



UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo

ALEXANDRE LUIZ VASCONCELLOS

**ANÁLISE DE SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO
HÍBRIDO AÇO/CONCRETO PARA EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS ANDARES**

CAMPINAS

2015

ALEXANDRE LUIZ VASCONCELLOS

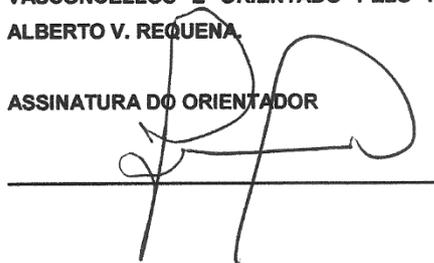
**ANÁLISE DE SISTEMA DE CONTRAVENTAMENTO
HÍBRIDO AÇO/CONCRETO PARA EDIFÍCIOS DE
MÚLTIPLOS ANDARES**

Dissertação de Mestrado apresentada a Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo da Unicamp, para obtenção do título de Mestre em Engenharia Civil, na área de Estruturas.

Orientador: Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena

ESTE EXEMPLAR CORRESPONDE À VERSÃO FINAL DA DISSERTAÇÃO DEFENDIDA PELO ALUNO ALEXANDRE LUIZ VASCONCELLOS E ORIENTADO PELO PROF. DR. JOÃO ALBERTO V. REQUENA.

ASSINATURA DO ORIENTADOR



CAMPINAS

2015

Agência de fomento: Não se aplica
Nº processo: Não se aplica

Ficha catalográfica
Universidade Estadual de Campinas
Biblioteca da Área de Engenharia e Arquitetura
Elizângela Aparecida dos Santos Souza - CRB 8/8098

V441a Vasconcellos, Alexandre Luiz, 1962-
Análise de sistema de contraventamento híbrido aço/concreto para edifícios de múltiplos andares / Alexandre Luiz Vasconcellos. – Campinas, SP : [s.n.], 2015.

Orientador: João Alberto Venegas Requena.
Dissertação (mestrado) – Universidade Estadual de Campinas, Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo.

1. Aço - Estruturas. 2. Estruturas mistas. 3. Sistemas híbridos. 4. Edifícios. I. Requena, João Alberto Venegas, 1956-. II. Universidade Estadual de Campinas. Faculdade de Engenharia Civil, Arquitetura e Urbanismo. III. Título.

Informações para Biblioteca Digital

Título em outro idioma: Análise de sistema de contraventamento híbrido aço/concreto para edifícios de múltiplos andares

Palavras-chave em inglês:

Steel - Structures

Composite structures

Hybrid systems

Buildings

Área de concentração: Estruturas

Titulação: Mestre em Engenharia Civil

Banca examinadora:

João Alberto Venegas Requena [Orientador]

Leandro Palermo Junior

Arlene Maria Sarmanho Freitas

Data de defesa: 10-08-2015

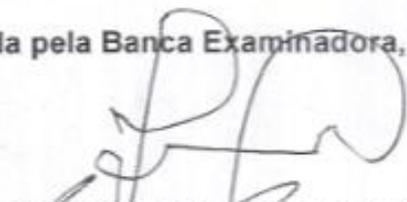
Programa de Pós-Graduação: Engenharia Civil

UNIVERSIDADE ESTADUAL DE CAMPINAS
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL, ARQUITETURA E
URBANISMO

**Análise de sistema de contraventamento
híbrido aço/concreto para edifícios de
múltiplos andares**

Alexandre Luiz Vasconcellos

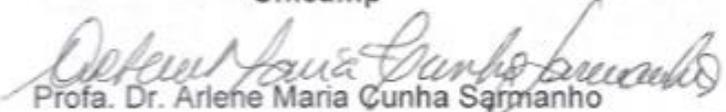
Dissertação de Mestrado aprovada pela Banca Examinadora, constituída por:



Prof. Dr. João Alberto Venegas Requena
Presidente e Orientador/Unicamp



Prof. Dr. Leandro Palermo Junior
Unicamp



Profa. Dr. Arlene Maria Cunha Sarmanho
UFOP

Campinas, 10 de agosto de 2015

AGRADECIMENTOS

Ao meu orientador Prof. Requena pelo incentivo em acreditar durante todo o tempo que a conclusão deste trabalho era possível.

À minha esposa Ana Rita e filhas Ana Carolina, Mariana e Gabriela que entenderam a minha ausência em determinados momentos.

SINOPSE

VASCONCELLOS, A.L. **Análise de sistema de contraventamento híbrido aço/concreto para edifícios de múltiplos andares**. Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil. UNICAMP, Campinas, 2015.

Sistemas mistos e híbridos aço/concreto tem sido objeto de diversos estudos pela comunidade científica. Estruturas de aço e de concreto armado tem vantagens que podem ser maximizadas e desvantagens que podem ser minimizadas por meio da associação de ambos, não apenas em termos estruturais, mas também nos aspectos construtivos, funcionais e estéticos. O resultado da eficácia dessa associação é um número crescente de edifícios de múltiplos andares com estruturas híbridas, principalmente no exterior, mas ainda não contemplado nas principais normas, inclusive internacionais. Com base em sistemas híbridos inovadores atualmente em desenvolvimento pela comunidade científica europeia, este trabalho pretende apresentar o comportamento híbrido em painéis de contraventamento submetidos à ação do vento compostos por paredes de cisalhamento com lintéis de aço embutidos, simplesmente articulados a colunas mistas em ambos os lados da parede, aqui definido como Sistema Híbrido de Contraventamento. A estrutura metálica e mista é modelada em elementos de barras e as paredes são modeladas em elementos finitos. Discute-se, além do sistema construtivo cuja parede é erguida após a montagem da estrutura metálica sem ligações engastadas, sua concepção preliminar, sua eficiência, limitações e seu comportamento aos esforços, deslocamentos, reações verticais e momentos nas bases, avaliados por meio de análise linear estática e análise de primeira e segunda ordem. O projeto da ligação dos lintéis embutidos nas paredes de concreto também é avaliada através da abordagem apresentada pelo AISC, utilizando ou não conectores de cisalhamento tipo *stud bolt*. Para um edifício de vinte pavimentos, três diferentes configurações de paredes de concreto, quinze diferentes perfis dos lintéis de aço e nove diferentes afastamentos entre colunas e paredes são analisados, totalizando quatrocentos e cinco modelos de cálculo cujos resultados do estudo de caso, analisado por meio de ferramenta de regressão e derivadas levam às configurações mais eficazes para esse sistema híbrido. Palavras-chave: estruturas de aço, estruturas híbridas, estruturas mistas, edifícios altos.

ABSTRACT

VASCONCELLOS, A.L.. **Study of connections between steel beams and concrete walls in multistory buildings.** Dissertação (Mestrado) - Faculdade de Engenharia Civil. UNICAMP, Campinas, 2015.

Currently, mixed and hybrid steel / concrete systems have been the object of several studies by the scientific community. Steel structures and reinforced concrete have advantages that could be maximized and disadvantages that could be minimized by this association, not only in structural terms, but also in construction, functional and esthetic aspects. The result of the effectiveness of this association is an increasing number of multi-story buildings with hybrid steel-concrete structures, especially abroad, but not yet contemplated in the main standards including international standards. Based on innovative hybrid systems currently under development by the European scientific community, this work is about the hybrid behavior of structural systems under wind loads that consisting on one shear wall and steel link beams, simply articulated to the lateral composite columns, on both sides, here defined as a hybrid steel concrete structural system. The steelwork and mixed structures are modeled like bar elements and the walls are modeled using finite elements. Are discussed, in addition to building system whose wall is built after installation of the steel structure without rigid connections, their preliminary design, their efficiency, limitations and behavior to bending moment, shear force, displacement, vertical reactions and moments on the bases, evaluated by linear static analysis, and first and second order. The project of the connection between steel beams and concrete walls are also rated by the approach presented by the AISC, using stud bolts or without shear connectors. For a twenty floors building, three different configurations of concrete walls, fifteen different profiles of steel link beams and nine different gaps between columns and walls are analyzed. Four hundred five design models was analyzed by regression tools, trend lines and derivative that leads to more effective for this hybrid system, purposely designed to work mainly the bending moment.

Keywords: steel structures, hybrid structures, composite structures, multi-storey buildings.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1– Comportamento de estruturas mistas e híbridas (adaptado de Nardin <i>et al.</i> , 2005)	27
Figura 2 – Núcleo de rigidez recebendo vigas mistas aço/concreto (Edifício The One - SP).....	28
Figura 3 - Tipos usuais de vigas mistas no Brasil (ALVA, 2000)	37
Figura 4 – Comparativo do acréscimo de resistência entre vigas de aço e vigas mistas (Malite,1998).....	38
Figura 5 – Interação aço-concreto no comportamento de vigas mistas (ALVA, 2000)	39
Figura 6 - Tipos usuais de conectores de acordo com a NBR 8800 (2008)	40
Figura 7 – Exemplo de <i>stud bolt</i> sobre <i>steel deck</i>	41
Figura 8 – Empenamento da seção do núcleo (SMITH <i>et al.</i> , 1991).....	45
Figura 9 – Rigidez relativa entre lintéis e núcleos (PEREIRA, 2000)	46
Figura 10 – Núcleo rígido como único subsistema vertical (SMITH <i>et al.</i> , 1991)	47
Figura 11 – Comparação entre paredes isoladas (a) e paredes ligadas por lintéis (b) (SCORPECCI, 2014)	48
Figura 12 – Planta de uma estrutura de paredes de concreto associadas a pórticos de aço com vigas de suporte (AISC, 2010).....	50
Figura 13 – Exemplo de ligações articuladas entre a estrutura metálica e paredes de concreto (a) e seu esquema estático (b)	51
Figura 14 - Quinhões de cargas em associação de parede e pórtico (CORRÊA, 1991)	52
Figura 15 - Paredes de cisalhamento mistas com colunas revestidas e vigas de aço (a) em planta (b) em elevação (TARANATH, 1988).....	53
Figura 16 – Construção de paredes de cisalhamento mistas com colunas revestidas e vigas de aço (EL-TAWIL, 2008)	54
Figura 17 – Transferência de momento fletor entre viga de aço e parede de concreto (TARANATH, 1988)	54
Figura 18 – Pavimento de um edifício híbrido indicando aberturas temporárias nas lajes e pórticos associados a núcleos de rigidez	55

Figura 19 – Firsrt City Tower, Houston, Texas, EUA (Fonte: Houston Architecture.com)	56
Figura 20 – Sequência de construção da parede de cisalhamento (TARANATH,1988)	57
Figura 21 – Sequência genérica de uma construção com paredes mistas.....	58
Figura 22 – Modelo de cálculo para a ligação submetida a força cortante e momento fletor (LÓPEZ, 2010).....	60
Figura 23 – Ligação a cisalhamento da viga de aço à face da parede de concreto (SHAHROOZ et al., 2001).....	61
Figura 24 – Ligação a momento entre viga de piso e parede de concreto para momentos pequenos (TAMBOLI, 1999)	62
Figura 25 – Ligação a momento entre viga de piso e parede de concreto para grandes momentos	63
Figura 26 – Modelo de cálculo para associação de paredes ligadas por lintéis de aço (TAMBOLI, 1999).....	64
Figura 27 – Modelo de rótulas plásticas para determinação do ângulo de distorção de lintéis de aço embutidos em paredes de concreto (HARRIES <i>et al.</i> , 1998)	65
Figura 28 – Ponto fixo a ser considerado para cálculo do ângulo de distorção de lintéis devido ao afastamento da viga de aço em relação ao concreto (HARRIES <i>et al.</i> , (1998).....	65
Figura 29 – Referências para medição do ângulo de distorção proposto por GRIFFIS (1993).....	66
Figura 30 – Modelo para cálculo do comprimento de embutimento da viga de aço na parede de concreto (SCORPECCI, 2014).....	67
Figura 31 – Modelo biela e tirante para cálculo de esforços internos na parede de concreto com viga de aço embutida (MOTTER <i>et al.</i> , 2013).....	68
Figura 32 – Modelo de distribuição das deformações e de tensões originalmente proposto por MARCAKIS e MITCHELL (1980) para vigas embutidas no concreto ...	69
Figura 33 – Modelo de distribuição das deformações e de tensões originalmente proposto por MATTOCK e GAAFAR (1982) para vigas embutidas no concreto.....	72
Figura 34 – Ligação viga de aço embutida em parede de concreto (EL-TAWIL et al., 2008)	73
Figura 35 – Chapas enrijecedoras da alma da viga no campo de tração ou FBP (adaptado do LÓPEZ, 2010)	75

Figura 36 – Modelos de ligação entre os lintéis de aço e as paredes de concreto segundo BOGDAN <i>et al.</i> (2013)	76
Figura 37 – Diagrama de momento amplificado devido ao embutimento da viga de aço (BOGDAN <i>et al.</i> , 2013).....	77
Figura 38 - Alternativa de ligação viga de aço – parede de concreto com aberturas deixadas durante a concretagem (TAMBOLI, 1999)	79
Figura 39 – Ligação de viga de aço com embutimento na parede de concreto e coluna de aço incorporada (TAMBOLI, 1999).....	80
Figura 40 - Transferência do momento fletor dos lintéis através de binários atuantes entre os flanges da viga de aço e a parede de concreto (TAMBOLI, 1999)	80
Figura 41 - Transferência dos esforços dos lintéis através de binários desenvolvidos entre a flange da viga de aço e a coluna de aço (TAMBOLI, 1999)	81
Figura 42 - Transferência dos esforços através da ligação direta da viga de aço à coluna de aço (TAMBOLI, 1999)	82
Figura 43 – Ligação viga – pilar após concretagem das paredes, proporcionando rigidez ao nó	84
Figura 44 - Sistema de Contraventamento Híbrido Aço / Concreto.....	85
Figura 45 – Planta do modelo adaptada de ZONA <i>et al.</i> (2012)	86
Figura 46 – Geometria do pavimento com locação do Sistema Híbrido de Paredes de Cisalhamento adaptado de ZONA <i>et al.</i> (2012)	87
Figura 47 – Vista lateral do modelo feito no STRAP 11.5 com largura da parede de 6.40m e sua divisão em elementos finitos (medidas em mm).....	93
Figura 48 – Curva de deslocamentos laterais ao longo da altura do painel híbrido com parede de 6,40m, lintel em W360 x 51 e L_{lintel} de 4,80m	96
Figura 49 – Curva de deslocamentos laterais (d) ao longo da altura da parede isolada de 6,40m.....	99
Figura 50 - Comparação de deslocamentos do sistema híbrido com a parede isolada	100
Figura 51 – Variação do deslocamento no topo do painel híbrido com parede de 6,40m e L_{lintel} de 4,80m em função da variação do momento de inércia dos lintéis.	101
Figura 52 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 4,80\text{m}$	102
Figura 53 – Comparativo entre os deslocamentos no topo dos modelos com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ em função da variação dos perfis de aço para cada L_{lintel}	104

Figura 54 – Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	105
Figura 55 – Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{par} = 5,60m$	112
Figura 56 - Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{par} = 6,40m$	113
Figura 57 - Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{par} = 7,20m$	114
Figura 58 – Proposta do modelo de rótula plástica adaptado de HARRIES (1998)	115
Figura 59 – Proposta do modelo para cálculo do comprimento de embutimento com base em HARRIES <i>et al</i> (2000) e MARCAKIS e MITCHELL (1980)	118
Figura 60 - Modelo renderizado das estruturas de fachada retirado do STRAP 11.5	123
Figura 61 – Distribuição das Forças de Arrasto nas faces do edifício.....	125
Figura 62 - Distribuição dos binários devido à excentricidade das Forças de Arrasto nas faces do edifício	126
Figura 63 – Forças de vento resultante devido à excentricidade das Forças de Arrasto nas faces do edifício.....	127
Figura 64 – Detalhe dos painéis pré-moldados apoiados nas vigas de aço.....	132
Figura 65 - Distribuição das vigas principais no pavimento tipo e suas articulações articuladas.....	133
Figura 66 – Vista lateral da estrutura metálica sem as paredes de concreto	134
Figura 67– Vista renderizada superior da estrutura com o sistema híbrido de contraventamentos de todos os lados e as vigas principais internas.....	134
Figura 68 – Distribuição das vigas secundárias do pavimento tipo	135
Figura 69 – Modelo tridimensional renderizado da estrutura com os Sistemas Híbridos de Contraventamento	136
Figura 70 – Rótulo das vigas do pavimento: V = Viga; L = Lintel.....	138
Figura 71 – Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d1}	145
Figura 72 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d2}	145

Figura 73 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d3}	146
Figura 74 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d4}	146
Figura 75 - Posição deformada do modelo	147
Figura 76 – Diagrama de momentos para as ações verticais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo.....	148
Figura 77 – Diagrama de momentos para as ações horizontais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo.....	149
Figura 78 - Diagrama de forças cortantes para as ações verticais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo.....	149
Figura 79 - Diagrama forças cortantes para as ações horizontais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo.....	150
Figura 80 – Sugestão de detalhe do lintel chegando no topo da parede (EL-TAWIL <i>et al.</i> , 2008).....	164
Figura 81 – Reações no sistema híbrido devido ao peso próprio e ação permanente (exceto ações horizontais)	165
Figura 82 – Reações no sistema híbrido devido à sobrecarga (exceto ações horizontais)	165
Figura 83 – Reações no sistema híbrido devido ao vento simétrico (exceto ações horizontais)	166
Figura 84 – Reações no sistema híbrido mais solicitado devido ao vento assimétrico (exceto ações horizontais)	166
Figura 85 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 0,80\text{m}$	186
Figura 86 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 1,60\text{m}$	188
Figura 87 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 2,00\text{m}$	189
Figura 88 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 2,40\text{m}$	191
Figura 89 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 2,80\text{m}$	192

Figura 90 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 3,20\text{m}$	194
Figura 91 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 4,00\text{m}$	195
Figura 92 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 5,60\text{m}$	197
Figura 93 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W360 x 64 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	198
Figura 94 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W410 x 60 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	199
Figura 95 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W410 x 67 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	199
Figura 96 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W410 x 75 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	200
Figura 97 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W460 x 68 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	200
Figura 98 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W460 x 74 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	201
Figura 99 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W530 x 66 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	201
Figura 100 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W530 x 72 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	202
Figura 101 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{intel} para o perfil do lintel W530 x 82 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	202

Figura 102 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	203
Figura 103 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	203
Figura 104 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	204
Figura 105 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	204
Figura 106 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 6,40m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	205
Figura 107 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 0,80m$	206
Figura 108 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 1,60m$	207
Figura 109 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 2,40m$	207
Figura 110 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 3,20m$	208
Figura 111 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 4,00m$	208
Figura 112 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 4,80m$	209
Figura 113 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{lintel} para $L_{par} = 5,60m$ e $L_{lintel} = 5,60m$	209
Figura 114 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	210

Figura 115 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 64, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	211
Figura 116 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 60, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	211
Figura 117 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 67, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	212
Figura 118 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 75, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	212
Figura 119- Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W6460 x 68, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	213
Figura 120 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 74, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	213
Figura 121 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 66, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	214
Figura 122 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 72, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	214
Figura 123 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 82, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	215
Figura 124 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	215
Figura 125 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	216

Figura 126 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	216
Figura 127 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	217
Figura 128 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 5,60m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	217
Figura 129 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	218
Figura 130 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 64, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	219
Figura 131 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 60, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	219
Figura 132 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 67, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	219
Figura 133 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 75, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	220
Figura 134 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 68, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	220
Figura 135 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 74, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	221
Figura 136 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 66, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	221

Figura 137 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 72, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	222
Figura 138 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 82, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	222
Figura 139 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	223
Figura 140 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	223
Figura 141 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	224
Figura 142 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	224
Figura 143 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2	225

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Variáveis consideradas para compor os modelos de cálculo.....	89
Tabela 2 – Determinação das forças de arrasto.....	92
Tabela 3 – Variação dos perfis dos lintéis de aço no modelo do sistema híbrido.....	94
Tabela 4- Força de arrasto atuante em cada painel do sistema híbrido de contraventamento.....	95
Tabela 5 - Deformação no topo do painel híbrido em função da variação da rigidez axial das colunas mistas laterais	96
Tabela 6 – Deslocamentos laterais (d) ao longo da altura do painel híbrido com parede de 6,40m, lintel em W360 x 51 e Llintel de 4,80m.....	97
Tabela 7 - Deslocamentos laterais (d) ao longo da altura da parede isolada de 6,40m	98
Tabela 8 - Deslocamentos laterais (d) no topo do painel híbrido com parede de 6,40m, L _{lintel} de 4,80m e variação do momento de inércia dos lintéis de aço	101
Tabela 9 – Resumo dos deslocamentos em função da variação de L _{lintel} e dos perfis metálicos para L _{par} = 6,40m	103
Tabela 10 – Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para L _{par} = 6,40m	106
Tabela 11 - Resumo dos deslocamentos em função da variação de L _{lintel} e dos perfis metálicos para L _{par} = 5,60m	107
Tabela 12 - Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para L _{par} = 5,60m	108
Tabela 13 – Resumo dos deslocamentos em função da variação de L _{lintel} e dos perfis metálicos para L _{par} = 7,20m.....	109
Tabela 14 – Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para L _{par} = 7,20m	110
Tabela 15 – Resumo das distâncias ótimas (m) para os sistemas híbridos modelados	111
Tabela 16 – Força de Arrasto atuante em cada pavimento em duas faces paralelas ao vento.....	124
Tabela 17 – Forças devidas ao vento assimétrico atuante em cada andar.....	128
Tabela 18– Características das vigas de aço dos pavimentos	139

Tabela 19 – Deformações nas vigas do pavimento tipo	139
Tabela 20 Verificação das vigas do pavimento tipo à flexão.....	140
Tabela 21 – Verificação das vigas do pavimento tipo ao cisalhamento	140
Tabela 22 – Características para dimensionamento das colunas mistas internas...	142
Tabela 23 – Verificação das colunas mistas internas	142
Tabela 24 – Deslocamentos laterais ao longo do edifício em análise de primeira e segunda ordem e a relação entre eles para as combinações de cálculo.....	144
Tabela 25 - Momentos solicitantes, cortantes solicitantes e resistências dos lintéis L1: VS800 x 143.....	151
Tabela 26 - Momentos solicitantes, cortantes solicitantes e resistências dos lintéis L ₂	152
Tabela 27 – Características dos pilares mistos centrais externos para verificação .	153
Tabela 28 – Verificação dos pilares externos (combinação das ações com redução da sobrecarga)	153
Tabela 29 - Características dos pilares mistos de canto para verificação	154
Tabela 30 - Verificação dos pilares externos (combinação das ações com redução da sobrecarga).....	154
Tabela 31 – Comparativo de deslocamentos H/1.700	156
Tabela 32 – Comparativo de deslocamento H/500	157
Tabela 33 – Deslocamentos interpavimentos para as combinações de serviço S _{ser2} e S _{ser3}	158
Tabela 34 - Deslocamentos interpavimentos para as combinações de serviço S _{ser4} e S _{ser5}	159
Tabela 35 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 0,80m$	185
Tabela 36 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 1,60m$	186
Tabela 37 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,00m$	188
Tabela 38 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,40m$	189
Tabela 39 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação l_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,80m$	191

Tabela 40 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 3,20m$	192
Tabela 41 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 4,00m$	194
Tabela 42 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 5,60m$	195

SUMÁRIO

AGRADECIMENTOS	v
SINOPSE	vi
ABSTRACT	vii
LISTA DE FIGURAS.....	8
LISTA DE TABELAS	18
1. INTRODUÇÃO.....	25
1.1. ABORDAGEM DO ASSUNTO	27
1.2. JUSTIFICATIVA DA PESQUISA	29
1.3. OBJETIVOS	30
1.3.1. OBJETIVO GERAL	30
1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS	31
1.4. METODOLOGIA.....	31
2. ESTADO DA ARTE.....	34
2.1. SISTEMA CONSTRUTIVO.....	34
2.1.1. SUBSISTEMA ESTRUTURA	34
2.2. SUBSISTEMAS HORIZONTAIS COM VIGAS DE AÇO	36
2.2.1. VIGAS MISTAS	37
2.2.2. CONECTORES DE CISALHAMENTO	40
2.3. SUBSISTEMAS VERTICAIS	42
2.3.1. PILARES MISTOS	43
2.3.2. PILARES PAREDE E NÚCLEOS DE RIGIDEZ	44
2.3.3. ASSOCIAÇÃO DE PAREDES DE CISALHAMENTO COM LINTÉIS.....	47
2.3.4. ASSOCIAÇÃO HÍBRIDA COM PAREDES E NÚCLEO DE RIGIDEZ	49
2.4. LIGAÇÕES DE VIGAS DE AÇO A PAREDES DE CONCRETO.....	58

2.4.1. VIGA DE AÇO LIGADA A INSERTOS EMBUTIDOS NAS PAREDES DE CONCRETO	60
2.4.1.1. LIGAÇÕES A CISALHAMENTO.....	60
2.4.1.2. LIGAÇÕES PARA PEQUENOS MOMENTOS	61
2.4.1.3. LIGAÇÕES PARA GRANDES MOMENTOS	62
2.4.2. LIGAÇÕES DE LINTÉIS DE AÇO EMBUTIDOS NAS PAREDES DE CONCRETO	63
2.4.2.1. MÉTODO DE MARCAKIS E MITCHELL (1980)	68
2.4.2.2. MÉTODO DE MATTOCK E GAAFAR (1982)	71
2.4.2.3. MODELO COM CONECTORES DE CISALHAMENTO	75
2.4.2.4. ABERTURAS DEIXADAS DURANTE A CONCRETAGEM DAS PAREDES.....	78
2.4.2.5. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE MONTAGEM COM GRANDE EMBUTIMENTO NA PAREDE DE CONCRETO	79
2.4.2.6. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE MONTAGEM COM PEQUENO EMBUTIMENTO NA PAREDE DE CONCRETO	81
2.4.2.7. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE AÇO INCORPORADA NA PAREDE DE CONCRETO.....	82
3. MODELO PROPOSTO	83
3.1. SISTEMA HÍBRIDO AÇO/CONCRETO	83
3.2. DEFINIÇÃO DA RELAÇÃO DE ACOPLAMENTO HÍBRIDO (RAH).....	84
3.3. DESCRIÇÃO E DADOS DOS MODELOS	86
3.3.1. DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS	87
3.3.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS.....	90
3.4. ANÁLISE DO SISTEMA HÍBRIDO COM PAREDE DE CISALHAMENTO ...	93
3.5. MODELOS PARA A PAREDE COM 6,40M DE LARGURA	102
3.6. MODELOS PARA A PAREDE COM 5,60M DE LARGURA	106
3.7. MODELOS PARA A PAREDE COM 7,20M DE LARGURA	108

3.8.	FUNÇÃO PROPOSTA PARA OTIMIZAÇÃO DO SISTEMA HÍBRIDO	110
3.8.1.	FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{par} = 5,60M$	111
3.8.2.	FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{par} = 6,40M$	112
3.8.3.	FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{par} = 7,20M$	113
3.9.	PROCEDIMENTO PROPOSTO PARA CÁLCULO DA LIGAÇÃO AÇO - CONCRETO	115
4.	EXEMPLO DE UTILIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO	120
4.1.	PREMISSAS DE CÁLCULO.....	120
4.2.	AÇÕES E COMBINAÇÕES DE CÁLCULO	123
4.2.1.	COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE CÁLCULO	129
4.2.2.	COMBINAÇÕES DE SERVIÇO	131
4.3.	CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA	132
4.4.	CÁLCULO DA ESTRUTURA RESISTENTE ÀS AÇÕES VERTICAIS	136
4.5.	VERIFICAÇÃO DO SISTEMA HÍBRIDO DE CONTRAVENTAMENTO	143
4.5.1.	VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS.....	155
4.5.2.	VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO AÇO - CONCRETO	159
4.5.3.	DETERMINAÇÃO DA RAH	164
5.	CONSIDERAÇÕES FINAIS, LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES	168
	REFERÊNCIAS	171
	PESQUISA BIBLIOGRÁFICA COMPLEMENTAR	179
	APÊNDICE A	185
	Tabelas e gráficos demonstrando a variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$	185
	APÊNDICE B	198
	Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{intel} em função da variação do perfil de aço para $L_{par} = 6,40m$	198
	APÊNDICE C	206

Gráficos demonstrando a variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$	206
APÊNDICE D	210
Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{intel} em função da variação do perfil de aço para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$	210
APÊNDICE E	218
Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{intel} em função da variação do perfil de aço para $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$	218

1. INTRODUÇÃO

Estruturas de aço e de concreto tem vantagens que podem ser maximizadas e desvantagens que podem ser minimizadas por meio da combinação de ambos, não apenas em termos estruturais, mas também nos aspectos construtivos, funcionais e estéticos. O concreto possui boa resistência à compressão, ao fogo e à corrosão, mas tem peso relativo elevado e necessita de cimbramentos e fôrmas. O aço possui boa resistência à tração e comportamento dúctil, não necessita de fôrmas e escoramentos e tem peso relativo baixo, mas possui baixa resistência ao fogo e à corrosão. Além disso, ambos apresentam coeficientes de dilatação térmicos próximos, não originando deformações diferenciais significativas.

Como exemplo das vantagens dessa associação em relação aos sistemas convencionais de concreto armado pode-se citar: redução do prazo da obra com redução das despesas indiretas; eliminação do sistema de fôrmas e escoramentos; redução do efetivo da obra e conseqüente redução de potencial passivo trabalhista e risco de acidentes de trabalho; obra sustentável com drástica redução na geração de resíduos; logística otimizada com a maior parte dos elementos produzidos fora do canteiro, podendo ser maximizada com a utilização de peças pré-moldadas de concreto; redução do peso próprio e conseqüente redução das fundações; aumento da precisão dimensional com redução no uso de materiais de acabamento; redução da capacidade de guindastes e gruas necessárias quando comparado às estruturas de concreto pré-moldado. Em relação aos sistemas exclusivos em aço pode-se citar: redução dos custos de produção, da proteção passiva e à corrosão.

Dois dos principais problemas relativos a custos de execução e viabilidade construtiva apontados por especialistas da área são solucionados no protótipo apresentado: a eliminação de ligações engastadas entre vigas e colunas de aço, pois são caras, e a diferença de tolerância na construção de paredes de concreto, cuja tolerância está em centímetros e a fabricação das estruturas de aço, cuja tolerância é medida em milímetros.

Assim, devido ao potencial aumento de eficiência e eficácia, identificam-se grandes oportunidades para o uso conjunto de estruturas de aço e de concreto em edifícios de andares múltiplos.

A associação do aço e do concreto pode ser de dois tipos: compondo estruturas mistas ou formando estruturas híbridas.

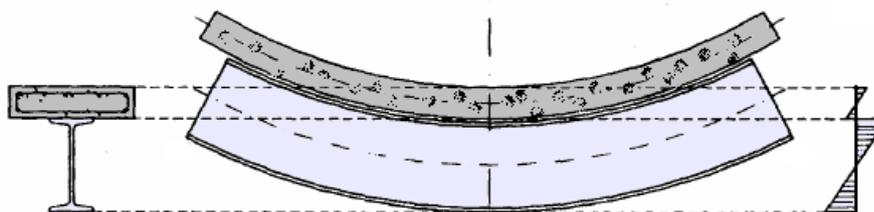
A definição de estrutura mista e híbrida tem gerado algumas discussões no meio técnico. Aqui será considerada a definição de estrutura mista da ABNT NBR 8800 (2008) como sendo estruturas onde ambos os materiais trabalham solidariamente sem que haja escorregamento e deslocamento relativo entre eles, comportando-se como um só material. O conceito de estrutura híbrida ocorre quando diferentes materiais são empregados compondo um sistema estrutural de elementos ou barras, cujos comportamentos dos múltiplos materiais são independentes, para compor o sistema construtivo.

A Figura 1 exemplifica esses dois comportamentos. A Figura 1a representa uma laje apoiada sobre uma viga de aço, ambas submetidas à flexão. Percebe-se que elas têm comportamentos independentes: deformações e deslocamentos relativos independentes. A laje de concreto está apoiada na viga de aço e não influi na resistência à flexão da mesma: são dois materiais diferentes formando um sistema híbrido.

A Figura 1b difere da primeira em função da presença de conectores de cisalhamento existentes na interface dos materiais. Esses conectores resistem ao cisalhamento horizontal na interface dos materiais impedindo a deformação e o deslocamento relativo entre eles, compondo o elemento misto: a viga mista, cujo diagrama de deformações é um só para os dois materiais.

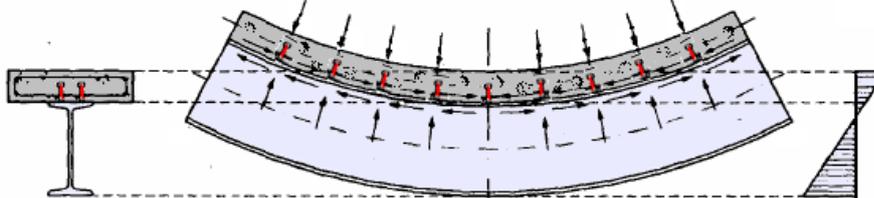
Dentre as estruturas híbridas existe um caso particular que combina paredes ou núcleos rígidos de concreto armado com pórticos de aço de edifícios de múltiplos andares. Dessa forma as ações horizontais são predominantemente resistidas pelas paredes e a carga vertical pela estrutura de aço permitindo que as conexões dos pórticos metálicos sejam muito mais simples já que não precisam ser rígidas. Entretanto, a ligação entre as vigas dos pavimentos e a face da parede de concreto apresenta dificuldade de execução e, geralmente por esse motivo, são articuladas.

a) Estrutura híbrida: laje simplesmente apoiada sobre a viga de aço



Flexão, escorregamento e deformação independentes

b) Estrutura mista: laje e viga de aço ligadas mecanicamente por conectores



Conectores de cisalhamento na interface resistem às tensões de cisalhamento impedindo o escorregamento e deslocamento entre os materiais, caracterizando o comportamento conjunto

Figura 1– Comportamento de estruturas mistas e híbridas (adaptado de Nardin *et al.*, 2005)

No presente trabalho é apresentada a proposta de um Sistema Híbrido Aço / Concreto de Contraventamento, é analisado o seu comportamento estrutural frente às diversas ações atuantes em edifícios de múltiplos andares, em particular as ações devidas ao vento, e são estudadas as ligações entre as vigas de aço que ligam uma parede de concreto às colunas mistas laterais, denominadas de lintéis, e cujo conjunto parede, lintéis e colunas laterais formam o sistema híbrido.

Esse tema é considerado de particular importância devido às vantagens que seu uso oferece e apesar disso, existir pouca bibliografia em nosso idioma e em nosso país.

1.1. ABORDAGEM DO ASSUNTO

A construção híbrida envolve a utilização das características, capacidades e benefícios de vários materiais estruturais na mesma construção, sem, entretanto, trabalharem solidariamente.

A sinergia é consideravelmente maior quando se utiliza estruturas pré-fabricadas, por exemplo, estruturas de aço com estruturas de concreto pré-moldadas.

A decisão para se projetar a estrutura portante de um edifício utilizando uma ou várias das opções citadas, depende do conhecimento de fatores técnicos e econômicos. Entre eles pode-se destacar a facilidade, no local da obra, de se encontrar os materiais e equipamentos necessários para a sua execução, além da capacidade do meio técnico para desenvolver o projeto do edifício.

Um caso particular dessas estruturas é mostrado na Fig. 2, combinando paredes rígidas de concreto armado com pórticos de aço. Usualmente, os pórticos de aço são pouco solicitados pelo vento uma vez que as deformações laterais são controladas pelo concreto armado.



Fonte: CBCA

Figura 2 – Núcleo de rigidez recebendo vigas mistas aço/concreto (Edifício The One - SP)

A partir da hipótese de que as paredes são responsáveis por absorver as ações horizontais, as ligações internas aos pórticos de aço podem ser simplificadas, a ponto de serem todas articuladas. Entretanto, isso cria a questão de como realizar adequadamente a união entre as vigas de aço e as paredes de concreto para

transmitir eficientemente os esforços entre os diferentes materiais e garantir o comportamento estrutural idealizado.

A presente pesquisa pretende propor um novo método construtivo necessitando desenvolver uma análise estrutural para investigar e responder a essa questão.

São discutidos, além do sistema construtivo cuja parede é erguida após a montagem da estrutura metálica concebida sem ligações engastadas, a sua concepção preliminar, a sua eficiência, limitações e seu comportamento a momento fletor, força cortante, deslocamentos, reações verticais e momentos nas bases, avaliados por meio de análise linear estática e análise de primeira e segunda ordem. O projeto da ligação dos lintéis embutidos nas paredes de concreto também é avaliada através da abordagem apresentada pelo AISC, utilizando ou não conectores de cisalhamento tipo *stud bolt*.

1.2. JUSTIFICATIVA DA PESQUISA

O uso de estruturas mistas e híbridas aço/concreto e o incentivo no uso de componentes pré-fabricados e pré-moldados levou à melhoria global da produtividade na construção civil ao redor do mundo (LIEW *et al.*, 2012).

No Brasil, as estruturas de aço e as estruturas mistas são tratadas na ABNT NBR 8800 (2008) principalmente para o dimensionamento dos elementos, assim como as estruturas de concreto são tratadas na ABNT NBR 6118 (2014). No país, a estrutura híbrida aço/concreto não é considerada nas normas vigentes e poucos estudos foram realizados até o momento. Essas normas tratam do dimensionamento de estruturas de aço ou de concreto separadamente.

Essa separação não permite a engenheiros de estruturas ter a visão global necessária do sistema estrutural híbrido, pois seu desempenho é dependente do comportamento das ligações entre diferentes materiais e a configuração dessas ligações além de afetar a exequibilidade da construção também influi na estabilidade, resistência e deformabilidade da estrutura, ou seja, as ligações possuem a importante função de dissipação de energia e redistribuição dos esforços, havendo a necessidade de estudá-las.

Dessa forma, este trabalho foi motivado pela carência de informações adequadas à realidade brasileira contribuindo para a viabilidade técnica e econômica do Sistema Híbrido proposto, consagrado em vários países, mas ainda não desenvolvido amplamente na construção civil nacional. Contribuirá unindo informações mais abrangentes sobre o uso do aço em estruturas mistas e híbridas para edifícios, coletadas a partir de títulos, pesquisas e artigos nacionais e, principalmente, internacionais e critérios de normas vigentes ou em estudo.

Também é de interesse do segmento de edificações da indústria da construção civil, que tem, nos estudos sobre o comportamento das ligações e interfaces dos materiais, a possibilidade de conhecer o desempenho de estruturas híbridas aço/concreto.

A seguir estão apresentadas a abordagem do problema, o objetivo de estudo da pesquisa, a metodologia e os aspectos teóricos a partir do estado da arte para posteriormente apresentar a concepção preliminar de um sistema híbrido para edifícios de múltiplos andares, a análise de seu comportamento e a sua utilização em um edifício de vinte pavimentos além da laje de cobertura, os métodos de cálculo das ligações aço/concreto, finalizando com as últimas considerações, limitações e recomendações de continuidade do trabalho.

1.3. OBJETIVOS

1.3.1. OBJETIVO GERAL

O objetivo geral é identificar critérios e proporcionar diretrizes para o uso e dimensionamento do sistema estrutural híbrido aço/concreto e dimensionamento das ligações de vigas de aço embutidas a paredes de concreto em edifícios de andares múltiplos.

Por critério entende-se aquilo que serve de base para comparação, julgamento ou apreciação. Esses critérios deverão funcionar como diretrizes na busca de uma solução adequada que responda às necessidades do meio técnico e acadêmico para a utilização conjunta desses sistemas construtivos estruturais.

Tais critérios são identificados a partir de aspectos técnicos qualitativos e econômicos que caracterizem a construção de edifícios e o seu funcionamento espacial analisado perante as normas brasileiras.

1.3.2. OBJETIVOS ESPECÍFICOS

- Realizar a análise estrutural do Sistema Híbrido de Contraventamento;
- Desenvolver uma metodologia de cálculo para o projeto das ligações utilizadas na união de vigas de aço com paredes de concreto nessas estruturas híbridas;
- Propor requisitos mínimos a serem incorporados para o uso desse sistema e dessas ligações em um projeto de estruturas híbridas.

1.4. METODOLOGIA

A metodologia usada na identificação destes critérios baseia-se no modelo que constitui o processo decisório característico de um projeto e o resultado disso será a apresentação de diretrizes de cálculo baseadas nos aspectos identificados.

Essa pesquisa consiste na elaboração de uma proposta ou modelo em nível descritivo, os quais constituem uma solução a um problema ou necessidade de tipo prático e conduz para criações dirigidas a atender uma determinada necessidade embasada em conhecimentos anteriores, ou seja, desenvolver uma metodologia de cálculo para o Sistema Híbrido de Contraventamento e suas conexões híbridas baseada em estudo de casos.

O Método do Estudo de Caso enquadra-se como uma abordagem qualitativa que reúne, tanto quanto possível, informações numerosas e detalhadas para aprender a totalidade de uma situação (DUARTE *et. al.* , 2006).

A estratégia utilizada para obter-se os dados necessários para o estudo é do tipo documental, levantando a informação existente em diferentes fontes sobre o comportamento de estruturas híbridas e os métodos de cálculo das ligações entre elementos híbridos, baseada em ensaios e experiências construtivas dentro e fora do país.

A observação direta documental foi adotada para a coleta de dados, iniciando-se pela revisão da bibliografia existente referente às estruturas de concreto e de aço para

edifícios, estruturas híbridas e mistas, aprofundando-se no tema das ligações entre vigas de aço e paredes de concreto, selecionada com base nos diferentes estudos publicados ao redor do mundo, apresentações em conferências, simpósios e congressos sobre o tema, livros, boletins e artigos publicados e qualquer outro material considerado relevante para o tema, devidamente respaldado por uma instituição reconhecida.

A base inicial da pesquisa bibliográfica foi formada pelos livros de TARANATH (1988) e SHUELLER (1986) e os *proceedings* editados por LIEW *et al.* (2012) e LAM (2009).

Para um edifício de vinte pavimentos mais cobertura, três diferentes configurações de paredes de concreto, quinze diferentes perfis dos lintéis de aço e nove diferentes afastamentos entre colunas e paredes são combinados e analisados, totalizando quatrocentos e cinco modelos de cálculo cujos resultados são manipulados por meio de ferramenta de regressão e derivadas, buscando as configurações mais eficazes para esse sistema híbrido.

Para analisar os dados foi utilizado o programa de análise estrutural STRAP 11.5.

O projeto da ligação dos lintéis embutidos nas paredes de concreto também é avaliada através da abordagem apresentada pelas recomendações contidas no AISC (2010).

Em resumo, essa pesquisa foi elaborada da seguinte forma:

- Coleta, investigação e revisão bibliográfica de toda a informação sobre o tema;
- Revisão e análise da informação coletada a fim de apresentar um esquema claro e simples para o cálculo do sistema híbrido de contraventamento e dimensionamento das ligações aço/concreto;
- Elaboração de exemplo aplicativo.

Ao mesmo tempo, foram seguidas as recomendações de DUARTE *et al.* (2006) como base para desenvolvimento de estudo de casos múltiplos, ou seja:

- Definição clara das questões da pesquisa;
- Elaboração de um plano de pesquisa considerando os perigos dos sentimentos de certeza;
- Rigor ao delimitar tipos de comportamento.

Tendo em vista que o objetivo desse trabalho foi o de estudar o comportamento do sistema híbrido aço/concreto de contraventamento lateral, para tornar esse estudo mais prático e realista fez-se necessário o dimensionamento e verificação das vigas e colunas que compõem o edifício protótipo. As várias iterações para o cálculo do edifício exemplo foram automatizadas utilizando o módulo de dimensionamento do programa STRAP 11.5 e apenas os resultados finais foram registrados, mas com todas as informações de dimensionamento necessárias para reprodução do estudo, baseadas na ABNT NBR 8800 (2008).

2. ESTADO DA ARTE

2.1. SISTEMA CONSTRUTIVO

Sistema construtivo (TACLA, 1984) pode ser definido como o conjunto das regras práticas, ou o resultado de sua aplicação, de uso adequado e coordenado de materiais e mão-de-obra que se associam e se coordenam para a concretização de espaços previamente programados. A origem da palavra sistema permite ampliar esta definição.

Do latim, *systema* significa “reunião, grupo, associação”. O que implica um conjunto de coisas, ideias ou partes (HOLANDA, 2010).

Logo, o sistema pode ser visto como um todo formado de partes interdependentes para cumprir sua função, cada uma podendo influir, e até determinar, o funcionamento do todo.

Definir o sistema construtivo somente de um ponto de vista ou considerando apenas um material não permite uma clara compreensão da sua complexidade. Considerar as partes do todo (de que são feitas e como são feitas) também influencia a maneira de o compor.

Conseqüentemente, sistema construtivo é o conjunto dos elementos da construção que associados e coordenados formam um todo lógico.

Considerando que alguns desses elementos constituem em si um sistema, entende-se por partes do sistema construtivo os vários subsistemas que o compõem. Estes vários subsistemas são interdependentes, formados por componentes materiais da construção do edifício, organizados e compatibilizados no projeto de modo a cumprir os requisitos e critérios funcionais e construtivos da edificação (WEIDLE, 1995).

2.1.1. SUBSISTEMA ESTRUTURA

Dentre os subsistemas é possível destacar a estrutura como um dos principais definidores do sistema construtivo do edifício.

WEIDLE (1995) destaca que o subsistema estrutura pela sua função condiciona os demais subsistemas. Independentemente de seu material e de sua forma de

execução, pode ser considerado um subsistema fixo, ou seja, uma vez construído não pode ser mudado sem interferir nos outros subsistemas ou sem correr o risco de estrangular o funcionamento normal do edifício.

Dessa forma, definir o sistema estrutural somente de um ponto de vista ou considerando apenas um material não permite a avaliação e escolha de alternativas competitivas.

Segundo TANARATH (1988), nos Estados Unidos, assim como acontece hoje no Brasil, quando os engenheiros concebiam seus edifícios os faziam em aço ou em concreto. O consagrado engenheiro Fazlur Khan quebrou essa barreira em 1969 quando concebeu estruturas de aço e de concreto em um único sistema estrutural híbrido para um edifício de 20 pavimentos. De lá para cá, o meio técnico americano tem aprimorado o entendimento da economia relativa entre os materiais, desenvolvido e usado combinações inovadoras de ambos, resultando no crescimento do uso combinado desses materiais.

Concluíram que a combinação ótima estará na economia proporcionada pelo concreto para resistir a forças de compressão e promover rigidez sob ações laterais com a velocidade de montagem das estruturas de aço que escolhidas e lançadas criteriosamente, frequentemente resultam em sistemas construtivos híbridos mais econômicos do ponto de vista financeiro caso fossem totalmente em aço ou totalmente em concreto (TANARATH, 1988).

De qualquer forma, em edifícios de andares múltiplos é necessária a comparação do custo para cada projeto específico a fim de determinar o que é mais econômico e financeiramente mais rentável entre elementos de concreto, de aço ou o uso de ambos.

Edifícios podem ser feitos de aço, de concreto armado ou ambos e a escolha da estrutura, apesar de depender, em grande parte do custo do material no local, é influenciada pela velocidade de construção. Se a estrutura de um edifício pode ser construída rapidamente proporcionando uma antecipação do retorno sobre o investimento, a velocidade de construção obrigatoriamente entrará na equação de viabilidade e o sistema construtivo ideal será aquele que superar as desvantagens e explorar as vantagens intrínsecas a cada material em um sistema estrutural unificado.

2.2. SUBSISTEMAS HORIZONTAIS COM VIGAS DE AÇO

Uma grande variedade de combinação de materiais, formas alternativas e arranjos podem ser utilizados em estruturas para edifícios de andares múltiplos combinando diferentes sistemas de lajes, vigas e pilares.

As lajes podem ser utilizadas associadas à estrutura de aço na forma mista ou híbrida, pré-moldada, parcialmente pré-moldada ou moldada *in loco*.

A maioria dessas lajes pode ser concebida para atuar no sistema misto com vigas de aço utilizando adequados sistemas de ligação para transferência do cisalhamento horizontal (Fig. 1.b).

Independente da forma, as lajes devem ter rigidez suficiente no seu plano para realizar a distribuição das ações horizontais entre os painéis de contraventamento verticais e grande parte das vezes são consideradas diafragmas infinitamente rígidos em seu plano, tendo sua rigidez transversal desprezada (MATIAS JR, 1997). Esta hipótese é de extrema importância, devido ao fato de torná-la um elemento compatibilizante dos deslocamentos horizontais, reduzindo sensivelmente o número de incógnitas do problema.

Já existem trabalhos em que foi analisada a influência de sua resistência à flexão na estrutura de contraventamento. Sabe-se que a consideração ou não do pavimento funcionando como diafragma rígido influi diretamente na distribuição das ações horizontais nos elementos de contraventamento da estrutura. Nota-se um grande aumento das forças cortantes na base dos painéis mais internos ao edifício devido à maior deformação das lajes. A influência da deformação das lajes depende também do número de andares do edifício (YOSHIDA, 1989).

Em edifícios de planta alongada, nos quais uma dimensão é maior que três vezes a outra dimensão, leva a resultados contra a segurança nas bases dos painéis de contraventamento, sendo, portanto, conveniente considerar a rigidez das lajes no cálculo, por corresponder melhor ao comportamento real da estrutura.

Em relação às vigas que fazem parte dos pisos, costuma-se classificá-las como principais ou secundárias. As vigas principais podem fazer parte do enrijecimento

vertical do edifício e junto com as vigas secundárias suportam as ações gravitacionais do pavimento.

A rigidez axial das vigas é desprezada nos casos em que as lajes funcionam como elemento de rigidez infinita no seu plano. Interligam pilares isolados entre si ou outros sistemas estruturais. Quando conectam paredes de concreto são denominadas lintéis (MATIAS JR, 1997).

Podem ainda ser discretizadas em elementos finitos de barra interagindo com as lajes discretizadas em elementos finitos de placa, dando origem ao sistema estrutural do pavimento, cuja resistência à flexão, dessa forma, poderá ser considerada na estrutura.

2.2.1. VIGAS MISTAS

As vigas mistas resultam da associação de uma viga de aço com uma laje de concreto ou mista, cuja ligação é feita por meio dos conectores de cisalhamento, soldados à mesa superior do perfil. Em edifícios brasileiros, o perfil mais utilizado como viga de aço é do tipo “I” e as lajes de concreto podem ser moldadas in loco, com face inferior plana ou com fôrma de aço incorporada, ou ainda, podem ser formadas de elementos pré-fabricados, utilizando como mesa colaborante a capa de concreto moldada in loco. Alguns dos tipos mais usuais de seções de vigas mistas são indicados na Fig. 3

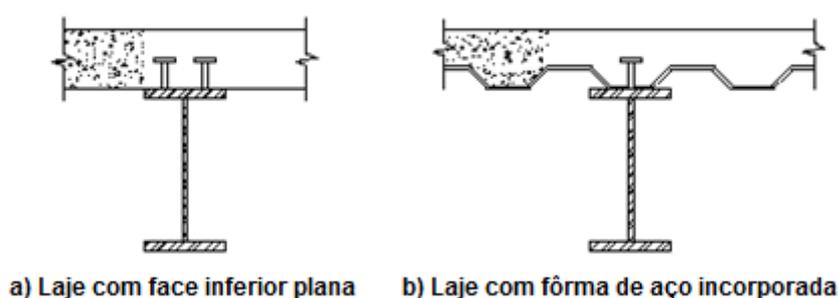


Figura 3 - Tipos usuais de vigas mistas no Brasil (ALVA, 2000)

Além do fato da estrutura do pavimento como um todo, ser menos susceptível ao efeito da vibração causado pelo movimento de pessoas (JOHNSON, 1994), outra vantagem na utilização de vigas mistas em sistemas de pisos é o acréscimo de resistência e de rigidez verticais propiciados pela associação dos elementos de aço e de concreto, o

que possibilita a redução da altura dos elementos estruturais, implicando em economia de material como demonstrado na Fig. 4. De acordo com GUIMARÃES (2009), atinge-se reduções de quantidades de aço na ordem dos 30% a 50%, relativamente às vigas sem interação, possibilitando ainda uma rápida execução construtiva.

O comportamento global de uma viga mista depende fundamentalmente da ligação ao cisalhamento longitudinal entre o aço e o concreto.

Com a variação do momento fletor (existência de esforço transversal) ao longo das peças, surgem esforços de escorregamento nas superfícies de contato entre os materiais, que se não forem resistidos, condicionam o comportamento conjunto conforme já indicado na Fig. 4.

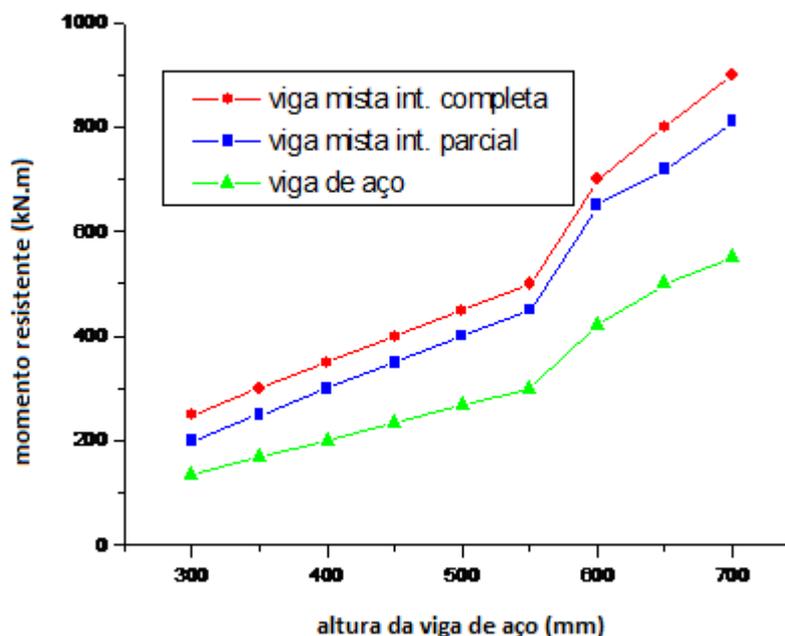


Figura 4 – Comparativo do acréscimo de resistência entre vigas de aço e vigas mistas (Malite,1998)

Na interação completa, considera-se que existe uma ligação perfeita entre o aço e o concreto, podendo-se assumir que as seções planas permanecem planas. Nesse caso, não há escorregamento longitudinal nem afastamento vertical relativo e

consequentemente na distribuição de deformações, verifica-se a existência de uma única linha neutra, conforme mostra, de forma simplificada, a Fig. 5(b).

Quando ocorre escorregamento relativo na interface da ligação aço-concreto, há uma descontinuidade no diagrama de deformações, caracterizando a interação parcial (Fig. 5(c)). Em consequência, a seção transversal da viga apresenta duas linhas neutras, para dois materiais distintos, que deixam de funcionar em termos de resistência como um só material misto. O efeito do escorregamento afeta a distribuição de tensões na seção, a distribuição do fluxo de corte longitudinal na ligação e, consequentemente, a deformabilidade das vigas. Esta última assume particular relevância em verificações no estado limite de serviço da estrutura.

Quando não há interação, conforme indicado na Fig. 5(a), não há estrutura mista, caracterizando-se como um caso de estrutura híbrida, cujos diagramas e deformações são totalmente independentes.

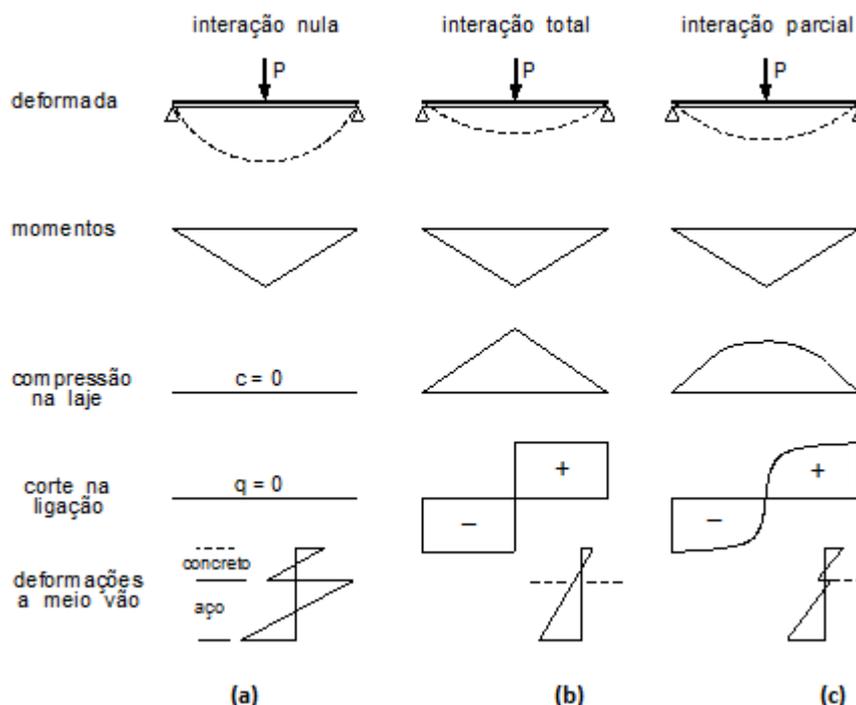


Figura 5 – Interação aço-concreto no comportamento de vigas mistas (ALVA, 2000)

Para a ABNT NBR8800 (2008) a interação entre aço e concreto é completa, se os conectores situados na região de momento positivo tiverem resistência de cálculo

igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação será parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às resistências mencionadas, limitada a 50% dessa resistência. Abaixo disso, não há interação.

Estaticamente, as vigas mistas podem ser simplesmente apoiadas, o que é mais usual, por contribuírem para a maior eficiência do sistema misto, pois a viga de aço trabalha predominantemente à tração e a laje de concreto à compressão, ou podem ser contínuas com ligações semirrígidas, pois nesse caso, o uso dessas ligações pode resultar em redução de flecha.

Com relação ao método construtivo, pode-se optar pelo não escoramento da laje devido à necessidade de velocidade de construção. A desvantagem nesse caso está na solicitação da viga de aço durante a fase construtiva, principalmente no que se refere ao lançamento do concreto em que apenas a viga de aço resistirá, sendo necessário calcular a sua flecha dessa fase para somar à fase mista, após a cura do concreto, para o período de vida útil. Por outro lado, o escoramento da laje pode ser apropriado caso seja necessário limitar os deslocamentos verticais da viga de aço na fase construtiva. Entretanto, será menos produtivo. A alternativa pode ser fabricar vigas com contra flecha.

2.2.2. CONECTORES DE CISALHAMENTO

Os conectores de cisalhamento realizam a ligação entre o elemento de aço e o concreto cumprindo a função de absorver os esforços de cisalhamento nas duas direções e de impedir o afastamento vertical entre a laje e a viga de aço.

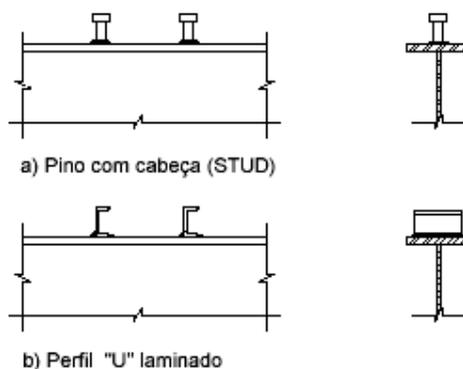


Figura 6 - Tipos usuais de conectores de acordo com a NBR 8800 (2008)

A Fig. 6 apresenta os tipos usuais de conectores cobertos pela ABNT NBR 8800 (2008), tipo *stud bolt*, perfis U laminados e de perfis formados a frio. Podem ser utilizados com lajes de concreto, pré-moldadas (desde que haja o capeamento de concreto) ou mistas. Nos dois primeiros casos podem ser instalados em fábrica. Quando utilizados com lajes mistas devem ser eletro soldados em campo após a instalação do *steel deck* (Fig. 7).



Fonte: o Autor

Figura 7 – Exemplo de *stud bolt* sobre *steel deck*

A força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo *stud bolt* soldado diretamente a um perfil de aço sem o uso de *steel deck*, segundo a ABNT NBR 8800 (2008) é dada pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

$$Q_{Rd} = \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

Onde:

γ_{cs} é o coeficiente de ponderação da resistência do conector, igual a 1,25 para combinações últimas normais, especiais ou de construção e igual a 1,10 para combinações excepcionais;

A_{cs} é a área da seção transversal do conector;

f_{ucs} é a resistência à ruptura do aço do conector;

E_c é o módulo de elasticidade do concreto. $E_c = E_{ci} = 5600\sqrt{f_{ck}}$ para situações usuais em que a verificação da estrutura se faz em data igual ou superior a 28 dias e $E_c = E_{cs} = 0,85E_{ci}$ a ser utilizado nas análises elásticas de projeto, especialmente para verificação de estados limites de serviço, com f_{ck} e E_c expressos em MPa.

2.3. SUBSISTEMAS VERTICAIS

Em geral os subsistemas verticais de rigidez são pilares isolados, pórticos planos ou tridimensionais formados pela ligação rígida ou semirrígida desses com as vigas principais, painéis paredes, núcleos rígidos, painéis treliçados ou a associação desses subsistemas, proporcionando diversas tipologias aplicáveis tanto a edifícios de pequena altura, quanto a edifícios de grande altura.

O tipo de material utilizado nos subsistemas verticais também desempenha papel fundamental no comportamento e exequibilidade da estrutura. Numa estrutura puramente metálica o travamento vertical é, em geral, feito por sistemas de treliças verticais, horizontais e pórticos, enquanto em estruturas de concreto armado são pilares, pórticos, paredes ou núcleos.

TARANATH (1988) descreve os principais sistemas estruturais verticais utilizados para construções híbridas aço/concreto nas seguintes categorias:

- Sistemas com paredes de cisalhamento e núcleos;
- Associação de pórticos com paredes de cisalhamento e núcleos;
- Sistema tubular;
- Sistemas mistos verticalmente.

Os pilares isolados são elementos de comportamento tridimensional inseridos nas estruturas de contraventamento, tendo sua rigidez ao empenamento desprezada. A concepção geometricamente mais simples, como a utilização exclusiva de pilares agrupados por ligações a lajes planas não permite estruturas de edifícios muito altos, em geral, por volta de no máximo dez pavimentos (TARANATH, 1988). Por isso, é comum o uso de pórticos, paredes de cisalhamento ou núcleos e uma distribuição tubular para maior eficiência das estruturas híbridas.

2.3.1. PILARES MISTOS

Os pilares mistos, de maneira geral, são constituídos por um ou mais perfis de aço, preenchidos ou revestidos de concreto. A combinação dos dois materiais em pilares mistos propicia além da proteção ao fogo e à corrosão, o aumento da resistência do pilar. Essa combinação contribui para o aumento na rigidez da estrutura aos carregamentos horizontais. A ductilidade é outro ponto que diferencia os pilares mistos, os quais apresentam um comportamento mais "dúctil" quando comparados aos pilares de concreto armado.

Existem também outras vantagens, tal como a ausência de fôrmas, no caso de pilares mistos preenchidos, possibilitando a redução de custos com materiais, mão-de-obra e agilidade na execução.

Os pilares mistos são classificados em função da posição em que o concreto ocupa na seção mista.

Os pilares mistos revestidos caracterizam - se pelo envolvimento por completo, do elemento estrutural em aço. A presença do concreto como revestimento, além de propiciar maior resistência, impede a flambagem local dos elementos da seção de aço, fornece maior proteção ao fogo e à corrosão do pilar de aço. A principal desvantagem desse tipo de pilar é a necessidade de utilização de fôrmas para a concretagem, tornando sua execução mais trabalhosa, quando comparada ao pilar misto preenchido.

Os pilares mistos, parcialmente revestidos, caracterizam-se pelo não envolvimento completo da seção de aço pelo concreto, apenas do vazio entre as abas.

Os pilares mistos preenchidos são elementos estruturais formados por perfis tubulares, retangulares, quadrados ou circulares, preenchidos com concreto de qualidade estrutural. A principal vantagem é que estes dispensam fôrmas e armadura e é possível ainda a consideração do efeito de confinamento do concreto na resistência do pilar misto.

A ABNT NBR 8800 (2008) apresenta um processo simplificado de cálculo desde que algumas condições sejam satisfeitas:

- Os pilares mistos devem ter dupla simetria e seção transversal constante.
- A contribuição do perfil de aço em relação à resistência total do pilar misto deve estar entre 20% e 90%;
- Seções transversais preenchidas com concreto podem ser fabricadas sem qualquer armadura, exceto em situação de incêndio. Para os demais casos, a área da seção transversal da armadura longitudinal não deve ser inferior a 0,3% da área do concreto.
- Para as seções totalmente revestidas, os cobrimentos deverão estar dentro dos seguintes limites:
 - $40 \text{ mm} < c_y < 0,3d$ e $c_y > b_f/6$
 - $40 \text{ mm} < c_x < 0,4bf$ e $c_x > b_f/6$

Onde c_y e c_x são os recobrimentos nas direções x e y respectivamente

Quando a concretagem for feita com o pilar montado, deve-se comprovar que o pilar puramente metálico resiste às cargas atuantes antes da cura.

Para as seções total ou parcialmente revestidas, devem existir armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto. As armaduras longitudinais podem ser consideradas ou não na resistência e na rigidez do pilar misto. O projeto das armaduras deve atender aos requisitos da ABNT NBR 6118 (2014).

Os estados limites de flexo-compressão, considerando a rigidez efetiva do pilar misto, deve ser verificada, utilizando as curvas de flambagem e a esbelteza reduzida deve ser menor que 2. A verificação é baseada na curva de interação entre N e M.

2.3.2. PILARES PAREDE E NÚCLEOS DE RIGIDEZ

Utilizar pilares com uma das dimensões muito maior do que a outra, de comportamento preponderante de chapa, denominados pilares-parede, é uma solução, pois aumenta a rigidez às ações horizontais.

Segundo a ABNT NBR 6118 (2014), pilares-parede são elementos de superfície plana ou casca cilíndrica, usualmente dispostos na vertical e submetidos preponderantemente à compressão. Podem ser compostos por uma ou mais superfícies associadas. Para que se tenha um pilar-parede, em alguma dessas

superfícies a menor dimensão deve ser menor que 1/5 da maior, ambas consideradas na seção transversal do elemento estrutural.

Diversos autores, entre eles YAGUI (1978); PEREIRA(2000); SCHUELLER (1986); SMITH *et al.* (1991) pesquisaram paredes delgadas retas ou curvas associadas no espaço tridimensional, em três ou mais unidades continuamente ligados entre si, formando um elemento único de seção transversal aberta (Fig. 8). Neste tipo de análise, eles assumem um comportamento estrutural semelhante aos núcleos resistentes submetidos à torção de elevada rigidez. A interação tridimensional se dá através das tensões de cisalhamento distribuídas ao longo de suas ligações.

São usualmente posicionados em torno dos elevadores, das escadas, depósitos ou espaços reservados para instalação de tubulações elétricas e hidráulicas. A característica principal que o distingue dos demais sistemas estruturais é sua rigidez ao empenamento. No nível dos pavimentos podem ser parcialmente fechados pelas vigas, lintéis ou lajes, que contribuem com suas resistências à flexão para diminuir as deformações na direção do empenamento, ou seja, as deformações na direção longitudinal da seção causadas pela sua rotação em torno do centro de torção, como esquematizado na Fig. 8.

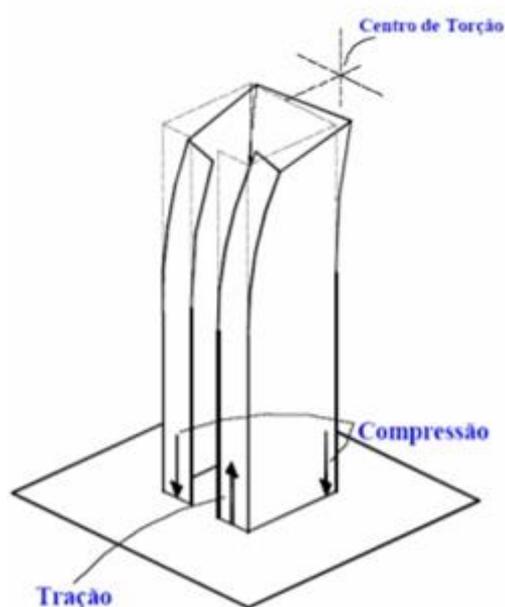


Figura 8 – Empenamento da seção do núcleo (SMITH et al., 1991)

De acordo com YAGUI (1978), os lintéis são as vigas de grande altura relativamente aos seus vãos, localizadas geralmente no nível dos pisos, propiciando um fechamento parcial da seção dos núcleos.

A consideração de engaste para os lintéis se dará na presença de paredes coplanares a eles. Quando não forem coplanares, os lintéis serão considerados articulados. A condição de engastamento, confere ao núcleo resistente enrijecimento quando sujeito a esforços de torção, ou seja, garante restrição ao empenamento da seção.

PEREIRA (2000) apresenta alguns estudos relacionados à influência dos lintéis na distribuição dos esforços nas estruturas, bem como sua influência na deformação final do edifício. Visto que os lintéis auxiliam na resistência à flexão das estruturas, concluiu que desempenham significativo papel na análise estrutural desses edifícios.

Os lintéis podem ligar-se com maior ou menor continuidade ao núcleo ou parede de cisalhamento, conforme a rigidez da ligação, em função da reentrância que o núcleo faz para dentro do espaço da abertura (Fig. 9)

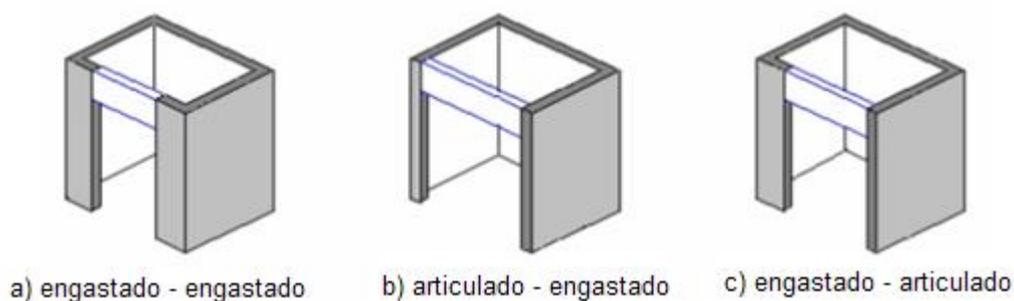


Figura 9 – Rigidez relativa entre lintéis e núcleos (PEREIRA, 2000)

Em alguns edifícios altos os núcleos podem isoladamente constituir o subsistema vertical, absorvendo tanto os esforços horizontais como verticais (Fig. 10). Nestes casos as tensões devido às deformações por flexão e empenamento podem ter a mesma ordem de grandeza, devendo ser ambas consideradas, o que exige do projetista conhecimentos da teoria da flexo-torção, amplamente apresentada em VLASSOV (1962).

