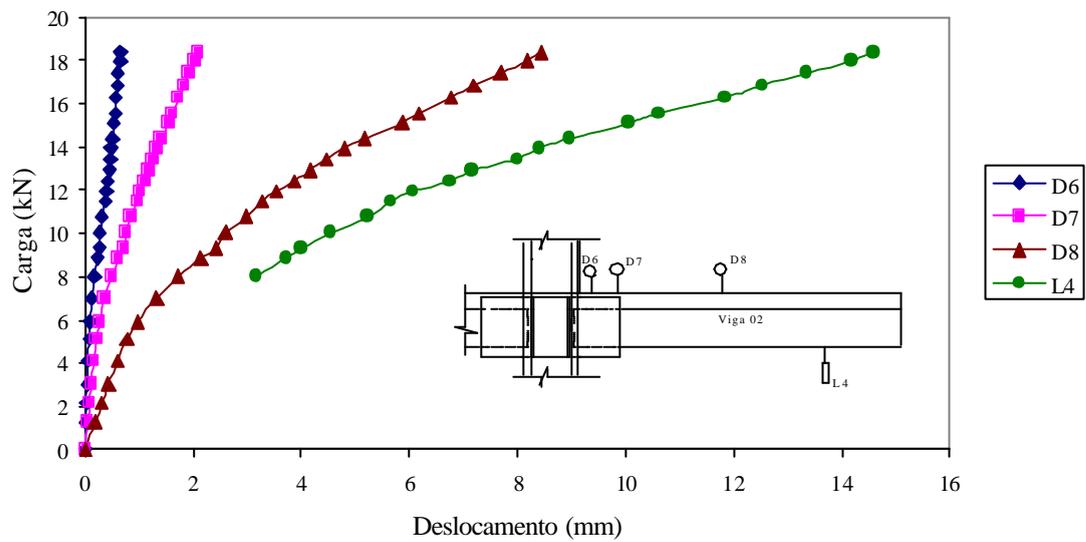


Figura 5.8 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo A-E1.

Observa-se no gráfico da figura 5.8 que por problemas na aquisição de dados o LVDT L4 não registrou os deslocamentos para os primeiros passos de carga, o que não prejudicou a execução do ensaio.

O comportamento do pilar é ilustrado na figura 5.9 em função dos deslocamentos indicados nos defletômetros D1 e D2 e nos LVDT's L2 e L3. Os valores máximos dos deslocamentos indicados em D1 e D2, para a carga última (15,09 kN), foram de 0,12 mm e 0,14 mm, respectivamente. Estes valores não são significativos e podem ser justificados por imperfeições nos protótipos. Os LVDT's L2 e L3 não registraram nenhum deslocamento significativo e, por isso, não estão indicados no gráfico da figura 5.6.

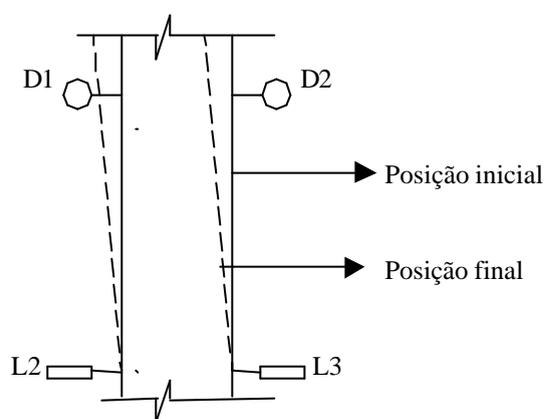


Figura 5.9 – Representação do comportamento do pilar durante o ensaio do Protótipo A-E1.

Na figura 5.10 são apresentadas, para a carga máxima de serviço, as deformadas da “Viga 01” e da “Viga 02”.

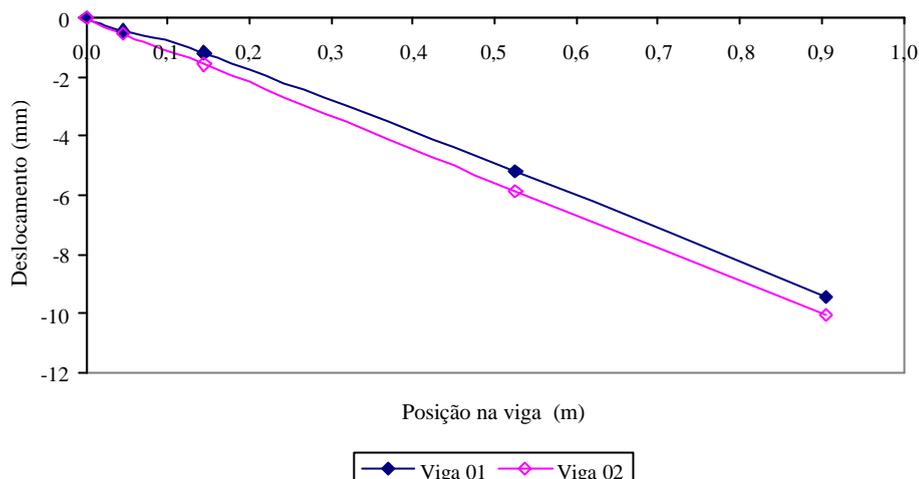


Figura 5.10 – Deformadas das vigas do Protótipo A-E1 para a carga máxima de serviço.

Para a carga máxima de serviço os valores dos deslocamentos medidos foram: para “Viga 01”, $D_2 = 0,43$ mm, $D_3 = 1,16$ mm, $D_4 = 4,18$ mm e $L_1 = 9,42$ mm; para a “Viga 02”, $D_5 = 0,53$ mm, $D_6 = 1,55$ mm, $D_4 = 5,86$ mm e $L_4 = 10,06$ mm.

As rotações das vigas e do pilar foram determinadas para cada passo de carga. Para as vigas as rotações foram determinadas traçando-se retas tangentes às suas respectivas deformadas, após a aplicação de cada carga. As inclinações dessas tangentes, em relação ao eixo reto inicial das vigas, resultam nas rotações das mesmas.

Na análise da ligação “Viga 01”-Pilar, a rotação do pilar foi definida através das leituras do defletômetro D1 e do LVDT L2, sendo igual à diferença dessas leituras divididas pela distância entre D1 e L2 (0,580 m). Para a análise da ligação “Viga 02”-Pilar adotou-se este mesmo procedimento, porém utilizando o defletômetro D2 e o LVDT L3.

As curvas momento x rotação, figura 5.11, foram determinadas através dos momentos fletores para cada passo de carga e as suas respectivas rotações relativas. Os momentos fletores foram definidos multiplicando a carga aplicada na viga pela distância entre o ponto de aplicação da mesma e a face do pilar. As rotações relativas foram obtidas subtraindo da rotação da viga a rotação do pilar.

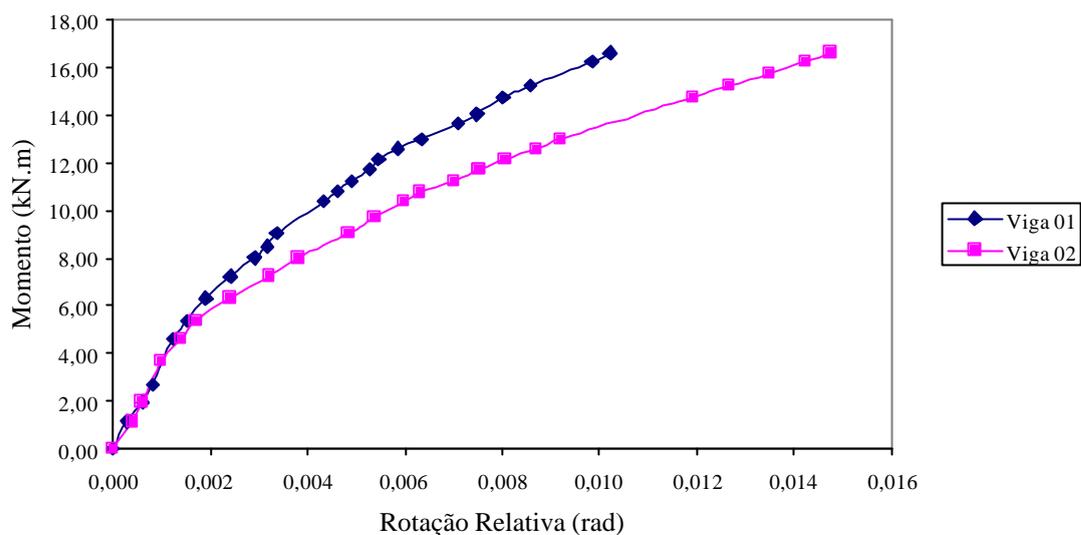


Figura 5.11 – Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo A-E1

Os valores máximos das rotações relativas observados no ensaio foram de 0,0102 rad e 0,0147 rad, respectivamente, para a “Viga 01” e “Viga 02”, para um momento fletor máximo igual a 16,63 kNm.

As rigidezes das ligações foram calculadas de acordo com os métodos indicados no item 3.4.3 sendo, assim, encontrados os valores $k_0 = 3238,7$ e $k = 1476$ kNm/rad, para a ligação “Viga01”-Pilar, e $k_0 = 3722,0$ e $k = 919,44$ kNm/rad, para a ligação “Viga 02”-Pilar. O gráfico da figura 5.12 ilustra os métodos utilizados para a determinação destes valores.

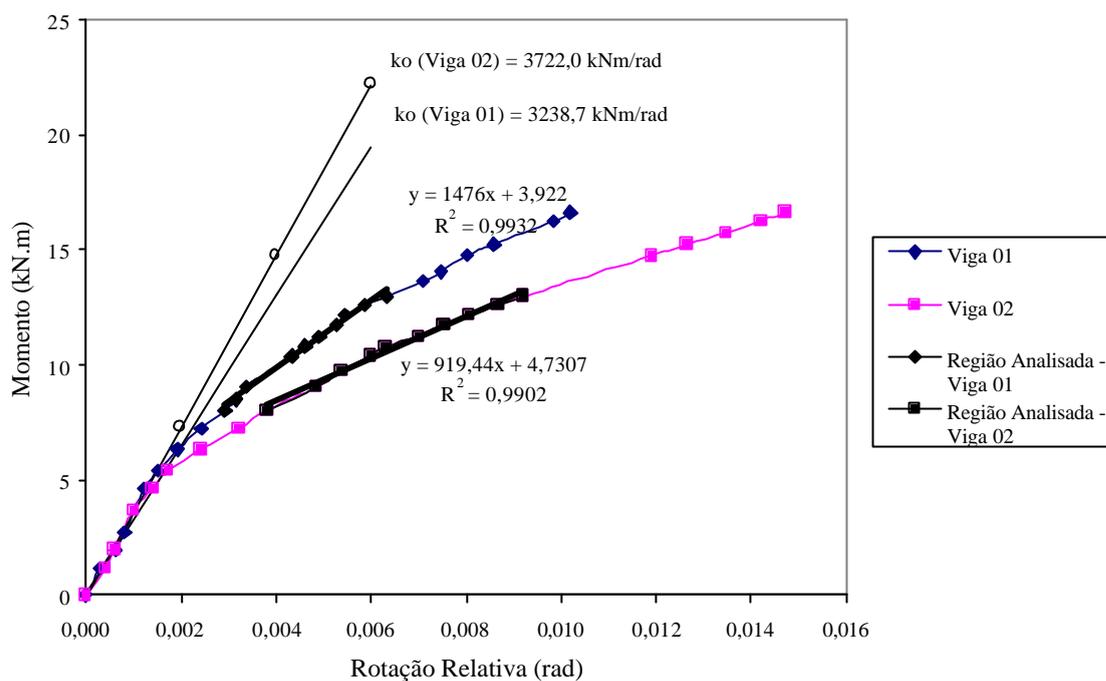


Figura 5.12 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo A-E1.

As primeiras fissuras do Protótipo A-E1 foram observadas para uma carga de aproximadamente 8,86 kN, porém no decorrer do ensaio surgiram novas fissuras. A foto da figura 5.13 indica algumas dessas fissuras.



Figura 5.13 – Foto das primeiras fissuras do Protótipo A-E1 para a carga de 8,86 kN.

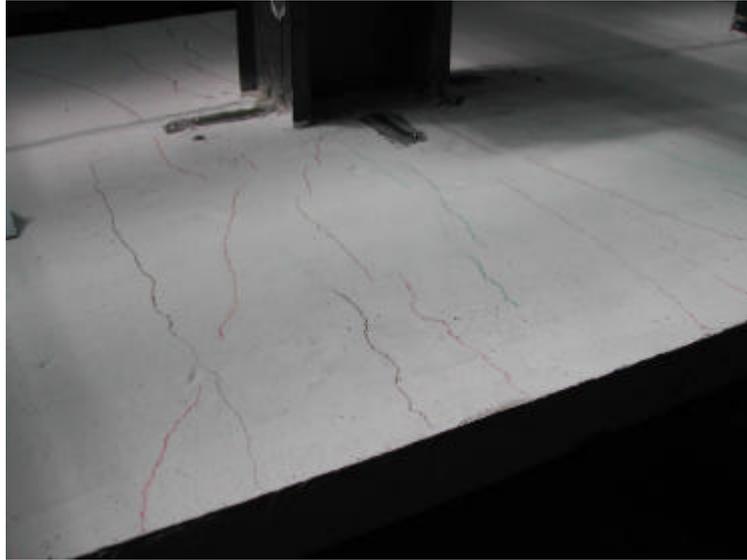


Figura 5.14 – Foto de parte das fissuras observadas no Protótipo A-E1.

5.3. PROTÓTIPO B

Foram realizados dois ensaios do Protótipo B, sendo estes denominados B-E1 e B-E2. As cargas últimas desses ensaios foram 40,68 kN e 37,00 kN, respectivamente. A apresentação dos resultados destes ensaios foi feita conjuntamente.

Os gráficos das figuras a seguir indicam as deformações específicas dos pilares desses protótipos, de acordo a localização dos extensômetros elétricos de resistência indicados na figura 5.1.

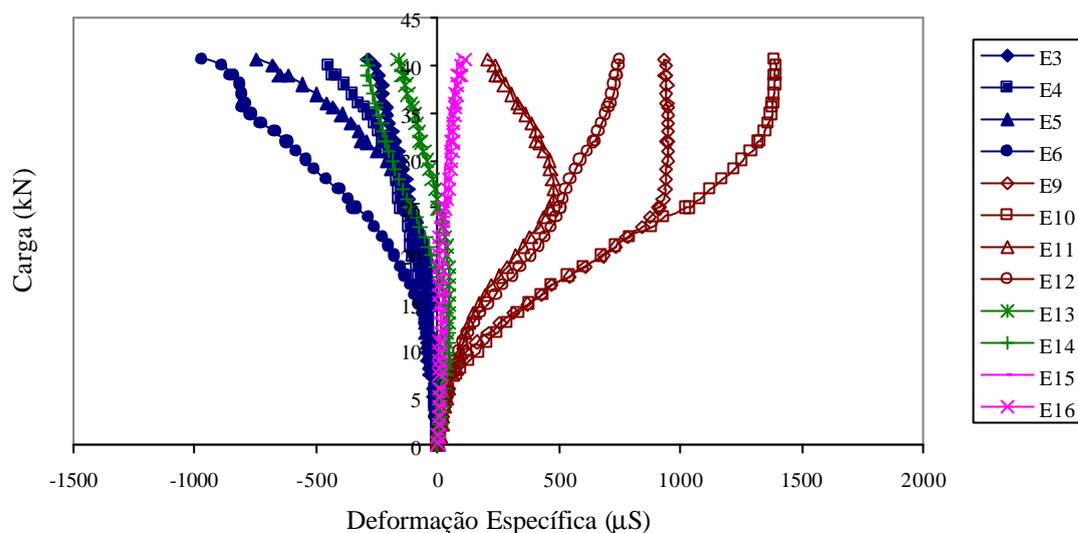


Figura 5.15 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo B-E1.

Para o ensaio do Protótipo BE-1 (figura 5.15) observa-se que nos extensômetros E13 à E16 as deformações específicas indicam valores em níveis muito pequenos, o que caracteriza a eficiência dos flanges do pilar. Os extensômetros E3 à E6 indicam maiores níveis de deformação, mas ainda na fase elástica do material. Assim, para os ensaios BE-2 e CE-2 optou-se por utilizar maior instrumentação nas barras de armadura, onde se concentram os maiores níveis de deformação, bem como manter a instrumentação nos enrijecedores inferiores do pilar e eliminar os outros extensômetros do mesmo.

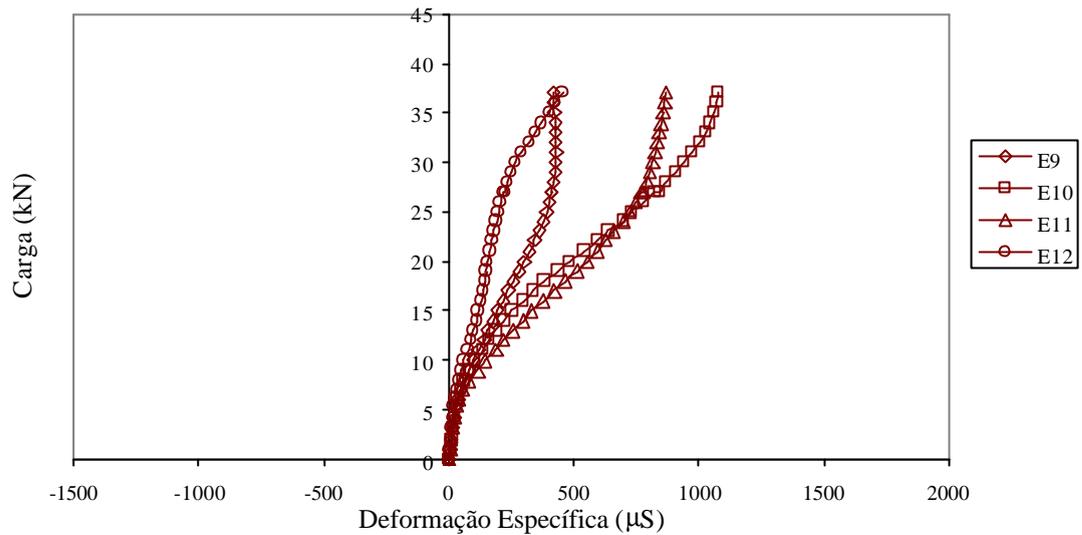


Figura 5.16– Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo B-E2.

Através da figura 5.16 observa-se a similaridade no comportamento dos enrijecedores nos dois ensaios.

Os valores máximos das deformações específicas medidas nos pilares foram de +1393,0 μS (E10) e +1077,12 μS (E10), respectivamente, para os protótipo B-E1 e B-E2. Portanto em ambos protótipos a deformação específica foi máxima nos enrijecedores do pilar, nas regiões inferiores às vigas.

As deformações específicas das vigas dos dois ensaios estão indicadas nos gráficos das figuras 5.17 e 5.18.

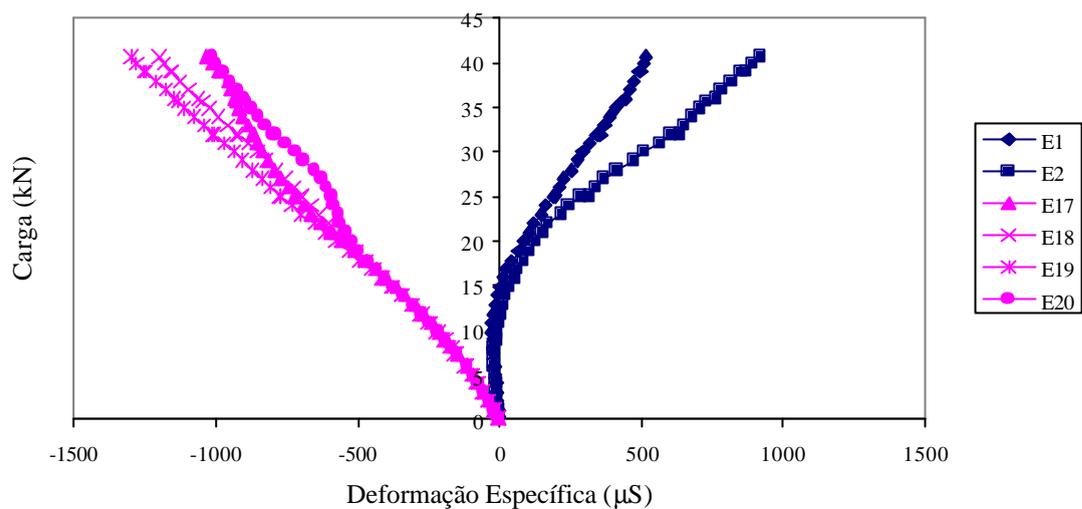


Figura 5.17 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos B-E1.

Em função da proximidade das leituras dos extensômetros E18 e E19 com os E17 e E20, aqueles foram eliminados nos ensaios B-E2 e C-E2.

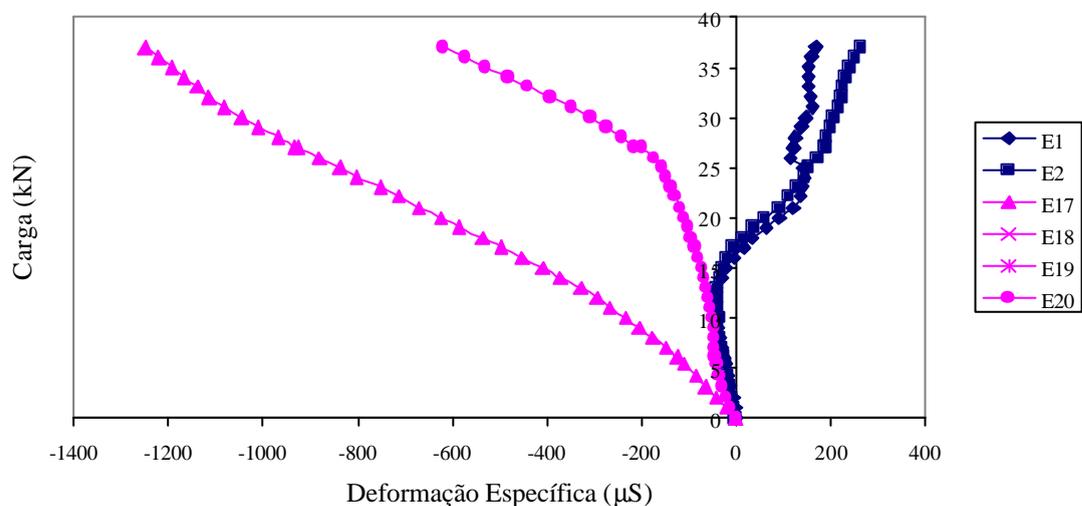


Figura 5.18 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos B-E2.

Observa-se em ambos ensaios que os extensômetros E1 e E2, que estão confinados pelo concreto da laje, apresentam níveis menores de deformação.

Para o extensômetro E20 do ensaio B-E2 observa-se que os níveis de deformação são muito menores que o do ensaio B-E1. Isto se justifica pelo desnivelamento das formas ocorrido durante a concretagem da laje deste ensaio, o que gerou laje mais espessa na ligação da “Viga 02” com o pilar, conforme observado na figura 5.19.



Figura 5.19 – Foto do desnivelamento da laje ocorrido no Protótipo B-E2.

Os valores máximos das deformações específicas das vigas do Protótipo B-E1 foram de $+518,40 \mu\text{S}$ (E1) e $-1299,12 \mu\text{S}$ (E19) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 01”, e de $+920,88 \mu\text{S}$ (E2) e $-1198,08 \mu\text{S}$ (E18) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 02”. Em relação ao Protótipo B-E2 os valores máximos foram de $+169,68 \mu\text{S}$ (E1) e $-1249,68 \mu\text{S}$ (E17) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 01”, e $+262,80 \mu\text{S}$ (E2) e $-619,44 \mu\text{S}$ (E20) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 02”.

Portanto, tanto as vigas quanto os pilares destes protótipos não atingiram a deformação específica de escoamento.

Assim, estes ensaios foram finalizados quando observou-se o escoamento das barras de aço das armaduras negativas das lajes, para cargas de 33,02 kN, Protótipo B-E1, e 23,05 kN, Protótipo B-E2, sendo estas definidas como cargas máximas de serviço.

As figuras 5.20 e 5.21 apresentam os gráfico Carga x Deformação Específica das barras de aço instrumentadas destes protótipos.

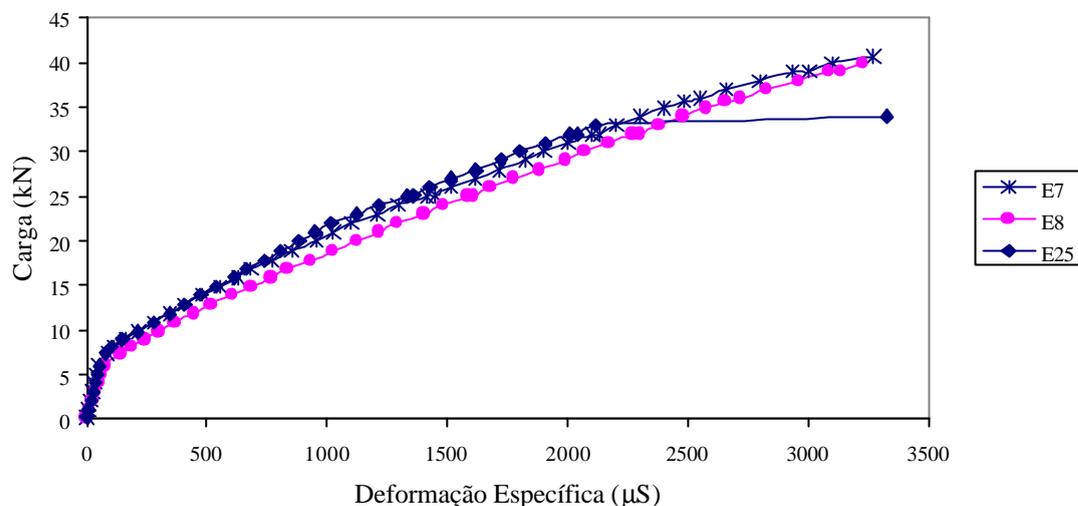


Figura 5.20 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo B-E1.

