

EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE CONTRAVENTADOS COM PERFIS DE CHAPA
FINA DE AÇO

Cleber José Pereira Junior

TESE SUBMETIDA AO CORPO DOCENTE DA COORDENAÇÃO DOS
PROGRAMAS DE PÓS-GRADUAÇÃO DE ENGENHARIA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS NECESSÁRIOS
PARA A OBTENÇÃO DO GRAU DE MESTRE EM CIÊNCIAS EM ENGENHARIA
CIVIL.

Aprovada por:

Prof. Eduardo de Miranda Batista, D. Sc.

Prof^a. Michèle Schubert Pfeil, D. Sc.

Prof. Francisco Carlos Rodrigues, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

JUNHO DE 2004

Livros Grátis

<http://www.livrosgratis.com.br>

Milhares de livros grátis para download.

PEREIRA JUNIOR, CLEBER JOSÉ

Edifícios de pequeno porte
contraventados com perfis de chapa fina
de aço [Rio de Janeiro] 2004

VII, 141p. 29,7cm (COPPE/UFRJ,
M.Sc., Engenharia Civil, 2004)

Tese – Universidade Federal do Rio de
Janeiro, COPPE

1. Estruturas de aço
2. Perfis de chapa dobrada
3. Sistema construtivo

I. COPPE/UFRJ II. Título (série)

AGRADECIMENTOS

Aos meus pais e irmãos, pelo suporte emocional e incentivo durante o tempo de elaboração da tese.

A Aline pela força na realização deste trabalho, bem como pelos momentos de compreensão durante o curso de mestrado.

Ao Prof. Eduardo de Miranda Batista, por sua orientação, incentivo e amizade durante o curso de mestrado e a elaboração da tese.

Aos meus amigos do curso de mestrado Daniel, Emerson, Tiago, Adcleides, Walber e George, pela grande ajuda prestada, principalmente nos momentos finais da realização deste trabalho e pela companhia e amizade durante o curso de mestrado.

Resumo da Tese apresentada à COPPE/UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Mestre em Ciências (M. Sc.)

EDIFÍCIOS DE PEQUENO PORTE CONTRAVENTADOS COM PERFIS DE CHAPA FINA DE AÇO

Cleber José Pereira Junior

Junho/2004

Orientador: Eduardo de Miranda Batista

Programa: Engenharia Civil

Esse trabalho apresenta um estudo de caso para a análise de pequenas edificações em aço, contraventadas por paredes estruturais constituídas em perfis de chapa fina formados a frio. Para a realização do estudo são aplicados modelos em elementos finitos de barras, utilizando um programa de cálculo estrutural comercial. Foram estudadas no presente trabalho, uma solução estrutural já estabelecida e uma solução alternativa, para posterior comparação do desempenho estrutural.

O sistema estrutural original é amplamente utilizado em projetos habitacionais pelo governo do Estado de São Paulo. Essa edificação de apartamentos residenciais em cinco pavimentos, é estruturada em aço com um sistema de contraventamento em diagonais em uma direção e um sistema de pórticos rígidos na outra. Nesse sistema construtivo são utilizadas paredes de alvenaria como elementos de vedação e separação dos ambientes.

A proposta do trabalho consiste em substituir as paredes de alvenaria por paredes estruturais do tipo “Steel-Frame”, que além de funcionarem como elementos de vedação e separação dos ambientes, são igualmente incorporadas como parte integrante da estrutura principal, trabalhando como um sistema de paredes diafragmas, com a função de contraventar a estrutura principal.

Abstract of Thesis presented to COPPE/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Master of Science (M. Sc.)

SMALL BUILDINGS BRACED BY COLD-FORMED STEEL FRAME

Cleber José Pereira Junior

June/2004

Advisor: Eduardo de Miranda Batista

Department: Civil Engineering

This work presents a study for analysis of small building in steel, braced by cold-formed profile. For the development of the study it was applied finite bars elements, using a comercial structural analysis program. It was developed in this work, a structural established solution and an alternative one, for later confront of structural behavior.

The established structure is widely used in government housing projects in the state of São Paulo. This five stories residencial building is steel structured with diagonals bracing in a direction and rigid frames in the other direction. In this construction system it is used masonry walls as enclosure and divisory elements.

The purpose of this work is to replace the mansory walls by framed walls ("Steel-Frame"). These walls, in spite of working as enclosure and divisory elements, are incorporated to the main structure working as a diaphragm wall system, with the bracing function of the main structure.

ÍNDICE

CAPÍTULO 1: INTRODUÇÃO	1
1.1. Considerações Gerais	1
1.2. Revestimentos	7
1.3. Conforto Acústico	11
1.4. Conforto Térmico	16
1.5. Painéis Diafragmas Estruturados em “Steel-Frame”	19
1.6. Objetivos	21
 CAPÍTULO 2: PERFIS FORMADOS A FRIO	 24
2.1. Considerações Gerais	24
2.2. Materiais e Fabricação	26
2.3. Proteção Contra a Corrosão	31
2.4. Considerações de Projeto	35
2.5. Estado da Arte	38
 CAPÍTULO 3. MODELAGEM ESTRUTURAL	 45
3.1. Considerações Gerais	45
3.2. Sistema Estrutural Original	45
3.3. Sistema Estrutural Proposto	52

3.4. Paredes “Steel-Frame”	56
3.5. Modelagem das Vigas.....	63
3.6. Modelagem das Lajes.....	69
3.7. Análise dos Carregamentos.....	70
 CAPÍTULO 4: ANÁLISE ESTRUTURAL.....	78
4.1. Considerações Gerais.....	78
4.2. Cargas nas Fundações.....	80
4.3. Verificação dos Estados Limites Últimos.....	81
4.4. Verificação dos Estados Limites de Serviço.....	97
4.5. Comparação entre Modelos.....	100
4.6. Análise da Retirada de Painéis.....	101
 CAPÍTULO 5: CONCLUSÕES.....	105
 REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS.....	110
 ANEXO A: PARAFUSOS AUTOBROCANES E FIXADORES A PÓLVORA.....	117
 ANEXO B: PROTEÇÃO CONTRA FOGO.....	131

CAPÍTULO 1

INTRODUÇÃO

1.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

O sistema construtivo “Steel-Frame” tem sido muito utilizado em diversos países. Todavia, seu maior desenvolvimento e conseqüente volume de aplicação tem se dado, principalmente, nos Estados Unidos e na Inglaterra.

Por séculos os norte-americanos utilizaram a madeira como principal material de construção para as edificações residenciais. No entanto, o grande aumento dos preços, devido à escassez desse material na natureza, levaram esses construtores a buscarem alternativas de produtos que substituíssem a madeira.

Nesse contexto, os perfis formados a frio de paredes finas ganharam grande aplicabilidade, substituindo a madeira nas construções residenciais principalmente devido aos seguintes fatores: baixos preços, qualidade homogênea, similaridades com o sistema de “Wood-Frame”, alta performance estrutural, baixo peso, produção em massa, facilidade de pré-fabricação, entre outros. A figura 1.1 ilustra uma edificação residencial sendo construída utilizando o sistema “Steel-Frame”.

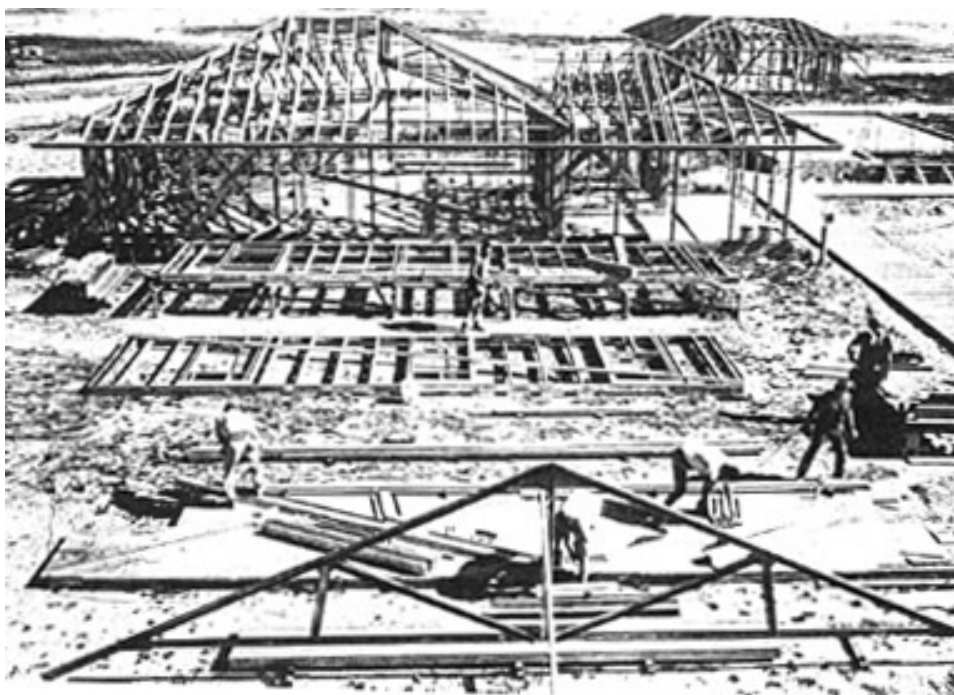


Figura 1.1: Construção de uma edificação residencial em “Steel-Frame”

As características dos materiais utilizados na fabricação dos perfis que compõem o sistema construtivo, assim como os métodos de fabricação e outras propriedades desses elementos, serão vistas com mais profundidade no capítulo 2. Inicialmente, pretende-se apresentar ao leitor apenas uma visão geral de como esses elementos são aplicados no sistema, bem como alguns detalhes construtivos das ligações entre esses perfis.

Pode-se dizer que o sistema “Steel-Frame” é composto basicamente por três tipos de sub-estruturas: os pisos estruturais, as paredes estruturais e o sistema de cobertura. Na figura 1.2 apresenta-se uma ilustração básica, de cada uma dessas sub-estruturas componentes do sistema, já detalhando alguns de seus elementos.

As sub-estruturas de piso são basicamente compostas por vigas apoiadas sobre as paredes estruturais, vencendo os vãos entre elas. As cargas aplicadas sobre essas vigas são os carregamentos permanentes e acidentais de pisos, e os modelos estruturais geralmente utilizados para o dimensionamento desses elementos, são os de viga bi-apoiada ou viga contínua. A figura 1.3 ilustra o apoio dessas vigas sobre paredes centrais, enquanto a figura 1.4 mostra em detalhe como as vigas se apóiam em paredes laterais.

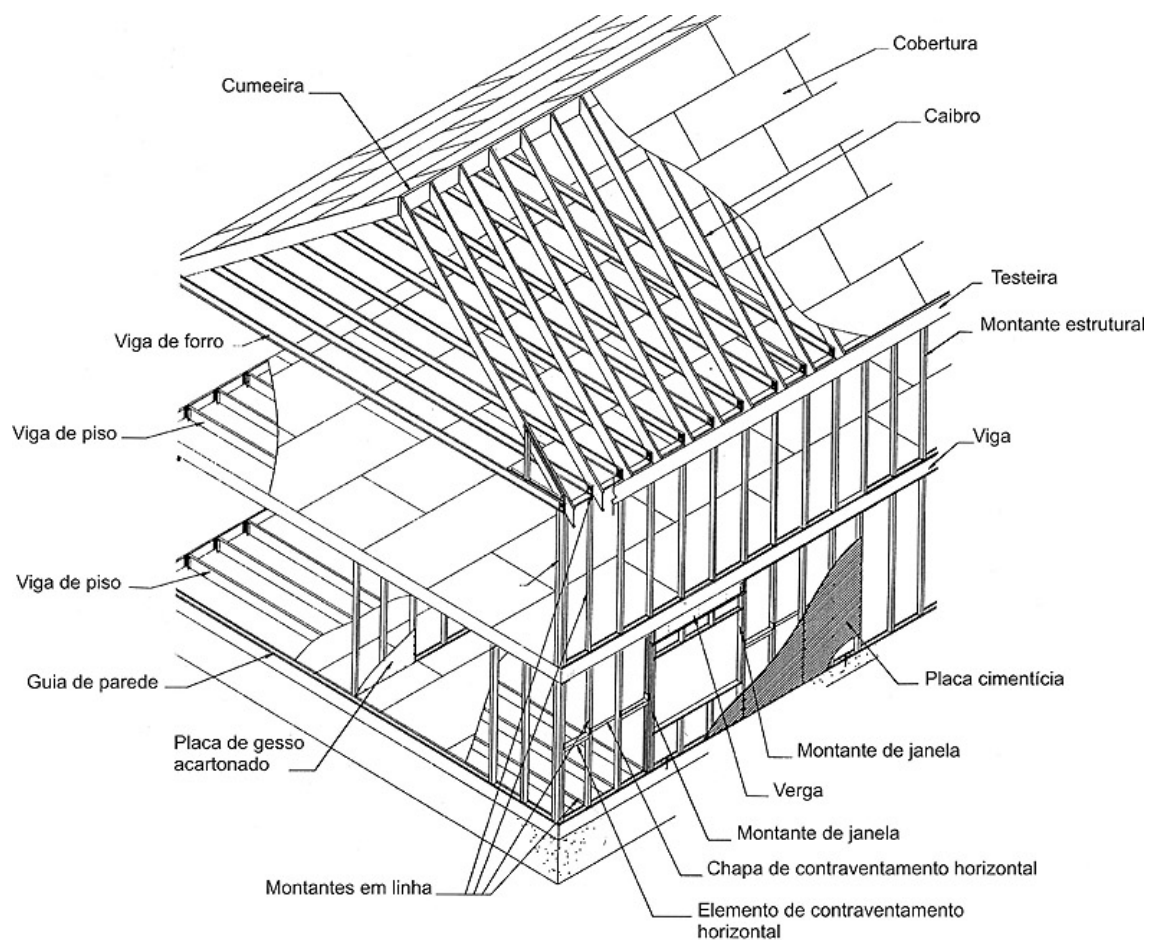


Figura 1.2: Elementos estruturais do sistema “Steel-Frame” [1.1]

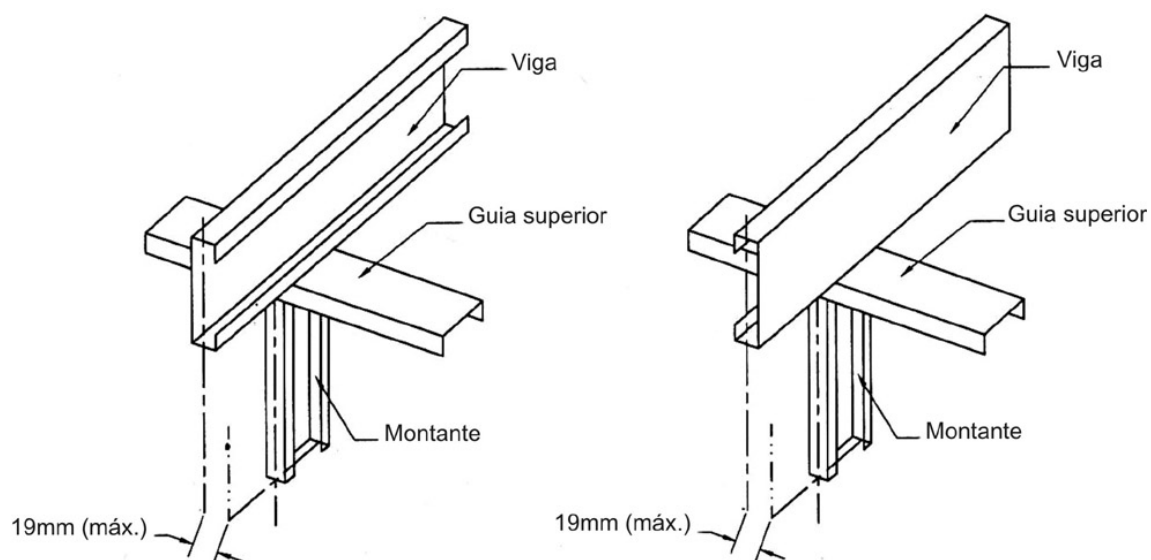


Figura 1.3: Apoio das vigas em paredes “Steel-Frame” centrais [1.1]

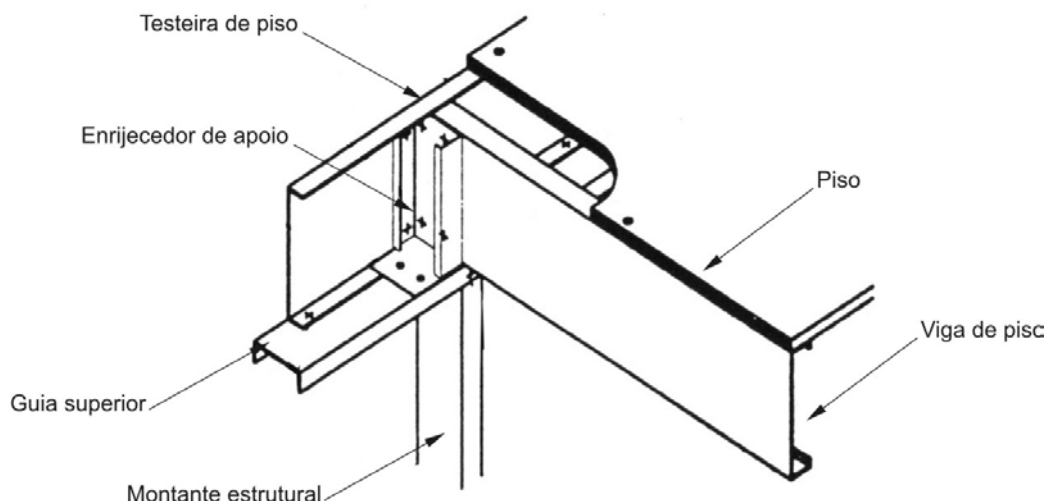


Figura 1.4: Apoio das vigas em paredes “Steel-Frame” laterais [1.1]

Outra sub-estrutura do sistema construtivo “Steel-Frame” são as paredes estruturais. Essas paredes são basicamente compostas por montantes, que suportam as vigas de piso. No entanto, os detalhes construtivos para esses elementos são inúmeros, sempre ligados à arquitetura das edificações contendo aberturas de janela, portas, ventilação, etc. Os carregamentos atuantes são oriundos do apoio das vigas de piso. Os montantes das paredes externas também estão sujeitos ao carregamento de vento, que atua diretamente sobre as paredes. Logo, esses elementos estruturais são dimensionados como se fossem colunas sujeitas a carregamentos de compressão e flexão. As figuras 1.5, 1.6 e 1.7 ilustram respectivamente detalhes da conexão desses elementos estruturais com as fundações, com os revestimentos e entre duas paredes.