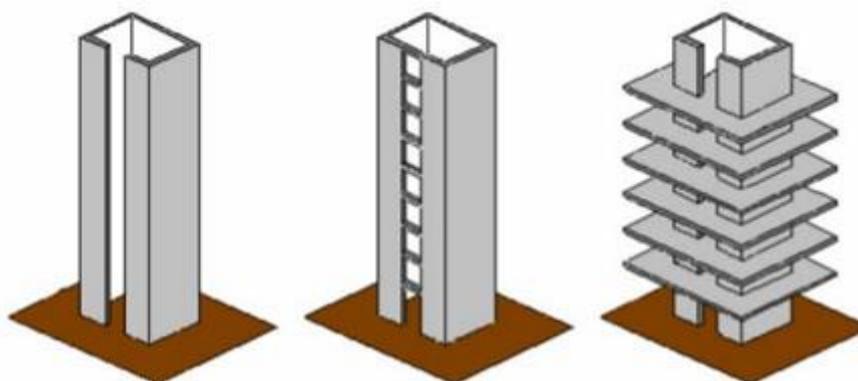


Figura 10 – Núcleo rígido como único subsistema vertical (SMITH et al., 1991)

As vantagens do núcleo e da parede de cisalhamento são as seguintes:

- Paredes de concreto tendem a ser menos espessas do que outros sistemas de contraventamento e, conseqüentemente, economizam espaço em áreas congestionadas, como serviços e núcleos de elevador,
- Elas são muito rígidas e altamente eficazes;
- Elas agem como paredes de compartimentação ao incêndio.

Quando utilizadas com vigas de aço, as desvantagens são que:

- Elas constituem uma forma independente de construção, erguidas antes da montagem da estrutura metálica, o que pode criar dificuldades durante a construção e atrasar o cronograma de contrato;
- As ligações entre vigas de aço e concreto são difíceis de serem executadas.

A proposta deste trabalho resolverá ambas as desvantagens.

2.3.3. ASSOCIAÇÃO DE PAREDES DE CISALHAMENTO COM LINTÉIS

A principal característica de uma parede de cisalhamento de concreto armado, é a sua grande rigidez lateral e resistência, o que proporciona um bom controle sobre os deslocamentos horizontais.

Em paredes de cisalhamento, o comportamento da parede como um todo é dependente da absorção do momento de engastamento na base. Como

consequência, a rigidez, resistência, ductilidade e energia de dissipação depende da resposta desta região.

Freqüentemente, lintéis de concreto armado, que conectam duas ou mais paredes em série, são usados para melhor distribuição de esforços e deformações entre elas reduzindo a dependência da resistência na base de uma única parede e a consequente formação de rótula plástica.

Os lintéis proporcionam a transferência de forças verticais entre as paredes de cisalhamento, criando uma ação de acoplamento para resistir a uma porção do momento de tombamento na base da parede.

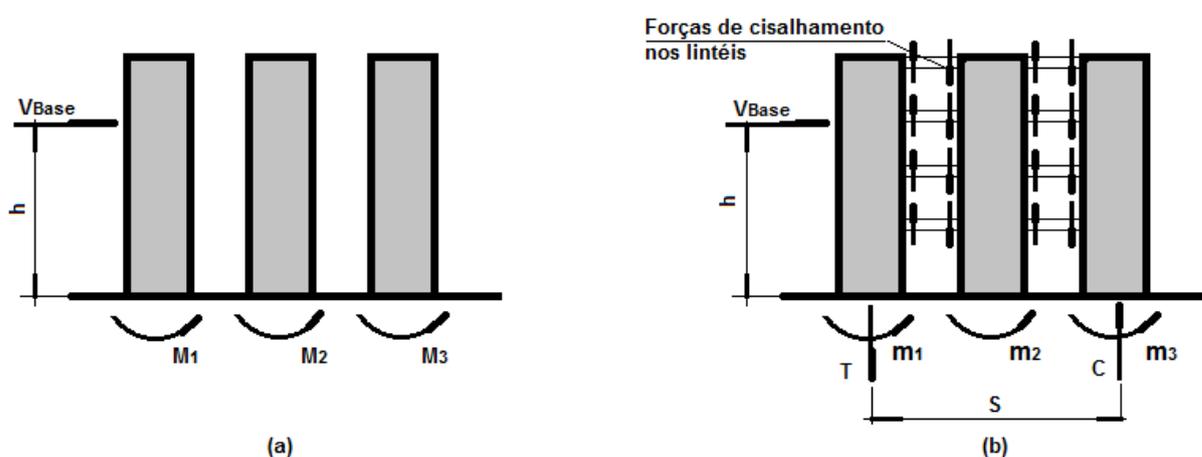


Figura 11 – Comparação entre paredes isoladas (a) e paredes ligadas por lintéis (b) (SCORPECCI, 2014)

Segundo SCORPECCI (2014), a associação de paredes com lintéis, mostrada na Fig. 11(b), traz as seguintes vantagens para o comportamento estrutural da parede de cisalhamento:

- Reduz o momento de tombamento em relação àquele que deve ser resistido por uma parede isolada;
- Em zonas sujeitas a sismos, os lintéis são elementos de dissipação das energias sísmicas;
- A rigidez lateral da estrutura é maior do que a soma das rigidezes das paredes isoladas.

O parâmetro mais usado para entender o comportamento de lintéis é a Relação de Acoplamento (RA). Se considerarmos a Fig. 11, com três paredes isoladas (a) e uma série de três paredes ligadas por lintéis (b), o comportamento entre a configuração (a) e a configuração (b) é diferente. Na configuração (a), o momento de tombamento $V_{Base} \cdot h$, é tomado na base de cada parede de cisalhamento. Na associação das paredes de cisalhamento, a transferência de cisalhamento vertical através dos lintéis, introduz uma tração T na parede da esquerda e uma compressão C na parede da direita. As forças T e C criam um binário com braço de alavanca S e que resistem a parte do momento de tombamento. Existindo simetria na configuração (b), $T = C$ e na base da parede central não há força vertical. Na configuração (b), para o equilíbrio:

$$V_{Base} \cdot h = m_1 + m_2 + m_3 + C \cdot S$$

A proporção entre a resistência do sistema ao momento de tombamento resistido pela ação de acoplamento é definida como a Relação de Acoplamento, RA:

$$RA = \frac{C \cdot S}{m_1 + m_2 + m_3 + C \cdot S}$$

A relação de acoplamento é a contribuição que a associação de paredes com lintéis traz ao sistema resistente e é um parâmetro chave para conhecer o comportamento da configuração. Se o RA é demasiado pequeno, o sistema terá um comportamento semelhante ao de paredes isoladas e os benefícios devidos ao sistema de acoplamento será mínimo. Caso contrário, se o RA é muito grande, o sistema funcionará como uma parede de cisalhamento única. Assim, o valor ótimo do RA será entre essas duas situações extremas.

2.3.4. ASSOCIAÇÃO HÍBRIDA COM PAREDES E NÚCLEO DE RIGIDEZ

Segundo TARANATH (1988), os núcleos de rigidez, usualmente em forma de U ou I, interconectadas por lintéis, são usados extensivamente para resistir a ações laterais em edifícios altos de concreto.

Sua popularidade como um elemento resistente às ações laterais vem de encontro à tendência arquitetônica atual para edifícios comerciais denominada *core and shell*, ou

seja, núcleo central com colunas apenas nas fachadas dos edifícios e espaços livres entre eles.

Na versão híbrida, os núcleos podem ser erguidos em concreto armado e suas paredes conectadas por meio de vigas de aço (lintéis de aço) de rigidez elevada na região de portas e aberturas. A estrutura metálica periférica apoia-se no núcleo por meio de vigas de suporte entre as paredes e as colunas de aço. Este esquema pode ser visto na Fig. 12. O núcleo é o principal responsável pela resistência a torção devido a ações horizontais assimétricas.

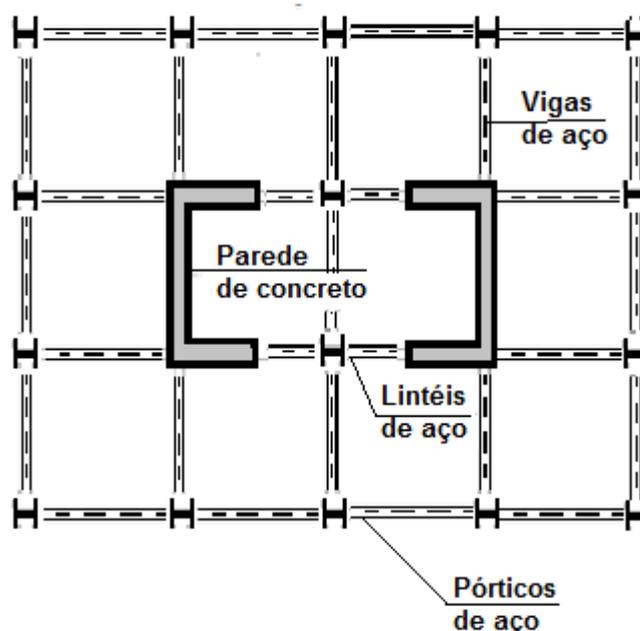


Figura 12 – Planta de uma estrutura de paredes de concreto associadas a pórticos de aço com vigas de suporte (AISC, 2010)

Dentro do núcleo as estruturas podem ser construídas tanto com escadas, vigas e lajes de concreto quanto com escadas e vigas de aço e lajes mistas. Importante citar que nas interfaces entre as lajes e paredes de concreto, seja dentro ou fora do núcleo, chaves de cisalhamento devem ser providenciadas para transmitir as forças do diafragma horizontal para o subsistema vertical, nesse caso, o núcleo.

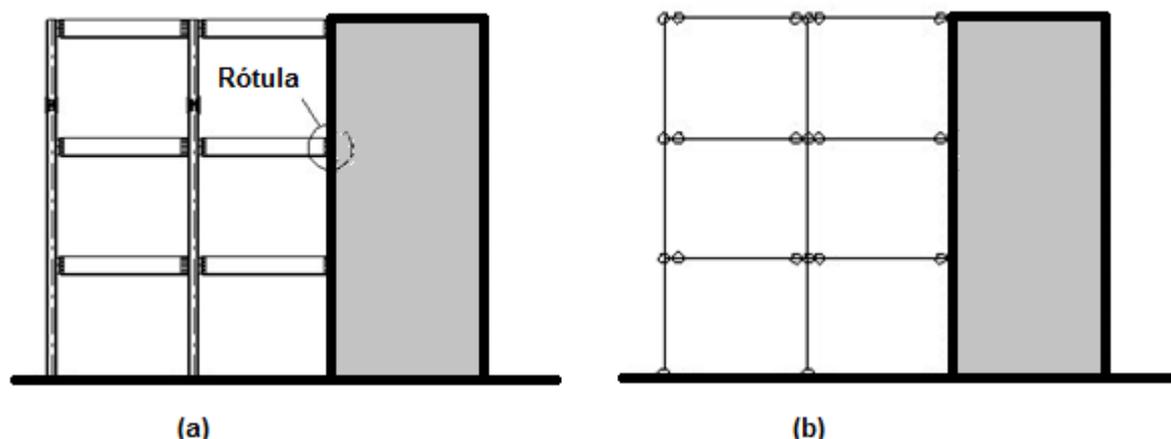


Figura 13 – Exemplo de ligações articuladas entre a estrutura metálica e paredes de concreto (a) e seu esquema estático (b)

Se todas as ações horizontais são resistidas pelas paredes, a estrutura metálica passa a ser responsável apenas por resistir às ações gravitacionais. Desde que não haja conexões a momento fletor, envolvendo soldas de campo, chapas de topo e parafusos pesados, a montagem desse sistema estrutural se desenvolve econômica e rapidamente. A única ligação fora de padrão fica sendo entre as vigas metálicas e as paredes de concreto (Fig. 13).

Se as colunas metálicas forem aporticadas às vigas do entorno, formarão uma associação de pórticos e núcleos como subsistema vertical.

Aplicações anteriores desse sistema ficavam limitadas a edifícios entre 30 e 40 pavimentos, mas com o advento de aditivos superplastificantes e concretos de alta resistência, atualmente é possível atingir entre 50 e 60 pavimentos, dependendo evidentemente das dimensões em planta do núcleo. Para esse número de pavimentos, TARANAH (1988) argumenta ser econômico núcleos com dimensões em planta de aproximadamente 12,0m.

CORRÊA (1991) cita que devido a seus comportamentos complementares existem inegáveis benefícios da associação entre pórticos e paredes, conforme se observa na Fig. 14.

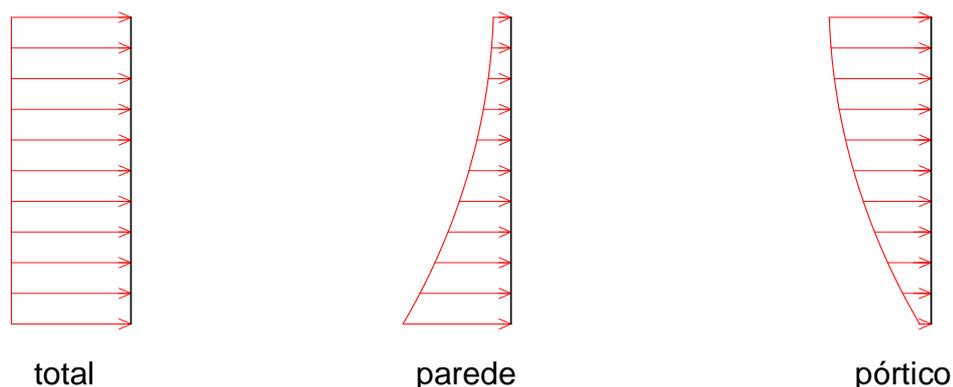


Figura 14 - Quinhões de cargas em associação de parede e pórtico (CORRÊA, 1991)

Junto à base, quando o pórtico tem uma rigidez relativamente pequena, a parede acaba suportando a maior parte do carregamento total do painel. Já junto ao topo a situação se inverte e o pórtico compensa a menor rigidez relativa da parede, suportando o maior quinhão do carregamento e essa análise pode ser importante para a definição, ainda na fase da concepção da estrutura, de um sistema de contraventamento mais eficaz e conceitualmente correto.

No caso de vigas e colunas metálicas periféricas o engastamento entre esses elementos pode representar um custo adicional de material, fabricação e montagem que pode inviabilizar a associação. Entretanto, se os pilares forem mistos, revestidos com concreto e, principalmente, terem dimensão suficiente para as extremidades das vigas serem consideradas como trechos rígidos, o efeito de pórtico pode ser obtido.

Apesar de tradicionalmente o núcleo centralizado ser usado para resistir às ações laterais, é necessário reconhecer que no sistema híbrido há redução de rigidez à torção, quando comparado às construções monolíticas de concreto e, portanto, é prudente providenciar a associação com alguns pórticos metálicos rígidos ou mesmo de painéis de contraventamento ao redor do perímetro de edifícios mais altos.

Há diferentes formas de execução dessa tipologia estrutural. Uma das formas é a execução do núcleo de concreto antes de iniciada a montagem da estrutura metálica utilizando fôrmas trepantes ou fôrmas deslizantes e na sequência inicia-se a montagem das estruturas periféricas ao núcleo.

Embora a velocidade de execução não seja a mesma de uma estrutura metálica pura, é possível que o tempo total de construção não seja alterado, desde que bem planejado.

Quando o núcleo é misto, colunas de aço são usadas na intersecção das paredes, que serão posteriormente revestidas com concreto e a ligação das vigas é feita diretamente nas colunas de aço (Fig. 15) ou quando o núcleo é de concreto, as vigas de aço são embutidas e amarradas à armadura das paredes que posteriormente serão concretadas (Fig. 16).

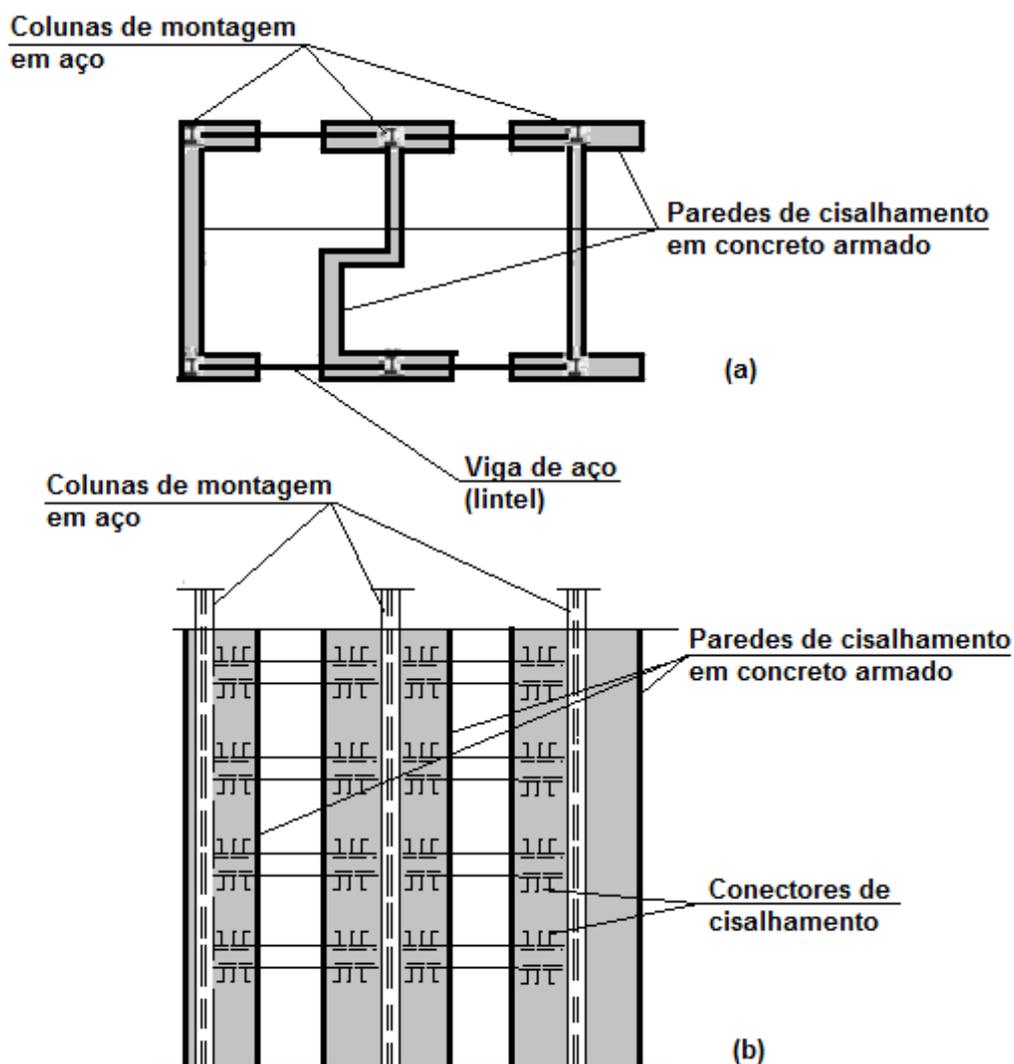


Figura 15 - Paredes de cisalhamento mistas com colunas revestidas e vigas de aço (a) em planta (b) em elevação (TARANATH, 1988)



Figura 16 – Construção de paredes de cisalhamento mistas com colunas revestidas e vigas de aço (EL-TAWIL, 2008)

A ligação entre as vigas e as colunas metálicas transfere apenas cisalhamento e a capacidade resistente ao momento fletor pode ser obtida por meio dos conectores de cisalhamento soldados nas faces superior e inferior da viga de aço conforme mostrado esquematicamente na Fig. 17.

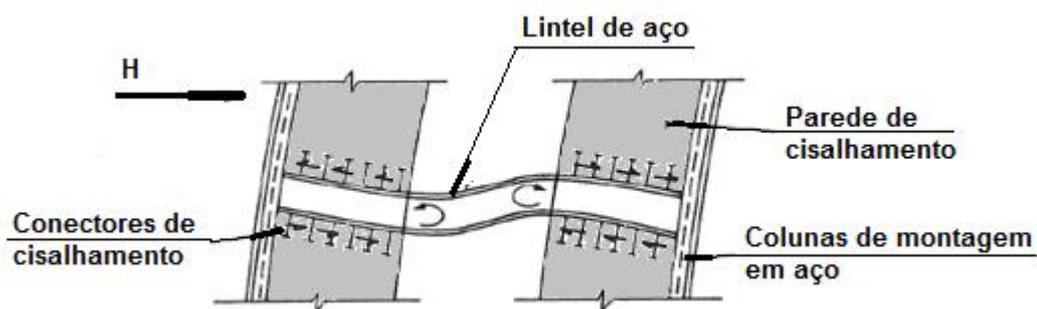


Figura 17 – Transferência de momento fletor entre viga de aço e parede de concreto (TARANATH, 1988)

Essa forma de execução utiliza pequenas colunas de aço dentro das paredes de cisalhamento para servir como recurso de montagem, como em um edifício de aço convencional. Essas colunas devem resistir às ações construtivas e depois de a montagem da estrutura de aço atingir um nível razoável pré-determinado pelo

projetista, a concretagem do núcleo começa usando as técnicas convencionais de conformação. A fim de facilitar o rápido salto de formas para o nível superior seguinte, aberturas temporárias são deixadas na laje em torno das paredes de cisalhamento, conforme indicado na Fig. 18.

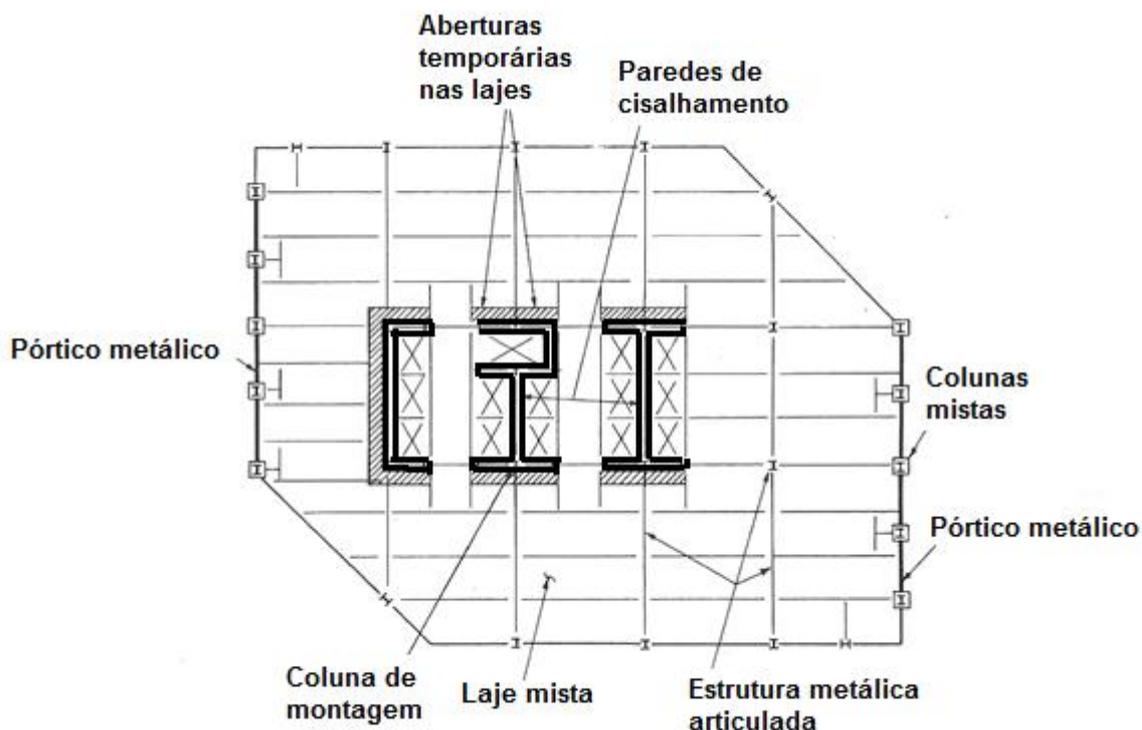


Figura 18 – Pavimento de um edifício híbrido indicando aberturas temporárias nas lajes e pórticos associados a núcleos de rigidez

Desnecessário dizer que este método construtivo exige um alto grau de planejamento da sequência construtiva. De acordo com TARANATH (1988), a ideia básica da construção híbrida é ser tão veloz quanto a construção metálica e para isso, apresentou o procedimento seguido na construção do *First City Tower* (Fig. 19), um edifício de 49 andares, 202m de altura, 120.000m², concluído em 1981 em Houston, Texas, EUA, obtendo o ciclo de execução de dois andares por semana.

Após liberadas as sapatas e blocos de fundação, a montagem da estrutura metálica é iniciada, já que a ideia é não esperar a execução das paredes de concreto. Pequenas colunas de aço localizadas nas intersecções de alma e flange das paredes que formam o núcleo são utilizadas para suporte das vigas metálicas dos pavimentos

enquanto o concreto não é executado. Durante a fase de projeto é definido quantos andares podem ser montados sem o revestimento dessas colunas para formar o núcleo.



(Fonte: Houston Architecture.com)

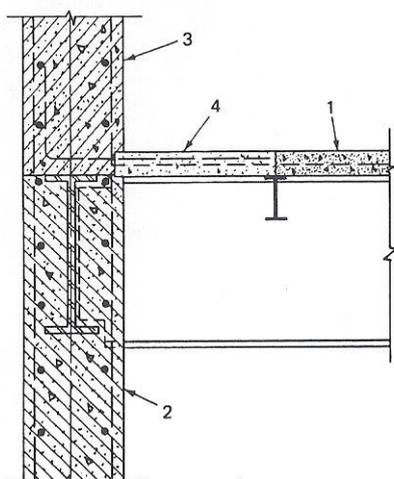
Figura 19 –Fisrt City Tower, Houston, Texas, EUA (Fonte: Houston Architecture.com)

A montagem dos pavimentos sobe e a partir da base utilizando mãos-francesas e contraventamentos provisórios. Após nivelamento, alinhamento e prumo da estrutura metálica, as paredes do núcleo e colunas externas são concretadas revestindo as colunas utilizadas para montagem, de acordo com os critérios estabelecidos em projeto.

Os painéis de *steel deck* são instalados nos pavimentos logo após montagem das vigas, pois promovem a ação de diafragma pela soldagem e instalação de stud bolts nas mesas superiores das vigas. Nos andares imediatamente acima das paredes já concretadas, o concreto da laje é lançado sobre o steel deck em número de andares pré-definidos em projeto, exceto nas faixas de concretagem, vazios deixados em volta

das paredes e colunas para lançamento posterior do concreto que as envolverá. As lajes já concretadas servem como plataforma de serviço para içar materiais e concretar as paredes e pilares abaixo delas.

As armações de aço para as paredes de cisalhamento e colunas são montadas com barras de grande comprimento e colocadas na posição final cobrindo vários andares simultaneamente. As fôrmas são montadas vindas para os andares superiores através das aberturas temporárias das lajes. O concreto das paredes é lançado pelas faixas de concretagem e a solidarização entre a laje e as paredes é completada concretando as faixas vazias temporárias (Fig. 20).



(1) Lançamento do concreto sobre o *steel deck* em vários níveis.

(2) Preenchimento das paredes de concreto desde o nível inferior.

(3) Içamento das fôrmas através dos vazios de laje temporários.

(4) Aberturas temporárias em torno das paredes são fechadas para estabelecer a ação de diafragma.

Figura 20 – Sequência de construção da parede de cisalhamento (TARANATH,1988)

Os vários estágios descritos estão mostrados na Fig. 21.

Em sistemas estruturais híbridos aço/concreto, os componentes de ambos devem trabalhar integrados para prover resistência lateral e rigidez. De toda forma, o êxito no comportamento dessas estruturas híbridas depende do adequado comportamento dos elementos individuais que a formam, ou seja, das paredes, contraventamentos, pórticos de aço e das ligações entre eles. A estrutura só estará apta a suportar os carregamentos devidos após a cura do concreto. A retirada de estais, contraventamentos e mãos francesas provisórias devem ser minuciosamente estudado e as diversas fases construtivas simuladas numericamente.

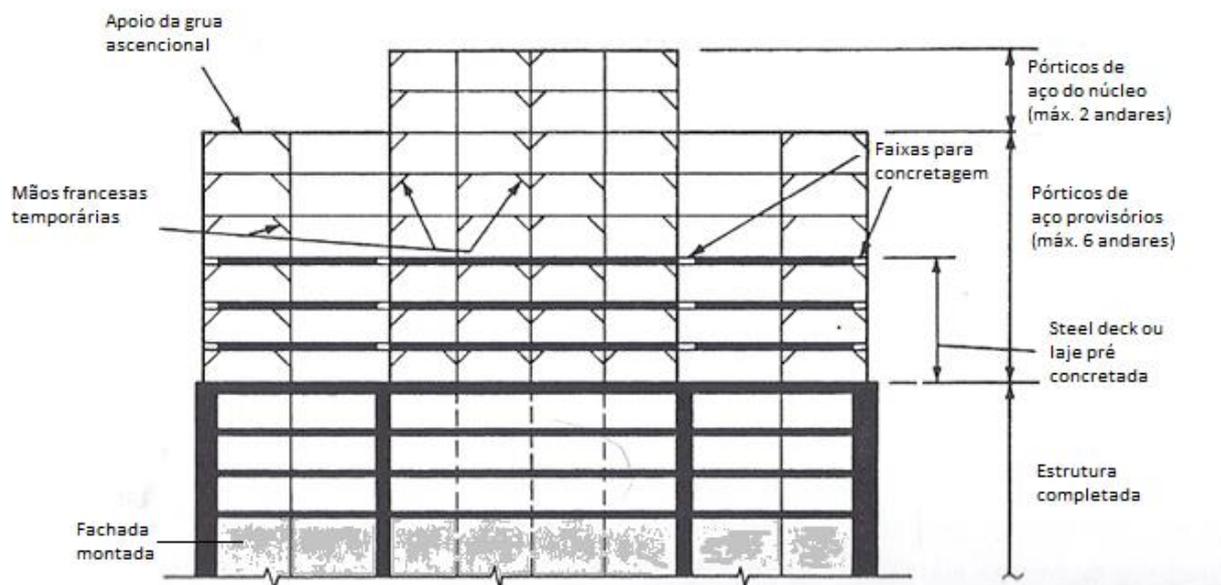


Figura 21 – Sequência genérica de uma construção com paredes mistas

2.4. LIGAÇÕES DE VIGAS DE AÇO A PAREDES DE CONCRETO

Para o bom comportamento desses sistemas deve haver a correta transferência de forças entre os elementos de aço e a parede de concreto. A importância das conexões em estruturas híbridas foi comprovada por MALLICK *et al.* (1968) conduzindo provas de carga dinâmicas em sistemas estruturais híbridos de pequena escala. Provas de carga estática e dinâmica foram realizadas por LIAUW (1979) e LIAUW *et al.* (1985) para diferentes condições de interface. No Japão foram executadas uma série de provas cíclicas em sistemas de um terço de escala por MAKINO *et al.* (1980), MAKINO (1985) e HAYASHI *et al.* (1994). Posteriormente XIANGDONG *et al.* (2005) e PARK (2006) realizaram investigações em diversas escalas de modelos. Todos esses estudos permitiram comprovar as bases teóricas da atual metodologia de projeto.

Ao conectar um elemento de aço a outro de concreto devem ser tomados cuidados para evitar a concentração de tensões no concreto. Devem ser considerados meios de transição para a propagação de tensões por meio de placas de aço para as forças de compressão e transferência adequada para as forças de tração e de cisalhamento usando barras de ancoragem, chumbadores, insertos ou placas de cisalhamento.

Ligar a estrutura de aço a uma parede de concreto pode apresentar problemas executivos já que os dois sistemas são construídos com tolerâncias dimensionais de grandezas diferentes. Especial cuidado deve ser tomado para considerar a sequência relativa de montagem do sistema de concreto e aço, o método de construção do núcleo ou parede, bem como a possibilidade de compensar desalinhamentos.

A ligação deve ser capaz de transferir para o concreto forças verticais, horizontais e momentos fletores, conforme a alternativa estática requerida e adaptar-se a imperfeições geométricas (principalmente a falta de verticalidade). É importante ressaltar que os detalhes na parede de concreto devem ser adequadamente projetados para dispersar as forças da ligação de forma segura. Em particular, os detalhes são especialmente importantes quando vigas altas são necessárias para transmitir elevadas cargas verticais.

As ligações com vazios na parede e posterior “grouteamento”, são convenientes para facilidade de ajuste, mas complexas em termos de construção da parede. Os tipos onde parte da ligação é embutida na parede durante a concretagem, pode ser mais conveniente.

A chapa de aço pode estar nivelada com a superfície da parede ou estendida para fora. No primeiro caso, usualmente o mais conveniente, a chapa de aço pode ser colocada na face interna da fôrma, uma chapa de aço é soldada no local, para que a viga de aço seja, então, ligada. Nesse último caso, a viga pode ser ligada diretamente à chapa encaixada. Barras de reforço (vergalhões) e / ou conectores de cisalhamento podem ser utilizados a fim de transmitir momento fletor e força cortante. Soldas de penetração total podem ser usadas quando as barras de reforço são ligadas diretamente à chapa de descarga de modo que a excentricidade da força em relação à soldagem é evitada.

A verificação dos vários componentes no interior da ligação deve ser realizada de uma forma consistente, assegurando que os princípios da concepção da ligação, por exemplo, a distribuição das forças de equilíbrio assumidas, sejam observados. Como um exemplo, assumindo que o plano de transferência de cisalhamento, isto é, o local de articulação da ligação simples, é o plano médio da parede, o conjunto de parafusos tem de resistir somente a cisalhamento. Alternativamente, assume-se a articulação na

face de parede, os pinos devem ser concebidos para resistir a uma combinação de cisalhamento e de momento.

Este requisito geral com uma abordagem consistente para modelar as transferências de forças é explicado na Fig. 22, que detalha a transferência de carga. Assume-se que a força de cisalhamento V é resistida inteiramente pelos conectores tipo pino com cabeça (*stud bolts*), enquanto que o momento M é realizado por um binário consistindo de tração nas barras de reforço superiores e compressão transmitida por tensões de contato entre o concreto e a chapa de aço. Qualquer que seja o arranjo adotado, contudo, a exigência principal é a de garantir uma dispersão adequada das forças contra a parede de concreto.

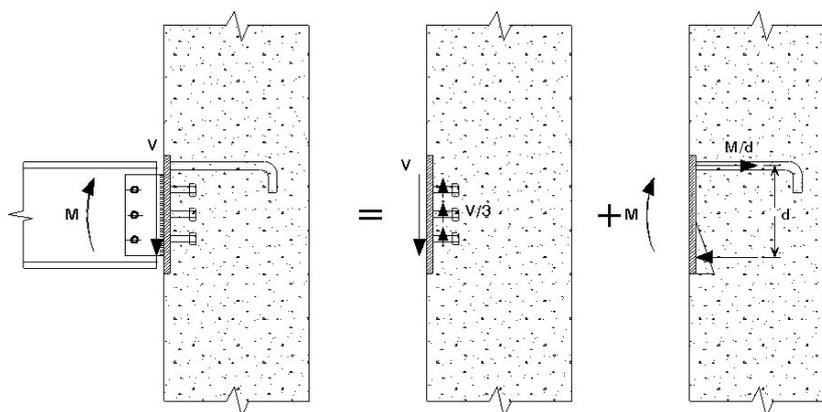


Figura 22 – Modelo de cálculo para a ligação submetida a força cortante e momento fletor (LÓPEZ, 2010)

Segundo TAMBOLI (1999), além disso, as ligações entre paredes e vigas de aço dependem se as paredes são de concreto armado convencional ou contém colunas de aço inseridas, do nível dos esforços e do método construtivo das paredes.

2.4.1. VIGA DE AÇO LIGADA A INSERTOS EMBUTIDOS NAS PAREDES DE CONCRETO

2.4.1.1. LIGAÇÕES A CISALHAMENTO

Como dito, o núcleo pode ser o sistema resistente principal para ações laterais e as estruturas metálicas perimetrais são projetados para resistir às ações gravitacionais.

Nesse caso as ligações entre as vigas de piso e as paredes são geralmente ligações de cisalhamento. Uma ligação típica à cortante é mostrada na Fig. 23.

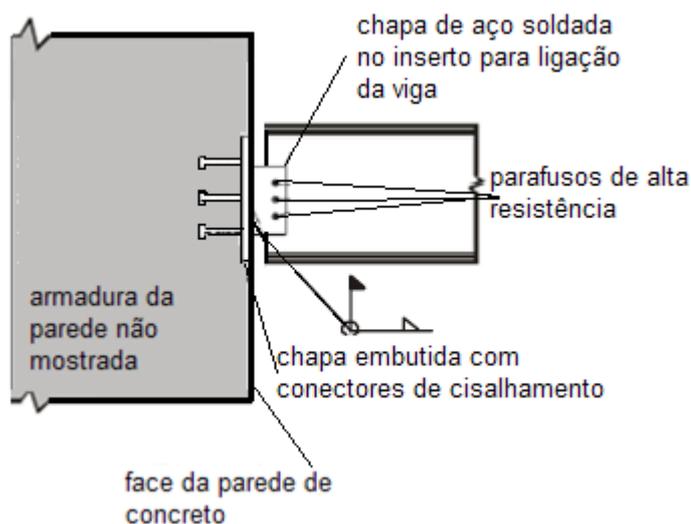


Figura 23 – Ligação a cisalhamento da viga de aço à face da parede de concreto (SHAHROOZ et al., 2001)

Nessa Fig. 23 uma chapa de aço com conectores de cisalhamento é embebida na parede estrutural durante o lançamento do concreto. Posteriormente a alma da viga é ligada à chapa por meio de uma outra chapa transversal soldada e parafusada à alma da viga.

Essa ligação tem o inconveniente das imprecisões nas dimensões da parede de concreto e a execução de solda de campo, o que onera o custo de construção.

A transferência do esforço cortante é feita exclusivamente pelos conectores de cisalhamento.

2.4.1.2. LIGAÇÕES PARA PEQUENOS MOMENTOS

Em edifícios mais altos, em que são necessárias ligações a momento para ajudar as colunas perimetrais, como uma maneira de reduzir a deformação lateral do sistema estrutural, para vigas curtas, um nível suficiente de rigidez pode ser alcançado engastando-as no sentido de maior inércia das paredes. Em tais casos há alguns

detalhes possíveis. A Fig. 24 mostra uma ligação adequada para momentos pequenos, tal como foi investigado por ROEDER *et al.* (1981) e HAWKINS *et al.* (1980) *apud* TAMBOLI (1999).

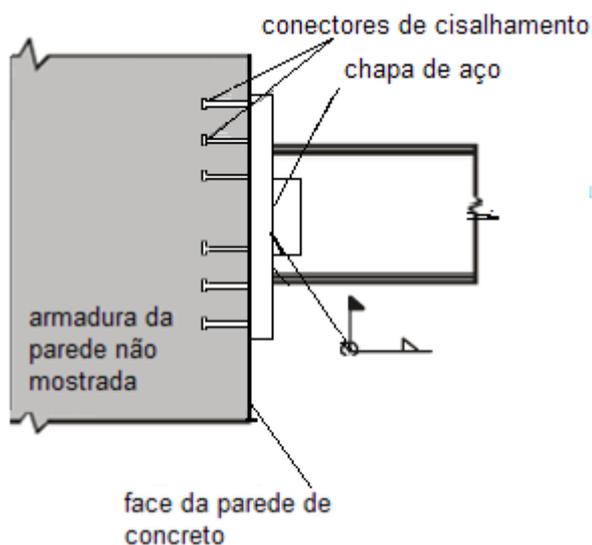


Figura 24 – Ligação a momento entre viga de piso e parede de concreto para momentos pequenos (TAMBOLI, 1999)

2.4.1.3. LIGAÇÕES PARA GRANDES MOMENTOS

Momentos de maior magnitude podem ser suportados embutindo a viga de piso à parede durante a execução ou usando o detalhe proposto por TAMBOLI (1999) reproduzido na Fig. 25.

Nesse detalhe a viga de suporte é soldada à chapa que está ancorada à parede por um perfil de aço igual ao que serve como viga de suporte. Esses detalhes se fundamentam no binário interno que se forma devido à ação das abas da viga contra o concreto que a rodeia, melhor detalhado em 2.4.2.1.

Em alguns casos, devido à magnitude do momento, nenhum desses detalhes é suficiente e são necessários outros sistemas de ligação.

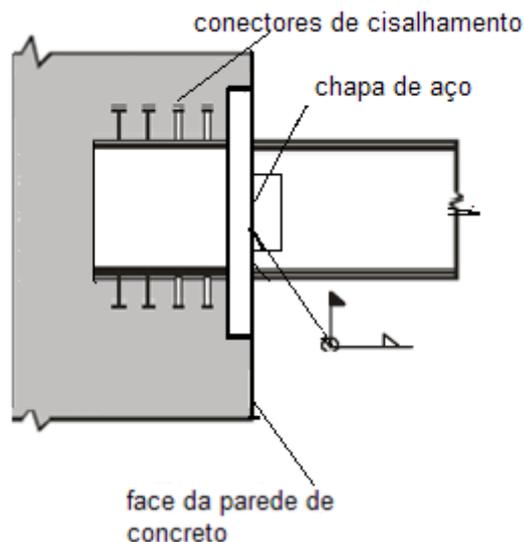


Figura 25 – Ligação a momento entre viga de piso e parede de concreto para grandes momentos

2.4.2. LIGAÇÕES DE LINTÉIS DE AÇO EMBUTIDOS NAS PAREDES DE CONCRETO

Lintéis de aço são uma alternativa viável para conectar paredes de concreto, conforme já mostrado na Fig. 15, mas a adequada modelagem dos sistemas de paredes acopladas por lintéis é um passo crítico nesse caso.

Estudos realizados por SHAHROZ (1992 e 1993) e GONG *et al.* (1998) sugerem que os lintéis metálicos não sejam engastados na face da parede e como parte dos cálculos estruturais, a flexibilidade adicional deve ser considerada para assegurar que as forças da parede e as deformações laterais sejam computadas. Com base nos mesmos estudos experimentais, o ponto de engastamento efetivo do lintel de aço pode ser considerado como a um terço além do comprimento embutido desde a face da parede. Na Fig. 26 está ilustrado o modelo de cálculo correspondente. A rigidez do lintel deve ser estimada apropriadamente já que afeta os esforços de cálculo e consequentemente, o detalhamento da ligação viga – parede.

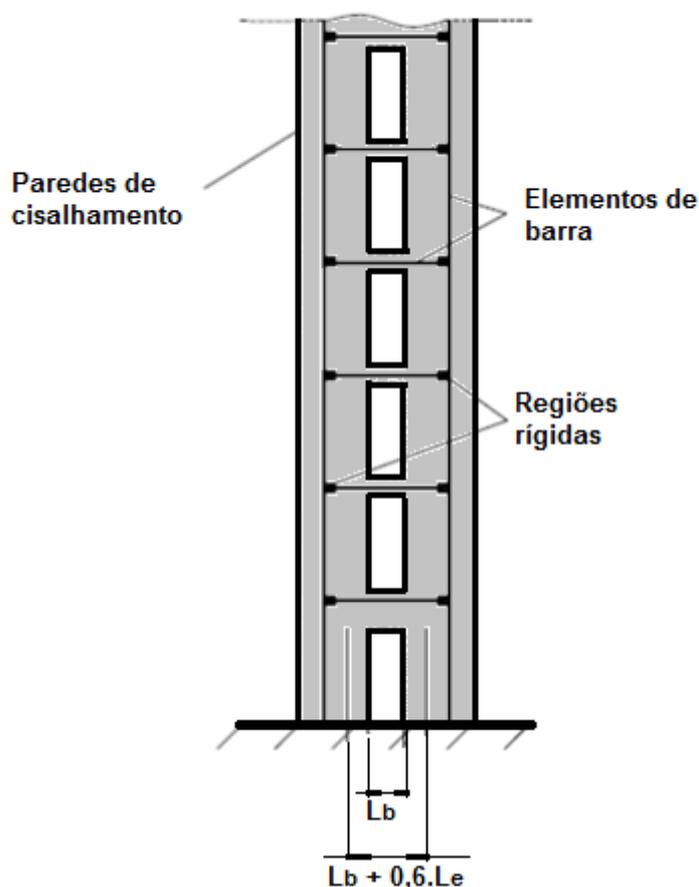


Figura 26 – Modelo de cálculo para associação de paredes ligadas por lintéis de aço (TAMBOLI, 1999).

L_e é o comprimento de embutimento da viga de aço na parede, conforme indicado na Fig. 28, a frente.

As bases estabelecidas pelo AISC (1992 e 1994) para ligações à cortante em pórticos podem ser utilizadas para o cálculo dos lintéis de aço e a magnitude do ângulo de rotação da viga de ligação de aço entre as paredes tem importante papel.

Esse ângulo é determinado com base no mecanismo de colapso mostrado na Fig. 27, correspondendo ao comportamento esperado em um sistema de paredes associadas ligadas por lintéis de aço, que é a formação de rótulas plásticas na interface teórica entre as extremidades da viga e os trechos considerados rígidos e cujo vão teórico, recomendado por HARRIES *et al.* (1998), é tomado como $L_b + 0,6.L_e$ com o objetivo de considerar o ponto de ligação efetivamente fixo conforme indicado na Fig. 28.

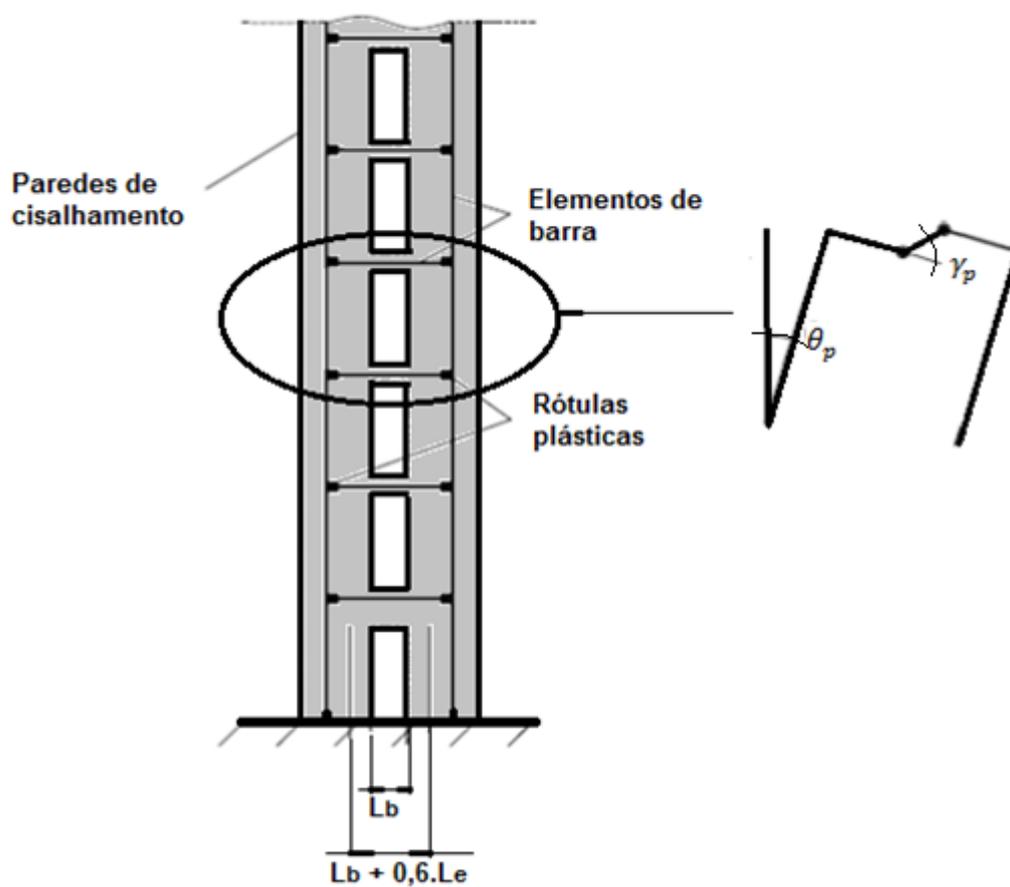


Figura 27 – Modelo de rótulas plásticas para determinação do ângulo de distorção de lintéis de aço embutidos em paredes de concreto (HARRIES *et al.*, 1998)

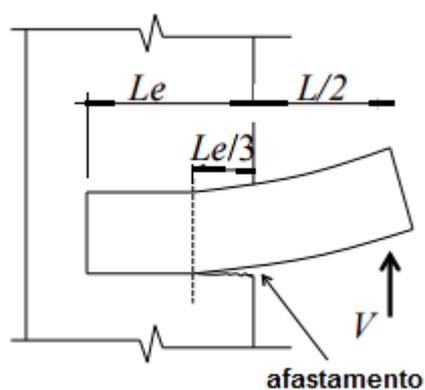


Figura 28 – Ponto fixo a ser considerado para cálculo do ângulo de distorção de lintéis devido ao afastamento da viga de aço em relação ao concreto (HARRIES *et al.*, (1998)

Para os deslocamentos interpavimentos, a expressão apresentada em Griffis (1993) para o ângulo de distorção provocado pelas forças cortantes no andar pode ser utilizado tomando os pontos A, B, C e D originais afastados de $L = L_b + 0,6L_e$:

$$\gamma_p = \frac{1}{2} \left[\frac{(X_A - X_C)}{H} + \frac{(X_B - X_D)}{H} + \frac{(Y_D - Y_C)}{L} + \frac{(Y_B - Y_A)}{L} \right]$$

Onde:

γ_p é o ângulo de distorção;

X e Y são as coordenadas dos pontos A, B, C e D, conforme Fig. 32;

H é a altura do painel;

L é o comprimento do painel.

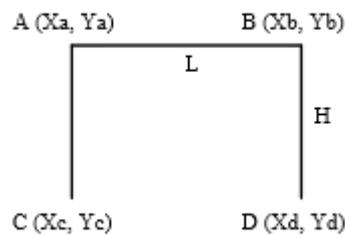


Figura 29 – Referências para medição do ângulo de distorção proposto por GRIFFIS (1993)

Como em regime de pequenos deslocamentos a tangente de um determinado ângulo pode ser tomada igual ao valor desse próprio ângulo em radianos, o deslocamento provocado pelas forças cortantes em um andar é dado por:

$$\Delta = \frac{1}{2} \left[(X_A - X_C) + (X_B - X_D) + \frac{(Y_D - Y_C)H}{L} + \frac{(Y_B - Y_A)H}{L} \right]$$

Assim, o modelo considera no lugar de L, o valor de $(L_b + 0,6L_e)$, bastando fazer essa substituição do mecanismo de colapso para obter o valor de γ_p e Δ .

Nos trabalhos, estudos e ensaios realizados por MAKINO *et al.* (1980), LIAUW *et al.* (1985), MAKINO (1985), SHAHROOZ *et al.* (1992 e 1993), HAYASHI *et al.* (1994),

GONG *et al.* (1998), TAMBOLI (1999), GONG *et al.* (2001), SHAHROOZ *et al.* (2001), XIANGDONG *et al.* (2005), PARK *et al.* (2006), EL-TAWIL *et al.* (2008), LÓPEZ (2010), LIEW *et al.* (2012) e SCORPECCI (2014), o comprimento necessário para embutir a viga na parede é calculado baseando-se em mobilizar o braço de alavanca entre as forças C_f e C_b , como indicado na Fig. 30, com algumas diferenças apenas na consideração de distribuição de tensões, mas todos eles baseados nos modelos de MARCAKIS e MITCHELL (1980) ou de MATTOCK e GAAFAR (1982). Todos assumem o movimento de corpo rígido da parte da viga embutida no concreto.

A consideração desses modelos pode ser expandido para o cálculo da parede de concreto utilizando o método de bielas e tirantes, conforme indicado na Fig. 31.

Na sequência são apresentados esses dois métodos amplamente testados e que podem ser usados para calcular o comprimento de embutimento necessário em lintéis associando duas paredes de concreto. Ambos são recomendados (GONG *et al.*, 2001), embora as equações de Marcakis e Mitchell (1980) geralmente resultem em comprimentos ligeiramente maiores.

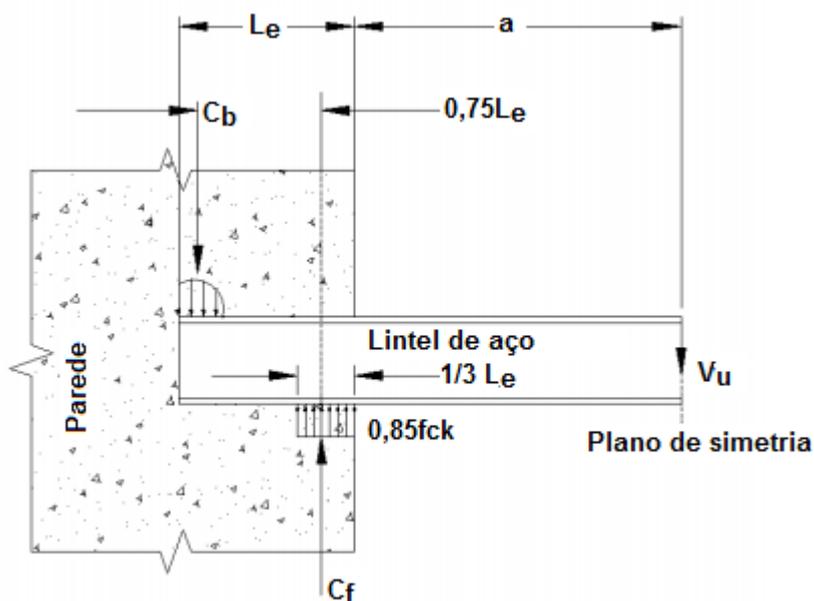


Figura 30 – Modelo para cálculo do comprimento de embutimento da viga de aço na parede de concreto (SCORPECCI, 2014)

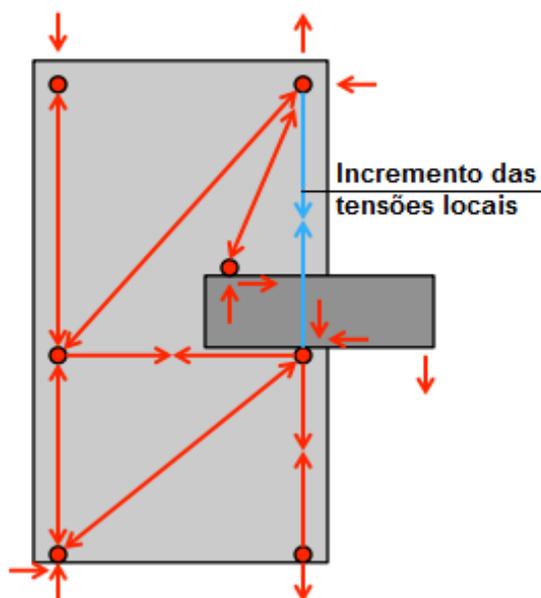


Figura 31 – Modelo biela e tirante para cálculo de esforços internos na parede de concreto com viga de aço embutida (MOTTER *et al.*, 2013)

2.4.2.1. MÉTODO DE MARCAKIS E MITCHELL (1980)

MARCAKIS e MITCHELL (1980) realizaram a sua pesquisa em ligações de vigas de aço a colunas de concreto e analisaram os efeitos de carga axial na coluna, a largura da ligação, o efeito de vergalhões de reforço soldados à ligação, a forma do elemento embutido e o efeito da excentricidade da carga sobre a resistência da ligação.

No geral, um total de 25 ligações entre colunas de concreto pré-moldadas com vigas de aço incorporadas foram testadas. Detalhes dos corpos de prova, como forma da viga e excentricidade do carregamento, foram variadas para considerar os efeitos que os pesquisadores estavam investigando. A partir dos testes realizados, MARCAKIS e MITCHELL (1980) concluíram que a utilização de barras de reforço ancoradas no concreto e soldadas à viga metálica aumentam consideravelmente a capacidade e a rigidez da ligação. Descobriram também que as vigas de aba larga tinham capacidade mais elevada e maior rigidez do que as vigas de perfis tubulares, bem como uma melhor distribuição das tensões no interior da ligação.

Assumindo distribuições de tensões ligeiramente diferentes às de MATTOCK e GAAFAR (1982) conforme mostradas na Fig. 30 comparadas à Fig. 32, e assumindo um movimento de corpo rígido do elemento incorporado, foi criado um modelo de

análise para prever a capacidade final das diferentes vigas de aço incorporadas com ou sem o reforço soldado.

Para criar o modelo, quatro pressupostos fundamentais foram feitos. A distribuição das deformações obtidas durante alguns dos testes foi a base de sua primeira hipótese. Eles concluíram que a magnitude da deformação na face anterior da coluna pode ser assumida como igual 0,003.

Em segundo lugar, a distribuição uniforme de tensões utilizada difere daquela de MATTOCK e GAAFAR (1982).

A terceira suposição feita foi a de que a distância da linha neutra não é constante. A fim de encontrar a posição da linha neutra, o equilíbrio de forças e momentos sobre o elemento de aço tem de ser respeitado. Isto é mostrado na Fig. 32.

A suposição final feita foi sobre o reforço da armadura de aço soldado. Eles assumiram que na posição do reforço, a deformação no aço é igual à deformação no concreto nesse local.

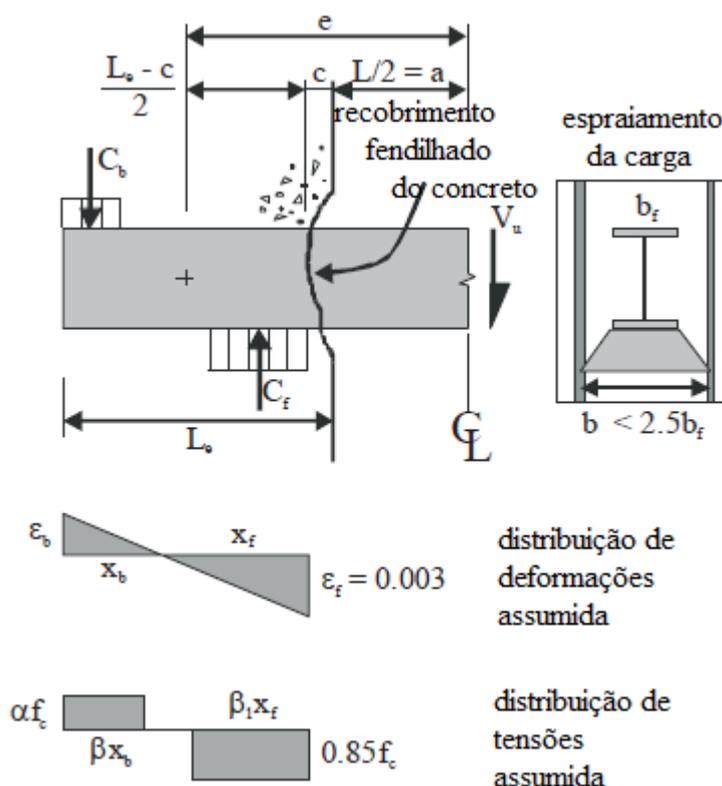


Figura 32 – Modelo de distribuição das deformações e de tensões originalmente proposto por MARCAKIS e MITCHELL (1980) para vigas embutidas no concreto

Uma vez feitas essas suposições, eles criaram várias curvas para determinar diferentes parâmetros das ligações de aço embutido no concreto e a fim de simplificar o processo de projeto, equações condensadas foram desenvolvidas (MARCAKIS e MITCHELL, 1980).

A seguinte expressão foi desenvolvida pelos pesquisadores e modificada por HARRIES et al. (1998) para considerar o fendilhamento do recobrimento de concreto e pode ser utilizada para a determinação do comprimento de embutimento necessário, L_e . Esta expressão também foi calibrada com dados experimentais:

$$V_u = \frac{0,85\phi_c f'_c b' (L_e - c)}{1 + \frac{3,6e}{(L_e - c)}}$$

A diferença dessa expressão para a original desenvolvida é a substituição de:

L_e por $(L_e - c)$.

Onde:

$e = (a + c) + (L_e - c) / 2$, é a distância do meio do vão da viga de lintel ao centro do embutimento como mostrado na Fig. 32;

c é o comprimento de fragmentação tomado igual ao recobrimento do concreto;

b' representa a largura efetiva, considerada como a largura da região confinada, medida da mesa da viga para fora até a o limite da armadura de confinamento, não podendo exceder 2,5 vezes a largura do elemento embutido (Fig. 32).

f'_c é a resistência à compressão do concreto;

ϕ_c é o coeficiente de ponderação da resistência do concreto.

A definição de b' aconteceu porque durante os ensaios, MARCAKIS e MITCHELL (1980) observaram a fragmentação do cobrimento lateral de concreto para o exterior da armação de confinamento na região de ligação, indicando propagação de carga nesta largura efetiva.

O comprimento de fendilhamento na face da ligação, c , é tipicamente assumido como sendo igual à profundidade do recobrimento.

Em qualquer dos métodos, o valor do vão de cisalhamento, " a " é tomado como a metade do comprimento do lintel de aço, assumindo o ponto de inflexão como sendo o meio do vão. Conforme modificado por HARRIES et al. (1998) sugere-se que o vão de corte seja aumentado para contabilizar o fendilhamento das paredes como calculado pela expressão:

$$L = L_{livre} + 2c$$

A diferença significativa entre o método de MATTOCK e GAAFAR (1982) é que MARCAKIS e MITCHELL (1980) contabilizam o espraiamento das forças de compressão no interior da parede. Como resultado, a largura da zona de compressão eficaz, b' , pode ser maior do que a largura da aba da viga, b_f .

2.4.2.2. MÉTODO DE MATTOCK E GAAFAR (1982)

Este modelo é baseado na mobilização de um braço de alavanca interno entre os binários C_f e C_b como mostrado na Fig. 33. C_b é a resultante de uma distribuição parabólica de tensões e C_f é a resultante de uma distribuição uniforme de tensão igual a $0.85f_{ck}$. Essas tensões estão distribuídas ao longo da largura da aba da viga, b_f . Seguindo essas premissas calibradas com resultados experimentais, o comprimento de embutimento necessário, L_e , proposto por MATTOCK e GAAFAR (1982), pode ser determinada a partir da expressão:

$$V_u = 4,05\sqrt{f'_c} \left(\frac{t_{wall}}{b_f} \right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left[\frac{0,58 - 0,22\beta_1}{0,88 + a/L_e} \right]$$

Esta fórmula adaptada por LÓPES (2010) para unidades mais usuais a nós será:

$$V_u = 12,88\sqrt{f'_c} \left(\frac{t_{wall}}{b_f} \right)^{0,66} \beta_1 b_f L_e \left[\frac{0,58 - 0,22\beta_1}{0,88 + a/L_e} \right]$$

Onde:

V_u é a capacidade ao cisalhamento da ligação. Esse valor deve assegurar que a ligação não rompa antes da viga de aço desenvolver toda a sua capacidade ao cortante (kgf);

f'_c é a resistência à compressão do concreto (kgf/cm²);

t_{wall} é a espessura da parede de concreto (cm);

b_f é a largura da aba da viga metálica (cm);

$\beta_1 = 0,85$ para $f'_c \leq 280\text{kgf/cm}^2$ e $\beta_1 = 1,05 - \frac{f'_c}{1400} \geq 0,65$ para $f'_c > 280\text{kgf/cm}^2$ de acordo com ACI 318 (2011);

a é a distância da face da parede de concreto ao ponto de cisalhamento zero da viga (m).

L_e é o comprimento de embutimento (cm)

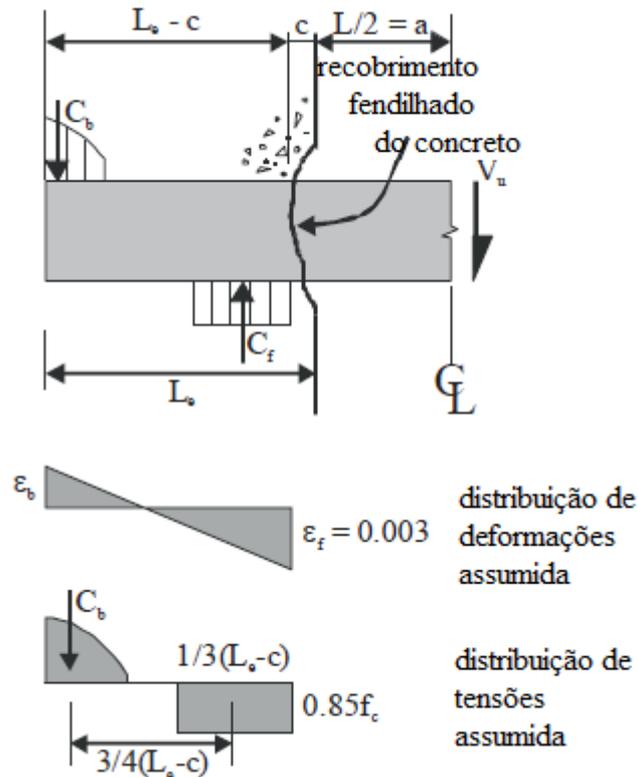


Figura 33 – Modelo de distribuição das deformações e de tensões originalmente proposto por MATTOCK e GAAFAR (1982) para vigas embutidas no concreto

A equação de MATTOCK e GAAFAR (1982) incluindo a fragmentação proposta por HARRIES (1998) e adaptada por LÓPES (2010) transforma-se em:

$$V_u = 12,88\sqrt{f'_c} \left(\frac{t_{wall}}{b_f} \right)^{0,66} \beta_1 b_f (L_e - c) \left[\frac{0,58 - 0,22\beta_1}{0,88 + \frac{(a + c)}{(L_e - c)}} \right]$$

Onde os símbolos foram definidos anteriormente.

Nota-se que em ambos os modelos não há a consideração de cisalhamento horizontal entre a face do elemento de aço e o concreto da parede.

Esses modelos de ligação são utilizados internacionalmente para calcular o embutimento da viga de aço dentro da parede estrutural e conectá-la com a armadura interna, como ilustrado na Fig. 34.

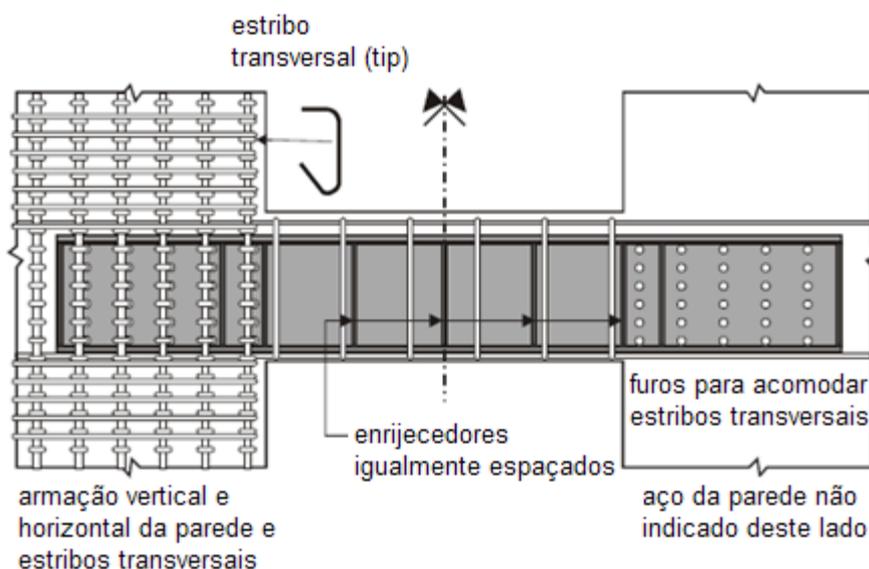


Figura 34 – Ligação viga de aço embutida em parede de concreto (EL-TAWIL et al., 2008)

O lintel de aço tem de ser embutido adequadamente dentro da parede de concreto de maneira que possa desenvolver toda a sua capacidade resistente ao momento fletor, pois as ações horizontais promoverão grandes esforços nessa região.

É obrigatório o reforço do concreto em torno da viga metálica com barras longitudinais e transversais para mobilizar a resistência devido ao confinamento. Segundo

TAMBOLI (1999) os métodos de cálculo para essa tipologia são variações daqueles apresentados pelo *Precast Concrete Institute* (PCI) para o cálculo de suportes de aço embutidos em elementos de concreto pré-moldado.

O modelo de cálculo para elementos de aço embutidos em colunas de concreto pré-fabricadas é o mesmo proposto originalmente por MATTOCK *et al.* (1982). Estudos de SHAHROOZ *et al.* (1992; 1993) e GONG *et al.* (1998, 2001) demonstraram que esse modelo é adequado para o dimensionamento.

Para o cálculo do comprimento de embutimento requerido L_e , o valor de V_u nas equações de MATTOCK *et al.* (1982) ou MARCAKIS *et al.* (1980) deve ser selecionado para assegurar que a ligação não falhe antes de desenvolver a capacidade total da viga de aço, considerada apta a atingir a plastificação total, tanto por flexão quanto por cisalhamento.

V_u , portanto, deve ser menor que a resistência plástica ao cisalhamento da viga de aço, determinada de acordo com a seguinte equação, equivalente à apresentada pela ABNT NBR 8800 (2008) em seu item 5.4.3.1.2:

$$V_p = 0,6f_y(h - 2t_f)t_w$$

Para ter em conta o encruamento na presença de sismo, GONG *et al.* (1998), recomendam que f_y seja tomado igual a 1,5 vezes a tensão de escoamento do aço.

Os vergalhões ligados à viga metálica (barras de transferência) podem contribuir com a resistência da ligação. O comprimento de embutimento calculado pode ser modificado para considerar a resistência adicional. Entretanto, para assegurar que o comprimento de embutimento calculado é suficiente para evitar danos inelásticos excessivos na ligação, recomenda-se que a contribuição das barras de transferência seja evitada.