Observa-se que no ensaio do Protótipo B-E1 o escoamento se deu na barra instrumentada mais distante em relação ao pilar, o que gerou a necessidade de maior instrumentação para avaliar as barras de armadura mais externas. Nota-se, ainda, que as deformações nos extensômetros E7 e E8 indicam maior resistência das barras de diâmetro superior, lembrando que nos protótipos B e C a armadura negativa da laje é composta de duas barras de 12,5 mm de diâmetro outras oito de 10 mm, sendo as barras de 12,5 mm as primeiras de cada lado do pilar.

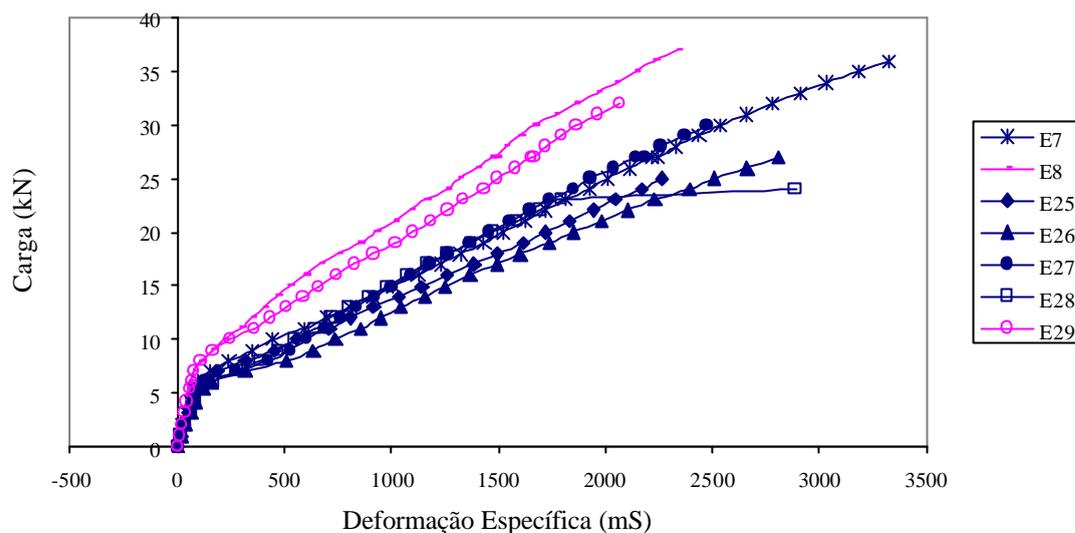


Figura 5.21 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo B-E2.

Na figura 5.21 têm-se instrumentadas na totalidade as barras sobre a “Viga 03” e as duas barras do lado oposto àquela viga. Observa-se que o escoamento se deu no extensômetro mais distante do pilar. Isso pode ser explicado devido ao fato desta barra não ter sob ela a “Viga 03”, viga esta que contribui para o aumento da resistência das barras de armadura que estão sobre a mesma, o que pode ser observado comparando as deformações dos extensômetros E7 e E25 com os dos extensômetros E8 e E29, respectivamente.

Observa-se em ambos ensaios que as armaduras apresentam deformação caracterizada por uma bi-linearidade, o que representa que no primeiro trecho há uma contribuição do concreto na resistência e que, após o surgimento das fissuras no mesmo, tem-se a transferência das tensões do concreto para as barras de armadura.

Na figura 5.22 é apresentado o campo de deslocamento para o pilar dos protótipos B-E1 e B-E2. Para melhor visualização da movimentação do pilar os valores dos deslocamentos estão em módulo.

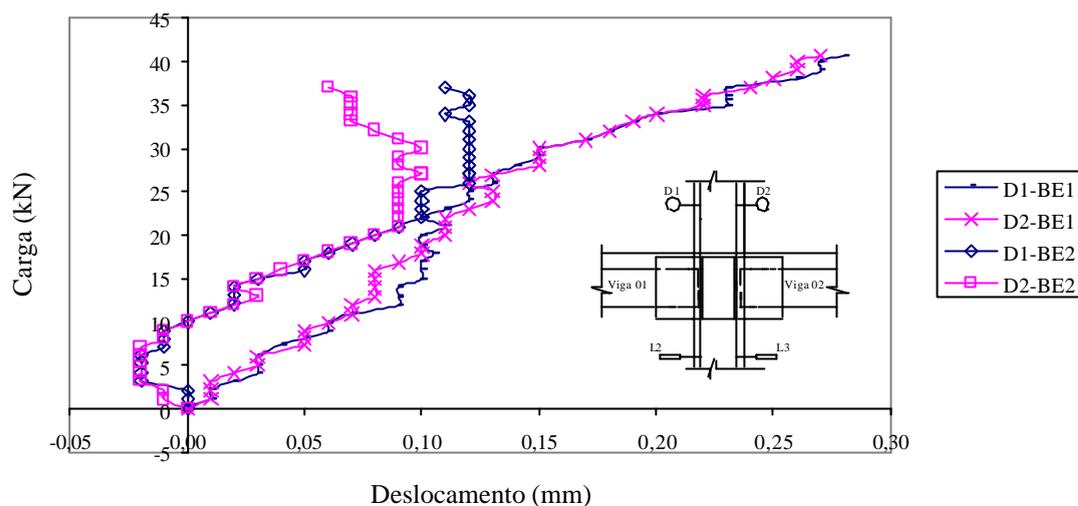


Figura 5.22 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados dos pilares do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.

O deslocamento dos pilares destes ensaios é ilustrado na figura 5.23 em função dos valores indicados nos defletômetros D1 e D2, e nos LVDT's L2 e L3. Na carga máxima de serviço, esses valores, tanto em D1 quanto em D2, foram de 0,19 mm para o Protótipo BE-1. Já para o Protótipo BE-2 esses deslocamentos foram de 0,10 mm (D1) e 0,09 mm (D2). Assim como no ensaio do protótipo AE-1, os LVDT's L2 e L3 registraram valores nulos. Observa-se também que os deslocamentos dos pilares não são significativos.

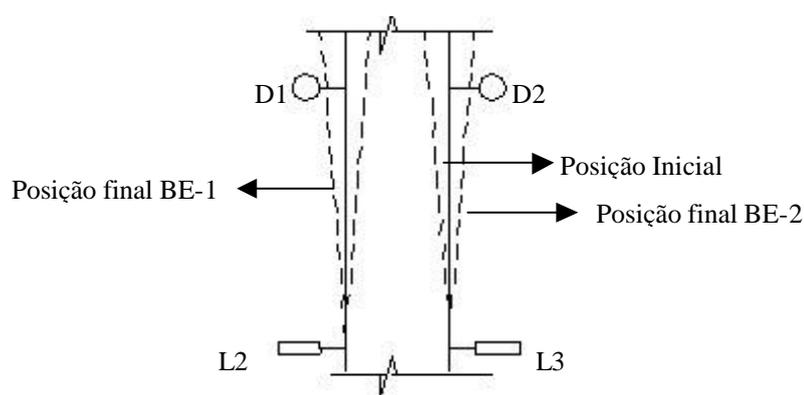


Figura 5.23 – Representação do comportamento do pilar durante os ensaios do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.

Nas figuras 5.24 e 5.25 têm-se os valores dos deslocamentos registrados pelos defletômetros posicionados nas vigas 01 e 02 dos ensaios B-E1 e B-E2.

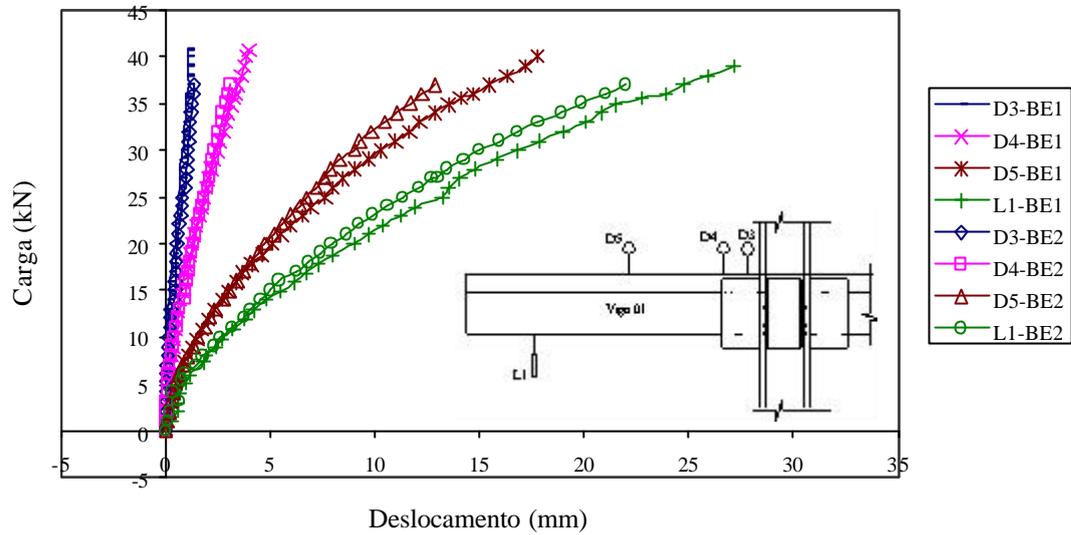


Figura 5.24 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.

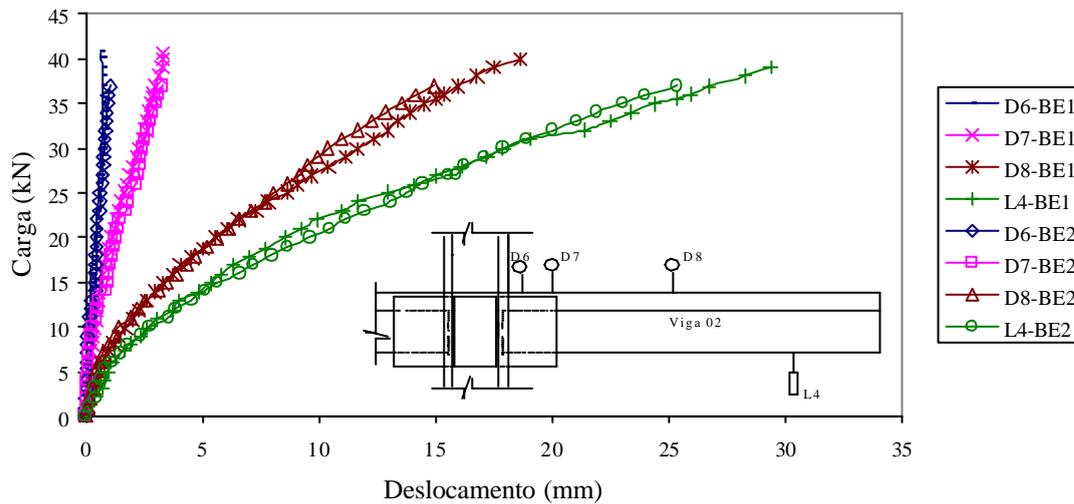


Figura 5.25 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.

Na figuras 5.26 são apresentadas, para as cargas máximas de serviço, as deformadas da “Viga 01” e da “Viga 02”.

Observa-se que os deslocamentos máximos são obviamente nas extremidades das vigas, medidos pelos LVTD's L1 e L4. Observa-se também que próximo ao pilar os deslocamentos são próximos de zero.

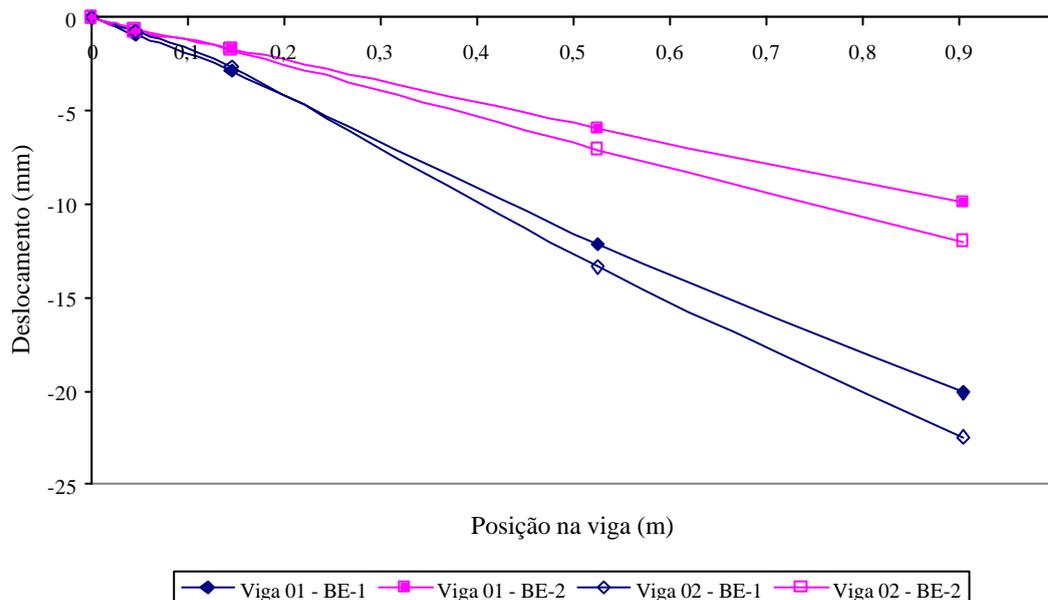


Figura 5.26 – Deformadas das vigas para as cargas máximas de serviço dos protótipos B-E1 e B-E2.

Os valores dos deslocamentos obtidos para estas cargas foram: para a “Viga 01” do Protótipo BE-1, D3 = 0,96 mm, D4 = 2,87 mm, D5 = 12,15 mm e L1 = 20,10 mm; para a “Viga 02” do Protótipo BE-1, D6 = 0,74 mm, D7 = 2,65 mm, D8 = 13,36 mm e L4 = 22,46 mm; para a “Viga 01” do Protótipo BE-2, D3 = 0,74 mm, D4 = 1,67 mm, D5 = 5,95 mm e L1 = 9,93 mm; para a “Viga 02” do Protótipo BE-2, D6 = 0,60 mm, D7 = 1,74 mm, D8 = 7,07 mm e L4 = 11,99 mm.

O procedimento adotado para a determinação das rotações das vigas e do pilares e, conseqüentemente das rotações relativas e das rigidezes das ligações, foram os

mesmos utilizados para o Protótipo A-E1. As curvas momento x rotação estão indicadas no gráfico da figura 5.27

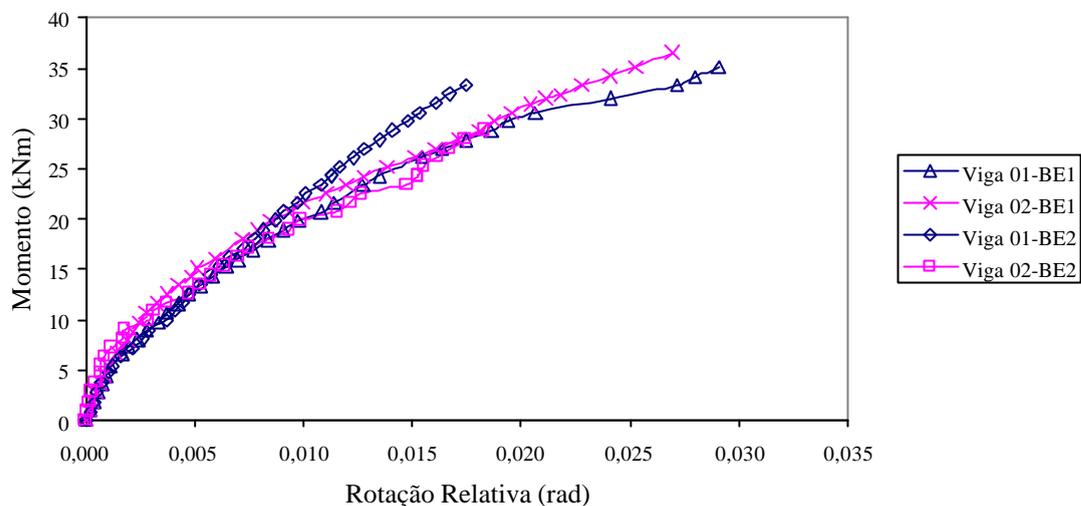


Figura 5.27 - Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo B-E1 e do Protótipo B-E2.

As rotações relativas máximas observadas foram de 0,0291 rad e 0,0269 rad, respectivamente, para a “Viga 01” e “Viga 02” do Protótipo BE-1, para um momento fletor máximo igual a 36,6 kNm, e 0,0175 rad e 0,0228 rad, respectivamente, para a “Viga 01” e “Viga 02” do Protótipo BE-2, para um momento fletor máximo de 33,3 kNm.

As rigidezes das ligações viga-pilar encontradas, de acordo com os métodos citados no item 3.4.2 do capítulo 3, foram:

- Ligação Viga01-Pilar do Protótipo BE1: $k_0 = 4395,1$ kNm/rad e $k = 1229,9$ kNm/rad;
- Ligação Viga02-Pilar do Protótipo BE1: $k_0 = 5898,4$ kNm/rad e $k = 1207,8$ kNm/rad;
- Ligação Viga01-Pilar do Protótipo BE2: $k_0 = 5248,5$ kNm/rad e $k = 1863,3$ kNm/rad;

- Ligação Viga02-Pilar do Protótipo BE2: $k_0 = 7114,3 \text{ kNm/rad}$ e $k = 1403,3 \text{ kNm/rad}$.

Os gráficos da figura 5.28 e 5.29 ilustram os métodos utilizados para a determinação destas rigidezes.

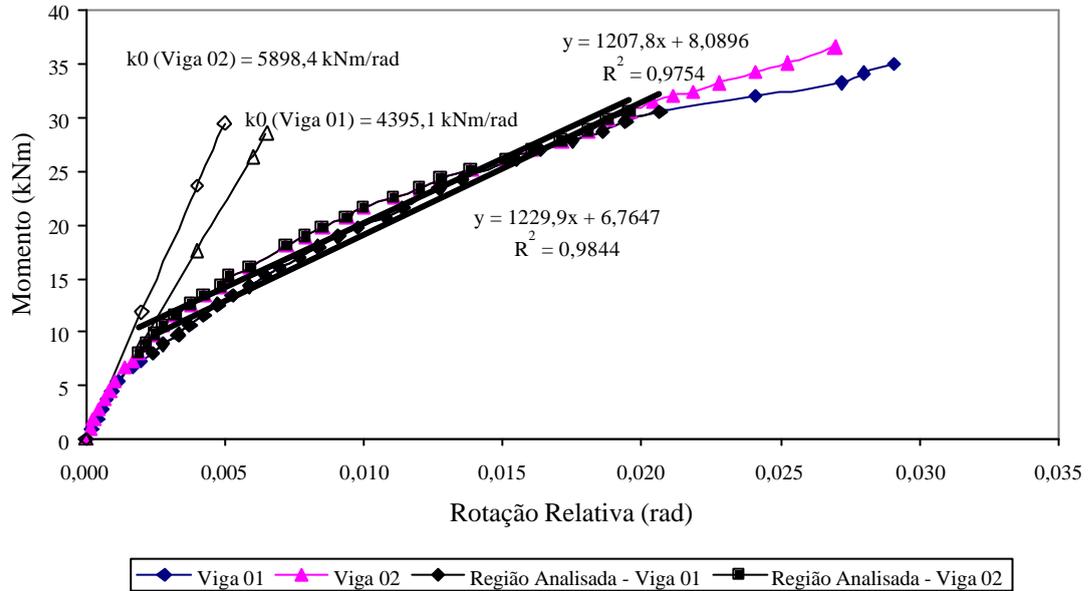


Figura 5.28 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo B-E1.

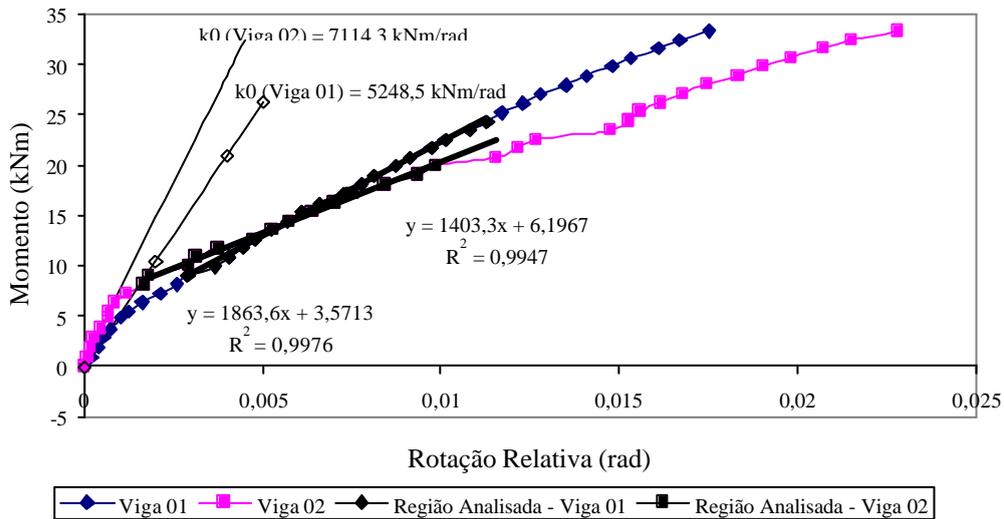


Figura 5.29 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo B-E2.

As primeiras fissuras do concreto foram observadas para cargas de aproximadamente 8,93 kN e 8,99 kN, respectivamente, para os protótipos B-E1 e B-E2, sendo que novas fissuras apareceram no decorrer dos ensaios, de maneira semelhante ao que ocorreu no ensaio do Protótipo AE-1.

5.4. PROTÓTIPO C

Também foram realizados dois ensaios do Protótipo C, CE-1 e CE-2, com cargas últimas de aproximadamente 40,00 kN em ambos ensaios. Os resultados destes ensaios são apresentados conjuntamente a seguir de maneira análoga a apresetação dos resultados dos ensaios do Protótipo B.

Os gráficos das figuras 5.30 e 5.31 indicam as deformações específicas nos pilares desses protótipos, de acordo a localização dos extensômetros elétricos de resistência indicados na figura 5.1.

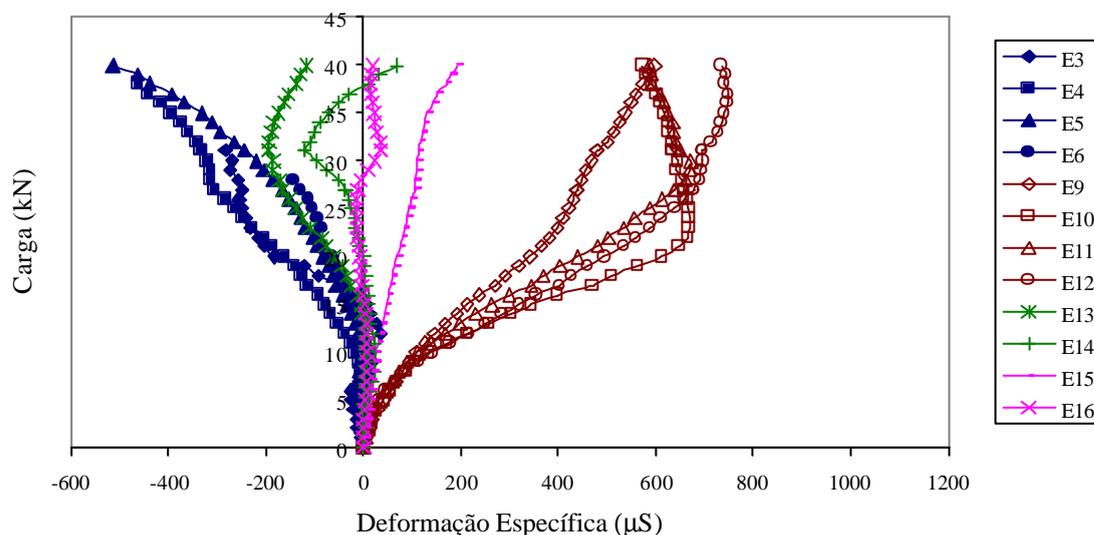


Figura 5.30 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo C-E1.

Assim como no ensaio BE-2, no ensaio CE-2 os extensômetros dos enrijecedores superiores e dos flanges do pilar foram eliminados por apresentarem baixos valores de deformação e adicionaram-se extensômetros nas barras de armadura, onde se concentram os maiores níveis de deformação.