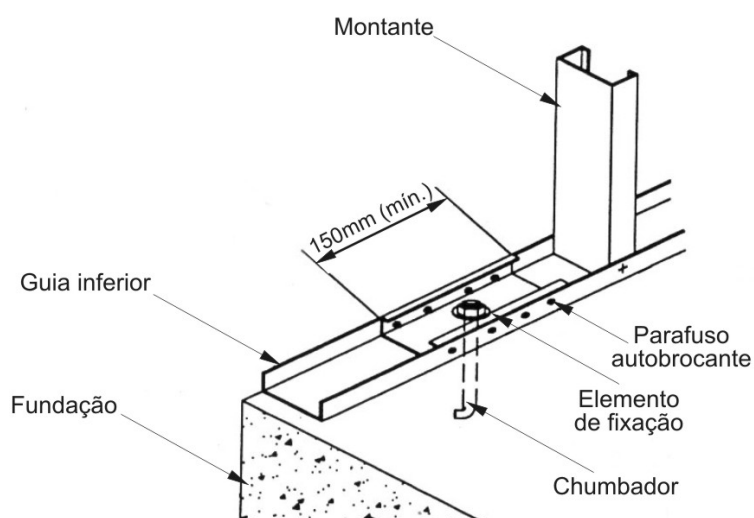


Figura 1.5 Detalhe da ligação entre as paredes estruturais e a fundação [1.1]

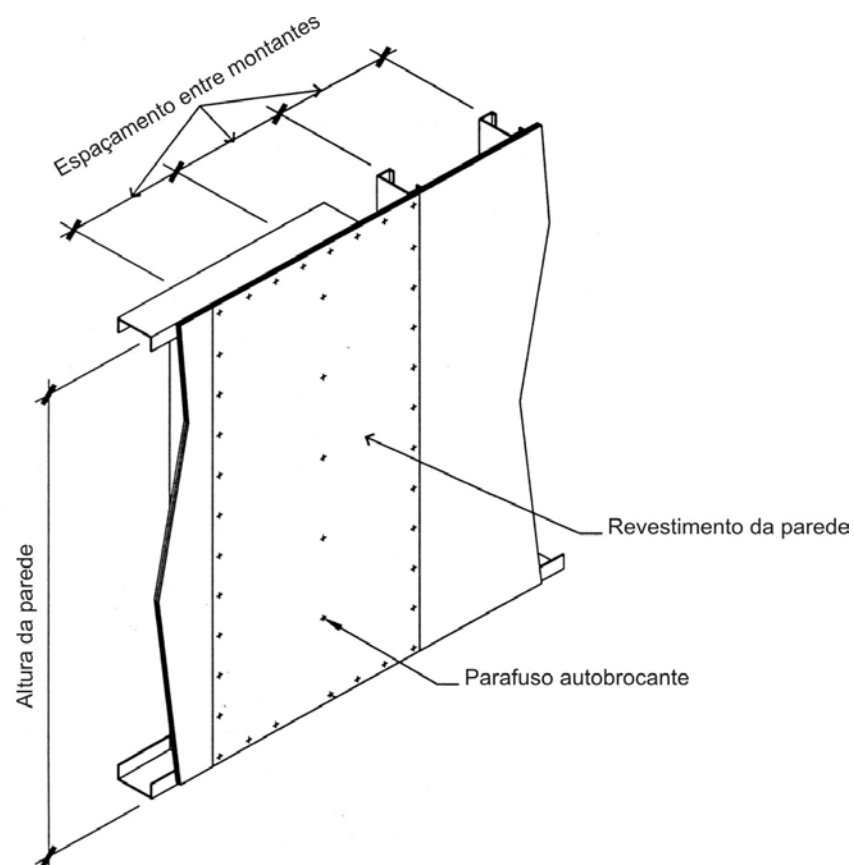


Figura 1.6: Detalhe da ligação entre as paredes estruturais e os revestimentos [1.1]

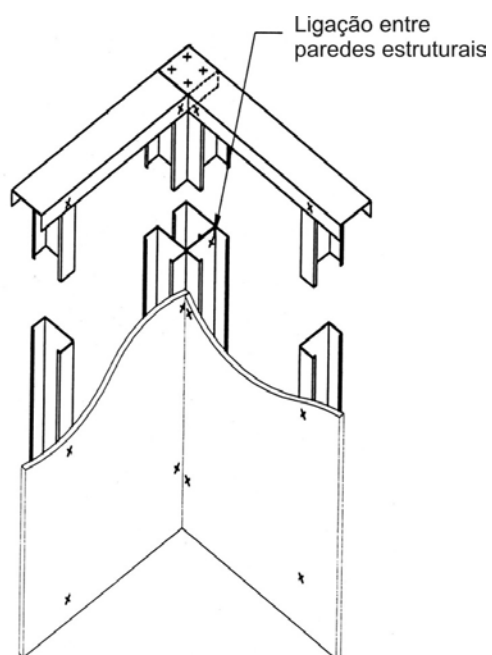


Figura 1.7: Detalhe da ligação entre duas paredes estruturais [1.1]

As paredes estruturais “Steel-Frame” também podem trabalhar como se fossem paredes diafragmas, contraventando os carregamentos paralelos aos seus planos que atuam sobre a estrutura. Esse assunto consiste no tema central desse estudo e será abordado mais adiante.

Por último, tem-se a sub-estrutura de cobertura. Basicamente, essas sub-estruturas são compostas de treliças e/ou caibros vencendo os vãos de telhado como mostra a figura 1.8.

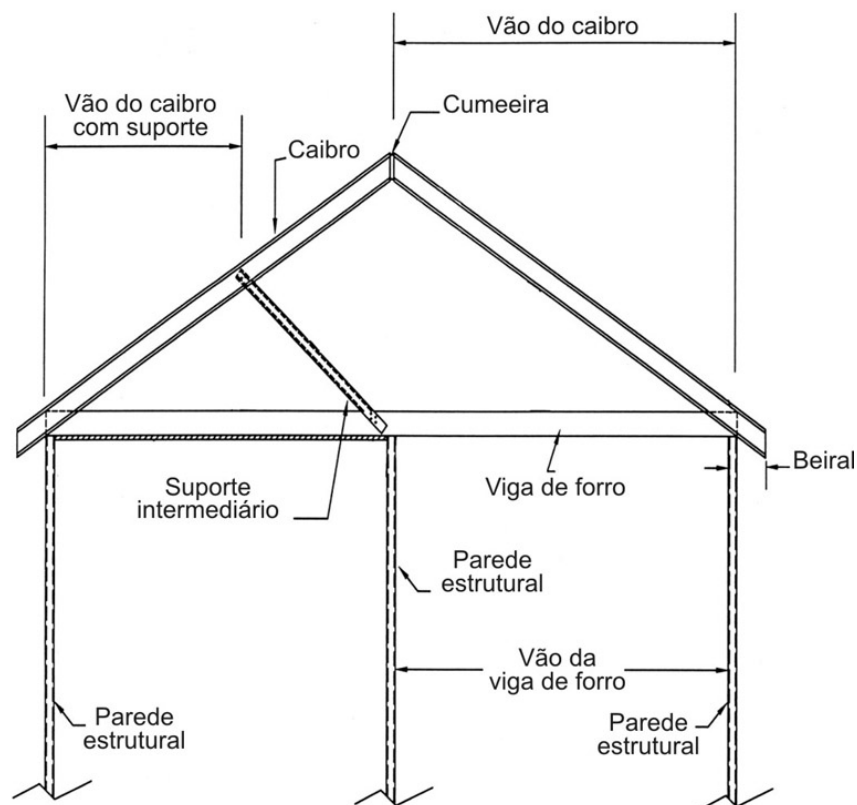


Figura 1.8: Sistema estrutural das coberturas [1.1]

Os carregamentos para o dimensionamento desses elementos estruturais são os carregamentos permanentes devido ao peso-próprio dos materiais, o carregamento de vento e o carregamento acidental de pessoas na execução da montagem e de reformas das coberturas.

1.2. REVESTIMENTOS

Atualmente, para as estruturas “Steel-Frame” vistas no item anterior, existem basicamente três tipos de revestimentos, utilizados para o fechamento dos painéis estruturados em perfis formados a frio. São eles: o gesso acartonado, as placas cimentícias e os painéis de madeira denominados no mercado de OSB.

O gesso acartonado é fabricado a partir do minério de gesso ou Gipsita, em duas fases. Na primeira fase é feita a moagem e a calcinação da Gipsita, enquanto que a segunda etapa consiste na fabricação dos painéis propriamente ditos, como mostra a figura 1.9.

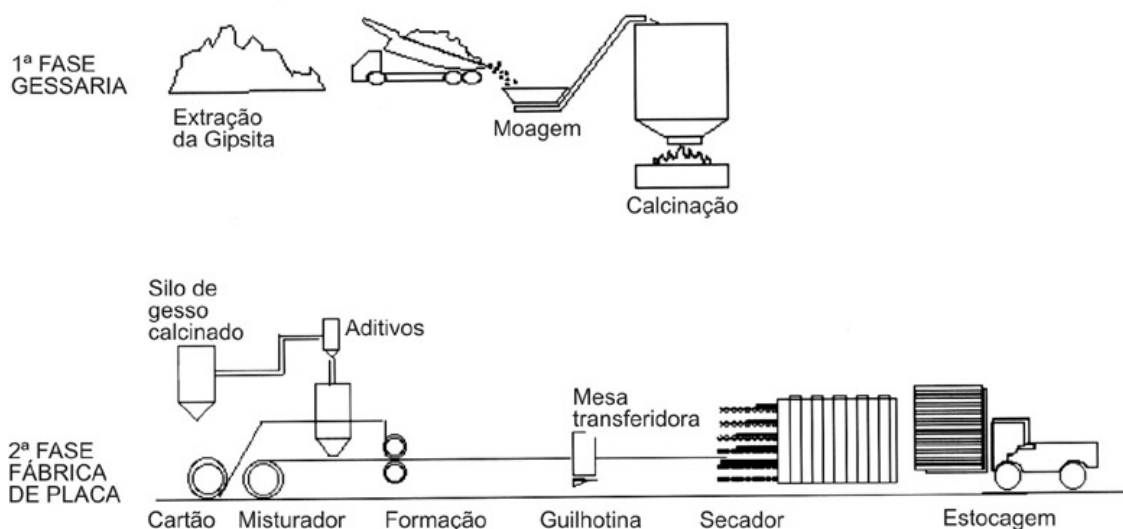


Figura 1.9: Processo de fabricação do gesso [1.2]

Já as placas cimentícias são placas delgadas de concreto, fabricadas a partir de argamassas especiais contendo aditivos e uma elevada porcentagem de cimento. Geralmente são confeccionadas a partir de moldes metálicos, utilizando a mesma tecnologia do concreto pré-moldado.

Os painéis OSB (“Oriented Strand Board”), são fabricados utilizando tiras de madeira orientadas perpendicularmente em diversas camadas, o que aumenta a sua resistência mecânica e rigidez. Essas tiras são unidas com resinas aplicadas sob altas temperaturas e pressão, e predominantemente oriundas de madeira reflorestada.

A concepção básica para esse sistema de revestimento é a de uma estrutura em perfis formados a frio, sobre os quais essas placas são fixadas em uma ou mais camadas, gerando uma superfície pronta para receber o acabamento final, seja ele de pintura, papel parede, cerâmica, laminados plásticos, etc.

As chapas de gesso acartonado normalmente utilizadas possuem dimensões nominais de 1,20m de largura e entre 2,60 a 3,00m de comprimento. As espessuras comumente empregadas são de 12,5mm, 15,0mm e de 18,0mm, sendo que, no Brasil, a chapa de 12,5mm é a mais difundida. Basicamente, existem três tipos de chapas: as normais, para as paredes sem exigências específicas; as hidrófugas (ou placas verdes), para as paredes empregadas em ambientes sujeitos à ação da umidade, tais como banheiros, cozinhas e áreas de serviço; e ainda, as resistentes ao fogo, para as paredes que possuem exigências de resistência ao fogo.

As placas cimentícias possuem dimensões padrões de fabricação que variam entre comprimentos de 2,40m até 3,00m com largura de 1,20m. Por serem mais resistentes, existe uma gama maior de espessuras disponíveis de 4, 6, 8 e 10mm. São incombustíveis e inertes à ação da água. Algumas dessas placas podem até ser fabricadas com aditivos que repelem insetos, fungos e roedores.

Os painéis OSB, por sua vez, são fabricados com espessuras variando entre 6 e 40mm e devido à ampla variedade de usos construtivos, podem ser fabricados em placas com inúmeras dimensões.

A fixação das placas de gesso, das placas cimentícias e dos painéis OSB sobre a estrutura base em perfis é relativamente simples, porém alguns cuidados devem ser tomados. Os parafusos comumente utilizados para conectar as placas aos perfis são os parafusos autobrochantes, cujas características são abordadas pelo anexo A. A figura 1.10 apresenta as dimensões do espaçamento desses parafusos para a fixação, tanto das placas de gesso como das placas cimentícias e painéis OSB. É importante ressaltar a disposição das placas como mostra a figura 1.10, quebrando a continuidade das juntas e criando dessa forma um painel mais homogêneo.

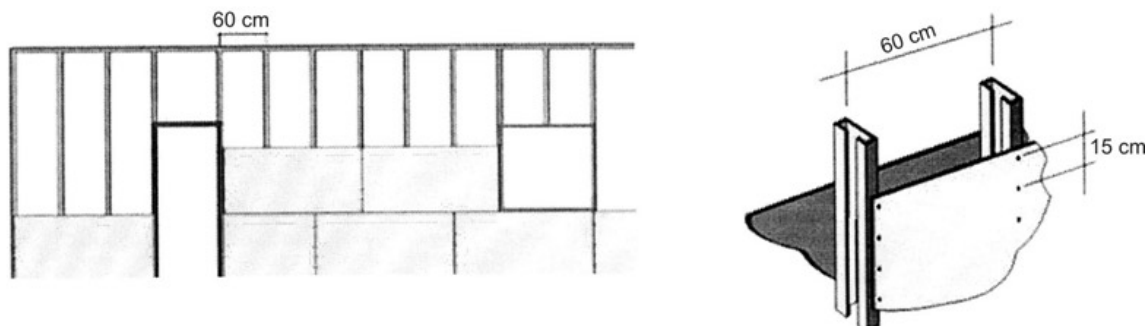


Figura 1.10: Fixação das placas de revestimento [1.2]

Para o tratamento das áreas molhadas a utilização de placas de gesso acartonado especiais, de placas cimentícias e/ou painéis OSB tratados, não exime a necessidade da impermeabilização, pois o sistema de montagem gera pontos vulneráveis à passagem de água. Logo, a garantia de desempenho dos fechamentos internos no sistema “Steel-Frame” está diretamente relacionada à atenção dada aos tratamentos específicos executados nesses detalhes de montagem.

As placas de gesso especiais, ou seja, as placas verdes definidas anteriormente, recebem tratamento à base de silicone na superfície e no miolo de gesso. Este tratamento atribui à placa a resistência à umidade e vapores, porém não oferece resistência à água. Portanto, as placas de gesso não são indicadas para usos externos. Logo, para as áreas externas são utilizadas as placas cimentícias ou os painéis OSB revestidos com argamassa projetada, pois esses revestimentos são resistentes à ação da chuva. O cuidado fundamental a ser observado é o perfeito rejuntamento entre as peças, de forma a garantir que a umidade não penetre por entre as juntas.

Os tratamentos impermeabilizantes devem então ser aplicados em todos os pontos vulneráveis do sistema. Para o caso de elementos fixados diretamente nas paredes, como registros, torneiras e demais pontos de hidráulica, deve-se usar o tratamento de calafetação, ou seja, a aplicação de mastiques flexíveis na interface entre o ponto e a placa, a base de produtos como silicone de cura neutra, poliuretanos, asfaltos elastoméricos, etc. Já para a impermeabilização dos rodapés os sistemas mais recomendados são:

- Asfalto elastomérico: sistema impermeabilizante elástico, moldado in loco, à base de asfalto modificado com poliuretano disperso em meio solvente, aplicado a frio e estruturado com uma tela industrial de poliéster;
- Argamassa polimérica: sistema impermeabilizante semi-flexível, moldado in loco, à base de dispersão acrílica mais cimentos especiais e aditivos minerais, aplicado a frio, também podendo ser estruturado com uma tela industrial de poliéster;
- Mantas asfálticas: sistema impermeabilizante elástico, pré-fabricado, à base de asfalto modificado com elastômeros, estruturado com uma armadura não tecida de filamentos contínuos de poliéster.

É importante ressaltar que, para a aplicação desses sistemas, é necessária a preparação das superfícies, de acordo com as especificações da cada fabricante.

As instalações prediais elétricas, hidráulicas, de gás e outras, também devem ser facilmente assimiladas pelo sistema construtivo “Steel-Frame”, atendendo todas as normas técnicas vigentes, pois essas normas são aplicáveis a todas instalações prediais, independentemente do sistema construtivo adotado.

Para a elaboração dos projetos de instalações prediais da uma edificação estruturada no sistema “Steel-Frame”, devem ser observadas as dimensões dos perfis estruturais e as suas geometrias, de forma a prever a locação dos dutos, tubos, conduites, etc. A figura 1.11 ilustra alguns exemplos dessas instalações em paredes “Steel-Frame”. Maiores detalhes dessas interfaces podem ser procurados na bibliografia especializada.

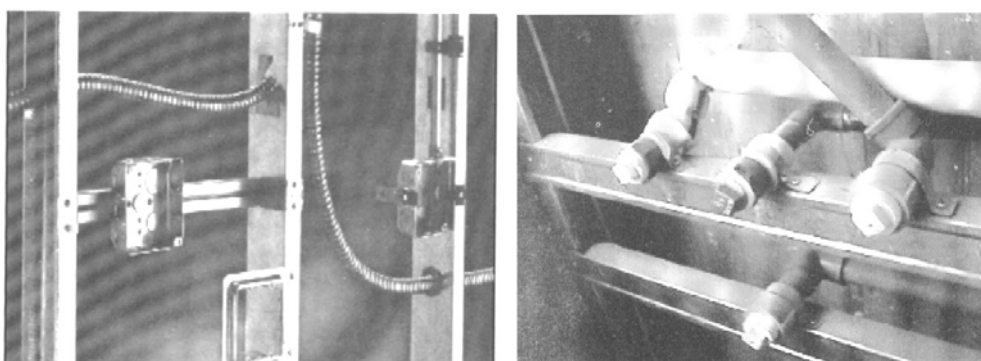


Figura 1.11: Instalações elétricas e hidráulicas em paredes “Steel-Frame” [1.2]

1.3. CONFORTO ACÚSTICO

A preocupação com o conforto acústico está cada vez maior e o cliente final cada vez mais exigente. Portanto, é necessário que os novos sistemas construtivos apresentem soluções práticas, de baixo custo, atendendo as exigências mínimas das normas vigentes. Por esse motivo, as técnicas de acústica arquitetônica têm como objetivo proporcionar boa audibilidade de sons desejáveis e isolar os sons inadequados, ou seja, os ruídos.

Pode-se definir som, como qualquer variação de pressão no ar, água ou outro meio, que o ouvido humano possa detectar. O número de variações por segundo é chamado de frequência do som e é medido em Hertz (Hz). O som, para ser captado pelo ouvido humano, deve estar em uma frequência entre 20 e 2000 Hz. Os sons graves possuem frequências de até 200Hz, enquanto que os sons médios compreendem-se na faixa de 200 a 2000Hz, os sons agudos por sua vez possuem frequências acima de 2000Hz.

O ruído é a sensação psicológica do som, considerado indesejável ou inadequado, e que pode ser considerado nocivo à saúde humana. O ruído perturba o ritmo biológico do indivíduo e as pessoas expostas a certos tipos de ruído, acabam adquirindo diversas anomalias, como surdez, o “stress”, a perda do poder de concentração e da criatividade. Esses ruídos podem levar as pessoas a cometerem erros com riscos potenciais e prejuízos na produção, com altos custos para a sociedade.

Existem basicamente quatro tipos de ruídos: (a) os ruídos industriais, são aqueles provocados pelo deslocamento e/ou funcionamento de equipamentos em fábricas e galpões industriais; (b) os ruídos em edifícios comerciais e de escritório, embora raramente sejam comparados aos industriais dificultam a comunicação com conseqüente perda de conforto e produtividade; (c) os ruídos em edifícios residenciais, que estão praticamente ligados à perda de privacidade, um problema crescente nos grandes centros urbanos, particularmente nas habitações multifamiliares e, por último, (d) os ruídos provocados pelo trânsito das grandes cidades, devido principalmente aos motores a combustão dos automóveis. Inclui-se nesse último tipo os ruídos oriundos do pouso e decolagem de aviões nos aeroportos.

Os problemas causados pelos ruídos são de particular interesse da sociedade brasileira, que, de acordo com a tabela 1.1, estabeleceu critérios para a exposição máxima das pessoas ao ruído.

Tabela 1.1: Exposição máxima de uma pessoa por dia a ruídos [1.2]

dB Máximo	Horas de exposição por dia (h)
Acima de 110	0
Até 110	0,25
Até 100	1
Até 90	4
Até 85	8

A tabela acima é apresentada na unidade de medida da intensidade de um som denominada de decibel (dB). Uma mudança de 1dB pode ser detectada pelo ouvido humano, e se, um nível sonoro é aumentado ou diminuído em 10dB, o ouvido humano interpreta como se o nível sonoro tivesse dobrado ou caído pela metade, respectivamente.

A tabela 1.2 apresenta uma escala de níveis sonoros em função dos ambientes de rotina normal das pessoas, enquanto que a tabela 1.3 apresenta uma escala comparada com as sensações humanas.