Um par de enrijecedores deve ser colocado em ambos os lados da alma da viga, localizadas ao longo do comprimento de embutimento, para equilibrar as bielas de compressão e do campo de tração da alma da viga na zona da ligação, como indicado na Fig. 35. Essas chapas são chamadas de “*face bearing plate*” ou FBT na literatura internacional (AISC, 1992 e 1994)

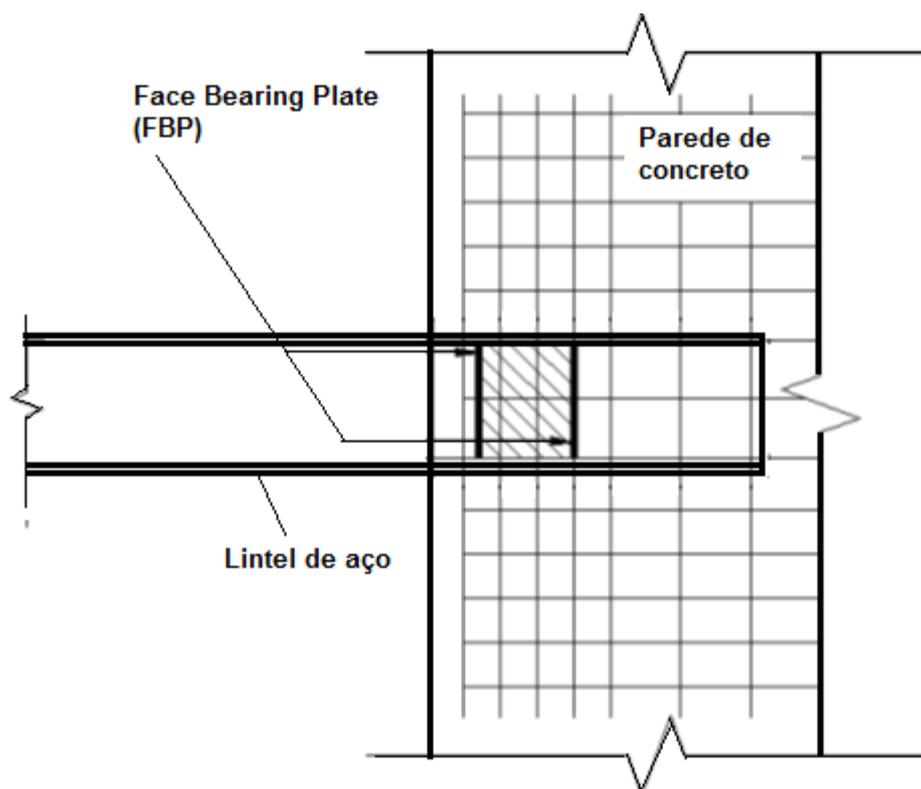


Figura 35 – Chapas enrijecedoras da alma da viga no campo de tração ou FBP (adaptado do LÓPEZ, 2010)

A primeira FBP deve estar dentro do núcleo confinado pela armação da parede de concreto e a distância entre as chapas frontais de suporte deve ser tal que o ângulo das diagonais de tração seja aproximadamente 45° e, portanto, a distância entre enrijecedores deve ser aproximadamente igual à altura da alma do perfil. Para assegurar a adequada contribuição das FBP, a largura de cada uma deve ser igual à largura da aba da viga.

A espessura delas pode ser estabelecida com base nas recomendações da NBR 8800 (2008).

2.4.2.3. MODELO COM CONECTORES DE CISALHAMENTO

Para as configurações de ligações entre viga de aço e parede de concreto apresentadas até aqui, o momento de flexão é transferido pelo lintel para a parede, equilibrado por um par de forças verticais. Segundo BOGDAN *et al.* (2013), neste caso, não há necessidade de usar conectores de cisalhamento na parte embutida na

parede pois a resistência da ligação é obtida pela resistência à compressão do contato entre o perfil de aço e o concreto Fig. 36(a).

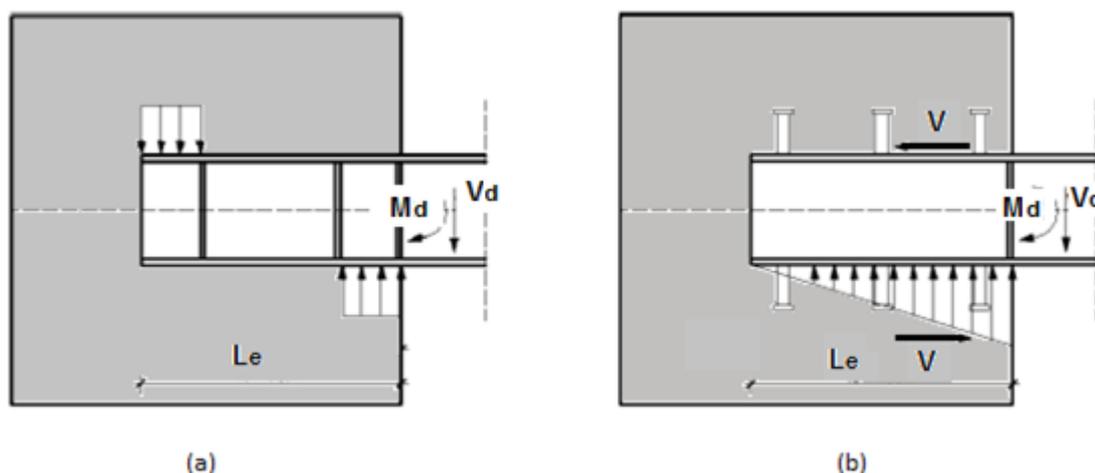


Figura 36 – Modelos de ligação entre os lintéis de aço e as paredes de concreto segundo BOGDAN *et al.* (2013)

Para os autores há uma outra configuração que pode ser utilizada no cálculo do comprimento de embutimento, mas que necessita de conectores de cisalhamento. É o caso em que o momento fletor é transferido pelo lintel à parede de concreto por meio de conectores de cisalhamento tipo pino com cabeça.

Nessa configuração (Fig. 36(b)), o momento de flexão transferido pela ligação à parede é compensado por um par de forças horizontais resistidas pelos conectores de cisalhamento.

Os pressupostos para o cálculo da ligação consistem em, de acordo com as recomendações do AISC (2010), aumentar os valores de comprimento do embutimento pela espessura do recobrimento, devido ao risco de fragmentação do concreto perto da face da parede, conforme recomendação apresentada também por HARRIES *et al.* (1998) e supor, conforme também apresentado nos modelos anteriores, que a ligação de aço não se comporta como tendo uma condição de engastamento na face da parede, e sim, a um terço do comprimento de embutimento a partir da face da parede, mas com o momento de face (M_0) aumentando linearmente até esse ponto (M_x) conforme indicado na Fig. 37.

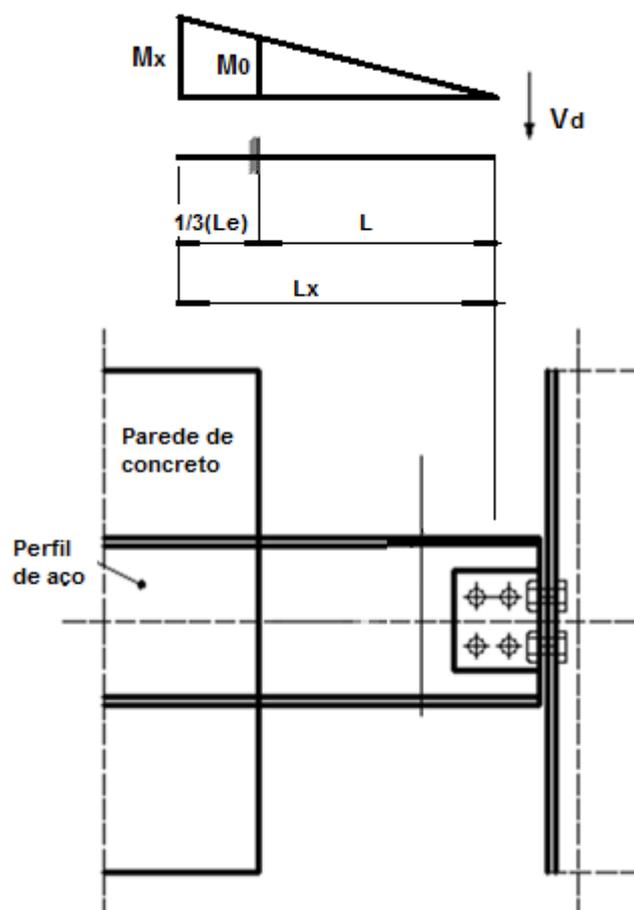


Figura 37 – Diagrama de momento amplificado devido ao embutimento da viga de aço (BOGDAN *et al.*, 2013)

O esquema estático escolhido e com base no Eurocode 8 (2004), o cálculo é baseado no valor amplificado do momento de flexão referente ao valor na face da parede. Dessa forma, o valor amplificado não pode ser maior do que o momento resistente de cálculo da viga: $M_x < M_d$.

$$M_d = 1,1 \cdot \gamma_{ov} \cdot \Omega \cdot M_0$$

$$V_d = \frac{M_d}{L_x}$$

Onde:

γ_{ov} é o coeficiente de aumento da resistência devido ao encruamento de aço definido no Eurocode 8 (2004) igual a 1,25 para dimensionamento em regiões sujeitas a sismos;

Ω é o valor mínimo de fatores multiplicativos correspondentes às ligações sujeitas a sismos, menor ou igual a $\frac{R_{di}}{E_{di}}$;

R_{di} é a resistência de cálculo da barra;

E_{di} é o valor de cálculo do efeito da ação em situação sísmica.

O número de conectores de cisalhamento necessários é obtido a partir do valor da força horizontal V , conforme mostrada na Fig. 37(b)

O comprimento de embutimento é determinado pelas equações de equilíbrio abaixo e, de acordo com as recomendações do Eurocode 8 (2004), não deve ser menor que 1,5 vezes a altura do perfil metálico.

$$V_d = \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot L_e \cdot b$$

$$M_d = V \cdot h - \frac{1}{2} \cdot f_{cd} \cdot L_e \cdot b \cdot \frac{1}{3} \cdot L_e$$

O número de conectores de cisalhamento é dado por n e sua geometria cumpre os requisitos do Eurocode 4 (2004) Partes 1 e 2.

$$n = \frac{V}{P_{Rd.L}}$$

Onde:

n é o número de conectores;

$P_{Rd.L}$ é a resistência de cálculo dos conectores de acordo com o Eurocode 4 (2004), Parte 2, Anexo C.

2.4.2.4. ABERTURAS DEIXADAS DURANTE A CONCRETAGEM DAS PAREDES

Como possível alternativa, particularmente quando as paredes do núcleo são executadas com fôrmas deslizantes, é deixar aberturas nas paredes para depois

receber as vigas metálicas. Após as fôrmas serem alçadas, as aberturas do andar recebem as vigas de aço e são posteriormente preenchidas com *grout*. Esse detalhe está ilustrado esquematicamente na Fig. 38. O cálculo do comprimento de embutimento é idêntico àquele usado em 2.4.2.1; 2.4.2.2 e 2.4.2.3, com a ressalva de que o nicho deve ser preenchido após a montagem, prumo e nivelamento da estrutura metálica com *grout* de resistência superior ao concreto utilizado na parede e deve conter aditivo de características expansivas.

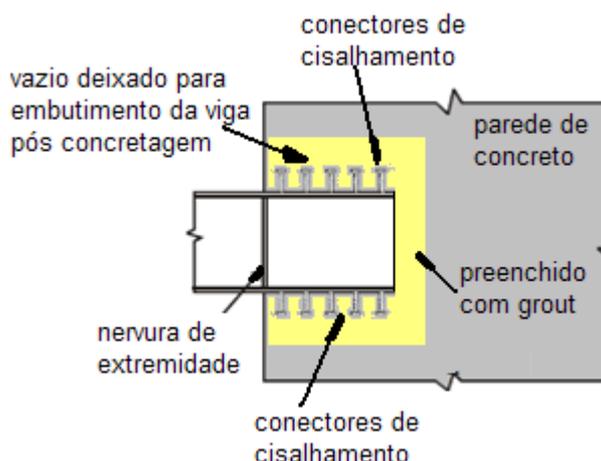


Figura 38 - Alternativa de ligação viga de aço – parede de concreto com aberturas deixadas durante a concretagem (TAMBOLI, 1999)

2.4.2.5. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE MONTAGEM COM GRANDE EMBUTIMENTO NA PAREDE DE CONCRETO

Se os elementos de contorno da parede incluem colunas de aço incorporadas, a ligação com as vigas é essencialmente parecida com as ligações a cisalhamento em estruturas metálicas, porém com pequenas modificações (Fig. 39).

Para colunas revestidas afastadas aproximadamente 1,5 a 2 vezes a altura da viga a partir da borda, os esforços da viga devidos ao momento fletor podem ser transmitidos diretamente para a parede por meio do binário desenvolvido pelas mesas do lintel, conforme indicado na Fig. 40.

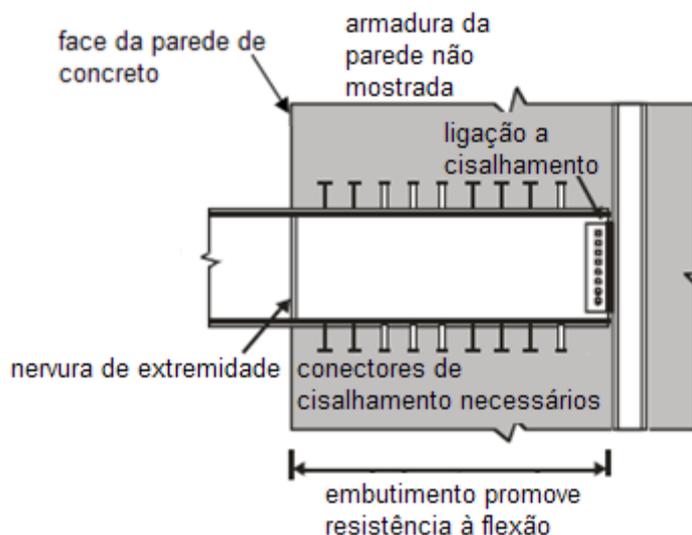


Figura 39 – Ligação de viga de aço com embutimento na parede de concreto e coluna de aço incorporada (TAMBOLI, 1999)

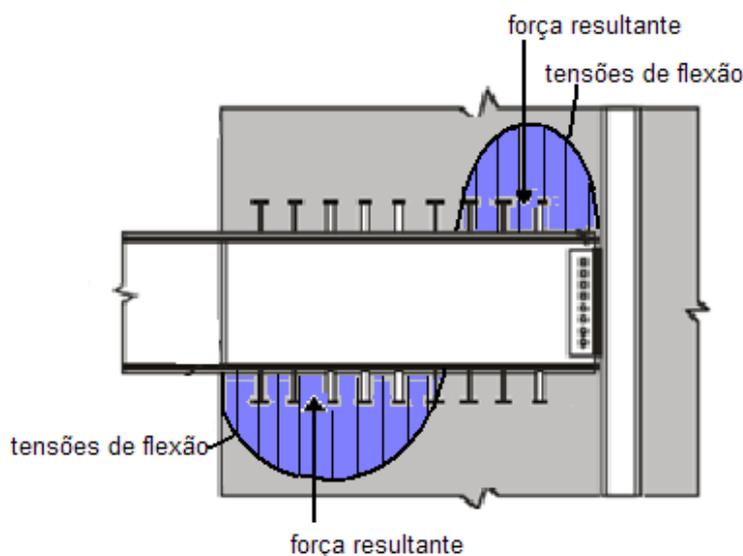


Figura 40 - Transferência do momento fletor dos lintéis através de binários atuantes entre os flanges da viga de aço e a parede de concreto (TAMBOLI, 1999)

Nesses casos, a ligação viga-coluna torna-se menos crítica e o comprimento de embutimento necessário pode ser calculado pelos três métodos apresentados anteriormente. Esses métodos assumem a rotação de corpo rígido da parte embutida da viga de aço e calculam a distância entre as forças internas ao concreto geradas em cada extremidade da viga, conforme indicado na Fig. 40.

2.4.2.6. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE MONTAGEM COM PEQUENO EMBUTIMENTO NA PAREDE DE CONCRETO

Se as colunas de aço estão localizadas a menos de 1,5 vezes a altura da viga, os esforços podem ser transferidos através da mobilização do binário interno envolvendo a força axial atuante na coluna de aço e as tensões próximas à face da parede, como mostrado na Fig. 41.

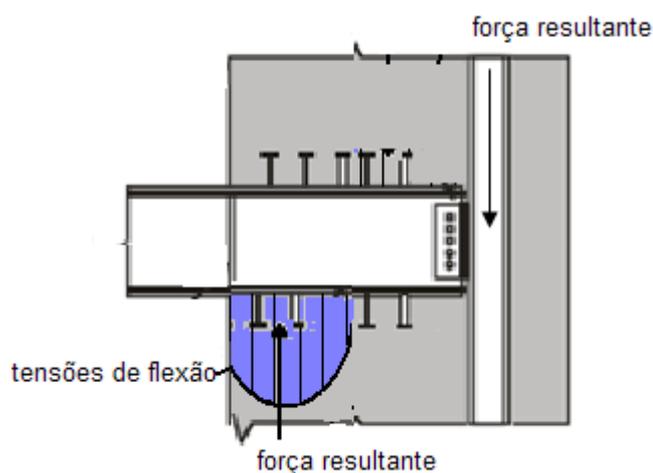


Figura 41 - Transferência dos esforços dos lintéis através de binários desenvolvidos entre a flange da viga de aço e a coluna de aço (TAMBOLI, 1999)

Nessa situação, claramente a ligação torna-se crítica na mobilização do mecanismo. É de se esperar que a ligação entre a viga e a coluna metálica seja melhorada pelo envolvimento do concreto, conforme foi percebido no estudo de LEON *et al.* (1994) *apud* TAMBOLI (1999). Nele mostra-se o aumento de performance quando a ligação é revestida por concreto armado. Entretanto, devido a insuficiência de informações, TAMBOLI (1999) recomenda ignorar os efeitos benéficos do envolvimento do concreto na ligação.

2.4.2.7. LIGAÇÕES DA VIGA DE AÇO À COLUNA DE AÇO INCORPORADA NA PAREDE DE CONCRETO

Vigas de piso que chegam aos núcleos e projetam-se além da face de concreto da parede também podem ser diretamente engastadas às colunas que estiverem próximas a essa face. Essa situação está ilustrada na Fig. 42.

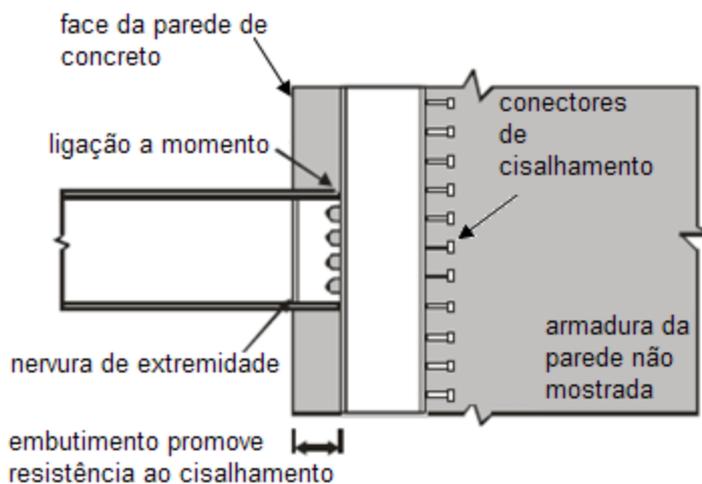


Figura 42 - Transferência dos esforços através da ligação direta da viga de aço à coluna de aço (TAMBOLI, 1999)

Considerando a magnitude dos esforços em vigas típicas de piso, as colunas de borda podem deformar excessivamente, particularmente se elas têm a função apenas de servir como colunas de montagem dos pavimentos, podendo levar à separação do concreto circundante e conseqüente perda de rigidez.

Para prevenir essa separação entre a coluna de aço e o revestimento de concreto, TAMBOLI (1999) recomenda uma armadura de confinamento adequado em volta da coluna e a instalação de conectores de cisalhamento na face oposta da ligação que melhoram esse comportamento.

3. MODELO PROPOSTO

Os sistemas estruturais evoluem para atender necessidades sociais e econômicas.

O sistema estrutural constituído de pórticos dispostos em planos ortogonais possui diversas qualidades que o tornam uma solução estrutural clássica, entretanto para as estruturas de aço leva a ligações mais caras resultando em uma estrutura mais cara. A associação desses pórticos a paredes ou núcleos de concreto, além das diferentes precisões geométricas, em geral leva a cronogramas de obra mais extensos. Para resolver esses problemas apresenta-se o modelo a seguir.

3.1. SISTEMA HÍBRIDO AÇO/CONCRETO

Sabe-se que a disposição de painéis de contraventamento localizados nas faces dos edifícios resulta em sistemas otimizados, quando submetidos a torção global.

Entretanto, com todas as vigas articuladas em colunas, o sistema estrutural metálico não resiste ou não tem a estabilidade necessária às solicitações.

A proposta de um exoesqueleto resistente às ações horizontais constituído de Sistemas Híbridos de Parede de Cisalhamento de concreto com lintéis de aço e colunas mistas aço/concreto, como hipótese, poderá levar a sistemas estruturais mais resistentes e econômicos.

A estrutura metálica é projetada com ligações articuladas e é inicialmente montada com auxílio de estais, contraventamentos ou mãos-francesas provisórias, conforme já indicado na Fig. 21.

A resistência, estabilidade e rigidez necessárias ao edifício será proporcionada pela concretagem da parede de cisalhamento em torno dos pilares e ligação viga-pilar pré-definidos conforme indicado na Fig. 43. Dessa forma, as estruturas internas ao edifício resistem apenas às ações verticais e a posição relativa dos pilares conectados a vigas biarticuladas não influenciam o comportamento estrutural do conjunto.

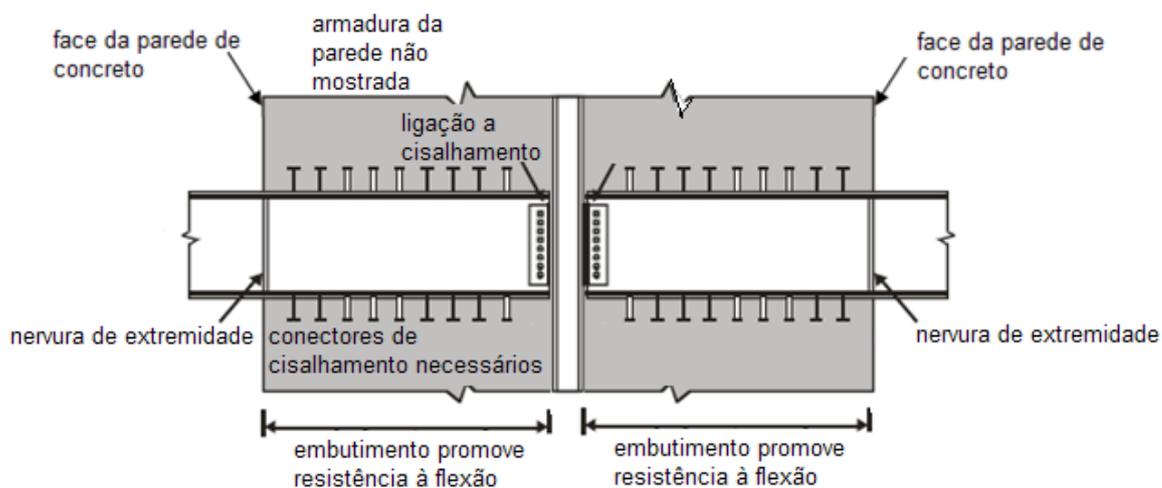


Figura 43 – Ligação viga – pilar após concretagem das paredes, proporcionando rigidez ao nó

Comparado ao sistema de contraventamento com paredes de cisalhamento que recebem as estruturas metálicas em suas faces (Fig. 22, 23, 24 e 25) também há vantagens sem acréscimo de custos e aumento da qualidade de execução, principalmente em relação às ligações rotuladas.

3.2. DEFINIÇÃO DA RELAÇÃO DE ACOPLAMENTO HÍBRIDO (RAH)

O alto valor do momento de tombamento na base da parede de cisalhamento é a causa de fundações caras e o Sistema Híbrido com Parede de Cisalhamento proposto e apresentado na Fig. 44 permite reduzir esses esforços dependendo da Relação de Acoplamento Híbrido, aqui definido e adaptado do conceito apresentado em 2.3.3.

A força horizontal devido ao vento faz desenvolver o momento M_p na base da parede e os binários N_c e N_t com braço de alavanca L_{tot} . Nessa configuração, as ligações das vigas de aço à parede do concreto devem resistir aos esforços de cisalhamento e momento fletor desenvolvidos.

Desse modo, a força cortante V_{lin} é transmitido às colunas que estarão em tração / compressão, reduzindo os efeitos negativos das ações da parede de concreto armado sobre as fundações.

Tanto a estrutura metálica totalmente rotulada, quanto a estrutura de concreto com fôrmas içadas pelos vazios deixados nas lajes em torno das colunas são simples de

serem executadas, com montagem e concretagem convencional e a única novidade concentra-se na ligação entre aço e concreto e por isso é importante também desenvolver uma ligação fácil de ser executada entre a parede de cisalhamento e a viga de aço.

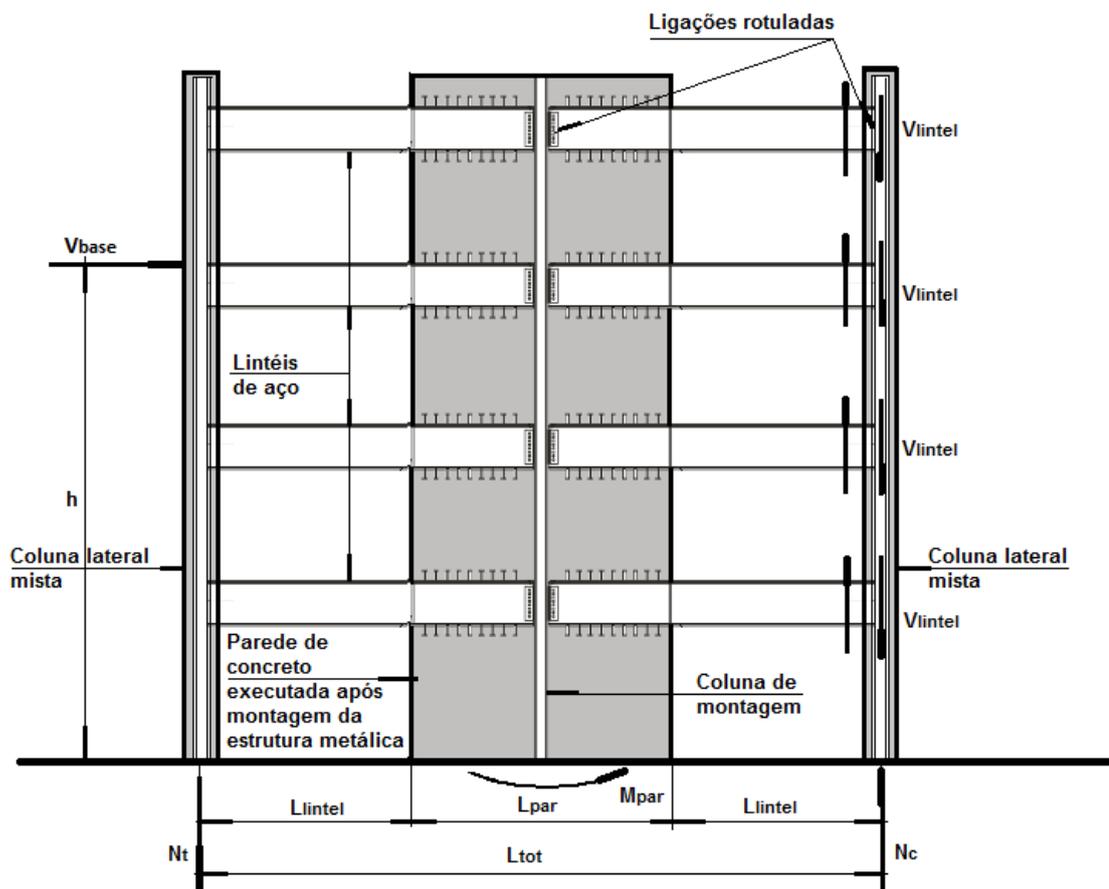


Figura 44 - Sistema de Contraventamento Híbrido Aço / Concreto

Assim, pode-se definir a relação de acoplamento do sistema híbrido de parede de cisalhamento (RAH):

$$RAH = \frac{N_c \cdot L_{tot}}{m_{par} + N_c \cdot L_{tot}}$$

Visando estudar e analisar o sistema até aqui proposto, foi desenvolvida e calculada uma estrutura com o Sistema Híbrido de Paredes de Cisalhamento e suas ligações híbridas entre aço e concreto.

A análise teve início com o estudo de um painel isolado, linear em primeira ordem tendo como primeiro objetivo entender seu comportamento e como a sua geometria pode ser otimizada.

3.3. DESCRIÇÃO E DADOS DOS MODELOS

Estudou-se o Sistema Híbrido de Contraventamento para um edifício de múltiplos pavimentos.

Para tanto, utilizou-se as dimensões de um edifício de 20 andares mais a laje de cobertura com planta quadrada conforme planta inicialmente proposta mostrada na Fig. 45 e adaptada dos estudos para edifícios baixos de ZONA *et al.* (2012). Suas dimensões em planta são 40m x 40m.

Foi adotado pé-direito único igual a 3,2 m.

Em cada face do edifício, nessa primeira avaliação, foi considerada uma série de dois Sistemas Híbridos de Parede de Cisalhamento unidos por vigas rotuladas conforme Fig. 46.

O cálculo foi auxiliado por computador utilizando o software STRAP versão 11.5.

Observa-se nas Fig. 45 e 46 que em ambas as direções foram utilizados 5 vãos de 8,0 m entre as colunas metálicas.

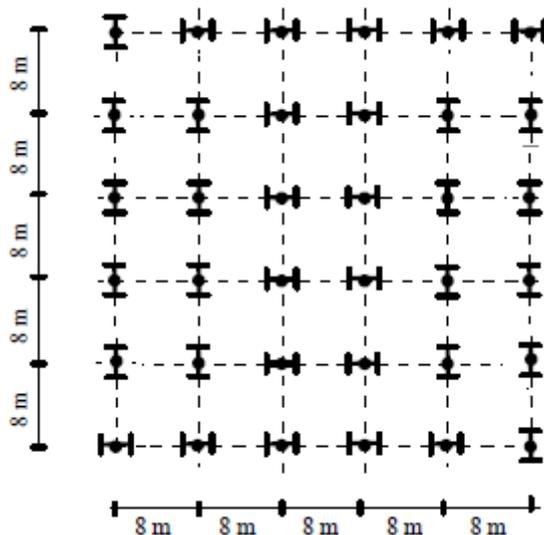


Figura 45 – Planta do modelo adaptada de ZONA *et al.* (2012)

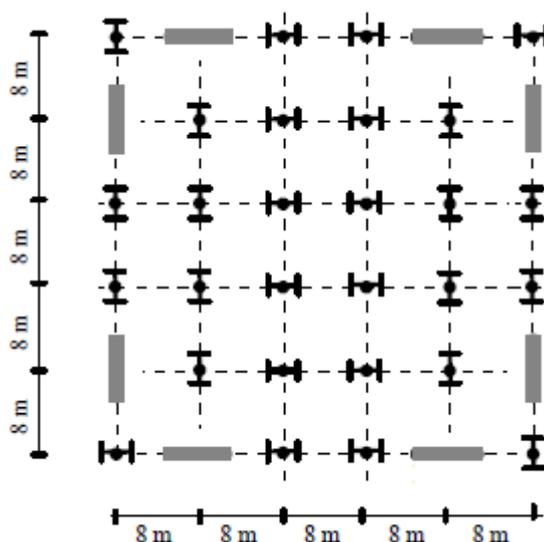


Figura 46 – Geometria do pavimento com locação do Sistema Híbrido de Paredes de Cisalhamento adaptado de ZONA *et al.* (2012)

3.3.1. DEFINIÇÃO DOS ELEMENTOS

Por ser um painel de contraventamento novo, o cálculo preliminar do modelo buscou conhecer algumas características comportamentais sob ação horizontal. Para isso foi utilizado o programa computacional STRAP 11.5. Nesse programa foi selecionado um elemento de barra no espaço, o qual considera a contribuição da rigidez axial, da rigidez à flexão nos dois planos principais e da rigidez à torção em sua formulação e elementos finitos isotrópicos planos quadriláteros.

As vigas de aço e as colunas mistas foram modeladas como elementos de barra e a parede de cisalhamento em elementos finitos medindo 80cm x 80cm com espessura de 40cm.

Apesar de esses elementos finitos nos fornecem resultados inerentemente inexatos, são aceitáveis para a análise global, pois os elementos deveriam ser conectados entre si ao longo de seus limites comuns, mas no modelo eles só estão conectados pelos nós comuns espaçados a 80cm. Assim há um relaxamento de continuidade ao longo do limite e o desenvolvimento matemático dos elementos assume uma distribuição de tensão linear pelo elemento quando na realidade, a distribuição aproxima-se da parábola.

Apoios de colunas e dos elementos nas bases são articulados e as vigas de aço bi rotuladas. Foram inseridos nós a cada 80cm nas barras que representam os lintéis de aço na região embutida, coincidindo com os nós dos elementos e conecta-los. A interface da barra está na interface entre elementos nos níveis dos pavimentos. Não foi analisado o efeito local desses elementos.

Em cada pavimento, todos os nós foram ligados por *rigid links* para simular as lajes consideradas diafragmas infinitamente rígidos no seu plano. Essa ferramenta não permite o movimento relativo entre os nós selecionados.

Ao todo foram analisados quatrocentos e cinco modelos estruturais de painéis com o Sistema Híbrido de Contraventamento: 1 altura de edifício (H) x 1 largura de parede (b_{par}) x 1 altura de pé-direito (h) x 3 comprimentos de parede (L_{par}) x 9 comprimentos de lintéis (L_{lintel}) x 15 perfis de vigas de aço (tipo W), cujas características estão resumidas na Tabela 1 e as medidas referem-se à Fig. 44.

A espessura das paredes foi inicialmente adotada segundo as recomendações do item 15.9.2 da ABNT NBR 6118 (2014) para dispensar a análise dos efeitos de segunda ordem, tal que:

$$b_i \geq 3,46 \cdot \frac{l_{ei}}{\lambda_i}$$

Onde para cada lâmina:

l_{ei} é o comprimento equivalente e que nesse caso é igual ao pé-direito do andar = 3,20m;

λ_i é o limite de esbeltez para dispensa da análise de segunda ordem = 35;

b_i é a espessura da parede.

$$b_i \geq 3,46 \cdot \frac{320}{35} = 32cm$$

Considerando também a necessidade de recobrimento para as vigas metálicas cujas larguras de abas podem chegar a 36cm, foi adotada largura da parede igual a 40cm

e manteve-se a relação média entre a altura total do edifício e a largura da parede (H/L_{par}) igual a 10, sugerida nos estudos desenvolvidos por ZONA *et al.* (2012).

Tabela 1 – Variáveis consideradas para compor os modelos de cálculo

H(m)	b_{par} (m)	h(m)	L_{par} (m)	L_{intel} (m)	Perfil de aço	
67,20	0,40	3,20	6,40		W360 x 51	
					W360 x 64	
					W410 x 60	
				0,80	W410 x 67	
				1,60	W410 x 75	
				2,00	W460 x 68	
				5,60	2,40	W460 x 74
				7,20	2,80	W530 x 66
					3,20	W530 x 72
					4,00	W530 x 82
					4,80	W530 x 92
					5,60	W610 x 101
						W610 x 113
						W610 x 155
		W610 x 174				

O sistema resistente às ações gravitacionais é composto por colunas contínuas, articuladas na base. As vigas são articuladas em ambas as extremidades, ou seja, o

sistema estrutural metálico é hipostático e só assumirá as características de resistência e estabilidade após a concretagem das paredes em torno das colunas escolhidas para ficarem embutidas. Dessa forma, durante a fase construtiva deve ser disposto um sistema de contraventamento provisório como por exemplo, aquele indicado na Fig. 21.

Para vigas e colunas é adotado o aço ASTM A572 Grau 50, com tensão de escoamento $f_y = 345$ MPa e resistência última $f_u = 450$ MPa.

As outras propriedades estão de acordo com a ABNT NBR8800(2008):

Módulo de elasticidade, $E = 200.000$ MPa;

Coefficiente de Poisson, $\nu_a = 0,3$;

Módulo de elasticidade transversal, $G = 77.000$ MPa;

Massa específica, $\rho_a = 7.850$ kg/m³.

Para o concreto assumiu-se C30 com f_{ck} igual a 30MPa nas paredes de cisalhamento, revestimento de colunas mistas e capeamento das lajes.

Em todos os casos, as propriedades mecânicas consideradas estão de acordo com a ABNT NBR 8800(2008):

$$E_{ci} = 5.600\sqrt{f_{ck}} = 30.672MPa$$

$$E_{cs} = 0,85.E_{ci} = 26.072MPa$$

3.3.2. DEFINIÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS

Assume-se, para uma simulação mais realista, que as ações horizontais devidas ao vento atuam nas faces do edifício representado em planta na Fig. 46, com 20 pavimentos, além da laje de cobertura, simuladas de acordo com a ABNT NBR 6123 (1988):

- Velocidade básica do vento $V_0 = 40$ m/s;
- Fator topográfico $S_1 = 1,00$;
- Fator estatístico $S_3 = 1,00$;

- Categoria ou rugosidade IV;
- Classe C;
- Altura total sobre o terreno $H = 64,0\text{m}$.

Resulta em Fator S_2 , velocidade característica V_k , pressão de obstrução q e Força de arrasto F_a atuando em cada pavimento conforme apresentados na Tabela 2.

Em ambas as faces foi considerado o coeficiente de arrasto:

$C_a = 1,21$ para vento de baixa turbulência.

O Fator S_2 foi calculado por meio da expressão: $S_2 = b \cdot F_r \left(\frac{z}{10}\right)^p$

Onde:

F_r é o Fator de rajada correspondente à categoria II igual a 0.95;

z é a altura sobre o terreno;

b e p são os fatores meteorológicos para categoria IV, classe C: $b = 0,84$ e $p = 0,135$

A velocidade característica:

$$V_k = V_0 \cdot S_1 \cdot S_2 \cdot S_3 \text{ (m/s)}$$

A pressão de obstrução:

$$q = 0,613V_k^2 \text{ (N/m}^2\text{)}$$

A_e é a área de influência de cada pavimento tomada pela soma da meia-distância entre cada pavimento multiplicada pela largura da face. Apenas na laje de cobertura ela é diferente.

A componente da força global na direção do vento, força de arrasto F_a é obtida por:

$$F_a = C_a \cdot q \cdot A_e$$

Os valores das pressões dinâmicas e das forças de arrasto também estão mostrados na Tabela 2. Adotou-se uma variação do coeficiente S_2 a cada 3,2 m (altura do pé-direito) e cuja parcela da força de arrasto resultante atua no nível de cada pavimento.

Tabela 2 – Determinação das forças de arrasto.

Pavimento	z (m)	Fator S_2	Vk (m/s)	q (kN/m ²)	A _e (m ²)	F _a (kN)
1	3,20	0,68	27,37	0,47	128,00	72,51
2	6,40	0,75	30,05	0,56	128,00	87,43
3	9,60	0,79	31,74	0,63	128,00	97,55
4	12,80	0,83	33,00	0,68	128,00	105,43
5	16,00	0,85	34,01	0,72	128,00	111,97
6	19,20	0,87	34,86	0,76	128,00	117,62
7	22,40	0,89	35,59	0,79	128,00	122,62
8	25,60	0,91	36,24	0,82	128,00	127,12
9	28,80	0,92	36,82	0,85	128,00	131,23
10	32,00	0,93	37,35	0,87	128,00	135,02
11	35,20	0,95	37,83	0,89	128,00	138,54
12	38,40	0,96	38,28	0,92	128,00	141,83
13	41,60	0,97	38,69	0,94	128,00	144,93
14	44,80	0,98	39,08	0,95	128,00	147,86
15	48,00	0,99	39,45	0,97	128,00	150,64
16	51,20	0,99	39,79	0,99	128,00	153,29
17	54,40	1,00	40,12	1,01	128,00	155,82
18	57,60	1,01	40,43	1,02	128,00	158,24
19	60,80	1,02	40,73	1,04	128,00	160,57
20	64,00	1,03	41,01	1,05	128,00	162,81
Cobertura	67,20	1,03	41,28	1,07	64,00	82,48

3.4. ANÁLISE DO SISTEMA HÍBRIDO COM PAREDE DE CISCALHAMENTO

Usando um modelo baseado numa estrutura reticulada convencional e parede em elementos finitos conforme mostrado na Fig. 47 foi feito um cálculo preliminar para identificar a geometria inicial das barras que ao longo do estudo sofreram otimizações.

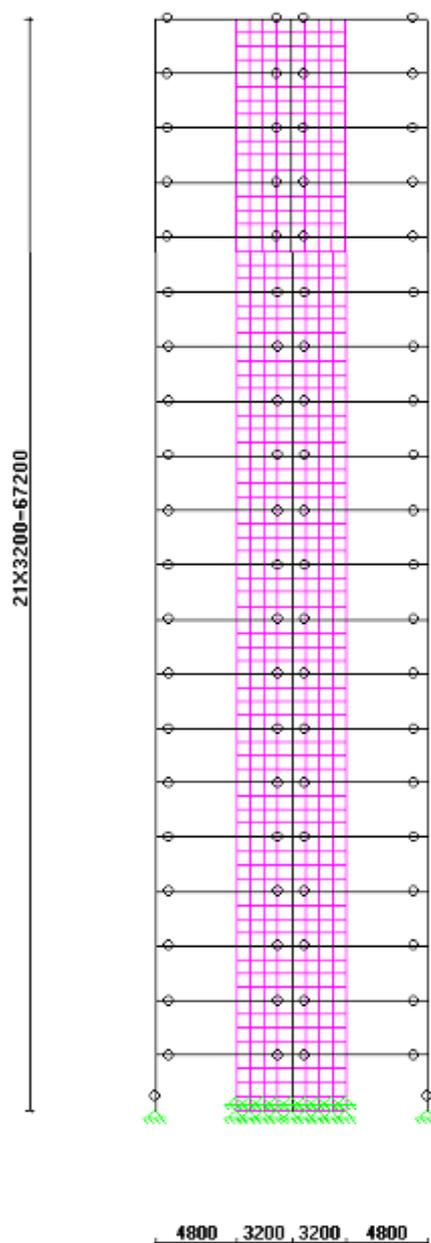


Figura 47 – Vista lateral do modelo feito no STRAP 11.5 com largura da parede de 6.40m e sua divisão em elementos finitos (medidas em mm)

Esse modelo tem paredes de concreto armado com dimensões de 6,40m x 40cm (mantendo a relação de 1/10 da altura total do edifício), colunas mistas laterais em perfis tipo W totalmente revestidas em concreto com dimensões finais de 30cm x 30cm, lintéis de aço em perfis W articulados na lateral das colunas e posteriormente integradas parcialmente às paredes de concreto, conforme combinação dos elementos apresentados na Tabela 3.

Tabela 3 – Variação dos perfis dos lintéis de aço no modelo do sistema híbrido

Perfil	Momento de inércia (cm ⁴)
W360 x 51	14.222,00
W360 x 64	17.890,00
W410 x 60	21.707,00
W410 x 67	24.678,00
W410 x 75	27.616,00
W460 x 68	29.851,00
W460 x 74	33.415,00
W530 x 66	34.971,00
W530 x 72	39.969,00
W530 x 82	47.569,00
W530 x 92	55.157,00
W610 x 101	77.003,00
W610 x 113	88.196,00
W610 x 155	129.583,00
W610 x 174	147.754,00

Considerando inicialmente o vento sem excentricidade e quatro Sistemas Híbridos de Parede de Cisalhamento resistentes, dois em cada face paralela ao vento (Fig. 46), foi elaborada a Tabela 4, cujo valor total da força de arrasto no andar foi dividido pelo número de painéis resistentes para cada direção, ou seja, quatro, pois a atuação das lajes como diafragmas rígidos em seus planos iguala os deslocamentos de todos os nós e os painéis, por possuírem a mesma rigidez, apresentam a mesma força de reação.

Tabela 4- Força de arrasto atuante em cada painel do sistema híbrido de contraventamento

Pavimento	h (m)	F _a (kN)	F _a /4 (kN)
1	3,20	72,51	18,13
2	6,40	87,43	21,86
3	9,60	97,55	24,39
4	12,80	105,43	26,36
5	16,00	111,97	27,99
6	19,20	117,62	29,41
7	22,40	122,62	30,66
8	25,60	127,12	31,78
9	28,80	131,23	32,81
10	32,00	135,02	33,75
11	35,20	138,54	34,63
12	38,40	141,83	35,46
13	41,60	144,93	36,23
14	44,80	147,86	36,96
15	48,00	150,64	37,66
16	51,20	153,29	38,32
17	54,40	155,82	38,95
18	57,60	158,24	39,56
19	60,80	160,57	40,14
20	64,00	162,81	40,70
Cobertura	67,20	82,48	20,62

O primeiro modelo foi elaborado para verificar a influência da seção transversal das colunas mistas laterais.

Para a configuração apresentada na Fig. 47 utilizou-se lintéis com perfil W360 x 51 e seções transversais das colunas mistas variáveis. Determinou-se os deslocamentos resultantes das ações de vento indicadas na Tabela 4 e cujos resultados estão apresentados na Tabela 5.

Para as vigas mistas, em função da preponderância de regiões de momento negativo, apenas as propriedades do perfil de aço foram consideradas para o cálculo.

Tabela 5 - Deformação no topo do painel híbrido em função da variação da rigidez axial das colunas mistas laterais

Perfil	Área de aço (cm ²)	Seção final do revestimento de concreto (cm)	Área de concreto (cm ²)	Rigidez axial da coluna mista (kN)	Deslocamento no topo (mm)
H200 x 53	68,10	30 x 30	831,90	2.229.555,23	148
H250 x 62	79,60	35 x 35	1145,40	2.786.491,84	148
H250 x 85	108,50	35 x 35	1116,50	3.334.353,19	148
H310 x 79	100,00	40 x 40	1500,00	3.564.290,00	148
H310 x 93	119,20	40 x 40	1480,80	3.928.267,09	148
H310 x 110	141,00	40 x 40	1459,00	4.341.532,74	148
H310 x 125	159,00	40 x 40	1441,00	4.682.761,26	148
W610 x 174	222,80	70 x 30*	1877,20	6.413.656,79	148

*Nota: a dimensão de 70cm foi considerada no plano do sistema híbrido.

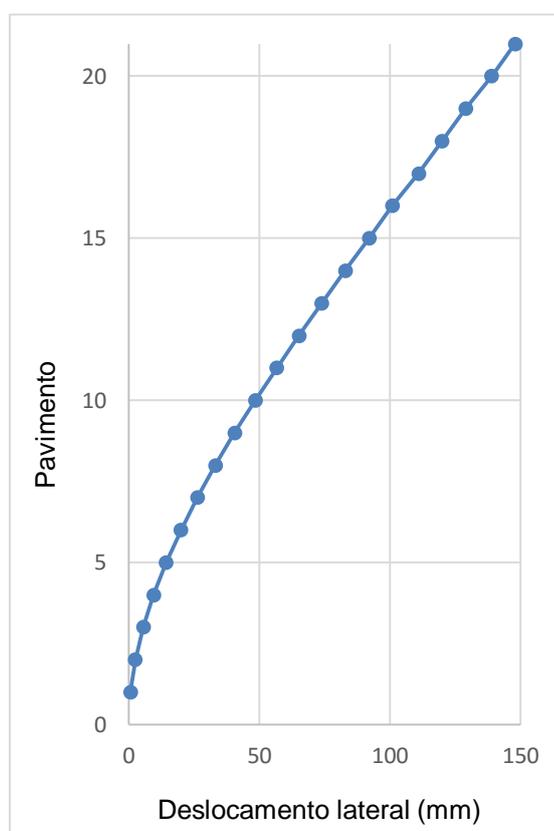


Figura 48 – Curva de deslocamentos laterais ao longo da altura do painel híbrido com parede de 6,40m, lintel em W360 x 51 e L_{lintel} de 4,80m

Tabela 6 – Deslocamentos laterais (d) ao longo da altura do painel híbrido com parede de 6,40m, lintel em W360 x 51 e Lintel de 4,80m

Pavimento	h (m)	d (mm)
1	3,20	0,73
2	6,40	2,60
3	9,60	5,60
4	12,80	9,60
5	16,00	14,40
6	19,20	20,10
7	22,40	26,30
8	25,60	33,20
9	28,80	40,60
10	32,00	48,50
11	35,20	56,70
12	38,40	65,20
13	41,60	74,00
14	44,80	83,00
15	48,00	92,10
16	51,20	101,00
17	54,40	111,00
18	57,60	120,00
19	60,80	129,00
20	64,00	139,00
Cobertura	67,20	148,00

Analisando a deformação no topo do painel em função da variação do perfil das colunas laterais apresentados na Tabela 5, como se esperava, a variação da rigidez axial da coluna não tem influência na deformação desse edifício, pois a deformação no topo do prédio, no nível da laje de cobertura, não variou em função desse parâmetro.

Dessa forma, para avaliação dos modelos seguintes decidiu-se manter apenas uma seção de coluna mista lateral: H200 x 53 com revestimento total final de concreto medindo 30cm x 30cm.

Esse modelo apresentou deformações ao longo da altura apresentadas na Tabela 6 e Fig. 48.

Para verificar a contribuição do sistema híbrido em relação à parede isolada, determinou-se o deslocamento da parede, modelada com os mesmos elementos finitos, retirando-se os elementos de barra, cujos deslocamentos ao longo da altura estão apresentados na Tabela 7 e Fig. 49.

Tabela 7 - Deslocamentos laterais (d) ao longo da altura da parede isolada de 6,40m

Pavimento	h (m)	d (mm)
1	3,20	2,00
2	6,40	4,00
3	9,60	7,00
4	12,80	11,00
5	16,00	16,00
6	19,20	22,00
7	22,40	28,00
8	25,60	35,00
9	28,80	43,00
10	32,00	51,00
11	35,20	59,00
12	38,40	68,00
13	41,60	77,00
14	44,80	86,00
15	48,00	96,00
16	51,20	105,00
17	54,40	115,00
18	57,60	125,00
19	60,80	134,00
20	64,00	144,00
Cobertura	67,20	154,00

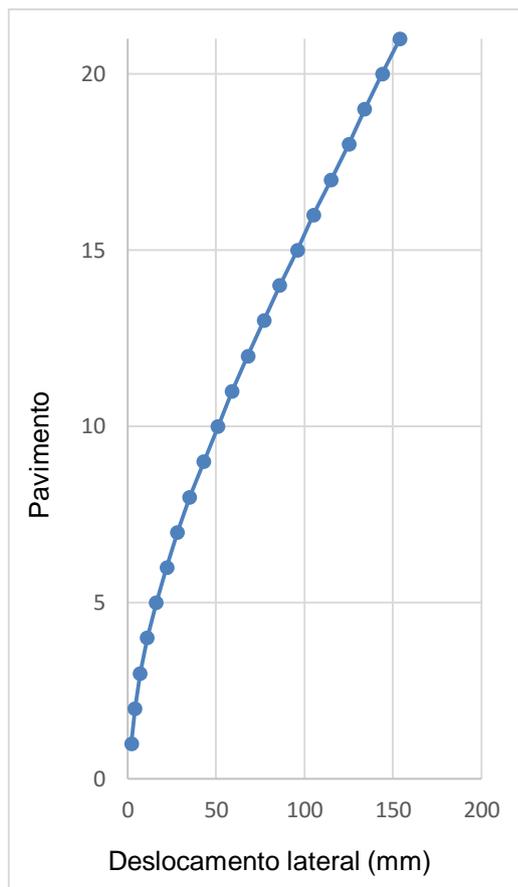


Figura 49 – Curva de deslocamentos laterais (d) ao longo da altura da parede isolada de 6,40m

Comparando os dois sistemas estruturais por meio da Fig. 50, plotando os valores listados nas Tabelas 6 e 7, há redução de 174% no deslocamento no nível do primeiro pavimento, reduzindo essa diferença ao longo da altura da estrutura, mas ainda mantendo redução, nesse caso, de 4% no topo, submetidos à mesma ação horizontal.

A partir desse resultado, partiu-se para pesquisar a influência da variação da rigidez do lintel, ou seja, do momento de inércia da viga de aço e da distância entre o apoio da coluna lateral mista e a face da parede de cisalhamento que leva o sistema à otimização.

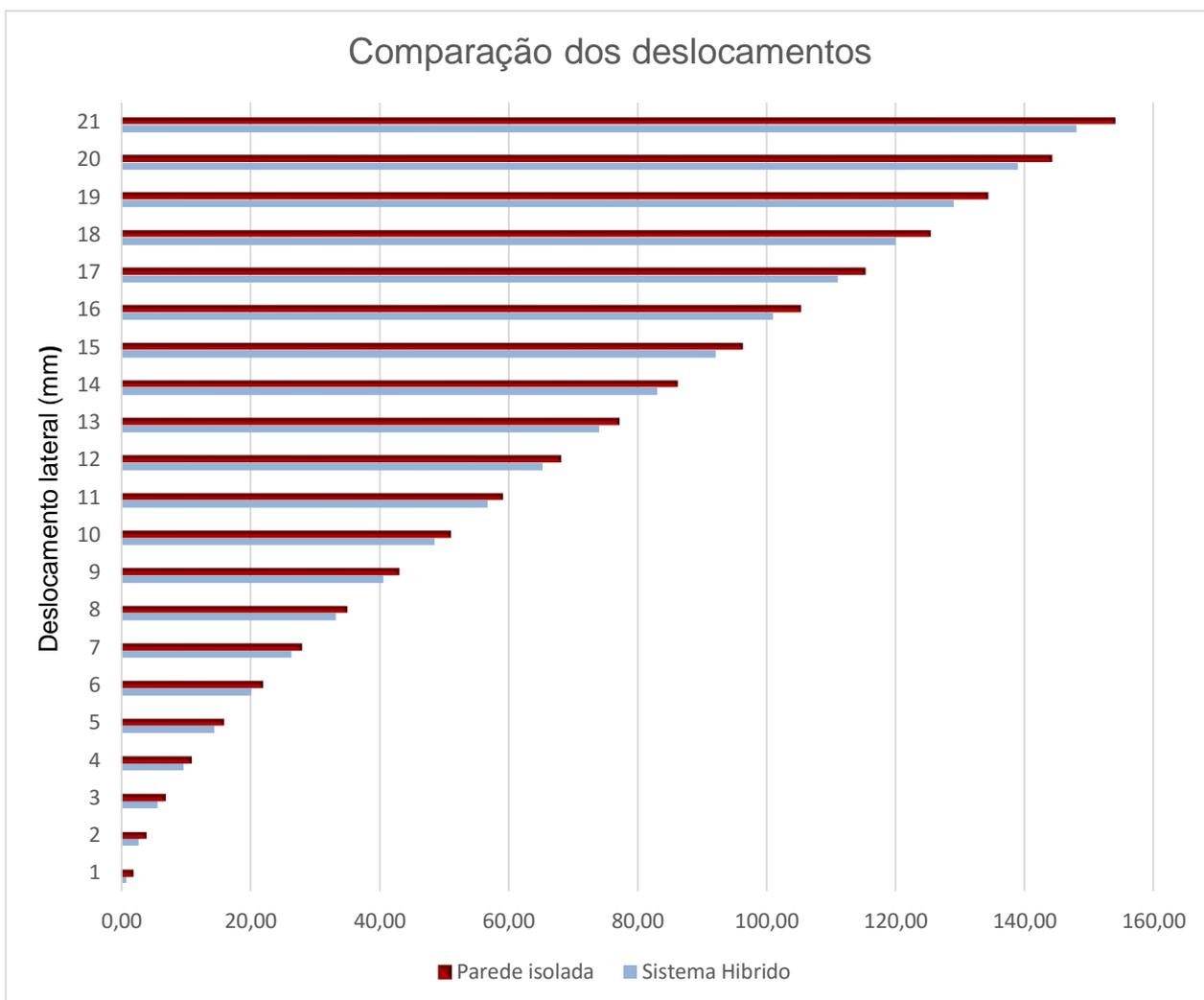


Figura 50 - Comparação de deslocamentos do sistema híbrido com a parede isolada

Fez-se inicialmente a variação da inércia dos lintéis metálicos e a partir daí determinou-se os deslocamentos para cada um dos modelos. Na Tabela 8 e na Fig. 51 estão apresentados os deslocamentos no topo da estrutura para as mesmas condições de carregamento adotadas até aqui, variando-se apenas o perfil da viga de aço.

Tabela 8 - Deslocamentos laterais (d) no topo do painel híbrido com parede de 6,40m, L_{lintel} de 4,80m e variação do momento de inércia dos lintéis de aço

Perfil	Momento de inércia (cm ⁴)	d (mm)
W360 x 51	14.222,00	148,00
W360 x 64	17.890,00	147,00
W410 x 60	21.707,00	146,00
W410 x 67	24.678,00	145,00
W410 x 75	27.616,00	145,00
W460 x 68	29.851,00	144,00
W460 x 74	33.415,00	144,00
W530 x 66	34.971,00	143,00
W530 x 72	39.969,00	142,00
W530 x 82	47.569,00	141,00
W530 x 92	55.157,00	140,00
W610 x 101	77.003,00	137,00
W610 x 113	88.196,00	136,00
W610 x 155	129.583,00	133,00
W610 x 174	147.754,00	131,00

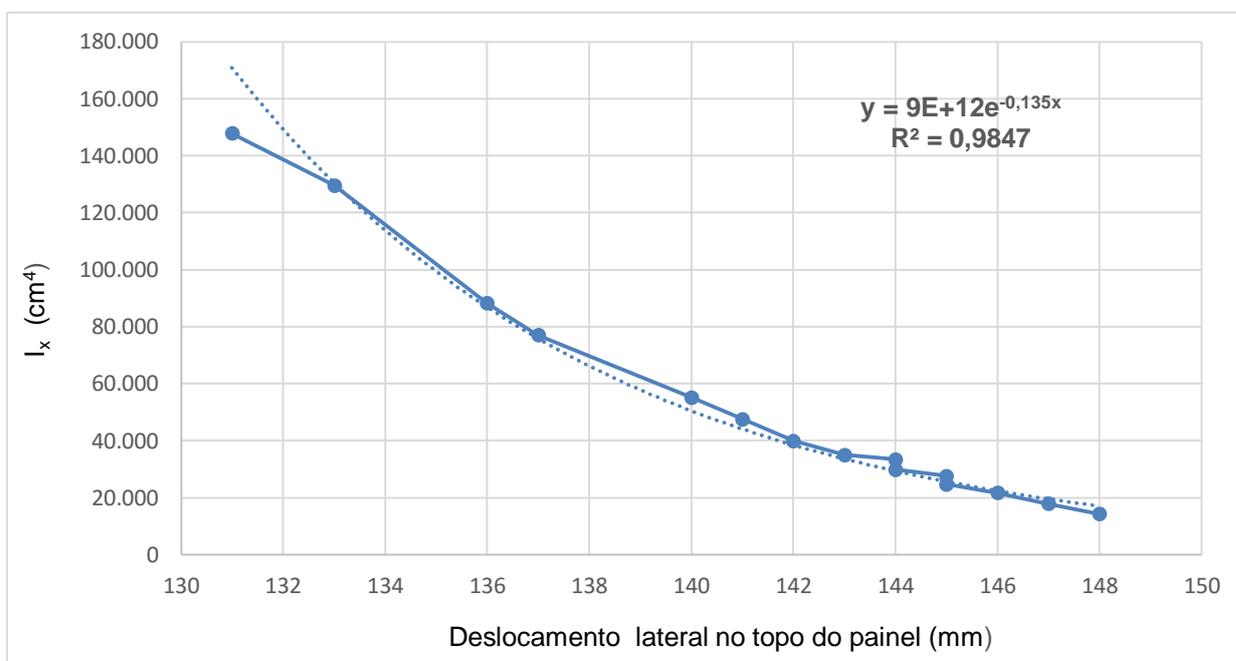


Figura 51 – Variação do deslocamento no topo do painel híbrido com parede de 6,40m e L_{lintel} de 4,80m em função da variação do momento de inércia dos lintéis

Nota-se que acrescentando a curva de tendência com função exponencial do Microsoft Excel o valor de R^2 é igual a 0,9847, ou seja, 98,47% dos deslocamentos são explicados pela variação exponencial da inércia dos lintéis.

3.5. MODELOS PARA A PAREDE COM 6,40M DE LARGURA

Com o objetivo de determinar a distância L_{lintel} ótima para o modelo em estudo, inicialmente relacionou-se o deslocamento no topo do painel apresentado na Fig. 48 à relação I_x/L_{lintel} , conforme apresentado na Fig. 52 para $L_{\text{lintel}} = 4,80\text{m}$. Verifica-se para a equação exponencial que 99,37% dos deslocamentos são explicados pela variação de I_x/L_{lintel} .

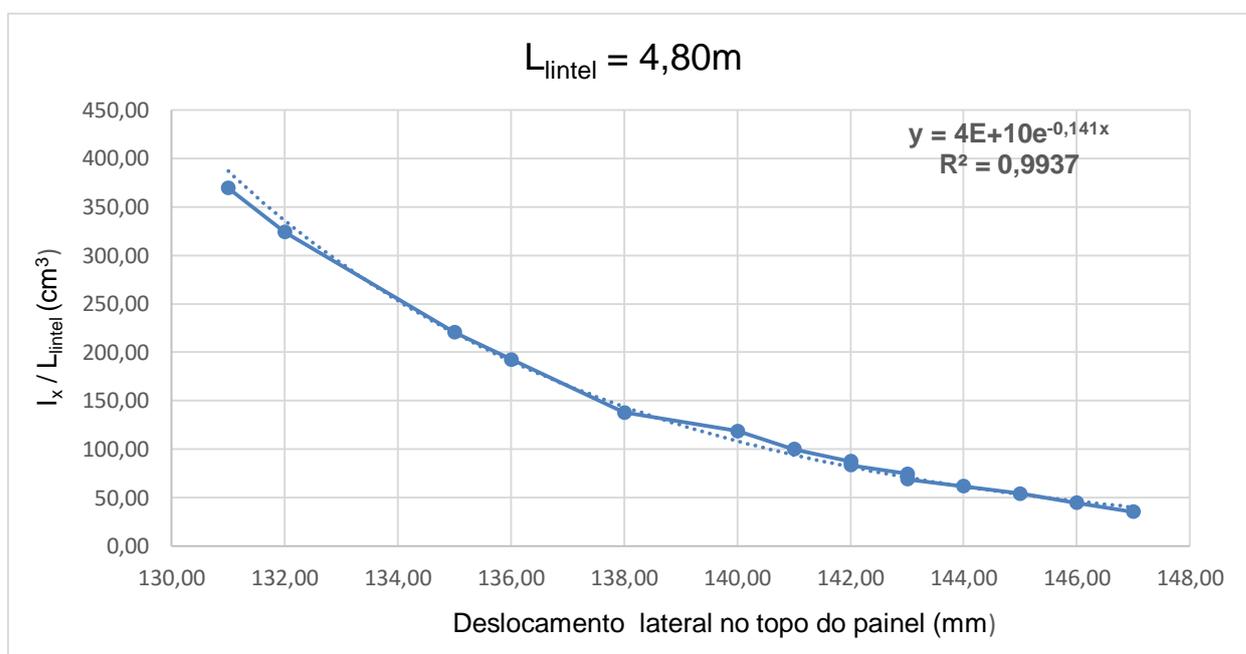


Figura 52 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 4,80\text{m}$

A partir desse resultado bem explicado pela função exponencial, decidiu-se pesquisar a variação para outros valores de L_{lintel} .

Nas Tabelas 35 a 42 e Fig. 85 a 92, apresentadas no Apêndice A, estão relacionados os deslocamentos no topo dos painéis à relação I_x/L_{lintel} para L_{lintel} variando de 0,80m a 5,60m, exceto para 4,80m já mostrado anteriormente.

Exceto para o coeficiente de determinação $R^2 = 17,82\%$ para $L_{\text{intel}} = 0,80\text{m}$, em que a variável dependente não explica o modelo, todos os demais tem R^2 maiores do que 91%.

O resumo dos resultados de deslocamento no topo desses modelos com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ estão apresentados na Tabela 9.

Tabela 9 – Resumo dos deslocamentos em função da variação de L_{intel} e dos perfis metálicos para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$

L_{intel}							Perfil
0,80m	1,60m	2,40m	3,20m	4,00m	4,80m	5,60m	
142	141	143	145	147	148	149	W360 x 51
141	141	142	144	146	147	148	W360 x 64
141	140	141	143	145	146	147	W410 x 60
141	140	140	142	144	145	146	W410 x 67
141	139	140	141	143	145	146	W410 x 75
141	139	140	141	143	144	145	W460 x 68
141	139	139	140	142	144	145	W460 x 74
141	139	139	140	142	143	145	W530 x 66
141	139	138	139	141	142	144	W530 x 72
141	138	138	138	140	141	143	W530 x 82
141	138	137	137	138	140	141	W530 x 92
141	138	136	135	136	137	139	W610 x 101
141	137	135	135	135	136	137	W610 x 113
141	137	134	133	132	1330	134	W610 x 155
141	137	134	132	131	131	132	W610 x 174

Os números do eixo horizontal do gráfico da Fig. 53 correspondem respectivamente à ordem dos perfis do topo para baixo da Tabela 9.

Percebe-se que para o espaçamento de 0,80m não há variação da deformação em função da variação da inércia do lintel. A inclinação das curvas para $L_{\text{lintel}} = 1,60\text{m}$ e $2,40\text{m}$ também é menor do que as demais.

Para analisar esses resultados, cada linha da Tabela 9 gerou um gráfico como aquele indicado na Fig. 54 em cujos eixos horizontais são plotados os espaçamentos L_{lintel} e nos eixos verticais os deslocamentos no topo dos painéis. A esse gráfico é definida uma linha de tendência polinomial e determina-se o valor de R^2 . Os gráficos para os demais perfis estão apresentados no Apêndice B.

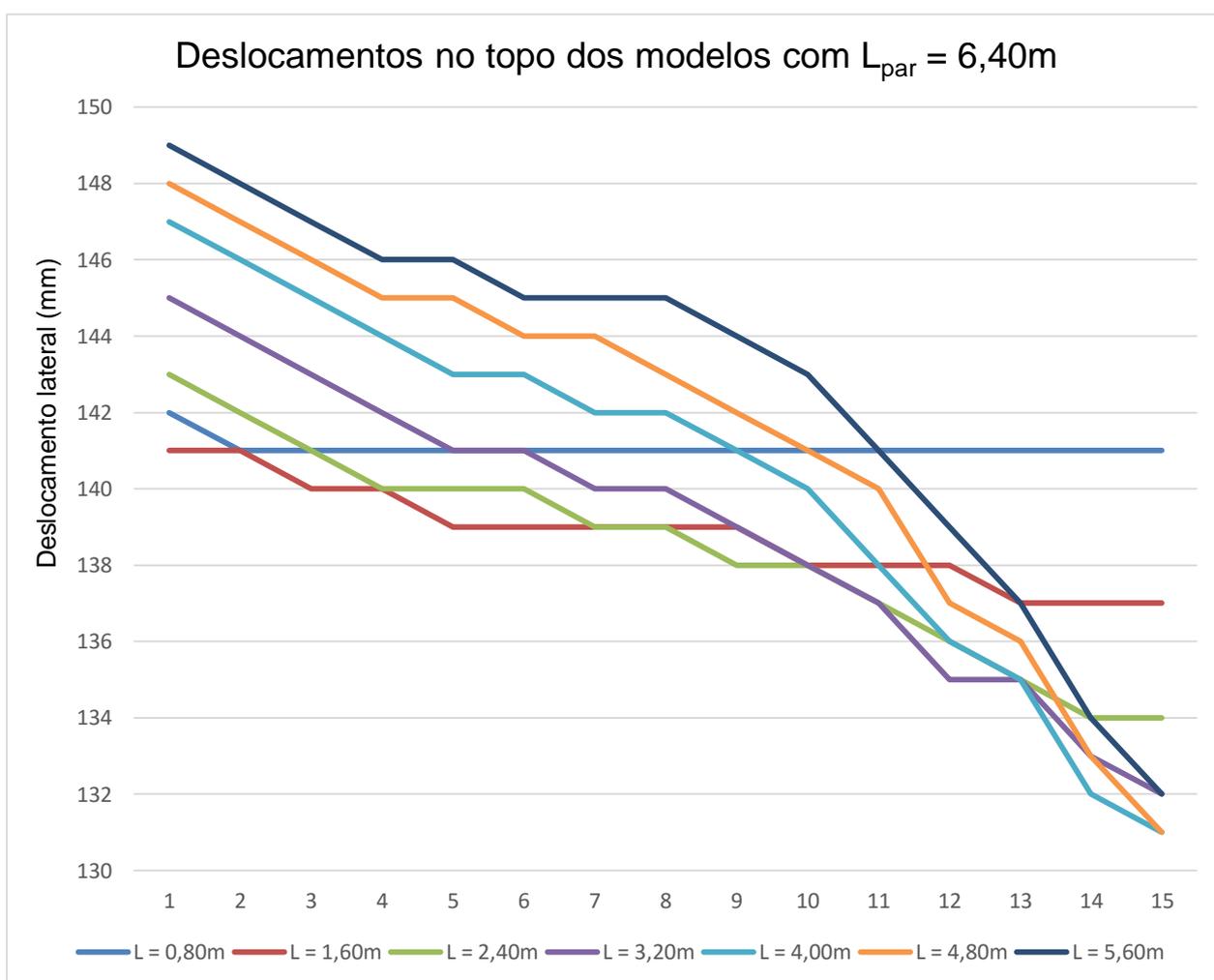


Figura 53 – Comparativo entre os deslocamentos no topo dos modelos com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ em função da variação dos perfis de aço para cada L_{lintel} .