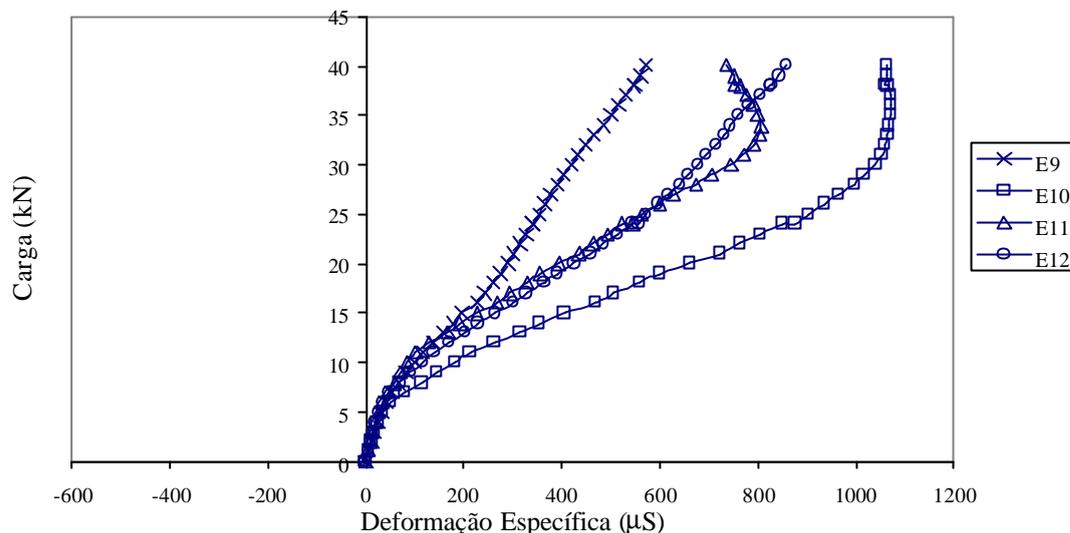


Figura 5.31 – Gráfico Carga x Deformação Específica do pilar do Protótipo C-E2.

Os valores máximos das deformações específicas medidas nos pilares ocorreram, para ambos ensaios, nos enrijecedores dos pilares nas regiões inferiores às vigas, com valores de +748,80 μS (E12) para o Protótipo CE-1 e +1070,40 μS (E10) para o Protótipo CE-2.

As deformações específicas das vigas destes ensaios estão indicadas nos gráficos das figuras 5.32 e 5.33.

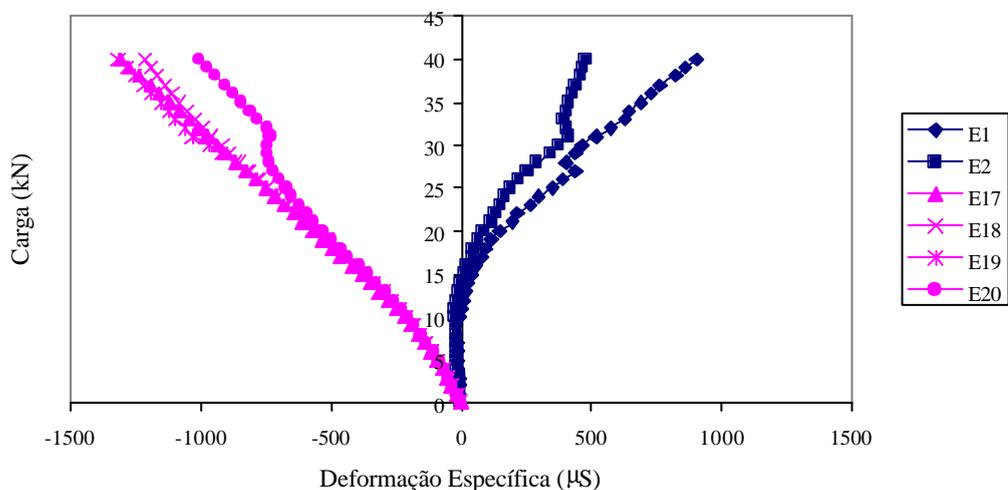


Figura 5.32 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos C-E1.

Os extensômetros E18 e E19 foram eliminados no ensaio C-E2 por apresentarem valores próximos dos extensômetros E17 e E20.

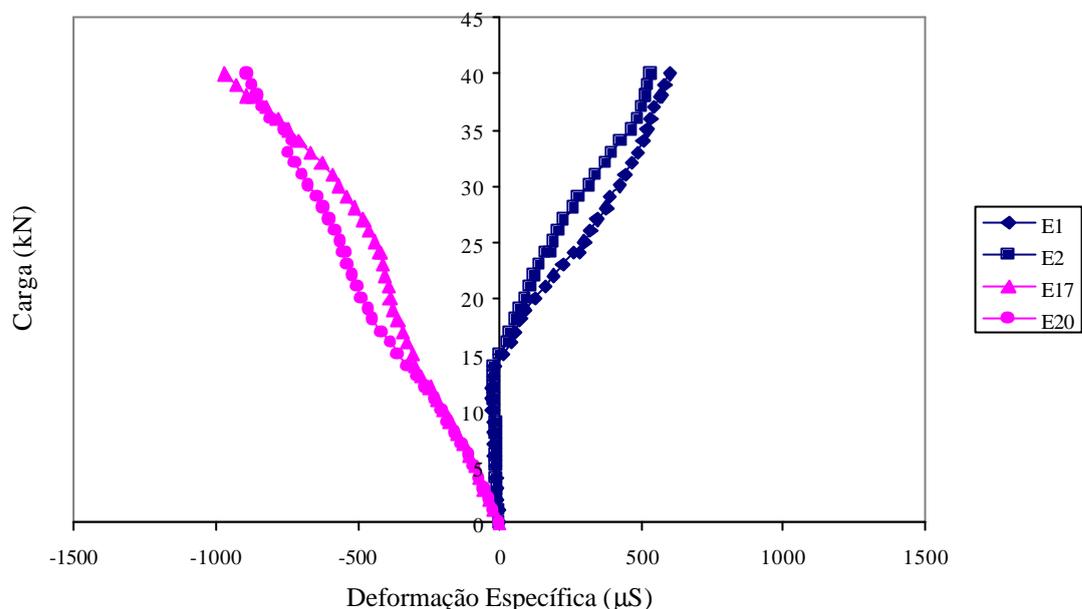


Figura 5.33 – Gráfico Carga x Deformação Específica das vigas dos protótipos C-E2.

Os valores máximos das deformações específicas medidos para as vigas do Protótipo C-E1 foram de +903,60 μS (E1) e -1316,16 μS (E17) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 01”, e de +479,52 μS (E2) e -1214,4 μS (E18) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 02”. Em relação ao Protótipo C-E2 os valores máximos medidos foram de +599,76 μS (E1) e -968,40 μS (E17) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 01”, e +534,00 μS (E2) e -889,20 μS (E20) para os flanges superiores e inferiores, respectivamente, da “Viga 02”.

Portanto, como nos ensaios anteriores, tanto as vigas quanto os pilares destes protótipos não atingiram a deformação específica de escoamento e os ensaios foram finalizados quando ocorreu o escoamento das barras de aço das armaduras negativas das lajes, para cargas de 29,99 kN, no caso do Protótipo C-E1, e 37,05 kN, no caso do

Protótipo C-E2, cargas estas definidas como cargas máximas de serviço do respectivo ensaio.

As figuras 5.34 e 5.35 apresentam os gráfico Carga x Deformação Específica das barras de aço instrumentadas destes protótipos.

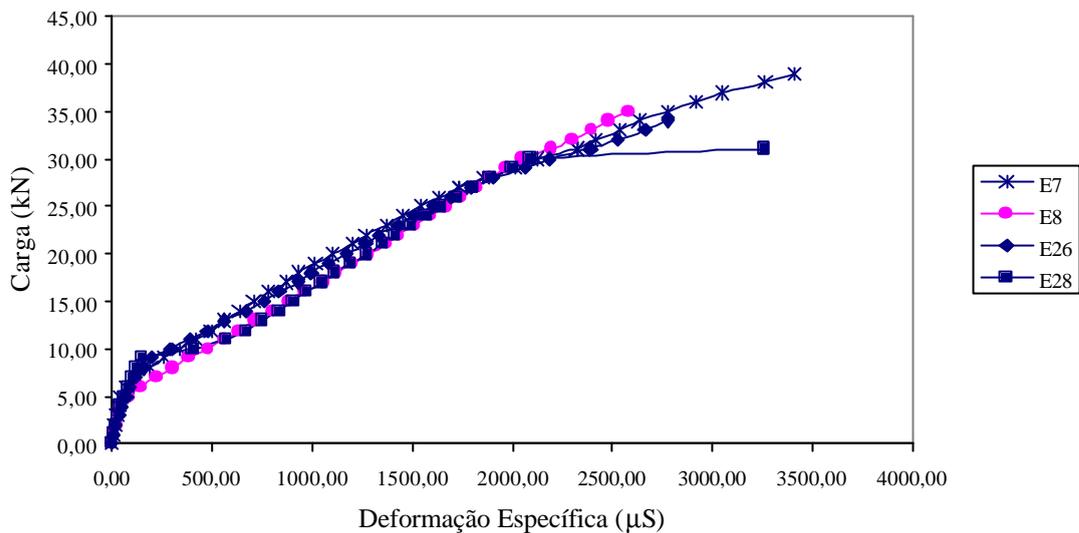


Figura 5.34 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo C-E1.

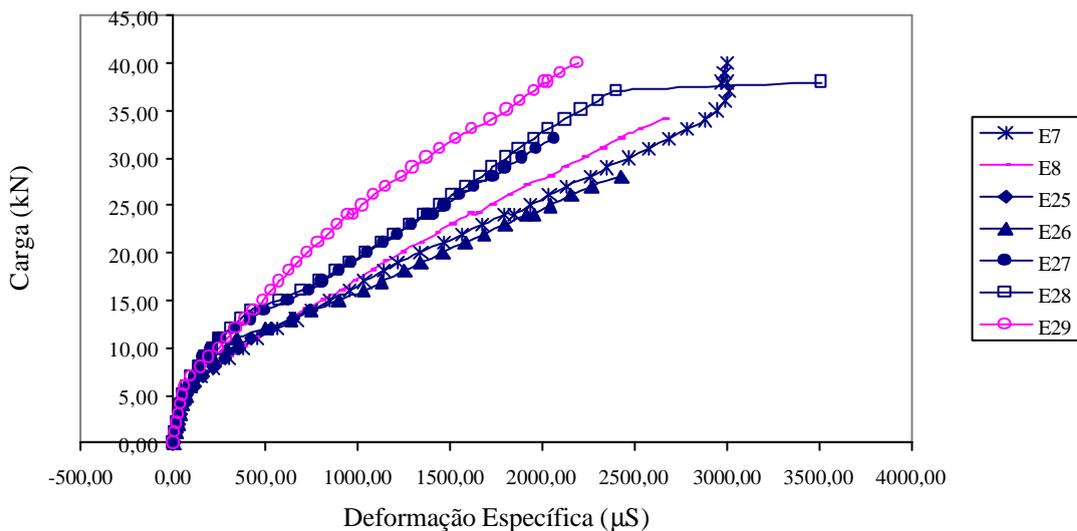


Figura 5.35 – Gráfico Carga x Deformação Específica da armadura negativa instrumentada do Protótipo C-E2.

instrumentada do Protótipo C-E2.

Assim como no ensaio B-E2 o escoamento das barras de armadura dos protótipos C-E1 e C-E2 ocorreram primeiramente no extensômetro mais distante do pilar (E28), o que pode ser explicado por esta barra não estar sobre a “Viga 03”.

Na figura 5.36 são apresentados os deslocamentos, em módulo, dos pilares dos protótipos C-E1 e C-E2.

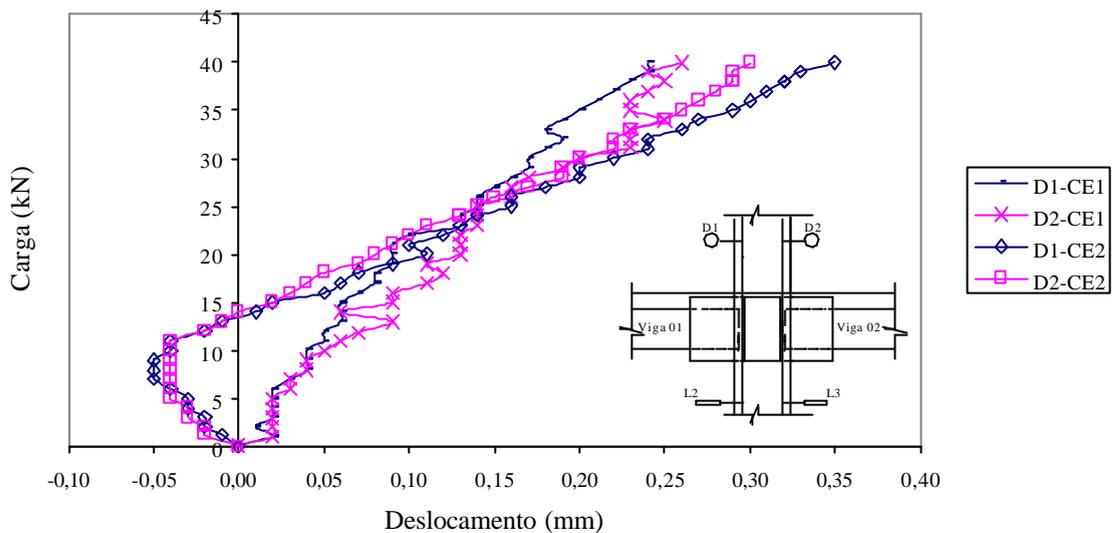


Figura 5.36 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados dos pilares do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

Os deslocamentos dos pilares destes ensaios são ilustrados na figura 5.37 em função dos valores indicados nos defletômetros D1 e D2, e nos LVDT's L2 e L3. Na carga máxima de serviço, esses valores foram: D1 = 0,17 mm e D2 = 0,20 mm, para o Protótipo CE-1, e D1 = 0,31 mm e D2 = 0,28 mm, para o Protótipo BE-2. Assim como nos ensaios anteriores, os LVDT's L2 e L3 não registraram nenhum deslocamento significativo.

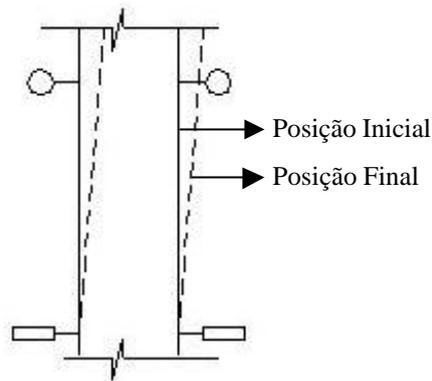


Figura 5.37 – Representação do comportamento do pilar durante os ensaios do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

Nas figuras 5.38 e 5.39 têm-se os valores dos deslocamentos posicionados nas vigas 01 e 02 dos ensaios C-E1 e C-E2

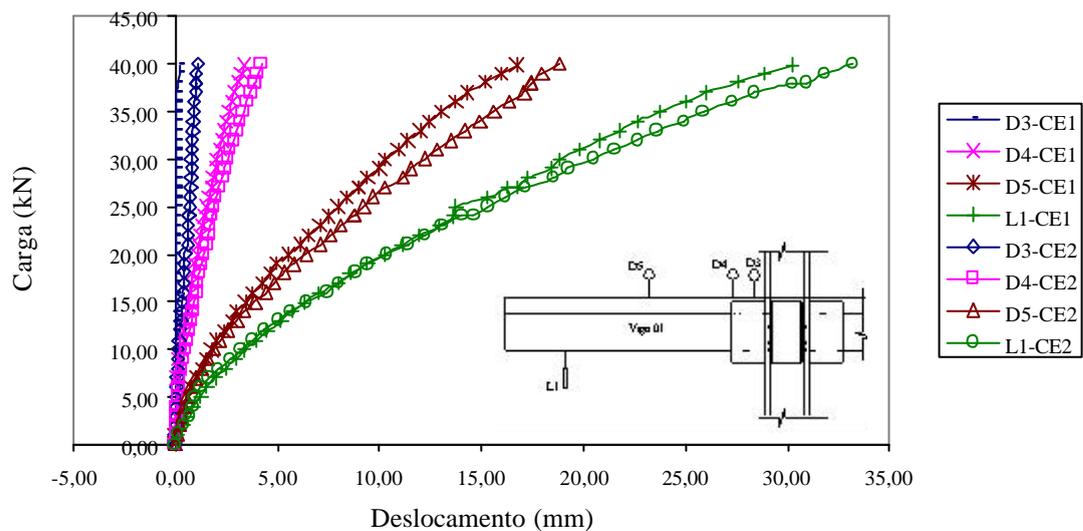


Figura 5.38 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 01” do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

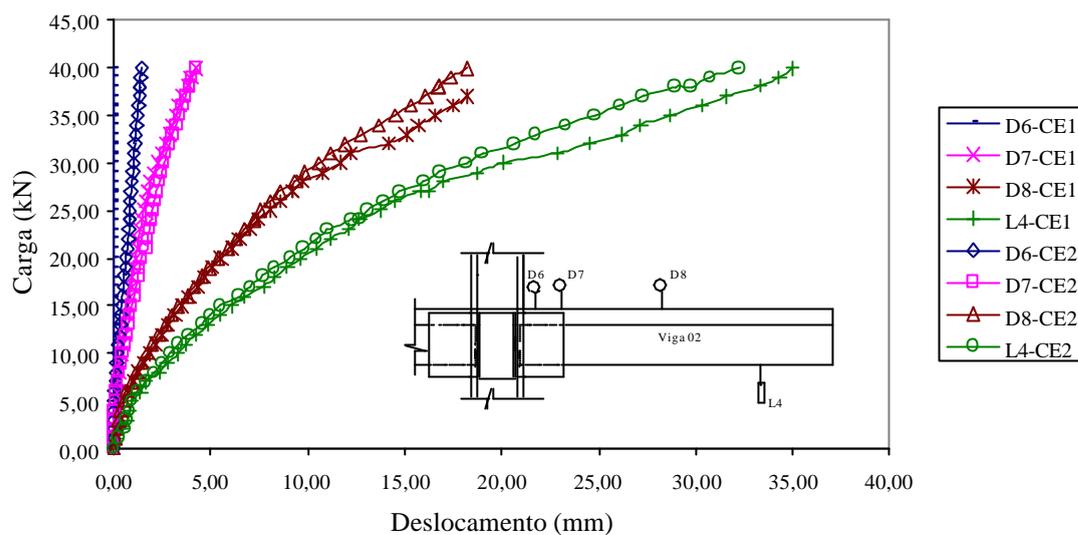


Figura 5.39 – Gráfico Carga x Deslocamento dos pontos analisados da “Viga 02” do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

Na figura 5.40 são apresentadas, para as cargas últimas, as deformadas da “Viga 01” e da “Viga 02”.

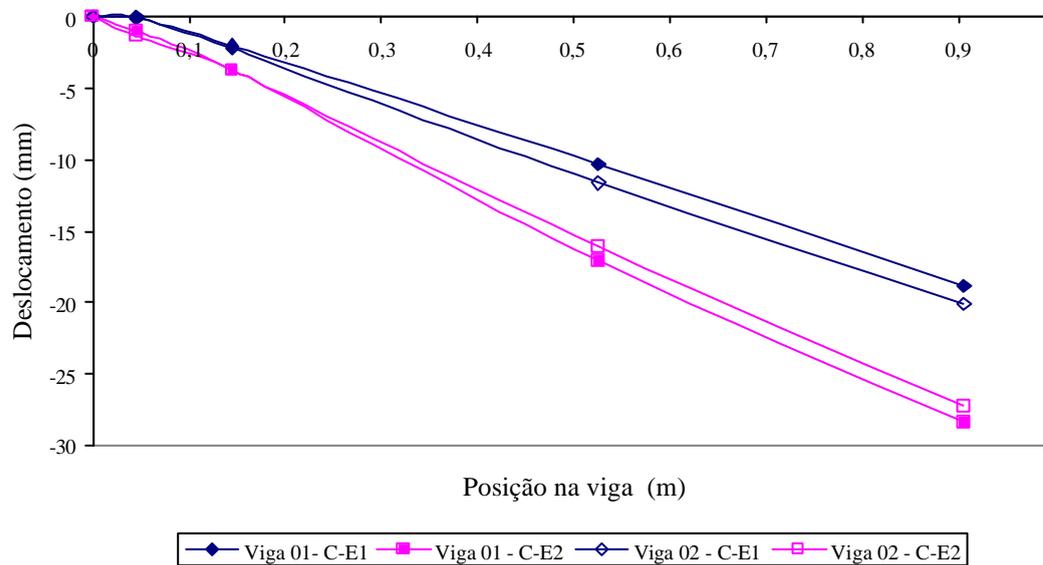


Figura 5.40 – Deformada das vigas para as cargas máximas de serviço dos Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

Os valores dos deslocamentos obtidos para as respectivas cargas máximas de serviço foram: para o Protótipo CE-1, D3 = 0,07 mm, D4 = 2,02 mm, D5 = 10,29 mm, L1 = 18,84 mm, D6 = 0,00 mm, D7 = 2,24 mm, D8 = 11,65 mm e L4 = 20,12 mm; para o Protótipo CE-2, D3 = 1,00 mm, D4 = 3,71 mm, D5 = 17,09 mm, L1 = 28,40 mm, D6 = 1,34 mm, D7 = 3,75 mm, D8 = 16,09 mm e L4 = 27,29 mm.

O procedimento adotado para a determinação das rotações das vigas e do pilares e, conseqüentemente das rotações relativas e das rigidezes das ligações, foram os mesmos utilizados nos outros protótipos. As curvas momento x rotação estão indicadas no gráfico da figura 5.41.

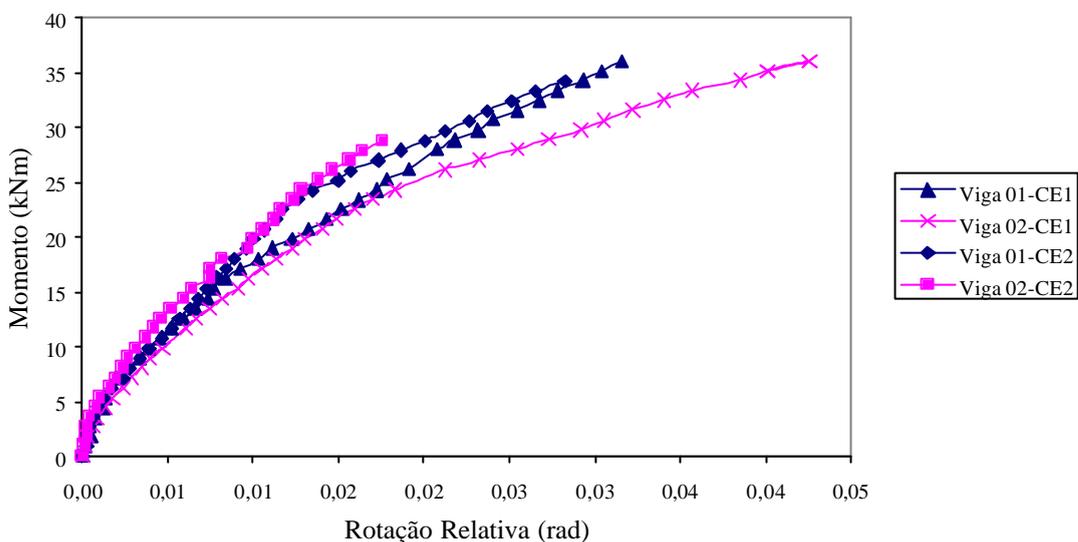


Figura 5.41 - Curvas momento-rotação das ligações do Protótipo C-E1 e do Protótipo C-E2.

As rotações relativas máximas observadas foram de 0,0316 rad e 0,0426 rad, respectivamente, para a “Viga 01” e “Viga 02” do Protótipo CE-1, para um momento fletor máximo igual a 39,92 kNm, e 0,0282 rad e 0,0176 rad, respectivamente, para a “Viga 01” e “Viga 02” do Protótipo CE-2, para um momento fletor máximo igual a 40,00 kNm.

As rigidezes das ligações viga-pilar encontradas, de acordo com os métodos citados no item 3.4.2 do capítulo 3, foram:

- Ligação Viga01-Pilar do Protótipo C-E1: $k_0 = 4603,3$ kNm/rad e $k = 922,6$ kNm/rad;
- Ligação Viga02-Pilar do Protótipo C-E1: $k_0 = 4075,8$ kNm/rad e $k = 1053,5$ kNm/rad;
- Ligação Viga01-Pilar do Protótipo C-E2: $k_0 = 6737,9$ kNm/rad e $k = 1471,6$ kNm/rad;
- Ligação Viga02-Pilar do Protótipo C-E2: $k_0 = 8088,2$ kNm/rad e $k = 1495,4$ kNm/rad.

Os gráficos da figura 5.42 e 5.43 ilustram os métodos utilizados para a determinação destas rigidezes.