Tabela 1.2: Escala de níveis sonoros comparados a rotina do dia a dia [1.2]

Nível sonoro (dB)	Ambiente
0 – 10	Laboratório acústico a prova de ruídos
10 – 20	Estúdios de rádio muito isolados
20 – 30	Interior de uma grande igreja
30 – 40	Conversa em voz moderada
40 – 50	Escritório comum
50 – 60	Lojas e ruas residenciais
60 – 70	Rua de tráfego médio e fábrica de médio porte
70 – 80	Orquestra sinfônica
80 – 90	Rua muito barulhenta
90 – 110	Passagem de um trem subterrâneo
110 – 120	Trovão muito forte / Turbina de avião a 100m
130	Turbina de avião a 25m / Limiar da dor

Tabela 1.3: Escala de níveis sonoros comparados as sensações humanas [1.2]

Nível sonoro (dB)	Sensação humana
0 – 10	Silêncio anormal
10 – 30	Muito quieto
30 – 50	Calmo
50 – 70	Música e ruídos comuns
70 – 90	Barulhento
90 – 110	Desagradável, penoso
110 - 130	Insuportável

Para a solução dos problemas causados pelos ruídos, existem diversos tratamentos acústicos adequados, tais como: (a) tratamento da fonte de ruído, através de ações mecânicas corretivas como a aplicação de material absorvente acústico ou até mesmo enclausurando a fonte sonora; (b) tratamento acústico do caminho percorrido pelo ruído, desde a fonte sonora até o receptor; (c) proteção do receptor através da construção de estruturas acusticamente eficientes, que reduzam o nível do ruído no local; ou até mesmo, (d) uma combinação desses três tipos de tratamento.

Para o caso de edifícios residenciais, o qual é abordado no presente trabalho, aplica-se uma solução baseada no isolamento acústico. Para compreender melhor, isolamento acústico refere-se à capacidade de certos materiais formarem uma barreira, impedindo que a onda sonora (ou ruído) passe de um recinto para o outro. Nestes casos se deseja impedir que o ruído alcance o homem. É importante saber que o som não atravessa as paredes e sim as faz vibrar. A energia mecânica de vibração da parede transmite movimento ao ar, gerando regiões de depressão e compressão, denominadas ondas sonoras, que se movimentam na velocidade do som.

Essa solução pode ainda ser melhorada pelo princípio da absorção acústica, quando insere-se materiais especiais nos vazios dessas paredes. A absorção acústica, é o fenômeno que minimiza a reflexão das ondas sonoras num mesmo ambiente, ou seja, diminui ou elimina o nível de reverberação do som no ambiente. Nestes casos se deseja, além de diminuir os níveis de pressão sonora do recinto, melhorar o nível de conforto acústico da edificação.

Pelo princípio da absorção acústica, a energia sonora é absorvida e transformada em calor sempre que encontra um material de estrutura porosa, que pode absorver de 30 a 100% da energia incidente, dependendo da espessura e da frequência. Os materiais para absorção acústica possuem então baixa e média densidade, são fibrosos e de poros abertos.

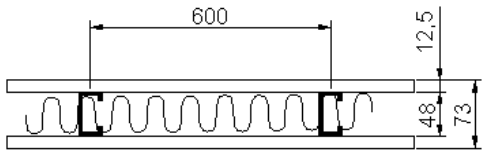
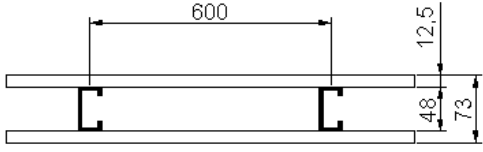
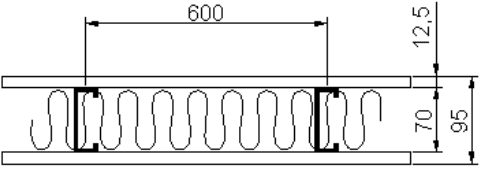
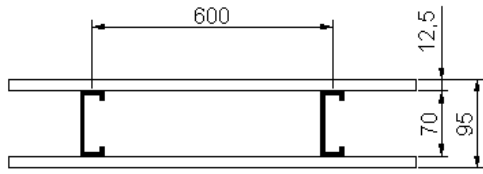
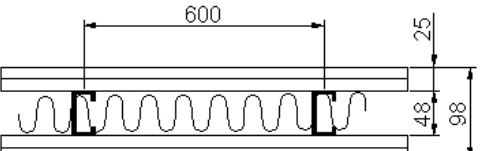
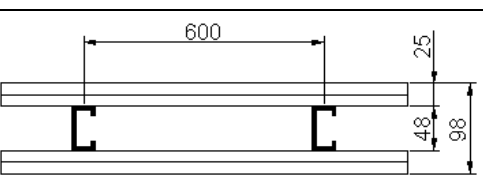
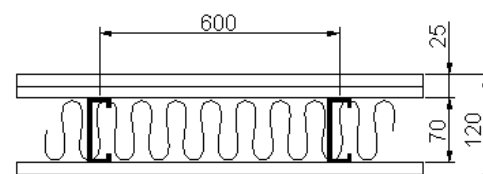
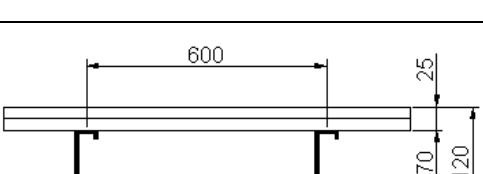
Com as considerações feitas acima, conclui-se que paredes leves não são recomendadas para impedir a transmissão do som, pois ao vibrar, essas paredes se tornam fontes secundárias de som. Recomenda-se, portanto, que as paredes sejam suficientemente pesadas, pois quanto mais massa tiver a parede, maior dificuldade o som terá para fazê-la vibrar. Por essa propriedade, pode-se dizer que as paredes de alvenaria amplamente utilizadas nas construções brasileiras, são excelentes sistemas de isolamento acústico, enquanto que as paredes do sistema “Steel-Frame”, sempre muito leves, não possuem o mesmo comportamento.

O isolamento acústico está diretamente ligado ao peso específico de cada material. Desta maneira, quanto mais pesado o material maior será sua isolação. Porém, como solução para o isolamento acústico das paredes “Steel-Frame”, utiliza-se um eficiente sistema denominado massa-mola-massa, cujo resultado desta descontinuidade de meios proporciona resultados, por vezes, superiores a sistemas pesados com um único tipo de material.

Este fator é observado e comprovado quando compara-se paredes de alvenaria convencional, ou até mesmo de concreto, com paredes de gesso acartonado. As paredes de gesso acartonado formam o sistema massa (gesso) + mola (ar) + massa (gesso). Esse sistema aumenta ainda mais a sua isolação quando acrescenta-se lã mineral em seu interior, pois a lã como um excelente absorvente acústico, fortalece a função mola.

Logo, para a solução do projeto aplica-se os índices adotados internacionalmente de isolação de paredes de gesso acartonado [1.2], com e sem absorvente acústico, de acordo com a tabela 1.4.

Tabela 1.4: Índice de absorção de ruídos [1.2]

Configuração da parede (mm)	Intensidade do ruído absorvido (dB)
 Com lã de rocha	43
	33
 Com lã de rocha	45
	39
 Com lã de rocha	49
	43
 Com lã de rocha	52
	46

Portanto, de acordo com as configurações apresentadas na tabela 1.4, o sistema de paredes de gesso acartonado possui como ponto forte à isolamento acústico, pois permite flexibilidade para atender os mais variados índices de conforto acústico exigidos, com extrema leveza. Esta característica se sobressai em relação às paredes de alvenaria convencionais, pois estas têm um determinado índice de isolamento e, para aprimorá-lo não é tão simples como no sistema de paredes secas.

1.4. CONFORTO TÉRMICO

Todos os edifícios, sejam eles comerciais, industriais e/ou residenciais, são sistemas que têm como finalidade criar barreiras climáticas de modo que no interior dos mesmos possam existir condições diferentes do exterior, proporcionando conforto térmico. Deve-se encarar então o isolamento térmico dos elementos de revestimento, tais como paredes, agindo de forma a controlar as condições térmicas de um ambiente ocupado por pessoas, garantindo dessa forma um conforto térmico adequado.

No caso de algumas construções, a ineficiência do tratamento térmico acaba gerando desconforto e, para que seja compensada essa situação, são empregados equipamentos de ar condicionado e/ou calefação, que normalmente são super dimensionados, gerando custos adicionais como o consumo de energia exagerado e custos operacionais na obra.

Existem três tipos de transmissão de calor: (a) por condução, que é a transmissão de molécula a molécula sem perda aparente de matéria, ocorrendo nos materiais sólidos; (b) por radiação, que é a transmissão por ondas eletromagnéticas entre corpos de diferentes temperaturas e com variações em função da geometria e da superfície do corpo e, finalmente, (c) a transmissão por convecção, que ocorre a partir de uma superfície para um fluido em movimento, dependendo do tipo de escoamento, da forma e das condições da superfície.

A capacidade que um determinado material possui de retardar o fluxo de calor é denominada de resistência térmica. A resistência térmica de um material pode ser calculada pela seguinte equação:

$$R = \frac{e}{k} \quad (\text{eq 1.1})$$

Onde

e = espessura do material em metros;

k = coeficiente de condutividade térmica.

O coeficiente de condutividade térmica é uma característica particular de cada material, medido em laboratório, com dimensão de $\text{W/m}^\circ\text{C}$. Quanto menor o valor de k , mais isolante é o material.

Logo, a resistência térmica é dada pelo dimensional $\text{m}^2\text{C/W}$ e quanto maior o seu valor, melhor é o desempenho de isolamento térmico do material. A tabela 1.5 apresenta os valores dos coeficientes de condutividade térmica de alguns materiais de construção.

Tabela 1.5: Coeficientes de condutividade térmica

Material	k (W/m°C)
Aço	53,33
Concreto	1,40
Argamassa de revestimento	1,40
Ar	0,027
Gesso	0,20
Tijolo cerâmico furado	0,88

De posse desses valores pode-se calcular a resistência térmica de paredes de gesso acartonado e de paredes de alvenaria comum, com as espessuras arquitetônicas geralmente aplicadas em edifícios residenciais. A figura 1.12 ilustra as dimensões geométricas de duas paredes, cujas resistências térmicas são calculadas pelas equações 1.2 e 1.3.

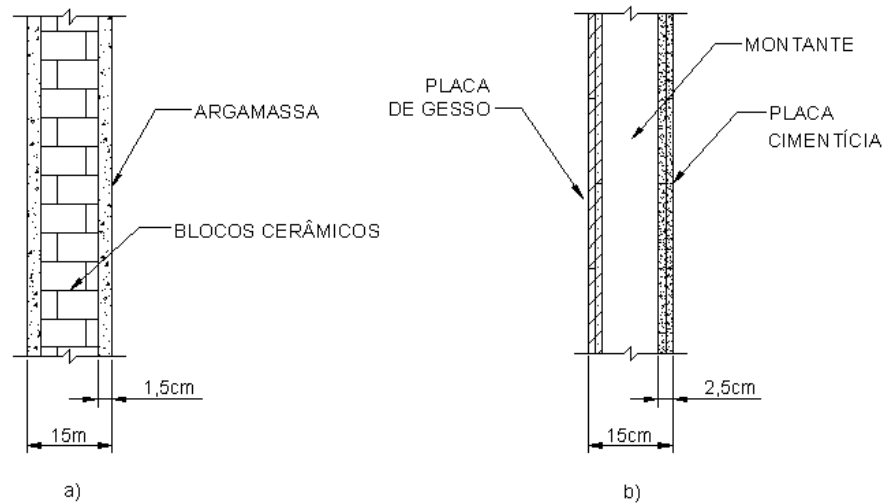


Figura 1.12: Dimensões geométricas de paredes para o cálculo da resistência térmica

$$R_a = 2 \cdot \frac{0,015m}{1,40W/m^{\circ}C} + \frac{0,12m}{0,88W/m^{\circ}C} = 0,16m^2^{\circ}C/W \quad (\text{eq 1.2})$$

$$R_b = \frac{0,025m}{1,40W/m^{\circ}C} + \frac{0,10m}{0,027W/m^{\circ}C} + \frac{0,025m}{0,20W/m^{\circ}C} = 3,85m^2^{\circ}C/W \quad (\text{eq 1.3})$$

Onde

R_a = resistência térmica da parede de alvenaria da figura 1.12a;

R_b = resistência térmica da parede “Steel-Frame” da figura 1.12b.

Adotando para o valor do coeficiente de condutividade térmica da placa cimentícia, o valor dado pela tabela 1.5 para argamassa de revestimento, pode-se concluir com os resultados das equações 1.2. e 1.3, que uma parede “Steel-Frame” com as mesmas dimensões geométricas de uma típica parede de alvenaria, possui um desempenho térmico muito superior. Em adição a essa conclusão, resultados experimentais [1.3] comprovam que o sistema de paredes “Steel-Frame” proporciona conforto térmico adequado, para a aplicação em residências.

1.5. PAINÉIS DIAFRAGMAS ESTRUTURADOS EM “STEEL-FRAME”

No projeto das edificações, é comum a prática de se atribuir um sistema de travamento horizontal capaz de resistir aos carregamentos de vento e, para o caso de países como Japão e Estados Unidos, aos carregamentos devidos a terremotos. Atualmente, os sistemas de pisos “Steel-Frame” e de paredes estruturais também estão sendo utilizados para desempenhar essa função nas estruturas. Desde que, adequadamente conectados à estrutura principal, tornando-se capazes de resistir a tais esforços. O uso desses componentes estruturais, pode eliminar a necessidade do dimensionamento de sistemas de contraventamento independentes para as estruturas, reduzindo dessa forma os custos da construção.

Desde 1947 [1.4] que inúmeros ensaios tem sido realizados com painéis diafragmas estruturados em “Steel-Frame”. NILSON [1.5-1.6] resume em seu trabalho os resultados obtidos para esses ensaios realizados até 1960, que posteriormente originaram as recomendações para o dimensionamento e a realização de ensaios para esses tipos de painéis, publicadas primeiramente em 1967 pelo AISI “Design of Light Gage Steel Diaphragms” [1.7], sendo sempre atualizadas até a sua atual versão de 1996.

Durante as últimas décadas, o desenvolvimento de novos produtos e novas técnicas de construção tem crescido rapidamente para as aplicações de paredes de cisalhamento e painéis diafragmas de pisos, utilizando perfis formados a frio, ou como se está denominando nesse trabalho, sistemas estruturais “Steel-Frame”.

Em adição a essa aplicação, os painéis estruturais utilizados nas paredes e nos pisos, também podem contribuir para prevenir a flambagem lateral das vigas, no caso dos painéis de pisos, e prevenir a flambagem global das colunas, para o caso dos painéis de paredes. Mesmo painéis relativamente flexíveis, ou seja, não muito rígidos, podem aumentar em muito a capacidade de carga das colunas e oferecer um suporte horizontal suficiente para prevenir a flambagem lateral das vigas. A figura 1.13 ilustra a aplicação desses painéis.

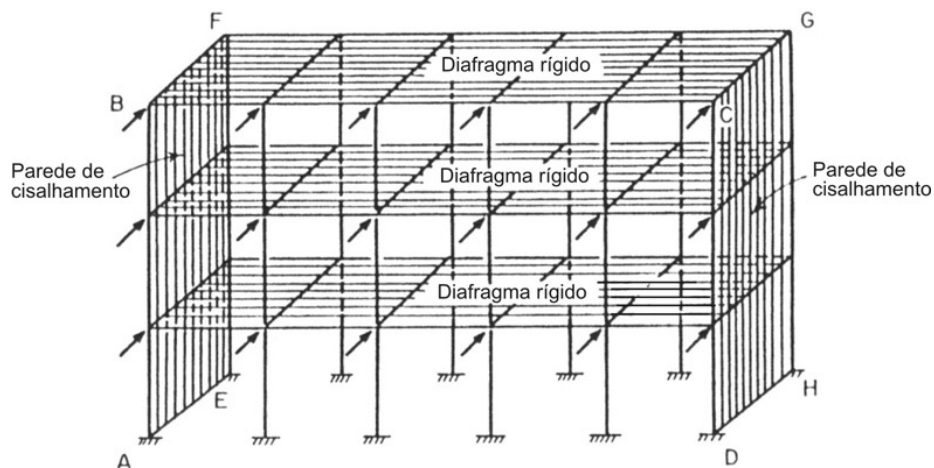


Figura 1.13: Painéis de paredes e pisos “Steel-Frame” atuando como diafragmas

O desempenho estrutural desses diafragmas de aço depende diretamente da configuração dos painéis, do tipo das conexões, da resistência e da espessura do material utilizado, do comprimento dos vãos entre vigas, das alturas das paredes, etc. Logo, é devido a esse grande número de parâmetros que a análise desses diafragmas se torna complexa. Atualmente, o comportamento desses painéis tem sido determinado com a realização de ensaios ou com o auxílio de programas de modelagem estrutural em elementos finitos.

Como esse estudo está voltado para os painéis diafragmas de cisalhamento verticais, ou seja, as paredes de cisalhamento, apresenta-se abaixo as características que usualmente afetam esse comportamento.

Na configuração dos painéis a dimensão que exerce maior influência sobre o comportamento estrutural é a altura [1.4]. Quanto mais alto os painéis, maiores são os efeitos de distorção próximos às bordas. É importante ressaltar que as chapas de contraventamento horizontal, têm uma enorme importância para a resistência final do painel de cisalhamento.

A largura dessas paredes também exerce algum tipo de influência [1.4], ou seja, painéis com larguras pequenas geralmente possuem uma resistência ao cisalhamento maior que a dos painéis de larguras maiores, como era de se esperar de acordo com a mesma proporcionalidade da altura.

Outras características que contribuem para o comportamento estrutural, são a espessura das chapas e a resistência do aço utilizado. As perfurações dos perfis para a passagem das instalações elétricas e hidráulicas também causam um pequeno aumento nos deslocamentos, quando comparados com painéis construídos a partir de perfis sem furos.

Como a proposta desse trabalho é um estudo de caso para o sistema “Steel-Frame” atuando como painéis diafragmas de contraventamento, esse breve resumo teve o objetivo de introduzir o leitor nas discussões que serão abordadas nos capítulos subsequentes.

1.6. OBJETIVOS

O presente trabalho sugere um novo sistema construtivo com aplicação em edificações verticais de pequeno porte, ou seja, prédios residenciais e/ou comerciais de até 5 pavimentos. Esse limite é adotado pelo fato dessas edificações não precisarem de sistemas de elevadores, o que aumentaria muito os custos da construção.

A motivação para tal estudo veio do grande número de empreendimentos residenciais que os governos dos estados brasileiros vêm financiando para a população de baixa renda nas periferias das grandes cidades. Esses empreendimentos visam substituir os grandes complexos de favelas existentes hoje, por conjuntos habitacionais contendo toda infraestrutura básica, para garantir o mínimo de dignidade a população mais carente da sociedade brasileira.

Para o sucesso desses empreendimentos, velocidade e baixo custo associados são fundamentais. Para atingir tal objetivo, a indústria da construção civil brasileira vem passando por uma série de mudanças, onde o imperativo é a execução de construções de qualidade assegurada e em larga escala.

Dentro desse contexto de construção, a estrutura metálica vem ganhando força e espaço no mercado. Aliado a esses fatores, as usinas siderúrgicas brasileiras

produzem hoje aços para a construção civil, em espessuras adequadas, com alta resistência à corrosão atmosférica, como os aços zincados, permitindo dessa forma maior durabilidade das edificações.

Sistemas construtivos estruturados em aço e com alto grau de industrialização, estão sendo cada vez mais introduzidos no mercado brasileiro. Atualmente, já existem no Brasil projetos de edificações habitacionais de até 7 pavimentos estruturadas em aço. Porém, essas estruturas são executadas usando como sistema de vedação paredes de alvenaria, ainda nos moldes dos edifícios de concreto armado.

O sistema construtivo proposto, lança mão de uma estrutura principal com vigas e colunas formadas por perfis formados a frio, combinada com paredes “Steel-Frame”, que além de servirem como sistema de vedação, funcionam como contraventamento da edificação. A figura 1.14 apresenta um dos pórticos do sistema estrutural proposto.