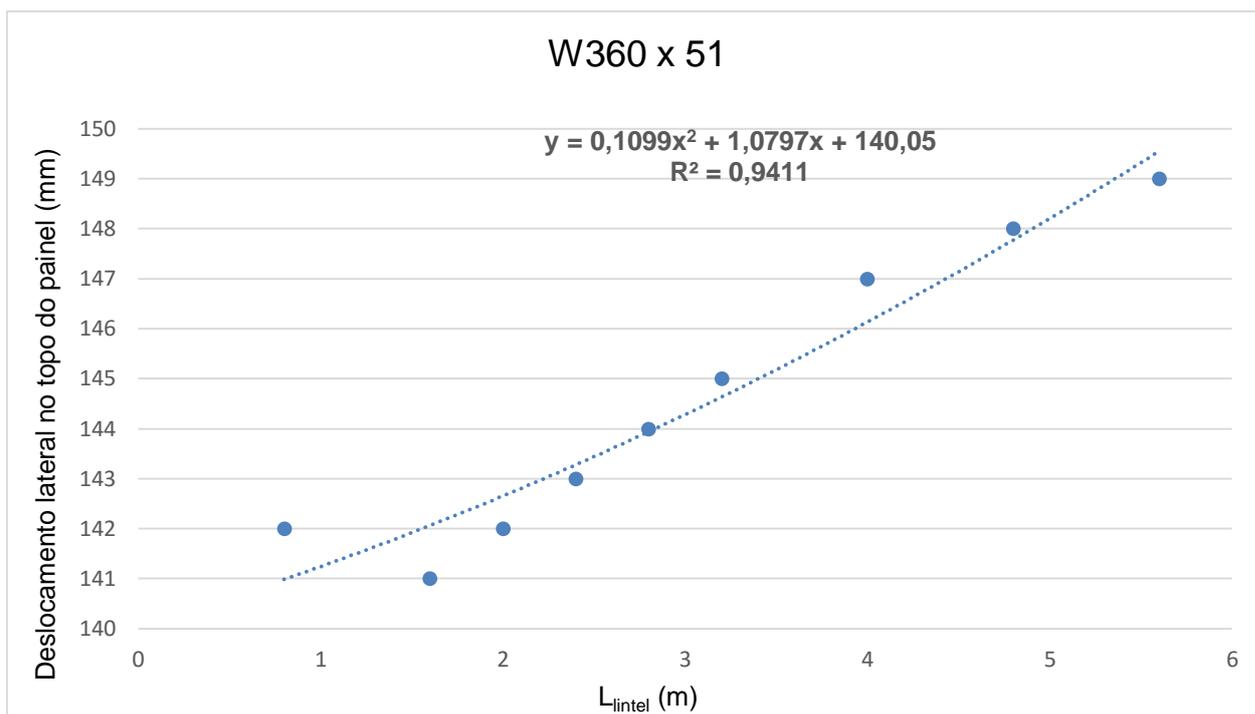


Figura 54 – Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

Percebe-se pelos gráficos que à medida que a coluna lateral se afasta da parede de concreto, para o mesmo perfil metálico, o deslocamento no topo do painel aumenta, mas o contrário também acontece, à medida que se aproxima da parede, a partir de um determinado ponto, o deslocamento aumenta.

Decidiu-se utilizar a função quadrática obtida a partir das linhas de tendência $d = f(L_{\text{lintel}}) = ax^2 + bx + c$, indicadas nas respectivas figuras, derivando-as e igualando a zero para obter-se o espaçamento ótimo $L_{\text{lintel,ot}}$, ou seja, aquele espaçamento contribuinte para que o sistema tenha o menor deslocamento no topo do painel.

Os resultados estão apresentados na Tabela 10, assim como as relações geométricas entre as distâncias.

Os valores negativos da derivada $L_{\text{lintel,ot}}$ foram desprezados, pois não tem significado físico e leva-nos à conclusão que nesta configuração, o uso dos perfis W410 x 60, W360 x 64 e W360 x 51 não são eficazes para a redução da deformação, ou ainda, perfis com $I_x < 24.678\text{cm}^4$.

Tabela 10 – Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para $L_{par} = 6,40m$

Perfil	Momento de inércia (cm ⁴)	Derivada $L_{intel,ot}$ (m)	L_{tot} (m)	$I_x/L_{intel,ot}$ (cm ³)	$L_{par}/L_{intel,ot}$	L_{tot}/L_{par}	$L_{tot}/L_{intel,ot}$
W360 x 51	14.222	-					
W360 x 64	17.890	-					
W410 x 60	21.707	-					
W410 x 67	24.678	0,88	8,16	280,43	7,27	1,28	9,27
W410 x 75	27.616	1,56	9,52	177,02	4,10	1,49	6,10
W460 x 68	29.851	1,44	9,28	207,29	4,44	1,45	6,44
W460 x 74	33.415	2,09	10,58	159,88	3,06	1,65	5,06
W530 x 66	34.971	2,18	10,76	160,41	2,93	1,68	4,94
W530 x 72	39.969	2,52	11,44	158,60	2,53	1,79	4,54
W530 x 82	47.569	2,71	11,82	175,53	2,36	1,85	4,36
W530 x 92	55.157	3,03	12,46	182,03	2,11	1,95	4,11
W610 x 101	77.003	3,42	13,24	225,15	1,87	2,07	3,87
W610 x 113	88.196	3,62	13,64	243,63	1,76	2,13	3,77
W610 x 155	129.583	4,09	14,58	316,82	1,56	2,28	3,56
W610 x 174	147.754	4,40	15,2	335,80	1,45	2,38	3,45

3.6. MODELOS PARA A PAREDE COM 5,60M DE LARGURA

O mesmo procedimento foi executado para outras duas configurações de parede.

Percebe-se pelos gráficos das figuras constantes no Apêndice C demonstrando a variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} , o mesmo comportamento encontrado no modelo anterior.

Para a parede com $L_{par} = 5,60m$ obteve-se os valores de deslocamento no topo do painel apresentados na Tabela 11 e as distância ótimas oriundas das derivadas, conforme procedimento aplicado no modelo anterior, apresentadas na Tabela 12, cujos gráficos com respectivas funções estão apresentados na sequência de Figuras do Apêndice D.

Tabela 11 - Resumo dos deslocamentos em função da variação de L_{intel} e dos perfis metálicos para $L_{par} = 5,60m$

L_{intel}							Perfil
0,80m	1,60m	2,40m	3,20m	4,00m	4,80m	5,60m	
208	207	210	213	216	218	220	W360 x 51
208	205	207	211	214	216	218	W360 x 64
207	205	206	209	212	214	216	W410 x 60
207	204	205	207	210	213	215	W410 x 67
207	203	204	206	209	212	214	W410 x 75
207	203	203	205	208	211	213	W460 x 68
207	203	202	204	207	210	212	W460 x 74
207	203	202	204	207	209	212	W530 x 66
207	202	201	202	205	208	210	W530 x 72
207	201	199	200	202	205	208	W530 x 82
207	201	198	198	200	203	205	W530 x 92
206	200	196	195	196	198	200	W610 x 101
206	200	195	194	194	196	198	W610 x 113
206	199	193	190	189	189	191	W610 x 155
206	199	193	189	187	187	188	W610 x 174

Os valores negativos da derivada $L_{intel,ot}$ foram desprezados, pois não tem significado físico e leva-nos à conclusão que nesta configuração, o uso dos perfis W360 x 51 não são eficazes para a redução da deformação, ou ainda, perfis com $I_x < 17.890cm^4$.

Tabela 12 - Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para $L_{par} = 5,60m$

Perfil	Momento de inércia (cm ⁴)	Derivada $L_{intel,ot}$ (m)	L_{tot} (m)	$I_x/L_{intel,ot}$ (cm ³)	$L_{par}/L_{intel,ot}$	L_{tot}/L_{par}	$L_{tot}/L_{intel,ot}$
W360 x 51	14.222	-					
W360 x 64	17.890	0,12	5,84	1491	46,7	1,04	48,67
W410 x 60	21.707	0,75	7,10	289	7,5	1,27	9,47
W410 x 67	24.678	1,68	8,96	147	3,3	1,60	5,33
W410 x 75	27.616	1,94	9,48	142	2,9	1,69	4,89
W460 x 68	29.851	2,20	10,00	136	2,5	1,79	4,55
W460 x 74	33.415	2,42	10,44	138	2,3	1,86	4,31
W530 x 66	34.971	2,46	10,52	142	2,3	1,88	4,28
W530 x 72	39.969	2,69	10,98	149	2,1	1,96	4,08
W530 x 82	47.569	2,97	11,54	160	1,9	2,06	3,89
W530 x 92	55.157	3,20	12,00	172	1,8	2,14	3,75
W610 x 101	77.003	3,56	12,72	216	1,6	2,27	3,57
W610 x 113	88.196	3,71	13,02	238	1,5	2,33	3,51
W610 x 155	129.583	4,24	14,08	305	1,3	2,52	3,32
W610 x 174	147.754	4,56	14,72	322	1,2	2,64	3,22

3.7. MODELOS PARA A PAREDE COM 7,20M DE LARGURA

Mais uma vez, o mesmo procedimento foi executado para essa configuração de parede e percebeu-se o mesmo comportamento dos modelos anteriores.

Para a parede com $L_{par} = 7,20m$ obteve-se os valores de deslocamento no topo do painel apresentados na Tabela 13 e as distâncias ótimas oriundas das derivadas estão apresentadas na Tabela 14, cujos gráficos com respectivas funções estão apresentados na sequência de Figuras do Apêndice E.

Tabela 13 – Resumo dos deslocamentos em função da variação de L_{intel} e dos perfis metálicos para $L_{par} = 7,20m$

L_{intel}							Perfil
0,80m	1,60m	2,40m	3,20m	4,00m	4,80m	5,60m	
101	101	102	103	104	105	105	W360 x 51
101	100	101	102	103	104	105	W360 x 64
100	100	101	102	103	104	104	W410 x 60
100	100	100	101	102	103	104	W410 x 67
100	99,6	100	101	102	103	104	W410 x 75
100	99,5	100	101	102	103	103	W460 x 68
100	99,4	99,5	100	101	102	103	W460 x 74
100	99,4	99,5	100	101	102	103	W530 x 66
100	99,2	99,1	100	101	102	103	W530 x 72
100	99,0	98,6	99,2	100	101	102	W530 x 82
100	98,8	98,3	98,6	99,4	100	101	W530 x 92
100	98,5	97,6	97,5	98,0	98,8	99,7	W610 x 101
100	98,4	97,3	97,0	97,4	98,1	98,9	W610 x 113
100	98,1	96,6	95,8	95,7	96,1	96,7	W610 x 155
100	98,0	96,4	95,4	95,1	95,4	95,9	W610 x 174

Os valores negativos da derivada $L_{intel,ot}$ foram desprezados, pois não tem significado físico e leva-nos à conclusão que nesta configuração, o uso dos perfis W410 x 60, W360 x 64 e W360 x 51 não são eficazes para a redução da deformação, ou ainda, perfis com $I_x < 24.678cm^4$.

Tabela 14 – Espaçamento ótimo das colunas laterais e relações entre as demais distâncias para $L_{par} = 7,20m$

Perfil	Momento de inércia (cm ⁴)	Derivada $L_{intel,ot}$ (m)	L_{tot} (m)	$I_x/L_{intel,ot}$ (cm ³)	$L_{par}/L_{intel,ot}$	L_{tot}/L_{par}	$L_{tot}/L_{intel,ot}$
W360 x 51	14.222	-					
W360 x 64	17.890	-					
W410 x 60	21.707	-					
W410 x 67	24.678	0,80	8,80	308,48	9,00	1,22	11,00
W410 x 75	27.616	0,70	8,60	394,51	10,29	1,19	12,29
W460 x 68	29.851	1,12	9,44	266,53	6,43	1,31	8,43
W460 x 74	33.415	1,80	10,80	185,64	4,00	1,50	6,00
W530 x 66	34.971	1,80	10,80	194,28	4,00	1,50	6,00
W530 x 72	39.969	1,85	10,90	216,05	3,89	1,51	5,89
W530 x 82	47.569	2,41	12,02	197,38	2,99	1,67	4,99
W530 x 92	55.157	2,75	12,70	200,57	2,62	1,76	4,62
W610 x 101	77.003	3,19	13,58	241,39	2,26	1,89	4,26
W610 x 113	88.196	3,40	14,00	259,40	2,12	1,94	4,12
W610 x 155	129.583	3,96	15,12	327,23	1,82	2,10	3,82
W610 x 174	147.754	4,16	15,52	355,18	1,73	2,16	3,73

3.8. FUNÇÃO PROPOSTA PARA OTIMIZAÇÃO DO SISTEMA HÍBRIDO

Comparando as distâncias ótimas ($L_{intel,ot}$) obtidas a partir da derivação das curvas de tendência é possível montar a Tabela 15 para os sistemas híbridos modelados.

Tabela 15 – Resumo das distâncias ótimas (m) para os sistemas híbridos modelados

Perfil	L_{par}		
	5,60m	6,40m	7,20m
W360 x 51	-	-	-
W360 x 64	0,12	-	-
W410 x 60	0,75	-	-
W410 x 67	1,68	0,88	0,80
W410 x 75	1,94	1,56	0,70
W460 x 68	2,20	1,44	1,12
W460 x 74	2,42	2,09	1,80
W530 x 66	2,46	2,18	1,80
W530 x 72	2,69	2,52	1,85
W530 x 82	2,97	2,71	2,41
W530 x 92	3,20	3,03	2,75
W610 x 101	3,56	3,42	3,19
W610 x 113	3,71	3,62	3,40
W610 x 155	4,24	4,09	3,96
W610 x 174	4,56	4,40	4,16

Percebe-se que aumentando o comprimento da parede, reduz-se a distância ótima às colunas laterais do sistema híbrido para a mesma inércia de viga. Aumentando a inércia do perfil aumenta-se a distância ótima para o mesmo espaçamento.

Utilizando o Microsoft Excel e plotando os valores das distâncias ótimas listadas na Tabela 15 versus o momento de inércia dos perfis é possível traçar para cada comprimento de parede L_{par} uma linha de tendência polinomial e obter a expressão para estimar o momento de inércia da viga em função da distância das colunas laterais às faces da parede de concreto que leva à otimização do sistema.

3.8.1. FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{par} = 5,60M$

A expressão de terceiro grau apresentada na Fig. 55 possibilita escolher a viga em função da imposição de L_{intel} , com $R^2 = 0,9946$, ou seja, 99,46% do momento de

inércia dos lintéis para otimização da geometria são explicados pela função da distância L_{lintel} com vistas à otimização para paredes com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$.

$$I_x = 1935,1.L_{\text{lintel}}^3 - 3022,6.L_{\text{lintel}}^2 + 2323,2.L_{\text{lintel}} + 18992$$

Onde:

I_x é o momento de inércia do lintel de aço para a configuração otimizada em cm^4 ;

L_{lintel} é a distância entre a face da parede de cisalhamento com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e o eixo da coluna lateral do sistema híbrido em metros.

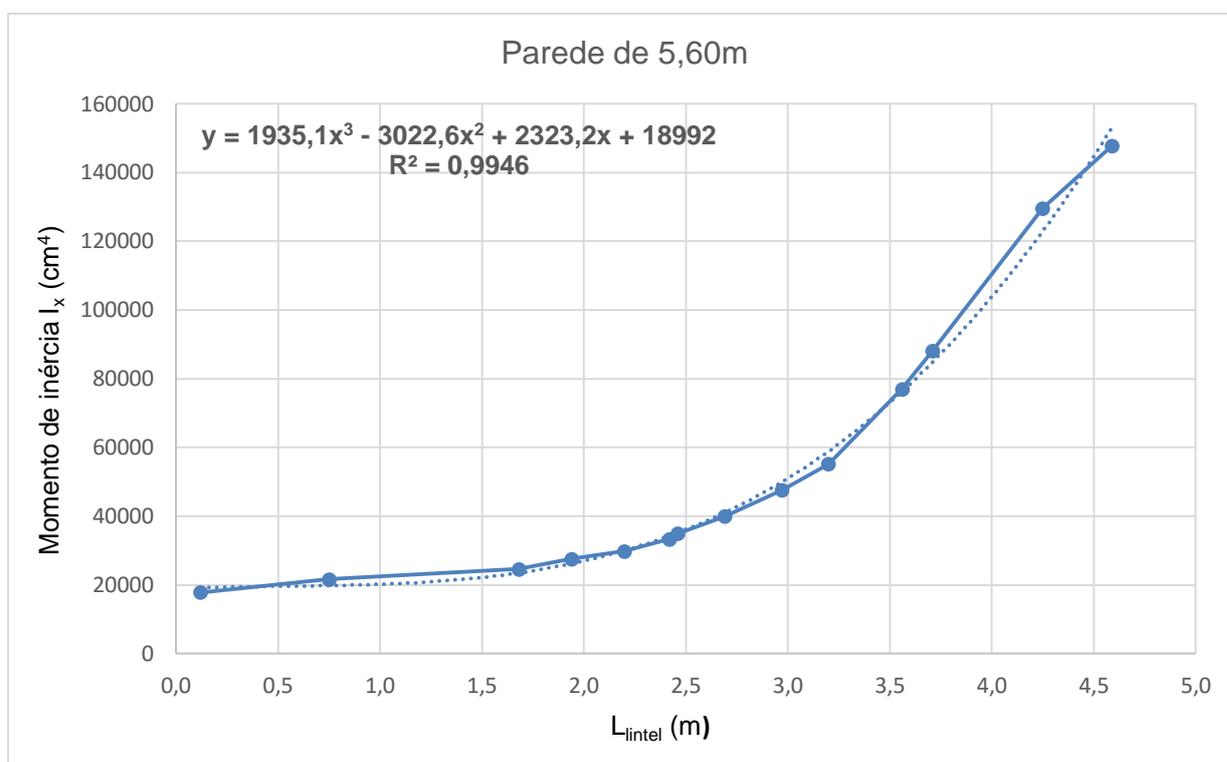


Figura 55 – Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$

3.8.2. FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{\text{par}} = 6,40\text{M}$

A expressão de terceiro grau apresentada na Fig. 56 possibilita escolher a viga em função da imposição de L_{lintel} , com $R^2 = 0,9957$, ou seja, 99,57% do momento de

inércia dos lintéis para otimização da geometria são explicados pela função da distância L_{lintel} com vistas à otimização para paredes com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$.

$$I_x = 2354,2.L_{\text{lintel}}^3 - 4424,4.L_{\text{lintel}}^2 + 2570,1.L_{\text{lintel}} + 25591$$

Onde:

I_x é o momento de inércia do lintel de aço para a configuração otimizada em cm^4 ;

L_{lintel} é a distância entre a face da parede de cisalhamento com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e o eixo da coluna lateral do sistema híbrido em metros.

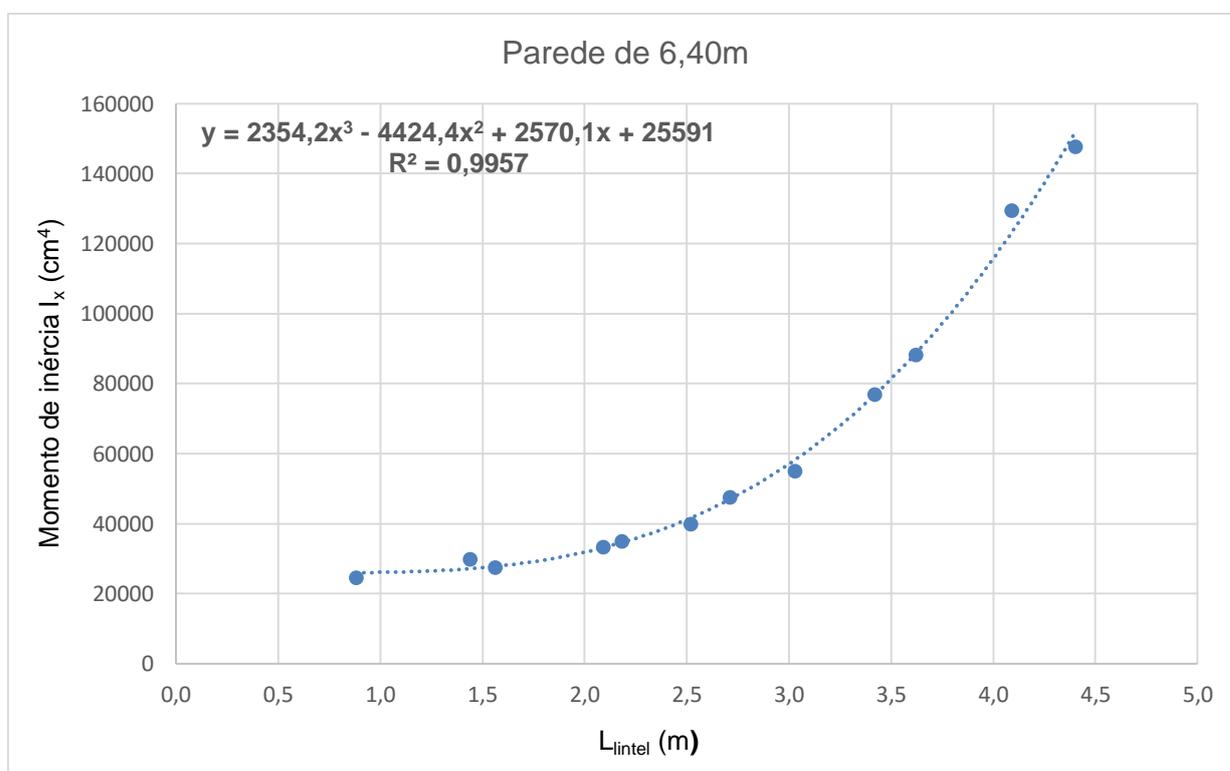


Figura 56 - Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$

3.8.3. FUNÇÃO DE OTIMIZAÇÃO PARA $L_{\text{par}} = 7,20\text{M}$

A expressão de terceiro grau apresentada na Fig. 57 possibilita escolher a viga em função da imposição de L_{lintel} , com $R^2 = 0,9983$, ou seja, 99,83% do momento de

inércia dos lintéis para otimização da geometria são explicados pela função da distância L_{lintel} com vistas à otimização para paredes com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$.

$$I_x = 3148,4.L_{\text{lintel}}^3 - 9378,1.L_{\text{lintel}}^2 + 17402.L_{\text{lintel}} + 17571$$

Onde:

I_x é o momento de inércia do lintel de aço para a configuração otimizada em cm^4 ;

L_{lintel} é a distância entre a face da parede de cisalhamento com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ e o eixo da coluna lateral do sistema híbrido em metros.

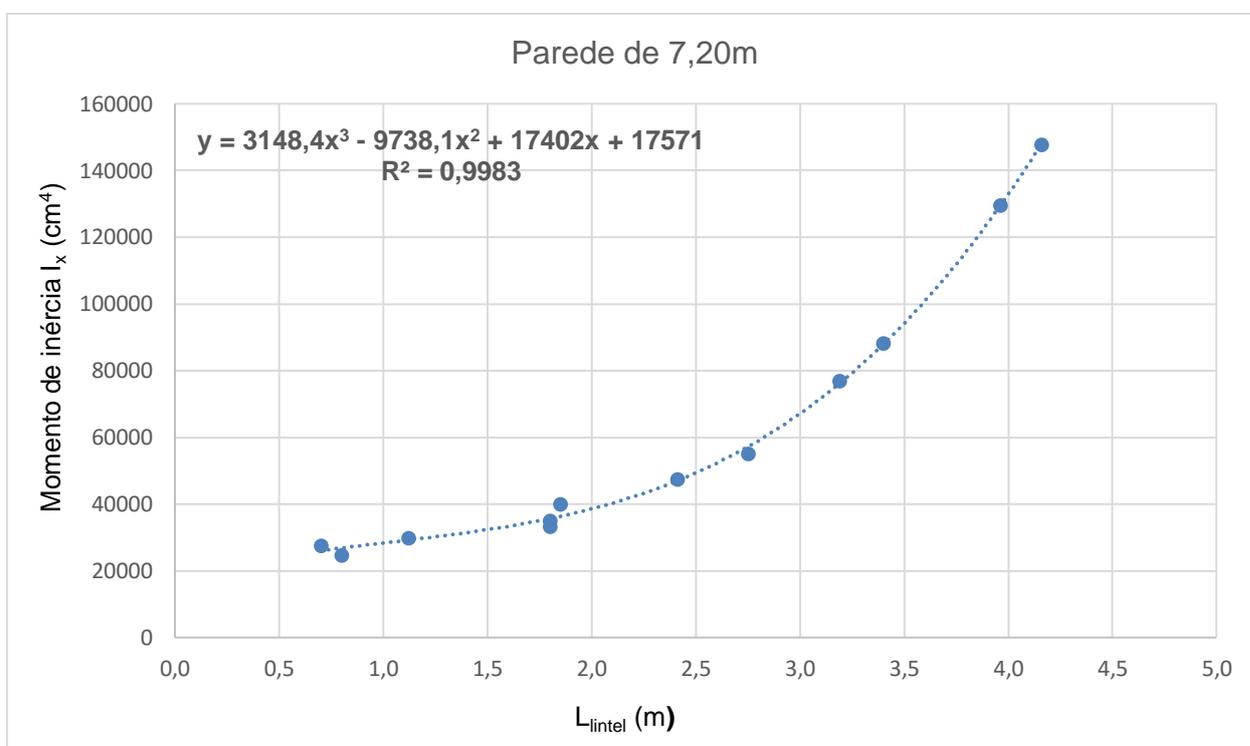


Figura 57 - Função para otimização dos lintéis de aço em função de L_{lintel} em parede com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$

Com essas funções, para determinar a viga de aço que fará a função de lintel com o objetivo de obter a menor deformação no topo do edifício, basta substituir o valor de L_{lintel} e calcular o momento de inércia aproximado necessário à viga.

3.9. PROCEDIMENTO PROPOSTO PARA CÁLCULO DA LIGAÇÃO AÇO - CONCRETO

Para cálculo do comprimento mínimo de embutimento, propõe-se alterar o modelo de HARRIES (1998) previamente apresentado em 2.4.2.

Na configuração da Fig. 58, o vão livre L_b é a distância entre a face da parede e o eixo da coluna lateral em cujos lintéis são articulados com excentricidade “e” e a distância teórica para o cálculo do ângulo de distorção γ_p passa a ser $(L_b - d) + 0,3L_e$, pois o aumento do comprimento devido ao afastamento do perfil metálico em relação ao concreto proposto por HARRIES *et al* (1998) ocorrerá em apenas um dos lados do modelo e excêntrico à coluna lateral devido à geometria da ligação articulada conforme pode ser constatado na Fig. 59 e que também indica a hipótese de cálculo de MATTOCK e GAAFAR (1982).

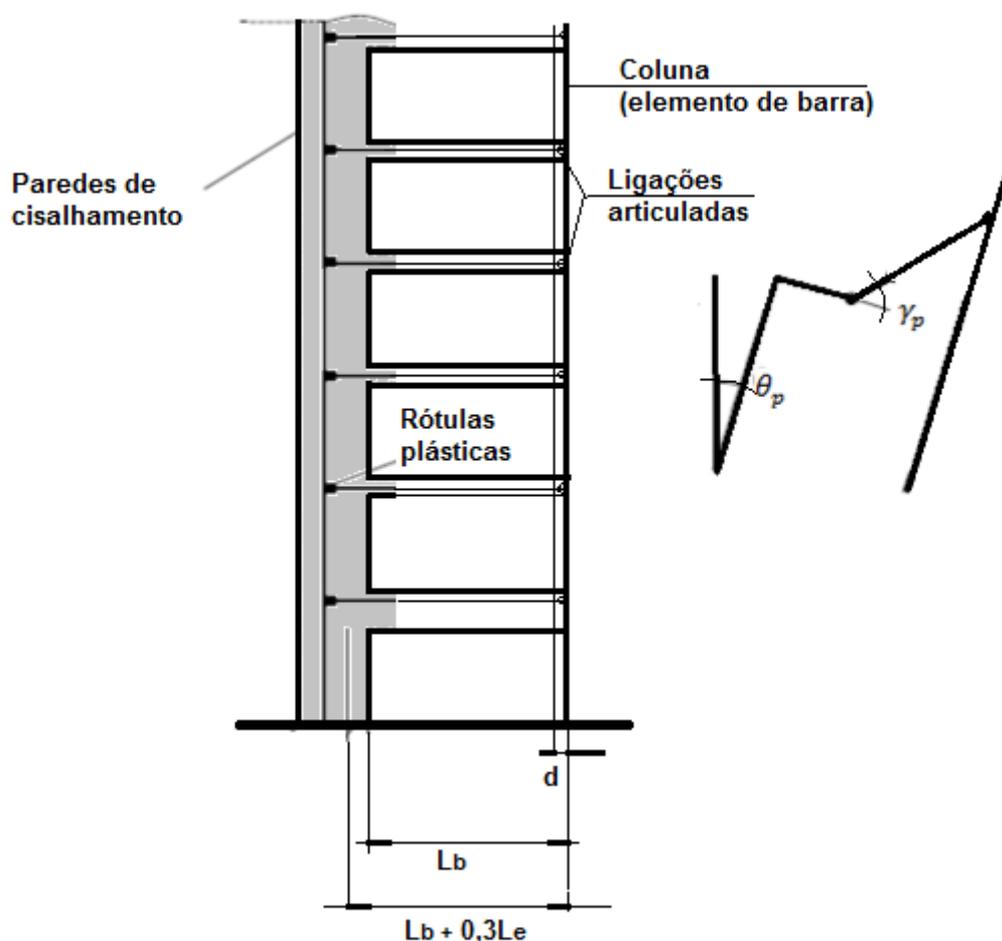


Figura 58 – Proposta do modelo de rótula plástica adaptado de HARRIES (1998)

O diagrama de momento devido às ações laterais terá a distribuição indicada na Fig. 59

A equação de MARCAKIS e MITCHELL (1980) incluindo a alteração proposta por HARRIES (1988) foi selecionada e adaptada por ser ligeiramente mais conservadora:

$$V_u = \frac{0,85 f_{cd} b' (L_e - c)}{1 + \frac{3,6e}{(L_e - c)}}$$

Onde:

$e = \left(\frac{L_e - c}{2}\right) + (a + c)$, é a distância entre a ligação articulada ao centro do embutimento como mostrado na Fig. 59 e adaptado da Fig. 32;

a é a distância entre a ligação articulada e a face da parede de concreto

c é o comprimento de fragmentação tomado igual ao recobrimento do concreto;

b' representa a largura efetiva, considerada como a largura da região confinada, medida da mesa da viga para fora até a o limite da armadura de confinamento, não podendo exceder 2,5 vezes a largura do elemento embutido (Fig. 32).

f_{cd} é a resistência de cálculo à compressão do concreto;

Apesar de utilizar as recomendações do Eurocode 8 (2008), para dimensionamento em situações sísmicas, o modelo aqui proposto mantém a proposta de BOGDAN *et al.* (2013) de que L_e não deve ser menor que 1,5 vezes a altura do perfil metálico.

O lintel não deve perder a estabilidade local antes de atingir a plastificação por cisalhamento e dessa forma, seguindo as recomendações do item 5.4.3.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \cdot d \cdot t_w}{1,10} \cdot f_y$$

Seguindo as recomendações apresentadas em 2.4.3.4 do AISC (1992 e 1994), nesse modelo um par de enrijecedores deve ser colocado em ambos os lados da alma da viga, não só localizados ao longo do comprimento de embutimento, chamados de FBT, mas em todo o comprimento de tal forma que.

$$\frac{a}{h} = 1 \text{ ou seja } < 3$$

$$k_v = 10$$

A esbeltez limite da alma da viga será:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \leq \lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v \cdot E}{f_y}}$$

$$\lambda \leq 3,48 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Os FBT devem ser soldados à alma e às mesas do lintel e a relação entre largura e espessura desses enrijecedores não podem ultrapassar:

$$\frac{b_{FBT}}{t_{FBT}} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Além disso, o momento de inércia do par de FBT em relação ao eixo do plano médio da alma não pode ser inferior a:

$$I_{2FBT} \geq 0,5 \cdot a t_w^3.$$

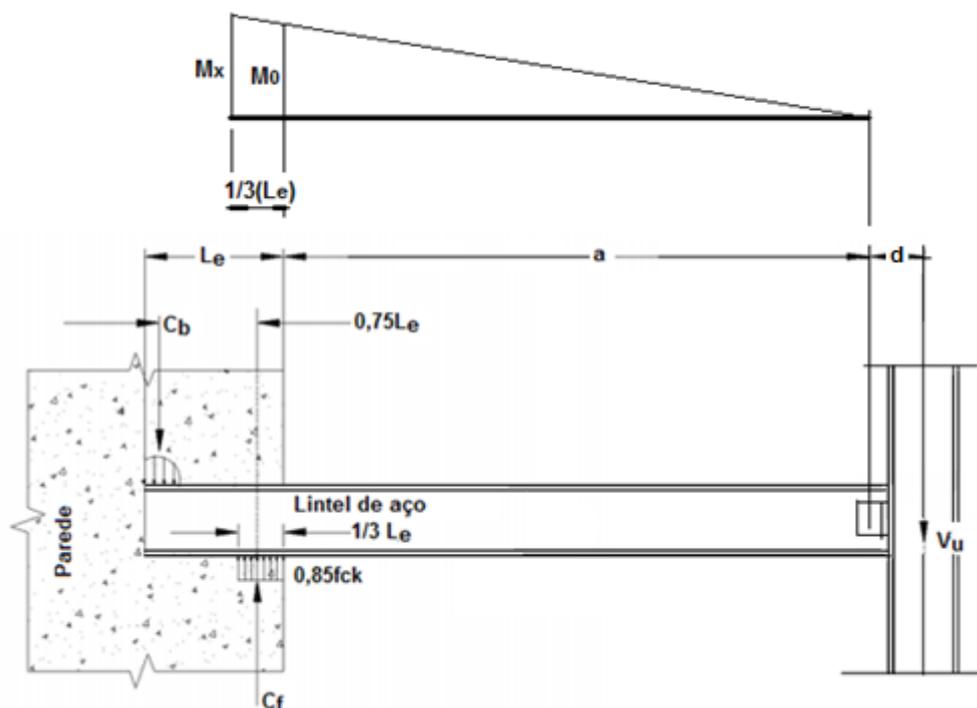


Figura 59 – Proposta do modelo para cálculo do comprimento de embutimento com base em HARRIES *et al* (2000) e MARCAKIS e MITCHELL (1980)

Adaptando a formulação proposta por MARCAKIS e MITCHELL (1980), mesmo com as alterações da distância entre os pontos de rótula alterados é de se esperar que a mobilização do mecanismo apresentado na Fig. 58 aconteça e o equilíbrio ocorra sem a necessidade de conectores de cisalhamento.

Entretanto, devido a insuficiência de informações, recomenda-se ignorar os efeitos benéficos do envolvimento do concreto na ligação e instalar os conectores de cisalhamento conforme modelo apresentado por BOGDAN *et al.* (2013).

De acordo com os autores, o cálculo é baseado no valor amplificado do momento de flexão no comprimento embutido referente ao valor na face da parede. Dessa forma, o valor amplificado não pode ser maior do que o momento resistente de cálculo da viga:

$$M_{xd} < M_{Rd}$$

$$\frac{M_{0d}}{a} = \frac{M_{xd}}{\left(a + \frac{L_e}{3}\right)}$$

Assim:

$$M_{xd} = M_{0d} \frac{\left(a + \frac{L_e}{3}\right)}{a}$$

Adaptando a expressão para cálculo do cisalhamento longitudinal dada em BOGDAN et al. (2013) e apresentada em 2.4.3.3 tem-se que o cisalhamento longitudinal de cálculo na interface aço – concreto será:

$$V_{ld} = \frac{M_{xd}}{h} + \frac{1}{6} \cdot \frac{f_{cd} \cdot L_e^2 \cdot b}{h}$$

O número de conectores de cisalhamento necessários em cada aba da viga é obtido dividindo-se o valor da força de cisalhamento longitudinal V_{ld} , pela resistência de cálculo de cada conector de cisalhamento apresentada em 2.2.2 e item O.4.2.1.1 da ABNT NBR 8800 (2008):

$$n = \frac{V_{ld}}{Q_{Rd}}$$

4. EXEMPLO DE UTILIZAÇÃO DOS MODELOS DE CÁLCULO

Pretendeu-se estudar o Sistema Híbrido de Contraventamento para um edifício de 20 pavimentos mais a laje de cobertura com planta quadrada conforme planta inicialmente proposta mostrada na Fig. 48 e adaptada de ZONA *et al.* (2012). Foi adotado pé-direito único igual a 3,2 m. Suas dimensões em planta são 40 m x 40 m, totalizando 33.600 m² de pavimentos, ou 1.600 m² por andar.

O cálculo foi auxiliado por computador utilizando o software STRAP versão 11.5.

Observa-se nas Fig. 45 e 46 que em ambas as direções foram utilizados 5 vãos de 8 m.

4.1. PREMISSAS DE CÁLCULO

Edifícios com mais de dois pavimentos em aço devem respeitar o Estado Limite de Serviço recomendado pelo Anexo C da ABNT NBR 8800 (2008) em cujo deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base deve ser menor ou igual a $H/400$ e o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos deve ser menor ou igual a $h/500$, tomando nesse último caso, a contribuição do deslocamento provocado pelas forças cortantes no andar considerado, desprezando-se os deslocamentos de corpo rígido provocados pelas deformações axiais dos pilares e vigas.

No caso em estudo, com $H = 67,20\text{m}$ e $h = 3,20\text{m}$ os limites de deslocamentos horizontais seriam:

- No topo: 168mm;
- Entre pavimentos consecutivos: 6,4mm.

H é a altura total do edifício e h é o desnível entre dois pavimentos vizinhos.

Entretanto, a ABNT NBR 6118 (2014) em seu item 13.3, o limite para deslocamento horizontal do topo dos pilares em relação à base deve ser menor ou igual a $H/1.700$ e o deslocamento horizontal relativo entre dois pisos consecutivos deve ser menor ou igual a $h/850$, provocados pela ação do vento para combinação frequente.

No caso em estudo, os limites de deslocamentos horizontais seriam:

- No topo: 39,5mm;
- Entre pavimentos consecutivos: 3,8mm.

Dessa forma, as estruturas híbridas devem respeitar os limites mais restritivos dentre esses, ou seja, das paredes de concreto.

Para estimar a configuração inicial do Sistema Híbrido de Paredes de Cisalhamento, de acordo com a ABNT NBR 6118 (2014) considera-se que para o Estado Limite de Serviço provocado pela ação do vento, os efeitos devidos à ação lateral são multiplicados pelo coeficiente de combinação $\Psi_1 = 0,30$. As Tabelas 9, 11 e 13 consideram os deslocamentos provocados pela ação característica do vento. Dessa forma, com o intuito de escolher a configuração do painel de contraventamento, dividindo-se o valor limite do deslocamento no topo do prédio (39,5mm) por Ψ_1 (0,30) obtém-se o valor de 132mm.

Com essas considerações abrem-se algumas possibilidades de escolha a consultar nas Tabelas 9, 11 e 13 do Capítulo 3, para associação de painéis, dentre elas:

- 4 painéis com deslocamento máximo individual de 132mm (configuração original estudada);
- 5 painéis com deslocamento máximo individual de 165mm = (132mm x 5 painéis) / 4 (configuração proporcional à original) ou
- 6 painéis com deslocamento máximo individual de 198mm = 132mm x 6 painéis) / 4

Optou-se por distribuir 4 painéis de contraventamento híbridos nas faces do edifício com paredes de 6,40m e $L_{\text{intel}} = 4,80\text{m}$. Nessa condição a inércia das vigas de aço estimada obtida a partir da equação desenvolvida em 3.8.2 para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ é:

$$I_x = 2354,2.(4,80)^3 - 4424,4.(4,80)^2 + 2570,1.(4,80) + 25591 = 196.345 \text{ cm}^4$$

Como um perfil laminado com essa inércia não é produzido no Brasil, optou-se por usar um perfil soldado VS 800 x 143 com as seguintes dimensões e características geométricas:

- $d = 800\text{mm}$
- $b_f = 320\text{mm}$
- $t_f = 19\text{mm}$
- $t_w = 8\text{mm}$
- $A_s = 182,6 \text{ cm}^2$
- $I_x = 216.973\text{cm}^4$
- $W_x = 5.374\text{cm}^3$
- $Z_x = 5.910\text{cm}^3$
- $r_y = 7,54\text{cm}$
- $I_T = 160\text{cm}^4$

Nessa configuração de parede mantida por travamentos proporcionados pelas lajes com $h = 3,20\text{m}$, a consideração da fluência do concreto não é obrigatória conforme itens 15.8.2 e 15.9.1 da ABNT NBR 6118 (2014), pois a menor esbeltez da parede de cisalhamento é menor que 90 e também pode dispensar a análise dos efeitos locais de segunda ordem, pois a esbeltez é menor que 35:

$$\lambda = \frac{h}{r_{y,par}} = 28$$

$$r_{x,par} = \sqrt{\frac{I_{y,par}}{A_{par}}} = \sqrt{\frac{640 \times 40^3}{12 \times (640 \times 40)}} = 11,54\text{cm}$$

$$\lambda = \frac{320}{11,54} = 28$$

O modelo do sistema híbrido de contraventamento resulta na configuração apresentada na Fig. 60, retirada do STRAP 11.5, após modelagem dos Sistemas Híbridos de Contraventamento nas fachadas

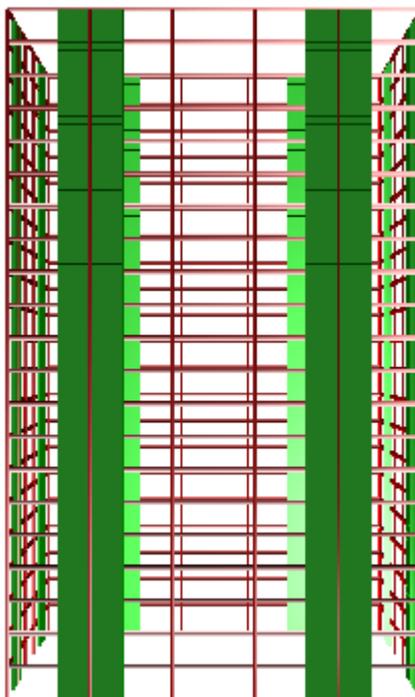


Figura 60 - Modelo renderizado das estruturas de fachada retirado do STRAP 11.5

4.2. AÇÕES E COMBINAÇÕES DE CÁLCULO

Para cada pavimento será considerada uma ação permanente de $5,0 \text{ kN/m}^2$, além do peso próprio da estrutura, e uma ação acidental de $3,0 \text{ kN/m}^2$, inclusive a cobertura. O pé-direito é $h = 3,20\text{m}$.

A determinação das ações e suas combinações de cálculo tem por base a ABNT NBR 8681 (2003).

As ações devidas ao vento são aquelas apresentadas no capítulo 3, Tabela 2. A força de arrasto será aplicada apenas nas duas faces do edifício, metade do valor em cada face, pois o modelo foi concebido com a ferramenta *rigid link*, para simular o diafragma infinitamente rígido. Será analisada apenas uma direção. Os valores aplicados em cada face, $F_d/2$ (Fig. 61) estão apresentados na Tabela 16.

Tabela 16 – Força de Arrasto atuante em cada pavimento em duas faces paralelas ao vento

Pavimento	h (m)	F _a (kN)	F _a /2 (kN)
1	3,20	72,51	36,26
2	6,40	87,43	43,72
3	9,60	97,55	48,78
4	12,80	105,43	52,72
5	16,00	111,97	55,99
6	19,20	117,62	58,81
7	22,40	122,62	61,31
8	25,60	127,12	63,56
9	28,80	131,23	65,615
10	32,00	135,02	67,51
11	35,20	138,54	69,27
12	38,40	141,83	70,915
13	41,60	144,93	72,465
14	44,80	147,86	73,93
15	48,00	150,64	75,32
16	51,20	153,29	76,645
17	54,40	155,82	77,91
18	57,60	158,24	79,12
19	60,80	160,57	80,285
20	64,00	162,81	81,405
Cobertura	67,20	82,48	41,24

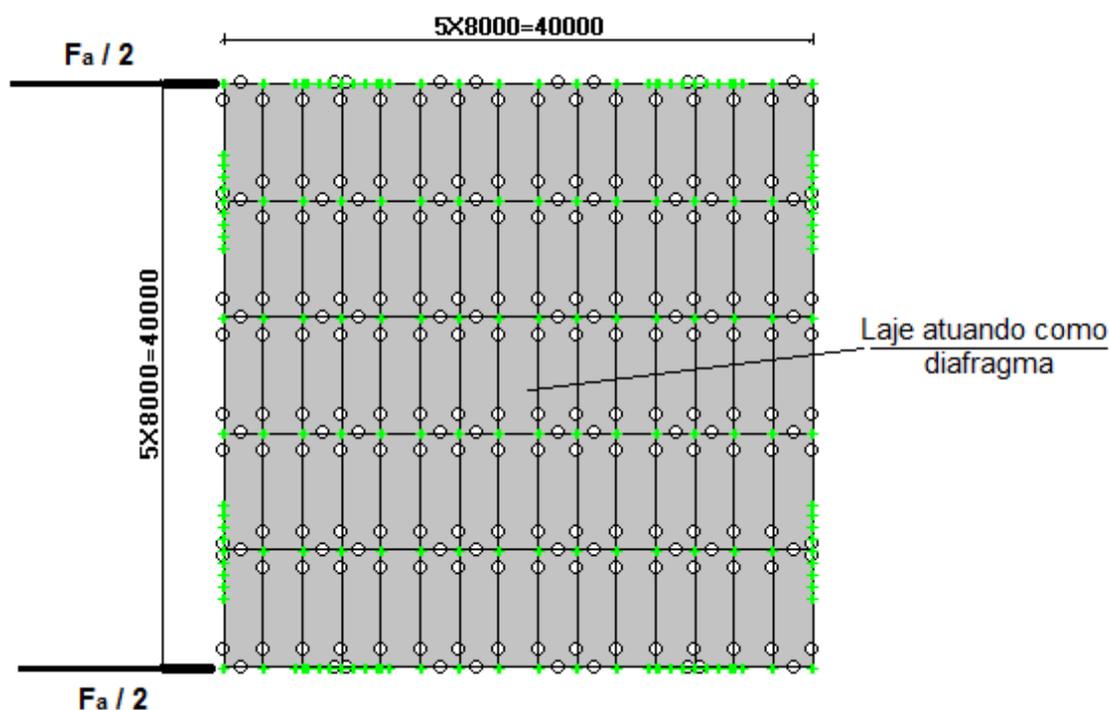


Figura 61 – Distribuição das Forças de Arrasto nas faces do edifício

Segundo o item 6.6 da ABNT NBR 6123 (1988), para o caso de edificações paralelepípedicas, o projeto deve levar em conta as forças devidas ao vento agindo perpendicularmente a cada uma das fachadas e as excentricidades causadas por vento agindo obliquamente ou por efeitos de vizinhança originando esforços de torção, considerando estas forças agindo, respectivamente, com as seguintes excentricidades, em relação ao eixo vertical geométrico:

- Edificações sem efeitos de vizinhança: $e = 0,075.a$; $e = 0,075.b$
- Edificações com efeitos de vizinhança: $e = 0,15.a$; $e = 0,15.b$

Sendo a o lado maior e b lado menor da edificação.

Os efeitos de vizinhança devem ser considerados somente até a altura do topo das edificações situadas nas proximidades, dentro de um círculo de diâmetro igual à altura da edificação em estudo, ou igual a seis vezes o lado menor da edificação, b , adotando-se o menor destes dois valores.

Entretanto, para a análise deste trabalho, o efeito vizinhança será considerado na altura total do edifício.

Para a análise dos efeitos de vizinhança nas direções X e Y, foi utilizada excentricidade igual a 0,15 do comprimento da face do edifício estudado:

$$e_a = 0,15a = 0,15 \times 40 = 6,00 \text{ m}$$

Conseqüentemente, o momento torçor gerado em cada andar para cada face resulta em:

$$M_t = 6,00 \times F_a$$

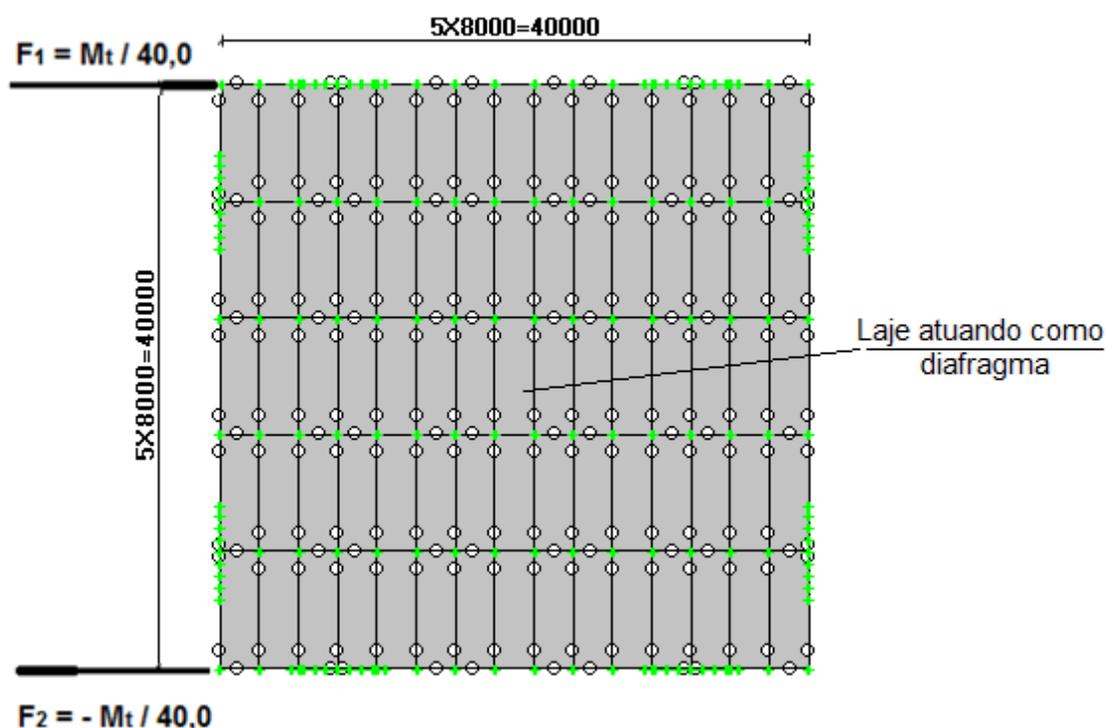


Figura 62 - Distribuição dos binários devido à excentricidade das Forças de Arrasto nas faces do edifício

Tendo conhecimento do momento torçor atuante em cada pavimento, optou-se em considerar o seu efeito nas estruturas por meio de binários aplicados nas duas faces do edifício (Fig. 62), os quais são compatibilizados pelo diafragma infinitamente rígido em seu plano e por esse motivo, não há necessidade de aplicar as ações em cada um dos eixos.

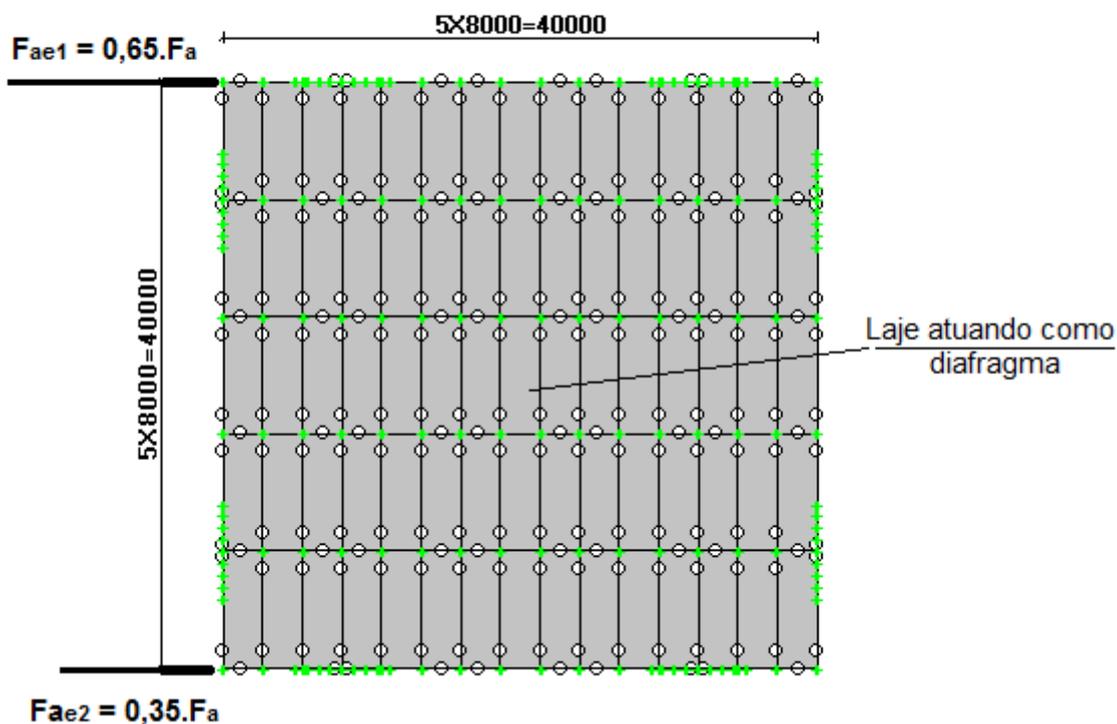


Figura 63 – Forças de vento resultante devido à excentricidade das Forças de Arrasto nas faces do edifício

Assumindo que a intensidade dessas forças é diretamente proporcional à distância das mesmas ao centro de gravidade do edifício, tem-se:

$$F_1 = - F_2 = M_t / 40,00$$

Dessa forma, em cada face, quando atua o vento assimétrico (Fig. 63), a resultante em cada andar será:

$$F_{ae1} = F_a / 2 + F_1 = 0,5.F_a + 0,15.F_a = 0,65.F_a$$

$$F_{ae2} = F_a / 2 + F_2 = 0,5.F_a - 0,15.F_a = 0,35.F_a$$

As forças devidas ao vento atuantes em cada andar do edifício considerando a excentricidade estão apresentadas na Tabela 19.

Tabela 17 – Forças devidas ao vento assimétrico atuante em cada andar

Pavimento	h (m)	Fae1 (kN)	Fae2 (kN)
1	3,20	47,1315	25,3785
2	6,40	56,8295	30,6005
3	9,60	63,4075	34,1425
4	12,80	68,5295	36,9005
5	16,00	72,7805	39,1895
6	19,20	76,4530	41,1670
7	22,40	79,7030	42,9170
8	25,60	82,6280	44,4920
9	28,80	85,2995	45,9305
10	32,00	87,7630	47,2570
11	35,20	90,0510	48,4890
12	38,40	92,1895	49,6405
13	41,60	94,2045	50,7255
14	44,80	96,1090	51,7510
15	48,00	97,9160	52,7240
16	51,20	99,6385	53,6515
17	54,40	101,2830	54,5370
18	57,60	102,8560	55,3840
19	60,80	104,3705	56,1995
20	64,00	105,8265	56,9835
Cobertura	67,20	53,6120	28,8680

Na direção Y, essa mesma metodologia seria empregada. Aqui, apenas uma direção foi avaliada.

Merece ser observado que a metodologia aqui apresentada é válida para estruturas simétricas, cujos pórticos apresentam rigidez semelhante. Alternativamente, para estruturas simétricas ou assimétricas, é possível aplicar as resultantes do vento e os momentos de torção causados pelos efeitos de vizinhança diretamente no nó mestre de cada piso. Muitos programas comerciais permitem a criação desse tipo de nó compatibilizando os deslocamentos dos outros nós por meio do *rigid link*.

4.2.1. COMBINAÇÕES ÚLTIMAS DE CÁLCULO

Para as combinações últimas normais, segundo as normas brasileiras, aplica-se a seguinte expressão:

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} S_{Gi}) + \gamma_{q1} S_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj} S_{Qj})$$

Onde:

γ_{gi} representa os coeficientes de ponderação das ações permanentes;

S_{Gi} representa os valores característicos das ações permanentes;

γ_{q1} é o coeficiente de ponderação da ação variável principal;

S_{Q1} é o valor característico da ação variável considerada principal para a combinação;

γ_{qj} representa os coeficientes de ponderação das demais ações variáveis;

ψ_{oj} representa os fatores de combinação das demais ações variáveis;

S_{Qj} representa os valores característicos das ações variáveis que podem atuar concomitantemente à ação variável principal.

Para esses casos foram considerados quatro situações diferentes gerando sete combinações, pois foram analisadas duas formas de atuação do vento: sem e com excentricidade, listadas abaixo, já com os coeficientes de ponderação e fatores de combinação assumidos:

1) Sobrecarga como ação variável principal:

$$S_{d1} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Perm.}) + 1,50. (\text{Sobrec.}) \\ + (1,40.0,60). (\text{Vento Sim.})$$

$$S_{d2} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Perm.}) + 1,50. (\text{Sobrec.}) \\ + (1,40.0,60). (\text{Vento Assim})$$

2) Vento como ação variável principal:

$$S_{d3} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Perm.}) + 1,40. (\text{Vento Sim.}) + (1,50.0,70). (\text{Sobrec.})$$

$$S_{d4} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Perm.}) + 1,40. (\text{Vento Assim}) + (1,50.0,70). (\text{Sobrec.})$$

3) Sobrecarga como ação variável principal, sem vento atuante:

$$S_{d5} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Permanente}) + 1,50. (\text{Sobrec.})$$

4) Vento como ação variável principal, sem atuação de sobrecarga:

$$S_{d6} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Permanente}) + 1,40. (\text{Vento Sim.})$$

$$S_{d7} = 1,25. (\text{Peso Próprio}) + 1,40. (\text{Permanente}) + 1,40. (\text{Vento Assim.})$$

Como as vigas mistas utilizadas nos modelos foram consideradas de construção não escorada, foi necessário realizar a verificação das mesmas antes da cura do concreto. Para essa situação, a expressão a ser utilizada, de acordo com a ABNT NBR 8800:2008, é a seguinte:

$$S_d = \sum_{i=1}^m (\gamma_{gi} F_{Gi}) + \gamma_{q1} F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\gamma_{qj} \psi_{oj,ef} F_{Qj})$$

Onde:

$\psi_{oj,ef}$ representa os fatores de combinação efetivos de cada uma das ações variáveis que podem atuar concomitantemente à ação variável especial F_{Q1} .

Os fatores $\psi_{oj,ef}$ são iguais aos fatores ψ_{oj} adotados nas combinações normais, exceto quando F_{Q1} tiver um tempo de atuação muito pequeno. Nesse caso, podem ser tomados os correspondentes fatores de redução ψ_{2j} .

Assumindo que durante a fase de construção a sobrecarga atuante é de curta duração, a seguinte expressão foi utilizada nas combinações últimas de construção:

$$S_{dconst} = 1,15.(Peso\ Pr\u00f3prio) + 1,40.(Peso\ Pr\u00f3prio\ da\ laje) + 0,40.(Sobrec.\ Constr.)$$

Onde a Sobrecarga de constru\u00e7\u00e3o foi assumida como sendo igual a 1,0 kN/m².

4.2.2. COMBINA\u00c7\u00d5ES DE SERVI\u00c7O

As combina\u00e7\u00f5es quase permanentes de servi\u00e7o foram utilizadas para verificar as flechas das vigas mistas. Em tais combina\u00e7\u00f5es, todas as a\u00e7\u00f5es vari\u00e1veis s\u00e3o consideradas com seus valores quase permanentes.

$$S_{ser} = \sum_{i=1}^m F_{Gi} + \sum_{j=1}^n (\psi_{2j} F_{Qj})$$

Assim, a combina\u00e7\u00e3o utilizada ficou igual a:

$$S_{ser1} = (Peso\ Pr\u00f3prio) + (Permanente) + 0,40.(Sobrec.)$$

As combina\u00e7\u00f5es frequentes de servi\u00e7o foram empregadas para verificar os deslocamentos laterais e os deslocamentos interpavimentos do edif\u00edcio analisado. Nessas combina\u00e7\u00f5es, a a\u00e7\u00e3o vari\u00e1vel principal F_{Q1} \u00e9 tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{Q1}$ e as demais a\u00e7\u00f5es vari\u00e1veis s\u00e3o assumidas com os seus valores quase permanentes:

$$S_{ser} \sum_{i=1}^m F_{Gi} + \psi_1 F_{Q1} + \sum_{j=2}^n (\psi_{2j} F_{Qj})$$

Para avalia\u00e7\u00e3o dos deslocamentos laterais e interpavimentos, a combina\u00e7\u00e3o cr\u00edtica \u00e9 aquela em que o vento \u00e9 a a\u00e7\u00e3o vari\u00e1vel principal, podendo ser com ou sem excentricidade:

$$S_{ser2} = (Peso\ Pr\u00f3prio) + (Permanente) + 0,30.(Vento\ Sim.) + 0,40.(Sobrec.)$$

$$S_{ser3} = (Peso\ Pr\u00f3prio) + (Permanente) + 0,30.(Vento\ Assim.) + 0,40.(Sobrec.)$$

4.3. CONCEPÇÃO DA ESTRUTURA

Em todos os casos analisados foram utilizados pilares mistos totalmente revestidos, vigas mistas e lajes com elementos pré-moldados. No dimensionamento das vigas e pilares mistos não foi considerada a contribuição de armaduras adicionais.

Foi utilizado o conceito de diafragma infinitamente rígido no plano de cada pavimento e para essa simulação foi utilizada a ferramenta denominada *Rigid Link* do software.

As vigas dos pisos suportarão pré-lajes treliçadas de 4cm, capeamento de 10cm e espessura total de 14cm, trabalhando no sistema misto, conforme indicado na Fig. 66. Os conectores de cisalhamento usados nas vigas mistas foram do tipo pino com cabeça (*stud bolts*) com 19mm (3/4") de diâmetro e 108mm (4 1/8") de comprimento total. As resistências ao escoamento e à ruptura adotados foram 345 MPa e 415 MPa respectivamente.

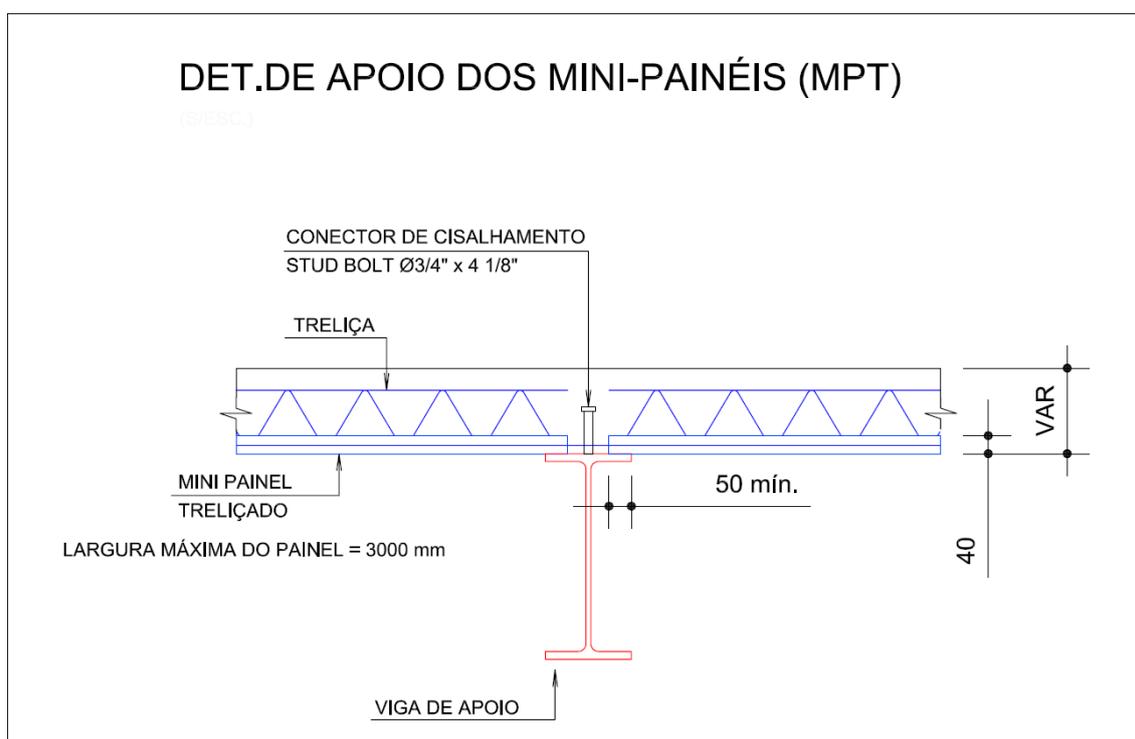


Figura 64 – Detalhe dos painéis pré-moldados apoiados nas vigas de aço

Todas as armaduras da laje foram consideradas em aço CA-50 com resistência ao escoamento f_{ys} de 500 MPa.

Os painéis poderão ser escorados em treliças apoiadas nas vigas de aço e, portanto, as vigas mistas serão consideradas não escoradas.

As vigas principais também serão articuladas às colunas de montagem internas às paredes de concreto conforme detalhe das Figs 67 e 68. As paredes serão concretadas após a montagem de todas as vigas do pavimento.

A estrutura da fase construtiva, com todas as vigas articuladas e mãos-francesas provisórias foi verificada para resistir 3 pavimentos sem a cura do concreto às combinações S_{ser1} .

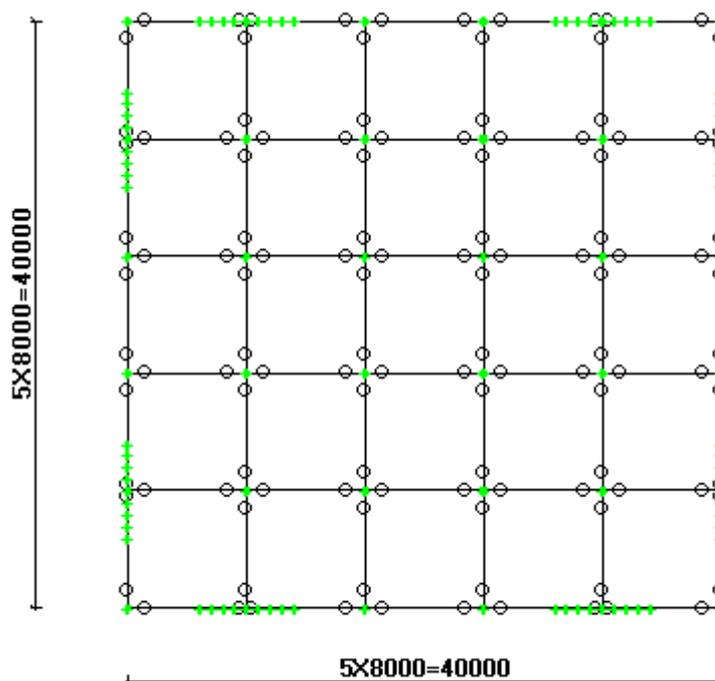


Figura 65 - Distribuição das vigas principais no pavimento tipo e suas vinculações articuladas

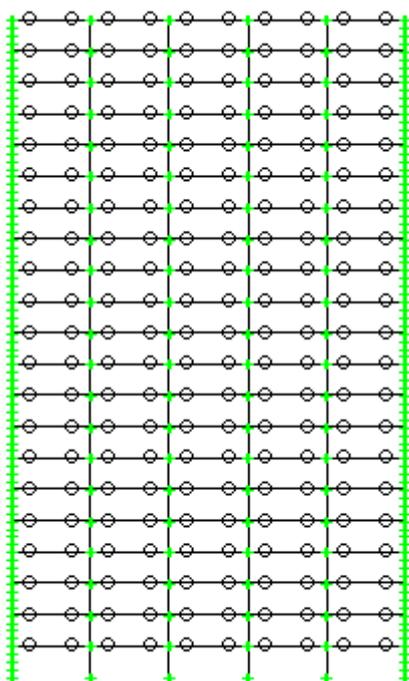


Figura 66 – Vista lateral da estrutura metálica sem as paredes de concreto

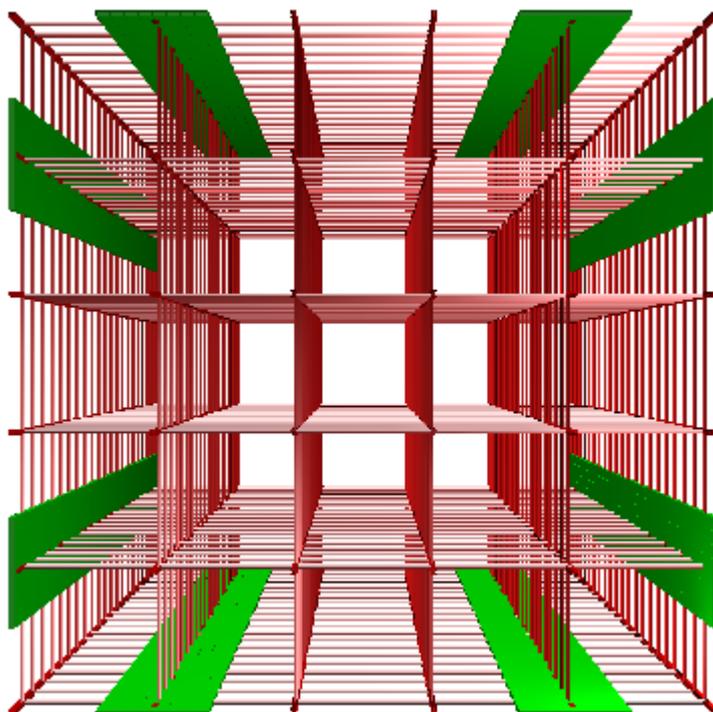


Figura 67– Vista renderizada superior da estrutura com o sistema híbrido de contraventamentos de todos os lados e as vigas principais internas

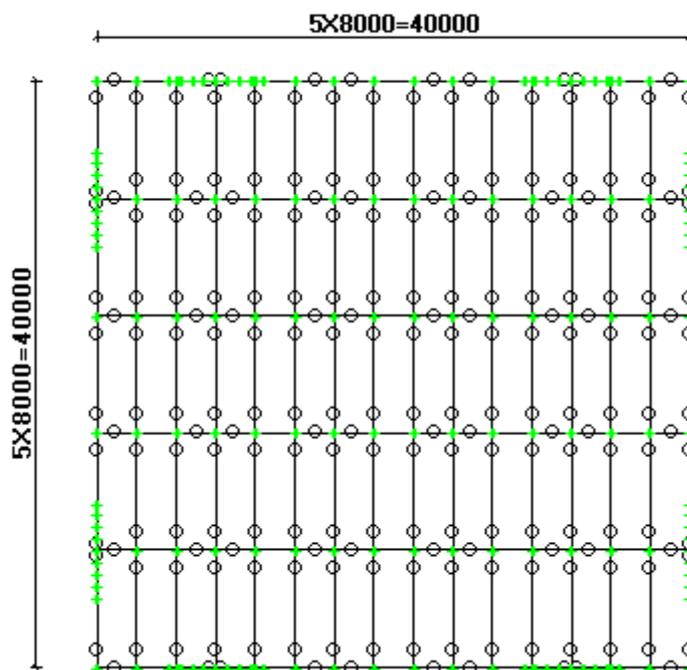


Figura 68 – Distribuição das vigas secundárias do pavimento tipo

Percebe-se na vista superior da estrutura renderizada na Fig. 67 que os espaços internos são livres permitindo localizar elevadores e escadas em qualquer área central ou periférica, utilizando total ou parcialmente a estrutura principal. Entretanto, no modelo estudado as possíveis aberturas de laje foram desconsideradas.

Com o objetivo de reduzir a espessura das lajes e cimbramentos são colocadas as vigas secundárias articuladas às vigas principais conforme Fig. 68 dividindo o vão de 8,00 em três espaços de 2,67m.

O modelo tridimensional renderizado de toda a estrutura é mostrado em perspectiva na Fig. 69.