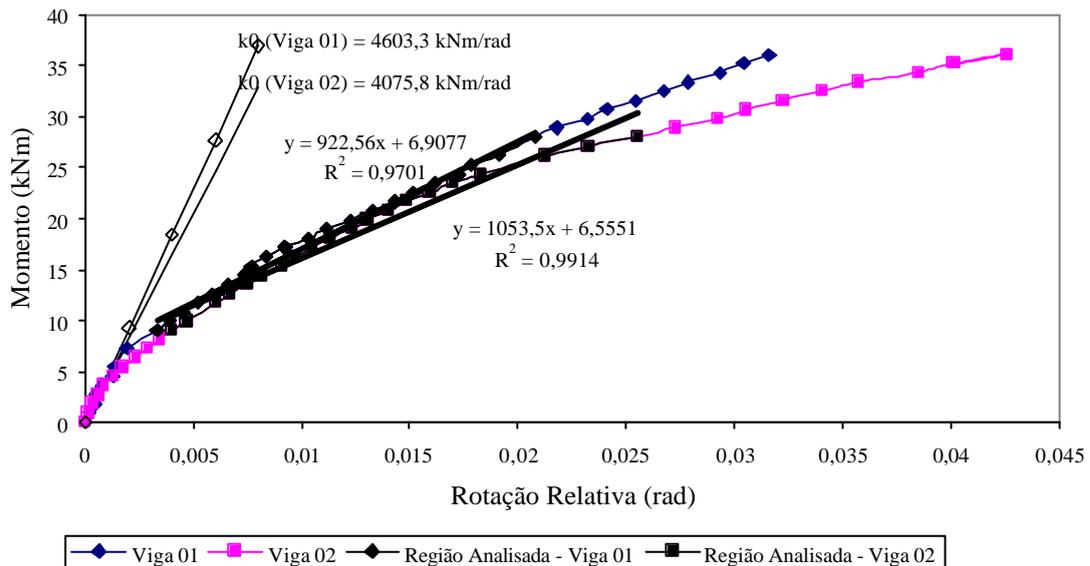


Figura 5.42 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo C-E1.

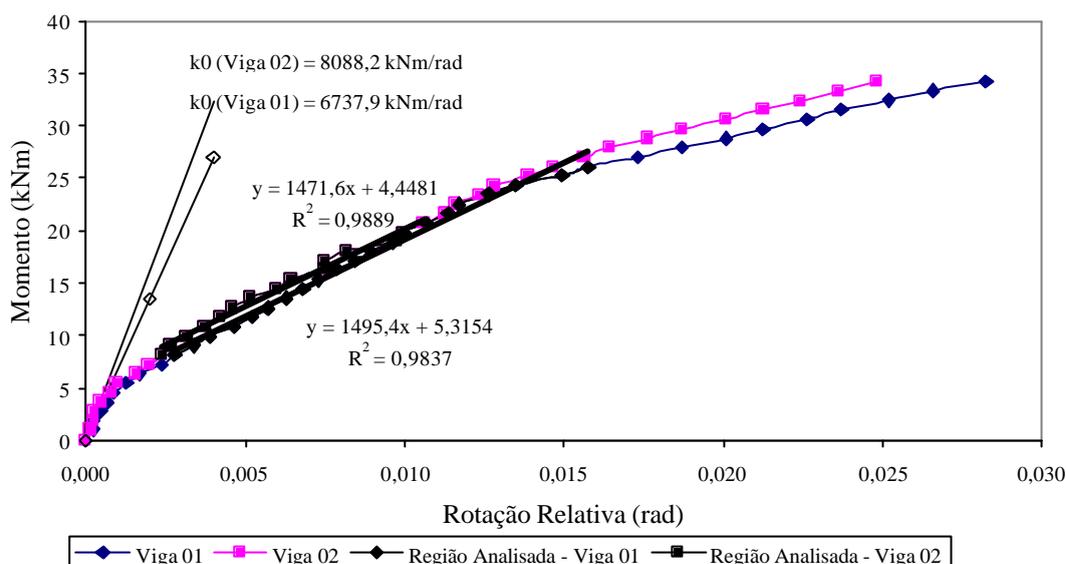


Figura 5.43 – Determinação das rigidezes das ligações do Protótipo C-E2.

Em relação ao concreto, as primeiras fissuras foram observadas para cargas de aproximadamente 9,05 kN e 9,00 kN, respectivamente, para os protótipos C-E1 e C-E2. Valores estes bem próximos dos valores nos quais foram observadas as fissuras de todos os outros ensaios realizados.

A tabela 5.1 apresenta os principais resultados dos ensaios realizados. Em todos os ensaios a carga máxima de serviço foi definida como a carga que ocasionou o escoamento das armaduras negativas da laje e as diferenças entre os resultados dos ensaios de protótipos idênticos estão associadas a diversos fatores, tais como, folga e imperfeições provenientes da montagem e concretagem dos protótipos e variação da resistência do concreto e na homogeneização do mesmo. Assim, para que estes resultados possam ser utilizados no projeto final, torna-se necessário a execução de uma maior série de ensaios a fim de aferir tais valores.

Tabela 5.1 – Principais resultados obtidos nos ensaios.

Protótipo	Ligação	Momento Último (kNm)	Momento Máximo de Serviço (kNm)	k₀ (kNm/rad)	K (kNm/rad)
A-E1	Viga01 – Pilar	16,63	13,66	3238,7	1476
	Viga02 – Pilar			3722,0	919,4
B-E1	Viga01 – Pilar	35,09	29,72	4395,1	1229,9
	Viga02 – Pilar			5898,4	1207,8
B-E2	Viga01 – Pilar	33,34	20,77	5248,5	1863,3
	Viga02 – Pilar			7114,3	1403,3
C-E1	Viga01 – Pilar	36,01	27,05	4603,3	922,6
	Viga02 – Pilar			4075,8	1053,5
C-E2	Viga01 – Pilar	36,00	33,05	6737,9	1471,6
	Viga02 – Pilar			8088,2	1495,4

6. ANÁLISE DA LIGAÇÃO MISTA E DO PROJETO CONSIDERANDO A SEMI-RIGIDEZ DA LIGAÇÃO

6.1. INTRODUÇÃO

No capítulo anterior foram determinadas as rigidezes iniciais (k_0) e as rigidezes na 2ª fase linear-elástica (k) das ligações viga-pilar ensaiadas, sendo 3500 kNm/rad e 1000 kNm/rad, respectivamente, valores aproximados dos menores valores encontrados para tais rigidezes. No presente capítulo essas rigidezes são utilizadas em novas análises estruturais como o objetivo de avaliar o grau de restrição à rotação de ligações com rigidezes próximas a essas e, também, avaliar o comportamento estrutural da edificação em estudo considerando a utilização de ligações e vigas mistas.

É importante ressaltar que as rigidezes das ligações viga-pilar devem ser verificadas com uma maior série de ensaios e, portanto, os resultados deste capítulo são apenas de caráter qualitativo, não devendo ser utilizados no projeto final. Além disso, as rigidezes iniciais de ligações mistas só devem ser consideradas quando for possível garantir que o concreto não apresentará fissuras na região da ligação para a carga de serviço. Como o estado de fissuração é influenciado por diversos motivos, tais como má execução e sobrecarga acidental, as rigidezes iniciais de ligações mistas normalmente não são consideradas em projetos.

6.2. AVALIAÇÃO DA RESTRIÇÃO À ROTAÇÃO DAS LIGAÇÕES DE UM PÓRTICO PLANO COM $k = 1000$ kNm/rad e $k_0 = 3500$ kNm/rad

Com o objetivo de avaliar o grau de restrição à rotação de ligações com valores de rigidezes próximos aos valores de k e k_0 encontrados nos ensaios experimentais, realizaram-se três análises (A, B e C) no software Ansys Versão 6.0 (Ansys, 2001) do pórtico apresentado na figura 6.1. Este pórtico têm as propriedades geométricas dos

pilares e viga idênticas ao pilar P5 e à viga V22 utilizados na análise estrutural apresentada no ítem 3.3.2 do Capítulo 3.

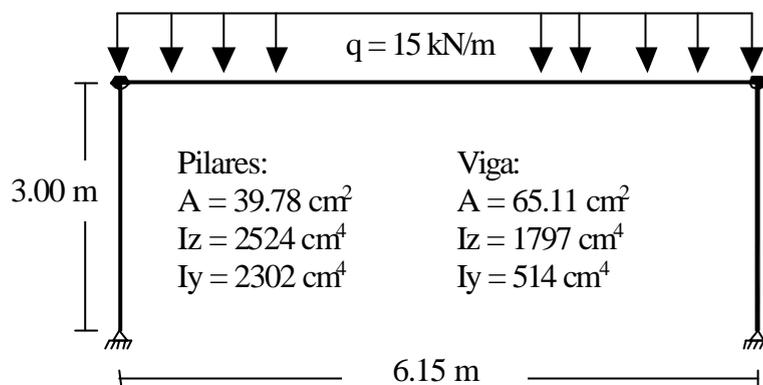


Figura 6.1 – Características geométricas do pórtico analisado.

Na análise “A” as ligações das vigas e pilares foram consideradas como rotuladas. Nas análises “B” e “C” estas ligações foram consideradas como semi-rígidas, sendo adotados, respectivamente, os valores de 1000 kNm/rad e 3500 kNm/rad como as rigidezes das ligações viga-pilar.

A tabela 6.1 indica os principais resultados destas análises.

Tabela 6.1 – Principais resultados das análises estruturais do pórtico plano.

Análise	Rigidez das Ligações Viga-Pilar	Momento Máximo na Viga (kNm)	Rotações das Ligações Viga-Pilar (rad)
A	Ligações Rotuladas	+ 70,9	0,039
B	1000 kNm/rad	+ 51,0	0,026
C	3500 kNm/rad	+ 39,7	0,018

Nota-se que as rotações das ligações nas análises “B” e “C” correspondem a $66,6 \%$ e $46,2 \%$, respectivamente, da rotação da análise A. Assim, de acordo com o critério de classificação de ligações apresentado no ítem 3.4.1 do capítulo 3, as ligações viga-pilar nas análises B e C podem ser classificadas como semi-rígidas.

Portanto as ligações mistas interferem fortemente na distribuição de esforços e são bastante eficientes, uma vez que diminuem os esforços nas vigas e, devido à semi-

continuidade obtida nas ligações mistas internas, os momentos nos pilares são equilibrados não prejudicando os dimensionamentos dos mesmos.

6.3. CONSIDERAÇÕES PARA AS NOVAS ANÁLISES DA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO

Realizaram-se duas novas análises estruturais da edificação em estudo considerando a utilização de ligações e vigas mistas. Nestas análises as ligações indicadas na tabela 6.2 foram consideradas como mistas e as demais como rotuladas.

Tabela 6.2 – Ligações consideradas como mistas.

Viga	Pilar	Viga
V3	P6	V5
V3	P4	V34
V4	P5	V5
V19	P4	V22
V19	P4	V23
V19	P6	V21
V20	P5	V21
Obs.: As nomenclaturas das vigas e dos pilares desta tabela estão relacionadas com o esquema estrutural apresentado no Anexo I.		

Na primeira análise as rigidezes das ligações mistas foram adotadas iguais a 1000 kNm/rad, ou seja, aproximadamente iguais ao menor valor encontrado para k nos ensaios experimentais. Já na segunda análise essas rigidezes foram iguais a 3500 kNm/rad, ou seja, aproximadamente iguais ao menor valor encontrado para k_0 também nos ensaios experimentais.

A partir destas análises desenvolveram-se dois novos dimensionamentos da edificação em estudo, que também são apresentados neste capítulo, novamente utilizando o software CFSLT Versão 3.5 (CFSLT, 2000) e considerando todas as vigas

não pertencentes aos pórticos de estabilização como vigas mistas, sendo estas dimensionadas na fase elástica.

6.4. NOVAS ANÁLISES ESTRUTURAIS DA EDIFICAÇÃO EM ESTUDO

As duas novas análises da edificação em estudo apresentadas no presente capítulo foram desenvolvidas no software Ansys versão 6.0 (Ansys, 2001), diferindo-se somente nas rigidezes adotadas para as ligações viga-pilar.

As ações, suas combinações e a concepção estrutural destas análises são idênticas às apresentadas nos itens 3.2.1, 3.2.2 e 3.3.3 do capítulo 3.

Na modelagem destas análises também foram utilizados os elementos LINK 180, tabela 3.2, para os contraventamentos e pilares P9, e BEAM 44, tabela 3.2, para os demais pilares e para as vigas. Para simular as rigidezes das ligações utilizou-se o elemento COMBIN 14. O COMBIN 14 é um elemento de mola capaz de simular rigidez rotacional e de translação entre outros elementos, sendo formada por dois nós com três graus de liberdade por nó. A figura 6.2 apresenta um desenho esquemático deste elemento.

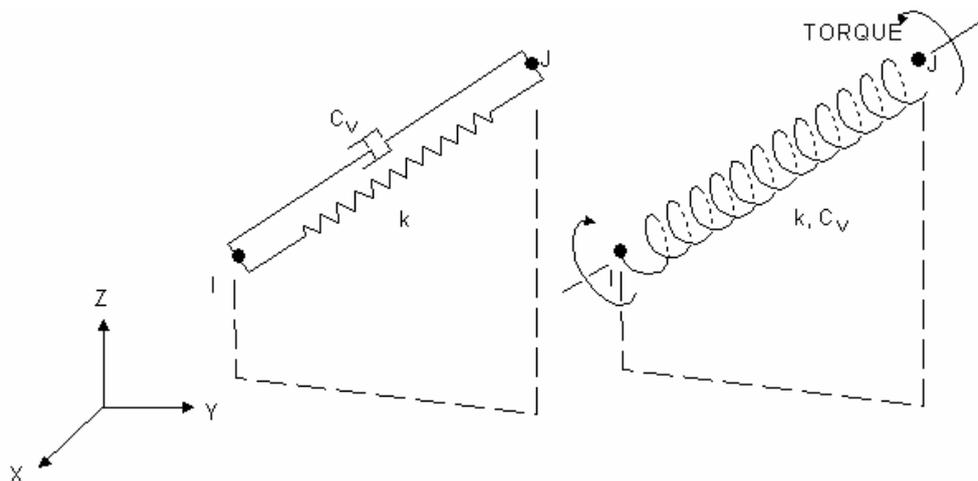


Figura 6.2 – Elemento COMBIN 14 (Ansys, 2001).

As seções transversais adotadas para as vigas, pilares e contraventamentos são as mesmas apresentadas na tabela 3.7 e as seqüências seguidas nas análises foram as

mesmas apresentadas no item 3.2.4, ou seja, inicialmente foram modeladas as estruturas no software Ansys 6.0, em seguida foram aplicados, separadamente, os carregamentos e, após a aplicação de todos carregamentos, realizou-se as combinações de ações para o Estado Limite Último, tabela 3.1. Nas figura 6.3 e 6.4 são mostrados os esforços de momento fletor em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1”

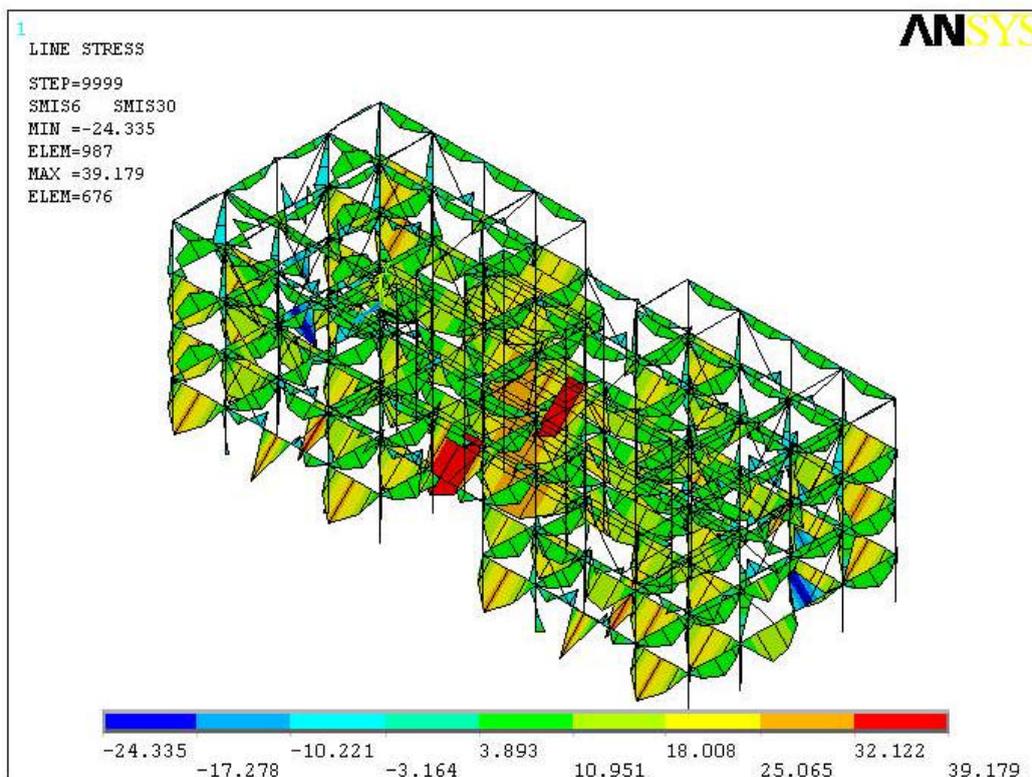


Figura 6.3 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1” para análise envolvendo os valores de k.

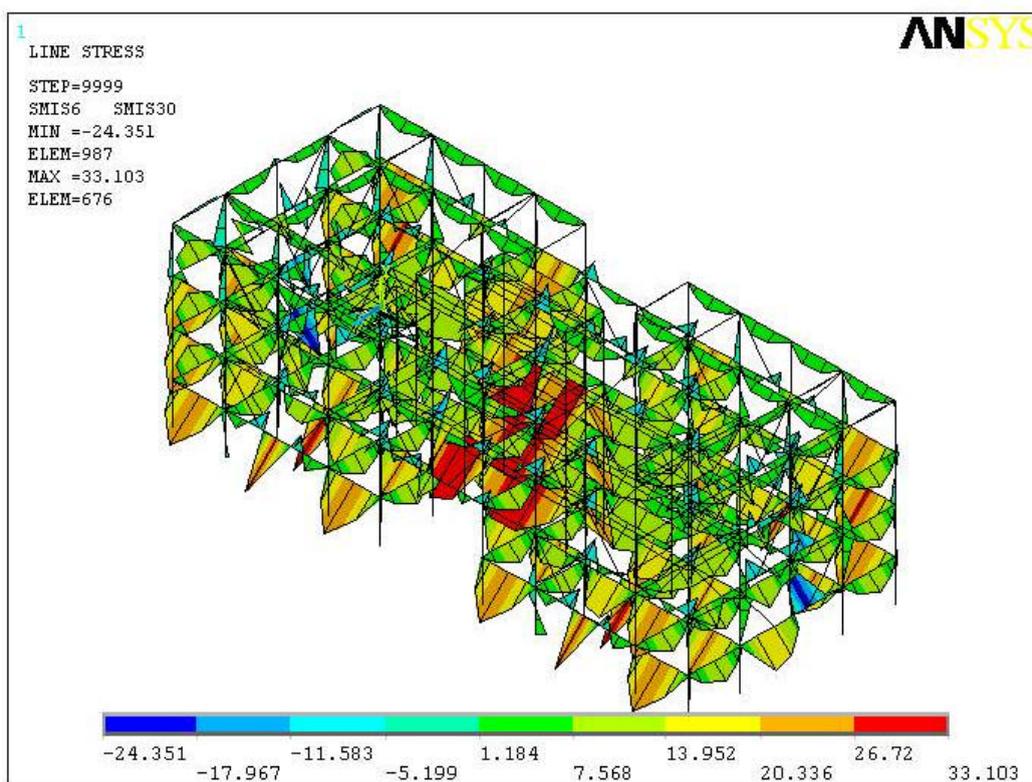


Figura 6.4 – Momentos Fletores em relação ao eixo “Z” local de cada barra devido à combinação “C1” para análise envolvendo os valores de k_0 .

Após a aplicação de todas as combinações para os Estados Limites Últimos, determinaram-se, para cada uma das duas análises, os esforços solicitantes máximos nas barras. As tabelas 6.3 e 6.4 apresentam esses esforços.

Tabela 6.3 – Esforços solicitantes em cada barra para a primeira análise.

Elementos	Barras	Combi- nação mais desfa- vorável	Esforços Solicitantes de Cálculo				
			Momentos fletores (kNm)		Esforço cortante (kN)		Esforço Normal ^(c) (kN)
			Mdz	Mdy	Vdx	Vdy	Nd
Pilares	P1	C5	72,78	0,72	45,86	-	-142,24
	P2	C5	52,55	1,47	27,09	-	-387,29
	P3	C1	25,52	0,42	14,56	-	-342,91
	P4	C1	5,70	0,38	3,74	-	-240,47
	P5	C1	10,01	2,75	6,43	1,10	-548,41
	P6	C1	7,18	0,11	4,59	-	-338,21
	P7	C1	0,73	0,29	0,97	-	-50,09

	P8	C1	0,90	0,43	0,31	0,17	-209,35
	P9	C1	-	-	-	-	-52,58
Vigas	V1	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V2	C1	28,14	0,25	51,64	-	42,61
	V3 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V3 eixos B02 e B03	C1	24,96	0,20	35,12	-	-60,04
	V4	C1	26,28	0,20	35,01	-	-60,04
	V5	C1	35,71	0,45	50,68	-	48,61
	V6	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V7	C1	18,80	0,02	12,21	-	-0,28
	V8	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V9	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02
	V10	C5	14,73	1,00	34,30	-	-54,28
	V11	C5	10,68	2,78	13,56	-	-32,67
	V12	C4	9,68	0,37	28,89	-	-35,78
	V13	C4	17,21	0,11	11,19	-	-0,21
	V14	C4	4,27	0,14	5,55	-	-0,10
	V15	C4	1,63	0,40	3,43	-	0,00
	V16	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07
	V17	C1	28,11	0,60	35,70	-	-10,69
	V18	C1	19,91	0,28	32,58	-	-48,44
	V19 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V19 eixos B02 e B03	C1	23,97	0,20	35,39	-	-60,04
	V20 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V20 eixos B02 e B03	C1	25,34	0,20	32,29	-	-60,04
	V21	C1	18,18	0,23	31,05	-	-70,54
	V22	C1	15,10	0,39	29,40	-	32,03
	V23	C1	40,28	0,45	44,52	-	-22,63
	V24	C1	8,14	0,17	8,00	-	0,86
	V25	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V26	C1	21,28	0,26	13,08	-	-0,35
	V27	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V28	C5	10,68	0,44	13,56	-	-30,57
	V29	C5	22,52	0,37	34,52	-	-63,57
	V30	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02
	V31	C4	7,49	0,29	30,81	-	-35,15
V32	C1	1,93	0,52	4,06	-	-	
V33	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07	
V34	C1	9,12	0,50	14,43	-	-36,05	
Vc1	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06	
Vc2	C1	7,08	0,51	8,90	-	-37,96	
Vc3	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06	
Vc4	C1	11,68	0,63	11,47	-	-46,42	
Vc5	C5	0,80	2,30	1,01	-	-13,73	
Vc6	C4	5,44	0,74	9,32	-	-43,90	

	Vc7	C4	0,57	1,47	0,73	-	-0,80
	Vc8	C4	7,59	0,50	9,21	-	-38,43
	Vc9	C1	32,83	-	21,35	-	-
	Vc10	C4	1,97	-	3,36	-	-
	Vcd1	C1	37,20	-	24,19	-	-
	Vcd2	C1	34,02	-	22,13	-	-
	Vcd3	C4	15,96	-	16,10	-	-
Contraventamentos	C1 ^{a)}	C4	-	-	-	-	91,74
	C2 ^{b)}	C2	-	-	-	-	109,54
a) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos B01 a B04.							
b) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos A01, A02, A07 e A08.							
c) Valores negativos representam esforço de compressão e valores positivos representam esforço de tração.							

Tabela 6.4 – Esforços solicitantes em cada barra para a segunda análise.