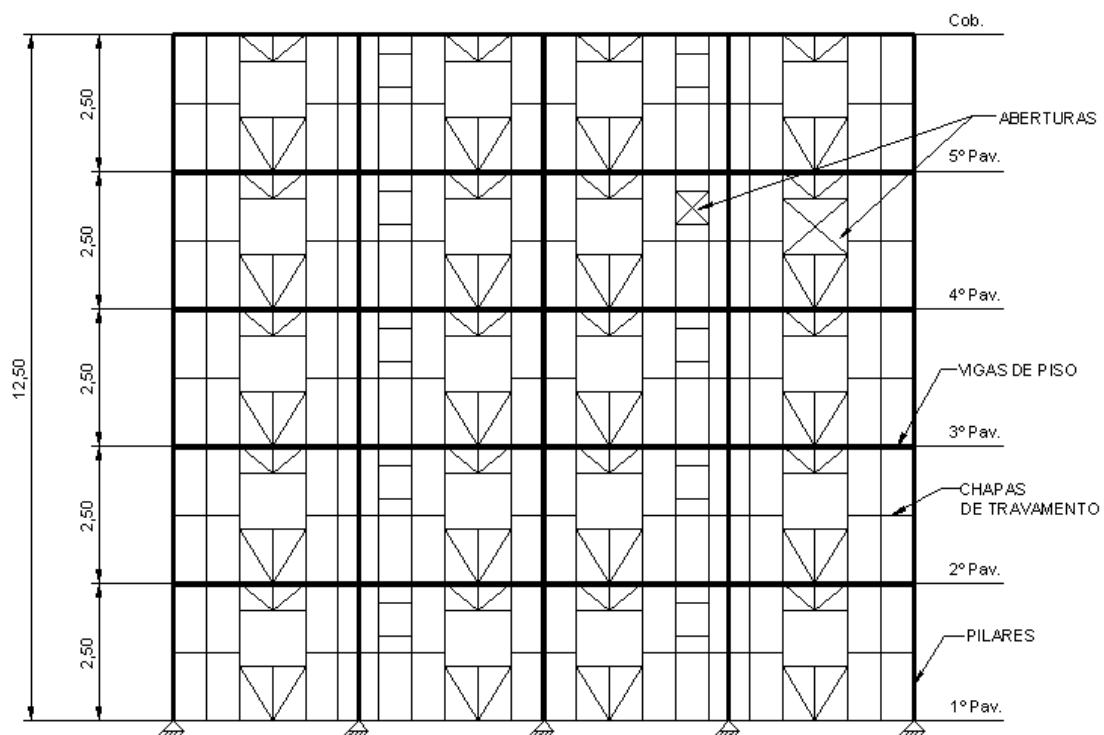


Figura 1.14: Pórtico da estrutura constituída por paredes “Steel-Frame” (m)

O objetivo principal do presente trabalho é comprovar a eficácia estrutural do sistema, bem como sugerir um sistema totalmente industrializado para a execução de projetos habitacionais, partindo do princípio de que todos os elementos, como os painéis

“Steel-Frame”, já venham pré-montados de fábrica. Os resultados obtidos para o sistema estrutural proposto, também serão comparados com os resultados de um sistema estrutural já aplicado para esse tipo de edificação, como será visto no capítulo 3, referente a modelagem estrutural.

CAPÍTULO 2

PERFIS FORMADOS A FRIO

2.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Na construção em aço, existem duas grandes famílias de elementos estruturais: uma é a família dos perfis laminados a quente, juntamente com os perfis soldados de chapas grossas; a outra, é a família dos perfis formados a frio, ou seja, os perfis dobrados de chapa.

A utilização dos perfis formados a frio na construção civil, em muitos casos representa uma solução econômica e elegante, isto devido ao fato desses perfis possuírem maior esbeltez que os perfis laminados, conduzindo dessa forma a estruturas mais leves.

O uso dos perfis formados a frio como elementos estruturais na construção civil, começou aproximadamente em 1850, quase que simultaneamente nos Estados Unidos e na Inglaterra. Todavia, tais perfis só passaram a ser largamente utilizados a partir de 1940. Dessa data em diante, a aplicação desses perfis tem crescido bastante, impulsionada pela publicação de normas tanto na América do Norte como na Europa. No entanto, essa tecnologia só desembarcou por aqui em meados dos anos noventa e a sua utilização ainda está muito pouco difundida, devido a inúmeros fatores econômicos e culturais.

Em geral, a utilização de perfis formados a frio como elementos estruturais na construção de edificações, possui as seguintes vantagens:

- Ao contrário da família de perfis laminados e soldados, os perfis formados a frio podem ser dimensionados para carregamentos mais leves e para menores vãos;
- Inúmeras seções podem ser fabricadas pelas operações de dobramento a frio, obtendo-se dessa forma ótimas relações de resistência x peso;

- Painéis estruturais de paredes e pisos podem facilmente ser executados com tais perfis, facilitando a passagem de dutos de eletricidade e encanamentos das instalações hidráulicas, além de resistirem a carregamentos;
- Esses painéis além de suportarem os carregamentos normais, também atuam estruturalmente como painéis diafragmas, resistindo a esforços de cisalhamento em seus próprios planos.

Comparados a outros tipos de materiais como a madeira e o concreto, as estruturas de perfis formados a frio, principalmente as estruturas residenciais, ou estruturas “Steel-Frame”, possuem muitas vantagens a saber:

- Menor peso e conseqüente alívio das fundações;
- Alta resistência;
- Produção em escala e pré-fabricação, diminuindo os custos;
- Velocidade de montagem na obra;
- Economia no manuseio e no transporte;
- Qualidade uniforme das peças;
- Material totalmente reciclável.

Logo, a combinação de todas essas vantagens resulta em um sistema construtivo limpo, econômico e de alta tecnologia empregada.

Para os perfis formados a frio, existe uma grande quantidade de tipos de seções transversais. Porém, pode-se dividir essas seções em dois grandes grupos: o dos perfis estruturais individuais e o dos perfis de chapas corrugadas.

Embora o dobramento a frio permita para o grupo dos perfis estruturais individuais uma larga gama de seções transversais, os tipos de seções mais freqüentemente encontradas no mercado, são as seções cantoneiras (também denominadas como L), C, C enrijecido, Z, Z enrijecido e cartola.

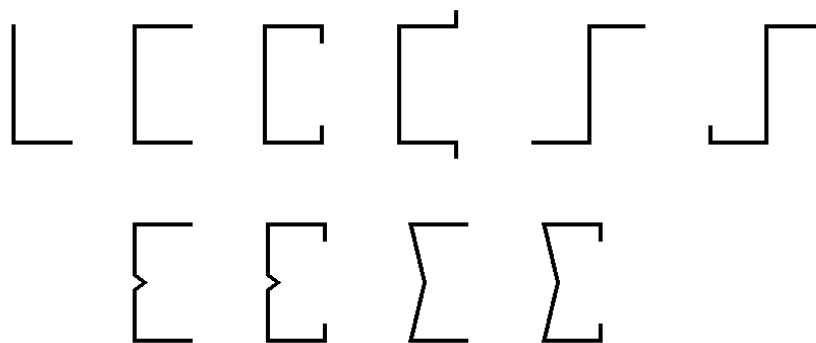


Figura 2.1: Seções transversais dos perfis formados a frio

Já para o grupo dos perfis classificados como chapas corrugadas, as seções mais comuns são as de telhas, utilizadas geralmente como tapamentos laterais e coberturas de edificações industriais e comerciais, e as seções de “Steel-Deck”, que são utilizadas para a fabricação de lajes mistas, atuando como forma para a concretagem em uma primeira fase, e como a armadura positiva das lajes na fase seguinte.

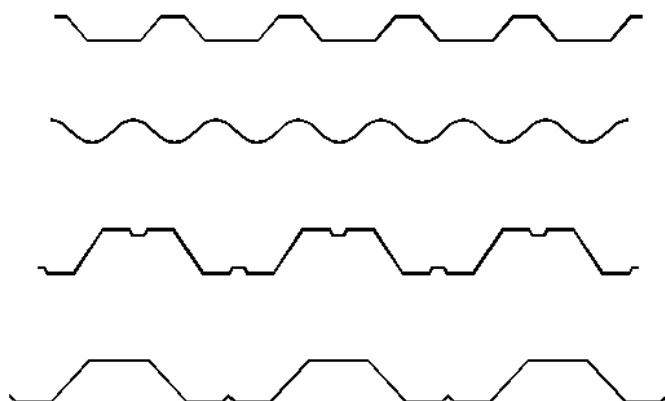


Figura 2.2: Seções transversais dos perfis formados a frio de chapas corrugadas

2.2. MATERIAIS E FABRICAÇÃO

Os perfis formados a frio são normalmente fabricados a partir de bobinas de chapas finas laminadas a frio ou a quente. A figura 2.3 ilustra o processo de fabricação dessas bobinas.

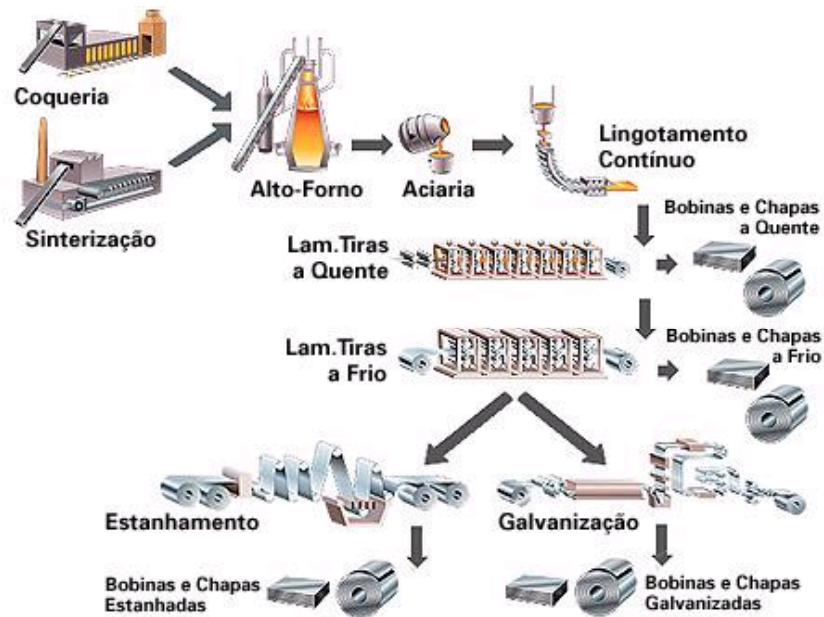


Figura 2.3: Processo de fabricação das chapas metálicas [2.1; 2.2 e 2.3]

Geralmente as espessuras dessas chapas variam entre 0,32mm e 6,40mm, no entanto, as espessuras mais utilizadas são aquelas padronizadas pelas usinas. A figura 2.4 mostra a foto de uma bobina laminada a frio revestida com zinco e a tabela 2.1 apresenta as dimensões padrões das bobinas e chapas fabricadas pela CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.



Figura 2.4: Foto de uma bobina zincada [2.3]

Tabela 2.1: Dimensões das bobinas e chapas CSN para aplicações na construção civil
[2.4]

Aço Estrutural				Aço Zincado			
Espessura Padrão (mm)	Massa (kg/m ²)	Largura Padrão (mm)	Comp. Padrão (mm)	Espessura Padrão (mm)	Massa (kg/m ²)	Largura Padrão (mm)	Comp. Padrão (mm)
2,00	15,70	1000 1100 1200 1500	2000 3000 6000	0,30	2,36	1000 1100 1200 1300 1400 1500	2000 2500 3000 4000
2,25	17,66			0,35	2,75		
2,65	20,80			0,43	3,38		
3,00	23,55			0,50	3,93		
3,35	26,30			0,65	5,10		
3,75	29,44			0,80	6,28		
4,25	33,36			0,95	7,46		
4,50	35,33			1,11	8,71		
4,75	37,29			1,25	9,81		
5,00	39,25			1,55	12,17		
6,30	49,46			1,95	15,31		
8,00	62,80			2,30	18,06		
9,50	74,58			2,70	21,20		
12,50	98,13						

Para garantir a qualidade do aço que é usado na fabricação dos perfis “Steel-Frame”, algumas propriedades são levadas em consideração, tais como:

- Tensão de escoamento e de ruptura;
- Módulo de elasticidade;
- Ductilidade;
- Soldabilidade;
- Revestimento da camada de zinco.

A tabela 2.2 apresenta as propriedades dos aços estruturais fabricados pela CSN para aplicação na construção civil.

Tabela 2.2: Propriedades dos aços para a construção civil fabricados pela CSN [2.4]

Aço Estrutural (Patinável)						
Norma Técnica	Grau	Composição Química (% máxima)			Propriedades Mecânicas	
		C	P	S	Limite de Escoamento (MPa)	Limite de Resistência (MPa)
CSN COR	COR 420	0,17	0,025	0,025	300	420
	COR 500	0,17	0,025	0,025	380	500
Aço Zincado (Qualidade Estrutural)						
Norma Técnica	Grau	Composição Química (% máxima)			Propriedades Mecânicas	
		C	P	S	Limite de Escoamento (MPa)	Limite de Resistência (MPa)
NBR 10735	ZAR 230	0,20	0,04	0,04	230	310
	ZAR 250	0,20	0,10	0,04	250	360
	ZAR 280	0,20	0,10	0,04	280	380
	ZAR 345	0,20	0,10	0,04	345	430
	ZAR 550	0,20	0,10	0,04	550	570

A resistência dos perfis “Steel-Frame”, depende diretamente das tensões de escoamento e ruptura do aço, assim como, o valor do módulo de elasticidade é importante para a análise dos deslocamentos. A NBR 14762 [2.5] e o AISI [2.6] impõem limites mínimos para a tensão de escoamento que deve ser adotada nos projetos, quando o aço utilizado para a fabricação dos perfis, não possui qualidade estrutural.

As outras propriedades como a ductilidade e a soldabilidade, também são importantes para as estruturas de perfis formados a frio. A ductilidade influencia nos processos de conformação, enquanto que a soldabilidade dos aços utilizados influencia diretamente na fabricação e montagem da estrutura. A espessura de zinco utilizada como revestimento, tem um papel importante de proteção contra a corrosão desses perfis de pequenas espessuras, e será vista mais adiante em detalhes.

Quanto à fabricação, pode-se dizer que os perfis formados a frio são basicamente fabricados de duas formas:

- Fabricação contínua em mesa de conformação por roletes;

- Fabricação descontínua em dobradeira vertical.

Na fabricação contínua, o perfil é conformado gradualmente por roletes que têm a função de dar forma da seção transversal desejada. Esse processo compreende as seguintes etapas, desde o recebimento da bobina, até o perfil pronto:

- a) Corte da bobina em rolos da largura necessária;
- b) Planagem na chapa, para entrada na mesa de conformação;
- c) Conformação do perfil na mesa de roletes;
- d) Corte do perfil no comprimento desejado.

A figura 2.5 ilustra a foto de uma perfiladeira, nome geralmente adotado para as mesas de conformação por roletes.

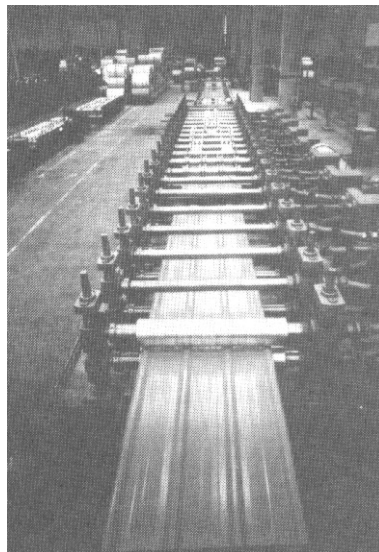


Figura 2.5: Perfiladeira [2.7]

A fabricação descontínua, se dá através da utilização de dobradeiras, como são normalmente chamados esses equipamentos, acionadas por motores elétricos ou por sistemas hidráulicos. Os comprimentos dos perfis fabricados por esse processo, geralmente estão limitados a 4 metros, que é o comprimento máximo dessas máquinas. A figura 2.6 apresenta a foto de uma dobradeira comumente utilizada. Este

processo de fabricação se presta muito bem a pequenos volumes de produção e a perfis de seções especiais, fora dos padrões usuais dos fabricantes.

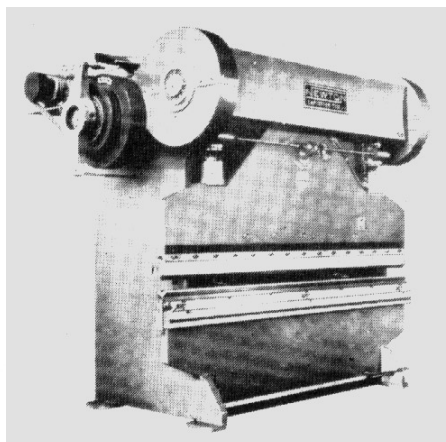
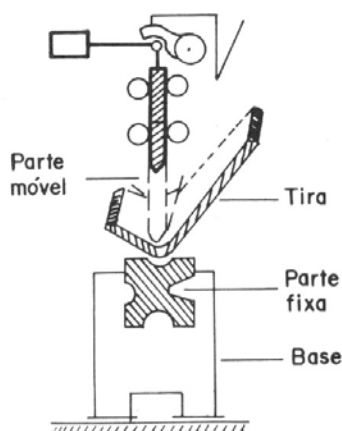


Figura 2.6: Dobradeira [2.7]

2.3. PROTEÇÃO CONTRA A CORROSÃO

A corrosão pode ser definida como o processo de oxidação do aço resultante de reações químicas ou eletroquímicas quando submetido à ação climática. Esse processo promove a destruição ou deterioração do material (aço).

Existem diversos processos de corrosão [2.8], porém, para o estudo dos perfis estruturais e em particular para os perfis formados a frio, os processos de corrosão mais importantes são três:

- Ataque uniforme: é o mais comum ataque corrosivo, age sobre a superfície do material e é causado pela exposição da peça na atmosfera;
- Corrosão galvânica: ocorre entre dois metais diferentes quando imersos num meio condutor. Nessas circunstâncias surge uma corrente elétrica contínua corroendo o material anodo, ou seja, o material que cede elétrons;

- Corrosão em fendas: ocorre por acúmulo de ambiente corrosivo em depósitos tais como juntas de superposição (telas), furos, depósito em superfície, etc.

Esses processos são importantes, pois estão relacionados com o ambiente em que a estrutura é erguida e com as ligações entre os elementos. O ambiente, ou seja, a atmosfera em que a estrutura é colocada, basicamente é composto de oxigênio, nitrogênio e vapor d'água, além de outros constituintes, como gases e partículas, que surgem em função de atividades humanas e/ou fenômenos naturais e são chamados poluentes atmosféricos. Dessa forma pode-se classificar a atmosfera em cinco diferentes tipos, a saber [2.4]:

- Atmosfera rural: possui baixas concentrações de poluentes, como silício e o CO_2 ;
- Atmosfera urbana: existe a presença de diversos gases, como SO_2 e CO_2 ;
- Atmosfera industrial: presença de alta concentração de diversos compostos, sendo os principais os sulfetos (SO_2 , H_2S), cloretos, amônias, CO_2 , etc. A concentração desses componentes depende das indústrias localizadas na região;
- Atmosfera marinha: presença de cloretos que variam em concentração, em função da proximidade do mar;
- Atmosfera mista: geralmente é onde se misturam os formadores de agentes contaminantes, tais como o industrial-urbana, marinha-urbana, etc.

Como a corrosão é um processo espontâneo, causado principalmente pelo tipo de ambiente em que a estrutura está exposta, ela deve ser minimizada ou inibida sob o risco de deterioração dos materiais. Para isso existem diversos tipos de proteção. Os principais métodos utilizados atualmente são listados abaixo [2.4]:

- Adição de elementos de liga ao material metálico: alguns metais, e particularmente o aço, tornam-se mais resistentes à corrosão pela adição de determinados elementos de liga. Este é o caso dos aços aclimáveis ou patináveis;
- Revestimentos metálicos: isolam a superfície do metal do meio corrosivo, por meio de revestimento com metais mais resistentes à corrosão. Como exemplo deste processo tem-se o estanhamento e a zincagem;

- Revestimentos orgânicos: situação semelhante à anterior, onde o revestimento é realizado por meio de aplicação de tinta ou outra substância metálica. É o método mais utilizado;
- Revestimentos inorgânicos: neste caso o revestimento é realizado por meio da aplicação de uma película não metálica inorgânica sobre a superfície do aço. Como exemplos pode-se citar a cromatização e a fosfatização;
- Modificação do meio corrosivo: visam modificar a agressividade do meio corrosivo, por meio de alteração nas suas características físicas ou químicas, ou por meio de adição ao meio de determinados compostos. Dentre estes métodos, pode-se citar a diminuição da umidade relativa, controle de pH e redução da temperatura;
- Práticas de projeto: consistem na utilização de práticas, reconhecidas como eficazes, na proteção anticorrosiva de equipamentos e instalações industriais. Como exemplo, pode-se citar: evitar cantos vivos, prever fácil acesso às áreas suscetíveis à corrosão e prever soldas bem acabadas.