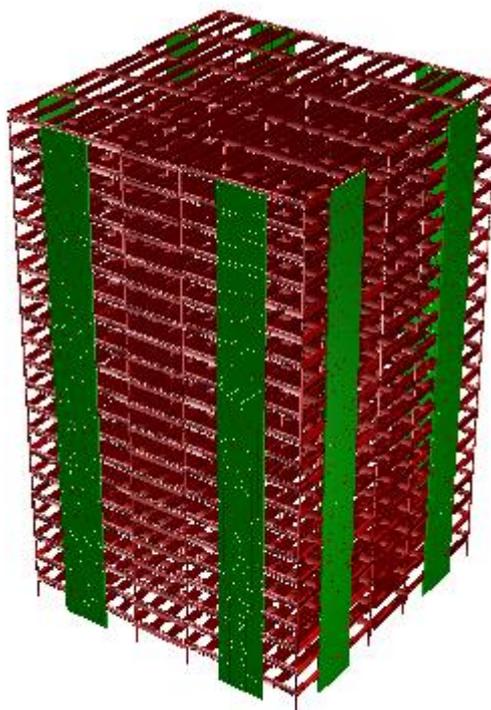


Figura 69 – Modelo tridimensional renderizado da estrutura com os Sistemas Híbridos de Contraventamento

4.4. CÁLCULO DA ESTRUTURA RESISTENTE ÀS AÇÕES VERTICAIS

Duas condições foram consideradas requisitos no cálculo:

- Verificação da resistência das barras pelos respectivos Estados Limites Últimos considerando as ações horizontais e verticais em análise de segunda ordem, utilizando o método $P-\Delta$;
- Verificação da rigidez global e local das barras pelos respectivos Estados Limites de Serviço recomendados pela NBR 8800 (2008) e pela NBR 6118 (2014).

O software utilizado tem um módulo para cálculo de colunas mistas em que se define as dimensões externas da coluna mista ou o cobrimento de concreto sobre o perfil de aço utilizado e a área das armaduras longitudinais da seção. Também se define as resistências do concreto, perfil de aço e armadura. Entretanto, a armadura é usada apenas para calcular a capacidade axial da coluna mista e sua localização não é relevante, restando ao usuário garantir que os cobrimentos recomendados sejam

suficientes para acomodar as armações. Além disso, o programa calcula a capacidade da coluna mista ao momento fletor utilizando apenas a resistência do perfil de aço. Também, o STRAP utiliza o módulo de elasticidade secante do concreto E_c e também o módulo de homogeneização ($n = E_s/E_c$) apenas para o cálculo das deformações e não para computar as tensões. Isso não impede os cálculos das colunas mistas submetidas preponderantemente à compressão do caso em estudo.

Após sucessivas iterações, as vigas mistas foram dimensionadas, assim como os pilares mistos internos. O resultado do dimensionamento das vigas é apresentado na Tabela 18 e dos pilares na Tabela 22.

A verificação do ELS das vigas dos pavimentos foi feita limitando a flecha das vigas principais em 15mm ($L/533$), considerando que poderá haver paredes de alvenarias sobre ou sob vigas solidarizadas a outras vigas, conforme Tabela C.1 da ABNT NBR 8800 (2008). Essa verificação foi feita apenas para as ações devidas à sobrecarga, já que nas estruturas correntes, costuma-se aplicar contra flecha equivalente à deformação devida às ações permanentes.

As flechas das vigas secundárias seriam limitadas em 23mm ($L/350$), entretanto, para as vigas secundárias, as flechas devidas à sobrecarga foram limitadas em 20mm ($L/400$) a fim de atender a recomendação L.3.2 do Anexo L da ABNT NBR8800 (2008) referente à vibração em pisos, pois o uso de estruturas de piso com grandes vãos e amortecimento reduzido podem causar vibrações perceptíveis, causando desconforto ao usuário. Assim o item L.1 da referida norma recomenda para esse ELS utilizar as combinações frequentes de serviço fazendo uma avaliação simplificada para as atividades humanas normais.

Para escritórios, essa condição fica satisfeita se o deslocamento vertical total do piso, calculado considerando-se as vigas como bi apoiadas não superar 20mm.

Aliás, esse é um ponto de atenção quando é feito o dimensionamento de vigas do pavimento com ligações mistas semirrígidas. Como há redução da seção da viga em função do deslocamento do diagrama de momentos fletores para cima e cujos pequenos momentos negativos são resistidos pelas armaduras embutidas na laje. Nessa metodologia há redução de massa e diminuição da rigidez, proporcionando em

muitos casos, problemas relativos ao estado limite de serviço por vibrações excessivas.

O índice “ef” nas características geométricas da Tabela 18 refere-se às características da seção efetiva mista com:

- $h_f = 40\text{mm}$, gap entre a viga de aço e a capa de concreto;
- $b_{ef} = 1.000\text{mm}$, largura efetiva do concreto equivalente a 1/8 do vão da viga mista;
- $t_c = 100\text{mm}$, espessura da capa de concreto.

Também, nessa Tabela, estão descritas as características efetivas mistas a serem consideradas para ações de curta e longa duração.

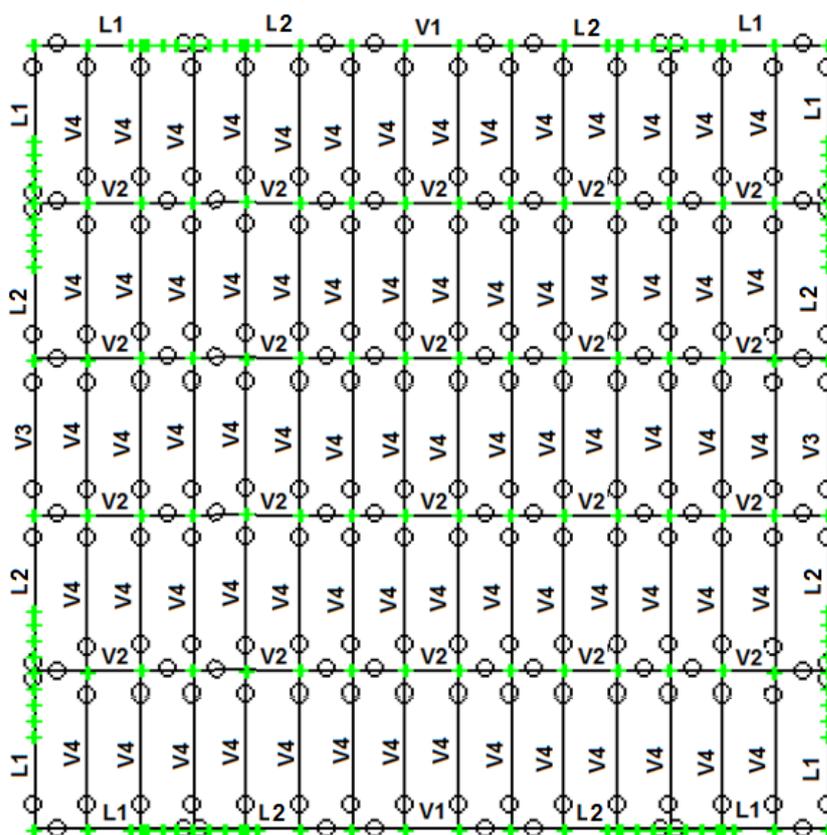


Figura 70 – Rótulo das vigas do pavimento: V = Viga; L = Lintel

As vigas que compõem o sistema de contraventamento híbrido não foram verificadas neste momento e não estão listadas na Tabela 18.

A Tabela 19 apresenta a deformação vertical da viga para cada ação característica. O peso total dessas vigas que compõem o pavimento é 36.133 kg resultando em consumo de aço por pavimento de 22,58 kg/m².

Tabela 18– Características das vigas de aço dos pavimentos

Viga	Seção	I_x (cm ⁴)	Z_x (cm ³)	I_{ef} (cm ⁴) (curta duração)	I_{ef} (cm ⁴) (longa duração)	Z_{ef} (cm ³)
V1	W460 x 52	21.370	1.095	68.594	50.352	2.152
V2	W530 x 82	47.569	2.058	126.454	90.766	3.467
V3	W310 x 28,3	5.500	412	24.363	18.607	991
V4	W410 x 38,8	12.777	737	45722	34.359	1.548

Tabela 19 – Deformações nas vigas do pavimento tipo

Viga	Quantidade	Seção	Peso próprio (mm)	Permanente (mm)	Sobrecarga (mm)
V1	2	W460 x 52	1	22	6
V2	20	W530 x 82	1	20	6
V3	2	W310 x 28,3	2	31	5
4	70	W410 x 38,8	1	26	6

Notas: Foram feitas as seguintes hipóteses de cálculo:

- 1) As ações devidas ao peso próprio e permanente atuam, na fase construtiva, apenas no perfil de aço, considerado não escorado;
- 2) Ao peso próprio dos perfis de aço foi acrescentado 10% para considerar os elementos de conexão;
- 3) A sobrecarga atua na viga mista, após a cura do concreto;
- 4) A soma das deformações devido ao peso próprio e permanente resultam na contraflecha a ser aplicada durante a fabricação da viga;
- 5) As ações devidas ao vento não produzem deformação vertical no meio da viga.

Percebe-se que com essa metodologia construtiva há economia de material, além de todas as ligações viga/viga e viga/pilar serem rotuladas.

Os momentos fletores e forças cortantes características e de cálculo estão apresentadas nas Tabelas 20 e 21.

Tabela 20 Verificação das vigas do pavimento tipo à flexão

Viga	Seção	Peso próprio (kN.m)	Permanente (kN.m)	Sobrecarga (kN.m)	M _d (kN.m) Construção	M _{rd} (kN.m)	M _d / M _r
V1	W460 x 52	7	147	89	348	460	0,76
V2	W530 x 82	11	282	175	671	741	0,91
V3	W310 x 28,3*	3	54	32	127	212	0,60
V4	W410 x 38,8	3	107	65	251	331	0,76

Nota: * A combinação crítica refere-se ao perfil metálico na fase construtiva $M_d/M_r = 0,61$

Tabela 21 – Verificação das vigas do pavimento tipo ao cisalhamento

Viga	Seção	Peso próprio (kN)	Permanente (kN)	Sobrecarga (kN)	V _d (kN) Construção	V _{rd}	V _d / V _r
V1	W460 x 52	3	58	35	137	459	0,30
V2	W530 x 82	4	116	69	271	659	0,41
V3	W310 x 28,3	2	23	14	56	255	0,22
V4	W410 x 38,8	2	46	28	109	350	0,31

A norma de ações e segurança em estruturas é a ABNT NBR 8681 (2003), uma norma genérica e que deveria ser aplicada em qualquer área de engenharia de estruturas. O capítulo 11 da ABNT NBR 6118 (2014) repete de maneira redundante parte do conteúdo da NBR 8681:2003 e detalha o uso em estruturas de concreto, tratando de empuxo, retração, fluência, imperfeições geométricas e locais, momento mínimo e protensão. A norma ABNT NBR 6120 (1980) entra ainda mais em detalhes, descrevendo as cargas verticais para cálculo de estruturas de edificações, prescrevendo valores mínimos e valores para uso na falta de determinação experimental. A ABNT NBR 8800 (2008) é menos abrangente.

O item 2.2.1.8 da ABNT NBR 6120 (1980) prescreve que no cálculo dos pilares e das fundações de edifícios para escritórios, residências e casas comerciais não destinados a depósitos, as cargas acidentais podem ser reduzidas de acordo com os seguintes valores:

- Até 3 pavimentos = 0%
- Até 4 pavimentos = 20%
- Até 5 pavimentos = 40%
- 6 ou mais pavimentos = 60%

No texto da norma há o uso da palavra podem, ficando assim a critério do engenheiro estrutural o uso ou não desta redução.

Entende-se que esta redução é possível desde que haja baixa probabilidade de ocorrência simultânea do valor característico da sobrecarga ser atingido em todos os pisos simultaneamente. Entretanto, existem situações especiais nas quais essas reduções não devem ser aplicadas e necessitam ser estudadas caso a caso levando-se em consideração o uso esperado ou até a possibilidade de alteração de uso da edificação.

A força normal pode ser reduzida, mas os momentos fletores causados no pilar pelos elementos de cada pavimento não, pois um pavimento é independente do outro. No caso em estudo todas as vigas são articuladas aos pilares, mas os momentos dos lintéis na interface da parede de concreto não devem ser reduzidos.

Se fizesse parte do escopo deste trabalho o cálculo da parede de cisalhamento e se considerarmos apenas a redução de força normal, poderemos ter inclusive condição desfavorável e aumento na taxa de armaduras das paredes.

Para os pilares internos aqui dimensionados essa redução foi considerada e os valores de sobrecarga constantes na Tabela 23 contempla essa redução nos pilares do térreo até o pavimento 18.

As Tabelas 22 e 23 apresentam os parâmetros de dimensionamento dessas colunas e a verificação do estado limite último e de serviço.

As colunas foram dimensionadas por meio do programa STRAP 11.5 impondo o recobrimento de 40mm em concreto C30 em todas as laterais do perfil metálico e nenhuma armadura adicional foi considerada.

Tabela 22 – Características para dimensionamento das colunas mistas internas

Pilares internos	Quant.	Seção	As (cm ²)	H (mm)	B (mm)	Ac (cm ²)	λ_x	λ_y	N _r (kN)
T - 3	16	CS600 x 281	357,60	680	680	4.266,40	14	19	14.876
3 - 6	16	CS550 x 228	290,90	630	630	3.678,10	16	20	12.386
6 - 9	16	CS500 x 194	247,80	580	580	3.116,20	17	22	10.406
9 - 12	16	CS450 x 154	196,20	530	530	2.612,80	19	24	8.390
12 - 15	16	CS400 x 128	163,00	480	480	2.141,00	21	27	6.804
15 - 18	16	CS 350 X 93	118,40	430	430	1.730,60	24	30	5.138
18 - Cob.	16	CS250 x 52	65,98	330	330	1.023,02	33	40	2.781

Tabela 23 – Verificação das colunas mistas internas

Pilares internos	Peso próprio (kN)	Permanente (kN)	Sobrecarga (kN)	N _d (kN)	N _d /N _r
T - 3	871	6.720	2.189	13.781	0,93
3 - 6	698	5.760	1.958	11.874	0,96
6 - 9	543	4.800	1.728	9.991	0,96
9 - 12	405	3.840	1.498	8.129	0,97
12 - 15	282	2.880	1.267	6.285	0,92
15 - 18	173	1.920	1.037	4.460	0,87
18 - Cob.	77	960	576	2.304	0,83

O peso total dessas colunas com variação de seção a cada 3 pavimentos (para que não haja emendas soldadas em perfis e chapas, pois o mercado oferece comprimento padronizado de 12,0m) é 173.568 kg resultando em consumo de aço por pavimento de 5,17 kg/m² e o consumo de concreto de 285,2 m³

As colunas que compõem o sistema de contraventamento híbrido não foram verificadas neste momento e não estão listadas na Tabela 22.

4.5. VERIFICAÇÃO DO SISTEMA HÍBRIDO DE CONTRAVENTAMENTO

Para os lintéis mistos que participam do Sistema Híbrido de Contraventamento, como há regiões de momento negativo, apenas as propriedades do perfil de aço foram consideradas para o cálculo da resistência. Também foi considerado que os conectores de cisalhamento são soldados diretamente nas mesas dos perfis, em uma linha única e na região embutida nas paredes. Os conectores soldados à mesa superior do perfil fora das paredes tem a função única de contenção lateral contínua na região de momento positivo.

A ABNT NBR 8800 (2008), em seu item 4.9.7.1.1, na combinação em que a atuação do vento não é levada em conta, orienta considerar forças horizontais fictícias para simular imperfeições geométricas iniciais.

Em prédios altos o efeito P-Delta é mais acentuado com os ventos laterais (críticos) por se concentrarem na parte mais alta, podendo nesse caso desconsiderar os efeitos das ações nocionais.

A análise dos efeitos de segunda ordem das estruturas de aço ou mistas classificadas como sendo de nós fixos dispensa apenas a consideração dos esforços globais de segunda ordem, sendo obrigatória a análise dos efeitos locais de segunda ordem.

Foi feito o cálculo considerando o efeito P-Delta, cujos deslocamentos de segunda ordem u_2 são comparados com os deslocamentos laterais em primeira ordem u_1 , apresentados e comparados na Tabela 24. Os deslocamentos comparativos estão apresentados nas Fig. 71 a 74. Apenas combinações últimas definidas em 4.2.1 com cargas gravitacionais e ações laterais são consideradas nessa análise (S_{d1} a S_{d4}) e a combinação nesse caso deve ser dos carregamentos e não dos efeitos, cuja superposição deixa de ser válida em segunda ordem. O vento como ação variável sem atuação simultânea da sobrecarga não é crítico para a análise.

Tabela 24 – Deslocamentos laterais ao longo do edifício em análise de primeira e segunda ordem e a relação entre eles para as combinações de cálculo

Pavim.	S _{d1}			S _{d2}			S _{d3}			S _{d4}		
	u _{x1}	u _{x2}	u _{x1} /u _{x2}	u _{x1}	u _{x2}	u _{x1} /u _{x2}	u _{x1}	u _{x2}	u _{x1} /u _{x2}	u _{x1}	u _{x2}	u _{x1} /u _{x2}
1	0,4	0,4	1,000	0,5	0,5	1,000	0,7	0,7	1,000	0,8	0,8	1,000
2	1,3	1,4	1,077	1,5	1,6	1,067	2,2	2,3	1,045	2,5	2,6	1,04
3	2,7	2,9	1,074	3,1	3,3	1,065	4,5	4,8	1,067	5,1	5,4	1,059
4	4,5	4,8	1,067	5,1	5,4	1,059	7,4	8	1,081	8,5	9	1,059
5	6,5	7,1	1,092	7,5	8	1,067	10,9	11,7	1,073	12,4	13,3	1,073
6	8,9	9,6	1,079	10,1	10,9	1,079	14,8	15,9	1,074	16,9	18	1,065
7	11,5	12,4	1,078	13	14	1,077	19,1	20,6	1,078	21,7	23,3	1,074
8	14,2	15,4	1,084	16,1	17,4	1,081	23,6	25,5	1,080	26,9	28,8	1,071
9	17	18,5	1,088	19,4	20,9	1,077	28,4	30,7	1,080	32,3	34,6	1,071
10	20	21,8	1,090	22,7	24,5	1,079	33,3	36	1,081	37,8	40,6	1,074
11	23	25	1,087	26	28	1,077	38,3	41	1,070	43,4	47	1,083
12	26	28	1,077	29	32	1,103	43	47	1,093	49	53	1,082
13	29	32	1,103	33	36	1,091	48	52	1,083	55	59	1,073
14	32	35	1,094	36	39	1,083	53	58	1,094	60	65	1,083
15	35	38	1,086	40	43	1,075	58	63	1,086	66	71	1,076
16	38	42	1,105	43	47	1,093	63	69	1,095	72	77	1,069
17	41	45	1,097	46	50	1,087	68	74	1,088	77	83	1,078
18	44	48	1,091	49	54	1,102	73	79	1,082	82	89	1,085
19	46	51	1,108	53	57	1,075	77	84	1,091	88	95	1,080
20	49	54	1,102	56	61	1,089	82	89	1,085	93	100	1,075
Cob.	52	57	1,096	59	64	1,085	87	94	1,080	98	106	1,082

Foi feita a classificação da estrutura dividindo-se os deslocamentos de segunda ordem (u_2), obtidos através do método P-Delta presente no STRAP, pelos deslocamentos de primeira ordem (u_1). Como pode ser visto na Tabela 24, há valores no limite de 1,10, estrutura de pequena deslocabilidade, para a combinação com vento simétrico como ação variável secundária e a sobrecarga como ação variável principal, mas ainda podendo ser classificada como de pequena deslocabilidade. O máximo valor para u_2/u_1 foi 1,108 na 19ª laje acontecendo ainda a relação 1,103 na 13ª laje e 1,102 na 20ª laje, o que comprova a premissa inicial de estrutura otimizada a partir dos parâmetros do capítulo 3.

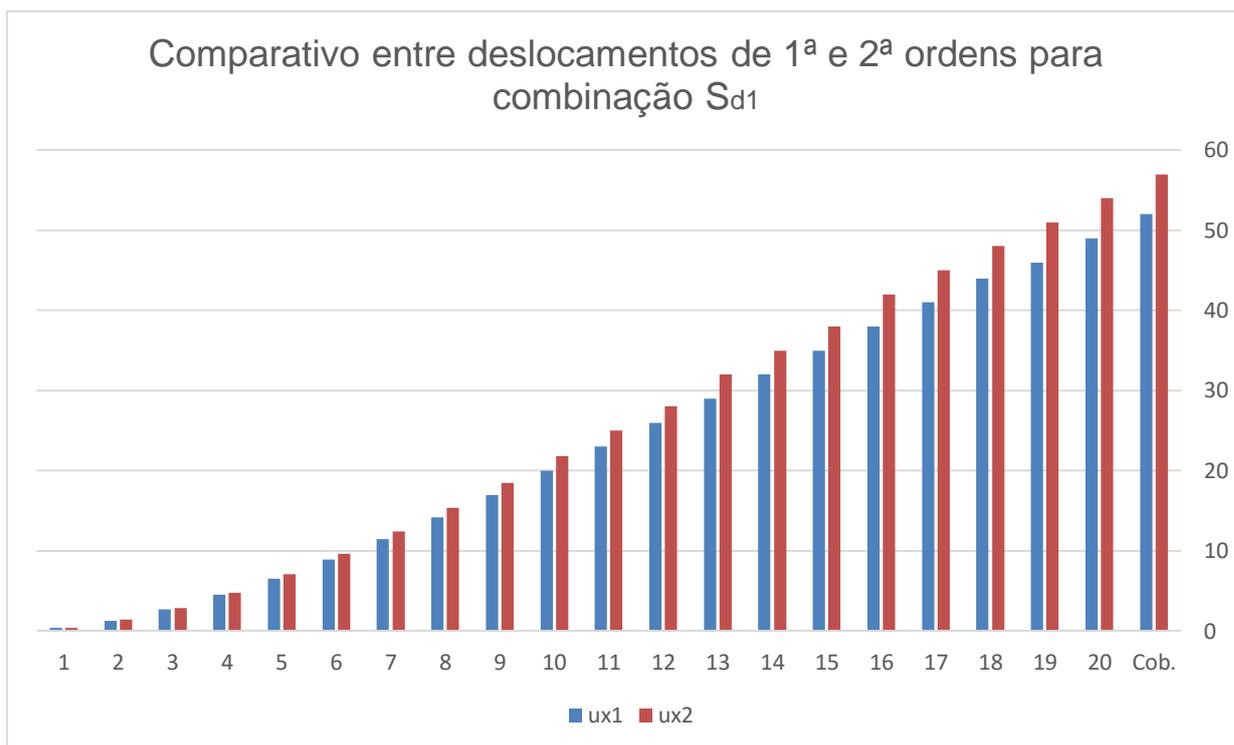


Figura 71 – Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d1}

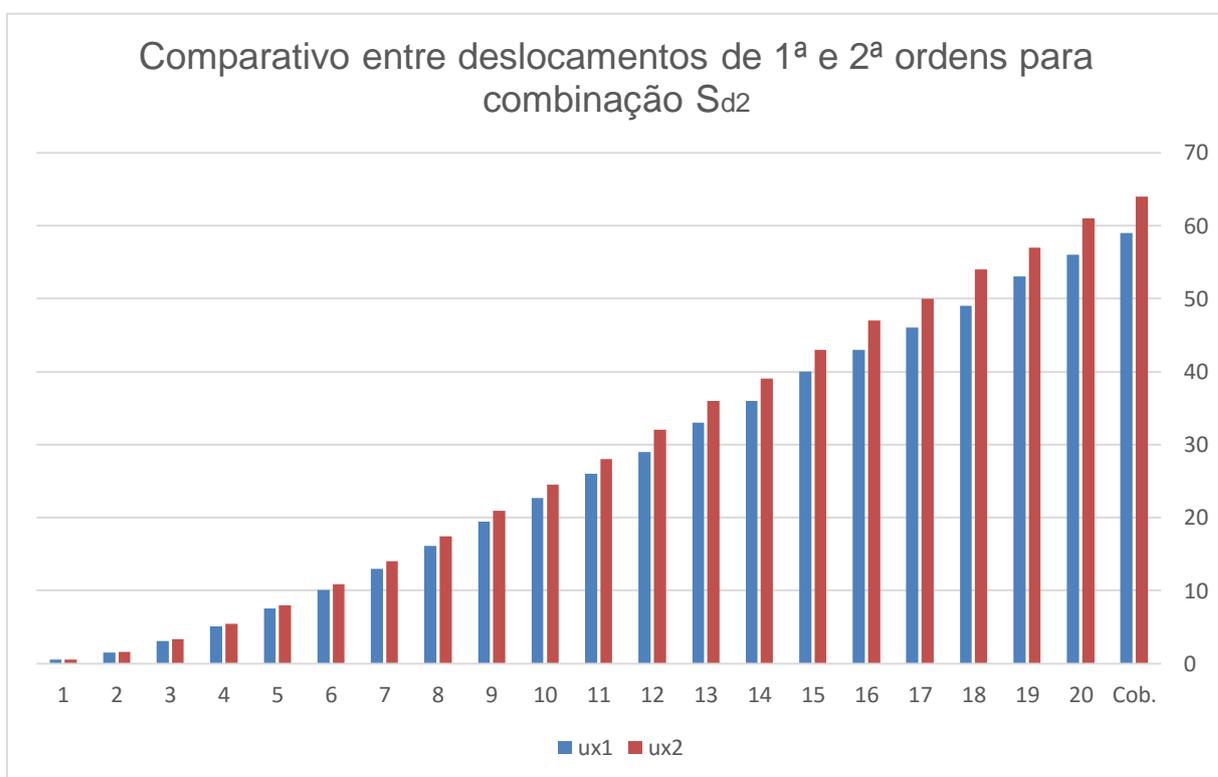


Figura 72 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d2}

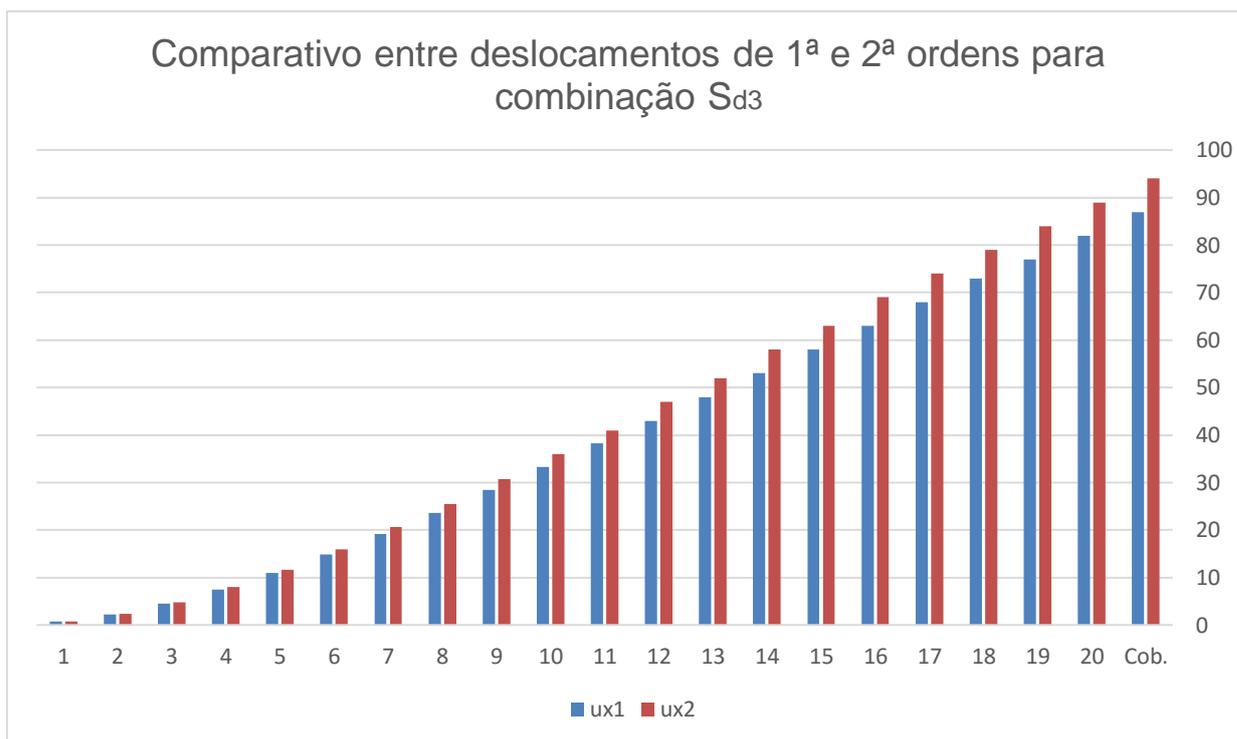


Figura 73 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d3}

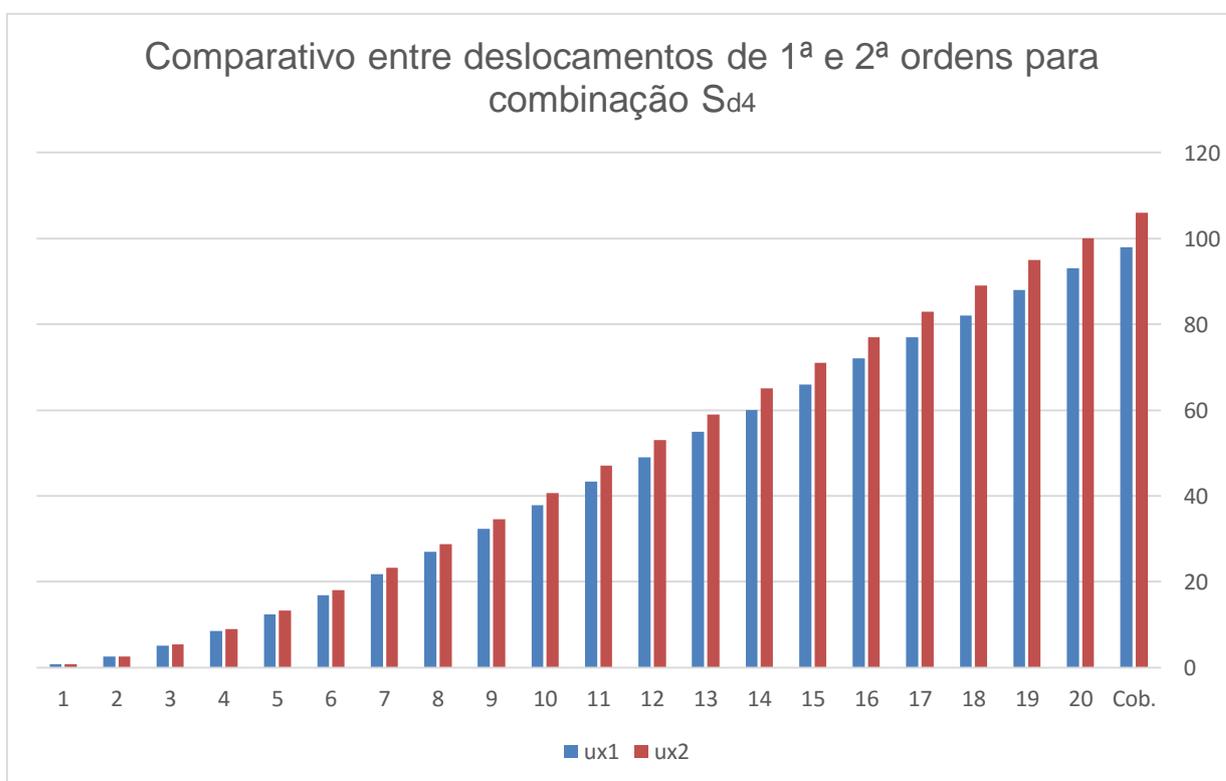


Figura 74 - Comparativo entre os deslocamentos de primeira e segunda ordem para S_{d4}

O maior deslocamento lateral ocorre para a combinação com vento assimétrico como ação variável principal e a sobrecarga como ação variável secundária com valor máximo de deslocamento em segunda ordem de 106mm para o estado limite último. A linha deformada da estrutura está apresentada na Fig. 75.

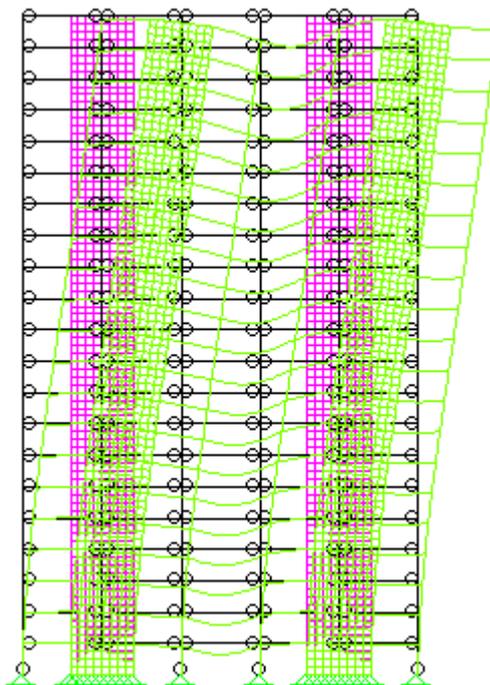


Figura 75 - Posição deformada do modelo

Em todos os casos a estrutura se encaixa na categoria de pequena deslocabilidade e não há necessidade de recalcular com o módulo de elasticidade reduzido do concreto para considerar a não linearidade do material de acordo com as normas brasileiras consideradas nesse trabalho.

A rigidez do sistema pode ser aumentada em função de alguns parâmetros no dimensionamento e detalhamento das estruturas de concreto, tais como:

- Utilizar no cálculo dos deslocamentos o fator de homogeneização da seção que leva em consideração a relação entre módulos de elasticidade da armadura de aço e do concreto:

$$A_{conc,eq} = \alpha_e \cdot A_s \text{ com } \alpha_e = \frac{E_s}{E_a}$$

- Aumentar a armadura de tração e de compressão, além das calculadas no Estado Limite Último;
- Especificar concretos com resistências à compressão maiores;
- Especificar materiais (agregados, tipos de cimento, aditivos) para diminuir o efeito da fluência e da retração do concreto e aumentar o módulo de elasticidade e a resistência à tração do concreto;
- Assegurar a cura adequada.

Após a classificação do modelo, partiu-se para a verificação do sistema Híbrido de Contraventamento considerando a análise linear de segunda ordem.

O esboço dos diagramas de momento fletor nos lintéis para as ações gravitacionais e para as ações horizontais estão apresentados nas Fig. 76 e 77.

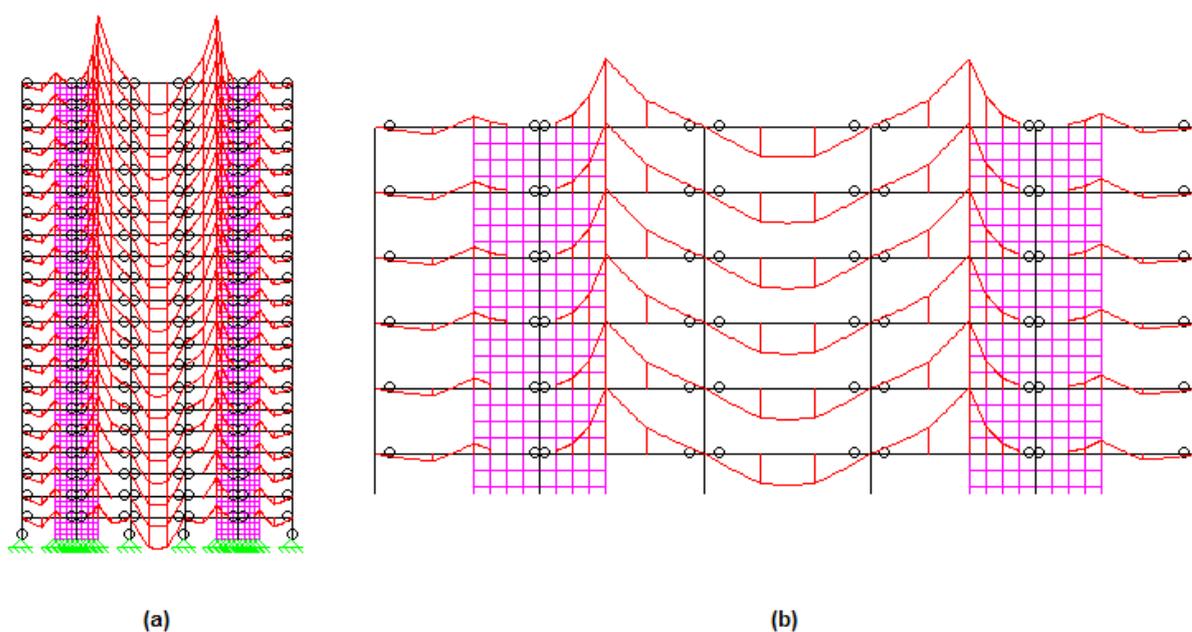


Figura 76 – Diagrama de momentos para as ações verticais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo

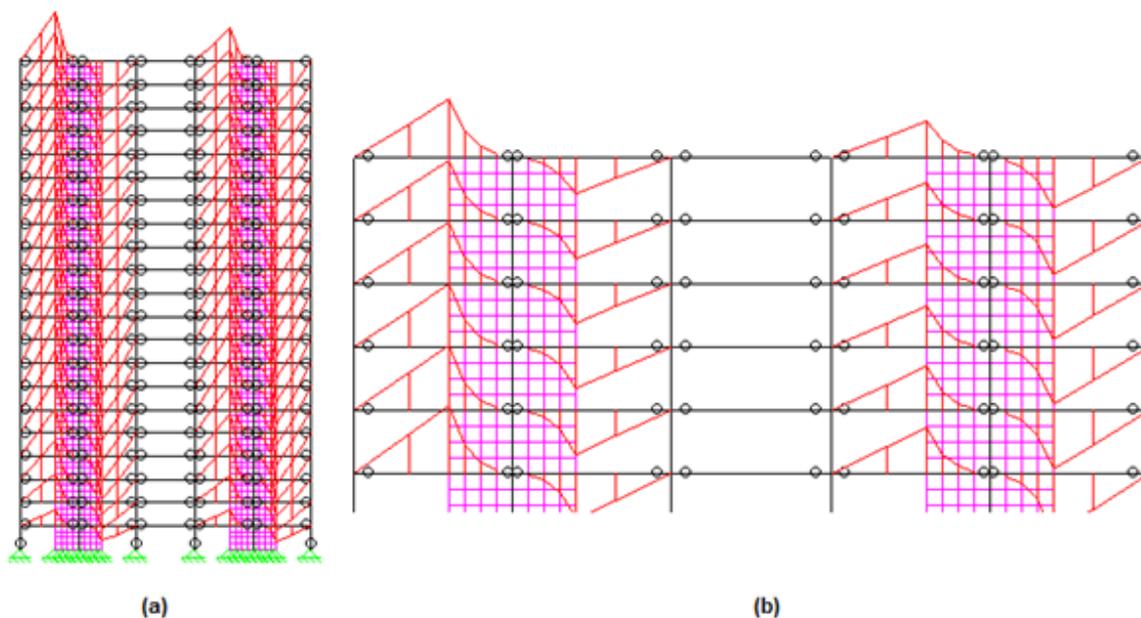


Figura 77 – Diagrama de momentos para as ações horizontais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo

O esboço dos diagramas de força cortante nos lintéis para as ações gravitacionais e para as ações horizontais estão apresentados nas Fig. 78 e 79.

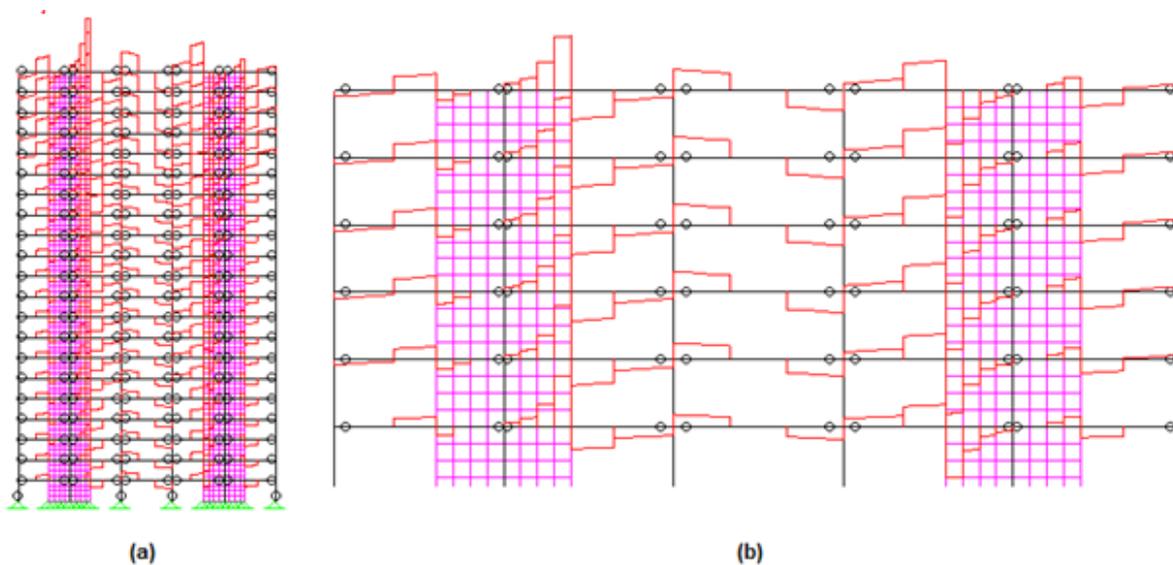


Figura 78 - Diagrama de forças cortantes para as ações verticais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo

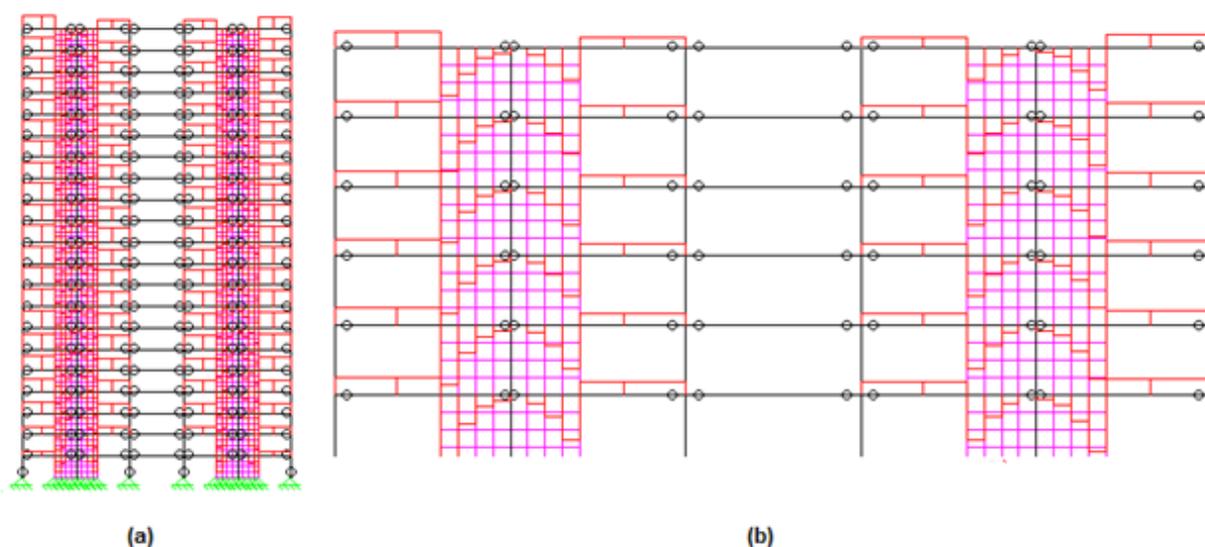


Figura 79 - Diagrama forças cortantes para as ações horizontais extraído do STRAP 11.5 (a) global (b) em detalhe no topo

Os momentos fletores solicitantes, as forças cortantes e a comparação com as resistências de cálculo de cada um dos lintéis metálicos com perfil VS 800 x 143, totalizando 336 vigas com 8,0m de comprimento, podem ser vistos nas Tabelas 25 e 26.

As resistências de cálculo dessas vigas com comprimento destravado na mesa inferior de 4,80m são:

- $M_{rd} = 1.148 \text{ kN.m}$
- $V_{rd} = 770 \text{ kN}$

Em todos os casos, a combinação crítica foi aquela em que o vento atua com excentricidade e é a ação variável principal na face da maior ação de Força de arrasto conforme Fig. 63.

Tabela 25 - Momentos solicitantes, cortantes solicitantes e resistências dos lintéis L1: VS800 x 143

Pavim.	M_{sd} (kN.m)	V_{sd} (kN)	M_{sd} / M_{rd}	V_{rd} / V_{sd}
1	167	130	0,15	0,17
2	245	186	0,21	0,24
3	311	233	0,27	0,30
4	365	271	0,32	0,35
5	407	302	0,35	0,39
6	441	326	0,38	0,42
7	466	343	0,41	0,45
8	456	384	0,40	0,50
9	496	364	0,43	0,47
10	502	368	0,44	0,48
11	504	369	0,44	0,48
12	503	368	0,44	0,48
13	498	364	0,43	0,47
14	491	358	0,43	0,46
15	483	352	0,42	0,46
16	473	345	0,41	0,45
17	463	337	0,40	0,44
18	454	330	0,40	0,43
19	445	323	0,39	0,42
20	439	319	0,38	0,41
Cob.	423	283	0,37	0,37

Tabela 26 - Momentos solicitantes, cortantes solicitantes e resistências dos lintéis L₂

Pavim.	M _{sd} (kN.m)	V _{sd} (kN)	M _{sd} / M _{rd}	V _{rd} / V _{sd}
1	191	148	0,17	0,19
2	293	221	0,26	0,29
3	380	283	0,33	0,37
4	464	343	0,40	0,45
5	534	393	0,47	0,51
6	591	435	0,51	0,56
7	641	470	0,56	0,61
8	681	499	0,59	0,65
9	712	521	0,62	0,68
10	745	544	0,65	0,71
11	769	561	0,67	0,73
12	788	574	0,69	0,75
13	813	592	0,71	,77
14	831	605	0,72	0,79
15	845	615	0,74	0,80
16	854	621	0,74	0,81
17	860	624	0,75	0,81
18	862	626	0,75	0,81
19	867	629	0,76	0,82
20	872	634	0,76	0,82
Cob.	849	570	0,74	0,74

Para o cálculo das resistências de cálculo dos lintéis, nas combinações em que o momento negativo é crítico e em função da altura do perfil sem travamento na mesa inferior, o vão livre destravado foi considerado igual à distância entre a face da parede e o eixo da coluna lateral de apoio, ou seja, $L_b = 4,80\text{m}$.

O dimensionamento dos pilares que compõem o sistema híbrido de contraventamento está apresentado nas Tabelas 27 a 30. Em função da largura da aba da viga de aço ser de 320mm a largura mínima da aba do perfil da coluna foi limitada a 300mm apenas por motivos construtivos, exceto a coluna de montagem localizada dentro da parede e que durante a vida útil deixará de exercer a função de suporte.

Os momentos de segunda ordem representam menos de 2% da resistência de cálculo

Tabela 27 – Características dos pilares mistos centrais externos para verificação

Pilares externos centrais	Quantidade	Seção	A_s (cm ²)	H (mm)	B (mm)	A_c (cm ²)	λ_x	λ_y	N_{rd} (kN)	M_{rd} (kN.m)
T - 3	8	CS350 x 93	118,4	43	43	1.730,6	24	30	5.138	338
3 - 6	8	CS300 x 76	97,0	38	38	1.347,0	28	34	4.001	241
6 - 9	8	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
9 - 12	8	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
12 - 15	8	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
15 - 18	8	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
18 - Cob.	8	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173

Tabela 28 – Verificação dos pilares externos (combinação das ações com redução da sobrecarga)

Pilares externos	N_d (kN)	N_d/N_r
T - 3	4.326	0,84
3 - 6	3.627	0,91
6 - 9	2.932	0,87
9 - 12	2.290	0,68
12 - 15	1.697	0,50
15 - 18	1.177	0,35
18 - Cob.	609	0,18

Tabela 29 - Características dos pilares mistos de canto para verificação

Pilares de canto	Quant.	Seção	A_s (cm ²)	H (mm)	B (mm)	A_c (cm ²)	λ_x	λ_y	N_{rd} (kN)	M_{rd} (kN.m)
T - 3	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
3 - 6	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
6 - 9	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
9 - 12	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
12 - 15	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
15 - 18	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173
18 - Cob.	4	CS300 x 62	79,5	38	38	1.364,5	28	34	3.382	173

Tabela 30 - Verificação dos pilares externos (combinação das ações com redução da sobrecarga)

Pilares de canto	N_d (kN)	N_d/N_r
T - 3	1.708	0,51
3 - 6	1.460	0,43
6 - 9	1.183	0,35
9 - 12	908	0,27
12 - 15	654	0,19
15 - 18	429	0,13
18 - Cob.	211	0,06

A coluna de montagem foi calculada para suportar até 3 pavimentos durante a construção.

Todas essas colunas podem ser otimizadas, pois não influem na rigidez do sistema, compondo perfis soldados com as dimensões externas mínimas para viabilidade da montagem, mas com espessuras de chapas menores, tendo em vista que não há problemas de instabilidade local em perfis totalmente preenchidos além da consideração das armaduras.

O peso total dos lintéis é de 384.384 kg, das colunas sem otimização que compõem o sistema híbrido com variação de seção a cada 3 pavimentos é 53.453 kg e das

colunas de montagem embutidas nas paredes de 28.493 kg, totalizando 466.330 kg, resultando em consumo de aço por pavimento de 13,88 kg/m², o consumo de concreto das colunas mistas e o consumo de concreto das paredes é de 1.489 m³.

De forma global, o consumo de estrutura metálica desse edifício ficou em 1.464.386 kg, que acrescido de 10% para contabilizar os elementos de ligação resulta em massa total de 1.611 toneladas ou 47,9 kg/m², além do consumo de concreto para os sistemas verticais (exclusas lajes) de 1.774,4m³.

4.5.1. VERIFICAÇÃO DOS DESLOCAMENTOS LATERAIS

Após o dimensionamento das vigas e pilares para os estados limites últimos, deu-se prosseguimento à análise do edifício e os estados limites de serviço (deslocamentos horizontais e interpavimentos) foram avaliados.

Para avaliação dos deslocamentos laterais e interpavimentos, a combinação crítica é aquela em que o vento é a ação variável principal, podendo ser com ou sem excentricidade:

$$S_{ser2} = (Peso\ Próprio) + (Permanente) + 0,30.(Vento\ Sim.) + 0,40.(Sobrec.)$$

$$S_{ser3} = (Peso\ Próprio) + (Permanente) + 0,30.(Vento\ Assim.) + 0,40.(Sobrec.)$$

Além disso, os deslocamentos no topo do edifício devido ao vento total devem ser inferiores a H/500 e para esse limite será utilizada as seguintes combinações raras de serviço:

$$S_{ser4} = (Peso\ Próprio) + (Permanente) + (Vento\ Sim.) + 0,6(Sobrec.)$$

$$S_{ser5} = (Peso\ Próprio) + (Permanente) + (Vento\ Assim.) + 0,6(Sobrec.)$$

Tabela 31 – Comparativo de deslocamentos H/1.700

Pavim.	S_{ser2}	S_{ser3}	Altura a partir da base (mm)	Deslocamento limite (mm)
	U_{x2}	U_{x2}		
1	0,1	0,2	3.200	1,9
2	0,5	0,5	6.400	3,8
3	0,9	1,1	9.600	5,6
4	1,6	1,8	12.800	7,5
5	2,3	2,6	16.000	9,4
6	3,1	3,6	19.200	11,3
7	4,0	4,6	22.400	13,2
8	5	5,7	25.600	15,1
9	6	6,8	28.800	16,9
10	7	8	32.000	18,8
11	8,1	9,2	35.200	20,7
12	9,1	10,4	38.400	22,6
13	10,2	11,6	41.600	24,5
14	11,3	12,8	44.800	26,4
15	12,3	14	48.000	28,2
16	13,3	15,1	51.200	30,1
17	14,4	16,3	54.400	32,0
18	15,4	17,4	57.600	33,9
19	16,3	18,5	60.800	35,8
20	17,3	19,6	64.000	37,6
Cob.	18,3	20,7	67.200	39,5

Ambas as análises são feitas em segunda ordem e conforme apresentado nas Tabelas 31 e 32, para ambos os limites, o deslocamento lateral limite é respeitado. Assim, além das vigas e pilares atenderem aos estados limites últimos, os estados limites de serviço também foram atendidos integralmente, o que evidencia as otimizações propostas nesse trabalho para o sistema estrutural adotado.

Tabela 32 – Comparativo de deslocamento H/500

	S_{ser4}	S_{ser5}	Altura a partir da base (mm)	Deslocamento limite (mm)
Pavim.	U_{x2}	U_{x2}		
1	0,5	0,5	3.200	6,4
2	1,5	1,8	6.400	12,8
3	3,2	3,6	9.600	19,2
4	5,2	6,0	12.800	25,6
5	7,7	8,8	16.000	32,0
6	10,5	11,9	19.200	38,4
7	13,5	15,3	22.400	44,8
8	16,7	19,0	25.600	51,2
9	20,0	22,8	28.800	57,6
10	23,5	26,7	32.000	64,0
11	27,0	30,7	35.200	70,4
12	30,6	34,7	38.400	76,8
13	34,1	38,7	41.600	83,2
14	37,7	42,7	44.800	89,6
15	41,2	46,7	48.000	96,0
16	44,7	50,6	51.200	102,4
17	48,1	54,4	54.400	108,8
18	51,4	58,2	57.600	115,2
19	54,7	61,9	60.800	121,6
20	58,0	65,6	64.000	128,0
Cob.	61,2	69,2	67.200	134,4

Comparando-se os deslocamentos máximos para os dois casos de incidência do vento, é possível observar um aumento de aproximadamente 13,1% quando os efeitos de vizinhança são considerados. Mesmo assim, os valores máximos obtidos ainda ficam abaixo dos limites estabelecidos.

Tabela 33 – Deslocamentos interpavimentos para as combinações de serviço S_{ser2} e S_{ser3}

Pavim.	S_{ser2}	S_{ser3}
1	0,2	0,3
2	0,7	0,6
3	0,8	1,0
4	1,2	1,2
5	1,3	1,4
6	1,4	1,6
7	1,6	1,8
8	1,8	1,9
9	1,8	1,9
10	1,9	2,1
11	2,1	2,2
12	2,0	2,2
13	2,4	2,2
14	2,1	2,3
15	2,1	2,3
16	2,1	2,2
17	2,2	2,3
18	2,1	2,3
19	2,0	2,3
20	2,1	2,2
Cob.	2,1	2,3

No que diz respeito aos deslocamentos interpavimentos, foram determinados de acordo com equação de GRIFFIS (1993) apresentada em 2.4.2, na qual o deslocamento provocado pelas forças cortantes é contabilizado.

O máximo deslocamento interpavimento para a combinação em que o coeficiente de combinação do vento é igual a 0,3 ocorreu para vento simétrico, conforme Tabela 33 e foi de 2,4 mm no 13º andar do edifício. Para o caso em que os efeitos de vizinhança são considerados, o máximo valor encontrado foi de 2,3 mm. Em todos os casos, o limite $h/850$ (3,8 mm) foi respeitado para a combinação frequente de serviço.

Tabela 34 - Deslocamentos interpavimentos para as combinações de serviço S_{ser4} e S_{ser5}

Pavim.	S_{ser4}	S_{ser5}
1	0,7	0,7
2	1,5	1,8
3	2,4	2,5
4	2,9	3,3
5	3,5	3,9
6	4,0	4,4
7	4,4	4,8
8	4,7	5,3
9	5,0	5,5
10	5,3	5,7
11	5,4	5,9
12	5,6	6,0
13	5,5	6,1
14	6,1	6,2
15	6,1	6,2
16	6,1	6,1
17	6,0	6,1
18	6,0	6,0
19	5,9	6,0
20	5,9	6,0
Cob.	5,8	6,0

4.5.2. VERIFICAÇÃO DA LIGAÇÃO AÇO - CONCRETO

Para haver esse comportamento é necessário garantir a ligação entre os lintéis de aço e as paredes de concreto.

A verificação será feita utilizando a formulação proposta em 3.9.

A esbeltez limite da alma da viga VS 800 x 143 em aço ASTM A572 Grau 50 com $f_y = 35 \text{ kN/cm}^2$ selecionada em 4.1 será:

$$\lambda = \frac{h}{t_w} = \frac{80}{0,8} = 100 \leq \lambda_p = 3,48 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 3,48x \sqrt{\frac{20000}{35}} = 83,2$$

A condição não foi atendida sendo necessário aumentar a espessura da alma do perfil para:

$$t_w = \frac{h}{83,2} = \frac{80}{83,2} = 0,96cm$$

Dessa forma, a alma do perfil deve ser alterada para utilizar chapa de 10mm

A resistência última de cálculo ao cisalhamento dessa viga será:

$$V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = \frac{0,60 \cdot d \cdot t_w \cdot f_y}{1,10} = \frac{0,60x80x1,0}{1,10} x 35 = 1.527kN$$

O comprimento de embutimento mínimo L_e não deve ser menor que 1,5 vezes a altura do perfil metálico e será obtido por:

$$L_e \geq 1,5x d = 4,5x 80 = 120cm$$

$$V_{Rd} = V_u = \frac{0,85\phi_c f'_c b' (L_e - c)}{1 + \frac{3,6e}{(L_e - c)}}$$

$$1527 = \frac{0,85x0,7x3,0x35,3(L_e - 2,5)}{1 + \frac{3,6x457,5}{(L_e - 2,5)}}$$

Resolvendo a equação de segundo grau resulta em:

$$L_e = 212 \text{ cm}$$

Esse valor é menor que o comprimento de embutimento da parede adotada, ou seja:

$$L_{real} = \frac{L_{par} - (D_{col,emb})}{2} = \frac{640 - 25}{2} = 307,5cm$$

Considerou-se o cobrimento do concreto $c = 2,5\text{cm}$ e b' a largura da parede menos o recobrimento da armadura igual a $35,3\text{cm}$.

A excentricidade da ligação entre a coluna lateral e a ligação a cisalhamento da ligação da Fig. 123 foi considerado como $e = 25\text{cm}$, resultando na distância $a = 455\text{cm}$.

Os FBT devem ser soldados à alma e às mesas do lintel e a relação entre largura e espessura desses enrijecedores não podem ultrapassar:

$$\frac{b_{FBT}}{t_{FBT}} \leq 0,56 \sqrt{\frac{E}{f_y}} = 0,56 \sqrt{\frac{20000}{35}} = 13,4$$

A aba do perfil tem 32cm e a espessura da alma ficou em 1cm , dessa forma a largura da FBT será considerada igual a $(32-1)/2 = 15,5\text{cm}$ e a espessura mínima será:

$$\frac{15,5}{13,4} \leq t_{FBT} = 1,16\text{cm}$$

Será considerada chapa com espessura de $1,25\text{cm}$ espaçados a cada $a = 80\text{cm}$

Além disso, o momento de inércia do par de FBT em relação ao eixo do plano médio da alma não pode ser inferior a:

$$I_{2FBT} \geq 0,5 \cdot a t_w^3 = 0,5 \times 80 \times 1,0^3 = 40\text{cm}^3$$

O momento de inércia do par de enrijecedores será muito maior:

$$I_{2FBT} \geq \frac{t_{FBT} b^3}{12} = \frac{1,25 \times 32^3}{12} = 2.730\text{cm}^4$$

O enrijecedor com espessura de $1,25\text{cm}$ espaçados a cada 80cm atendem o critério mínimo estabelecido.

O momento fletor amplificado para dentro da parede não pode ser maior do que o momento resistente último da viga de aço e cujo valor foi calculado anteriormente em 4.5:

$$M_{xd} < M_{Rd} = 1148\text{kN.m}$$

Conforme a Tabela 37, o máximo valor de M_{0d} ocorre no andar 20 com valor:

$$M_{0d} = 872 \text{ kN.m}$$

Dessa forma, o momento expandido (Fig. 123) assume o valor:

$$M_{xd} = M_{0d} \frac{\left(a + \frac{L_e}{3}\right)}{a} = 872 \times \frac{\left(455 + \frac{212}{3}\right)}{455} = 1.007 \text{ kN.m} < M_{Rd} = 1148 \text{ kN.m}$$

O cisalhamento longitudinal na interface aço – concreto será:

$$V_{ld} = \frac{M_{xd}}{h} + \frac{1}{6} \cdot \frac{f_{cd} \cdot L_e^2 \cdot b_w}{h} = \frac{100700}{80} + \frac{1}{6} \cdot \frac{3,0}{1,40} \cdot \frac{212^2 \cdot 32}{80} = 1259 + 8.989 = 10.248 \text{ kN}$$

A resistência de cada conector de cisalhamento com $f_{ucs} = 41,5 \text{ kN/cm}^2$, adotado com diâmetro de 19mm, é dado pelo menor dos seguintes valores:

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$$

$$Q_{Rd} = \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$$

$$A_{cs} = \frac{\pi d_{cs}^2}{4} = \frac{\pi \times 2,2^2}{4} = 3,80$$

$$E_c = 5600 \sqrt{f_{ck}} = 5600 \sqrt{30} = 30.672 \text{ MPa} = 3.067 \text{ kN/cm}^2$$

$$\gamma_{cs} = 1,25$$

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} = \frac{1}{2} \times \frac{3,80 \times \sqrt{3 \times 3067}}{1,25} = 146 \text{ kN}$$

$$Q_{Rd} = \frac{A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} = \frac{3,80 \times 41,5}{1,25} = 126,2 \text{ kN}$$

Portanto, a resistência de cada conector aqui adotado é de 94kN.

O número de conectores de cisalhamento necessários em cada aba da viga é obtido por:

$$n = \frac{V_{ld}}{Q_{Rd}} = \frac{10248}{126,2} = 81 \text{ conectores de } 19m$$

A distância mínima entre centro de conectores instalados transversalmente na viga de aço é de 4 vezes o diâmetro do conector de cisalhamento (ABNT NBR 8800, 2008). Para o diâmetro de 22mm essa distância corresponde a 88mm. A aba da viga é de 320mm. Deve-se deixar um espaço mínimo até a borda da aba de 25mm. Dessa forma, é possível instalar 4 conectores transversais na viga, espaçados a 90mm entre eles e 25mm até a borda da aba.

Tendo 4 conectores por seção transversal, o número de linhas longitudinais necessárias será:

$$n_l = \frac{81}{4} = 21 \text{ linhas}$$

O comprimento de embutimento real da viga é de 307,5cm. Dessa forma, o espaçamento longitudinal entre conectores será:

$$e_l = \frac{3075}{21 - 1} = 154mm$$

O espaçamento mínimo deve ser de 6 vezes o diâmetro do conector (ABNT NBR 8800, 2008), ou seja, 132mm. Assim o espaçamento longitudinal respeita essa limitação.

As vigas de piso que chegam no perfil metálico embutido na parede, a ligação da viga é essencialmente idêntica à conexão viga – coluna de aço.

Para os lintéis da cobertura, no topo das paredes de concreto, recomenda o seguinte detalhamento das armações de concreto:

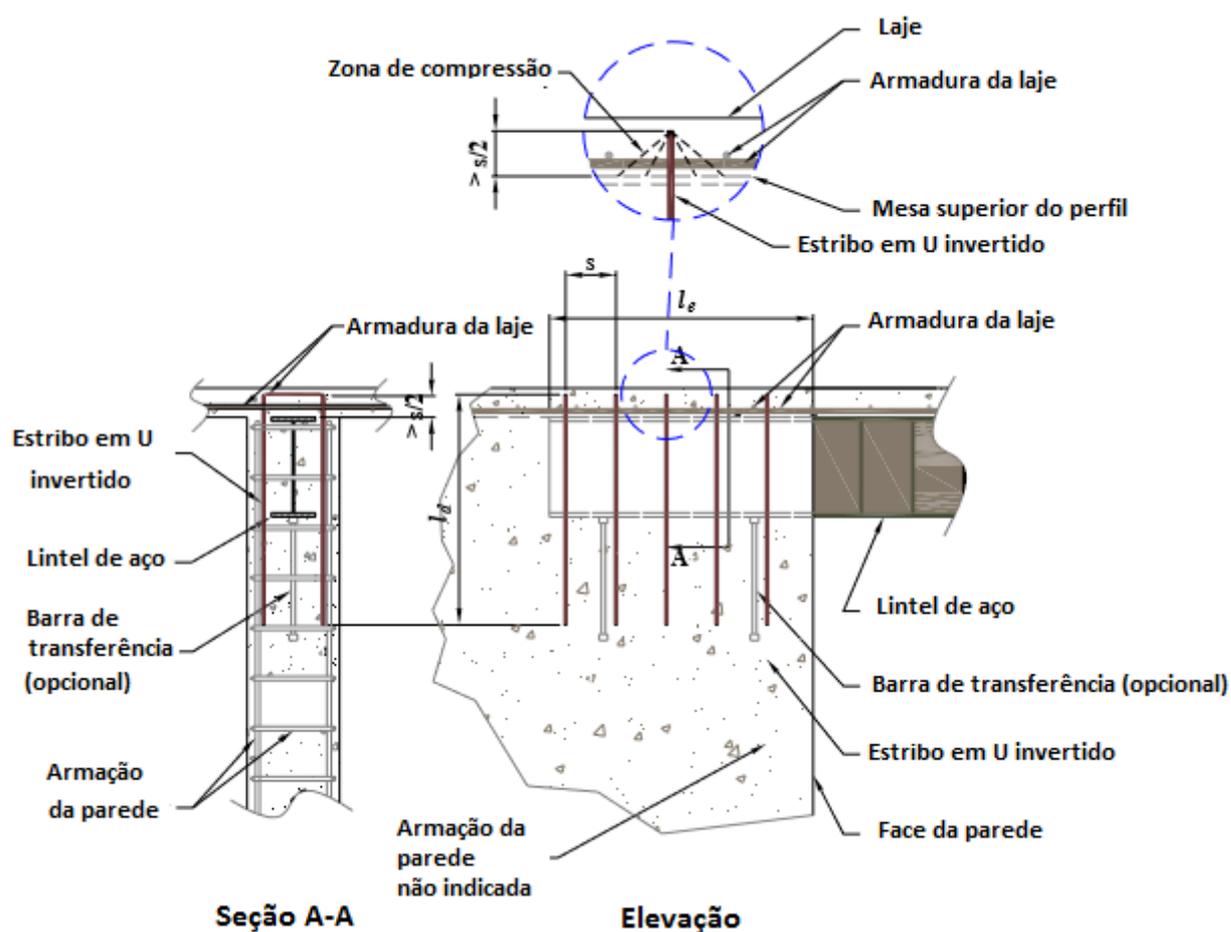


Figura 80 – Sugestão de detalhe do lintel chegando no topo da parede (EL-TAWIL *et al.*, 2008)

4.5.3. DETERMINAÇÃO DA RAH

As Figs 145 a 148 apresentam as reações verticais e momentos fletores na face mais solicitada para a associação de sistemas híbridos adotada.