Elementos	Barras	Combi -nação mais desfa- vorável	Esforços Solicitantes de Cálculo				
			Momentos fletores (kNm)		Esforço cortante (kN)		Esforço Normal ^{c)} (kN)
			Mdz	Mdy	Vdx	Vdy	Nd
Pilares	P1	C5	72,78	0,72	45,86	-	-153,51
	P2	C5	52,55	1,47	27,09	-	-388,21
	P3	C1	25,52	0,42	14,56	-	-342,91
	P4	C1	7,03	0,38	4,46	-	-236,11
	P5	C1	10,67	2,75	6,01	1,10	-560,06
	P6	C1	7,69	0,11	4,84	-	-338,21
	P7	C1	0,76	0,29	1,05	-	-50,09
	P8	C1	0,91	0,41	0,31	0,17	-209,35
	P9	C1	-	-	-	-	-52,58
Vigas	V1	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V2	C1	28,14	0,25	51,64	-	42,61
	V3 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	34,88	-	-60,04
	V3 eixos B02 e B03	C1	22,09	0,20	37,16	-	-60,04
	V4	C1	22,80	0,20	36,73	-	-60,04
	V5	C1	34,19	0,45	47,01	-	49,94
	V6	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V7	C1	18,80	0,02	12,21	-	-0,28
	V8	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V9	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02
	V10	C5	14,73	1,00	34,30	-	-54,28
	V11	C5	10,68	2,78	13,56	-	-32,67
V12	C4	9,68	0,37	28,89	-	-35,78	

	V13	C4	17,21	0,11	11,19	-	-0,21
	V14	C4	4,27	0,14	5,55	-	-0,10
	V15	C4	1,63	0,40	3,43	-	0,00
	V16	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07
	V17	C1	28,11	0,60	35,70	-	-10,69
	V18	C1	19,91	0,28	32,58	-	-48,44
	V19 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V19 eixos B02 e B03	C1	21,02	0,20	30,38	-	-60,04
	V20 eixos B01 e B04	C1	26,71	0,20	33,91	-	-60,04
	V20 eixos B02 e B03	C1	23,32	0,20	37,35	-	-60,04
	V21	C1	17,78	0,23	34,66	-	-70,54
	V22	C1	12,96	0,39	27,34	-	32,03
	V23	C1	35,30	0,45	46,34	-	-20,62
	V24	C1	8,14	0,17	8,00	-	0,86
	V25	C1	13,47	0,70	10,31	-	-0,67
	V26	C1	21,28	0,26	13,08	-	-0,35
	V27	C1	39,98	0,13	26,00	-	-0,20
	V28	C5	10,68	0,44	13,56	-	-30,57
	V29	C5	22,52	0,37	34,52	-	-63,57
	V30	C4	10,35	1,60	13,14	-	-2,02
	V31	C4	7,49	0,29	30,81	-	-35,15
	V32	C1	1,93	0,52	4,06	-	-
	V33	C4	28,64	0,15	30,57	-	-0,07
	V34	C1	12,18	0,50	15,43	-	-38,50
	Vc1	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06
	Vc2	C1	7,08	0,51	8,90	-	-37,96
	Vc3	C1	6,69	0,40	8,49	-	-5,06
	Vc4	C1	11,68	0,63	11,47	-	-46,42
	Vc5	C5	0,80	2,30	1,01	-	-13,73
	Vc6	C4	5,44	0,74	9,32	-	-43,90
	Vc7	C4	0,57	1,47	0,73	-	-0,80
	Vc8	C4	7,59	0,50	9,21	-	-38,43
	Vc9	C1	32,83	-	21,35	-	-
	Vc10	C4	1,97	-	3,36	-	-
	Vcd1	C1	37,20	-	24,19	-	-
	Vcd2	C1	34,02	-	22,13	-	-
	Vcd3	C4	15,96	-	16,10	-	-
Contraventamentos	C1 ^{a)}	C4	-	-	-	-	91,74
	C2 ^{b)}	C2	-	-	-	-	109,54
a) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos B01 a B04.							
b) Barras de contraventamento situadas nos pórticos de estabilização pertencentes aos eixos A01, A02, A07 e A08.							
c) Valores negativos representam esforço de compressão e valores positivos representam esforço de tração.							

6.5. DIMENSIONAMENTOS

A partir dos esforços solicitantes de cálculo apresentados nas tabelas anteriores, realizaram-se os novos dimensionamentos da estrutura. Os pilares, as vigas e os contraventamentos foram dimensionados de acordo com a AISI (1996) e com a NBR 14762, sendo as vigas mistas dimensionadas no regime elástico a partir de suas seções transversais homogeneizadas.

As tabelas 6.5 e 6.6 apresentam os perfis dimensionados considerando as novas análises estruturais.

Tabela 6.5 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura envolvendo k.

Elementos	Barras	Perfis
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75
	P2	Ie 300x200x50x4,75
	P3	Ie 300x200x50x3,75
	P4	Ie 170x170x25x2,25
	P5	Ie 200x200x25x4,75
	P6	Ie 200x200x40x2,65
	P7	Ie 170x170x25x1,50
	P8	Ie 170x170x25x2,25
	P9	Ue 200x100x25x2,00
Vigas	V1	Caixa 200x75x20x2,25
	V2	Caixa 300x85x25x2,25
	V3	Caixa 200x75x20x2,25
	V4	Caixa 200x75x20x2,25
	V5	Caixa 200x75x20x2,25
	V6	Caixa 150x60x20x1,50
	V7	Caixa 250x70x25x2,25
	V8	Caixa 300x70x45x3,00
	V9	Caixa 300x85x25x2,65
	V10	Caixa 300x85x25x2,65
	V11	Caixa 150x60x20x1,50
	V12	Caixa 150x60x20x2,00
	V13	Caixa 200x75x20x2,00
	V14	Caixa 150x60x20x1,50
	V15	Caixa 150x60x20x1,50
	V16	Caixa 300x70x25x2,25

	V17	Caixa 200x75x20x2,00
	V18	Caixa 300x85x25x2,00
	V19	Caixa 200x75x20x2,25
	V20	Caixa 200x75x20x2,25
	V21	Caixa 200x75x20x2,25
	V22	Caixa 150x60x20x2,00
	V23	Caixa 200x75x20x2,65
	V24	Caixa 150x60x20x1,50
	V25	Caixa 150x60x20x1,50
	V26	Caixa 250x70x25x2,25
	V27	Caixa 300x70x45x3,00
	V28	Caixa 300x85x25x2,65
	V29	Caixa 300x85x25x2,65
	V30	Caixa 150x60x20x1,50
	V31	Caixa 150x60x20x1,50
	V32	Caixa 150x60x20x1,50
	V33	Caixa 300x70x25x2,25
	V34	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc1	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc2	Caixa 300x85x40x2,25
	Vc3	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc4	Caixa 150x60x20x2,00
	Vc5	Caixa 300x85x25x2,00
	Vc6	Caixa 300x85x25x2,00
	Vc7	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc8	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc9	Caixa 200x75x20x2,00
	Vc10	Caixa 150x60x20x1,50
	Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50
Contraventa- mentos	C1	Ue 150x60x20x1,50
	C2	Ue 200x75x25x2,65

Tabela 6.6 – Perfis utilizados como pilares, vigas e contraventamentos na análise e no novo dimensionamento da estrutura envolvendo k_0 .

Elementos	Barras	Perfis
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75
	P2	Ie 300x200x50x4,75
	P3	Ie 300x200x50x3,75
	P4	Ie 170x170x25x2,25
	P5	Ie 200x200x25x4,75
	P6	Ie 200x200x40x2,65
	P7	Ie 170x170x25x1,50

	P8	Ie 170x170x25x2,25
	P9	Ue 200x100x25x2,00
Vigas	V1	Caixa 200x75x20x2,25
	V2	Caixa 300x85x25x2,25
	V3-Eixos B01 e B04	Caixa 200x75x20x2,25
	V3-Eixos B02 e B03	Caixa 200x75x20x2,00
	V4	Caixa 200x75x20x2,00
	V5	Caixa 200x75x20x2,25
	V6	Caixa 150x60x20x1,50
	V7	Caixa 250x70x25x2,25
	V8	Caixa 300x70x45x3,00
	V9	Caixa 300x85x25x2,65
	V10	Caixa 300x85x25x2,65
	V11	Caixa 150x60x20x1,50
	V12	Caixa 150x60x20x2,00
	V13	Caixa 200x75x20x2,00
	V14	Caixa 150x60x20x1,50
	V15	Caixa 150x60x20x1,50
	V16	Caixa 300x70x25x2,25
	V17	Caixa 200x75x20x2,00
	V18	Caixa 300x85x25x2,00
	V19 – Eixos B01 e B04	Caixa 200x75x20x2,00
	V19 – Eixos B02 e B03	Caixa 150x60x20x2,25
	V20 – Eixos B01 e B04	Caixa 200x75x20x2,25
	V20 – Eixos B02 e B03	Caixa 200x75x20x2,00
	V21	Caixa 150x60x20x2,25
	V22	Caixa 150x60x20x2,00
	V23	Caixa 200x75x20x2,25
	V24	Caixa 150x60x20x1,50
	V25	Caixa 150x60x20x1,50
	V26	Caixa 250x70x25x2,25
	V27	Caixa 300x70x45x3,00
	V28	Caixa 300x85x25x2,65
	V29	Caixa 300x85x25x2,65
	V30	Caixa 150x60x20x1,50
V31	Caixa 150x60x20x1,50	
V32	Caixa 150x60x20x1,50	
V33	Caixa 300x70x25x2,25	
V34	Caixa 150x60x20x1,50	
Vc1	Caixa 150x60x20x1,50	
Vc2	Caixa 300x85x40x2,25	
Vc3	Caixa 150x60x20x1,50	
Vc4	Caixa 150x60x20x2,00	
Vc5	Caixa 300x85x25x2,00	
Vc6	Caixa 300x85x25x2,00	

	Vc7	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc8	Caixa 150x60x20x1,50
	Vc9	Caixa 200x75x20x2,00
	Vc10	Caixa 150x60x20x1,50
	Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25
	Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50
Contraventamentos	C1	Ue 150x60x20x1,50
	C2	Ue 200x75x25x2,65

Realizados os dimensionamentos da estrutura desenvolveram-se as análises para as combinações de ações relativas ao Estado Limite de Utilização, de acordo com os coeficientes da tabela 3.1.

Na análise em que se utilizou o valor de k como as rigidezes das ligações da tabela 6.2, os deslocamentos da estrutura pouco diferiram dos resultados apresentados no item 3.3.2 e não ultrapassaram os limites impostos pela NBR 14762:2001. Na tabela 6.7 é detalhado o quantitativo de material utilizado no projeto em estudo referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando essa análise estrutural.

Tabela 6.7 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos para a análise envolvendo os valores de k.

Elementos	Barras	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Quantidade	L_{Total} (m)	Peso Total (kg)
Pilares	P1	Ie 350x200x50x4,75	45,20	4	43,20	1952,64
	P2	Ie 300x200x50x4,75	41,60	4	43,20	1797,12
	P3	Ie 300x200x50x3,75	33,20	8	86,40	2868,48
	P4	Ie 170x170x25x2,25	13,00	8	86,40	1123,20
	P5	Ie 200x200x25x4,75	30,60	4	43,20	1321,92
	P6	Ie 200x200x40x2,65	18,90	4	43,20	816,48
	P7	Ie 170x170x25x1,50	8,80	4	43,20	380,16
	P8	Ie 170x170x25x2,25	13,00	4	53,80	699,40
	P9	Ue 200x100x25x2,00	6,70	20	55,00	368,50
Vigas	V1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V2	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	8	49,20	861,00
	V3	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	16	50,40	665,28
	V4	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V5	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	49,20	649,44
	V6	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	41,80	292,60
	V7	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	4	24,60	361,62

V8	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	2	12,30	289,05	
V9	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	8	25,20	516,60	
V10	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	24,60	504,30	
V11	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	24	75,60	529,20	
V12	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78	
V13	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	4	24,60	290,28	
V14	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	12,60	88,20	
V15	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20	
V16	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	4	9,40	154,16	
V17	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	6,30	74,34	
V18	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	24,60	383,76	
V19	Caixa 200x75x20x2,00	13,20	4	12,60	166,32	
V20	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	6	18,90	249,48	
V21	Caixa 200x75x20x2,00	13,20	4	24,60	324,72	
V22	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	2	12,30	114,39	
V23	Caixa 200x75x20x2,65	15,80	2	12,30	194,34	
V24	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	16,30	114,10	
V25	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	20,90	146,30	
V26	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	2	12,30	180,81	
V27	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	1	6,15	144,53	
V28	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	12,60	258,30	
V29	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	2	12,30	252,15	
V30	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60	
V31	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10	
V32	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20	
V33	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	2	4,70	77,08	
V34	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	24,60	172,20	
Vc1	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40	
Vc2	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	4	24,60	455,10	
Vc3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40	
Vc4	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78	
Vc5	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	12,60	196,56	
Vc6	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	2	12,30	191,88	
Vc7	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60	
Vc8	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10	
Vc9	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	12,30	145,14	
Vc10	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90	
Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	2	12,30	162,36	
Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	1	6,15	81,18	
Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90	
Contraven- mentos	C1	Eu 150x60x20x1,50	3,50	50	171,50	600,25
	C2	Eu 200x75x25x2,65	7,80	12	41,16	321,05
Conectores de Cisalhamento		U 50x25x2,00	1,44	277	19,39	27,92
				Peso Total (kg)		23833,12
				Área Total (m²)		1546,29

Taxa (kg/m²)	15,41
--------------------------------	-------

Nota-se que foram utilizadas as mesmas seções de perfis indicadas no item 3.3.2. A tabela 6.8 indica esses perfis e em que barras eles foram utilizados.

Tabela 6.8 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos para a análise envolvendo os valores de k.

Elementos	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Barras
Pilares	Ie 350x200x50x4,75	45,2	P1
	Ie 300x200x50x4,75	41,6	P2
	Ie 300x200x50x3,75	33,2	P3
	Ie 170x170x25x2,25	13	P4 e P8
	Ie 200x200x25x4,75	30,6	P5
	Ie 200x200x40x2,65	18,9	P6
	Ie 170x170x25x1,5	8,8	P7
	Ue 200x100x25x2	6,7	P9
Vigas	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	V6, V11, V14, V15, V24, V25, V30, V31, V32M V34, Vc1, Vc3, Vc7, Vc8, Vc10 e Vcd13
	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	V12, V19, V21, V22 e Vc4
	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	V13, V17 e Vc9
	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	V1, V3, V4, V5, V20, Vcd1 e Vcd2
	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	V7 e V26
	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	V18, Vc5 e Vc6
	Caixa 200x75x20x2,65	15,80	V23
	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	V16 E V33
	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	V23
	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	Vc2
	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	V9, V10, V28 e V29
	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	V8 e V27
Contraven- tamentos	Ue 150x60x20x1,5	3,5	C1
	Ue 200x75x25x2,65	7,8	C2

Na figura 6.5 são mostrados os deslocamentos verticais dos elementos, em metros, resultantes da aplicação da combinação “C6” da tabela 3.1, para a análise na qual utilizou-se a rigidez inicial das ligações da tabela 6.2.

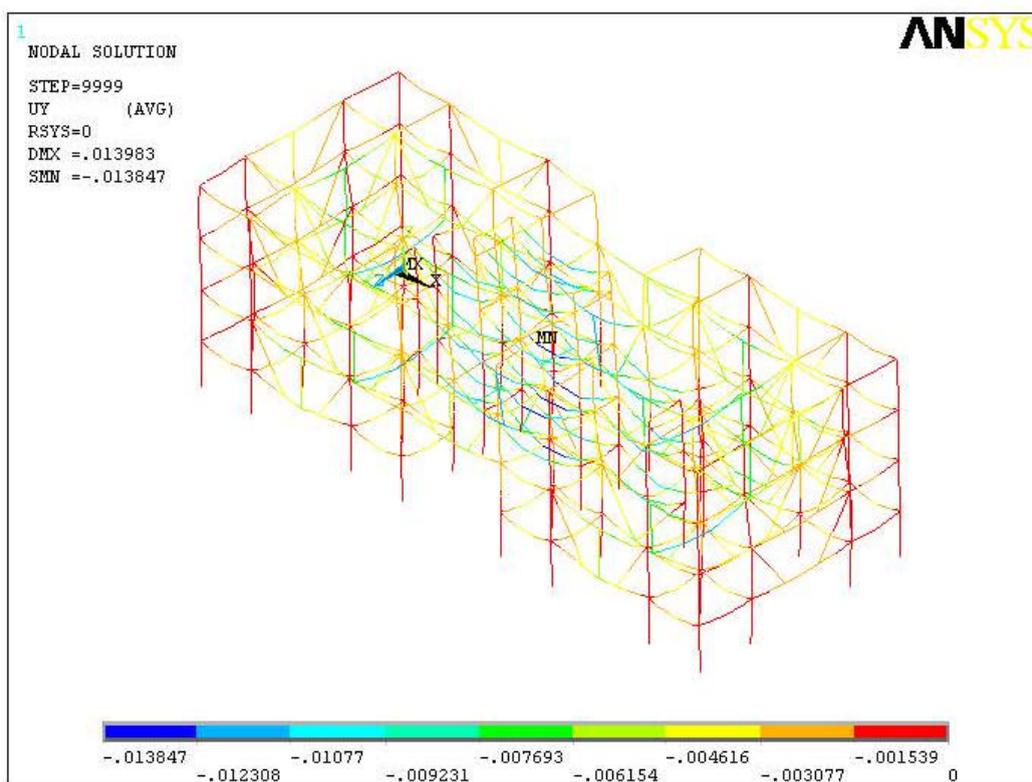


Figura 6.5 –Deslocamentos verticais dos elementos devido à combinação “C6” considerando a utilização de k_0 .

Como citado no item 3.3.1 o deslocamento vertical limite recomendado pela NBR 14762:2001 para as vigas de 3,15 m e 6,15 m da edificação em estudo são de 9 mm e 17,57 mm, respectivamente. A aplicação da combinação de cargas “C6”, que é a combinação mais desfavorável para a verificação dos deslocamentos verticais, ocasionou deslocamentos máximos de 5,87 mm para as vigas de 3,15 m, e 13,85 mm para as vigas de 6,15 m. Desse modo a edificação atende a esse estado limite de utilização e, ainda, teve uma considerável redução destes deslocamentos se comparados com os valores máximos obtidos na análise apresentada no item 3.3.2 (6,35 mm para as vigas de 3,15 m e 17,35 mm para as vigas de 6,15 m.).

Assim como no item 3.3.1 os deslocamentos horizontais em metros da estrutura nas direções dos eixos globais “X” e “Z” foram determinados com a aplicação das combinações “C7” e “C8”, respectivamente. As figuras 6.6 e 6.7 mostram esses deslocamentos horizontais.

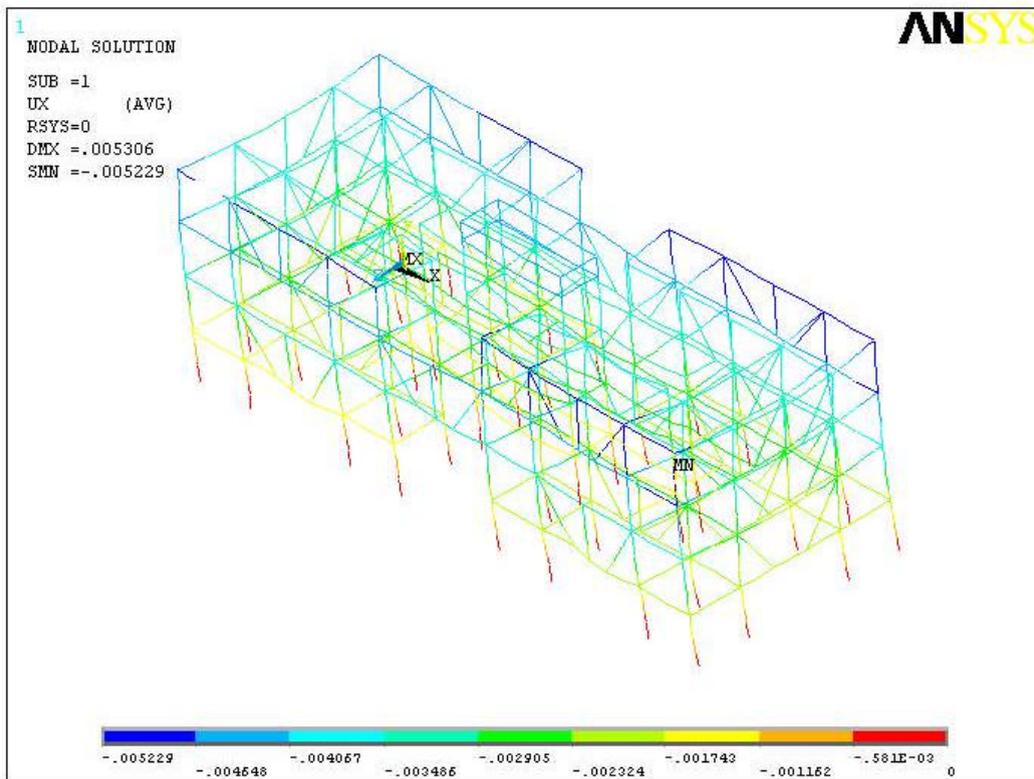


Figura 6.6 – Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “X” dos elementos devido à combinação “C7” considerando a utilização de k_0 .

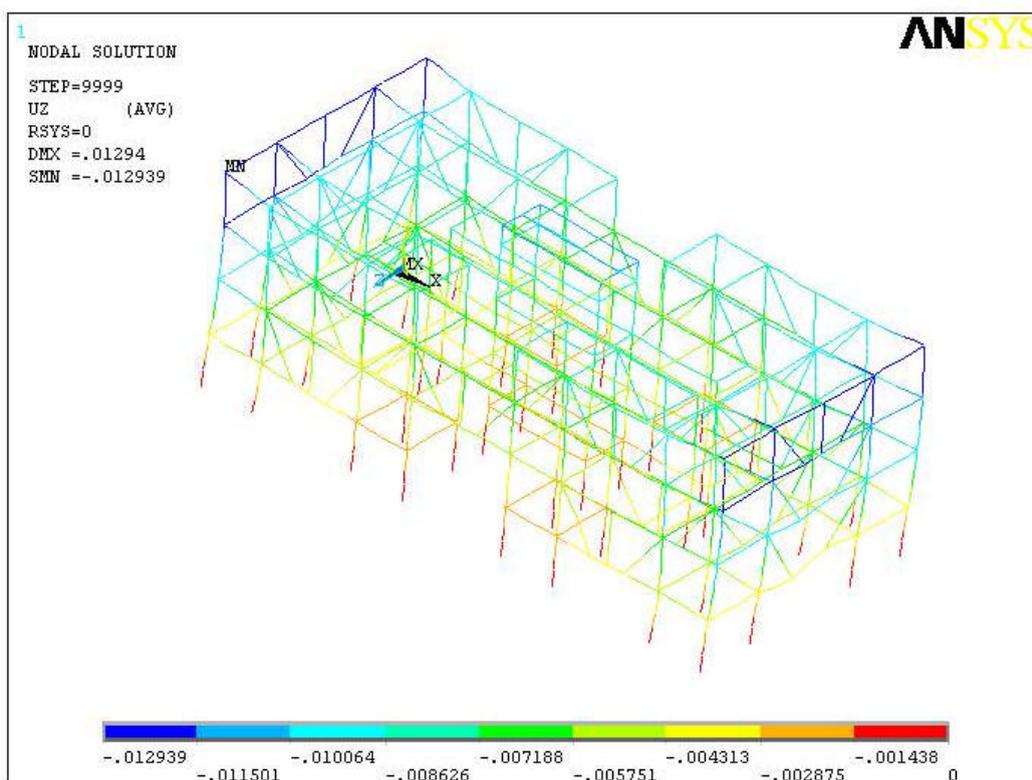


Figura 6.7 –Deslocamentos horizontais na direção do eixo global “Z” dos elementos devido à combinação “C8” considerando a utilização de k_0 .

A edificação também satisfaz às verificações desse estado limite de utilização tanto para deslocamentos na direção do eixo global “X” quanto para o eixo global “Z”.

Na tabela 6.9 é detalhado o quantitativo de material utilizado da edificação em estudo referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de k_0 .

Tabela 6.9 – Quantitativo de material utilizado referente aos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de k_0 .

Ele-mentos	Barras	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Quan-tidade	L_{Total} (m)	Peso Total (kg)
Pilares	P1	Caixa 350x100x50x4,75	45,20	4	43,20	1952,64
	P2	Caixa 300x100x50x4,75	41,60	4	43,20	1797,12
	P3	Caixa 300x100x50x3,75	33,20	8	86,40	2868,48
	P4	Caixa 170x85x25x2,25	13,00	8	86,40	1123,20
	P5	Caixa 200x100x25x4.75	30,60	4	43,20	1321,92
	P6	Caixa 200x100x40x2,65	18,90	4	43,20	816,48

Vigas	P7	Caixa 170x85x25x1,5	8,80	4	43,20	380,16
	P8	Caixa 170x85x25x2,25	13,00	4	53,80	699,40
	P9	Ue 200x100x25x2	6,70	20	55,00	368,50
	V1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V2	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	8	49,20	861,00
	V3 (Eixos B01 e B04)	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	25,20	332,64
	V3 (Eixos B02 e B03)	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	8	25,20	297,36
	V4	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	8	25,20	297,36
	V5	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	8	49,20	649,44
	V6	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	41,80	292,60
	V7	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	4	24,60	361,62
	V8	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	2	12,30	289,05
	V9	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	8	25,20	516,60
	V10	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	24,60	504,30
	V11	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	24	75,60	529,20
	V12	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78
	V13	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	4	24,60	290,28
	V14	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	12,60	88,20
	V15	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20
	V16	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	4	9,40	154,16
	V17	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	6,30	74,34
	V18	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	24,60	383,76
	V19 (Eixos B01 e B04)	Caixa 200x75x20x2,25	11,80	2	6,30	74,34
	V19 (Eixos B02 e B03)	Caixa 150x60x20x2,25	10,40	2	6,30	65,52
	V20 (Eixos B01 e B04)	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	3	9,45	124,74
	V20 (Eixos B02 e B03)	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	3	9,45	111,51
	V21	Caixa 150x60x20x2,25	10,40	4	24,60	255,84
	V22	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	2	12,30	114,39
	V23	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	2	12,30	162,36
	V24	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	16,30	114,10
	V25	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	20,90	146,30
	V26	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	2	12,30	180,81
	V27	Caixa 300x70x45x3,00	23,50	1	6,15	144,53
V28	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	4	12,60	258,30	
V29	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	2	12,30	252,15	
V30	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60	
V31	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10	
V32	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	7,60	53,20	
V33	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	2	4,70	77,08	

V34	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	4	24,60	172,20	
Vc1	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40	
Vc2	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	4	24,60	455,10	
Vc3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	8	25,20	176,40	
Vc4	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	4	24,60	228,78	
Vc5	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	4	12,60	196,56	
Vc6	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	2	12,30	191,88	
Vc7	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	12	37,80	264,60	
Vc8	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	12,30	86,10	
Vc9	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	2	12,30	145,14	
Vc10	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90	
Vcd1	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	2	12,30	162,36	
Vcd2	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	1	6,15	81,18	
Vcd3	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	2	4,70	32,90	
Contra-ventamentos	C1	Ue 150x60x20x1,5	3,50	50	171,50	600,25
	C2	Ue 200x75x25x2,65	7,80	12	41,16	321,05
Conectores de Cisalhamento		U 50x25x2,00	1,44	277	19,39	27,92
				Peso Total (kg)	23702,01	
				Área Total (m²)	1546,29	
				Taxa (kg/m²)	15,33	

Na tabela 6.10 estão indicados os perfis dimensionados para a estrutura considerando a utilização de k_0 na análise estrutural.