No cotidiano dos escritórios de cálculo, todos esses métodos são aplicados e especificados nos projetos. Porém, como o capítulo se propõe a dar informações sobre os perfis formados a frio, o texto apresenta dentre os métodos citados, dois comumente usados, principalmente como especificações dos aços de fabricação desses perfis.

Um tipo particular de aço estrutural utilizado para a fabricação desses perfis que pode dispensar a proteção à corrosão atmosférica (como a pintura), é o chamado aço patinável. Esse aço estrutural é de alta resistência a corrosão, pois trata-se de um aço de baixa liga que recebe em sua composição química pequenas quantidades de cobre, cromo, níquel e fósforo.

Na medida em que o aço patinável é exposto ao ambiente, vai se formando a pátina. A pátina é uma camada de óxido que se forma sobre a superfície do aço, que tem características diferentes de uma oxidação comum. Dessa forma após se estabilizar, a pátina irá impedir que os elementos causadores da corrosão atmosférica atinjam o aço que está no interior (aço base), garantindo a resistência da peça de aço. Geralmente a pátina se apresenta com uma coloração vermelho escura, com pequenas variações de

tons, dependendo da agressividade do ambiente. Em condições normais, o processo de formação da pátina pode levar de 1 a 3 anos.

Apesar dos aços patináveis serem amplamente utilizados para a construção civil, para o sistema construtivo “Steel-Frame”, onde os perfis são bem mais esbeltos em função das espessuras, a aplicação dos aços zincados representa a melhor solução.

A zincagem é um dos processos mais efetivos e econômicos empregados para proteger o aço da corrosão atmosférica. O efeito da corrosão ocorre por meio da barreira mecânica exercida pelo revestimento e também pelo efeito sacrificial (perda de massa) do zinco em relação ao aço base (proteção catódica ou galvânica). Dessa forma, o aço continua protegido, mesmo com o corte das chapas ou riscos no revestimento de zinco, que sempre ocorrem na montagem das estruturas.

Junta-se a isso, a capacidade das chapas zincadas poderem ser submetidas aos mesmos processos de conformação das chapas não revestidas, e apresentam condições adequadas para a pintura e soldagem. Enquanto a camada de zinco estiver intacta, esta garante a resistência à corrosão atmosférica da peça de aço, e caso a camada de zinco sofra pequenos danos, entra em ação a proteção catódica do zinco, garantindo a integridade da região exposta.

Este processo é largamente utilizado, garantindo uma grande durabilidade contra a corrosão, mesmo nas condições mais severas, como a atmosfera marinha, permitindo que se trabalhe com espessuras de aço bem mais finas. No entanto, o processo não garante 100% de proteção, pois mesmos os aços zincados degradam sob condições muito agressivas.

Os processos de ligação mais utilizados nas montagens e confecção das estruturas “Steel-Frame”, utilizando perfis de chapas zincadas, envolvem principalmente o uso de parafusos, rebites e cravações a frio (Anexo A). Quando a soldagem de elementos é indispensável, deve-se ter o cuidado de utilizar processos de soldagem adequados. Recomenda-se nesses casos, a reconstituição das regiões onde o revestimento foi afetado, utilizando-se para isso tintas ricas em zinco.

Existem diversos tipos de revestimento de zinco relacionados diretamente com a massa de zinco depositada sobre a superfície do aço. A tabela 2.3 apresenta os tipos de revestimentos de zinco fornecidos pela CSN.

Tabela 2.3: Tipos de revestimentos de zinco [2.3]

Tipo	Massa mínima de zinco por face (g/m²)	Espessura da camada (μm)
X	24	10
Z	34	14
A	64	24
B	100	36
C	126	47
D	156	58
E	180	65
F	204	74
G	232	86

Para os perfis “Steel-Frame”, o revestimento mínimo permitido é o do tipo B, ou seja, o equivalente a uma espessura de 36μm ou 0,036mm para a camada de zinco aplicada sobre o aço base.

2.4. CONSIDERAÇÕES DE PROJETO

É do conhecimento de todos, que na natureza não existe carregamento perfeitamente centrado, material perfeitamente homogêneo ou um eixo perfeitamente reto, o que significa na prática a inexistência de um perfil industrial de aço sem imperfeições. Essas imperfeições são tais, que contribuem diretamente para os fenômenos de instabilidade estrutural. Para os perfis formados a frio, existem basicamente três tipos de imperfeições que os afetam, a saber:

- Imperfeições geométricas;
- Tensões residuais;

- Variação das características mecânicas do aço.

As imperfeições geométricas longitudinais apresentadas por esses perfis são dadas pelas suas flechas iniciais. No entanto, os métodos de fabricação apresentados anteriormente, conduzem a resultados muito satisfatórios, ou seja, a obtenção de peças praticamente “retas”. A norma adotada na Suécia para perfis formados a frio [2.9], fornece indicações bem completas a respeito das imperfeições geométricas globais e locais, que devem ser respeitadas.

Um outro tipo de imperfeição comumente encontrada nos perfis formados a frio, são as tensões residuais. Para o caso da família dos perfis laminados, sabe-se que essas tensões se desenvolvem na direção longitudinal do perfil, e que são ocasionadas em grande parte pelo processo de resfriamento sofrido. Ou seja, como o resfriamento das regiões superficiais se dá mais rapidamente do que nas regiões internas, o gradiente de tensão assim criado, conduz ao aparecimento das tensões residuais.

Já para o caso dos perfis formados a frio, a indução das tensões residuais acontece em duas fases: primeiramente na fabricação da chapa bobinada, e posteriormente no processo de dobramento a frio para a fabricação do perfil. No caso das chapas finas fabricadas a quente, o aspecto da distribuição das tensões residuais pode ser representado pela parábola indicada na figura 2.7. Naturalmente, a resultante das tensões residuais deve ser nula, o que implica nas áreas dos diagramas de tensões de tração ($\sigma > 0$) e de compressão ($\sigma < 0$) serem iguais. Já as tensões residuais induzidas no processo de conformação a frio, são distintas para cada um dos processos listados anteriormente.

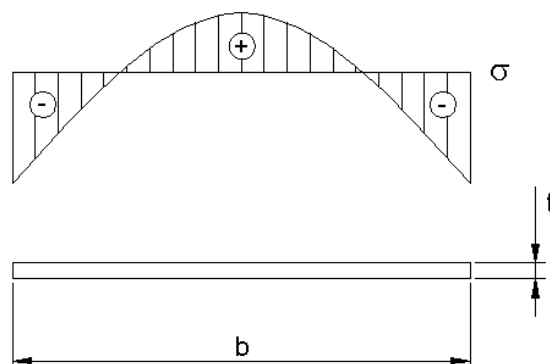


Figura 2.7: Distribuição de tensões residuais em chapas

O processo de conformação em dobradeiras induz o aparecimento de tensões residuais importantes nas faces das paredes do perfil, originadas pela sua flexão. Já no processo de conformação em mesa de roletes, essas tensões são insignificantes. No entanto, em ambos os processos de fabricação as tensões residuais máximas ocorrem nos cantos arredondados.

Finalmente, considera-se a imperfeição no perfil de chapa dobrada causada pela variação nas características mecânicas do aço. O trabalho de conformação a frio encrua o aço e modifica suas características mecânicas. Esse encruamento do aço, ou seja, a plastificação a frio, ocasiona uma elevação do limite elástico do material assim como de sua tensão última [2.10]. O gráfico da figura 2.8 ilustra esse efeito qualitativamente.

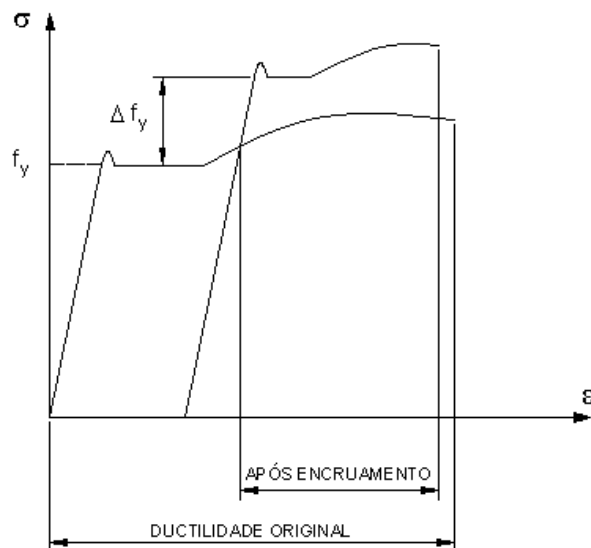


Figura 2.8: Gráfico de encruamento

Resumidamente, pode-se afirmar que as imperfeições podem contribuir favoravelmente ao comportamento estrutural dos perfis formados a frio, como é o caso do encruamento, assim como contribuem desfavoravelmente, como é o caso das imperfeições de origem geométricas e as tensões residuais.

2.5. ESTADO DA ARTE

Nesse item apresenta-se uma revisão bibliográfica a respeito dos mais recentes estudos que estão sendo desenvolvidos, sobre os perfis formados a frio de paredes com pequena espessura. Nos últimos anos, a fabricação de materiais de alta resistência e as inúmeras aplicações estruturais utilizando tais perfis, bem como o desenvolvimento de um maior número de tipos de seções transversais, têm promovido um significativo crescimento das pesquisas voltadas para os perfis formados a frio.

Pode-se dividir em tópicos esses estudos que foram, ou ainda estão sendo desenvolvidos atualmente, a respeito do assunto, visto que, o comportamento estrutural dos perfis formados a frio é bastante complexo, envolvendo novos conceitos de dimensionamento estrutural.

Colunas formadas por perfis formados a frio sujeitas a carregamentos de compressão tem sido pesquisadas principalmente para três tipos de seções: as seções tipo C (e C enrijecido), as seções L ou seções cantoneiras e as seções perfuradas, amplamente utilizadas nos sistemas “Steel-Frame” pela necessidade de furos para a passagem das instalações elétricas e hidráulicas.

Os efeitos da flambagem local e do comportamento dos perfis tipo C submetidos à compressão com diversas condições de borda, foram estudados por YOUNG e RAMUSSEN [2.11], incluindo análises sobre cargas excêntricas [2.12] e sobre os modos de bifurcação [2.13].

Ensaio de compressão em perfis cantoneiras tem sido realizados por POPOVIC [2.14] para estudar a flambagem global em relação ao eixo de menor inércia desses perfis, sujeitos a cargas excêntricas. Posteriormente POPOVIC [2.15] publicou sua pesquisa a respeito de carregamentos excêntricos que causam momentos paralelos a uma das abas dos perfis cantoneiras. Em ambos trabalhos POPOVIC fez recomendações que estão sendo incorporadas ao novo código americano de dimensionamento (AISI, 2001).

As seções perfuradas têm sido amplamente estudadas por DHANALAKSHMI e SHANMUGAM [2.16], utilizando ensaios experimentais e modelos em elementos

finitos para desenvolver métodos de dimensionamento simples para determinação das cargas últimas desses perfis.

Outros três fenômenos que também têm sido foco de recentes estudos são a flambagem distorcional, a flambagem por flexo torção e a flambagem local dos elementos de placa constituintes dos perfis formados a frio, principalmente para as seções tipo C enrijecido. Como definido na norma Australiana e Nova Zelandesa [2.17], flambagem local é o modo que envolve a flexão de placas isoladas, sem que ocorra a deformação das linhas, ou seja, das bordas de interseções dessas placas. Por sua vez, a flambagem distorcional é o modo de flambagem que envolve mudanças na configuração geométrica da seção transversal do perfil sem a ocorrência de flambagem local. Já a flambagem por flexo torção é o modo de flambagem, onde os elementos sujeitos a compressão podem fletir e torcer simultaneamente sem que ocorra mudança geométrica da seção transversal do perfil. A figura 2.9 apresenta um gráfico contendo os três modos básicos de flambagem dos perfis formados a frio do tipo C enrijecido sujeitos a compressão.

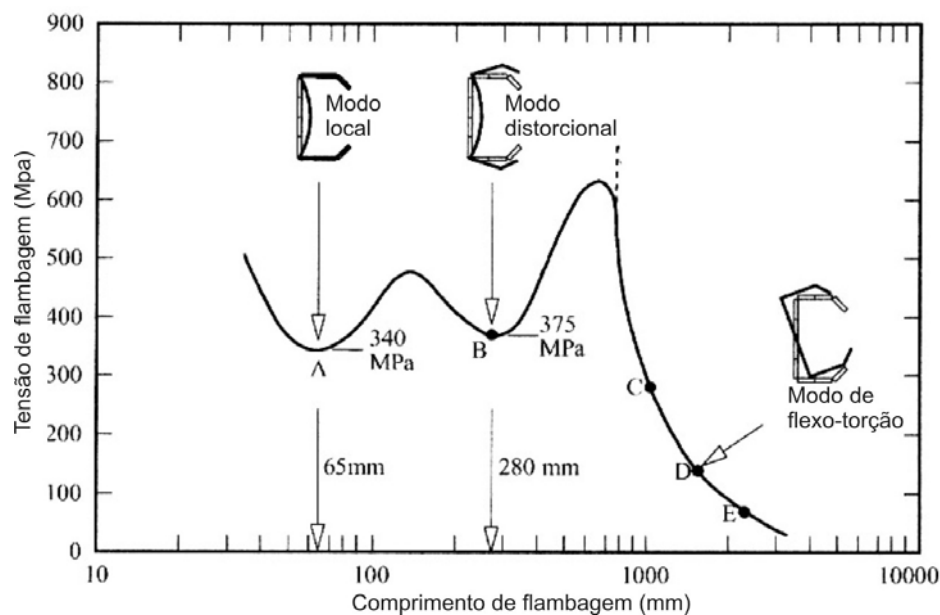


Figura 2.9: Modos de flambagem para seções tipo C enrijecidas sujeitas a compressão [2.18]

KESTI e DAVIES [2.19] têm investigado a flambagem local e distorcional em colunas curtas formadas por perfis tipo C enrijecido, comparando com seus resultados experimentais, os resultados obtidos com os atuais métodos de dimensionamento. Já

SCHAFER e PEKOZ [2.20], têm estudado perfis sujeitos a flexão travados lateralmente com a ocorrência da flambagem distorcional da seção enrijecida. Novos procedimentos de dimensionamento propostos comparados com os resultados experimentais, têm gerado resultados mais próximos da realidade do comportamento estrutural desses perfis, do que os resultados obtidos com os atuais métodos existentes nas normas vigentes. A figura 2.10 apresenta também em gráfico os modos de flambagem dos perfis formados a frio do tipo C enrijecido sujeitos a esforços de momento fletor.

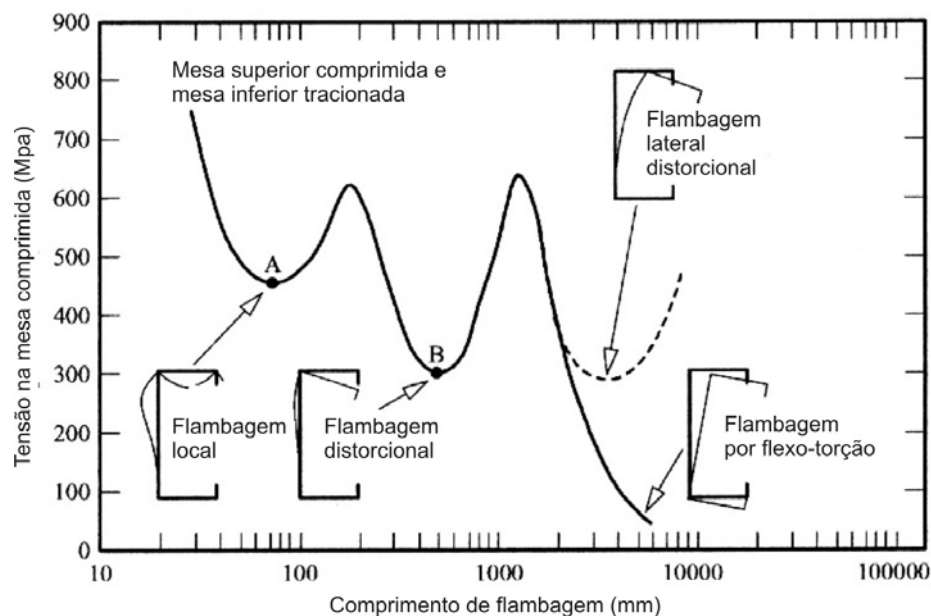


Figura 2.10: Modos de flambagem para seções tipo C enrijecidas sujeitas a flexão [2.18]

Como mostrado anteriormente as seções tipo C enrijecido são as que demandam maior número de estudos por serem mais largamente utilizadas nos sistemas construtivos atuais. Todavia, as seções tipo Z e Z enrijecido também são aplicadas em diversas situações, principalmente submetidas a solicitações de flexão e compressão, quando trabalham como suporte de pisos e de paredes “Steel-Frame” respectivamente. LAINE e TUOMALA [2.21] estudaram os perfis Z, Z enrijecido, C e C enrijecido determinando experimentalmente a influência das placas de revestimento que são fixadas nos flanges desses perfis, prevenindo dessa forma a flambagem por torção lateral. Os resultados demonstraram que as contribuições desses elementos de revestimento devem ser levadas em consideração para a determinação da capacidade de carga desses perfis.

As seções abertas de perfis formados a frio estão sujeitas a deformações torcionais, devido principalmente as baixas resistências a torção dessas seções, em função das pequenas espessuras das paredes, bem como em função de estarem sujeitas a carregamentos excêntricos aos seus centros de torção na maioria das aplicações, como mostra a figura 2.11.

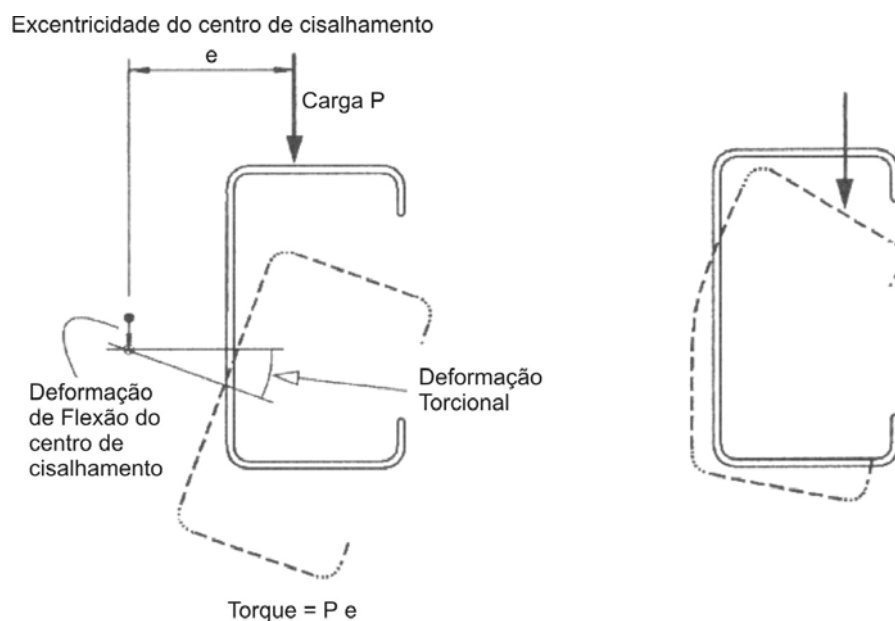


Figura 2.11: Seção sujeita a carregamento excêntrico ao centro de cisalhamento [2.22]

Com o intuito de estudar esse comportamento, GOTLURU, SCHAFER e PEKOZ [2.23] realizaram análises geométricas não-lineares utilizando o método dos elementos finitos, comparando os resultados teóricos com resultados experimentais. Como resultado dos estudos sobre os efeitos desse tipo de carregamento, equações interativas foram desenvolvidas para o dimensionamento dos perfis sujeitos a essas solicitações.

No campo das conexões dos perfis formados a frio, os estudos têm-se concentrado em basicamente três frentes. ROGERS e HANCOCK [2.24-2.26], têm investigado as conexões sujeitas ao cisalhamento para diferentes tipos de aços estruturais, com o objetivo principal de aprimorar os atuais métodos de dimensionamento. MATTEIS e LANDOLFO [2.27] têm estudado o comportamento dessas conexões em painéis sujeitos a carregamentos cíclicos e MAKELAINEN e KESTI [2.28] com estudos

voltados para novos tipos de conectores em painéis de chapas corrugadas, como telhas metálicas de cobertura.