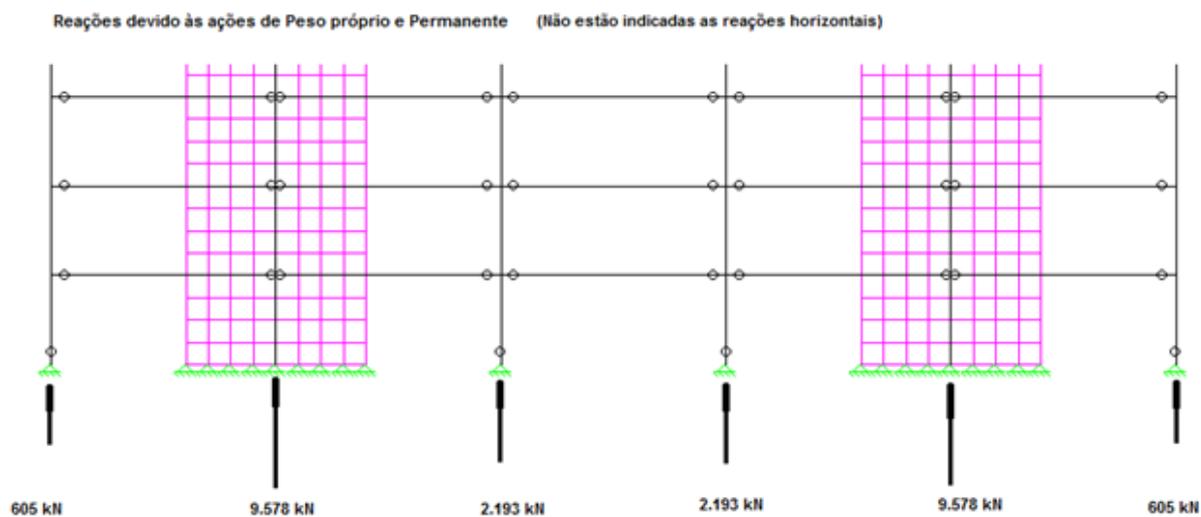


Figura 81 – Reações no sistema híbrido devido ao peso próprio e ação permanente (exceto ações horizontais)

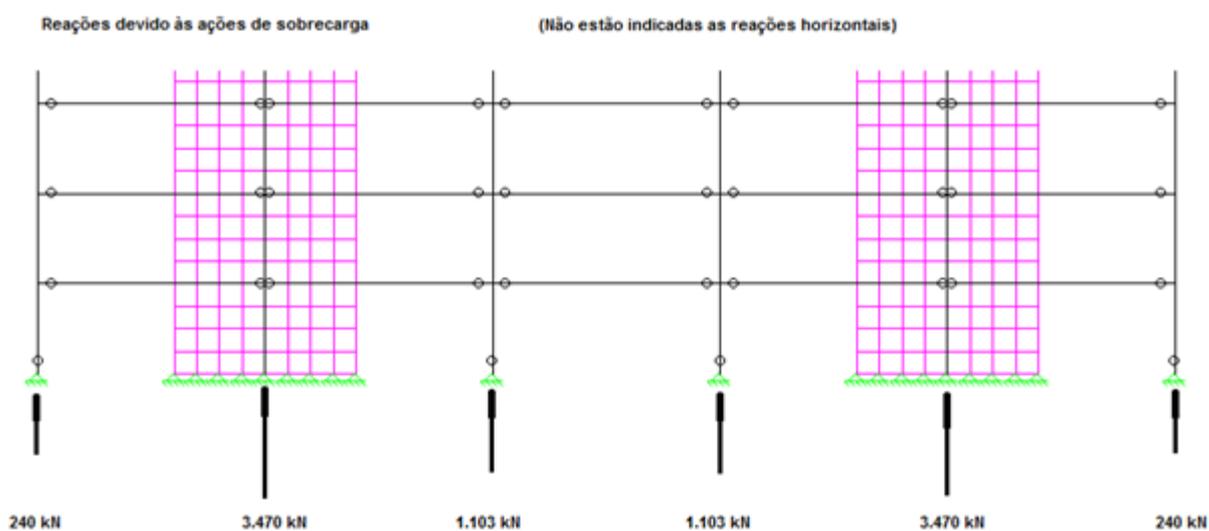


Figura 82 – Reações no sistema híbrido devido à sobrecarga (exceto ações horizontais)

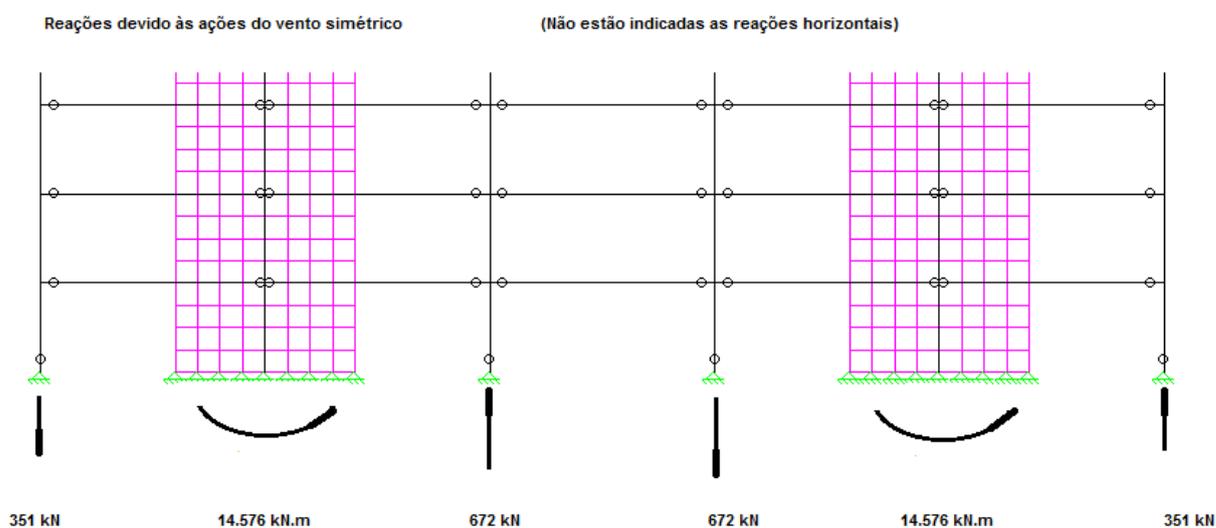


Figura 83 – Reações no sistema híbrido devido ao vento simétrico (exceto ações horizontais)

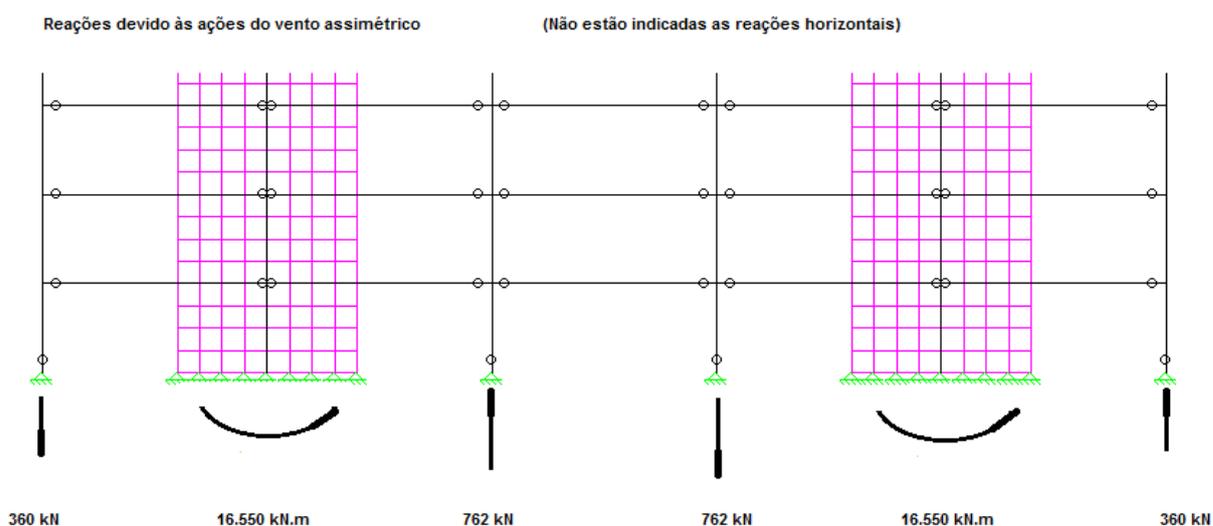


Figura 84 – Reações no sistema híbrido mais solicitado devido ao vento assimétrico (exceto ações horizontais)

Calculando a Relação de Acoplamento do sistema Híbrido (RAH) para o comportamento do sistema híbrido com vento simétrico:

$$RAH = \frac{N_c \cdot L_{tot}}{m_{par} + N_c \cdot L_{tot}} = \frac{351 \times (5 \times 8,0) + 672 \times (8,0)}{2 \times 14576 + 351 \times (5 \times 8,0) + 672 \times (8,0)} = \frac{19416}{48568} = 0,40$$

RAH = 0,40 ou uma contribuição de 40% na resistência ao momento de tombamento em relação às paredes isoladas comprovando mais uma vez a eficiência do sistema

proposto, principalmente em relação à redução do momento nas bases das paredes se fossem isoladas.

Para o vento assimétrico:

$$RAH = \frac{N_c \cdot L_{tot}}{m_{par} + N_c \cdot L_{tot}} = \frac{360x(5x8,0) + 762x(8,0)}{2x16550 + 360x(5x8,0) + 762x(8,0)} = \frac{20496}{53596} = 0,38$$

RAH = 0,38 ou uma contribuição de 38% na resistência ao momento de tombamento em relação às paredes isoladas.

5. CONSIDERAÇÕES FINAIS, LIMITAÇÕES E RECOMENDAÇÕES

Apresentou-se uma análise do Sistema Híbrido Aço – Concreto de Contraventamento proposto para solucionar duas desvantagens da associação desses dois materiais em edifícios de múltiplos andares: o alto custo de ligações engastadas viga – coluna para o sistema estrutural de pórticos metálicos e a grande diferença na tolerância dimensional quando da execução de estruturas metálicas associadas a paredes de concreto, impactante na execução de qualidade e no cronograma das obras, principalmente porque essas ligações são articuladas na face das paredes.

Para um edifício de 20 pavimentos mais a cobertura foram avaliadas 405 variações de modelos estruturais compostos por parede de concreto associada à estrutura metálica com ligações articuladas. Somente após a concretagem dessas paredes a estrutura passa a ter resistência e estabilidade.

Uma análise preliminar para entender o comportamento do painel híbrido composto de uma parede de concreto erguida em torno de uma coluna metálica de montagem, ligada a outras duas colunas laterais mistas por meio de lintéis articulados foi analisado. Variou-se o comprimento da parede, o perfil dos lintéis e a distância entre a face das paredes e o eixo das colunas laterais. Entretanto, a análise foi feita após a cura do concreto, quando a partir da solidarização em torno do lintel de aço, tornou a ligação rígida.

Para entender o comportamento dessa ligação aço-concreto, crítica para o sistema proposto, foi estudada a partir de resultados de pesquisas e ensaios pelo mundo.

A partir desses estudos foram propostas fórmulas para otimização do sistema híbrido e procedimentos para cálculo das ligações aço-concreto.

A partir disso foi dimensionado o edifício-modelo com utilização dos princípios propostos e adaptados à ABNT NBR 8800 (2008).

A incidência do vento na estrutura foi simulada de duas formas diferentes: vento simétrico e vento assimétrico com excentricidade igual a 15% da medida das faces, devida aos efeitos de vizinhança, prescrita pela ABNT NBR 6123 (1988). Enquanto a

primeira causava apenas o tombamento do edifício, a segunda foi responsável por ocasionar, simultaneamente, o tombamento e a torção do edifício.

A avaliação dessas forças horizontais fez uso do método simplificado de segunda ordem, P-Delta, presente em diversos programas computacionais comerciais, inclusive no STRAP utilizado nesse trabalho e foi útil para, além de calcular os deslocamentos para verificação dos estados limites de serviços, comprovar a eficiência do sistema ao tombamento por meio da Relação de Acoplamento do Sistema Híbrido (RAH) aqui proposta e que resultou em uma contribuição em torno de 40% para a redução do momento de tombamento comparado ao sistema estrutural de parede isolada.

A partir das fórmulas polinomiais de otimização propostas, em que a determinação do momento de inércia do lintel é função da distância entre as faces das paredes de concreto às colunas laterais, a verificação dos deslocamentos em análise de primeira e segunda ordem comprovou a sua eficácia, mantendo a estrutura como de pequena deslocabilidade, respeitando os limites de deslocamentos laterais em todos os pavimentos, assim como os deslocamentos interpavimentos, estes últimos considerados com a contribuição da distorção por força cortante.

Em relação às tensões de cálculo na parede de concreto analisada, todas respeitaram o estado limite último para o concreto adotado.

Apenas os sistemas híbridos de fachada contribuíram para resistir às ações laterais, restando às estruturas internas resistir à maior parte das ações gravitacionais. Essa distribuição de função mostrou-se eficiente, não só por manter as colunas mistas internas submetidas apenas a compressão, mas também por manter todas as ligações articuladas. Isso permitiu chegar a uma taxa de consumo de aço com o peso das ligações estimados em 10%, de 48,1 kg/m², além do consumo de concreto para os sistemas verticais (excluso lajes) de 1.780,4m³.

Do ponto de vista de projeto, a adoção de lintéis com mesmas alturas foi assumida ao longo da altura do edifício e no entorno dele. De um lado traz a certeza de que as deformações conforme calculadas estarão dentro do limite estabelecido pelas normas além de padronizar as ligações, por outro aumenta o consumo de aço e essa variação merece ser estudada.

A análise não-linear não foi feita, pois no caso do concreto, toda a geometria da estrutura, bem como todas as suas armaduras precisavam ser conhecidas, pois a resposta da estrutura depende de como ela foi armada e isso não fazia parte do escopo desse trabalho. Os resultados da análise linear são suficientes para a verificação dos ELS (ABNT NBR 6118, 2014). Essa norma, em seu item 14.8.1 permite a análise linear em pilares parede com o emprego de elementos finitos.

Uma precaução foi tomada enquanto não forem feitos ensaios da ligação proposta. Recomendou-se na região de embutimento o uso de conectores de cisalhamento nas faces superior e inferior dos lintéis.

Como sugestões para continuidade desse trabalho podem ser feitos estudos relativos a:

- Introdução das rigidezes de ligação utilizando os modelos de mola para tornar a análise estrutural mais realista.
- Introdução das lajes nas análises numéricas através de elementos finitos em substituição ao *Rigid Link*.
- Análise de outros tipos de edificações, variando o número de pavimentos, dimensões em planta, formas geométricas e posicionamento dos painéis híbridos de contraventamento;
- Análise não-linear física e geométrica;
- Ensaios da ligação proposta para confirmar ou excluir a necessidade de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

REFERÊNCIAS

ALVA, G. M. S.. **Sobre o projeto de edifícios em estruturas mistas aço – concreto.** São Carlos. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2000.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE COMMITTEE 318 (ACI). **Building code Requirements for structural concrete (ACI 318-02) and Commentary (ACI 318R-02).** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2002.

_____. 318 (ACI). **Building code requirements for structural concrete (ACI 318-05) and Commentary (ACI 318R-05).** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2005.

_____. 318 (ACI) (2008). **Building code Requirements for structural concrete (ACI 318-08) and Commentary (ACI 318R-08),** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2008.

_____. 318 (ACI). **Building code Requirements for structural concrete (ACI 318-11) and Commentary (ACI 318R-11).** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2011.

_____. 349 (ACI). **Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-85).** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 1980.

_____. (ACI). **Code Requirements for Nuclear Safety Related Concrete Structures (ACI 349-06).** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 2006.

_____. (ACI). **State-of-the-Art on Anchorage to Concrete.** American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan. 1997.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC - LRFD - Load and resistance factor design.** Chicago. 1994.

_____. **AISC – Seismic Provisions for Structural Steel Buildings.** Chicago. 1992.

_____. **AISC - Specification for Structural Steel Buildings**. Chicago. 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118: Estruturas de Concreto – Procedimento**. Rio de Janeiro. 2014.

_____. **NBR 6123: Forças devidas ao vento em edificações**. Rio de Janeiro. 1988.

_____. **NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento** Rio de Janeiro. 2003.

_____. **NBR 8800: Projeto de estrutura de aço e de estrutura mista de aço e concreto de edifícios**. Rio de Janeiro. 2008.

BODE, H.; ROIK, K.. **Headed studs – Embedded in concrete and loaded intension**. American Concrete Institute SP 103-4, American Concrete Institute, Farmington Hills, Michigan, pp. 61-88. 1987.

BOGDAN, T.; ZONA, A.; LEONI, G.; DALLÀSTA, A.; BRAHAM, C.; DEGÉE, H. **Design and Performance of Steel – Concrete Hybrid Coupled Shear Walls in Seismic Conditions**. COMPDYN 2013 4th ECCOMAS Thematic Conference on Computational Methods in Structural Dynamics and Earthquake Engineering M. Papadrakakis, V. Papadopoulos, V. Plevris (eds.). Kos Island, Grécia. 2013.

COOK, R. A., COLLINTELS D.M., KLINGNER, R. E.; POLYZOIS D.. **Load-deflection behavior of cast-in-place and retrofit concrete anchors**. ACI Structural Journal, Vol. 89, No. 6, Farmington Hills, Michigan, pp. 639-649. 1992.

CORRÊA, M. R. S.. **Aperfeiçoamento de modelos usualmente empregados no projeto de sistemas estruturais de edifícios**. São Carlos. 331 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1991.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON (CEB). **Fastenings to concrete and masonry structures. State of the art**. Thomas Telford Ltd., Lausanne, Suíça 1994.

_____. **Design of fastenings in concrete: design guide**. Thomas Telford Ltd., Lausanne, Suíça. 1997.

DE NARDIN, S.; SOUZA, A. S. C.; EL DEBS, A. L. C. H.; EL DEBS, M. K. **Estruturas mistas aço-concreto: origem, desenvolvimento e perspectivas.** 16 p.. 47o Congresso Brasileiro do Concreto, Volume IV - Estruturas Mistas, Proceedings, Recife, setembro 2005, p.V69-84, ISBN 85-98576-07-7. IBRACON, 2005.

DUARTE, J.; BARROS, A. (Orgs.). Métodos e técnicas de pesquisa em comunicação. 2ª ed.. São Paulo: Atlas, 2006. 384 p.

EL-TAWIL, S., FORTNEY, P., HARRIES, K., HASSAN, M., KURAMA, Y., SHAHROOZ, B. M., TONG, X, **Recommendations for Seismic Design of Hybrid Coupled Walls,** American Society of Civil Engineers, Reston, VA . 2008.

EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDISATION, Eurocode 8, **Design of structures for earthquake resistance – Part 1: general rules, seismic actions and rules for building.** Bruxelas. 2004.

_____, Eurocode 4, **Design of Composite Steel and Concrete Structures – Part 1-2: General rules – Structural Fire Design,** Bruxelas. 2004

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON (FIB). **Design examples for the 1996 fib recommendations – practical design of structural concrete.** Technical Report, Bulletin n. 16. 2002.

FUCHS, W., ELIGEHAUSEN R.; BREEN, J. E.. **Concrete capacity design approach for fastening to concrete.** ACI Structural Journal, Vol. 92, No. 1, pp. 73-94. 1995.

GONG, B.; SHAHROOZ, B.M.. **Seismic Behavior and Design of Composite Coupled Wall Systems.** Report N UC-CII 98/01, Cincinnati Infrastructure Institute, Cincinnati, Ohio. 1998.

GRIFFIS, L.G. Serviceability limit states under wind load. **Engineering Journal,** AISC, v. 30, p 1-16, 1993

GUIMARÃES, JORGE A. T.. **Análise e dimensionamento de pórticos mistos aço-betão.** Relatório de projecto submetido para satisfação parcial dos requisitos do grau de mestre em engenharia civil — especialização em estruturas. Faculdade de Engenharia Universidade do Porto. 2009.

HARRIES, K.A., MITCHELL, D., REDWOOD, R. G. and COOK, W. D., **Seismic design and analysis of prototype couples wall structures**. Canadian Journal of Civil Engineering, 25 (5), 808-818. 1998.

HAWKINS, N.; MITCHEL, D.; ROEDER, C. W.. **Moment resisting connections for mixed constructions**. Engineering Journal, American Institute of Steel Construction. 1980.

HAYASHI, M.; YOSHINAGA, K.. **An experimental study of practical application of composite structures of a frame and an earthquake-resistant wall g**. Synopses of the conference of architecture institute of Japan. 1994.

HOLANDA, AURELIO BUARQUE. **Dicionário Aurélio da Língua Portuguesa** - Ed. Histórica 100 Anos - 5ª Ed. Positivo Editora, 2010.

INSTITUTO BRASUILEIRO DE SIDERURGIA. Centro brasileiro da Construção em Aço – IBS/CBCA. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. 3. Ed. Rio de Janeiro, 75 p. 2004.

JOHNSON, R.P. **Composite Structures of Steel and Concrete**, v.1, 2.ed. Blackwell Scientific Publications, Oxford, 1994.

LAM, DENNIS (editor). **Steel concrete composite and hybrid structures**. Research Publishing Services, Singapura, 2009.

LEON, R.; FORCIER, G. P.; ROEDER, C. W.; PREECE, F. R.. **Cyclic performance of riveted connections**. Proceedings of the ASCE Structures Congress, pp. 88-116. 1994.

LIEW, Richard; LEE, S. C. (editors). **Advances in steel concrete composite and hybrid structures**. Research Publishing, Singapura, 2012.

LIAUW, T. C.. **Test on multistory infilled frames subject to dynamic lateral loading**. ACI Journal. 1979.

LIAUW, T. C.; KWAN, K. H.. **Static and cyclic behavior on multistory infilled frames with different interface conditions**. Journal of Sound and Vibration. 1985.

LÓPEZ, G. E.. **Conexiones en estructuras mixtas de acero – concreto**. Seminario Técnico Sidetur 2010. Diseño y Detallado de Conexiones de Estructuras de Acero. Caracas, Venezuela. 2010.

MAKINO, M.; KAWANO, A.; KUROBANE, Y.; SAISHO, M.; YOSHINAGA, K.. **An investigation for the design of framed structures with infill walls**. Proceedings of the seventh world conference on earthquake engineering. 1980.

MAKINO, M.. **Design of framed steel structures with infilled reinforced concrete walls**. Roeder CW, editor. Composite and mixed construction. ASCE. 1985.

MARCAKIS, K., MITCHELL, D. “**Precast Concrete Connections with Embedded Steel Members**,” Prestressed Concrete Institute Journal, Vol. 25, No. 4. 1980.

MATTOCK, A. H., GAAFAR, G.H. **Strength of Embedded Steel Sections as Brackets** - ACI Journal, Vol. 79, No. 2, 83-93.1982.

MALITE, M.. **Vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios**. São Carlos – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1998.

MALLICK, D. V.; SEVERN, R. T.. **Dynamic characteristics of infilled frames**. Proceedings of the Institute of Civil Engineers. USA. 1968.

MARSH, M. L.; BURDETTE, E. G.. **Anchorage of steel building components to concrete**. Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp. 33- 39. 1985.

MATIAS JUNIOR, IVAN GOMES. **Análise não linear de estruturas tridimensionais de edifícios altos com núcleos resistentes sobre fundações flexíveis** Dissertação Escola de engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 1997.

MOTTER, J. C., WALLACE, J. W., KLEMENCIC, R., HOOPER, J., MAGNUSSON, D., F., **Large – Scale Testing of Steel Reinforced Concrete (SRC) Coupling Beams**. Los Angeles Tall Building Structural Design Council. Los Angeles. 2013.

NELSON STUD WELDING. **Embedment properties of headed studs**. Design Data 10, Nelson Division, Lorain, Ohio. 1974.

PALLARÉS, L.; HAJJAR, J. F.. **Headed steel stud anchors in composite structures: part I. shear**. Report no. NSEL-013, Newmark Structural Laboratory Report Series, Department of Civil and Environmental Engineering, University of Illinois at Urbana-Champaign, Urbana, Illinois, April. 2009.

PARK, W.-S.; YUN, H.D.. **Seismic performance of steel coupling beam–wall connections in panel shear failure**. Journal of Constructional Steel Research 62, 1016–1025. 2006.

Pereira, A.C.O.. **Estudo da influência da modelagem estrutural no núcleo nos painéis de contraventamento de edifícios altos**. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2000.

PRESTRESSED CONCRETE INSTITUTE (PCI). **PCI Design handbook**, 5th edition, Precast/Prestressed Concrete Institute, Chicago, Illinois. 2004.

ROEDER, C.W.; HAWKINS, N. M.. **Connections between steel frames and concrete walls**. Engineering Journal, AISC, vol. 18, n. 1, pp 22-29. 1981

SAARI W. K.; HAJJAR J. F.; SCHULTZ A. E.; SHIELD C. K.. **Behavior of shear studs in steel frames with reinforced concrete infill walls**. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, pp. 1453-1480. 2004.

SCHUELLER, Wolfgang. **High-rise building structures**, 2nd. Edition. Robert E. Krieger Publishing Company, Inc., Malabar, USA, 1986

SCORPECCI, Angela. **Seismic design of innovative hybrid coupled shear walls (HCSW)**. Università Politecnica delle Marche, Doctoral Thesis, Roma. 2014

SHAHROOZ, B.M., GONG, B., TUNC, G.; DEASON, J.T.. **An overview of reinforced concrete core wall-steel frame hybrid structures**. Prog. Struct. Eng. Mater. 3: 149-158. 2001.

SHAHROOZ, B.M; REMMETTER, M.; QIN, F.. **Seismic Response of Composite Coupled Walls**. Composite Construction in Steel and Concrete II, ASCE. 1992

_____. **Seismic Design and Performance of Composite Coupled Walls**. Journal of the Structural Division, ASCE. 1993

SMITH, B. S.; COULL, A.. **Tall building structures. Analysis and design**, A Wiley – Interscience Publication, 1991.

TACLA, ZAKE. **O Livro da Arte de Construir**. Unipress Editorial Ltd.; São Paulo, 1984.

TAMBOLI, A. R. **Handbook of structural steel connection design and details**. McGraw-Hill Professional, 2nd edition.USA. 1999.

TARANATH, Bungale S.. **Structural analysis and design of tall buildings**. New York: MacGraw-Hill Book Company, 1988.

VALENTE, I., CRUZ, P.J.S., **Experimental Analysis of Perfobond Shear Connection Between Steel and Lightweight Concrete**. Journal of Constructional Steel Research, Vol. 60, pp. 465-479. 2004

VLASSOV, B. Z. **Pieces longues envoiles minces**. Paris: Eyrolles, 655p, 1962

WEIDLE, ÉRICO P. S.. Ministério da Saúde. Secretaria de Assistência à Saúde Série Saúde & Tecnologia - Textos de Apoio à Programação Física dos Estabelecimentos Assistenciais de Saúde - **Sistemas Construtivos na Programação Arquitetônica de Edifícios de Saúde** - Brasília - 1995. 53 p.

XIANGDONG, Tong; HAJJAR, Jerome; SCHULTZ, Arturo; SHILD, Carol. **Cyclic behavior of frame strucyures with composite reinforced concrete infill walls and partially-restrained connections**. Journal of Constructional Steel Research 61; USA. 2005.

YAGUI, T. **Análise de estruturas constituídas de núcleo de concreto armado e pilares ou pendurais de aço (carregamento crítico de instabilidade geral)**. Limeira. Tese de Livre – Docência - Faculdade de Engenharia de Limeira, UNICAMP, 1978.

YOSHIDA, Shiguemitsu. **Análise do efeito do vento em estruturas de edifícios com lajes deformáveis**. São Carlos. Dissertação de Mestrado. Escola de Engenharia de São Carlos, USP, 1989.

ZONA, A.; LEONI, G.; DALLÀSTA, A.; BRAHAM, C.; BOGDAN, T.; DEGÉE, H. **Behaviour and design of innovative hybrid coupled shear walls for steel**

buildings in seismic areas.^{15a}. World Conference on Earthquake Engineering. Lisboa. 2012.

PESQUISA BIBLIOGRÁFICA COMPLEMENTAR

ADLER, P.; KWON, S. **Social capital: prospects for a new concept**. Academy of Management Review, v. 27, n.1, p. 17-40, 2002.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 209R-92 – Designing for the effects of creep, shrinkage, and temperature in concrete structures**. Detroit. 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318R-92 – Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit. 1992.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE. **ACI 318R-95 – Building code requirements for reinforced concrete**. Detroit. 1995.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE.____. **Building Code Requirements for Structural Concrete (ACI 318-95) and Commentary (ACI 318R-95), APPENDIX A: Strut-And-Tie Models**. Farmington Hills, Michigan, 2002.

AMERICAN SOCIETY TESTING AND MATERIALS (ASTM E119). **Standard test methods for fire tests of building constructions and material**. 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 8800: Projeto e execução de estruturas de aço de edifícios**. Rio de Janeiro. 1986.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR – 14323: Dimensionamento de estruturas de edifícios em situação de incêndio - Procedimento**. Rio de Janeiro. 1999.

BARDIN, L. **Análise de conteúdo**. Lisboa: Edições 70, 1977.

BAUERMANN, M.; **Uma investigação sobre o processo de projeto em edifícios de andares múltiplos em aço**. 2002. 269 p. Dissertação mestrado - Programa de Pós.graduação em Engenharia Civil - Departamento de Engenharia Civil - Universidade Federal de Ouro Preto, Ouro Preto.

BITTAR , R.C.S.; ARAUJO, P.R.C.; BORGES JR, C.A.; BARROS, J.G.M. **Alternativa de abastecimento de estruturas metálicas em construção predial lean**. XII SIMPEP, 7 a 9 de Novembro de 2005. Bauru, 2005

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5400 – **Steel, concrete and composite bridges**. Parte 5: Code of practice for design of composite bridges. London.1979.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 8110 – **The structural use of concrete**. London. 1986.

BRITISH STANDARD INSTITUTION. BS 5950 - **Structural use of steelwork in building**. Parte 3: Section 3.1: Code of practice for design of simple and continuous composite beams. London. 1990.

CANADIAN STANDARDS ASSOCIATION. **CAN/CSA-S16.1-94 – Limit States Design of Steel Structures**. Toronto, Ontario. 1994.

COUNCIL ON TALL BUILDINGS AND URBAN HABITAT. **Structural systems for tall buildings**. New York: McGraw-Hill, 1995. 422 p.

CORUS. **Study says steel stays on top**. Disponível em: http://www.steelconstruction.org/steelconstruction/view?entityID=2038&jsp=nsc_source&sessionID=-1199806708186&entityName=magazinearticle. Acesso em janeiro de 2012.

CHRISTENSEN, Clayton. **O dilema da inovação**. Makron Books, São Paulo, 1ª. Ed. 2001

DACOL, S. **O potencial tecnológico da indústria da construção civil**: uma proposta de modelo. 1996. 111 p. Dissertação Mestrado - Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis.

DE NARDIN, S.. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência**. São Carlos. 148p. Dissertação (Mestrado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 1999.

ECCS. **European** Convention for Constructional Steelwork. Disponível em < <http://www.steelconstruct.com/>>. Acesso em janeiro de 2012.

EL DEBS, M. K., **Concreto Pré-Moldado: Fundamentos e aplicações**, 1a edição, São Carlos, SP, EESC-USP, 2000.

FÉDÉRATION INTERNATIONALE DU BÉTON. **Design Examples for the 1996 FIP Recommendations** – Practical Design of Structural Concrete. Technical Report, Bulletin n. 16, 2002.

FERREIRA; Aurélio Buarque de Holanda. **Novo dicionário da língua portuguesa**. 15 ed. São Paulo: Nova Fronteira, 1992.

FIGUEIREDO, L.M.B.. **Projeto e construção de pilares mistos aço-concreto**. São Carlos. 142p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1998.

FREIRE, C. **O aço e as implicações na arquitetura**. Disponível em: <http://www.carlosfreire.com.br/carlosfreire/empresa_artigos_comparativo.asp>. Acesso em março de 2012

FRUTOS, J. D. **Desenvolvimento de um sistema de informação para a interação ágil entre clientes e empresas incorporadoras e construtoras de condomínios residenciais**. 2000. 152 p. Tese Doutorado - Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre.

GAGLIARDI, M. **Adaptação estratégica organizacional na indústria da construção civil**: um estudo de caso no distrito federal. 2002. 147 p. Dissertação Mestrado – Programa de Pós-graduação em Engenharia de Produção – Universidade de Santa Catarina, Florianópolis.

GARCIA, E.A.C. **Manual de sistematização e normalização de documentos técnicos**. São Paulo: Atlas, 1998.

GIL, Antonio Carlos. **Como elaborar projetos de pesquisa**. 4. ed. São Paulo: Atlas, 2002.

GOLDMAN, S.L.; NAGEL, R.N.; PREISS, K. **Agile Competitors**: concorrências, organizações virtuais e estratégias para valorizar o cliente. Tradução Klauss Brandini Gerhardt. São Paulo, Érica, 1995.

GOMES, Romeu. **A análise de dados em pesquisa qualitativa**. In MINAYO, Maria Cecília de Souza. Pesquisa Social: teoria, método e criatividade. 1994, p.74.

GUNESEKARAN A. **Agile manufacturing enablers an implementation framework.**

International Journal of Production Research, 1998, vol. 36, n° 5, p. 1223-1247.

HART, F.; HENN, W.; SONTAG, H.. **Multi-storey building in steel.** 2.ed. New York, Nichols Publishing. 1985.

LAKATOS, E.M.; MARCONI, M. de A. **Metodologia do trabalho científico.** São Paulo: Atlas, 1995.

LEONHARDT, F. ; MÖNNIG, E. **Construções de Concreto.** v.1, 2 e 3. Editora Interciência, Rio de Janeiro. 1979.

MALITE, M.. **Sobre o cálculo de vigas mistas aço-concreto: ênfase em edifícios.** São Carlos. 144p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 1990.

MALITE, M.. **Análise do comportamento estrutural de vigas mistas aço-concreto constituídas por perfis de chapa dobrada.** São Carlos. 2v. Tese (Doutorado) - Escola de Engenharia de São Carlos. Universidade de São Paulo. 1993.

MALITE, M.; NIMIR, W.A.; SÁLES, J.J.; GONÇALVES, R.M.. **Cold-Formed Shear Connectors for Composite Construction.** In: international conference on cold-formed steel structures, 14., St. Louis, 1998. Anais. St. Louis, UMR, p.409-21. 1998.

MANZIONE, L. ; MELHADO, S.B. . **Extranets de projeto:** limitações e necessidades de avanço. In: IV Workshop Brasileiro de Gestão do Processo de Projeto na Construção de Edifícios, 2004, Rio de Janeiro. Anais do IV Workshop Brasileiro de Gestão do Processo de Projeto na Construção de Edifícios. Rio de Janeiro: UFRJ, 2004.

MELO, C.B.F.. **Análise do comportamento e da resistência do sistema de lajes mistas.** Belo Horizonte. 145p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia. Universidade Federal de Minas Gerais. 1999.

MURRAY, T. M.. **Design of lightly loaded steel column base plates.** Engineering Journal, AISC, First Quarter, pp. 143-152. 1983.

PINHO, F.O. **Quando construir em aço?** Roteiro para escolha do sistema estrutural mais adequado. Açominas: 2007

PRASAD, B. **Concurrent engineering fundamentals:** integrated product and process development. v. 1. New Jersey: Prentice Hall, 1996.

RAMOS, A. L.. **Análise numérica de pisos mistos aço-concreto de pequena altura.** São Carlos. 138 p.. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.

RAUEN, Fábio José. **Elementos de iniciação à pesquisa.** Rio do Sul, SC: Nova Era, 1999.

REZENDE, M.A.; ABIKO, A.K. **SIMILARIDADES E DISCREPÂNCIAS DA INOVAÇÃO NA CONSTRUÇÃO CIVIL** in: IV Simpósio Brasileiro de Gestão e Economia na Construção, 24 a 26 de outubro, Porto Alegre, 2005

RIZZINI, I.; CASTRO, M.R. de; SARTOR, C.S.D. **Pesquisando...** : guia de metodologia de pesquisa para programas sociais. p. 93.

SÁLES, J. J.. **Estudo do projeto e da construção de edifícios de andares múltiplos em estruturas de aço.** São Carlos. 257 p. Tese (Doutorado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 1995.

SALMON, C.G.; JOHNSON, J.E. MALHAS FARIS A.. **Steel structures: Design e Behavior.** 5.ed. New York, Harper & Row. 2008.

SILVA, R. C.; GIONGO, J. S.. **Modelos de Bielas e Tirantes Aplicados a Estruturas de Concreto Armado.** São Carlos: EESC-USP, 2000.

SILVA, V.P.. **Estruturas de aço em situação de incêndio.** São Paulo. 170p. Tese (Doutorado) - Escola Politécnica. Universidade de São Paulo. 1997.

THIOLLENT, Michel. **Metodologia da pesquisa - ação.** 2. ed. São Paulo: Cortez, 1986.

TRIVIÑOS, A. N. S. **Introdução à pesquisa em ciências sociais:** a pesquisa qualitativa em educação. São Paulo: Atlas , 1987.

VASCONCELLOS, A.L. **Ligações em estruturas metálicas**. Volume 1 / Instituto Aço Brasil, Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil /CBCA, 2011

WSCC. **World Steel Construction Council** Disponível em: <
<http://www.livingsteel.org/features/world-steel-construction-council-launches>>.

Acesso em janeiro de 2012.

YENGAR, S.H.; IQBAL, M.. **Composite Construction**. In: WHITE, R.N.; SALMON, C.G., eds. Building Structural Design Handbook. New York, John Willey & Sons. Cap.3, p.787-820. 1987.

APÊNDICE A

Tabelas e gráficos demonstrando a variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$

Tabela 35 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 0,80m$

Perfil	$I_x / L_{intel} \text{ (cm}^3\text{)}$	d (mm)
W360 x 51	177,78	142,00
W360 x 64	223,63	141,00
W410 x 60	271,34	141,00
W410 x 67	308,48	141,00
W410 x 75	345,20	141,00
W460 x 68	373,14	141,00
W460 x 74	417,69	141,00
W530 x 66	437,14	141,00
W530 x 72	499,61	141,00
W530 x 82	594,61	141,00
W530 x 92	689,46	141,00
W610 x 101	962,54	141,00
W610 x 113	1.102,45	141,00
W610 x 155	1.619,79	141,00
W610 x 174	1.846,93	141,00

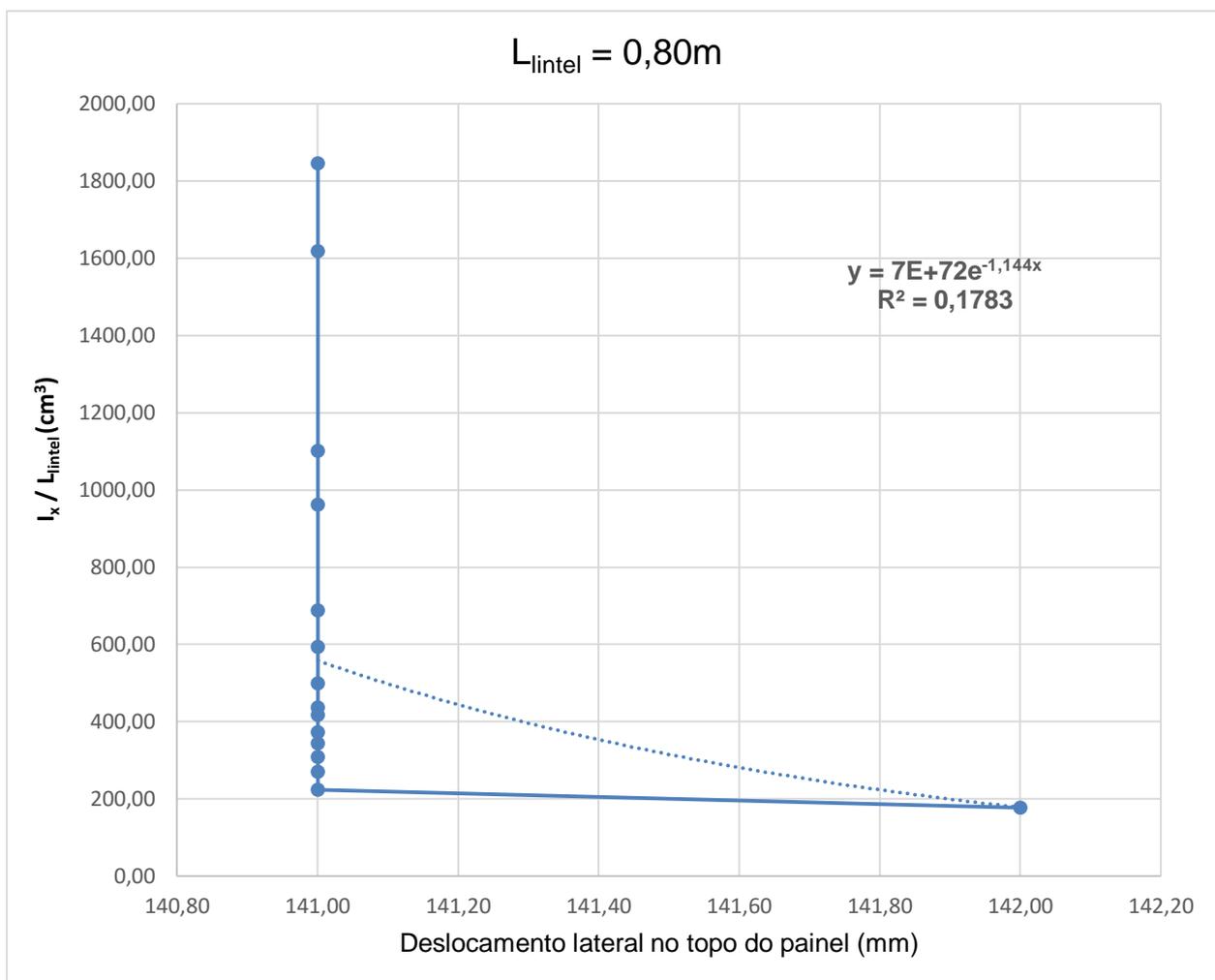


Figura 85 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 0,80\text{m}$

Tabela 36 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 1,60\text{m}$

Perfil	$I_x / L_{\text{lintel}} (\text{cm}^3)$	d (mm)
--------	---	--------

W360 x 51	88,89	141,00
W360 x 64	111,81	141,00
W410 x 60	135,67	140,00
W410 x 67	154,24	140,00
W410 x 75	172,60	139,00
W460 x 68	186,57	139,00
W460 x 74	208,84	139,00
W530 x 66	218,57	139,00
W530 x 72	249,81	139,00
W530 x 82	297,31	138,00
W530 x 92	344,73	138,00
W610 x 101	481,27	138,00
W610 x 113	551,23	137,00
W610 x 155	809,89	137,00
W610 x 174	923,46	137,00

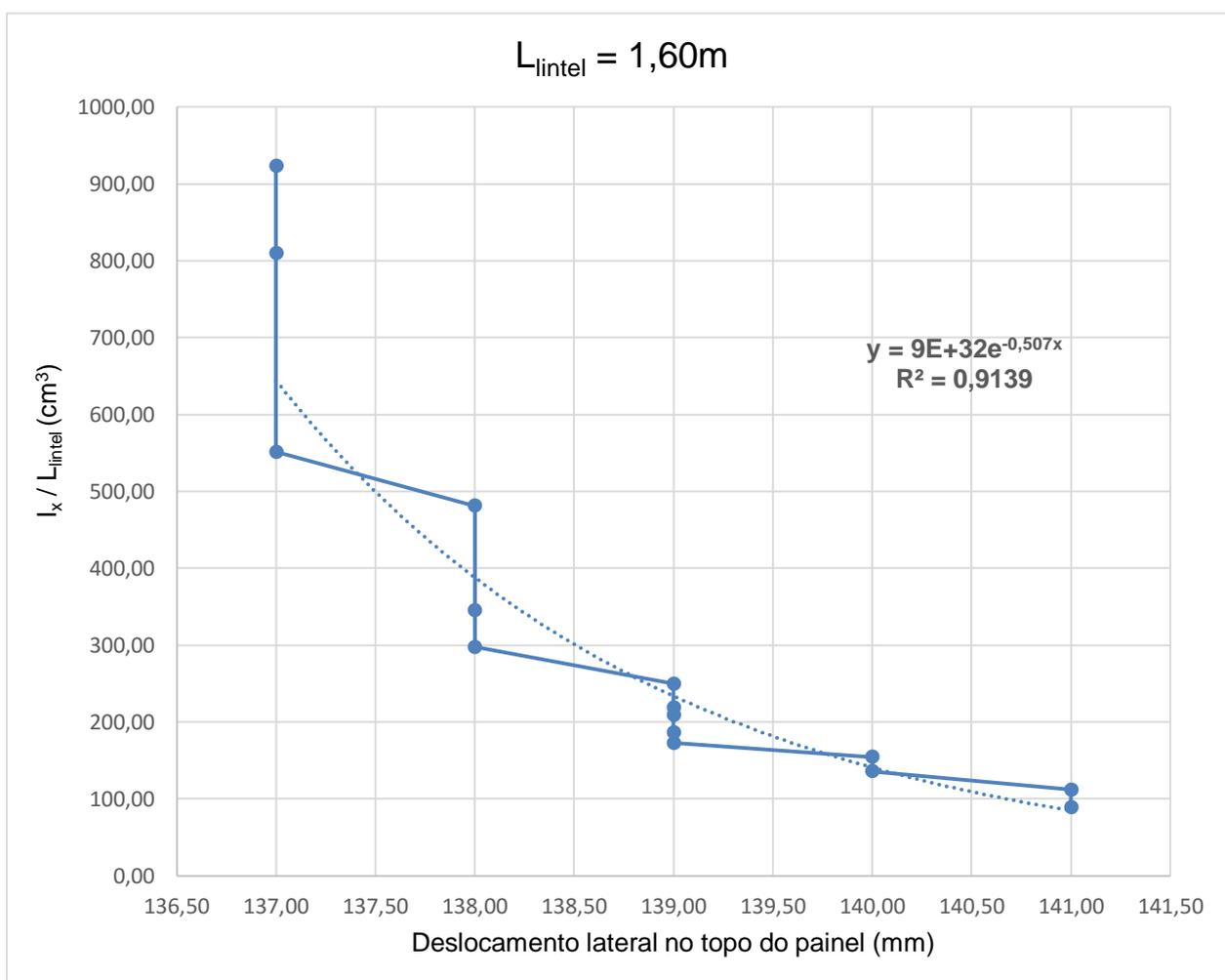


Figura 86 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 1,60m$

Tabela 37 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,00m$

Perfil	I_x / L_{intel} (cm ³)	d (mm)
W360 x 51	71,11	142,00
W360 x 64	89,45	141,00
W410 x 60	108,54	141,00
W410 x 67	123,39	140,00
W410 x 75	138,08	140,00
W460 x 68	149,26	140,00
W460 x 74	167,08	139,00
W530 x 66	174,86	139,00
W530 x 72	199,85	139,00
W530 x 82	237,85	138,00
W530 x 92	275,79	137,00
W610 x 101	385,02	136,00
W610 x 113	440,98	135,00
W610 x 155	647,92	134,00
W610 x 174	738,77	134,00

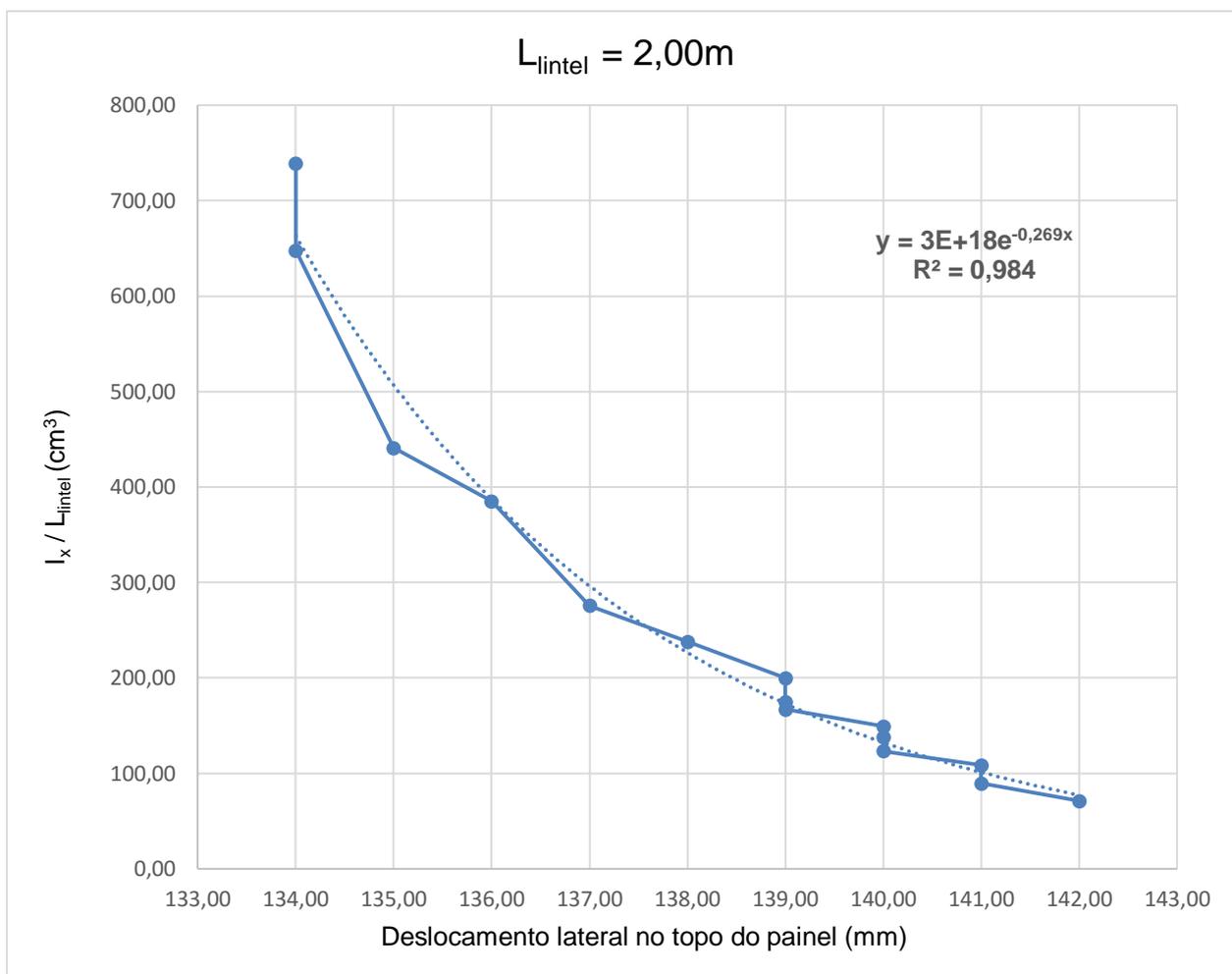


Figura 87 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 2,00\text{m}$

Tabela 38 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 2,40\text{m}$

Perfil	I_x / L_{intel} (cm^3)	d (mm)
W360 x 51	59,26	143,00

W360 x 64	74,54	142,00
W410 x 60	90,45	141,00
W410 x 67	102,83	140,00
W410 x 75	115,07	140,00
W460 x 68	124,38	140,00
W460 x 74	139,23	139,00
W530 x 66	145,71	139,00
W530 x 72	166,54	138,00
W530 x 82	198,20	138,00
W530 x 92	229,82	137,00
W610 x 101	320,85	136,00
W610 x 113	367,48	135,00
W610 x 155	539,93	134,00
W610 x 174	615,64	134,00

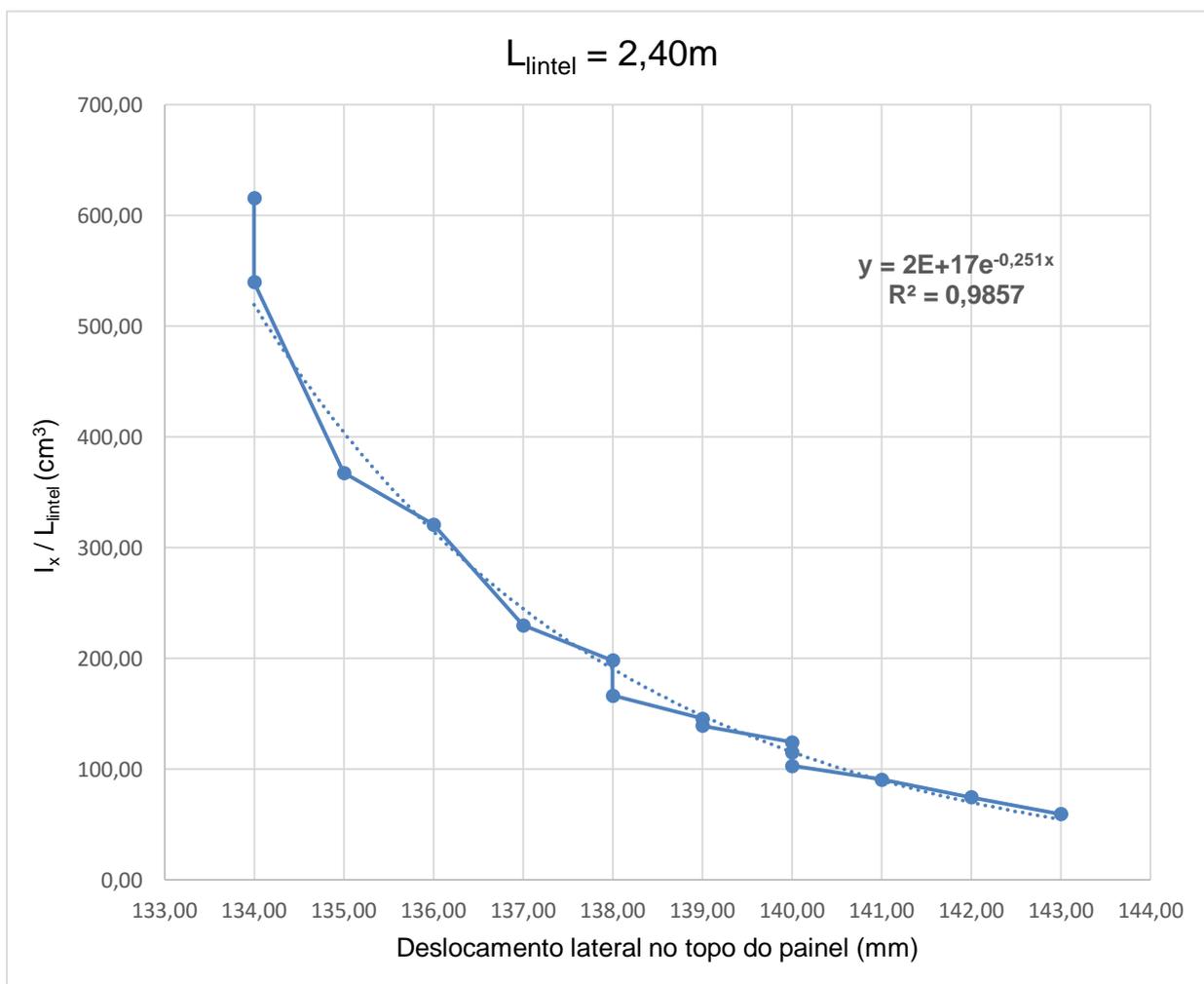


Figura 88 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,40m$

Tabela 39 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 2,80m$

Perfil	I_x / L_{intel} (cm ³)	d (mm)
W360 x 51	50,79	144,00
W360 x 64	63,89	143,00
W410 x 60	77,53	142,00
W410 x 67	88,14	141,00
W410 x 75	98,63	141,00
W460 x 68	106,61	140,00
W460 x 74	119,34	140,00
W530 x 66	124,90	139,00
W530 x 72	142,75	139,00
W530 x 82	169,89	138,00
W530 x 92	196,99	137,00
W610 x 101	275,01	135,00
W610 x 113	314,99	135,00
W610 x 155	462,80	133,00
W610 x 174	527,69	133,00

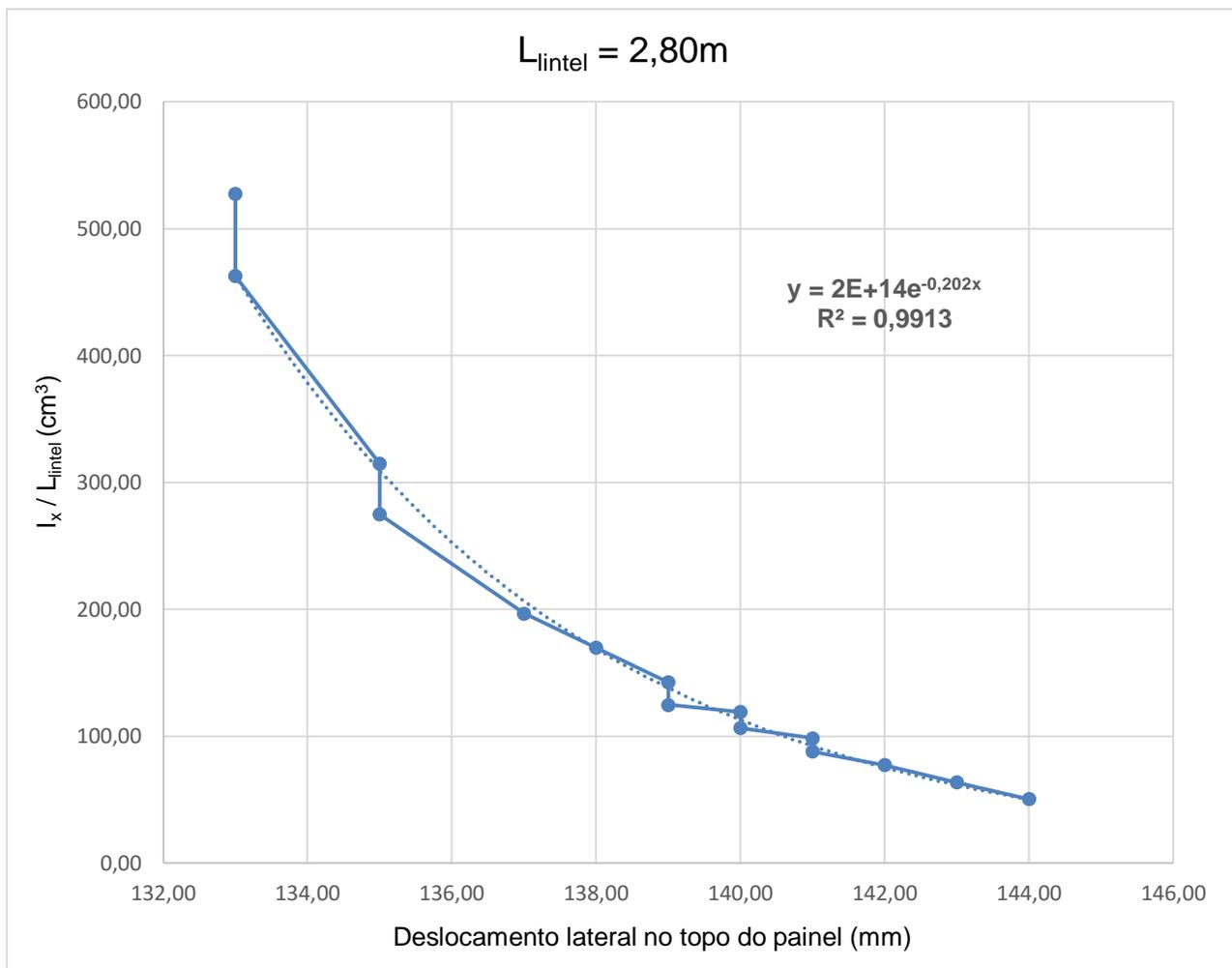


Figura 89 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 2,80\text{m}$

Tabela 40 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 3,20\text{m}$

Perfil	$I_x / L_{\text{intel}} \text{ (cm}^3\text{)}$	d (mm)
W360 x 51	44,44	145,00
W360 x 64	55,91	144,00
W410 x 60	67,83	143,00
W410 x 67	77,12	142,00
W410 x 75	86,30	141,00
W460 x 68	93,28	141,00
W460 x 74	104,42	140,00
W530 x 66	109,28	140,00
W530 x 72	124,90	139,00
W530 x 82	148,65	138,00
W530 x 92	172,37	137,00
W610 x 101	240,63	135,00
W610 x 113	275,61	135,00
W610 x 155	404,95	133,00
W610 x 174	461,73	132,00

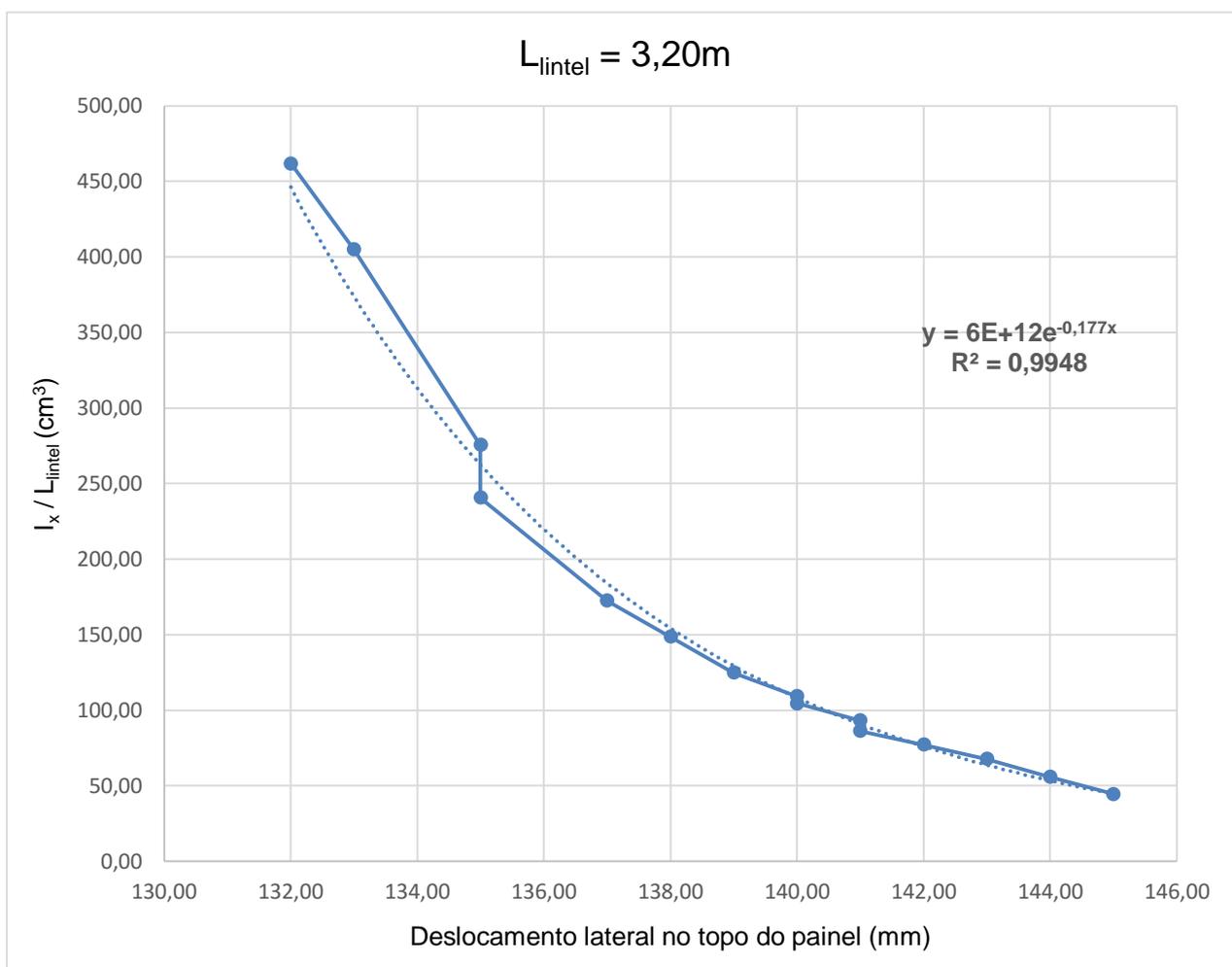


Figura 90 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 3,20\text{m}$

Tabela 41 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 4,00\text{m}$

Perfil	$I_x / L_{\text{intel}} (\text{cm}^3)$	d (mm)
W360 x 51	35,56	147,00
W360 x 64	44,73	146,00
W410 x 60	54,27	145,00
W410 x 67	61,70	144,00
W410 x 75	69,04	143,00
W460 x 68	74,63	143,00
W460 x 74	83,54	142,00
W530 x 66	87,43	142,00
W530 x 72	99,92	141,00
W530 x 82	118,92	140,00
W530 x 92	137,89	138,00
W610 x 101	192,51	136,00
W610 x 113	220,49	135,00
W610 x 155	323,96	132,00
W610 x 174	369,39	131,00

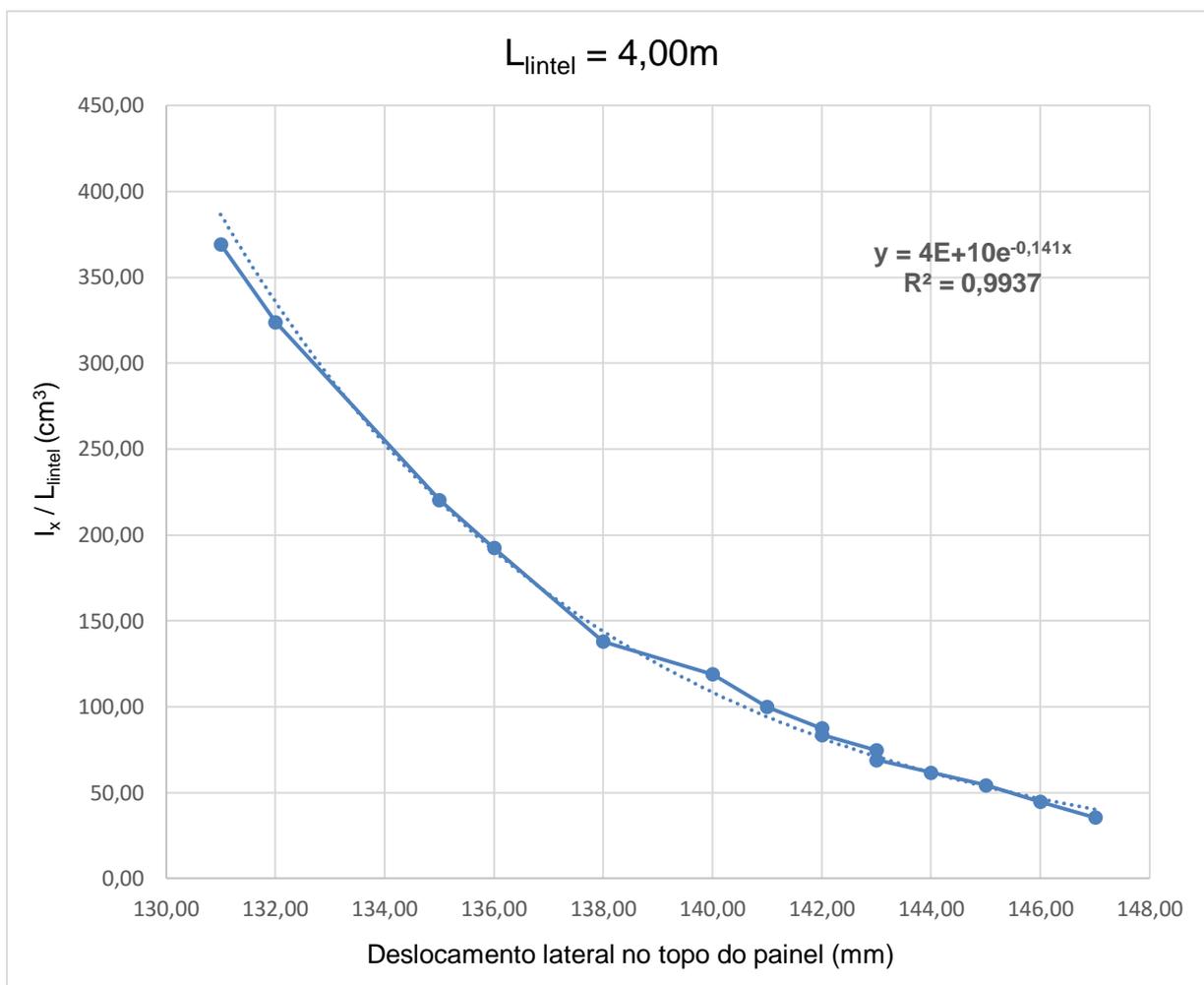


Figura 91 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 4,00\text{m}$

Tabela 42 - Variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{lintel} para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ e $L_{\text{lintel}} = 5,60\text{m}$

Perfil	$I_x / L_{\text{lintel}} \text{ (cm}^3\text{)}$	d (mm)
--------	---	--------

W360 x 51	25,40	149,00
W360 x 64	31,95	148,00
W410 x 60	38,76	147,00
W410 x 67	44,07	146,00
W410 x 75	49,31	146,00
W460 x 68	53,31	145,00
W460 x 74	59,67	145,00
W530 x 66	62,45	145,00
W530 x 72	71,37	144,00
W530 x 82	84,94	143,00
W530 x 92	98,49	141,00
W610 x 101	137,51	139,00
W610 x 113	157,49	137,00
W610 x 155	231,40	134,00
W610 x 174	263,85	132,00

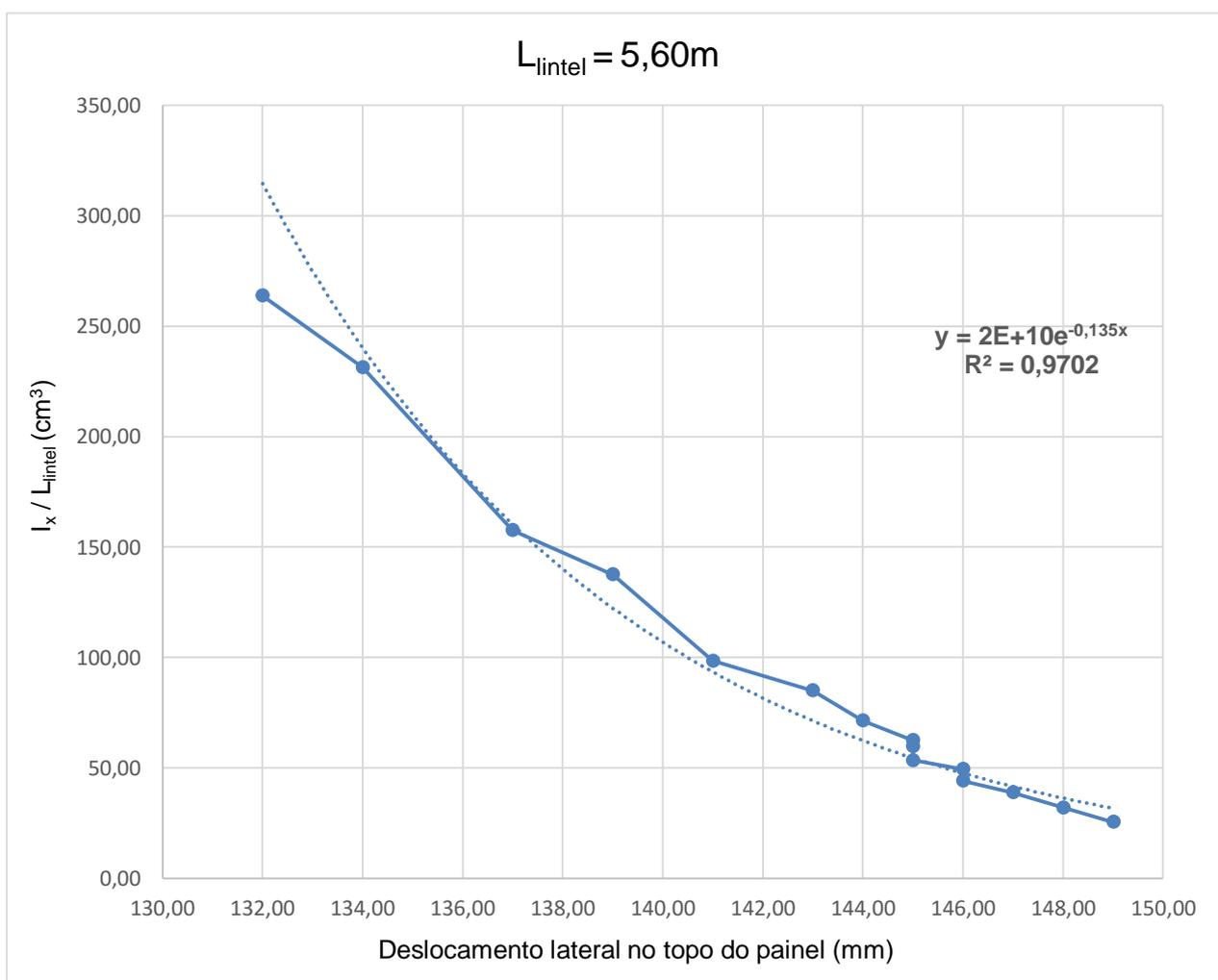


Figura 92 – Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{par} = 6,40m$ e $L_{intel} = 5,60m$

APÊNDICE B

Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{lintel} em função da variação do perfil de aço para $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$