Tabela 6.10 – Perfis utilizados nos pilares, vigas e contraventamentos, considerando a utilização de k_0 .

Elementos	Perfis	Peso unitário (kg/m)	Barras
Pilares	Ie 350x200x50x4,75	45,2	P1
	Ie 300x200x50x4,75	41,6	P2
	Ie 300x200x50x3,75	33,2	P3
	Ie 170x170x25x2,25	13	P4 e P8
	Ie 200x200x25x4,75	30,6	P5
	Ie 200x200x40x2,65	18,9	P6
	Ie 170x170x25x1,5	8,8	P7
	Ue 200x100x25x2	6,7	P9

Vigas	Caixa 150x60x20x1,50	7,00	V6, V11, V14, V15, V24, V25, V30, V31, V32M V34, Vc1, Vc3, Vc7, Vc8, Vc10 e Vcd13
	Caixa 150x60x20x2,00	9,30	V12, V22 e Vc4
	Caixa 150x60x20x2,25	10,40	V19 (eixos B02 e B03) e V21
	Caixa 200x75x20x2,00	11,80	V3 (eixos B02 e B03), V4, V13, V17, V20 (eixos B02 e B03) e Vc9
	Caixa 200x75x20x2,25	13,20	V1, V3 (eixos B01 e B04), V5, V19 (eixos B01 e B04), V20 (eixos B01 e B04), Vcd1 e Vcd2
	Caixa 250x70x25x2,25	14,70	V7 e V26
	Caixa 300x85x25x2,00	15,60	V18, Vc5 e Vc6
	Caixa 200x75x20x2,65	15,80	V23
	Caixa 300x70x25x2,25	16,40	V16 E V33
	Caixa 300x85x25x2,25	17,50	V23
	Caixa 300x85x40x2,25	18,50	Vc2
	Caixa 300x85x25x2,65	20,50	V9, V10, V28 e V29
Caixa 300x70x45x3,00	23,50	V8 e V27	
Contraventamentos	Ue 150x60x20x1,5	3,5	C1
	Ue 200x75x25x2,65	7,8	C2

Analisando as tabelas 6.7 e 6.9 pode-se observar que a utilização das rigidezes k e k_0 na análise estrutural pouco afetou o dimensionamento da edificação em estudo.

No entanto deve-se destacar que a edificação a utilizar ligações mistas deve ter sua concepção estrutural propícia ao uso de tal procedimento. No caso da edificação estudada neste trabalho (USIHAB), os pilares internos que podem ter ligações mistas não são em número elevado e, ainda, a concepção estrutural adotada, que já havia sido definida em Morais (2003), leva ao enrijecimento dos pórticos através de ligações soldadas de modo a viabilizar o princípio de montagem considerando um processo industrial de fabricação da estrutura.

Portanto a solução estrutural apresentada no item 3.3.2, na qual as vigas não pertencentes aos pórticos de estabilização são consideradas como vigas mistas e as ligações viga-pilar são flexíveis, foi a solução que apresentou os resultados mais

satisfatórios, atendendo tanto aos estados limites de utilização quanto aos estados limites últimos e resultando em uma sensível redução do peso em aço dos pilares, vigas e contraventamentos (8,63 %), se comparada com a estrutura convencional.

7. CONSIDERAÇÕES FINAIS

O presente trabalho teve como objetivo determinar o comportamento de ligações mistas viga-pilar em perfis formados a frio, a partir de estudos teórico-experimentais da edificação de quatro pavimentos pertencente ao Projeto USIHAB.

Esses estudos se basearam em análises estruturais e dimensionamentos da edificação em estudo e no programa experimental, que visou principalmente a determinação das rigidezes das ligações tipo do projeto.

Diversos fatores influenciaram as análises estruturais, tais como: imposições iniciais da arquitetura, que exigiam vigas de seção caixa e perfis de seção “I enrijecido”, e o esquema de montagem adotado.

No programa experimental foram utilizadas ligações-tipo em escala real do projeto citado. Os resultados dos ensaios permitiram a obtenção das curvas momento x rotação das ligações ensaiadas e, conseqüentemente, as rigidezes das mesmas. Essas rigidezes foram utilizadas em novas análises da edificação em estudo. Além dessas rigidezes foram determinados os momentos últimos, os campos de deslocamento e os campos de deformação dos protótipos ensaiados.

Os dimensionamentos dos elementos das ligações foram obtidos de acordo com as prescrições da AISI (1996) e da NBR 14762:2001 e baseados em hipóteses adotadas para o comportamento dos mesmos, uma vez que a tipologia das ligações foi diferente dos casos existentes nos procedimentos normativos.

As ligações mistas apresentam comportamento bi-linear em sua fase elástica que se deve à perda de resistência ocasionada pela fissuração do concreto na região das ligações. Assim, nos ensaios experimentais determinaram-se as rigidezes para as duas fases lineares-elásticas das ligações, ou seja, determinou-se a rigidez inicial (k_0) e a rigidez na 2ª fase linear elástica (k) de cada um dos protótipos ensaiados neste trabalho.

As principais conclusões desses estudos são apresentadas a seguir.

As taxas de consumo de aço de vigas, pilares e contraventamentos obtidas nas análises estruturais em que não foram introduzidas semi-rigidezes nas ligações foram de 16,92 kg/m² para a estrutura chamada aqui de convencional, na qual não são utilizados

elementos mistos, e $15,46 \text{ kg/m}^2$ para a análise na qual as vigas não pertencentes aos pórticos de estabilização são consideradas como vigas mistas escoradas e com interação total, o que representa uma redução de peso em aço de 8,63% da segunda análise em relação à primeira. Porém, deve-se avaliar os custos do processo de fabricação da estrutura, o que não está no escopo do presente trabalho, para indicar qual destas duas soluções é a mais econômica para a edificação em estudo.

Embora os valores das rigidezes encontrados nos ensaios experimentais caracterizem as ligações ensaiadas como semi-rígidas, as análises estruturais em que se considera a utilização de ligações mistas com rigidezes obtidas a partir dos valores encontrados nos ensaios experimentais, não apresentaram reduções significativas do peso final em aço da estrutura. Isso se explica devido à concepção estrutural, que já havia sido definida em Morais (2003) e que utiliza pórticos enrijecidos através de ligações soldadas, e ao pequeno número de pilares internos definidos na arquitetura da edificação.

No Protótipo A-E1, em que a armadura negativa da laje de concreto foi composta de oito barras de aço de 6,3 mm de diâmetro, chegou-se a um momento último de ensaio de 16,63 kNm e valores de k iguais a 1476 kNm/rad e 919,4 kNm/rad para as ligações “Viga 01”-Pilar e “Viga 02”-Pilar, respectivamente e de k_0 iguais a 3238,7 kNm/rad e 3722,0 kNm/rad para as ligações “Viga 01”-Pilar e “Viga 02”-Pilar, respectivamente. O ensaio deste protótipo se encerrou quando foi observado o escoamento da armadura negativa da laje de concreto.

Os ensaios dos protótipos B-E1, B-E2, C-E1 e C-E2, nos quais as armaduras negativas de suas lajes eram compostas por duas barras de 12,5 mm de diâmetro, próximas aos pilares, e oito de 10 mm ao longo da laje, também foram encerrados quando se observou o escoamento nestas armaduras, sendo os momentos últimos destes ensaios iguais a 35,09 kNm/rad, 33,34 kNm/rad, 36,01 kNm/rad e 36,00 kNm/rad, respectivamente. Nos ensaios realizados por Morais (2003) um dos mecanismos de colapso observado foi o escoamento dos enrijecedores do pilar, e este provavelmente também seria o modo de colapso das ligações ensaiadas no presente trabalho, se fosse dada continuidade a estes ensaios após o escoamento das barras de armadura.

As rigidezes encontradas nas ligações “Viga 01”-Pilar dos protótipos B-E1 e B-E2 foram $k=1229,9 \text{ kNm/rad}$ e $k_0=4395,1 \text{ kNm/rad}$ e $k=1863,3 \text{ kNm/rad}$ e $k_0=5248,5$

kNm/rad, respectivamente. Já as rigidezes encontradas nas ligações ‘Viga 02’-Pilar destes mesmos protótipos foram $k=1207,8$ kNm/rad e $k_0=5898,4$ kNm/rad e $k=1403,3$ kNm/rad e $k_0=7114,3$ kNm/rad, respectivamente.

Para os protótipos C-E1 e C-E2 foram encontrados: $k=922,6$ kNm/rad e $k_0=4603,3$ kNm/rad para a ligação ‘Viga 01’-Pilar e $k=1053,5$ kNm/rad e $k_0=075,8$ kNm/rad para a ligação ‘Viga02’-Pilar do protótipo C-E1; $k=1471,6$ kNm/rad e $k_0=6737,9$ kNm/rad para a ligação ‘Viga 01’-Pilar e $k=1495,4$ kNm/rad e $k_0=8088,2$ kNm/rad para a ligação ‘Viga02’-Pilar do protótipo C-E2.

A diferença entre os resultados dos ensaios de protótipos idênticos está associada a fatores como folga na ligação, imperfeições provenientes da montagem, concretagem dos protótipos, variação da resistência do concreto e na homogeneização do mesmo durante a concretagem. Assim, para que estes resultados possam ser utilizados no projeto final de edificações que utilizem a mesma ligação, torna-se necessário a execução de uma maior série de ensaios a fim de aferir tais valores.

Embora a introdução das semi-rigidezes em parte das ligações não ter afetado consideravelmente o dimensionamento da edificação em estudo, em relação aos deslocamentos verificou-se que ocorreram reduções significativas na direção do eixo global ‘Y’ (U_y).

Na análise do pórtico plano apresentada no capítulo 6, os valores das rigidezes das ligações encontrados nos ensaios experimentais foram utilizados nas suas ligações viga-pilar, observando-se uma considerável redução no momento atuante na viga, que foi igual a 70,9 kNm quando as ligações foram consideradas flexíveis, e reduziu para 51,0 kNm, quando adotou-se $k=3500$ kNm/rad (rigidez inicial) e para 39,7 kNm, quando adotou-se $k=1000$ kNm/rad (rigidez na 2ª fase linear elástica). Portanto, em edificações com números elevados de ligações mistas pode-se conseguir uma considerável redução do peso final em aço, pois além de se conseguir considerável redução de esforços nas vigas, as flechas das mesmas são, também, reduzidas e em muitas edificações em perfis formados a frio o estado limite de utilização é o determinante no dimensionamento.

Como sugestões para trabalhos futuros, propõe-se:

- estudo da influência da largura da laje nos ensaios experimentais;

- análise da edificação em estudo considerando a utilização de viga mistas também nos pórticos de estabilização;
- realização de uma maior série de ensaios para aferir os valores encontrados para as rigidezes das ligações;
- desenvolvimento de uma formulação para verificação dos enrijecedores do pilar em ligações com tipologia semelhante à utilizada no presente trabalho;
- desenvolvimento de um modelo teórico de cálculo para se determinar as rigidezes de ligações com configurações semelhantes às utilizadas no presente trabalho.

Referências Bibliográficas

- ABNT (2001). NBR 14762 - Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Brasil.
- ABNT (1988). NBR 6123 - Forças Devido ao Vento em Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Brasil.
- ABNT (1992). NBR 6152 - Materiais Metálicos – Ensaio de Tração à Temperatura Ambiente. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Brasil.
- ABNT (1986). NBR 8800 - Projeto e Execução de Estruturas de Aço de Edifícios. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Brasil.
- ABNT (1980). NBR 6120 - Cargas para Cálculo de Estruturas de Edificações. Associação Brasileira de Normas Técnicas. Brasil.
- AISC (1994). Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design. 2nd ed., Vol. 1 and 2. Chicago: American Institute of Steel Construction.
- AISI (1996). Cold Formed Steel Design Manual. American Iron and Steel Institute, Washington, DC.
- Anant, R. K. e Ali, S. A. (1999). Moment-rotation hysteresis behaviour of top and seat angle steel frame connections. *Journal of Structural Engineering*, v. 125, nº 8, p. 810-820.
- Anderson, D. e Najafi A. A. (1994). Performance of Composite Connections: Major Axis End Plate Joints. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 31, p. 31-57.
- Ansys (2001). User's Manual for Revision 6. Swanson Analysis Systems Inc., Houston, PA.
- ASCE (1998). Task Committee on Design Criteria for Composite Structures in Steel and Concrete. "Design Guide for Partially Restrained Composite Connections". *Journal of Structural Engineering*, Oct., p. 1099-1114.
- AWS D1.1:2000. American Welding Society. Structural Welding Code – Steel.
- Brito Jr., O. F. (2001). Desenvolvimento de Sistemas Estruturais Semi-Rígidos em Aço e Mistos para Edificações Residenciais Multi-familiares. Dissertação de Mestrado Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro. Rio de Janeiro, RJ.
- CEN: ENV1993. Eurocode 3 – Design of Steel Structures. European Committee for Standardization, 1993.

- CFSLT (2000). RSG Software, Inc. <http://www.rsgsoftware.com>
- Chen, W. F. (1988). Steel Beam-to-Column building Connections. Ed. Chen, W. F. Elsevier Science Publishers LTD, New York, NY.
- Chung, K. F. e Lau, L. (1999). Experimental investigation on bolted moment connections among cold formed steel members. *Engineering Structures*, v. 21, p. 898-911.
- Chung, K. F. e Lawson, R. M. (2000). Structural performance of shear resisting connections between cold-formed steel sections using web cleats of cold-formed steel strip. *Engineering Structures*, v. 22, p. 1350-1366.
- Chung, K. F. e Ip, K. H. (2001). Finite element investigation on the structural behaviour of cold-formed steel bolted connections. *Engineering Structures*, v. 23, p. 1115-1125.
- David, D. L. (2003). Vigas Mistas com Laje Treliçada e Perfis Formados a Frio: Análise do Comportamento Estrutural. Dissertação de Mestrado. UFG, Goiânia, GO.
- Dias, L. A. M. (2002). Estruturas de aço: conceitos, técnicas e linguagem. Quarta edição, editora Zigurate, São Paulo, SP.
- Faella, C.; Piluso, V. e Rizzano, G. (1999). Structural Steel Semirigid Connections: Theory, Design and Software. Primeira edição, editora CRC Press LLC , Boca Raton, Florida.
- Fundação João Pinheiro (2002). <http://www.fjp.gov.br>.
- Godley, M. H. R. (1991). Storage Racking in Design of Cold Formed Steel Members, Chapter 11, Ed. Rhodes, J. Elsevier Applied Science, Amsterdam, p. 361-399.
- Hanaor, A. (2000). Tests of composite beams with cold-formed sections. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 54, p. 245-264.
- Leon, R. T. (1990). Semi-Rigid Composite Connection. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 15, p. 99-120.
- Leon, R. T.; Hoffman, J. J. e Teager, T. (1996). AISC - American Institute of Steel Construction. Steel Design Guide Series. "Design Guide #8 – Partially Restrained Composite Connections". Chicago, USA.
- Li, T. Q.; Nethercot, D. A. e Choo B. S. (1996). Behaviour of Flush End-plate Composite Connections with Unbalanced Moment and Variable Shear/Moment Ratios- I. Experimental Behaviour. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 38, p. 125-164.
- Li, T. Q.; Nethercot, D. A. e Lawson, R. M. (2000). Required rotation of composite connections. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 56, p. 151-173.

- Liew, J. Y. R.; Teo, T. H.; Shanmugam, N. E. e Yu, C. H. (2000). Testing of steel-concrete composite connections and appraisal of results. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 56, p. 117-150.
- Lima, L. R. O.; Andrade, S. A. L. e Vellasco, P. C. G. (1999). Bolted semi-rigid connections in the column's minor axis. Eurosteel 99 – 2nd European Conference on Steel Structures. Praha – Czech Republic (CD-rom).
- Maiola, C. H.; Malite, M. e Munaiar Neto, J (2002). Análise Experimental do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas em Chapas Finas e Perfis de Aço Formados a Frio. XXX Jornadas Sul-Americanas de Engenharia Estrutural, Brasília, DF.
- Mathcad (2001). Mathcad User's Guide with Reference Manual 2001. Editora MathSoft Engineering & Education, Inc., Cambridge, USA.
- Morais, C. S. (2003). “Estudo Teórico-Experimental de Ligações Parafusadas em Perfis Formados a Frio”. Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG.
- Nethercot, D. A.; Li, T. Q.; Moore D. B. e Choo, B. S. (1996). The Experimental Behaviour of a Full-scale, Semi-rigidly Connected Composite Frame: Overall Considerations. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 39, p. 167-191.
- Oliveira, A. M. (2000). Análise Teórico-Experimental de Sistemas Industriais de Armazenagem (“Racks”). Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG.
- Oliveira, T. J. L.; Batista, E. M. (2004). Análise de Sistemas de Pisos Mistos Aço-Concreto Semicontínuos. XXXI Jornada Sul-Americana de Engenharia Estrutural.
- Pinheiro, L. (2003). Análises Não-Lineares de Sistemas Estruturais Metálicos Rotulados e Semi-Rígidos. Dissertação de Mestrado. UFOP, Ouro Preto, MG.
- Protótipo USIHAB (2001). Projetos Arquitetônicos do Projeto USIHAB. Belo Horizonte, MG.
- Puhali, R. e Smotlak I. (1990). Semi-Rigid Composite Action: Experimental Analysis and a Suitable Model. *Journal of Constructional Steel Research*, v. 15, p. 121-151.
- Queiroz, G.; Pimenta, R. J. e da Mata, L. A. C. (2001). Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto. Primeira edição, editora O Lutador, Belo Horizonte, MG.
- Radzimirsk, J. B. e Azizinamini, A. (1988). Prediction of Moment-Rotation Behavior of Semi-Rigid Beam-to-Column Connections. In: Bjorhovde, R.; Brozzetti, J.; Colson, A., ed. *Connections in Steel Structures*, London, Elsevier, p. 33-40.

Ribeiro, L. F. L. (1998). Estudo do Comportamento Estrutural de Ligações Parafusadas Viga-Coluna com Chapa de Topo: Análise Teórico-Experimental. Dissertação de Doutorado, vol. 1 e 2. USP, São Carlos, SP.

Rodrigues, F. C.; Queiroz, G. e Gonzaga, L. G. (2003). Comportamento e Resistência de Ligações Viga-Pilar Parafusadas e Soldadas de Estruturas de Perfis de Aço Formados a Frio. XXIV Iberian Latin-American Congress on Computational Methods in Engineering. Ouro Preto, MG.

Rondal, J. (2000). Cold formed steel members and structures general report. Journal of Constructional Steel Research, v. 55, p. 155-158.

Shakourzadeh, H.; Guo, Y. Q. e Batoz, J. L. (1999). Modeling of connections in the analyses of thin-walled space frames. Computers and Structures, v. 71, p. 423-433.

Silva, P. P. Jr., Loriggio, D. D. (2002). Análise de Pórticos Planos Metálicos com Conexões Semi-Rígidas. XXX Jornada Sul-Americana de Engenharia Estrutural, CD-ROM.

Tan, S. H. e Rhodes, J. (1994). Semi-Rigid in Cold Formed Thin-Walled Structures. Journal of Constructional Steel Research, v. 28, p. 279-293.

Usiminas (2000). Revista Catálogo do 2º Prêmio Usiminas Arquitetura em Aço. Belo Horizonte, MG.

Usiminas (2003). Usinas Siderúrgicas de Minas Gerais - <http://www.usiminas.com.br> – 06/2003.

Wong, M. F. e Chung, K. F. (2002). Structural behaviour of bolted moment connections in cold-formed steel beam-column sub-frames. Journal of Constructional Steel Research, v. 58, p. 253-274.

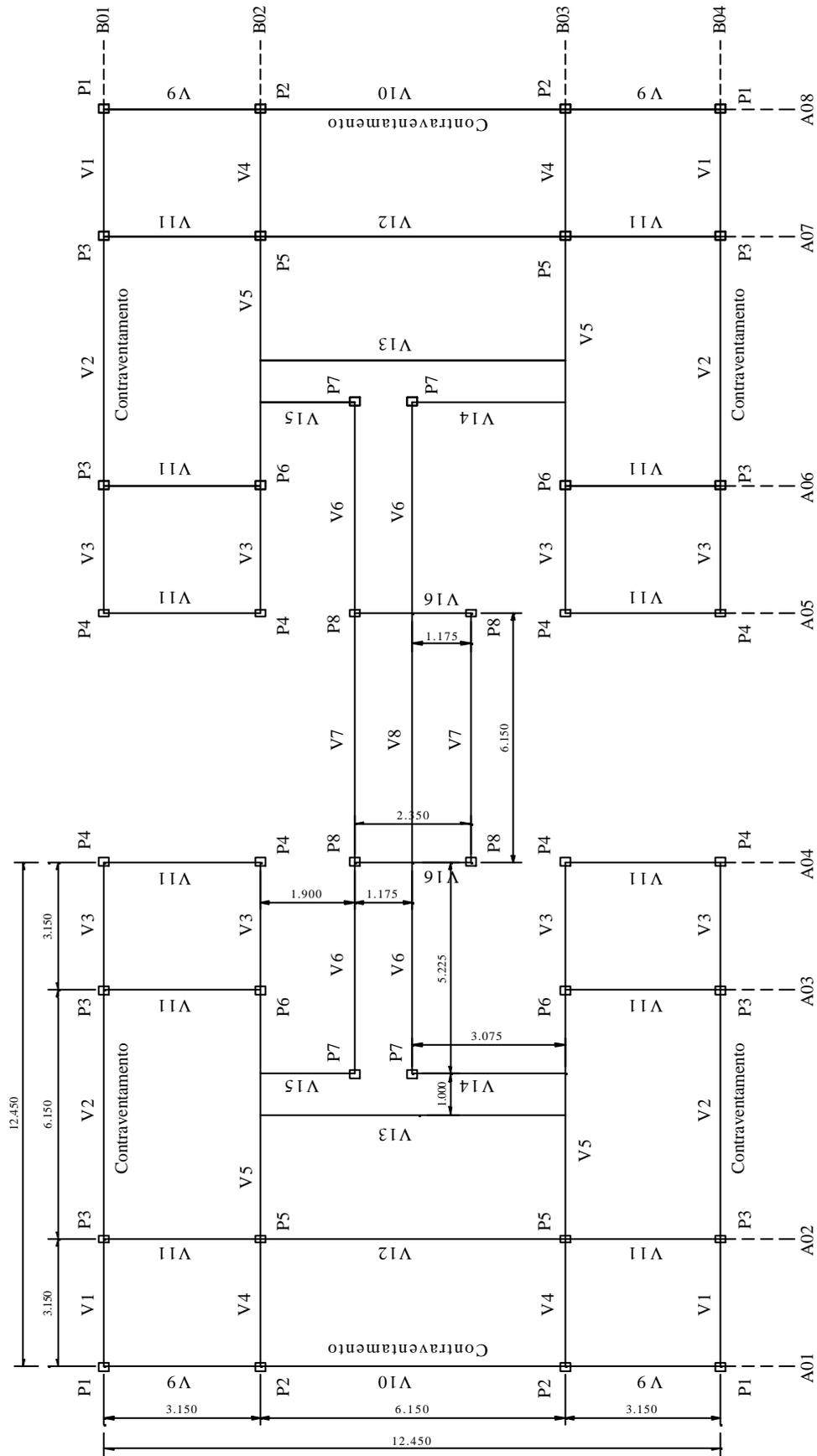
Xiao, Y.; Choo, B.S. e Nethercot D. A. (1994). Composite Connections in Steel and Concrete. I. Experimental Behaviour of Composite Beam-Column Connections. Journal of Constructional Steel Research, v. 31, p. 3-30.

Yu, W. W. (2000). Cold Formed Steel Design. Terceira edição, editora John Wiley & Sons, Inc., New York, New York.