Nesse ponto é importante citar os recentes estudos a respeito do “Método de Resistência Direta”. Os métodos adotados pelas diversas normas e especificações atualmente, para o dimensionamento dos perfis formados a frio, são todos baseados no conceito de largura efetiva para elementos enrijecidos e não-enrijecidos. O método das larguras efetivas é um método elementar, desde que, considere-se os elementos que formam a seção transversal dos perfis como sendo elementos isolados. Isto foi proposto inicialmente por VON KARMAN [2.29] e calibrado para os elementos formados a frio por WINTER [2.30]. Basicamente a aplicação do método das larguras efetivas se resume no dimensionamento dos perfis formados a frio, usando para as larguras das paredes que formam a seção transversal, larguras efetivas solicitadas por uma tensão de projeto.

Como as seções se tornaram mais complexas, com um maior número de enrijecedores de borda e intermediários, o dimensionamento utilizando o método das larguras efetivas também se tornou mais complexo. As interações que ocorrem entre os elementos, também contribuem para uma menor acurácia desse método, que como dito anteriormente, estuda os elementos isoladamente. Para solucionar esses problemas, um novo método de dimensionamento tem sido desenvolvido por SCHAFER e PEKOZ [2.31], denominado de “Método de Resistência Direta”. Esse método utiliza soluções em flambagem elástica para a seção transversal do perfil como um todo, ao invés de considerar elementos individuais, e de curvas de resistência para o elemento inteiro.

O método tem sua origem no “Método de Dimensionamento para a Flambagem Distorcional de Perfis de Seções de Paredes Finas”, desenvolvido por HANCOCK, KWON e BERNARD [2.32], cujos resultados têm sido muito satisfatórios para prever a resistência a flambagem distorcional de elementos sujeitos a flexão e a compressão.

Todavia, o “Método de Resistência Direta” dá um passo adiante, pois assume que o comportamento de flambagem local pode ser previsto, utilizando a tensão elástica de flambagem local para toda a seção, combinada com uma curva de dimensionamento apropriada para a instabilidade local. A grande vantagem do método é tornar os cálculos para seções complexas bem mais simples.

Outro método que vem sendo largamente utilizado para identificar os possíveis modos de flambagem dos perfis formados a frio, é o “Método das Faixas Finitas”. Esse método, assim como o “Método dos Elementos Finitos”, pode ser utilizado como uma poderosa ferramenta computacional, baseado na solução do problema de autovalor. LAU e HANCOCK [2.33], aplicaram o MFF para resolver problemas de flambagem e identificar os modos de flambagem local e distorcional, para perfis tipo “rack” e perfis tipo C enrijecido.

Mais tarde, PROLA e CAMOTIM [2.34] desenvolveram um programa baseado no MFF, para análise linear e não-linear de perfis formados a frio. Vários tipos de seções transversais de perfis formados a frio foram estudadas e os resultados teóricos comparados com resultados experimentais.

Outra teoria, que também vem sendo largamente aplicada para a análise linear dos perfis formados a frio é “Teoria Geral dos Elementos”. Essa teoria, permite identificar a contribuição de cada modo de flambagem no comportamento estrutural. Originalmente desenvolvida por SCHARDT [2.35], tem sido aplicada principalmente por DAVIS [2.36], CAMOTIM e SILVESTRE [2.37], no desenvolvimento de diversas soluções analíticas, para a aplicação prática dos perfis formados a frio.

A instabilidade de perfis formados a frio pelo acoplamento de modos de flambagem, levando-se em consideração principalmente os fenômenos de flambagem local e comportamento a torção dos perfis, tem sido amplamente estudada por BATISTA [2.38]. Nesse estudo são aplicadas soluções numéricas de análise linear e não-linear, acrescidos de resultados experimentais, para obter uma maior compreensão desses problemas.

A desempenho estrutural dos perfis formados a frio em situações de incêndio, tem sido estudada principalmente por WANG, FENG e DAVIES [2.39-2.41]. Os estudos têm se concentrado em sistemas planos de paredes estruturais formadas por montantes e revestidas com placas de gesso (paredes “Steel-Frame”), sujeitas à ação do fogo por apenas um dos lados, tanto experimentalmente como também numericamente. Os estudos experimentais foram conduzidos para uma série de painéis com diferentes tipos de seções de perfis, bem como para diferentes tipos de revestimentos, ou seja, diferentes números de camadas de proteção e diferentes tipos de placas de gesso. O

estudo numérico foi feito com o auxílio do programa comercial para a análise em elementos finitos, ABAQUS.

Finalmente cita-se os trabalhos de PÉRES [2.42], onde são apresentados resultados de estudos teóricos e experimentais realizados no Laboratório de Estruturas do Programa de Engenharia Civil da COPPE/UFRJ, com o objetivo de descrever e caracterizar os fenômenos relacionados com a torção não uniforme e a flambagem distorcional, e o estudo desenvolvido por NAGAHAMA [2.43], utilizando modelagens computacionais pelo “Método dos Elementos Finitos (MEF)”, para análises linear e não-linear de perfis de aço formados a frio. Esse estudo também apresenta aspectos e procedimentos relativos a implementação computacional do “Método das Faixas Finitas (MFF)”, para análise linear de problemas de instabilidade.

CAPÍTULO 3

MODELAGEM ESTRUTURAL

3.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesse capítulo faz-se uma descrição geométrica das estruturas modeladas, bem como o lançamento das hipóteses básicas das condições de contorno adotadas para os sistemas estruturais original e proposto.

Após a descrição geométrica das estruturas, determina-se os carregamentos que serão aplicados. Considera-se três tipos de carregamentos atuantes nos sistemas estruturais em estudo: carregamentos permanentes, carregamentos variáveis ou acidentais e o carregamento de vento.

A estrutura da edificação original é composta por colunas e vigas metálicas, e um sistema de contraventamento. MOREIRA [3.1], em seu trabalho a respeito da análise dinâmica de edifícios com estruturas esbeltas, propõe um modelo simplificado para simular o mecanismo promovido pelas paredes de alvenaria, confinadas em quadros viga-coluna, considerando esses painéis no aumento da rigidez da estrutura. No entanto, para a análise estrutural do sistema original esse efeito é desconsiderado.

O presente trabalho propõe a substituição das paredes de alvenaria por paredes “Steel-Frame”, que, de acordo com a modelagem feita, poderão ser levadas em consideração para o contraventamento da edificação.

3.2. SISTEMA ESTRUTURAL ORIGINAL

3.2.1. Geometria

A figura 3.1 ilustra a planta de um pavimento tipo com as dimensões geométricas da arquitetura do sistema estrutural original, largamente utilizada atualmente pela CDHU (Companhia de Desenvolvimento Habitacional e Urbano do Estado de São Paulo).

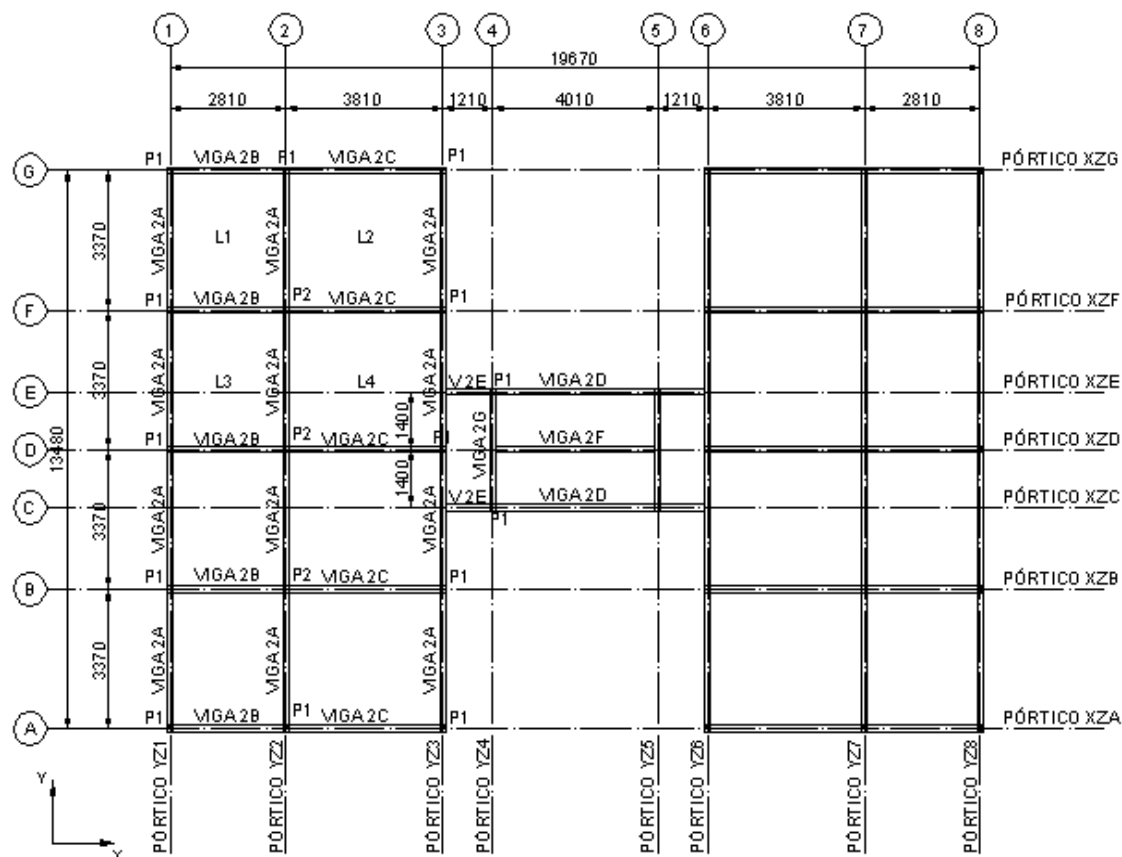


Figura 3.1: Dimensões geométricas da planta da edificação (mm)

De acordo com a figura 3.1 a estrutura possui pórticos nas direções x e y. As dimensões dos pórticos na direção y são mostradas na figura 3.2 e as dimensões dos pórticos na direção x são apresentadas na figura 3.3. Os pórticos na direção y são de dois tipos: os laterais formados por apenas pilares do tipo 1 e os centrais formados por pilares dos tipos 1 e 2. Os pórticos na direção x, também podem ser de dois tipos, a saber: os contravendados localizados nas fachadas externas e formados por apenas pilares do tipo 1, e os simples, sem contraventos formados por pilares dos tipos 1 e 2. Os dados geométricos das figuras 3.1, 3.2 e 3.3, são utilizados para modelar a geometria da estrutura em elementos finitos de barra.

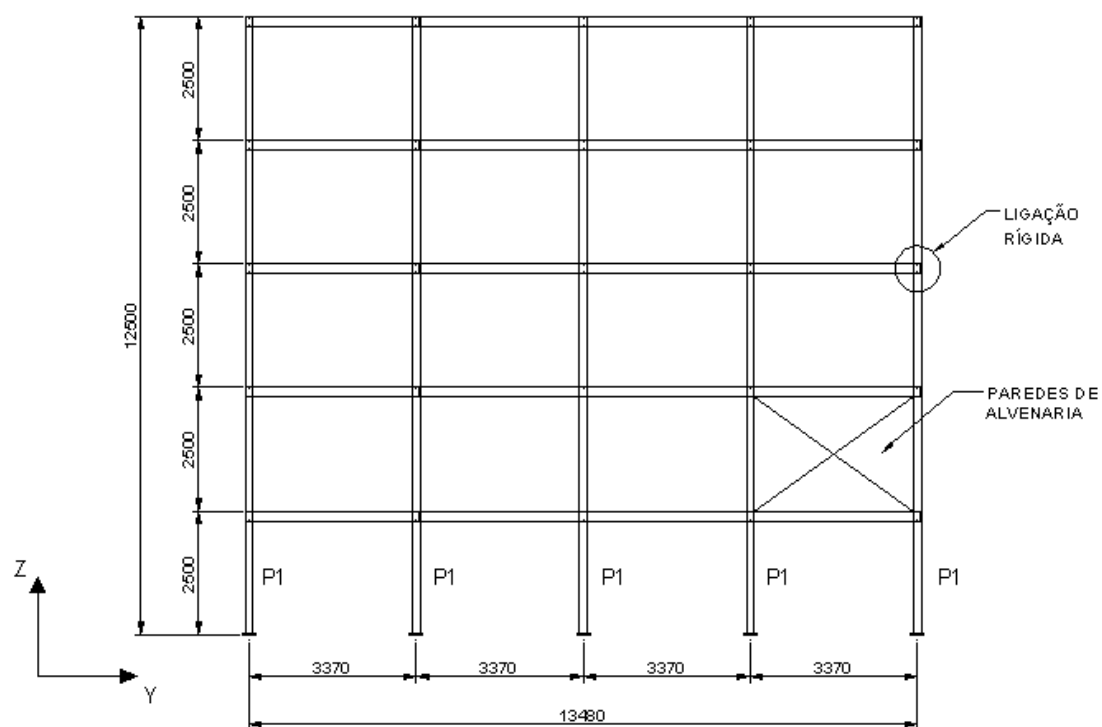


Figura 3.2: Dimensões geométricas dos pórticos na direção y (mm)

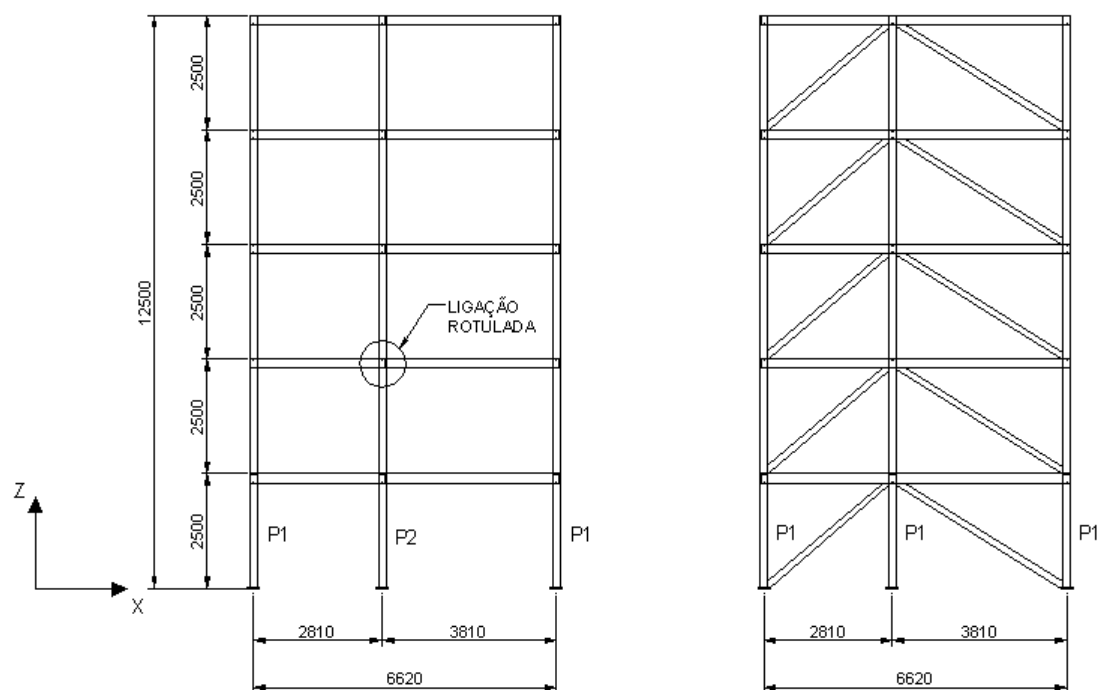


Figura 3.3: Dimensões geométricas dos pórticos na direção x (mm)

3.2.2. Elementos Estruturais

Os elementos estruturais constituintes da edificação são os pilares, as vigas e os contraventamentos. Os pilares, como dito anteriormente, podem ser de dois tipos: do tipo 1 ou do tipo 2, que diferem entre si apenas pela espessura do perfil formado a frio, como mostra a figura 3.4.

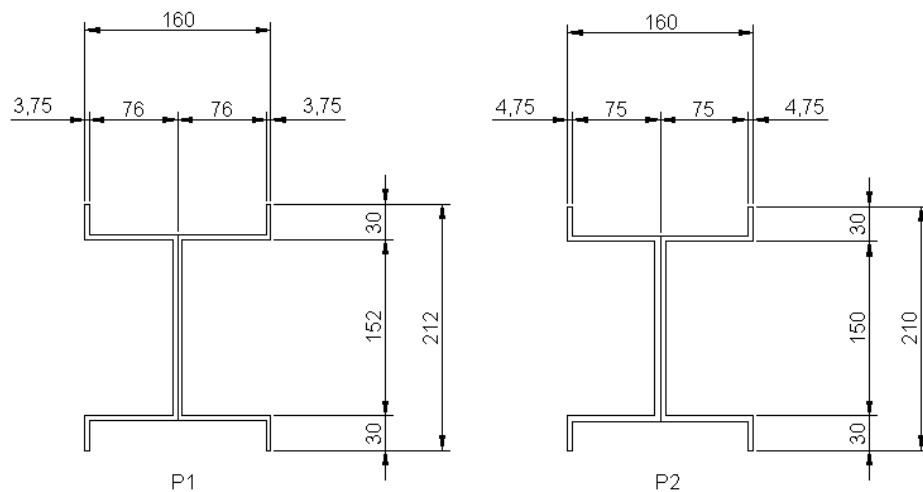


Figura 3.4: Dimensões geométricas dos pilares (mm)

Já os perfis metálicos da viga e do contraventamento são formados por perfil duplo Ce e por perfil C simples, respectivamente, como mostra a figura 3.5 com as seguintes dimensões geométricas dadas abaixo.

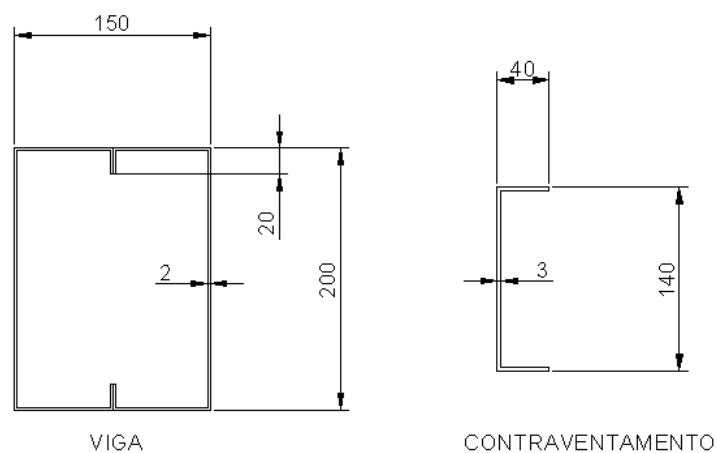


Figura 3.5: Dimensões geométricas das vigas e dos contraventamentos (mm)

Com as informações dos elementos estruturais, a geometria para a análise estrutural do sistema original fica definida, faltando apenas as considerações sobre as condições de contorno que são dadas pelos tipos de ligações adotadas, como será visto no próximo item. É importante ressaltar que algumas dimensões geométricas do sistema original já se modificaram para as aplicações mais recentes da CDHU. No entanto, para o presente trabalho manteve-se as dimensões do projeto obtido para consulta.

3.2.3. Ligações

Os tipos de ligações adotadas para os sistemas estruturais são fundamentais para a modelagem em elementos finitos de barra. São as ligações entre os elementos que definem as condições de extremidade para cada elemento do modelo.

Por esse motivo, todas as ligações são descritas da forma que serão executadas com a finalidade de fornecer embasamento para as condições de extremidade adotadas na modelagem computacional.

Dependendo da espessura da placa e de outros fatores, a ligação dos pilares com as placas de base pode ser considerada perfeitamente rígida. Para a modelagem estrutural, adota-se essa hipótese, sendo essa ligação feita por meio de solda em toda a volta, como mostra a figura 3.6a. A placa de base, é então fixada na fundação de concreto por chumbadores. A figura 3.6b ilustra a condição de contorno adotada para a ligação.