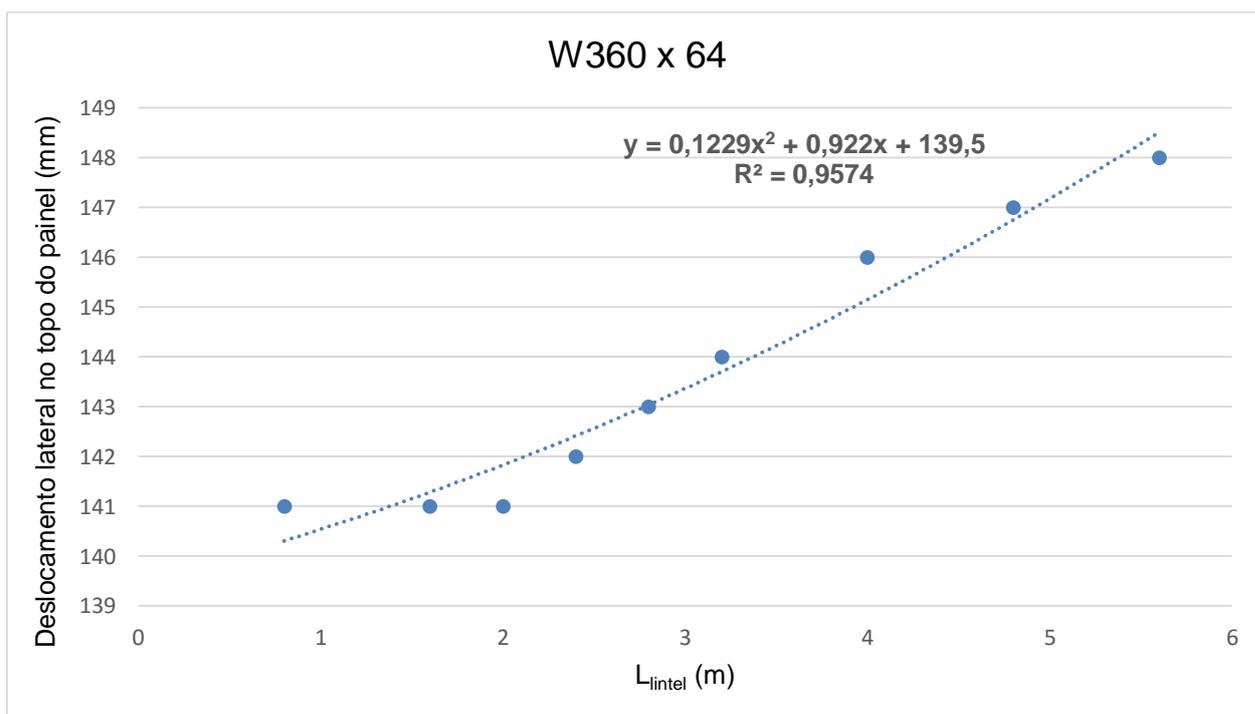


Figura 93 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 64 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

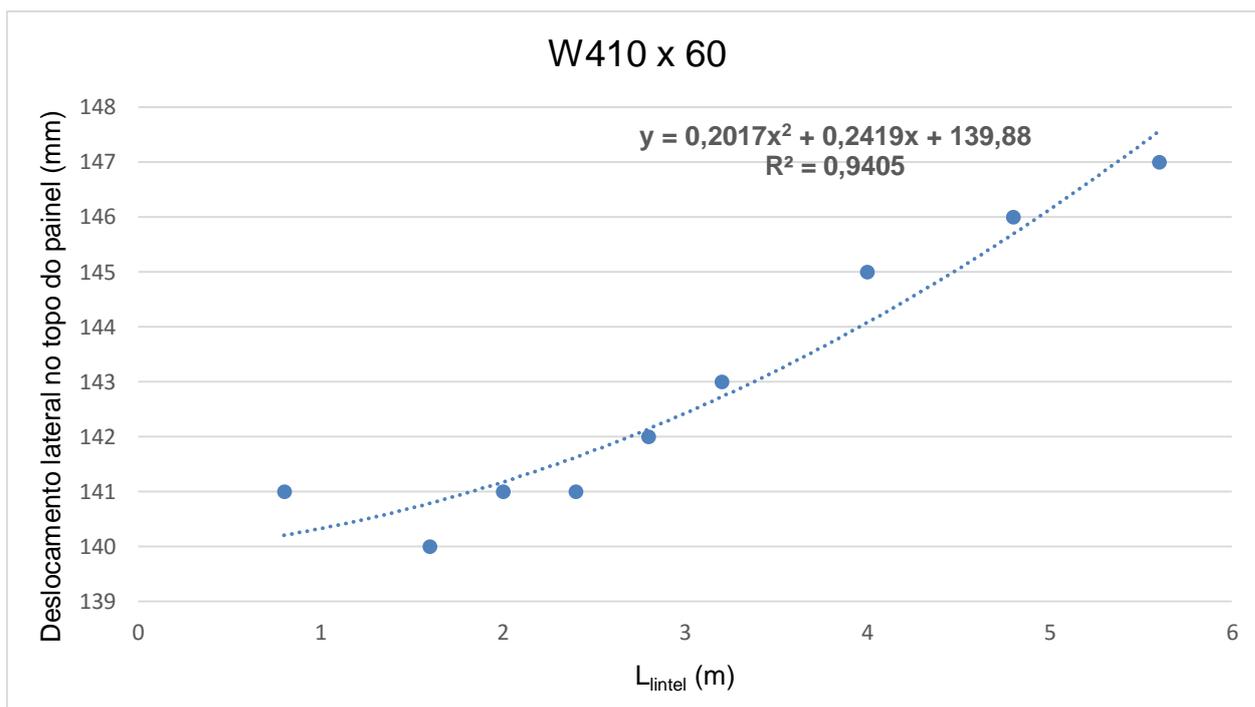


Figura 94 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 60 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

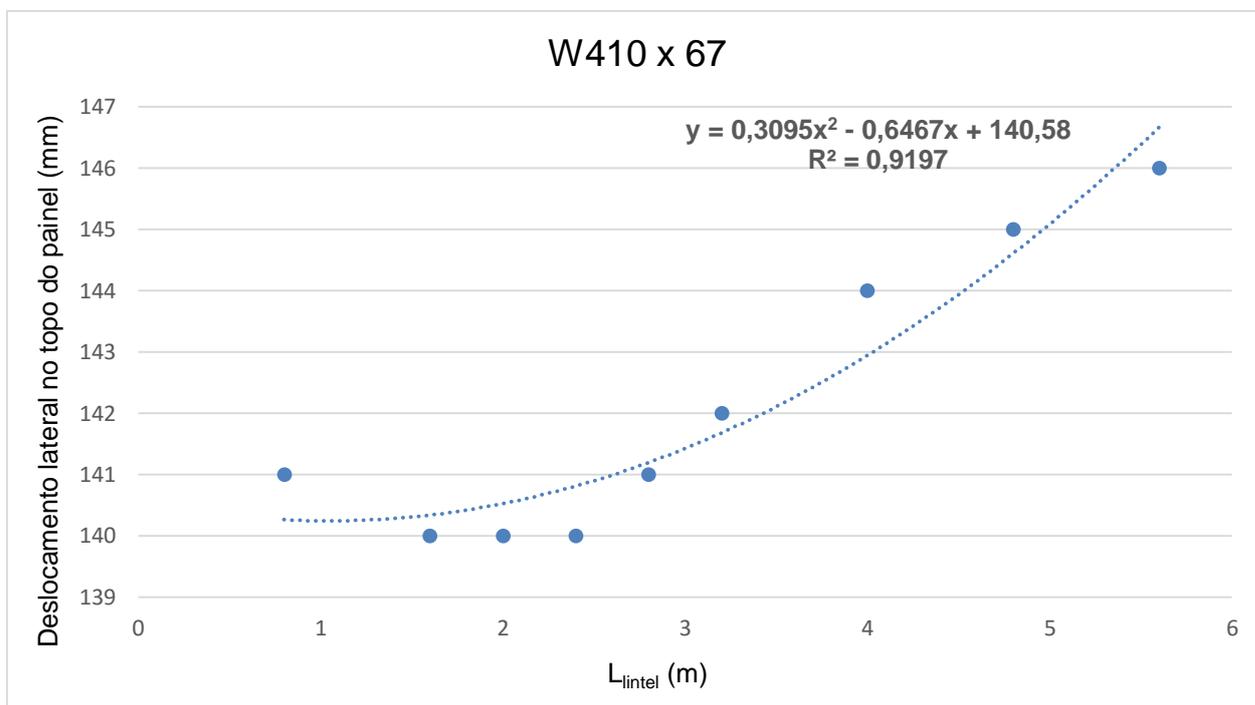


Figura 95 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 67 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

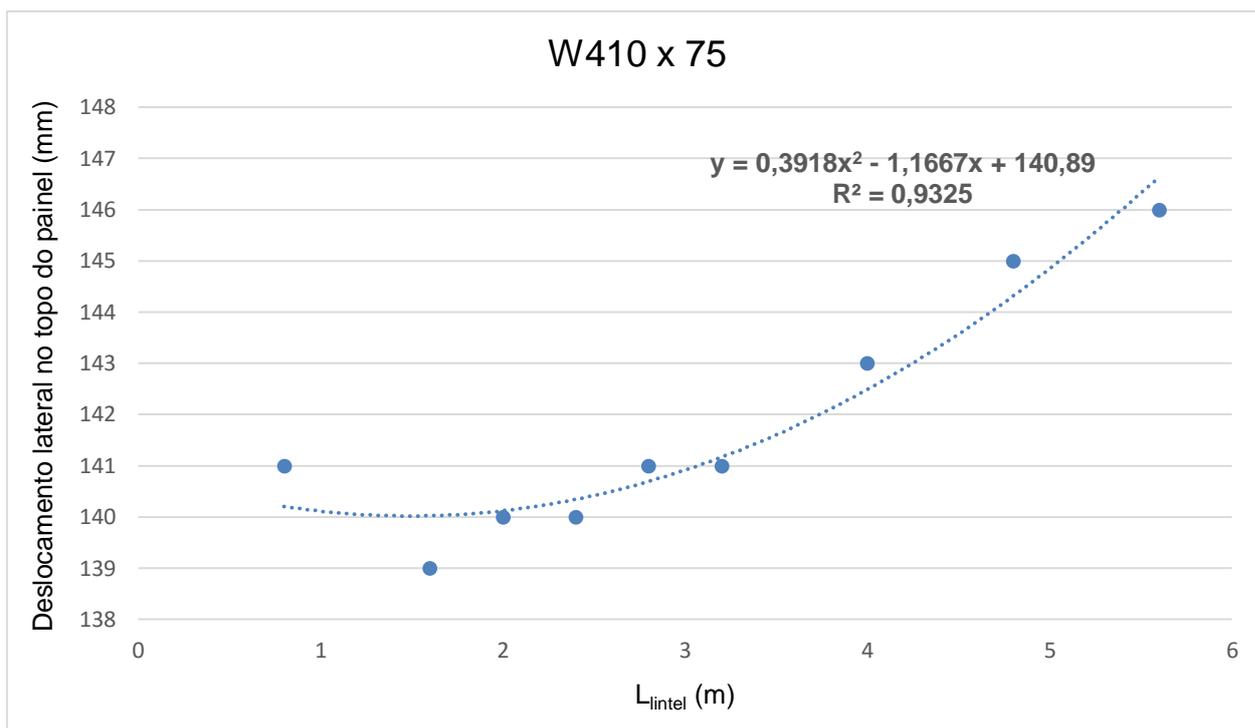


Figura 96 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 75 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

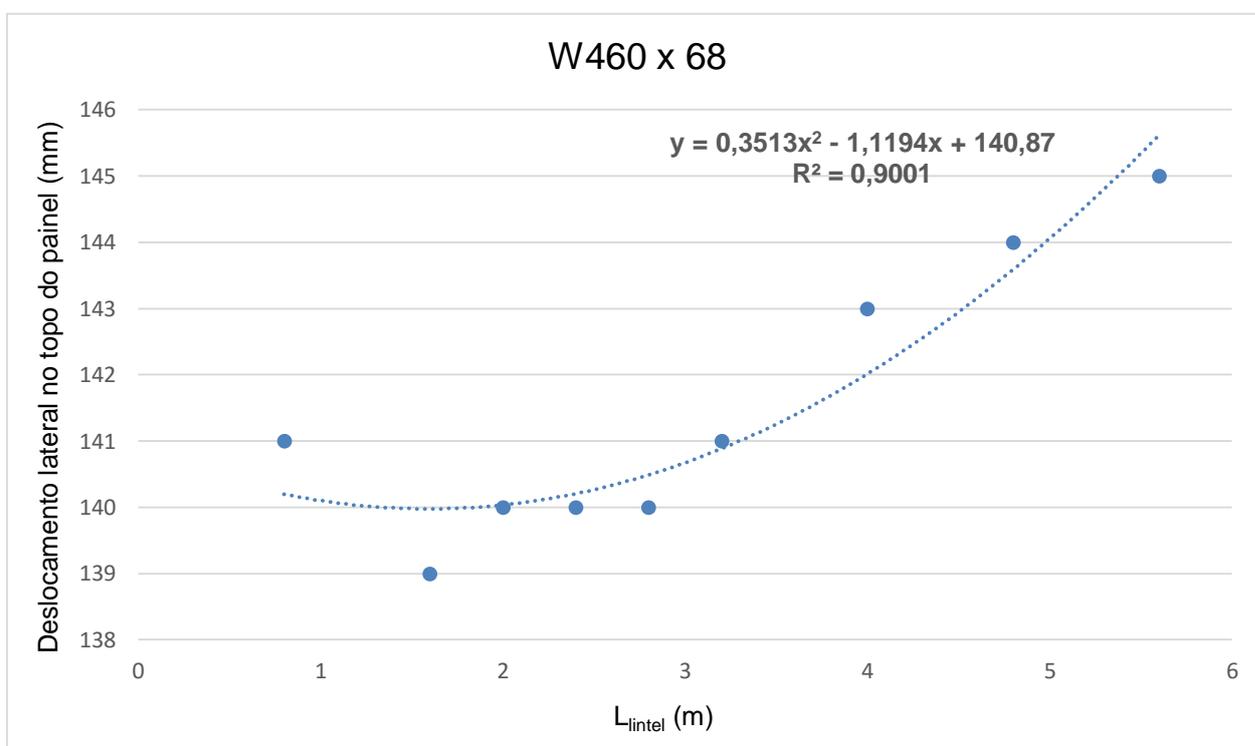


Figura 97 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 68 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

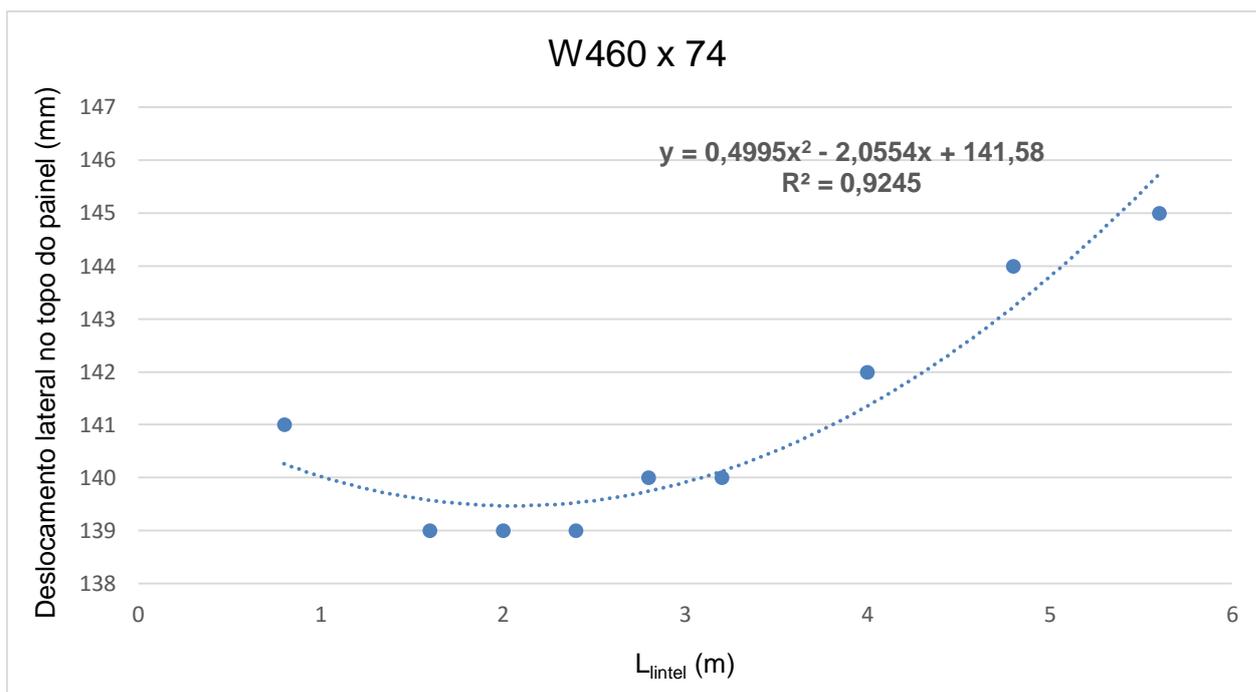


Figura 98 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 74 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

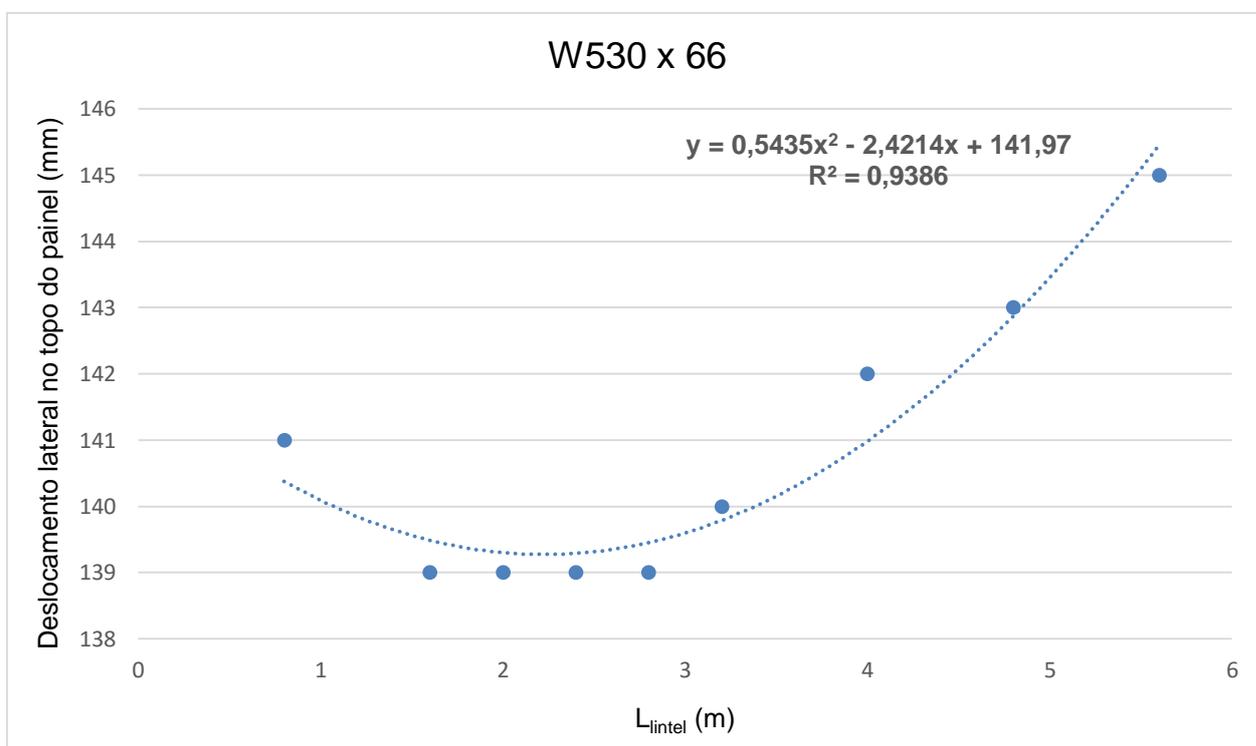


Figura 99 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 66 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

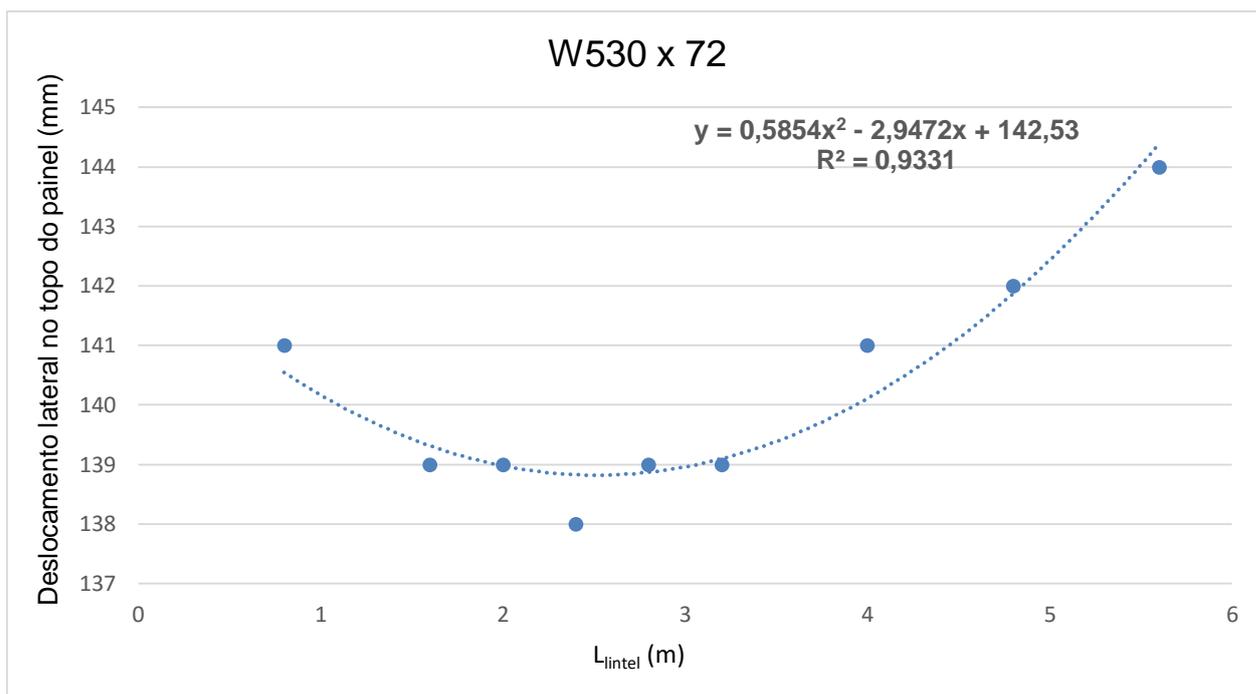


Figura 100 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 72 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

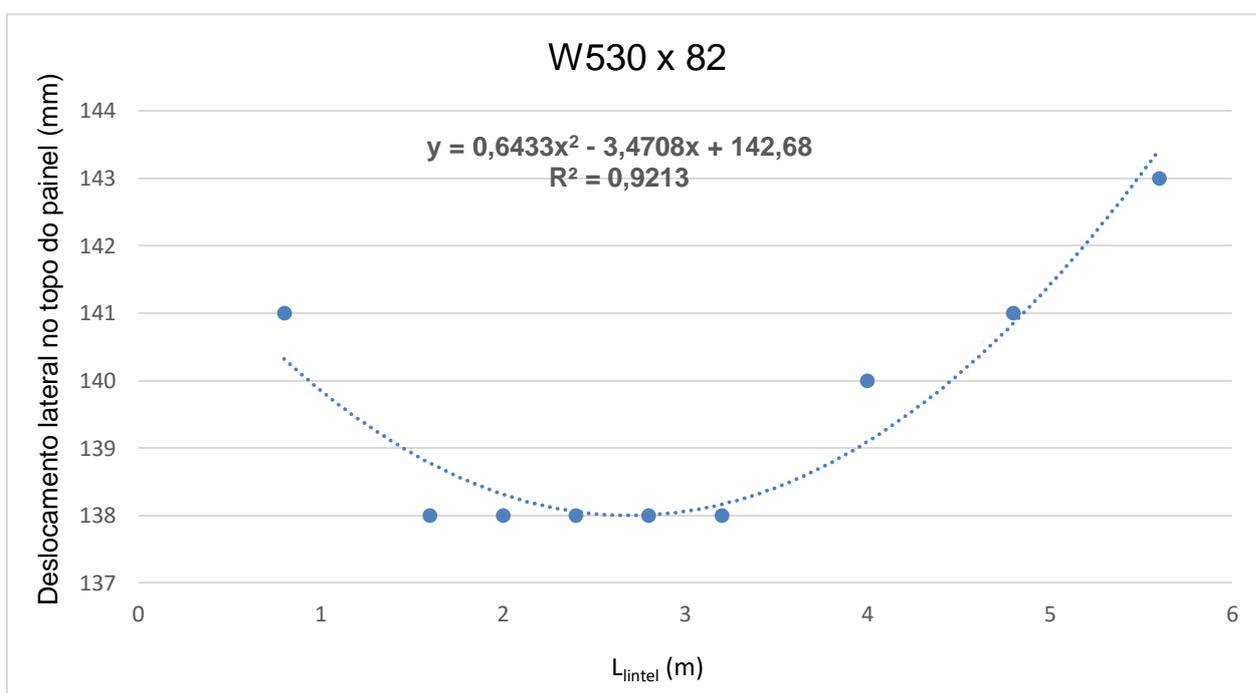


Figura 101 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 82 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

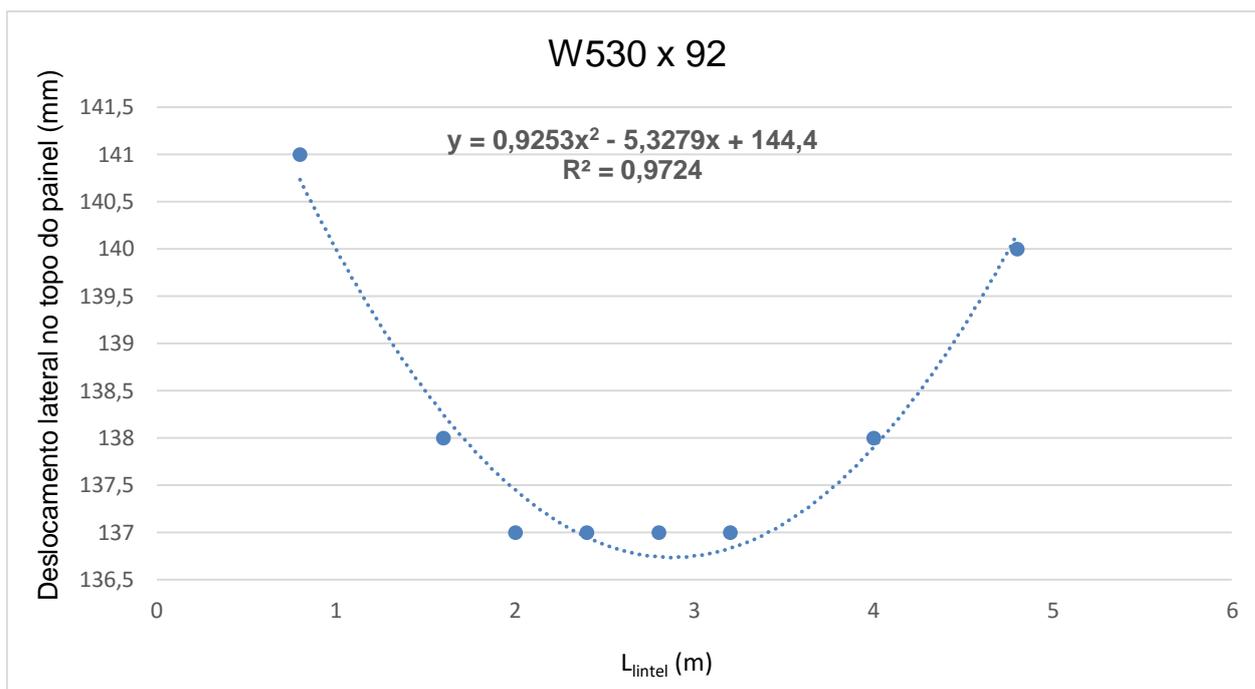


Figura 102 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

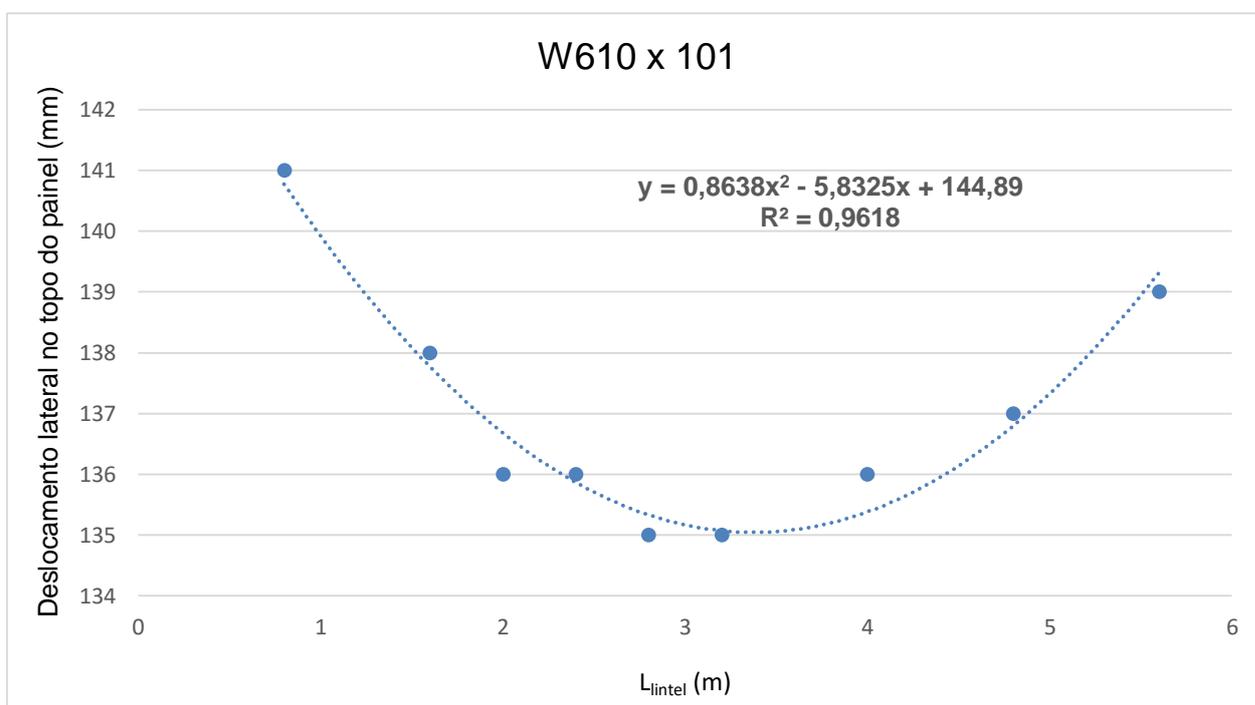


Figura 103 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

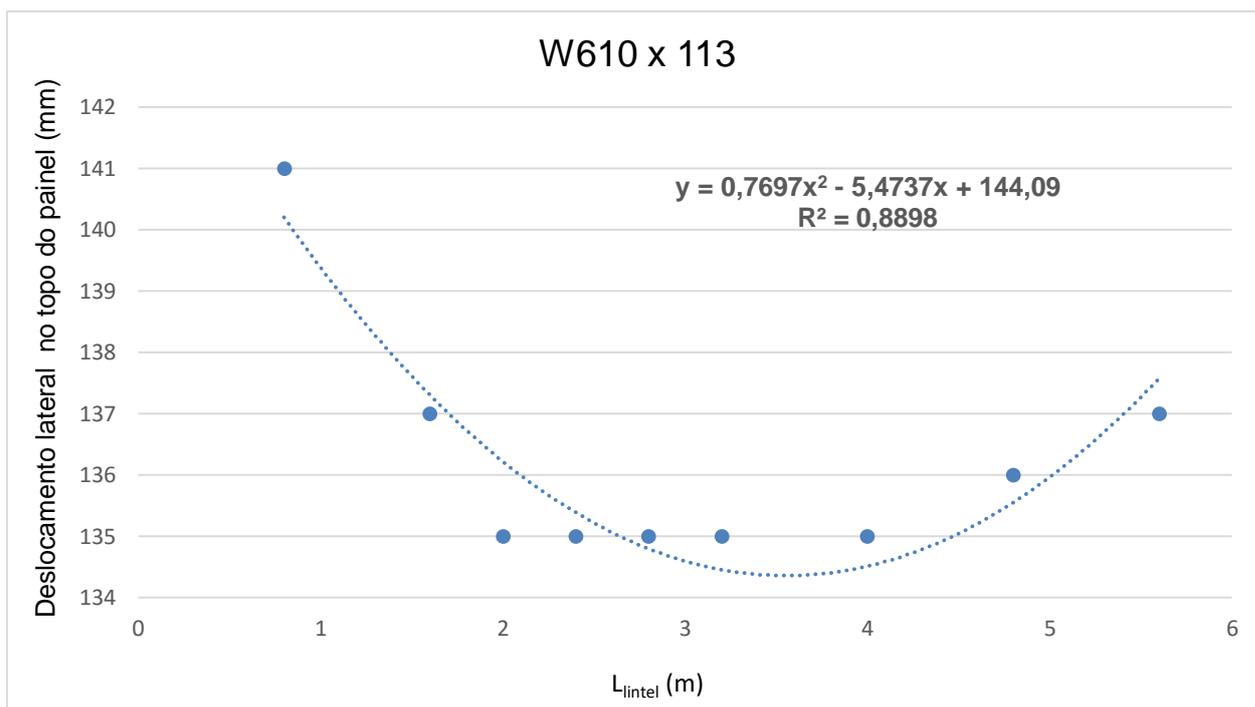


Figura 104 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

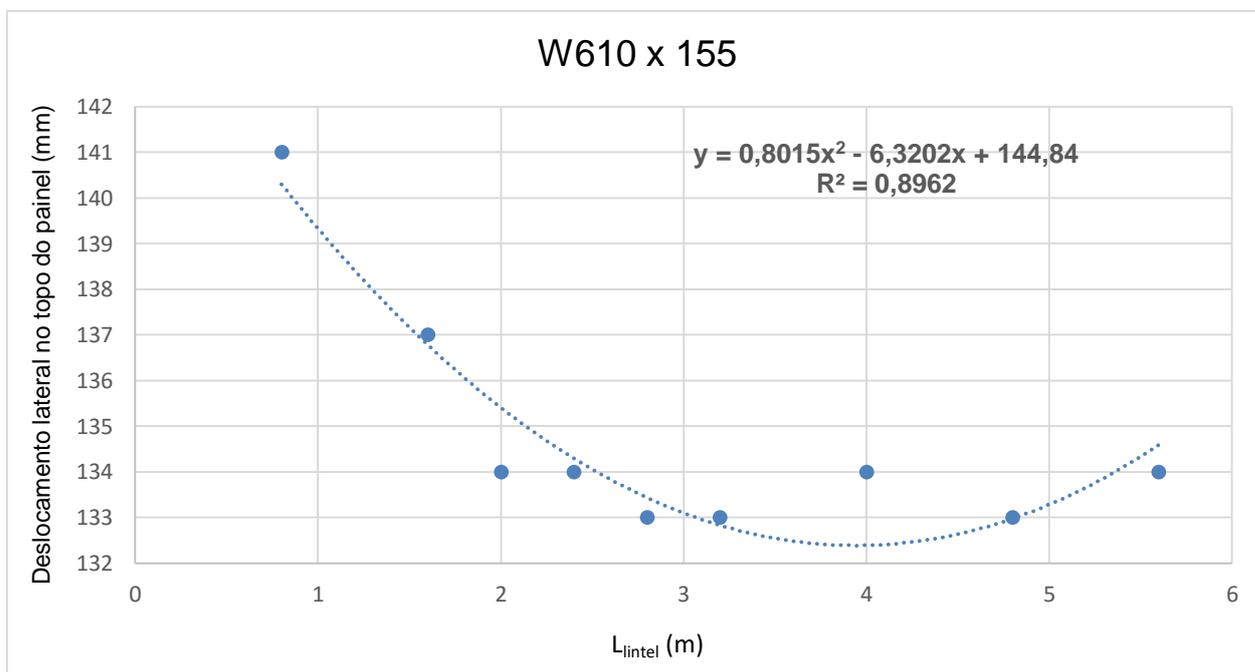


Figura 105 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

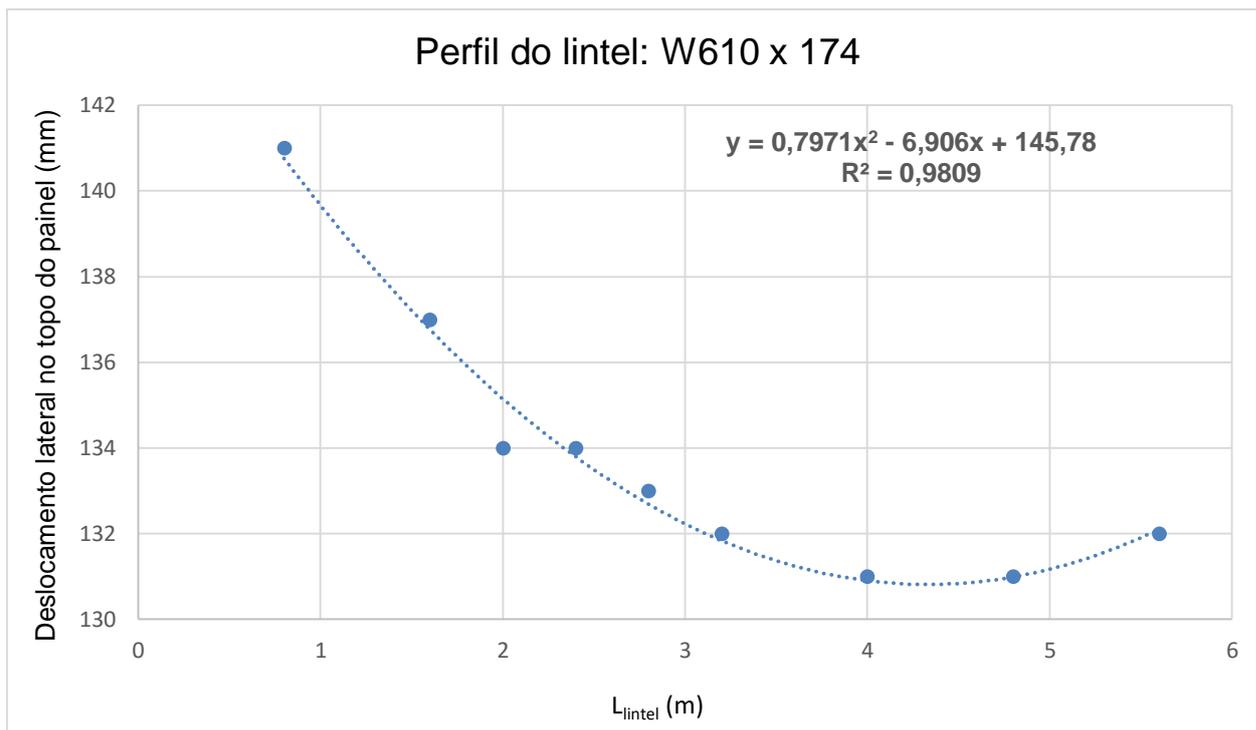


Figura 106 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 6,40\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

APÊNDICE C

Gráficos demonstrando a variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$

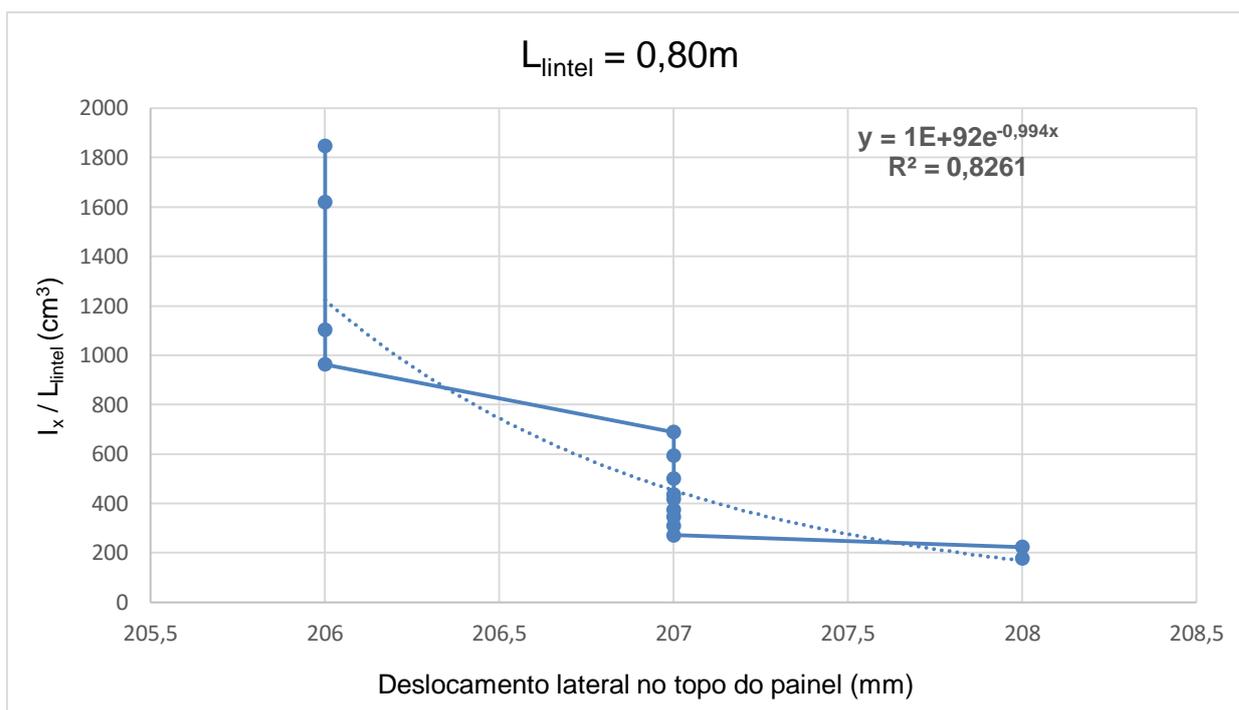


Figura 107 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 0,80\text{m}$

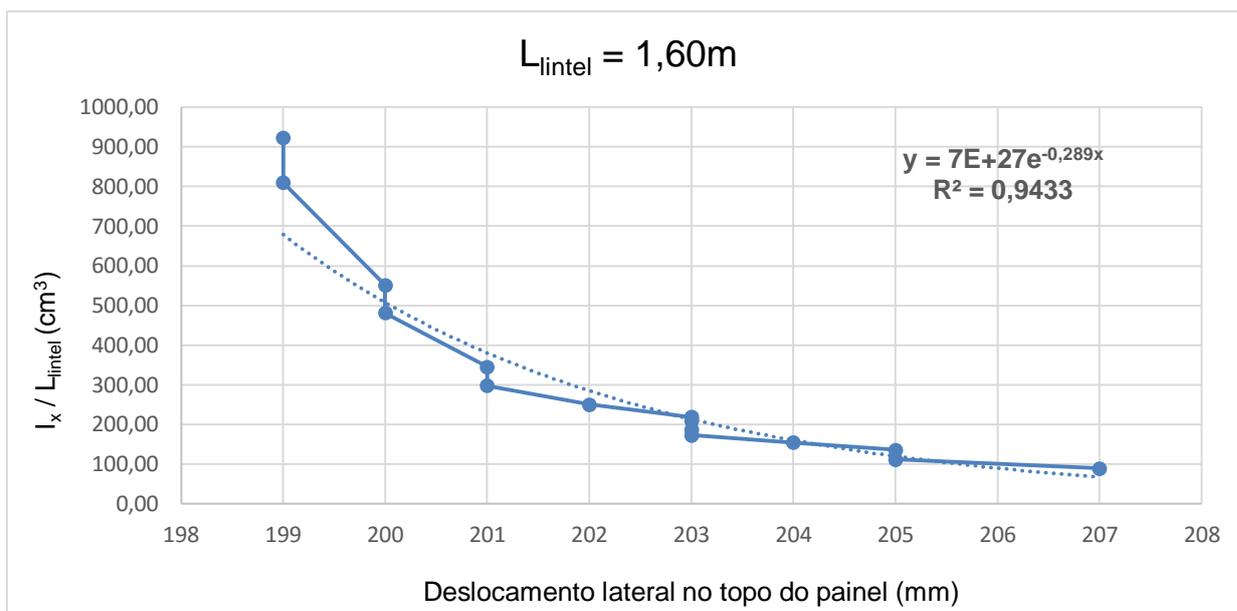


Figura 108 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 1,60\text{m}$

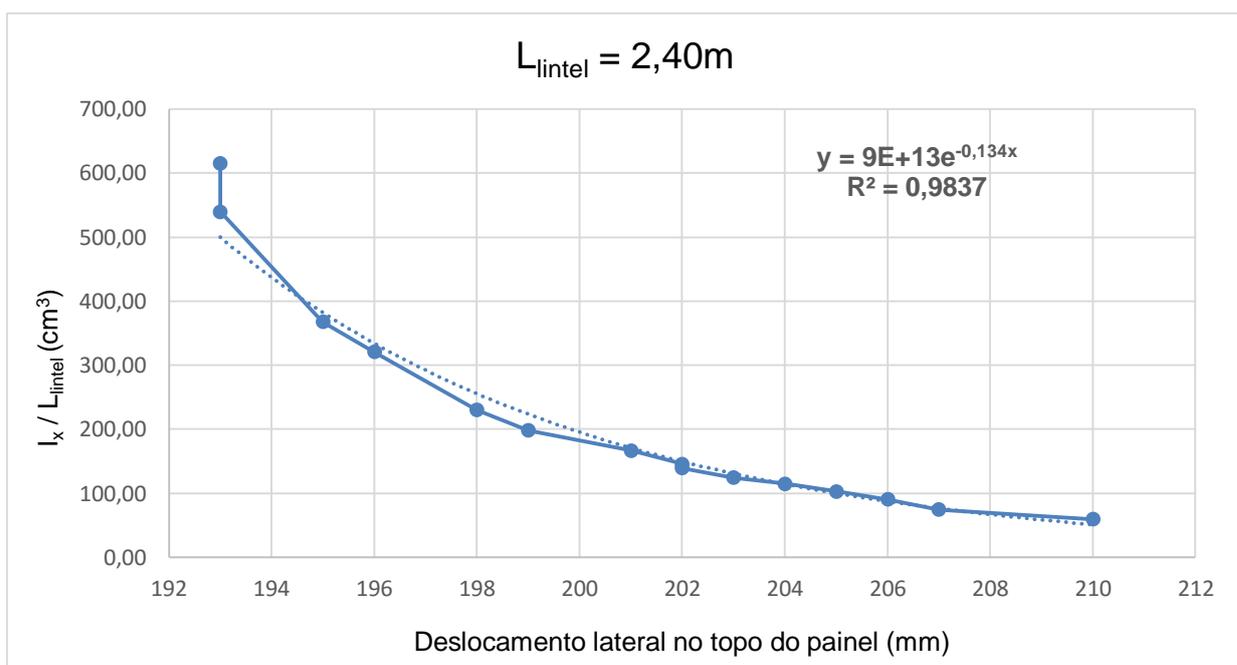


Figura 109 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 2,40\text{m}$

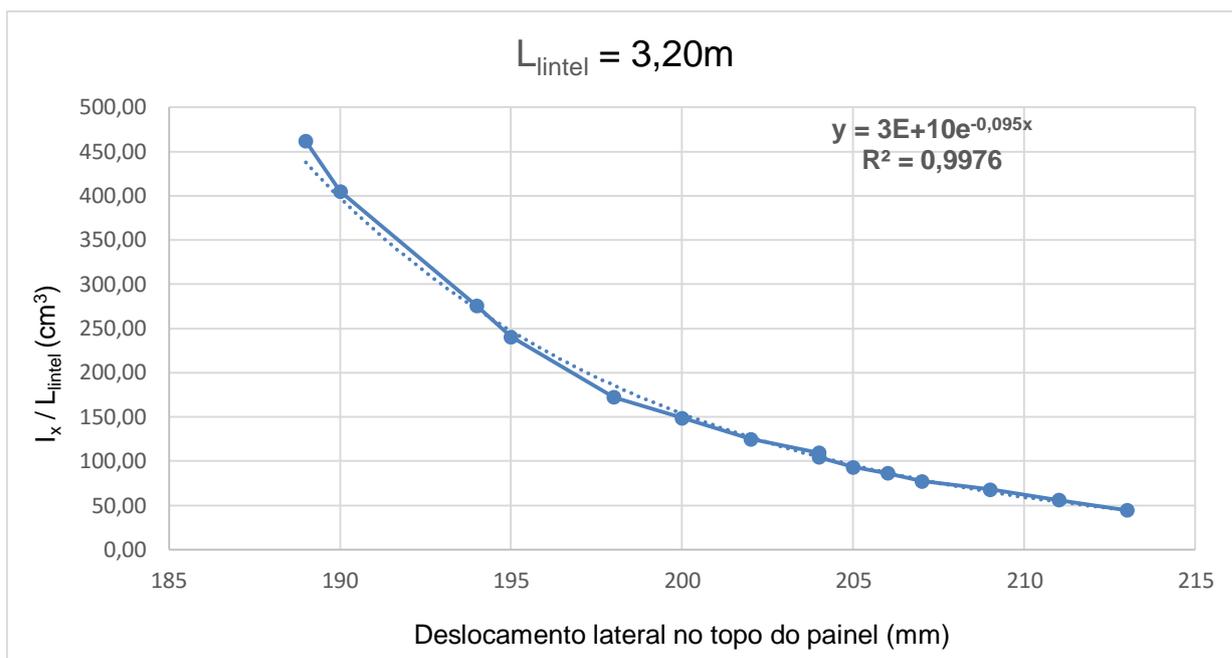


Figura 110 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 3,20\text{m}$

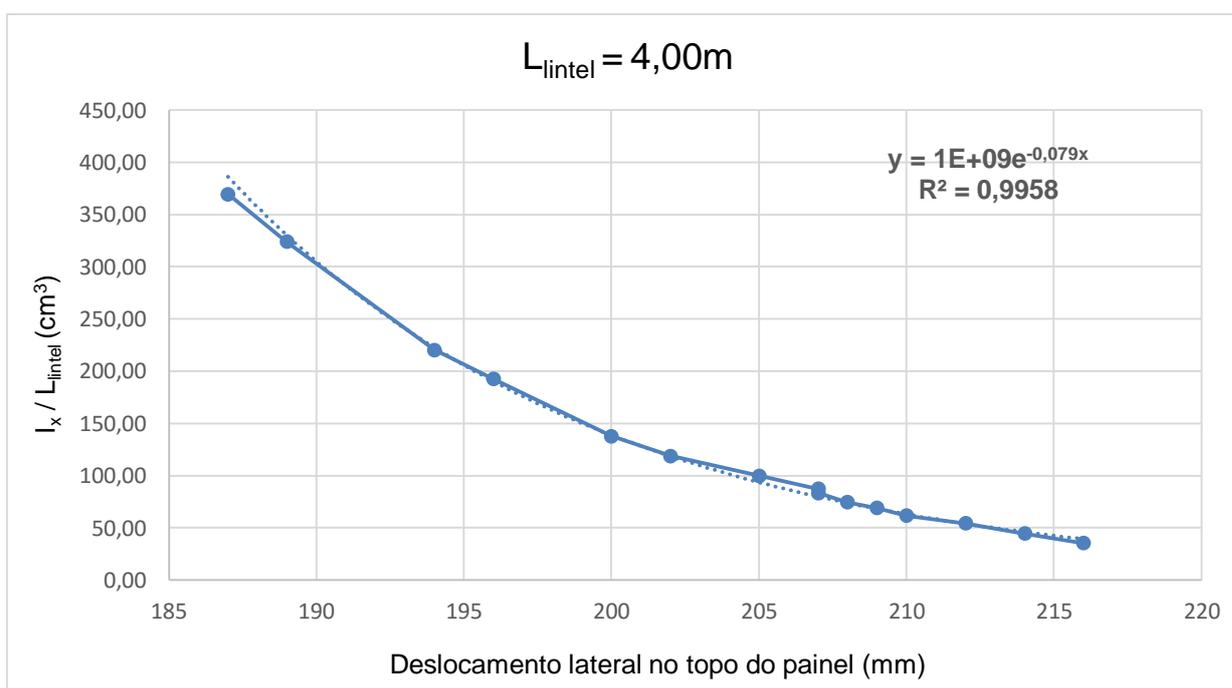


Figura 111 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 4,00\text{m}$

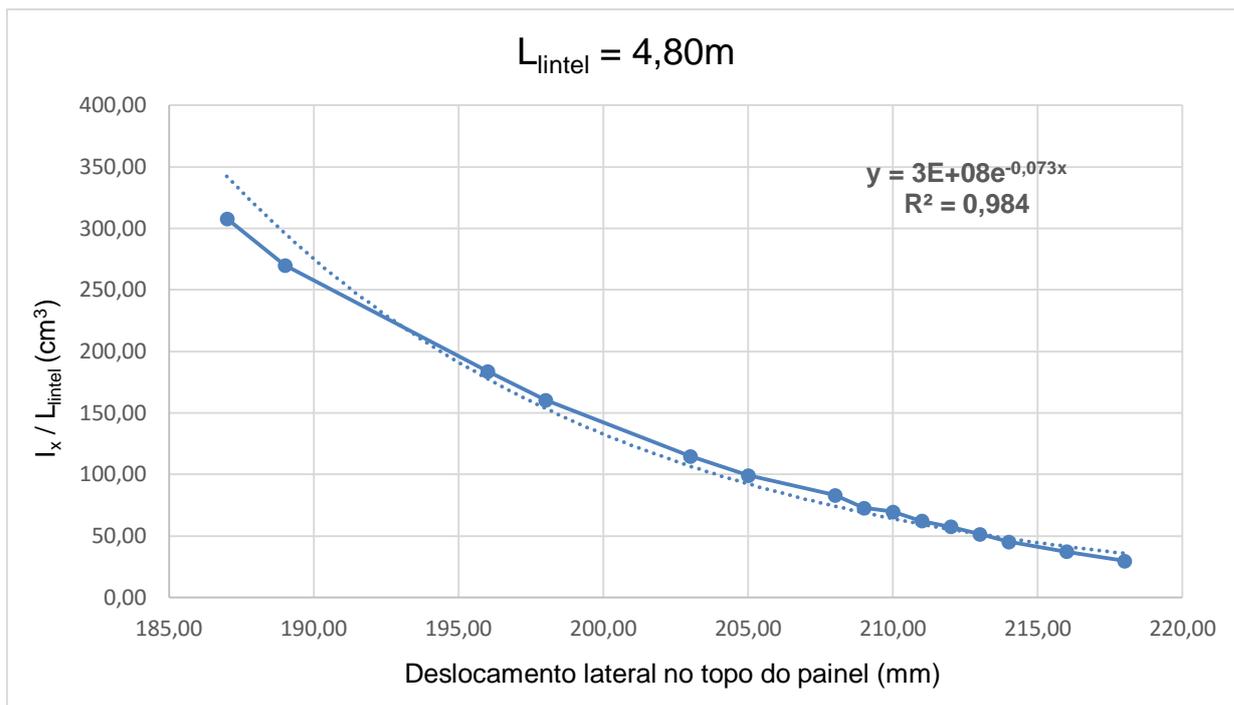


Figura 112 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 4,80\text{m}$

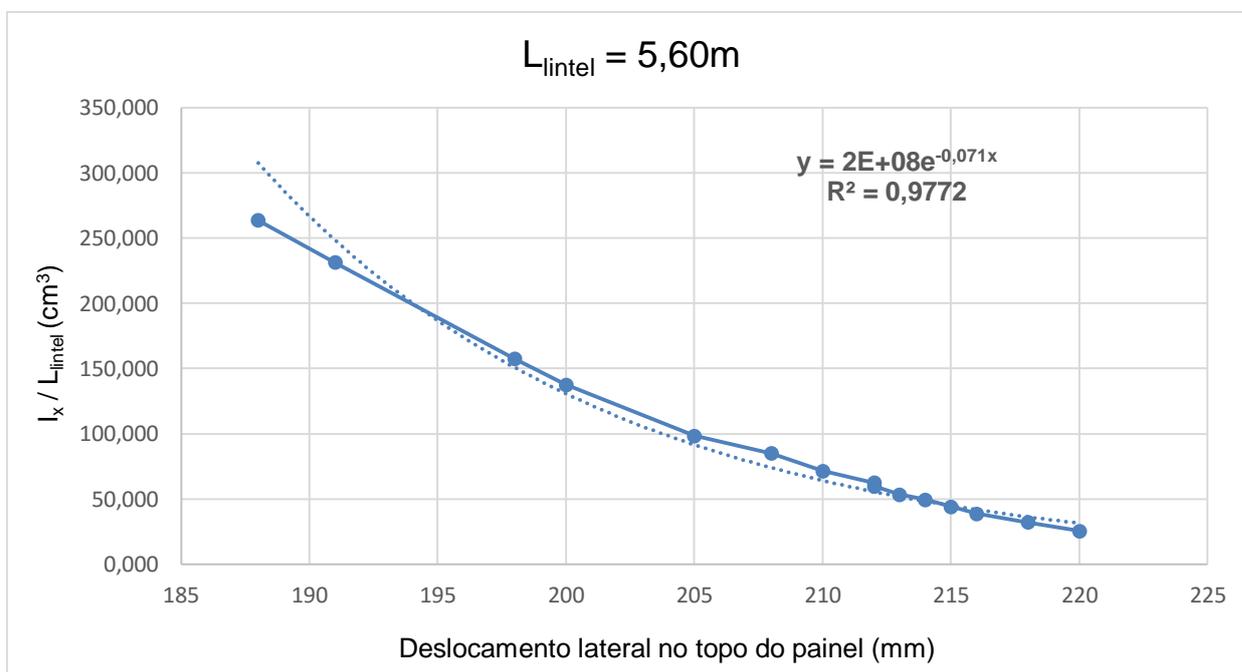


Figura 113 - Gráfico da variação do deslocamento no topo do painel em função da variação da relação I_x/L_{intel} para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ e $L_{\text{intel}} = 5,60\text{m}$

APÊNDICE D

Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{lintel} em função da variação do perfil de aço para $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$

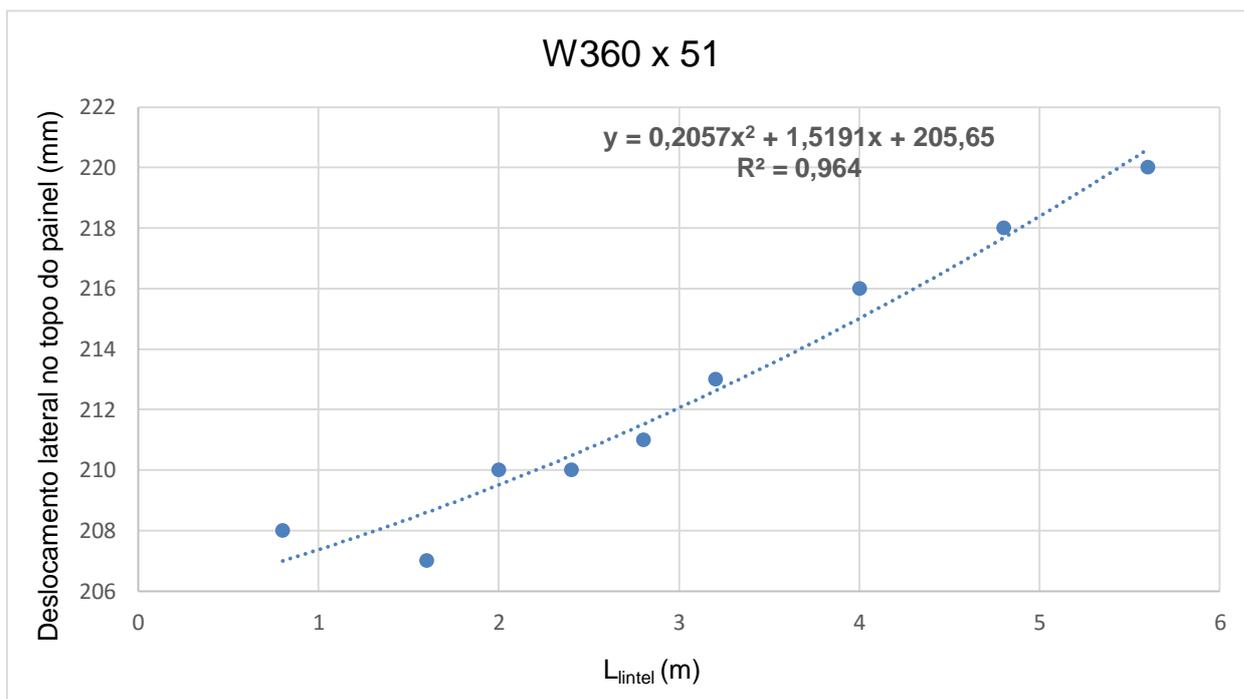


Figura 114 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

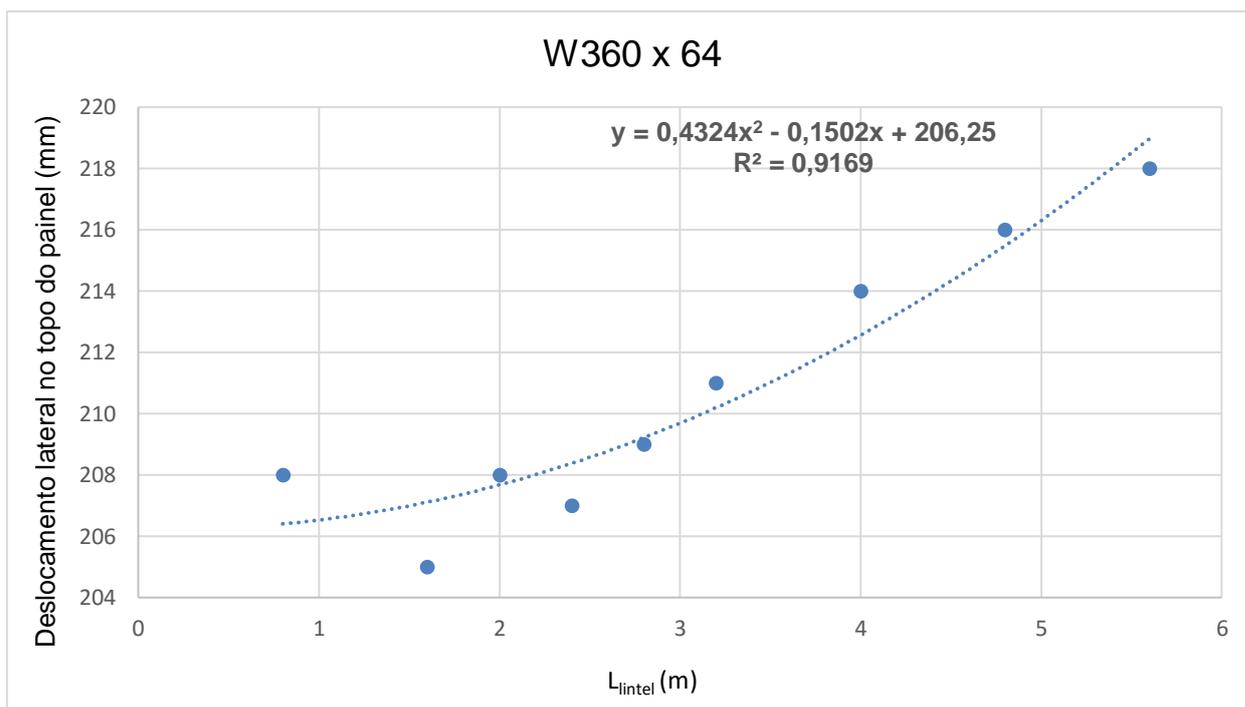


Figura 115 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 64, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

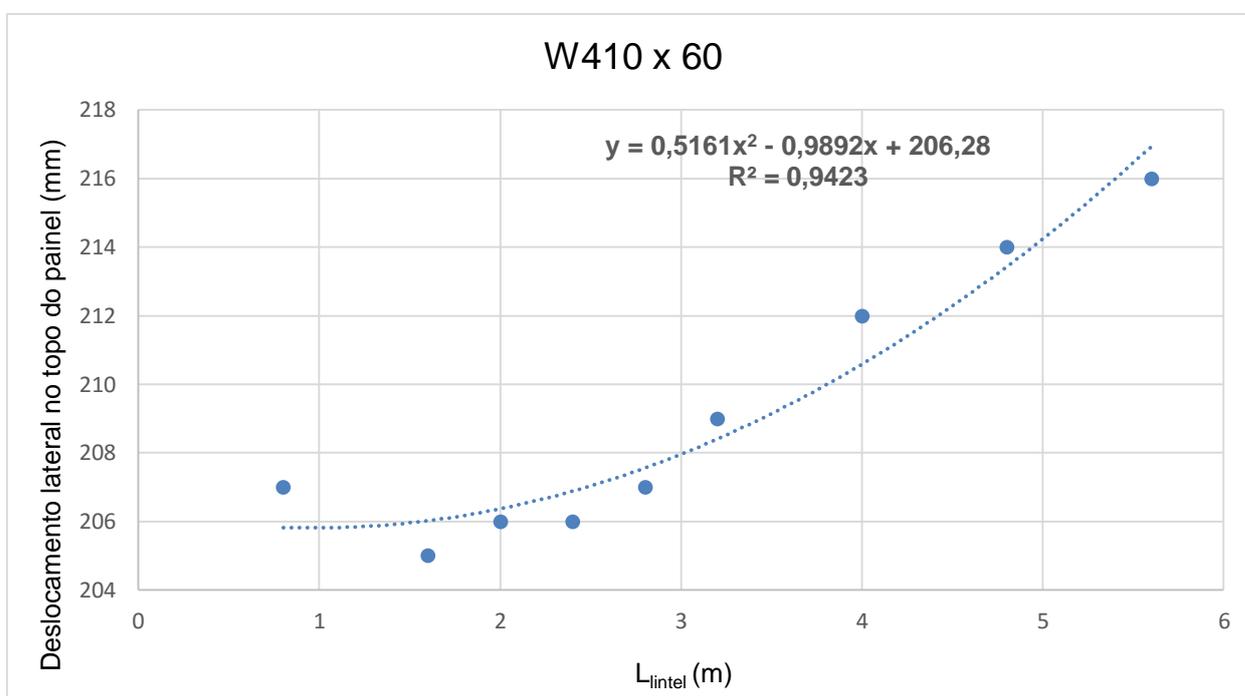


Figura 116 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 60, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

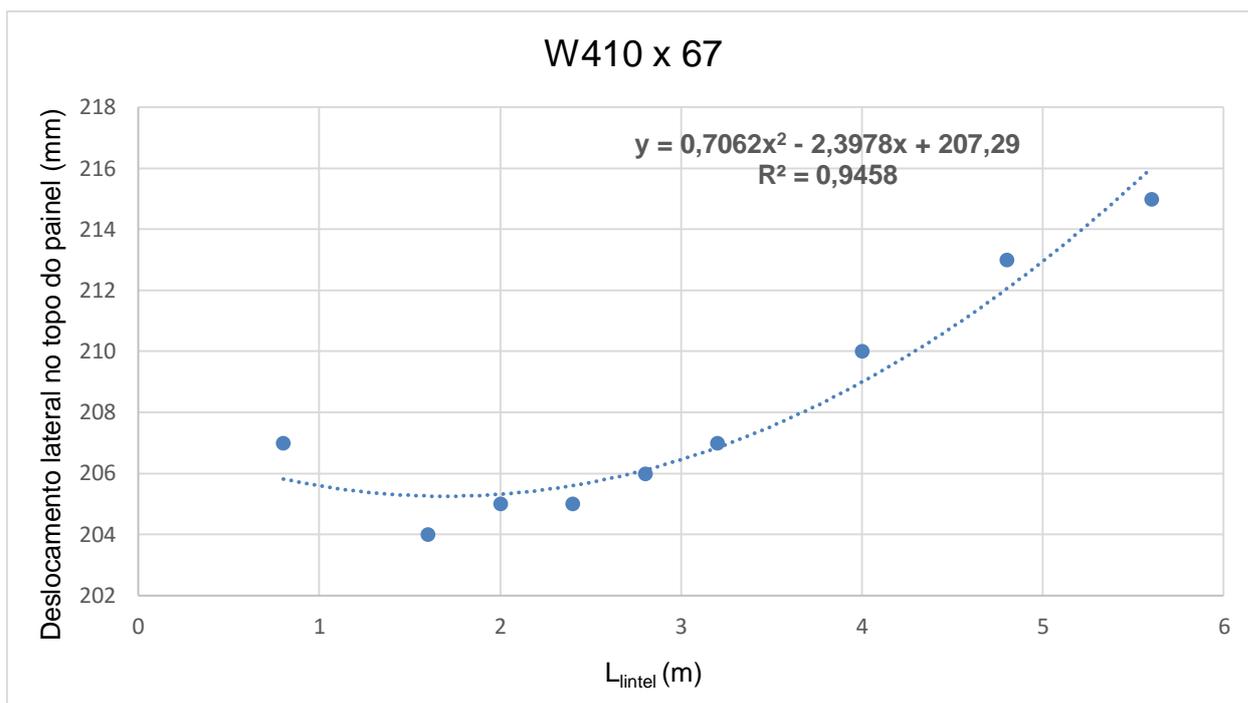


Figura 117 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 67, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

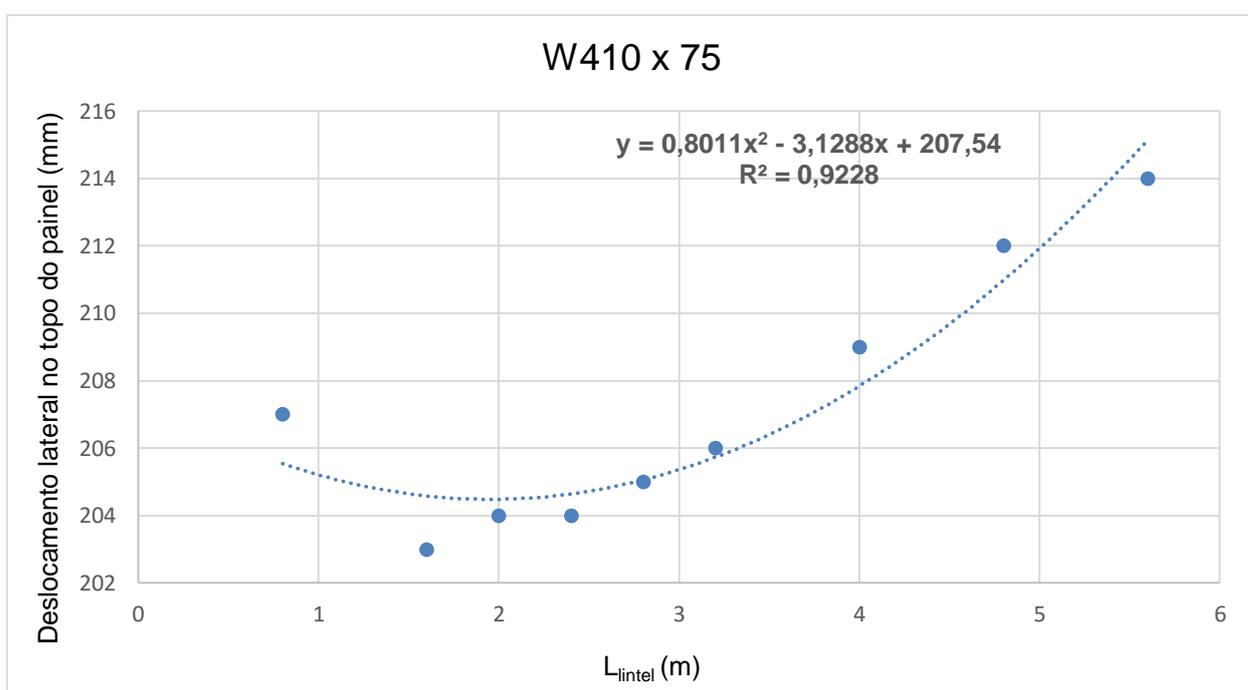


Figura 118 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 75, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