ANEXOS

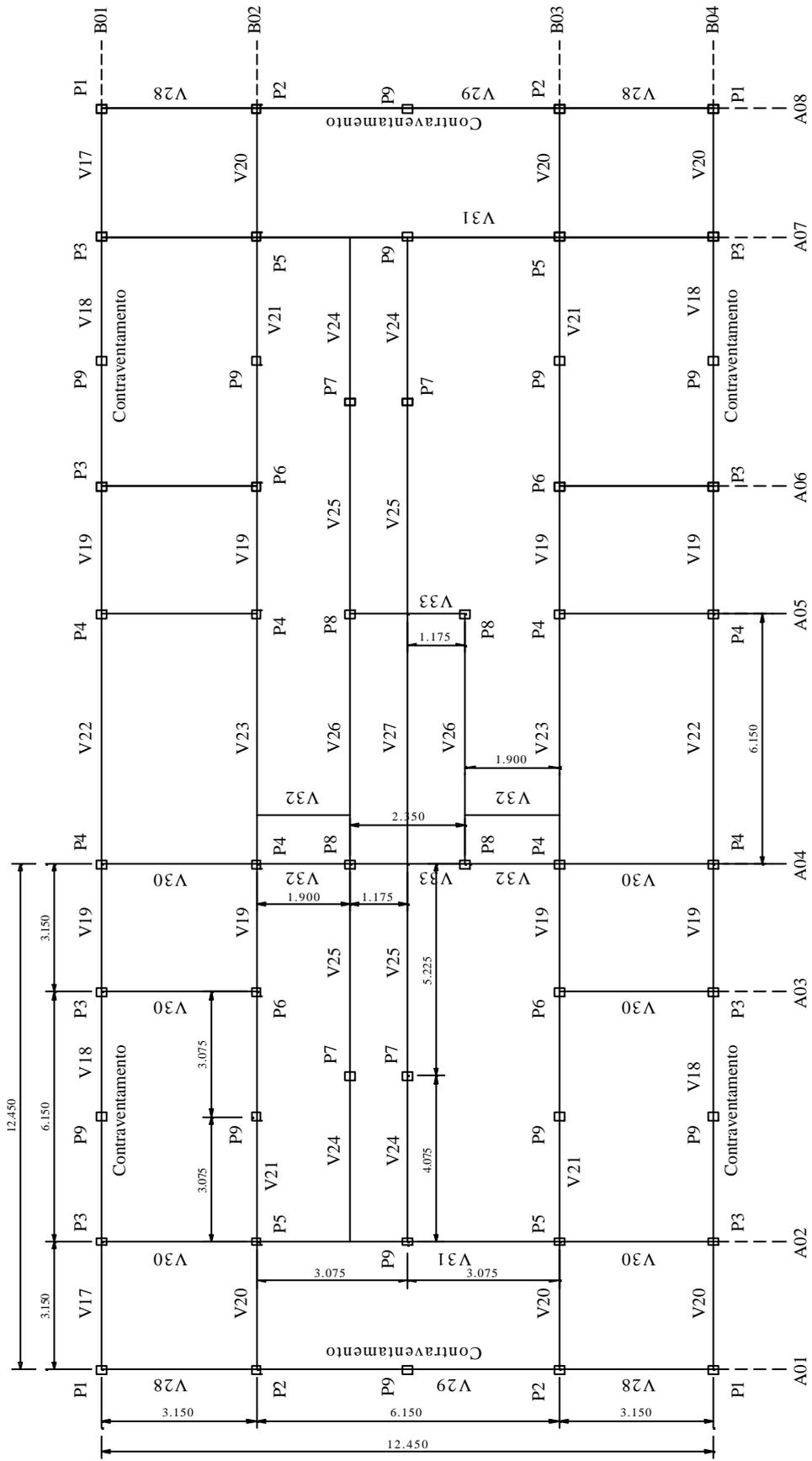
ANEXO I

Esquema Estrutural em Planta da Edificação em Estudo



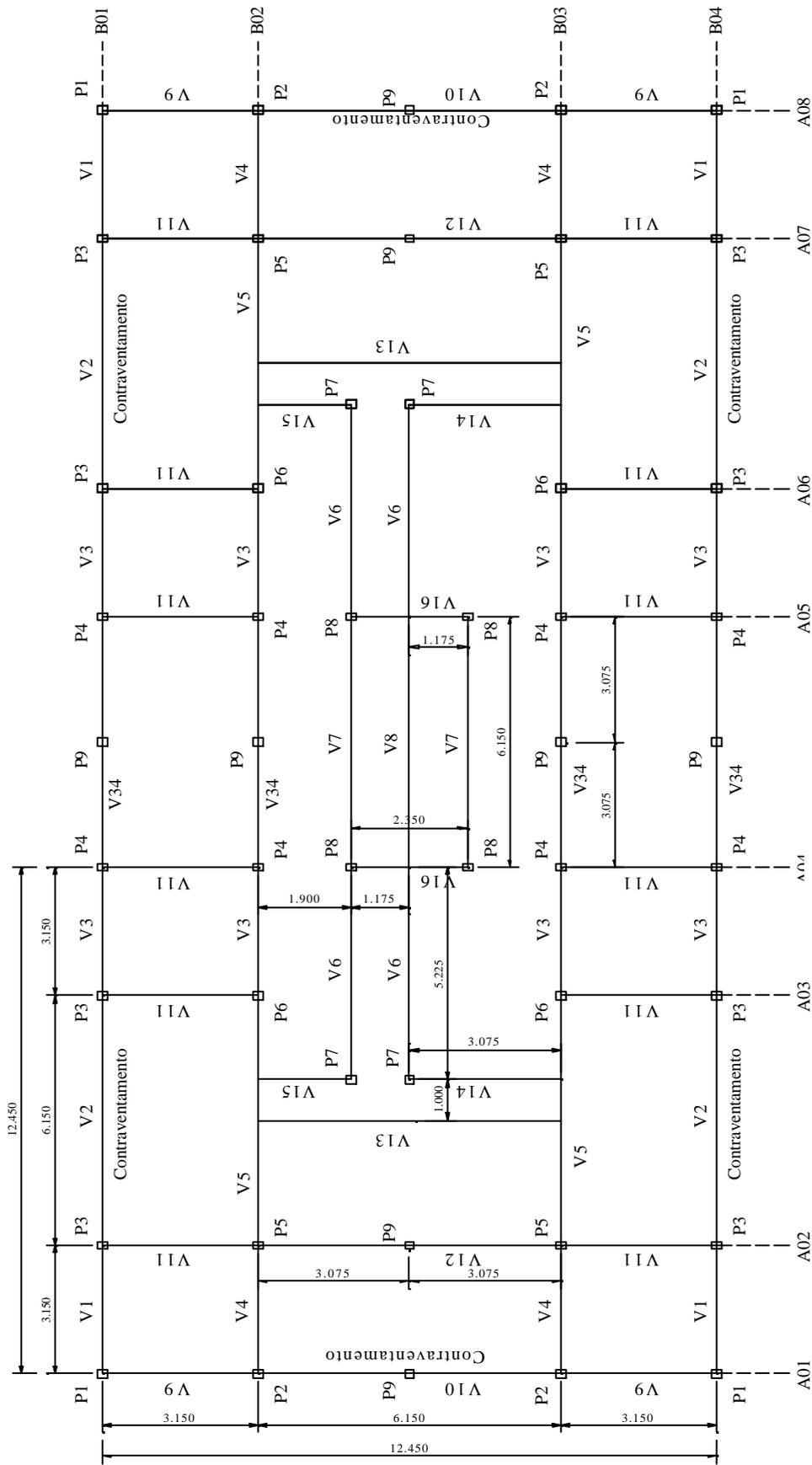
Esquema Estrutural em Planta do Pro.

2o Pavimento



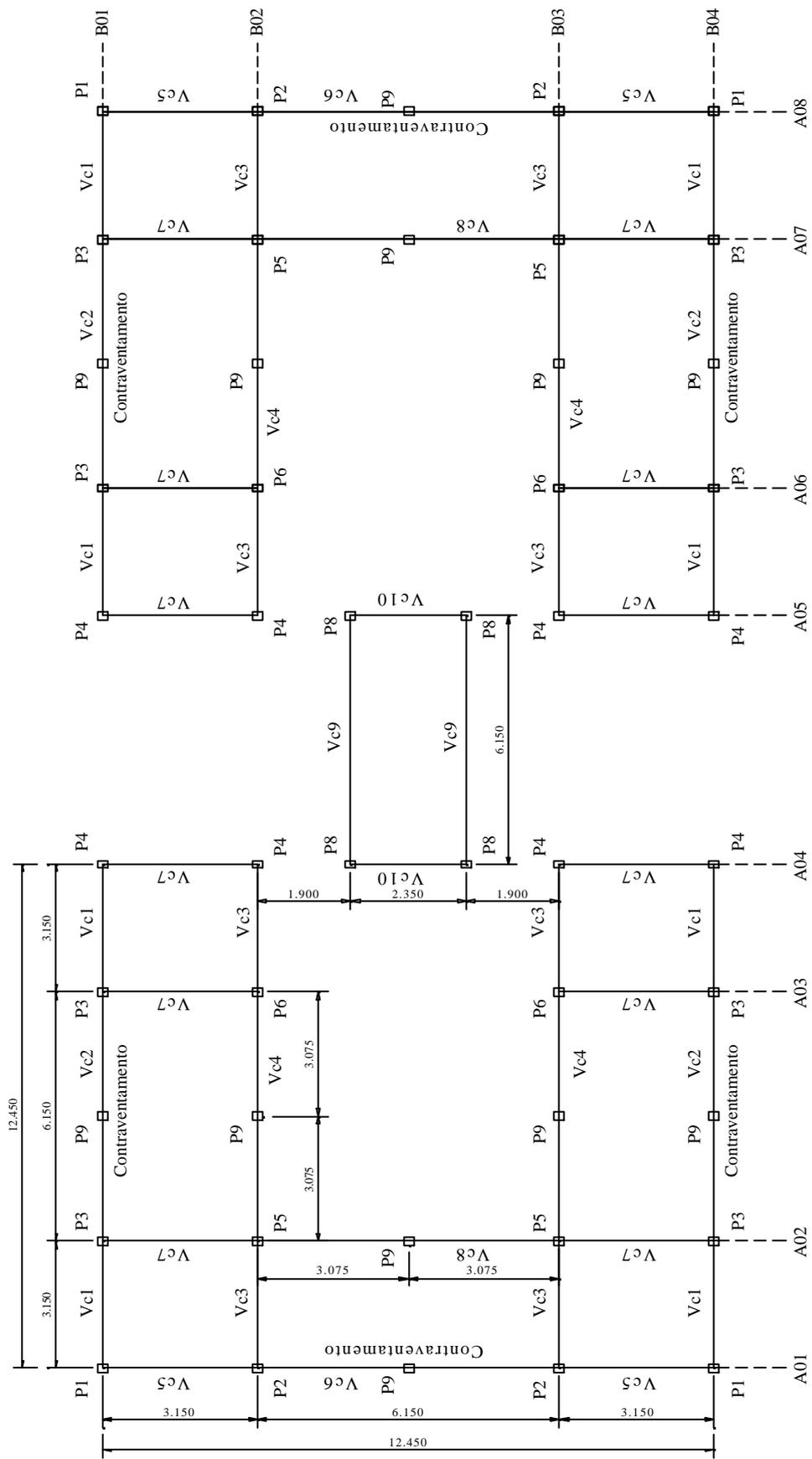
Esquema Estrutural em Planta do Pro

3o Pavimento



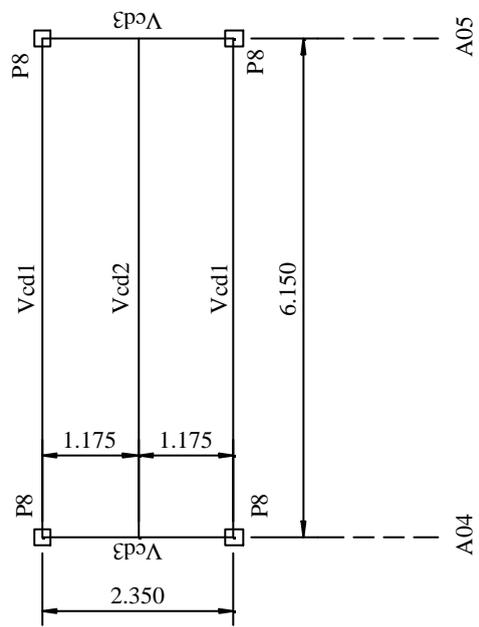
Esquema Estrutural em Planta do Pro

4o Pavimento



Esquema Estrutural em Planta do Pro

Cobertura



Esquema Estrutural em Planta (Caixa D'Água

ANEXO II

Memórias de Cálculo das Ligações Ensaçadas

Dimensionamento da Ligação do Protótipo B

1) Considerações Iniciais

Viga: Caixa 150x120x20x2,00

Pilar: I 170x170x25x2,25

Cantoneira: 2L 60x40x3,00

U Suporte: 129,5x184,75x4,75

Parafusos: A325 $f_y = 634$ MPa
 $f_u = 825$ MPa

Solda de Filete: E60XX $f_w = 415$ MPa

Aço: USI-SAC 41 $f_y = 300$ MPa
 $f_u = 400$ MPa

2) Hipóteses de Configurações da Ligação

- 2.1) - Solda: para cantoneira $w_1 = 2,00$ mm;
para o U suporte $w_2 = 2,25$ mm.
- Parafuso: $d = 12,7$ mm (3 parafusos)

- Determinação dos esforços de Cálculo:

a) Devido à resistência da seção da viga V1, tem-se:
 $Md = 29,67$ kNm e $Vd = 84,40$ kN

b) Devido as cargas de projeto:
 $Vd = 84,40$ kN

Assim, tem-se:
 $Vd = 84,40$ kN
 $Md = 29,67$ kNm

$Vd := 84.40$

$V_n := Vd$

$V_n = 84.4$

kN

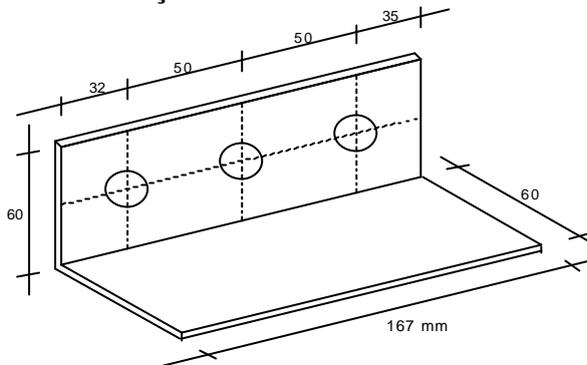
$Md := 29.67$

$M_n := \frac{Md}{0.95}$

$$M_n = 31.232$$

kN

3) Determinação da Resistência da Solda da Cantoneira



a) Metal Base: solicitação paralela ao eixo da solda

$$f_u := 400$$

MPa

$$L := 167$$

mm

$$t := 2.00$$

mm

$$\frac{L}{t} = 83.5$$

$$\frac{L}{t} > 25$$

$$F_{rd} := 0.75 \cdot t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.8 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 55.667$$

kN

b) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$f_u := 400$$

MPa

$$L := 2 \cdot (40 - 2 \cdot t)$$

$$L = 72$$

mm

$$t := 2.00$$

mm

$$F_{rd} := t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.65 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 34.909$$

kN

Portanto, tem-se:

$$F_{rd} = 55,67 + 34,91 = 90,58 \text{ kN}$$

4) Determinação da Resistência dos Parafusos

a) Rasgamento entre Furos

$$f_u := 400$$

MPa

$$e := 50 - \frac{14.2}{2}$$

$$e = 42.9$$

mm

$$t := 3.00$$

mm

$$F_{rd} := t \cdot e \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 38.133$$

kN

b) Rasgamento entre Furo e Borda

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 3.00$$

mm

$$e := 30$$

mm

$$F_{rd} := t \cdot e \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 26.667$$

kN

c) Pressão de Contato (Esmagamento)

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 3.00$$

mm

$$d := 12.7$$

mm

$$F_{rd} := 2.5t \cdot d \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 28.222$$

kN

d) Força Cortante nos Parafusos (plano de corte passa pela rosca)

$$f_{up} := 825$$

MPa

$$A_p := 126$$

mm²

$$V_{rd} := 0.45A_p \cdot \frac{f_{up}}{1.55 \cdot 1000}$$

$$V_{rd} = 30.179$$

kN

$$V_{rdt} := 3 \cdot V_{rd}$$

$$V_{rdt} = 90.537$$

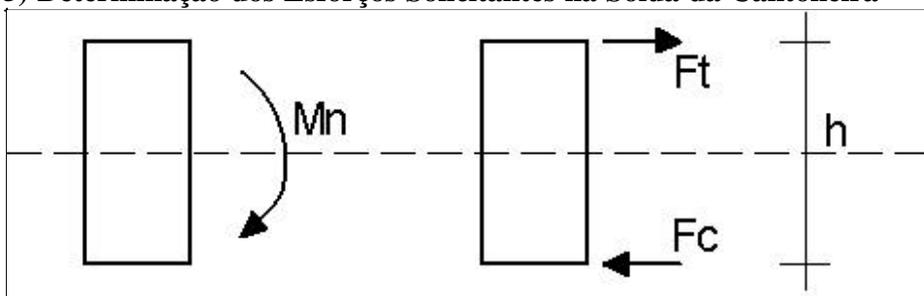
kN

Portanto, tem-se:

$$F_{rd} = 26,67 \text{ kN} \quad e$$

$$V_{rd} = 30,18 \text{ kN}$$

5) Determinação dos Esforços Solicitantes na Solda da Cantoneira



$$M_n := 29.67$$

kNm

$$h := 150$$

mm

$$F_t \times 0.39$$

$$= F_c$$

$$M_n = h/2 (F_t + F_c)$$

$$M_n = h/2 (2F_t)$$

$$M_n = h \cdot F_t$$

$$F_t := 162.48$$

$$F_t = 162.48$$

kN

$$F_l := \left[\left(\frac{F_t}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{4} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_l = 83.935$$

kN

Sendo F_l = Esforço em cada cantoneira

6) Verificação da Cantoneira

a) Solda:

Como a resistência da solda é de 162,05 kN, tem-se:

$$F_l < F_{rd} \quad \text{ok!}$$

b) Parafusos:

Determinação dos esforços no conjunto de parafusos, sendo:

Fp = força cortante no parafuso mais solicitado

$$M_n = 29.67$$

$$V_n = 84.4$$

$$F_p := \left[\left(\frac{M_n}{0.21 \cdot 2 \cdot 3} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{12} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_p = 24.576$$

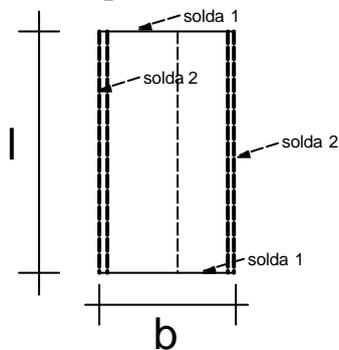
kN

Portanto, tem-se:

$$F_p < V_{rd} \quad \text{ok!}$$

$$F_p < F_{rd} \quad \text{ok!}$$

7) U Suporte



$$l := 270$$

mm

$$b := 129.5$$

mm

$$t := 4.75$$

mm

8) Determinação da Resistência da Solda do U Suporte

Consideraremos que as soldas 1 e 2 resistirão aos esforços.

8.1) Resistência da Solda 1

a) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$L := b$$

$$L = 129.5$$

mm

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 2.25$$

mm

$$Frd := t \cdot L \cdot \frac{fu}{1.65 \cdot 1000}$$

$$Frd = 70.636$$

kN

Portanto, tem-se

$$Frd_1 = 70,64 \text{ kN}$$

8.2) Resistência da Solda 2

a) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$L := 90$$

$$L = 90$$

mm

$$fu := 400$$

MPa

$$t := 2.25$$

mm

$$Frd := t \cdot L \cdot \frac{fu}{1.65 \cdot 1000}$$

$$Frd = 49.091$$

kN

Portanto, tem-se

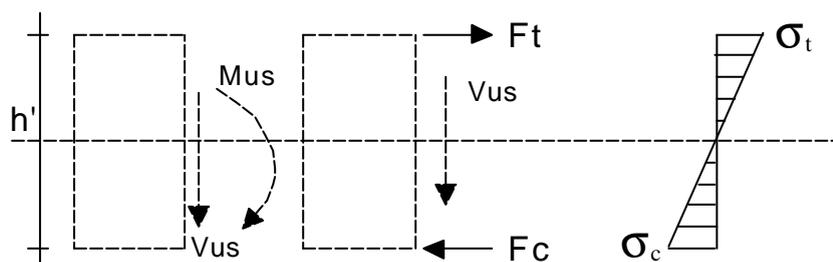
$$Frd_2 = 49,10 \text{ kN}$$

8.3) Resistência Admitida da Solda do U Suporte para a Ligação P1 com V1

Assim, tem-se:

$$Frd = Frd_1 + 2 \cdot Frd_2 = 168,83 \text{ kN}$$

9) Determinação dos Esforços Solicitantes no U Suporte



$$h' := 270$$

mm

$$V_n = 84.4$$

kN

$$V_{us} := V_n$$

$$V_{us} = 84.4$$

kN

$$M_n = 29.67$$

kNm

$$M_{us} := M_n$$

$$M_{us} = 29.67$$

kNm

$$F_c := \frac{-M_{us} \cdot 1000}{h'}$$

$$F_c = -109.889$$

kN

$$F_c := 155.12$$

$$F_t := F_c$$

$$F_t = 155.12$$

kN

- Esforço solicitante na solda:

$$F_{tw} := \left[F_t^2 + \left(\frac{V_{us}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_{tw} = 160.758$$

kN

$F_{tw} < F_{rd}$ ok!

10) Verificação da Mesa e Alma do Pilar Junto à Ligação em Estudo

Para evitar esforços localizados na mesa e na alma do pilar, foi introduzido na configuração da ligação dois "U simples" de espessura 4,75 mm soldados às mesas e à alma, internamente ao mesmo. Assim, evitou-se a necessidade de utilização de enrijecedores transversais na alma do pilar.

A seguir são determinados os esforços de cálculo na mesa e na alma do pilar e suas verificações, de acordo com a NBR 8800 item 7.1.3.1.

Determinação dos esforços solicitantes na alma do pilar:

$$V_n := 37.84$$

kN

Determinação dos esforços solicitantes em cada mesa do pilar junto à ligação:

$$M_n := 34.474$$

kNm

$$L := 270$$

mm

$$P_{dt} := \frac{M_n \cdot 1000}{L \cdot 2}$$

$$P_{dt} = 63.841$$

kN

$$P_{dc} := -P_{dt}$$

$$P_{dc} = -63.841$$

kN

Verificação da necessidade de utilização de enrijecedores transversais:

$$t_p := 2 \cdot 2.250$$

$$t_w := t_p + 2 \cdot 4.75$$

$$t_w = 14$$

mm

$$t_b := 4.75$$

mm

$$k := 4.75 + \frac{t_p}{2}$$

$$k = 7$$

mm

$$f_y := 250$$

MPa

$$f_i := 0.90$$

$$h := 145$$

mm

$$E := 205000$$

MPa

$$Br_1 := f_i \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{1000} \cdot (t_b + 5 \cdot k)$$

$$Br_1 = 125.212$$

kN

$$Br_2 := 22 \cdot f_i \cdot t_w^3 \cdot \frac{(E \cdot f_y)^2}{1000 \cdot h}$$

$$Br_2 = 2.682 \times 10^3$$

kN

Logo:

$$\text{Br} := \text{Br1}$$

$$\text{Br} = 125.212$$

kN

$$\text{Tr1} := \text{Br1}$$

$$\text{Tr1} = 125.212$$

kN

$$\text{Tr2} := 6 \cdot f_i \cdot k^2 \cdot \frac{f_y}{1000}$$

$$\text{Tr2} = 66.15$$

kN

Logo:

$$\text{Tr} := \text{Tr2}$$

$$\text{Tr} = 66.15$$

kN

Portanto, tem-se:

$$\mathbf{Br > Pdc}$$

ok!

$$\mathbf{Tr > Pdt}$$

ok!

Verificação da alma do pilar quanto ao cisalhamento:

$$h := 170 - 2 \cdot (3 + 4.75)$$

$$t := 2 \cdot (4.75 + 3)$$

$$s := \frac{h}{t}$$

$$s = 9.968$$

$$k_v := 5.34$$

$$x := 1.08 \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$x = 71.466$$

$$y := 1.4 \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$y = 92.642$$

$$s < x$$

$$\text{Vrd} := 0.6 \cdot f_y \cdot h \cdot \frac{t}{1.1 \cdot 1000}$$

$$\text{Vrd} = 326.557$$

kN

Portanto, tem-se

Vrd > Vn ok!