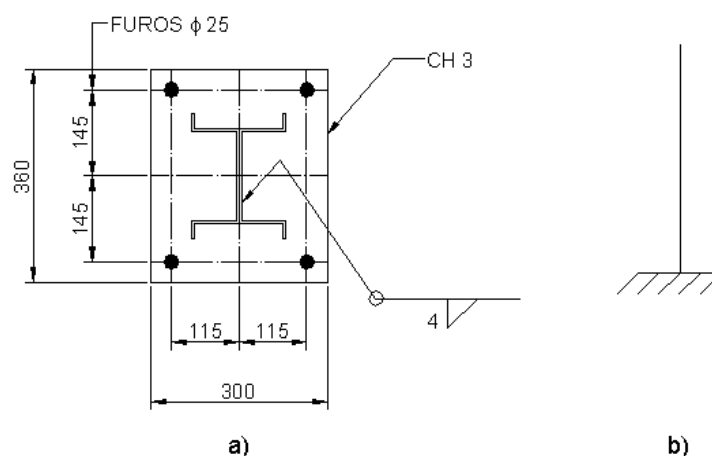


Figura 3.6: Ligação dos pilares com as placas de base (mm)

A ligação das vigas com os pilares dos pórticos na direção y é ilustrada na figura 3.7. Nessa direção todas as ligações viga-pilar são consideradas perfeitamente rígidas, em função da solda em toda volta do perfil.

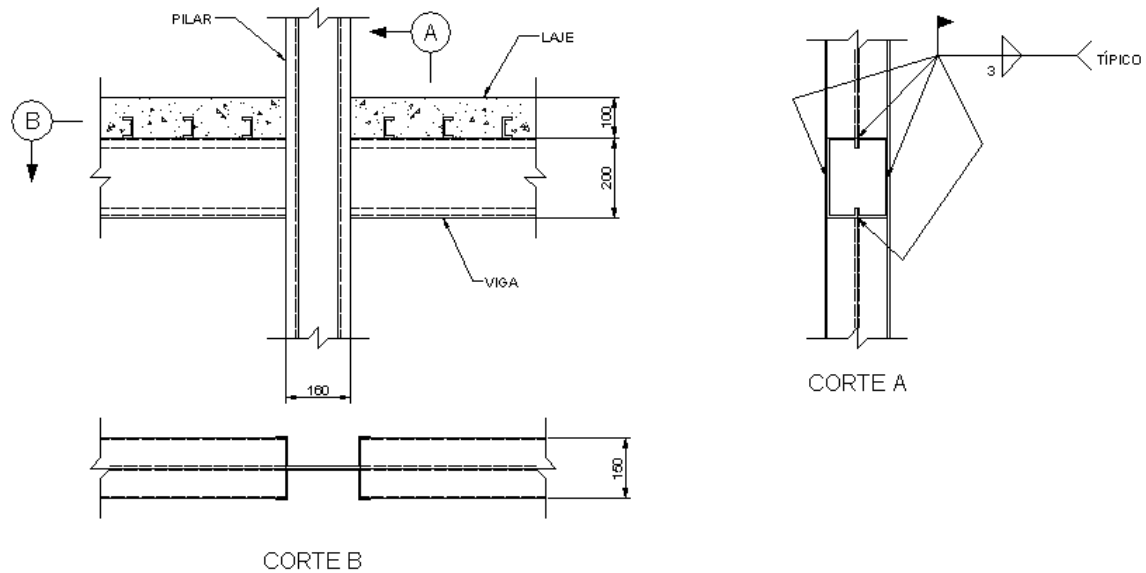


Figura 3.7: Ligação das vigas com os pilares na direção y (mm)

Na direção x os pórticos das fachadas laterais são contraventados. Nessa direção adota-se ligações rotuladas entre os pilares e as vigas. Essa hipótese é adotada, pois só são soldadas as almas do perfil da viga, como mostra a figura 3.8.

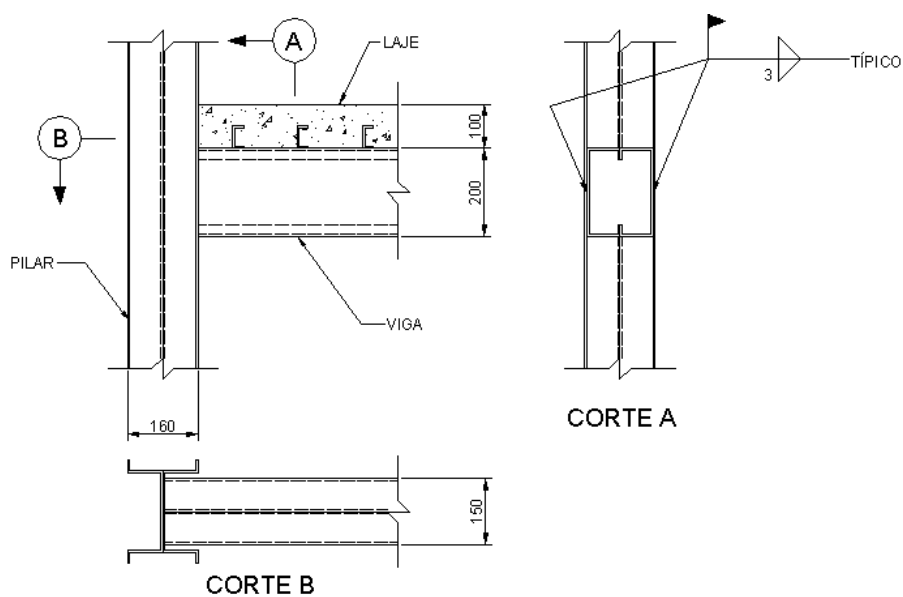


Figura 3.8: Ligação das vigas com os pilares na direção x (mm)

A ligação dos contraventamentos na estrutura também é considerada rotulada, sendo a alma do perfil soldado na estrutura conforme a figura 3.9.

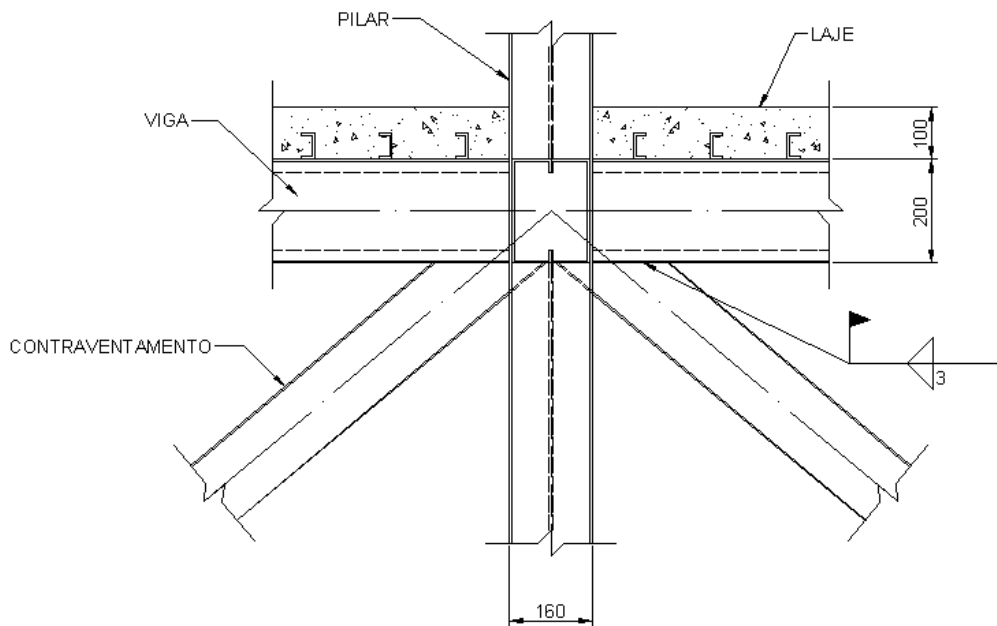


Figura 3.9: Ligação dos contraventamentos na estrutura (mm)

Dessa forma, tem-se todas as condições de contorno para a modelagem dos pórticos. A figura 3.10a ilustra os pórticos rígidos da estrutura (direção y), assim como os pórticos contraventados (direção x) são mostrados na figura 3.10b.

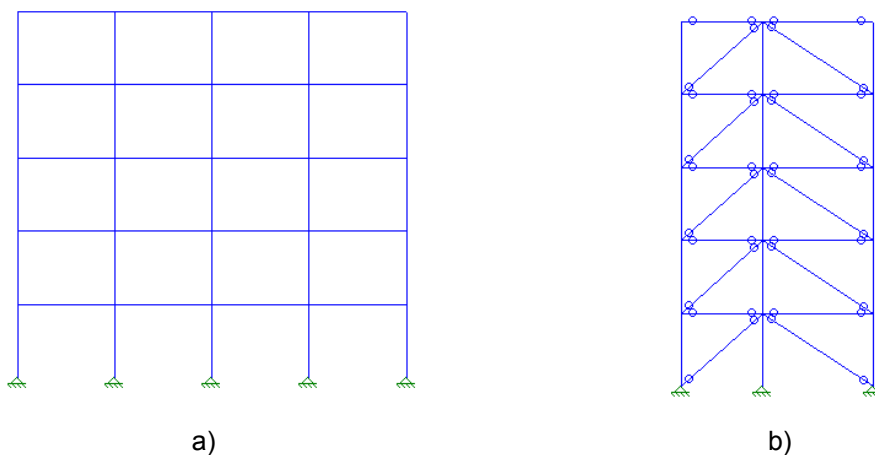


Figura 3.10: Pórticos modelados no programa

3.3. SISTEMA ESTRUTURAL PROPOSTO

3.3.1. Geometria

As dimensões geométricas para o sistema estrutural proposto com as paredes “Steel-Frame” são iguais às dimensões do sistema estrutural original. No entanto, para a modelagem dessas paredes foram adotados alguns parâmetros arquitetônicos utilizados para esse tipo de projeto habitacional. A tabela 3.1 lista os parâmetros para a modelagem dos pórticos “Steel-Frame” ilustrados nas figuras 3.11 e 3.12.

Tabela 3.1: Parâmetros arquitetônicos

Parâmetro	Dimensões (mm)
Abertura de porta	2000 x 1200
Abertura de janela	1100 x 1200
Ventilação de banheiro	600 x 600
Altura da janela ao piso	800
Altura da ventilação ao piso	1300

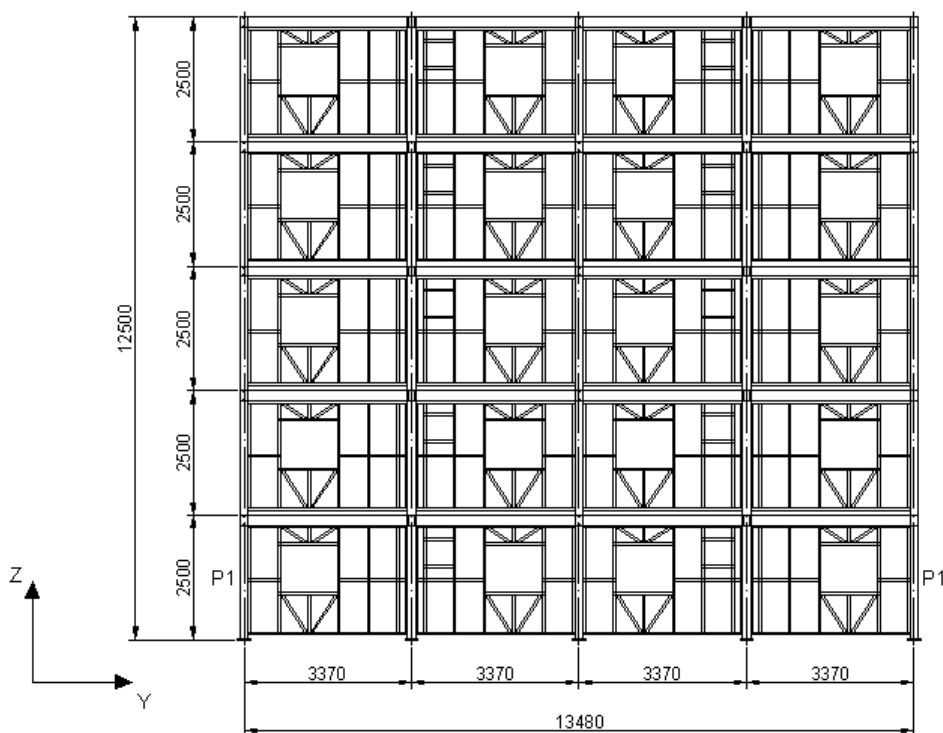


Figura 3.11: Modelo de pórtico proposto na direção y (mm)

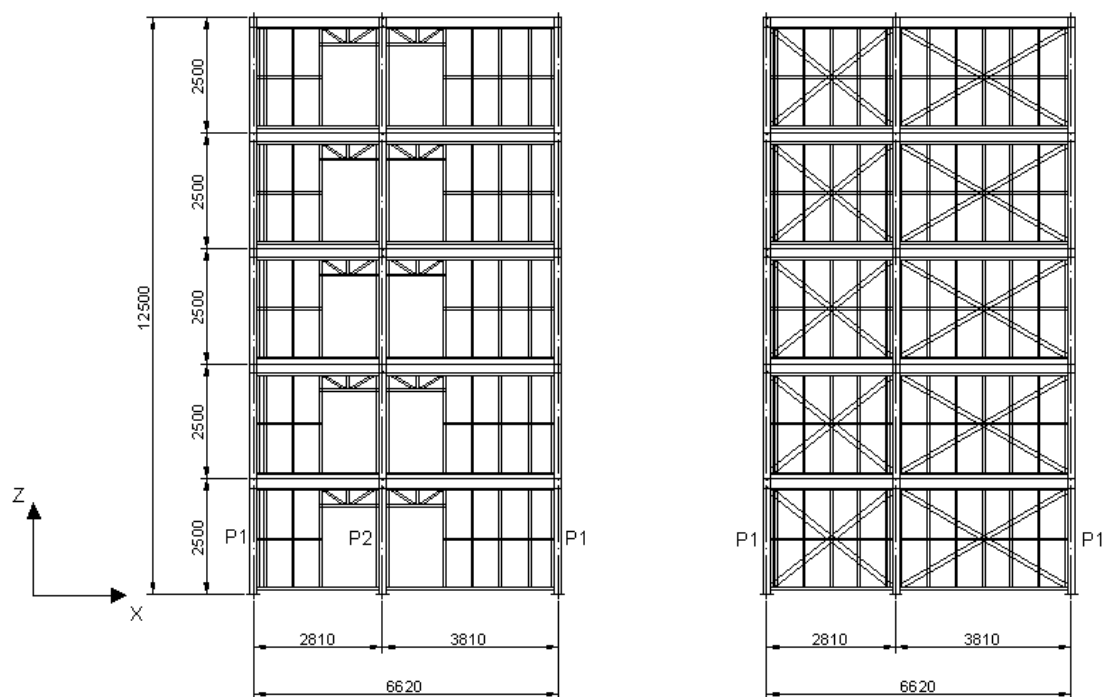


Figura 3.12: Modelos de pórticos propostos na direção x (mm)

3.3.2. Elementos Estruturais

Os elementos estruturais para o sistema proposto são formados por dois grupos: o primeiro é o grupo dos elementos estruturais propriamente ditos, colunas e vigas, pois os contraventamentos não são utilizados; o segundo grupo é formado pelos elementos estruturais das paredes “Steel-Frame”, ou seja, os montantes, guias, chapas de ligação e contraventamento.

Para o primeiro grupo de elementos, o sistema estrutural proposto difere apenas na seção transversal dos pilares do tipo 1 e do tipo 2. Os pilares são formados por perfil duplo C enrijecido como mostra a figura 3.13. O perfil das vigas é o mesmo do sistema original. A mudança de geometria para os perfis dos pilares é necessária por motivos arquitetônicos e para a realização das próprias ligações estruturais entre os pilares e as paredes “Steel-Frame”. Estruturalmente pode-se dizer que as rigidezes dos pilares do sistema estrutural proposto na direção y serão 30% menores que as do sistema original. No entanto, na direção x essas rigidezes serão em média 90% superiores.

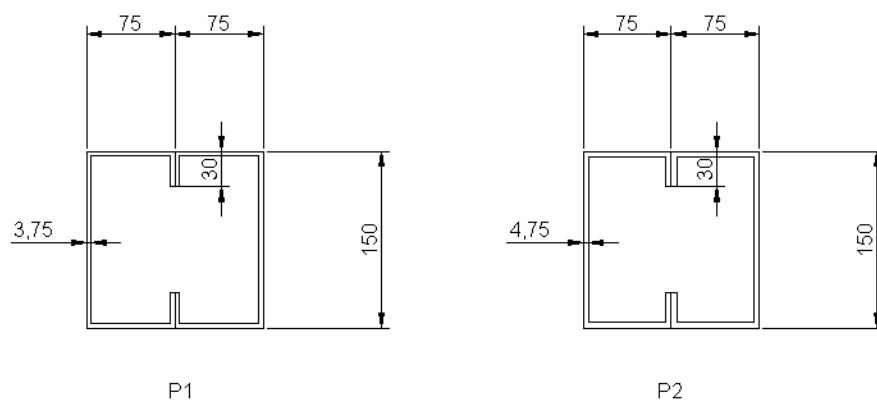


Figura 3.13: Dimensões geométricas dos pilares do sistema proposto (mm)

As seções transversais para os elementos estruturais do segundo grupo são ilustradas na figura 3.14 abaixo.

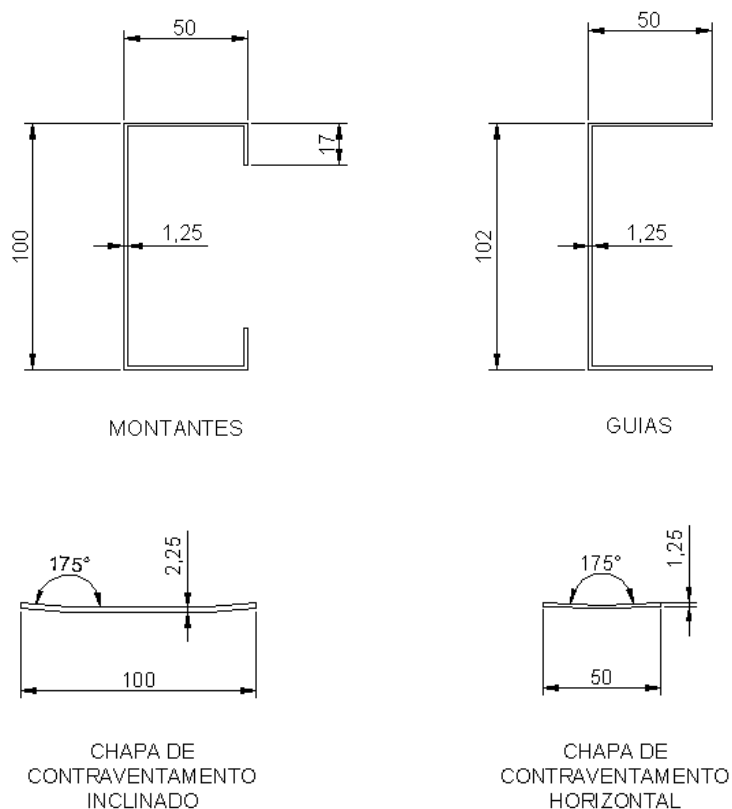


Figura 3.14: Dimensões geométricas dos elementos "Steel-Frame" (mm)

3.3.3. Ligações

Assim como para o sistema estrutural original, a ligação dos pilares do sistema proposto com a placa de base, também é considerada perfeitamente rígida, como mostra a figura 3.15.

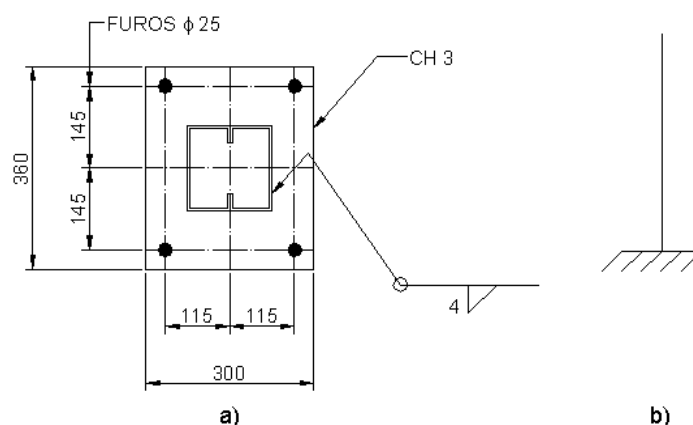


Figura 3.15: Ligação dos pilares do sistema proposto com as placas de base (mm)

Seguindo o mesmo raciocínio, as ligações dos pórticos tanto no sentido x, quanto no sentido y, seguem os mesmos conceitos adotados para os pórticos do sistema original. Logo, têm-se ligações perfeitamente rígidas nos pórticos do sentido y, enquanto que na direção x, ligações rotuladas, de acordo com as figuras 3.16 e 3.17.