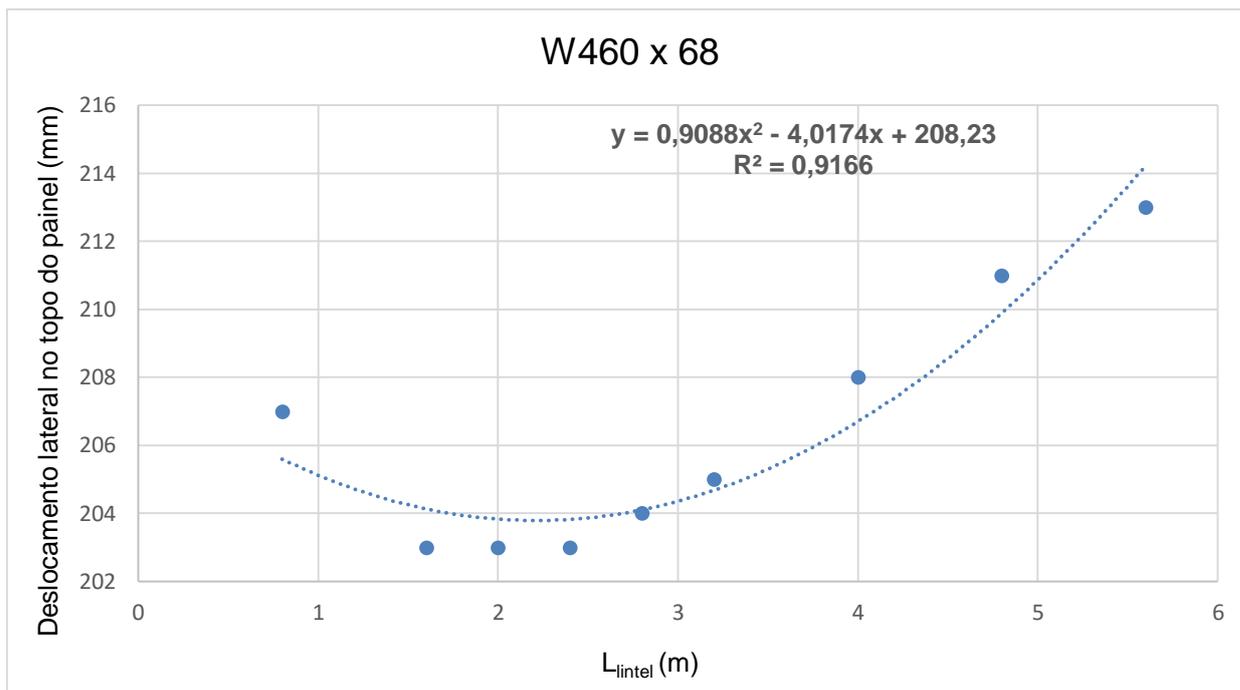


Figura 119- Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W6460 x 68, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

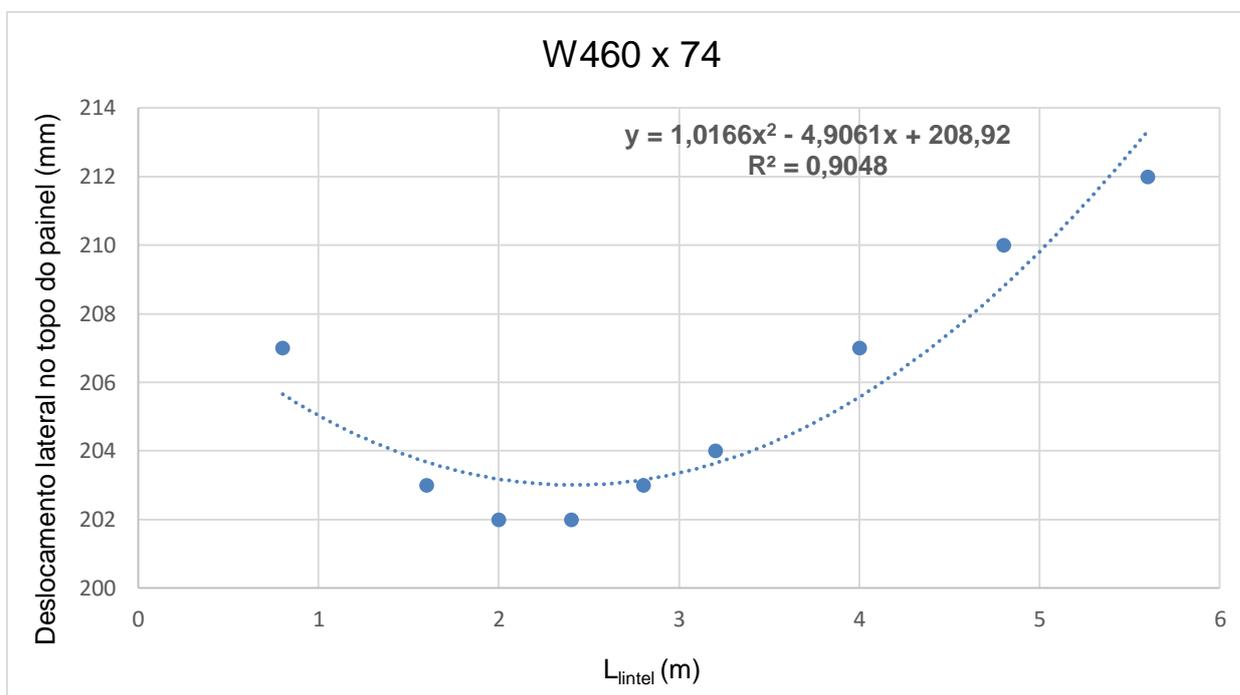


Figura 120 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 74, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

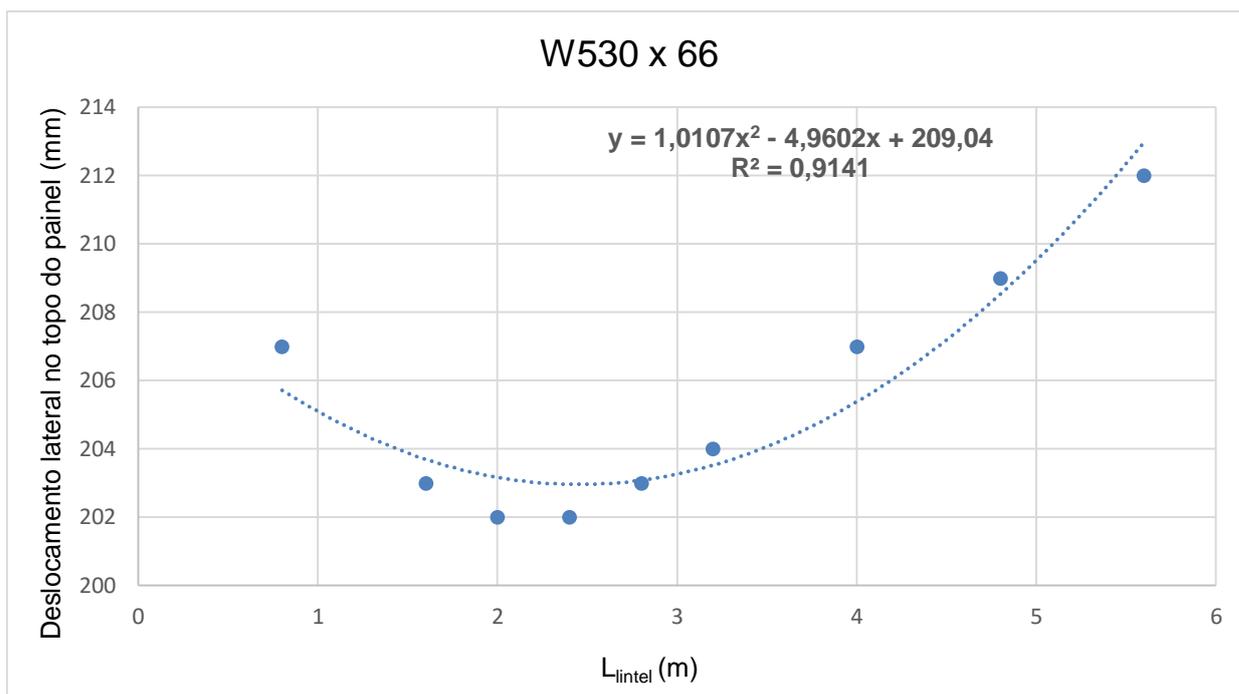


Figura 121 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 66, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

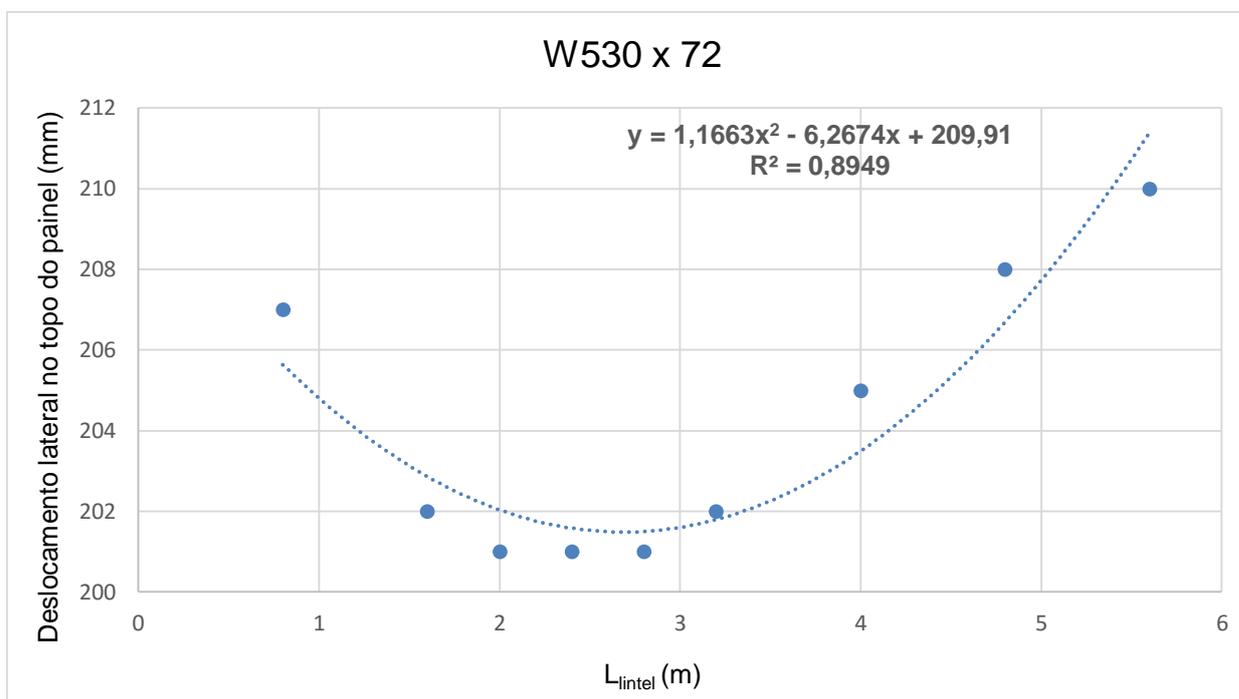


Figura 122 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 72, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

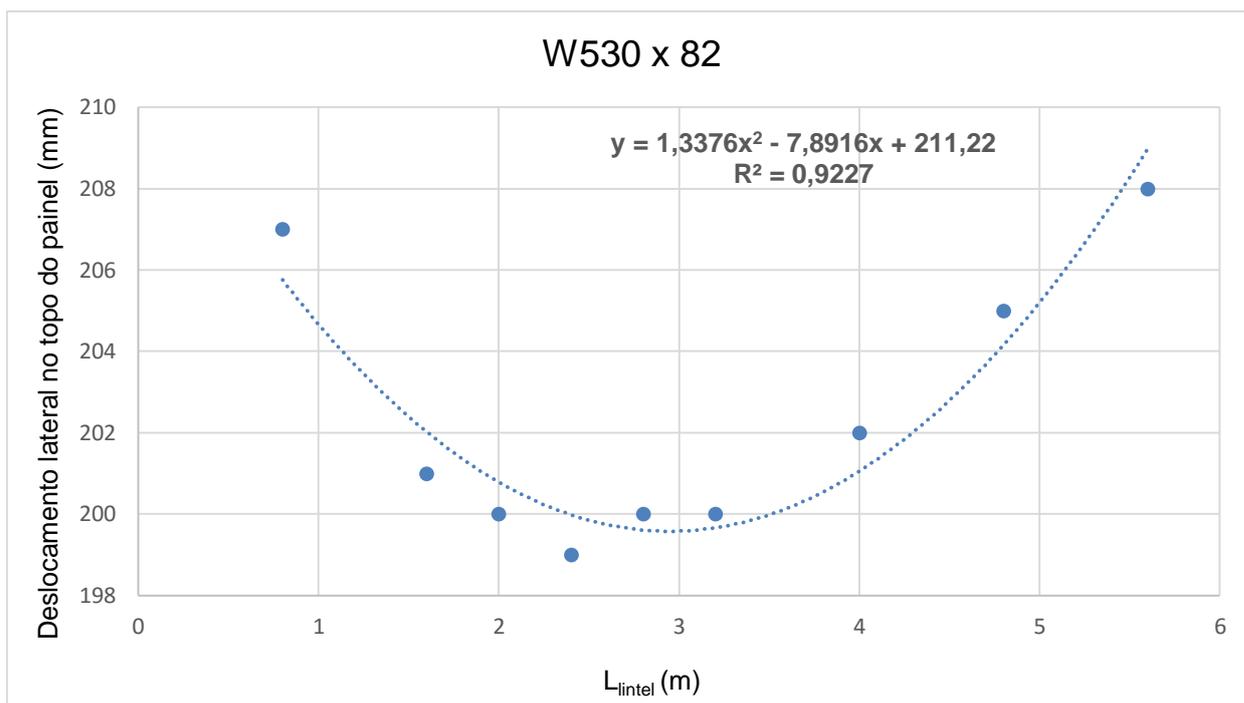


Figura 123 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 82, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

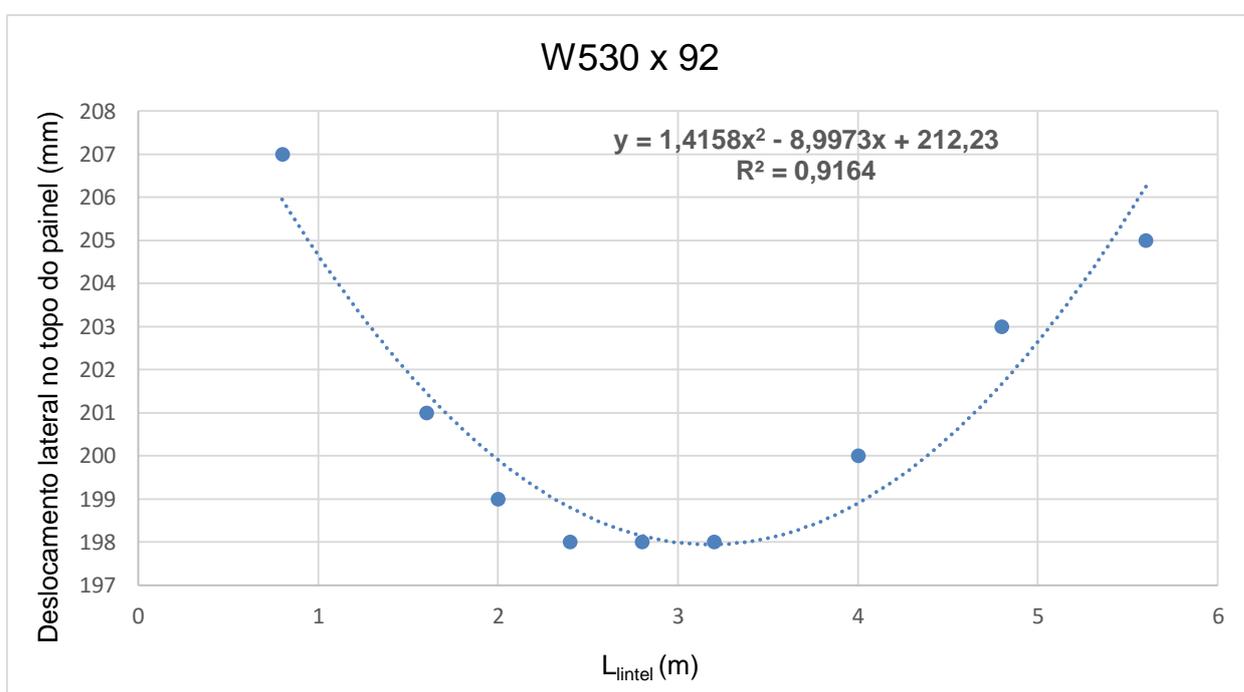


Figura 124 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

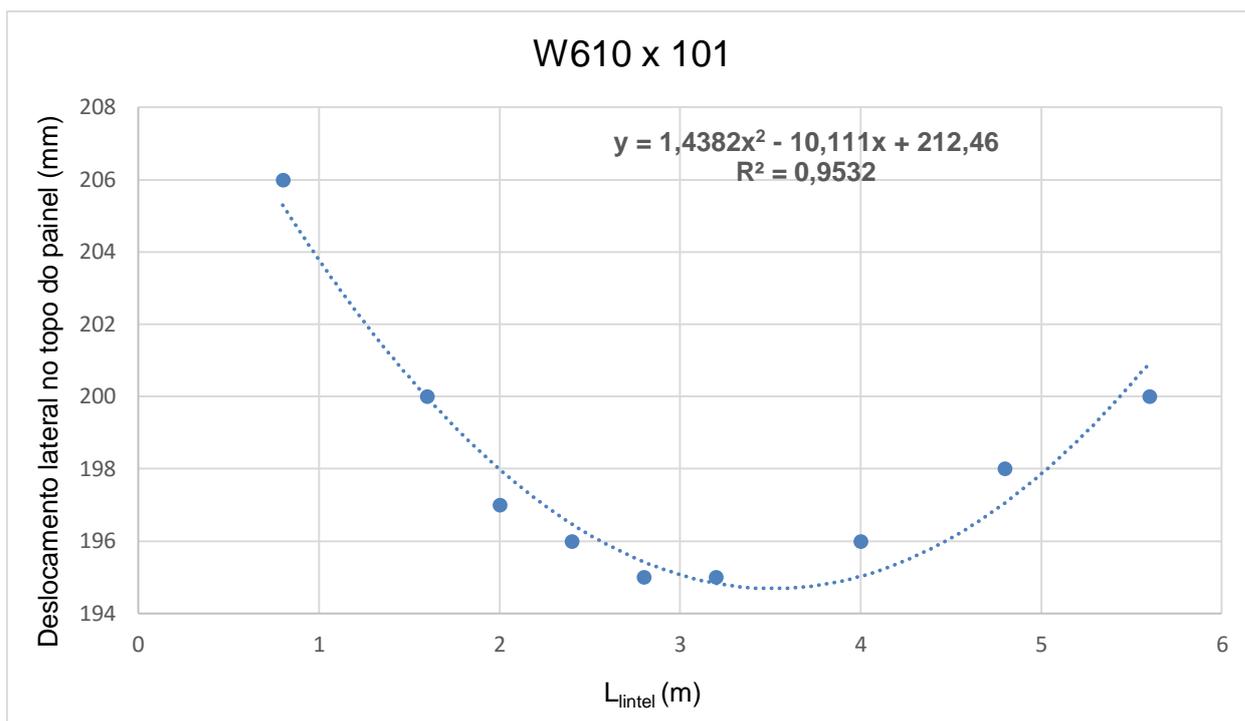


Figura 125 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

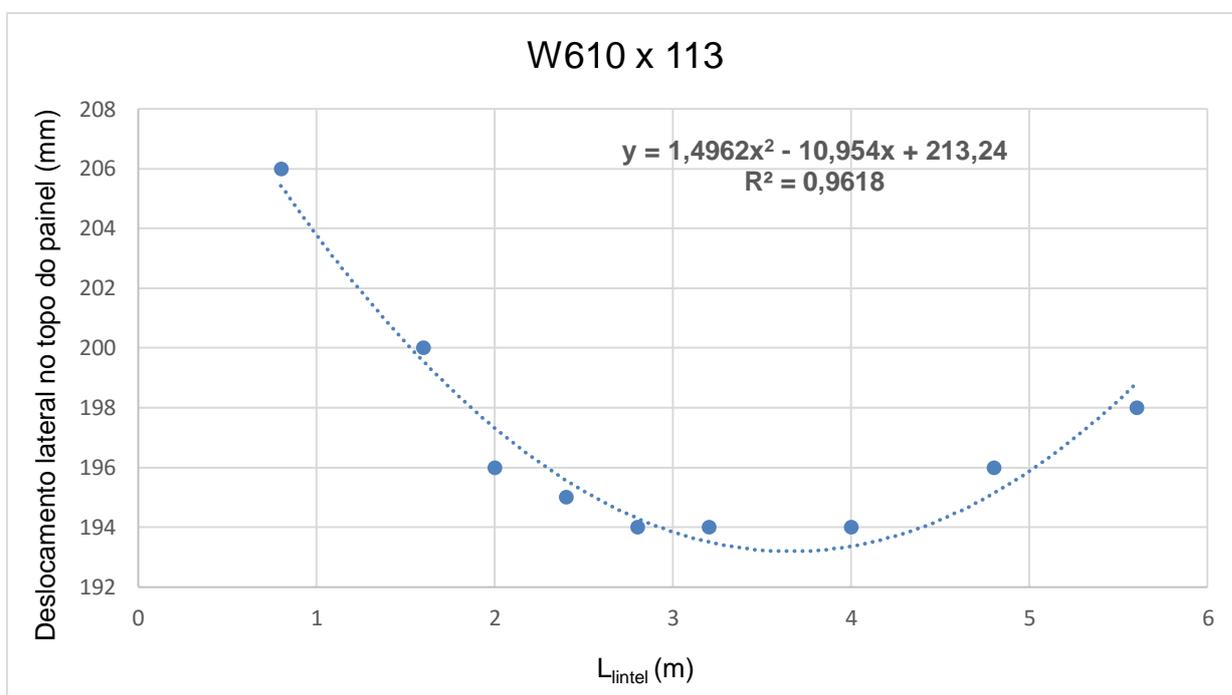


Figura 126 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

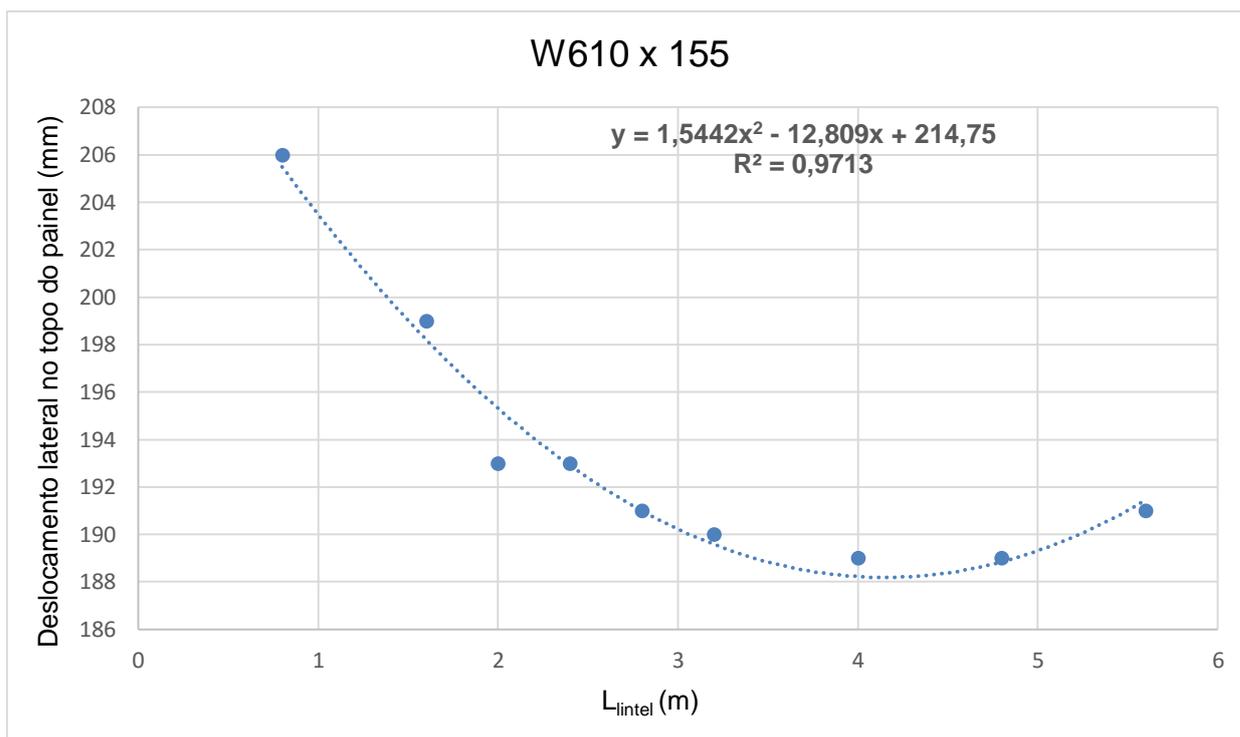


Figura 127 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

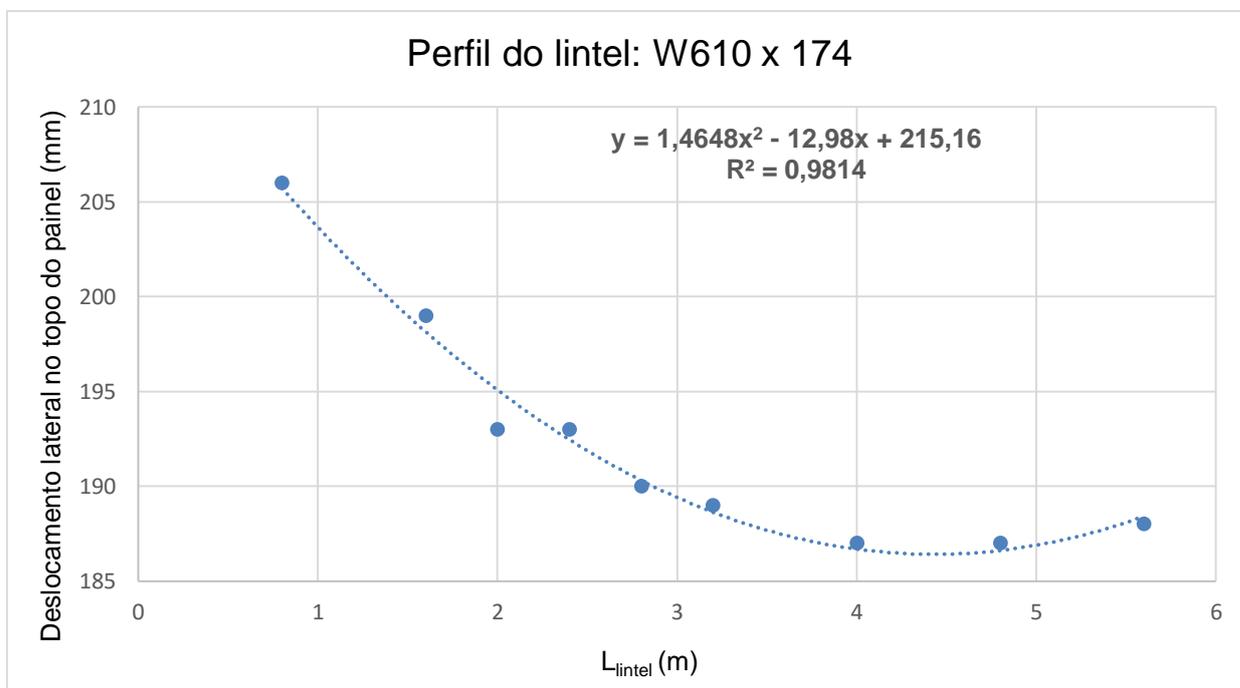


Figura 128 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 5,60\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

APÊNDICE E

Gráficos relacionando o deslocamento no topo do painel ao L_{lintel} em função da variação do perfil de aço para $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$

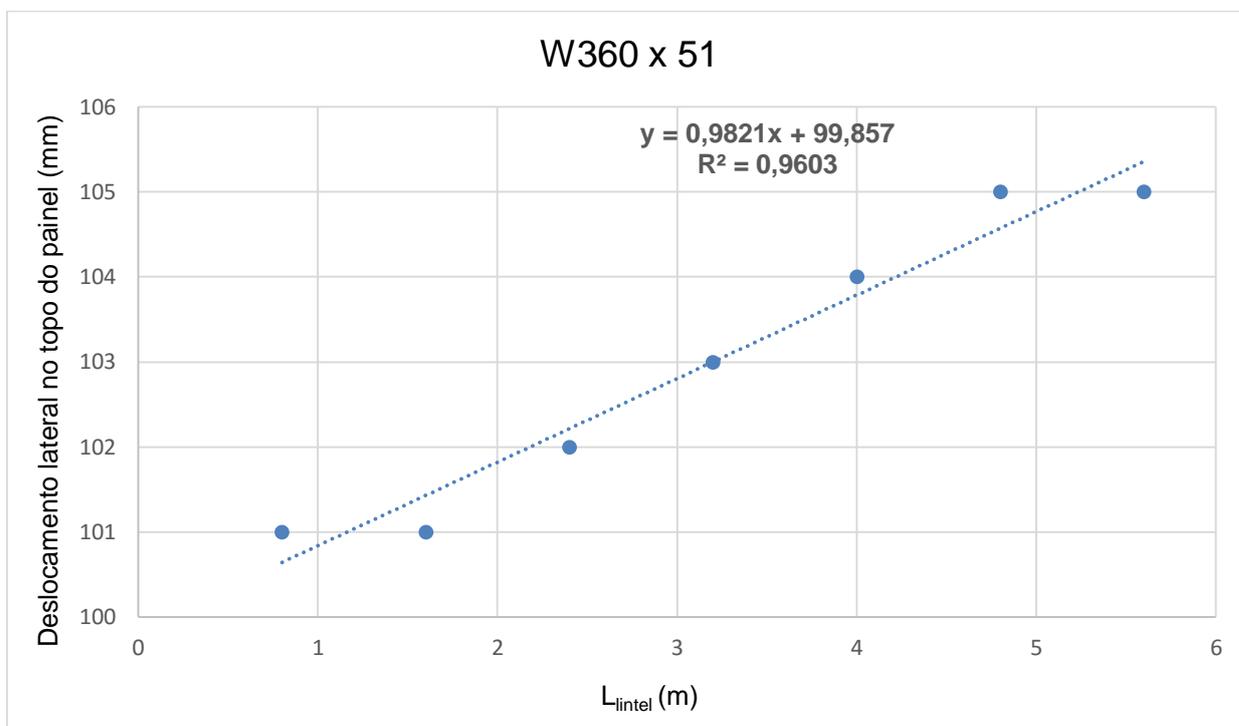


Figura 129 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 51, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

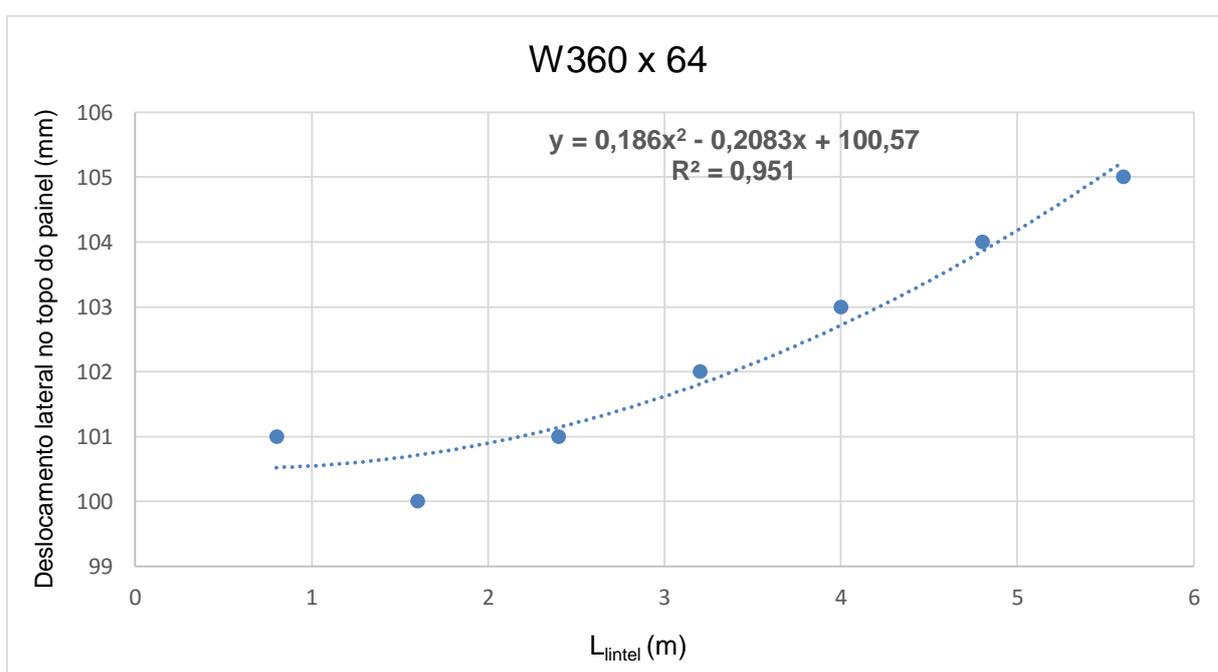


Figura 130 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W360 x 64, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

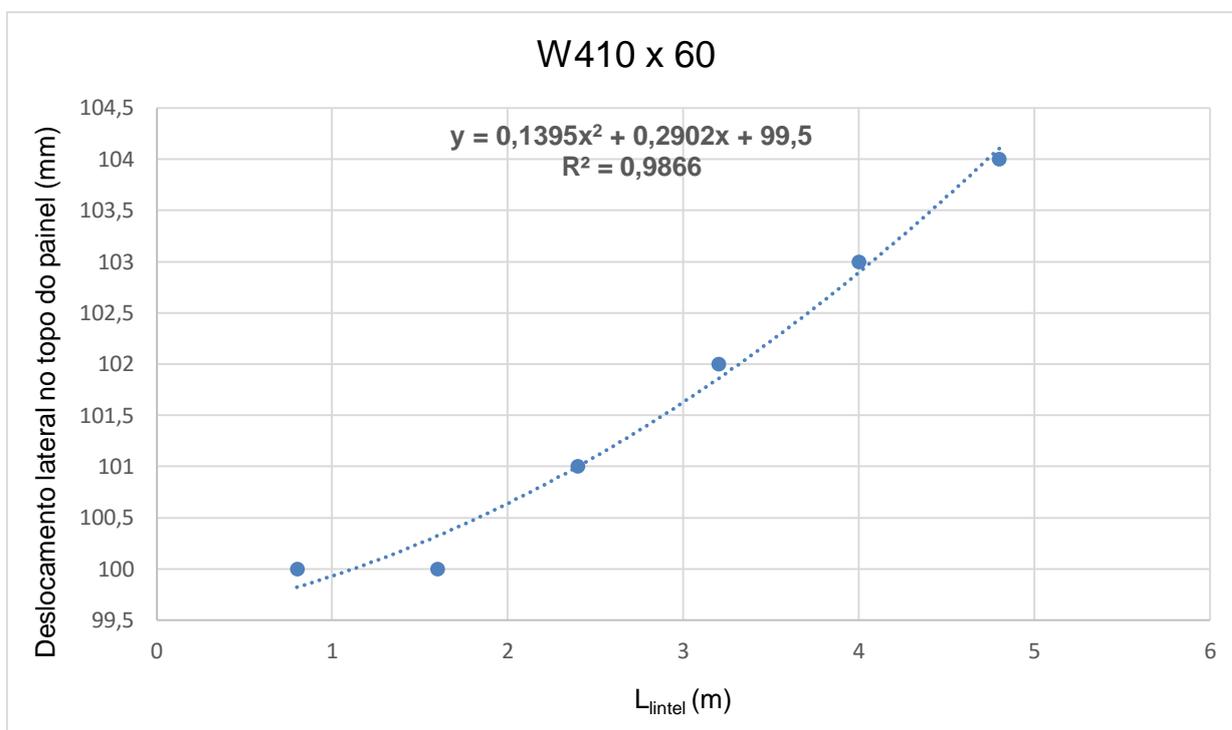


Figura 131 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 60, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

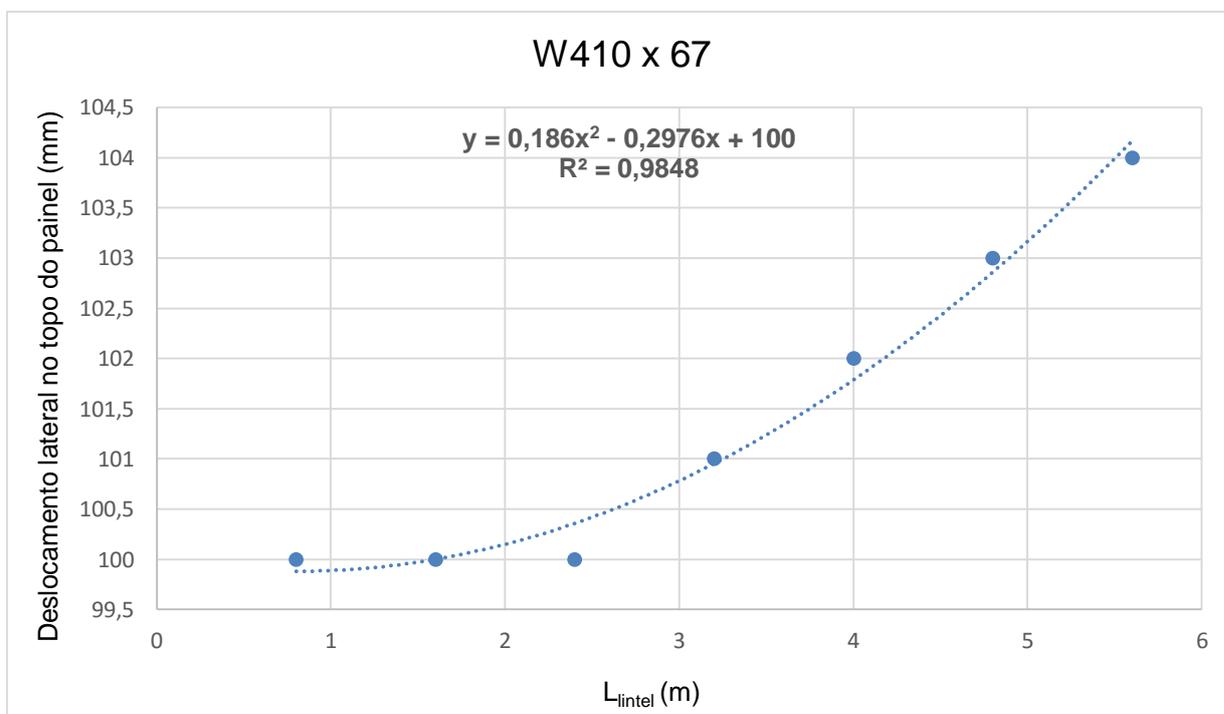


Figura 132 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{par} = 7,20m$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 67, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

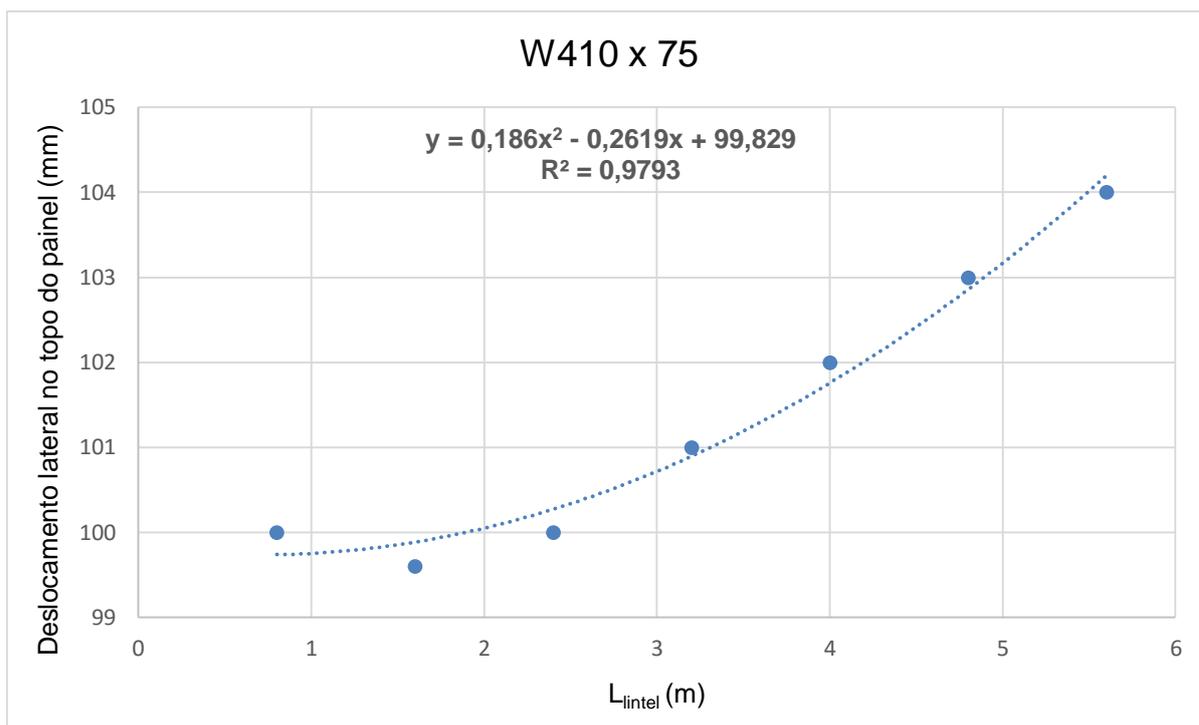


Figura 133 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W410 x 75, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

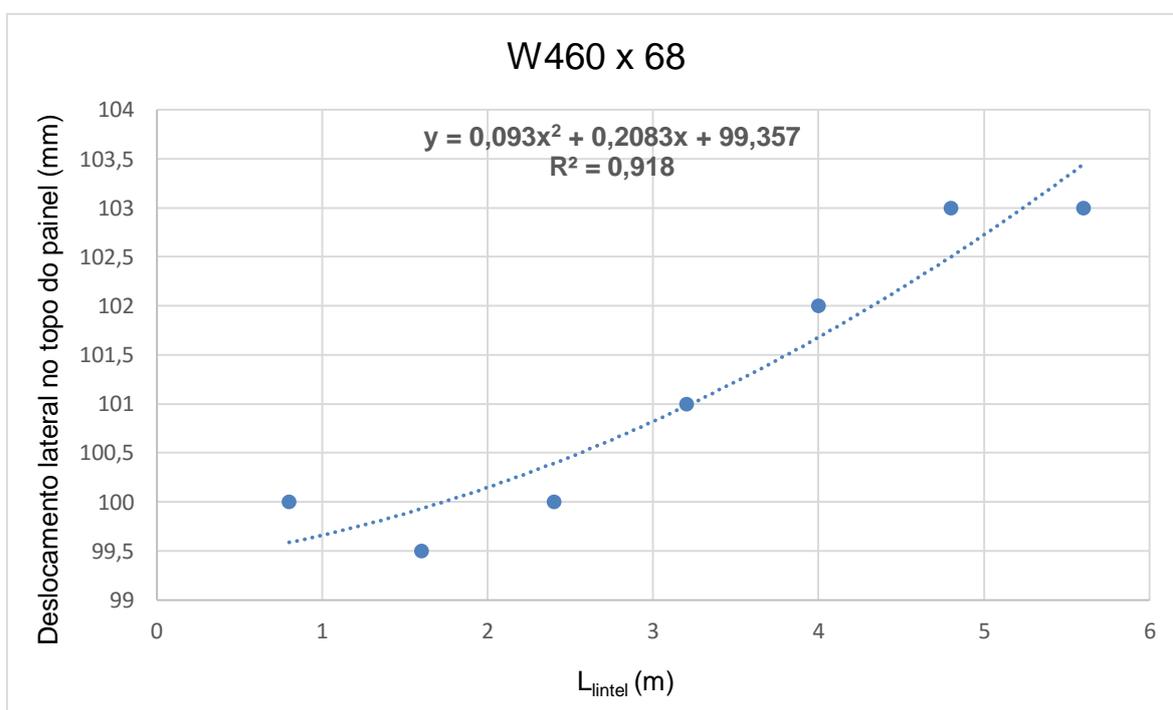


Figura 134 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 68, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

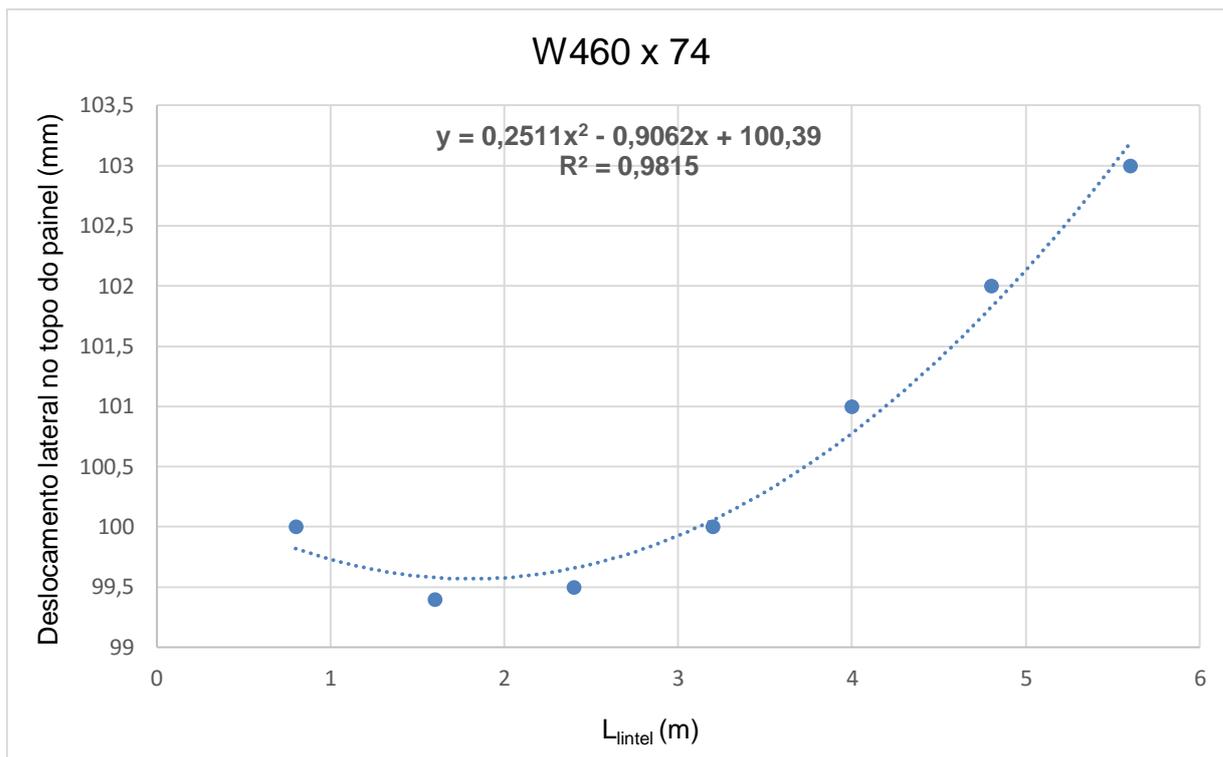


Figura 135 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W460 x 74, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

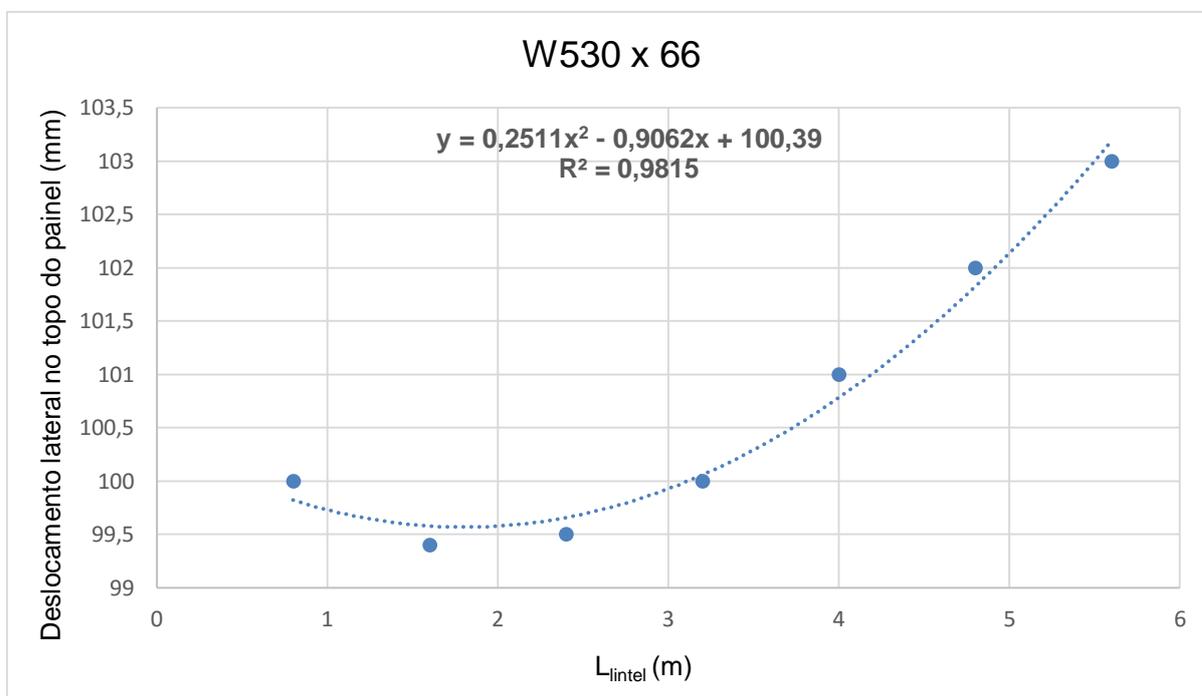


Figura 136 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 66, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

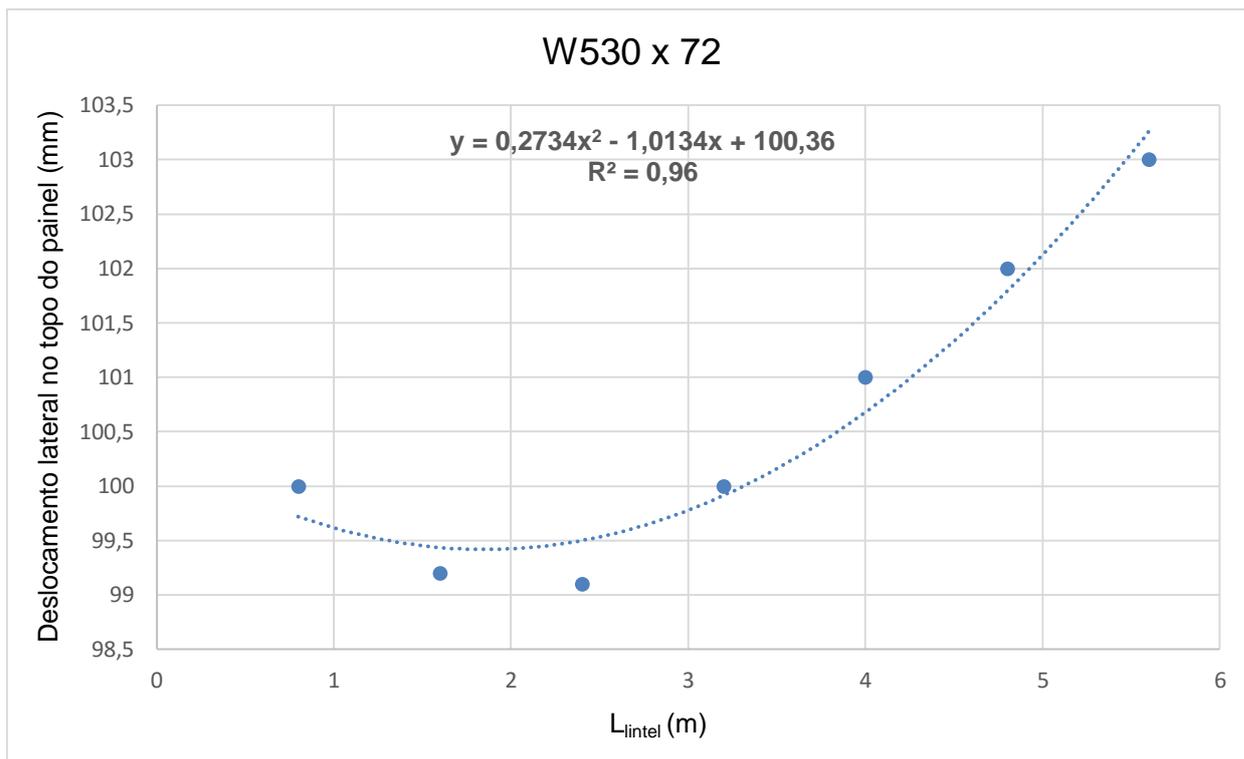


Figura 137 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 72, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

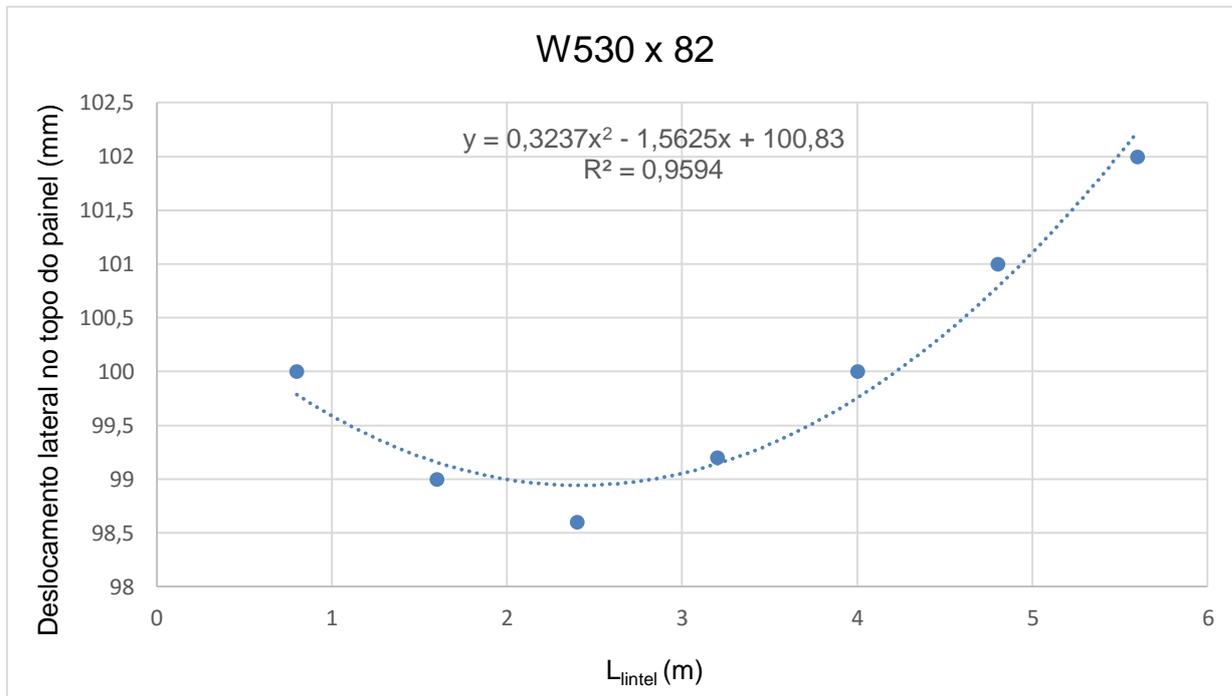


Figura 138 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 82, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

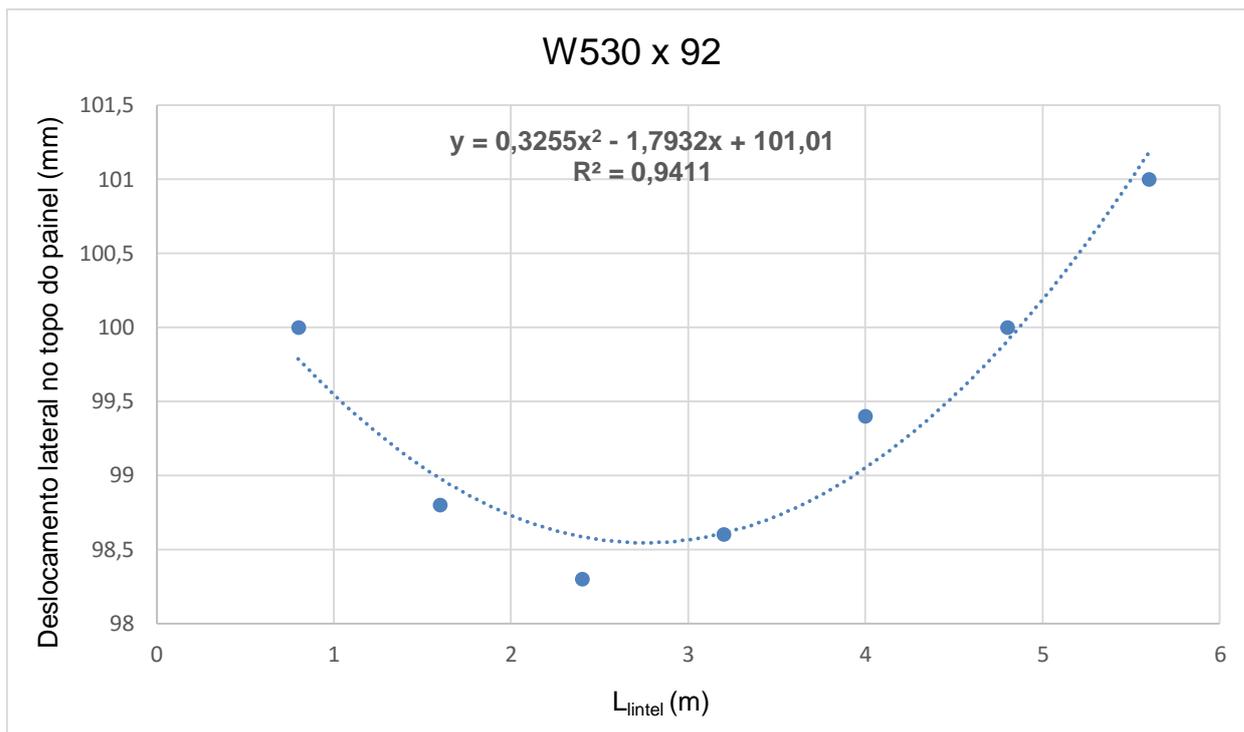


Figura 139 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W530 x 92, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

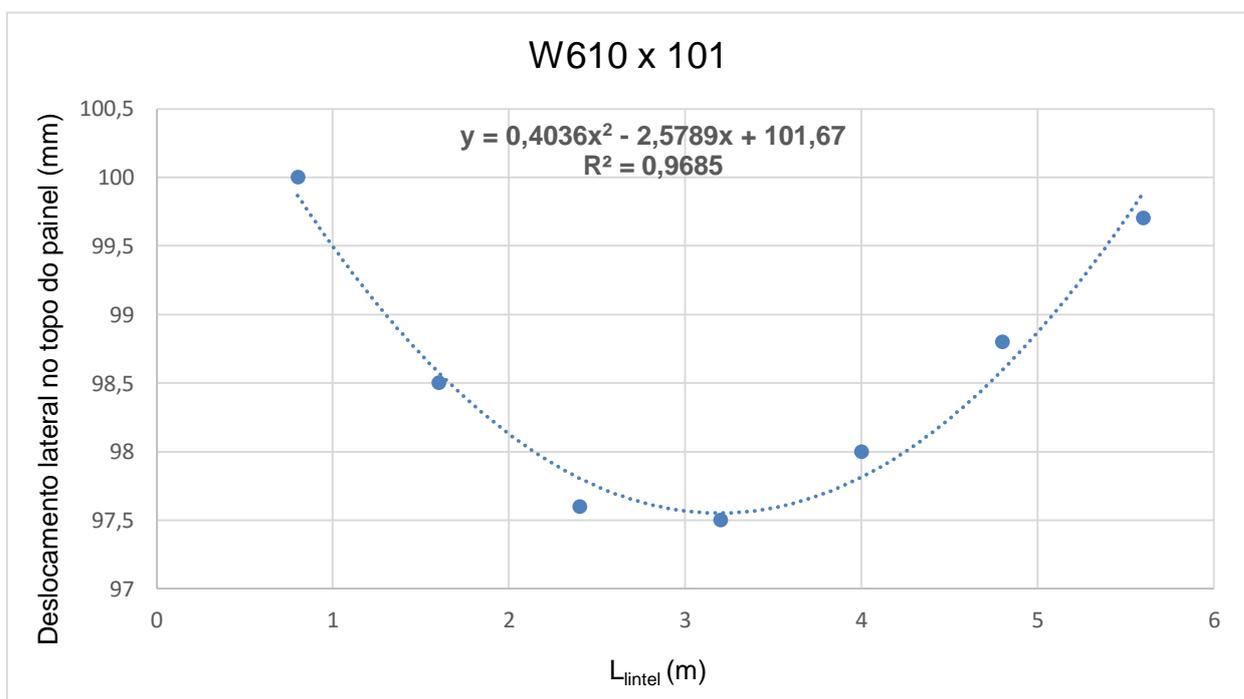


Figura 140 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 101 e a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

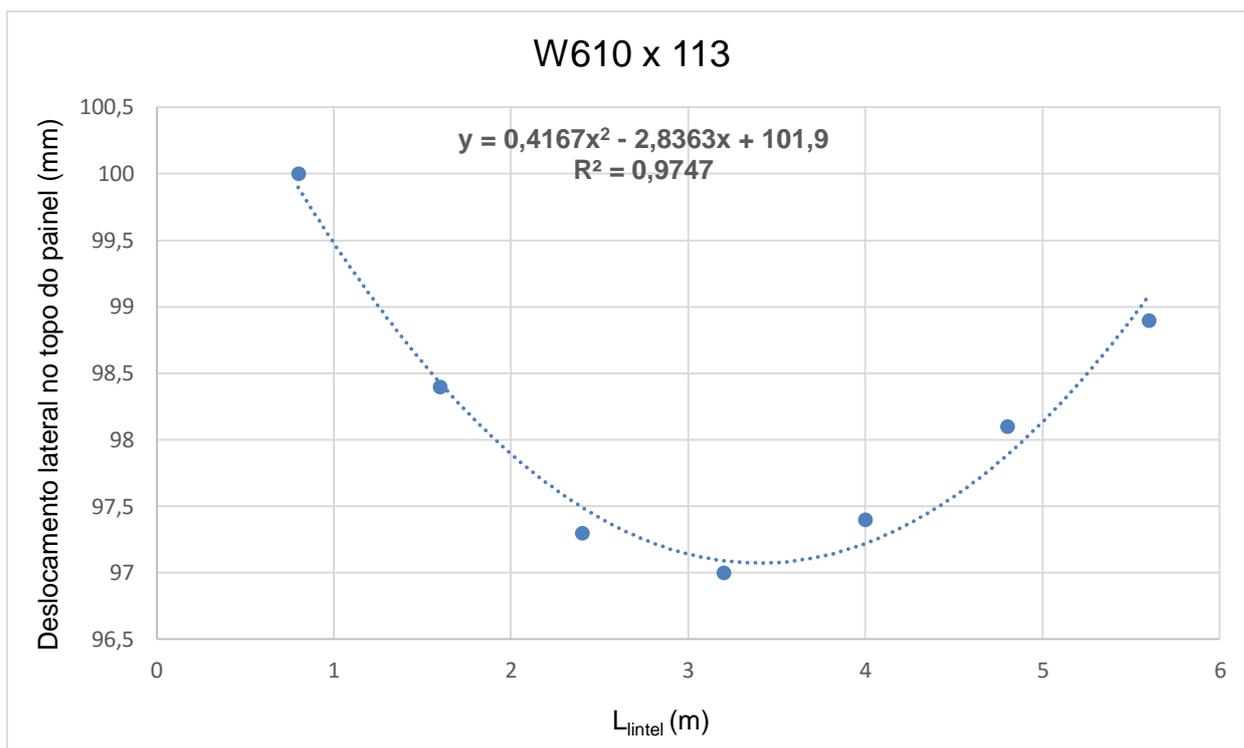


Figura 141 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 113, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

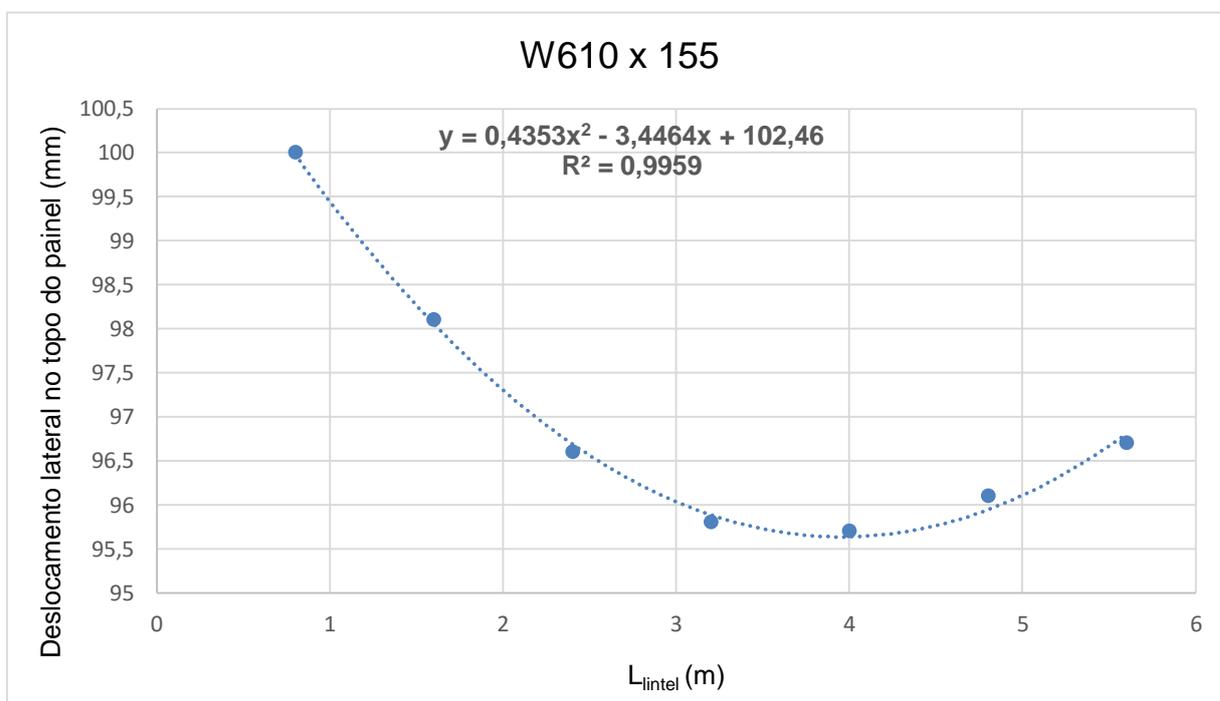


Figura 142 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 155, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2

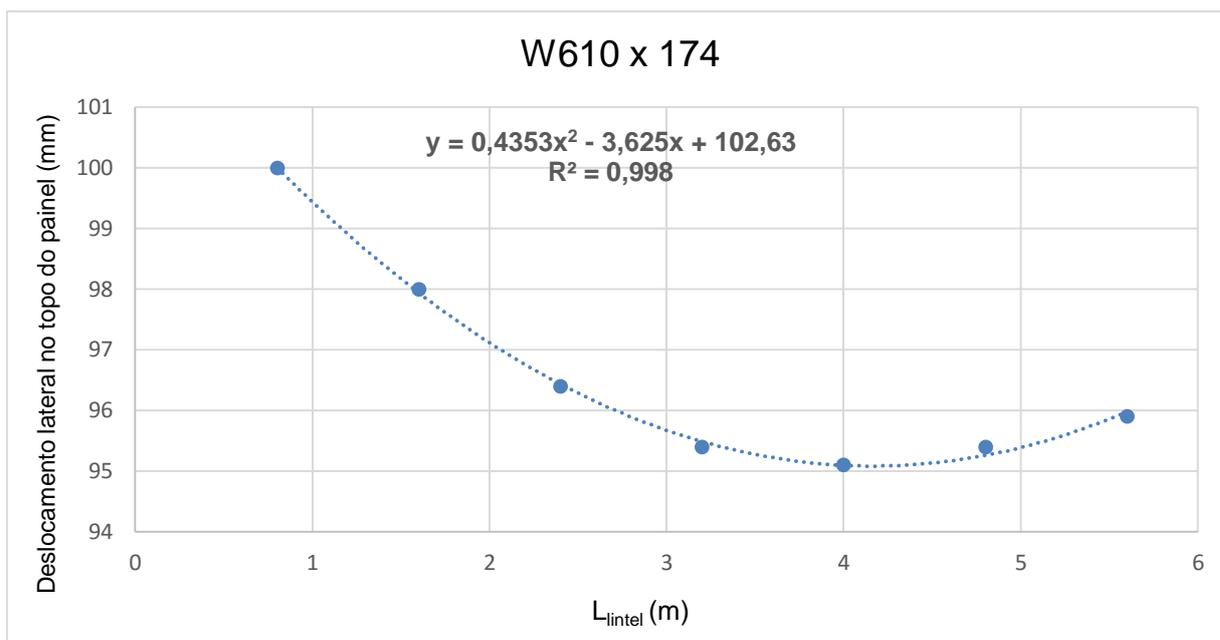


Figura 143 - Gráfico relacionando o deslocamento no topo do painel com $L_{\text{par}} = 7,20\text{m}$ ao L_{lintel} para o perfil do lintel W610 x 174, a respectiva linha de tendência polinomial e R^2