Dimensionamento da Ligação do Protótipo C

1) Considerações Iniciais

Viga: Caixa 150x120x20x2,25

Pilar: I 170x170x25x2,25

Cantoneira: 2L 60x40x3,00

U Suporte: 129,5x184,75x4,75

Parafusos: A325 $f_y = 634 \text{ MPa}$
 $f_u = 825 \text{ MPa}$

Solda de Filete: E60XX $f_w = 415 \text{ MPa}$

Aço: USI-SAC 41 $f_y = 300 \text{ MPa}$
 $f_u = 400 \text{ MPa}$

2) Hipóteses de Configurações da Ligação

- 2.1) - Solda: para cantoneira $w_1 = 2,25 \text{ mm}$;
 para o U suporte $w_2 = 2,25 \text{ mm}$.
- Parafuso: $d = 12,7 \text{ mm}$ (3 parafusos)

- Determinação dos esforços de Cálculo:

a) Devido à resistência da seção da viga V1, tem-se:
 $M_d = 32,08 \text{ kNm}$ e $V_d = 103,8 \text{ kN}$

b) Devido as cargas de projeto:

$$V_d := 103.8$$

$$V_n := V_d$$

$$V_n = 103.8$$

kN

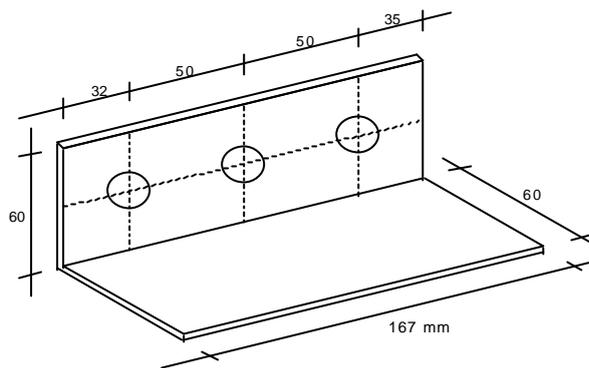
$$M_d := 32.10$$

$$M_n := \frac{M_d}{0.95}$$

$$M_n = 33.789$$

kN

3) Determinação da Resistência da Solda da Cantoneira



a) Metal Base: solicitação paralela ao eixo da solda

$$f_u := 400$$

MPa

$$L := 167$$

mm

$$t := 2.25$$

mm

$$\frac{L}{t} = 74.222$$

$$\frac{L}{t} > 25$$

$$F_{rd} := 0.75 \cdot t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.8 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 62.625$$

kN

b) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$f_u := 400$$

MPa

$$L := 2 \cdot (40 - 2 \cdot t)$$

$$L = 71$$

mm

$$t := 2.25$$

mm

$$F_{rd} := t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.65 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 38.727$$

kN

Portanto, tem-se:

$$F_{rd} = 101,36 \text{ kN}$$

4) Determinação da Resistência dos Parafusos

a) Rasgamento entre Furos

$$f_u := 400$$

MPa

$$e := 50 - \frac{14.2}{2}$$

$$e = 42.9$$

mm

$$t := 3.00$$

mm

$$Frd := t \cdot e \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$Frd = 38.133$$

kN

b) Rasgamento entre Furo e Borda

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 3.00$$

mm

$$e := 30$$

mm

$$Frd := t \cdot e \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$Frd = 26.667$$

kN

c) Pressão de Contato (Esmagamento)

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 3.00$$

mm

$$d := 12.7$$

mm

$$Frd := 2.5t \cdot d \cdot \frac{f_u}{1.35 \cdot 1000}$$

$$Frd = 28.222$$

kN

d) Força Cortante nos Parafusos (plano de corte passa pela rosca)

$$f_{up} := 825$$

MPa

$$A_p := 126$$

mm²

$$Vrd := 0.45A_p \cdot \frac{f_{up}}{1.55 \cdot 1000}$$

$$V_{rd} = 30.179$$

kN

$$V_{rdt} := 3 \cdot V_{rd}$$

$$V_{rdt} = 90.537$$

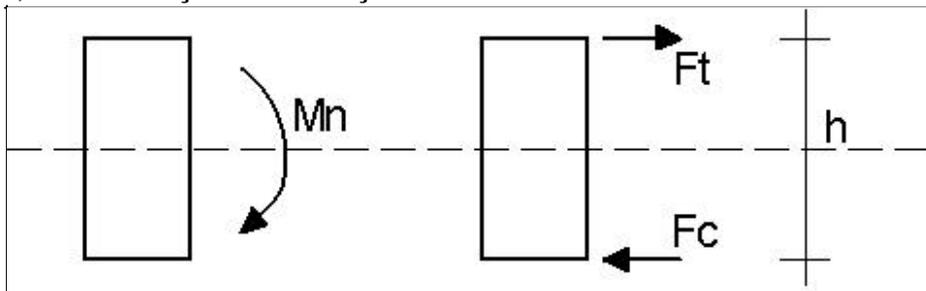
kN

Portanto, tem-se:

$$F_{rd} = 26,67 \text{ kN} \quad e$$

$$V_{rd} = 30,18 \text{ kN}$$

5) Determinação dos Esforços Solicitantes na Solda da Cantoneira



$$M_n = 33.789$$

kNm

$$h := 150$$

mm

$$F_t \times 0.39$$

$$= F_c$$

$$M_n = h/2 (F_t + F_c)$$

$$M_n = h/2 (2F_t)$$

$$M_n = h \cdot F_t$$

$$F_t := 176.0$$

$$F_t = 176$$

kN

$$F_l := \left[\left(\frac{F_t}{2} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{4} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_l = 91.746$$

kN

Sendo Fl = Esforço em cada cantoneira

6) Verificação da Cantoneira

a) Solda:

Como a resistência da solda é de 162,05 kN, tem-se:

$$F_l < F_{rd} \quad \text{ok!}$$

b) Parafusos:

Determinação dos esforços no conjunto de parafusos, sendo:

Fp = força cortante no parafuso mais solicitado

$$M_n = 33.789$$

$$V_n := 80$$

$$F_p := \left[\left(\frac{M_n}{0.21 \cdot 2 \cdot 3} \right)^2 + \left(\frac{V_n}{12} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_p = 27.633$$

kN

Portanto, tem-se:

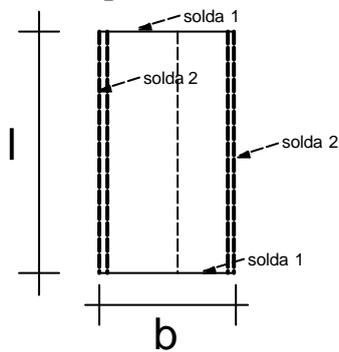
$$F_p < V_{rd}$$

ok!

$$F_p < F_{rd}$$

ok!

7) U Suporte



$$l := 270$$

mm

$$b := 129.5$$

mm

$$t := 4.75$$

mm

8) Determinação da Resistência da Solda do U Suporte

Consideraremos que as soldas 1 e 2 resistirão aos esforços.

8.1) Resistência da Solda 1

a) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$L := b$$

$$L = 129.5$$

mm

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 2.25$$

mm

$$F_{rd} := t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.65 \cdot 1000}$$

$$F_{rd} = 70.636$$

kN
Portanto, tem-se

$$\mathbf{Frd_1 = 70,64 \text{ kN}}$$

8.2) Resistência da Solda 2

a) Metal Base: solicitação normal ao eixo da solda

$$L := 150$$

$$L = 150$$

mm

$$f_u := 400$$

MPa

$$t := 2.25$$

mm

$$Frd := t \cdot L \cdot \frac{f_u}{1.65 \cdot 1000}$$

$$\mathbf{Frd = 81.818}$$

kN

Portanto, tem-se

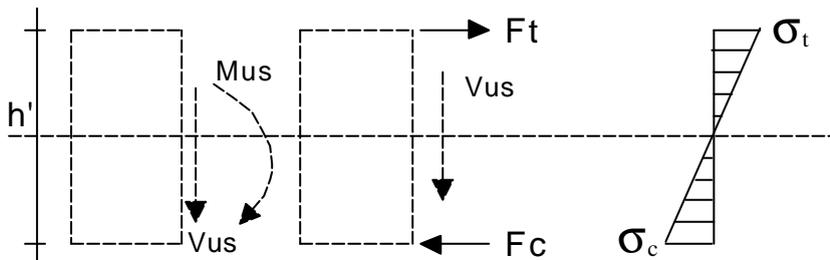
$$\mathbf{Frd_2 = 81,82 \text{ kN}}$$

8.3) Resistência Admitida da Solda do U Suporte para a Ligação P1 com V1

Assim, tem-se:

$$Frd = Frd_1 + 2 \cdot Frd_2 = 233 \text{ kN}$$

9) Determinação dos Esforços Solicitantes no U Suporte



$$h' := 270$$

mm

$$V_n := 50$$

kN

$$V_{us} := V_n$$

$$V_{us} = 50$$

kN

$$M_n = 33.789$$

kNm

$$M_{us} := M_n$$

$$M_{us} = 33.789$$

kNm

$$F_c := \frac{-M_{us} \cdot 1000}{h'}$$

$$F_c = -125.146$$

kN

$$F_c := 209$$

$$F_t := F_c$$

$$F_t = 209$$

kN

- Esforço solicitante na solda:

$$F_{tw} := \left[F_t^2 + \left(\frac{V_{us}}{2} \right)^2 \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$F_{tw} = 210.49$$

kN

$$F_{tw} < F_{rd} \quad \text{ok!}$$

10) Verificação da Mesa e Alma do Pilar Junto à Ligação em Estudo

Para evitar esforços localizados na mesa e na alma do pilar, foi introduzido na configuração da ligação dois "U simples" de espessura 4,75 mm soldados às mesas e à alma, internamente ao mesmo. Assim, evitou-se a necessidade de utilização de enrijecedores transversais na alma do pilar.

A seguir são determinados os esforços de cálculo na mesa e na alma do pilar e suas verificações, de acordo com a NBR 8800 item 7.1.3.1.

Determinação dos esforços solicitantes na alma do pilar:

$$V_n := 37.84$$

kN

Determinação dos esforços solicitantes em cada mesa do pilar junto à ligação:

$$M_n := 34.474$$

kNm

$$L := 270$$

mm

$$P_{dt} := \frac{M_n \cdot 1000}{L \cdot 2}$$

$$P_{dt} = 63.841$$

kN

$$P_{dc} := -P_{dt}$$

$$P_{dc} = -63.841$$

kN

Verificação da necessidade de utilização de enrijecedores transversais:

$$t_p := 2 \cdot 2.250$$

$$t_w := t_p + 2 \cdot 4.75$$

$$t_w = 14$$

mm

$$t_b := 4.75$$

mm

$$k := 4.75 + \frac{t_p}{2}$$

$$k = 7$$

mm

$$f_y := 250$$

MPa

$$f_i := 0.90$$

$$h := 145$$

mm

$$E := 205000$$

MPa

$$Br_1 := f_i \cdot t_w \cdot \frac{f_y}{1000} \cdot (t_b + 5 \cdot k)$$

$$Br_1 = 125.212$$

kN

$$Br_2 := 22 \cdot f_i \cdot t_w^3 \cdot \frac{(E \cdot f_y)^2}{1000 \cdot h}$$

$$Br_2 = 2.682 \times 10^3$$

kN

Logo:

$$\text{Br} := \text{Br1}$$

$$\text{Br} = 125.212$$

kN

$$\text{Tr1} := \text{Br1}$$

$$\text{Tr1} = 125.212$$

kN

$$\text{Tr2} := 6 \cdot f_i \cdot k^2 \cdot \frac{f_y}{1000}$$

$$\text{Tr2} = 66.15$$

kN

Logo:

$$\text{Tr} := \text{Tr2}$$

$$\text{Tr} = 66.15$$

kN

Portanto, tem-se:

$$\mathbf{Br > Pdc}$$

ok!

$$\mathbf{Tr > Pdt}$$

ok!

Verificação da alma do pilar quanto ao cisalhamento:

$$h := 170 - 2 \cdot (3 + 4.75)$$

$$t := 2 \cdot (4.75 + 3)$$

$$s := \frac{h}{t}$$

$$s = 9.968$$

$$k_v := 5.34$$

$$x := 1.08 \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$x = 71.466$$

$$y := 1.4 \left(\frac{E \cdot k_v}{f_y} \right)^{\frac{1}{2}}$$

$$y = 92.642$$

$$s < x$$

$$\text{Vrd} := 0.6 \cdot f_y \cdot h \cdot \frac{t}{1.1 \cdot 1000}$$

$$\text{Vrd} = 326.557$$

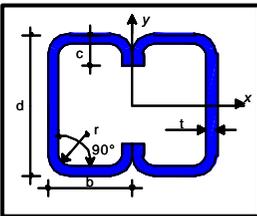
kN

Portanto, tem-se

Vrd > Vn ok!

Dimensionamento da Armadura Negativa – Protótipo A

Dimensionamento Momento, Cortante e Normal - Perfil Composto U Enrijecido segundo a NBR 14762.

<p>Resistência</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>MRd (KN.cm) =</td><td style="text-align: right;">2132,4</td></tr> <tr><td>NRd (KN) =</td><td style="text-align: right;">194,5</td></tr> <tr><td>VRd (KN) =</td><td style="text-align: right;">84,4</td></tr> </table>	MRd (KN.cm) =	2132,4	NRd (KN) =	194,5	VRd (KN) =	84,4	<p>Portcentagem</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>MSd/MRd =</td><td style="text-align: right;">1,00</td></tr> <tr><td>NSd/NRd =</td><td style="text-align: right;">0,00</td></tr> <tr><td>VSd/VRd =</td><td style="text-align: right;">0,24</td></tr> </table>	MSd/MRd =	1,00	NSd/NRd =	0,00	VSd/VRd =	0,24	<p>Iterações</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>I_{ter}(M , N)</td><td style="text-align: right;">0,999</td></tr> <tr><td>I_{ter}(M , N_o)</td><td style="text-align: right;">0,999</td></tr> <tr><td>I_{ter}(M , V)</td><td style="text-align: right;">0,836</td></tr> </table>	I _{ter} (M , N)	0,999	I _{ter} (M , N _o)	0,999	I _{ter} (M , V)	0,836	<p>Dimensões</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>a</td><td style="text-align: right;">315 cm</td></tr> <tr><td>Cb</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Kx</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Ky</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Kt</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> <tr><td>Lx</td><td style="text-align: right;">315 cm</td></tr> <tr><td>Ly</td><td style="text-align: right;">315 cm</td></tr> <tr><td>Lt</td><td style="text-align: right;">315 cm</td></tr> <tr><td>Cmx</td><td style="text-align: right;">1</td></tr> </table>	a	315 cm	Cb	1	Kx	1	Ky	1	Kt	1	Lx	315 cm	Ly	315 cm	Lt	315 cm	Cmx	1
MRd (KN.cm) =	2132,4																																						
NRd (KN) =	194,5																																						
VRd (KN) =	84,4																																						
MSd/MRd =	1,00																																						
NSd/NRd =	0,00																																						
VSd/VRd =	0,24																																						
I _{ter} (M , N)	0,999																																						
I _{ter} (M , N _o)	0,999																																						
I _{ter} (M , V)	0,836																																						
a	315 cm																																						
Cb	1																																						
Kx	1																																						
Ky	1																																						
Kt	1																																						
Lx	315 cm																																						
Ly	315 cm																																						
Lt	315 cm																																						
Cmx	1																																						
<p>Tipo de Aço</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>F_y =</td><td style="text-align: right;">30 KN/cm²</td></tr> <tr><td>F_u =</td><td style="text-align: right;">40 KN/cm²</td></tr> <tr><td>E =</td><td style="text-align: right;">20500 KN/cm²</td></tr> <tr><td>G =</td><td style="text-align: right;">7892,5 KN/cm²</td></tr> </table>	F _y =	30 KN/cm ²	F _u =	40 KN/cm ²	E =	20500 KN/cm ²	G =	7892,5 KN/cm ²		<p>Esforços Solicitantes</p> <table border="1" style="width: 100%;"> <tr><td>M_x (KN.cm)</td><td style="text-align: right;">2130</td></tr> <tr><td>Normal (KN)</td><td style="text-align: right;">0</td></tr> <tr><td>Cortante (KN)</td><td style="text-align: right;">20</td></tr> <tr><td>Catálogo</td><td style="text-align: center;">TECNOFER</td></tr> <tr><td>Perfil</td><td style="text-align: center;">150x60x20x2</td></tr> <tr><td>Peso (Kg/m)</td><td style="text-align: right;">9,3</td></tr> </table>	M _x (KN.cm)	2130	Normal (KN)	0	Cortante (KN)	20	Catálogo	TECNOFER	Perfil	150x60x20x2	Peso (Kg/m)	9,3																	
F _y =	30 KN/cm ²																																						
F _u =	40 KN/cm ²																																						
E =	20500 KN/cm ²																																						
G =	7892,5 KN/cm ²																																						
M _x (KN.cm)	2130																																						
Normal (KN)	0																																						
Cortante (KN)	20																																						
Catálogo	TECNOFER																																						
Perfil	150x60x20x2																																						
Peso (Kg/m)	9,3																																						

Dados da Laje:

Espessura da Laje (cm):	7
f _{ck} do concreto (Mpa):	20
Recobrimento (cm):	1,50
Área de aço (cm ²):	2,49

Obs.: Não é verificada a resistência à flambagem lateral com torção.

Barras de Aço:

Diâmetro	Quant.	Área	I _x '
3,2	0	0,00	0,00
4	0	0,00	0,00
4,5	0	0,00	0,00
5	0	0,00	0,00
6,3	8	2,49	0,06
8	0	0,00	0,00
10	0	0,00	0,00
12,5	0	0,00	0,00
16	0	0,00	0,00

Área total (cm²) = 2,49
I_x (cm⁴) = 762,83

Dimensionamento da Armadura Negativa – Protótipo B

Dimensionamento Momento, Cortante e Normal - Perfil Composto U Enrijecido segundo a NBR 14762.

<p>Resistência</p> <p>MRd (KN.cm) = 2538,9</p> <p>NRd (KN) = 194,5</p> <p>VRd (KN) = 84,4</p>	<p>Portcentagem</p> <p>MSd/MRd = 0,98</p> <p>NSd/NRd = 0,00</p> <p>VSd/VRd = 0,36</p>	<p>Iterações</p> <p>Iter(M, N) = 0,985</p> <p>Iter(M, N_o) = 0,985</p> <p>Iter(M, V) = 0,946</p>	<p>Dimensões</p> <p>a = 315 cm</p> <p>Cb = 1</p> <p>Kx = 1</p> <p>Ky = 1</p> <p>Kt = 1</p> <p>Lx = 315 cm</p> <p>Ly = 315 cm</p> <p>Lt = 315 cm</p> <p>Cmx = 1</p>
<p>Tipo de Aço</p> <p>Fy = 30 KN/cm²</p> <p>Fu = 40 KN/cm²</p> <p>E = 20500 KN/cm²</p> <p>G = 7892,5 KN/cm²</p>		<p>Esforços Solicitantes</p> <p>Mx (KN.cm) = 2500</p> <p>Normal (KN) = 0</p> <p>Cortante (KN) = 30</p> <p>Catálogo = TECNOFER</p> <p>Perfil = 150x60x20x2</p> <p>Peso (Kg/m) = 9,3</p>	

Dados da Laje:

Espessura da Laje (cm):	7
f _{ck} do concreto (Mpa):	20
Recobrimento (cm):	1,50
Área de aço (cm ²):	8,74

Obs.: Não é verificada a resistência à flambagem lateral com torção.

Barras de Aço:

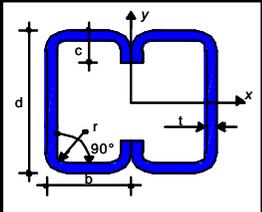
Diâmetro	Quant.	Área	Ix'
3,2	0	0,00	0,00
4	0	0,00	0,00
4,5	0	0,00	0,00
5	0	0,00	0,00
6,3	0	0,00	0,00
8	0	0,00	0,00
10	8	6,28	0,39
12,5	2	2,45	0,24
16	0	0,00	0,00

Área total (cm²) = **8,74**

Ix (cm⁴) = **1230,47**

Dimensionamento da Armadura Negativa – Protótipo C

Dimensionamento Momento, Cortante e Normal - Perfil Composto U Enrijecido segundo a NBR 14762.

<p>Resistência</p> <p>MRd (KN.cm) = 2914,4 NRd (KN) = 225,7 VRd (KN) = 103,8</p>	<p>Portcentagem</p> <p>MSd/MRd = 1,00 NSd/NRd = 0,00 VSd/VRd = 0,39</p>	<p>Iterações</p> <p>Iter(M, N) 0,995 Iter(M, No) 0,995 Iter(M, V) 0,982</p>	<p>Dimensões</p> <p>a 315 cm Cb 1 Kx 1 Ky 1 Kt 1 Lx 315 cm Ly 315 cm Lt 315 cm Cmx 1</p>
<p>Tipo de Aço</p> <p>Fy = 30 KN/cm² Fu = 40 KN/cm² E = 20500 KN/cm² G = 7892,5 KN/cm²</p>		<p>Esforços Solicitantes</p> <p>Mx (KN.cm) 2900 Normal (KN) 0 Cortante (KN) 40 Catálogo TECNOFER Perfil 150x60x20x2,25 Peso (Kg/m) 10,4</p>	

Dados da Laje:

Espessura da Laje (cm):	7
f _{ck} do concreto (Mpa):	20
Recobrimento (cm):	1,50
Área de aço (cm ²):	8,74

Obs.: Não é verificada a resistência à flambagem lateral com torção.

Barras de Aço:

Diâmetro	Quant.	Área	Ix'
3,2	0	0,00	0,00
4	0	0,00	0,00
4,5	0	0,00	0,00
5	0	0,00	0,00
6,3	0	0,00	0,00
8	0	0,00	0,00
10	8	6,28	0,39
12,5	2	2,45	0,24
16	0	0,00	0,00

Área total (cm²) = 8,74
 Ix (cm⁴) = 1352,64

ANEXO III

Fotos Adicionais dos Ensaio Experimentais



Foto 1 – Pórticos de Reação.



Foto 2 – Montagem do pilar e das vigas.



Foto 3 – Montagem da forma da laje.

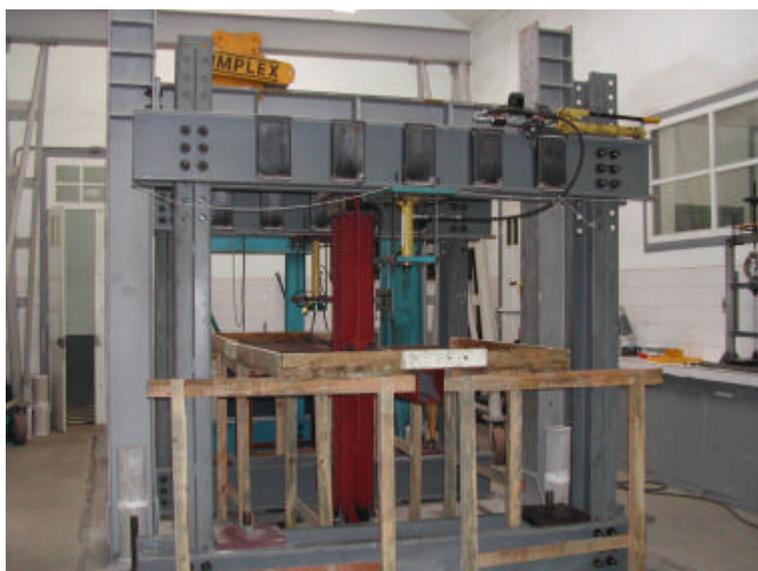


Foto 4 – Forma montada.



Foto 5 – Concretagem da laje.

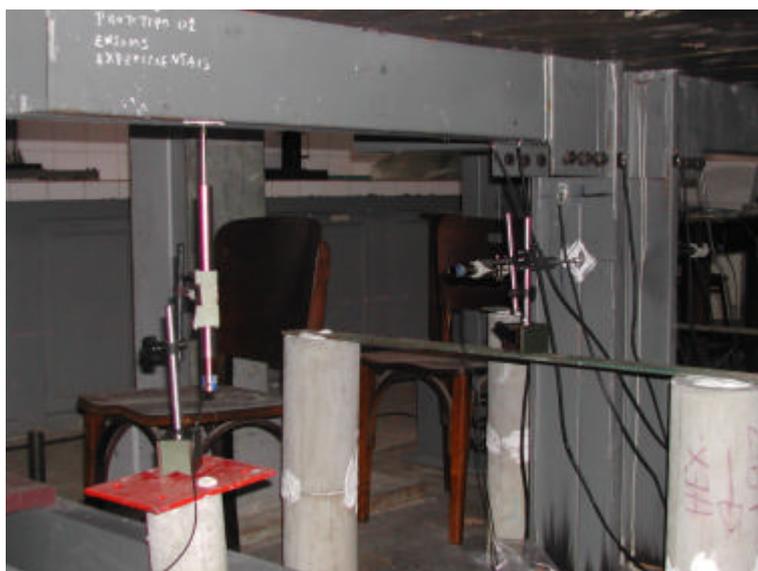


Foto 6 – Posicionamento dos LVTD's.

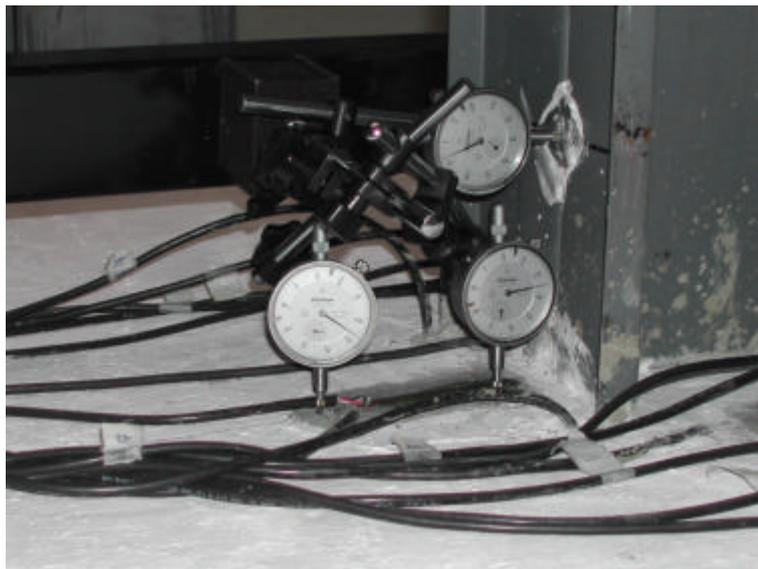


Foto 7 – Posicionamento dos defletômetros.



Foto 8 – Protótipo instrumentado.