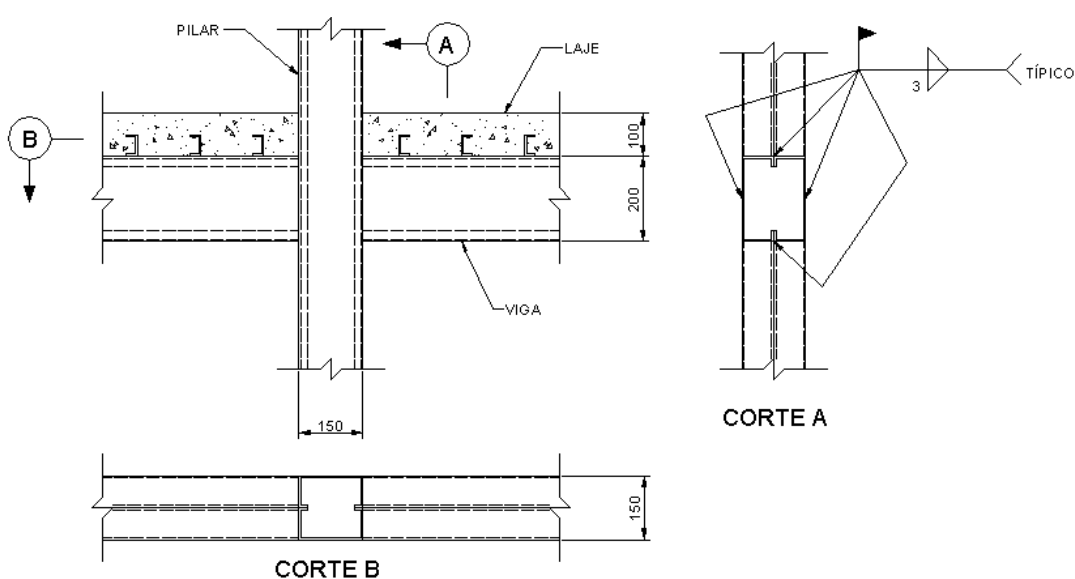


Figura 3.16: Ligação das vigas com os pilares do sistema proposto na direção y (mm)

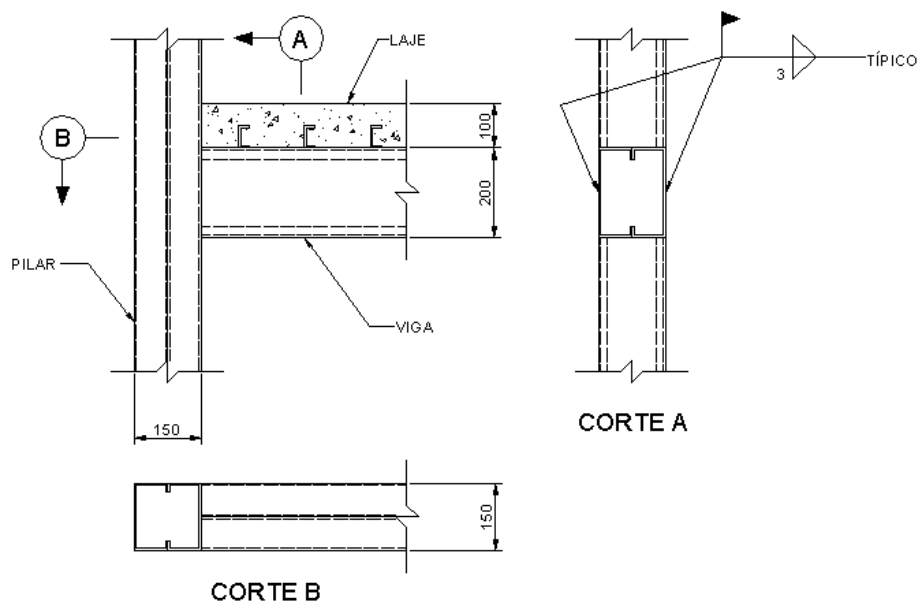


Figura 3.17: Ligação das vigas com os pilares do modelo proposto na direção x (mm)

3.4. PAREDES “STEEL-FRAME”

Nesse item, apresenta-se a geometria das paredes “Steel-Frame”, as ligações típicas entre os elementos estruturais componentes desses painéis e as ligações entre as paredes e os elementos estruturais principais, que são as vigas e os pilares.

Para essas paredes adota-se algumas recomendações feitas para as estruturas “Steel-Frame” [3.2] utilizadas na execução de edificações com até dois pavimentos. Isso se deve ao fato das soluções para as ligações entre os elementos estruturais das paredes já estarem bem consolidadas pelas aplicações atuais.

A figura 3.18 ilustra a geometria de uma parede do sistema estrutural proposto. A denominação da parede é dada como: Parede YZ1 Tipo A, isto significa que a parede em questão pertence ao pórtico 1 do plano YZ e é do tipo A.

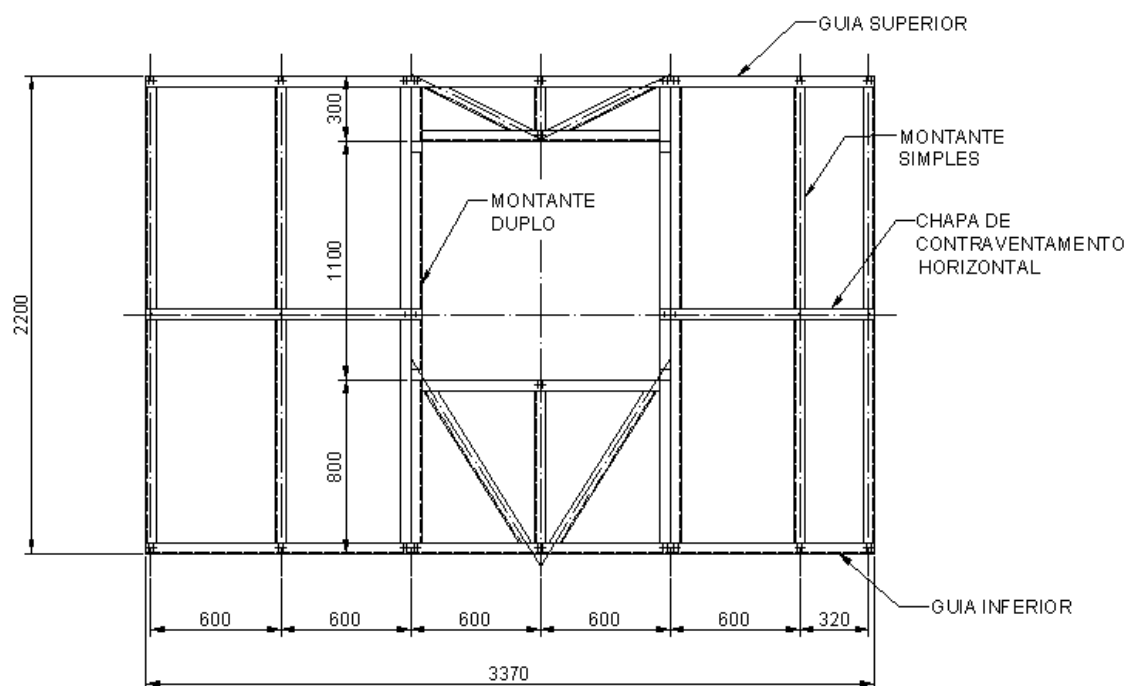
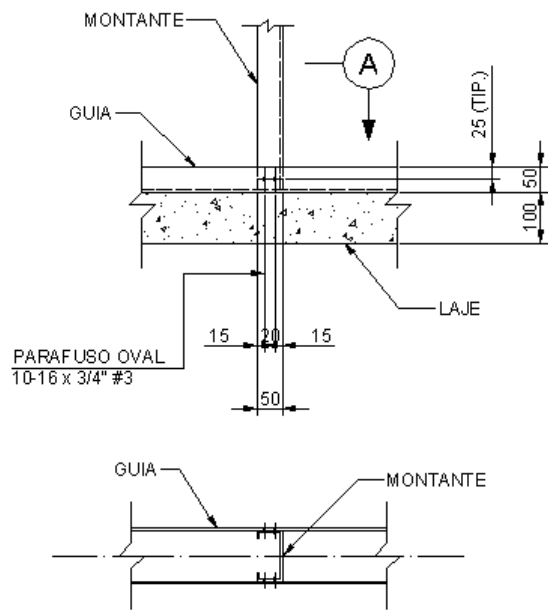


Figura 3.18: Parede YZ1 Tipo A (mm)

3.4.1. Ligação Montante-Guia

Pode-se dizer que a ligação dos montantes às guias é uma das mais simples possíveis para a execução. A figura 3.19a ilustra esse tipo de ligação, e a figura 3.19b mostra o tipo de vínculo adotado para a modelagem computacional. A nomenclatura adotada para os conectores, é definida de acordo com o Anexo A. A simplificação adotada para o vínculo se justifica pelo fato dos parafusos autobrocantes impedirem os deslocamentos em relação aos eixos x e y , e não permitirem a transmissão dos esforços de momento fletor. Da mesma forma tem-se a ligação dos montantes duplos, que são colocados sempre ao lado das aberturas, conforme a figura 3.20.



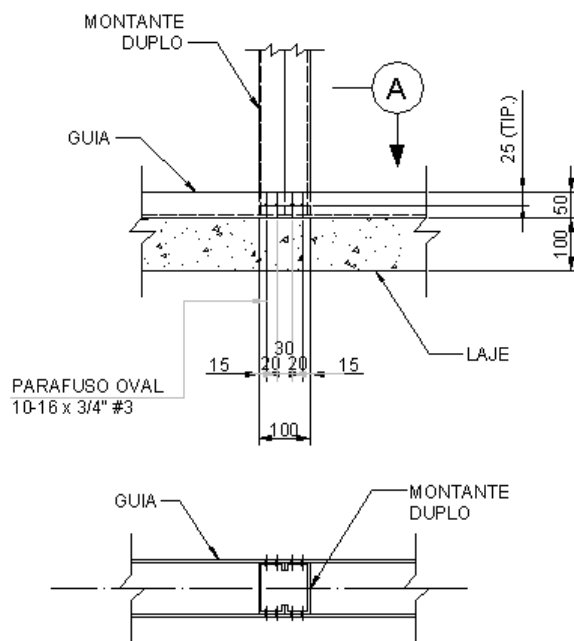
CORTE A

a)



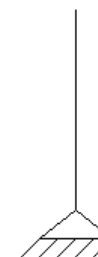
b)

Figura 3.19: Ligação montante-guia (mm)



CORTE A

a)



b)

Figura 3.20: Ligação montante duplo-guia (mm)

3.4.2. Ligação Montante-Travamento Horizontal

Esse tipo de ligação é encontrado em todas as paredes “Steel-Frame”. Sua principal finalidade estrutural é evitar a rotação dos montantes quando sujeitos a carregamentos normais de compressão. Outra importante função desse sistema de travamento horizontal para o sistema estrutural proposto, é diminuir o comprimento de flambagem dos montantes e dos pilares. A figura 3.21 mostra com detalhes como é feita essa ligação.

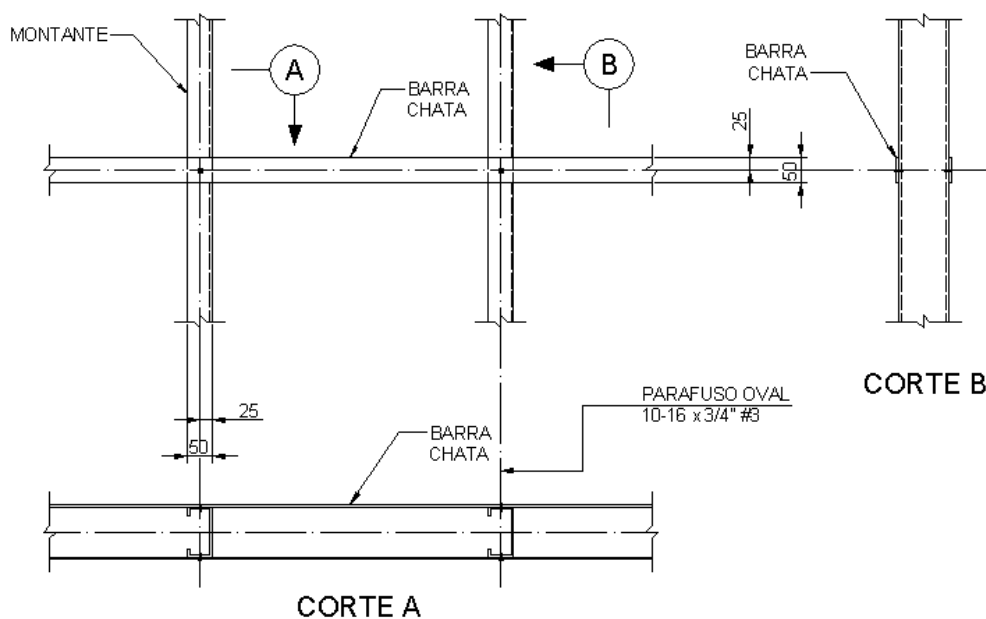


Figura 3.21: Ligação montante-travamento lateral (mm)

Para dar maior rigidez a essas barras de contraventamento horizontal, são sempre colocados perfis a cada três espaçamentos entre os montantes principais e nas extremidades da parede, como mostra a figura 3.22. Apesar da presença desses perfis entre alguns espaçamentos de montantes e nas extremidades, desconsidera-se a resistência a esforços de compressão para a análise estrutural, logo, no modelo os elementos de barras são rotuladas aos montantes, podendo somente resistir a esforços de tração.

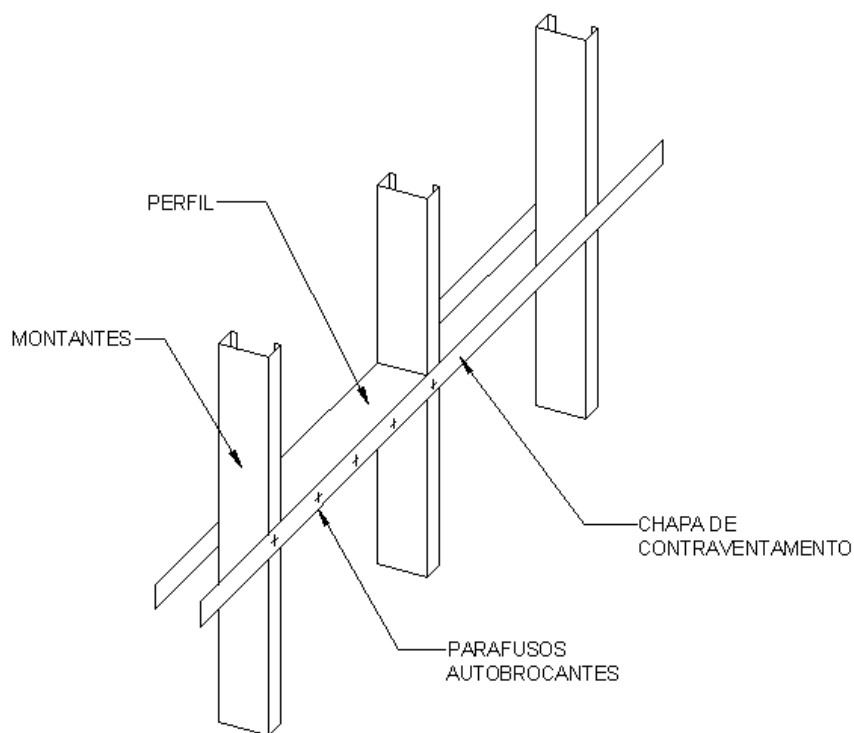


Figura 3.22: Barra de rigidez para os contraventamentos horizontais [3.2]

De acordo com a consideração feita no parágrafo anterior, para as paredes com abertura de porta (ver figura 3.12), apenas as chapas de travamento lateral e os perfis de rigidez mostrados na figura 3.22, não são suficientes para garantir a redução do comprimento de flambagem dos montantes. Nesse caso são adicionadas diagonais inclinadas para garantir a redução do comprimento de flambagem como mostra a figura 3.23.

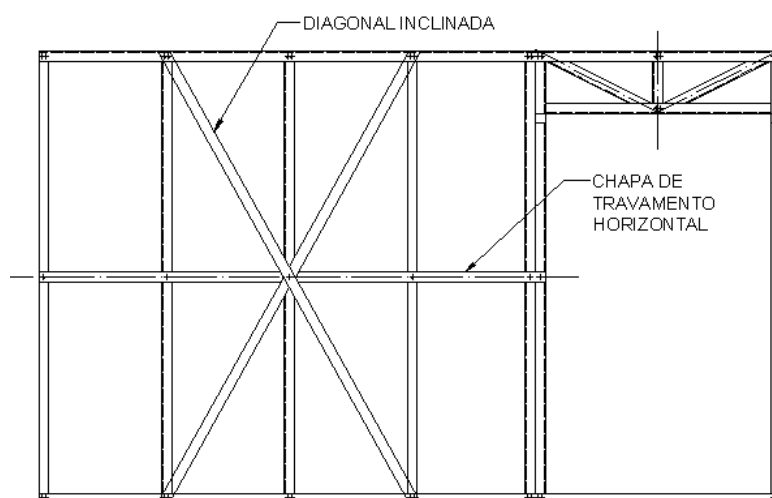


Figura 3.23: Diagonais inclinadas em paredes com abertura de porta

3.4.3. Ligação Guia-Laje e Guia-Viga

Os montantes são conectados às guias e estas por sua vez são conectadas na parte de baixo das paredes diretamente às lajes, como mostrado na figura 3.24, e na parte superior, as guias são conectas as vigas metálicas que suportam os pisos, essa ligação é mostrada na figura 3.25.

Logo, de acordo com o tipo de ligação guia-laje e guia-viga, pode-se considerar que as guias são parte integrante das vigas mistas, pois estão rigidamente conectadas, tanto na parte superior das paredes, quanto na parte inferior. Na modelagem estrutural desconsidera-se essa contribuição das guias, assumindo que esses elementos funcionam apenas como peças de ligação entre os montantes e as vigas mistas.

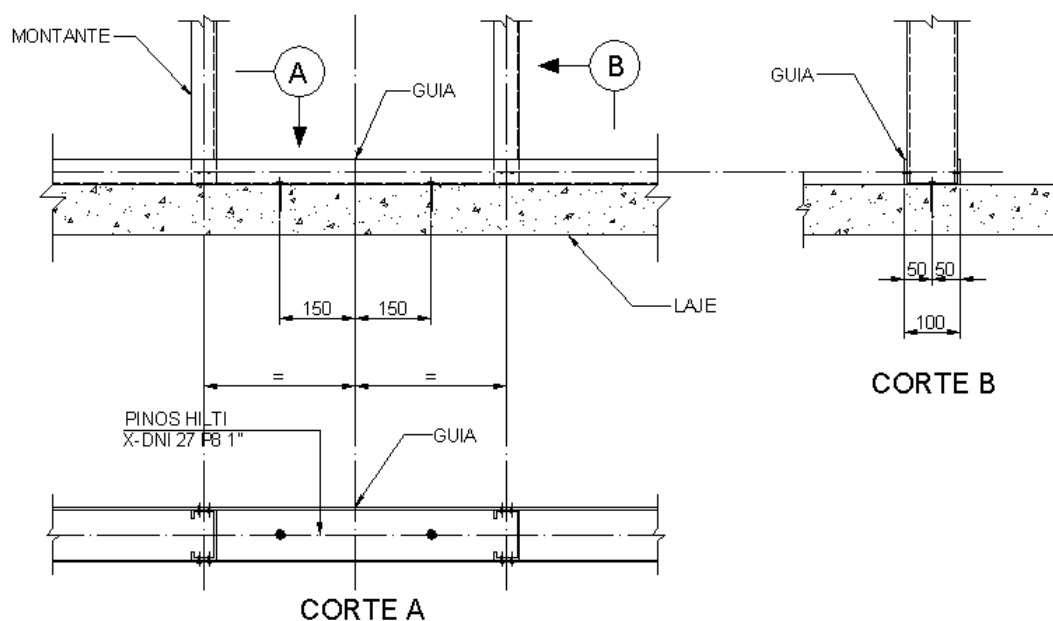


Figura 3.24: Ligação guia-laje (mm)

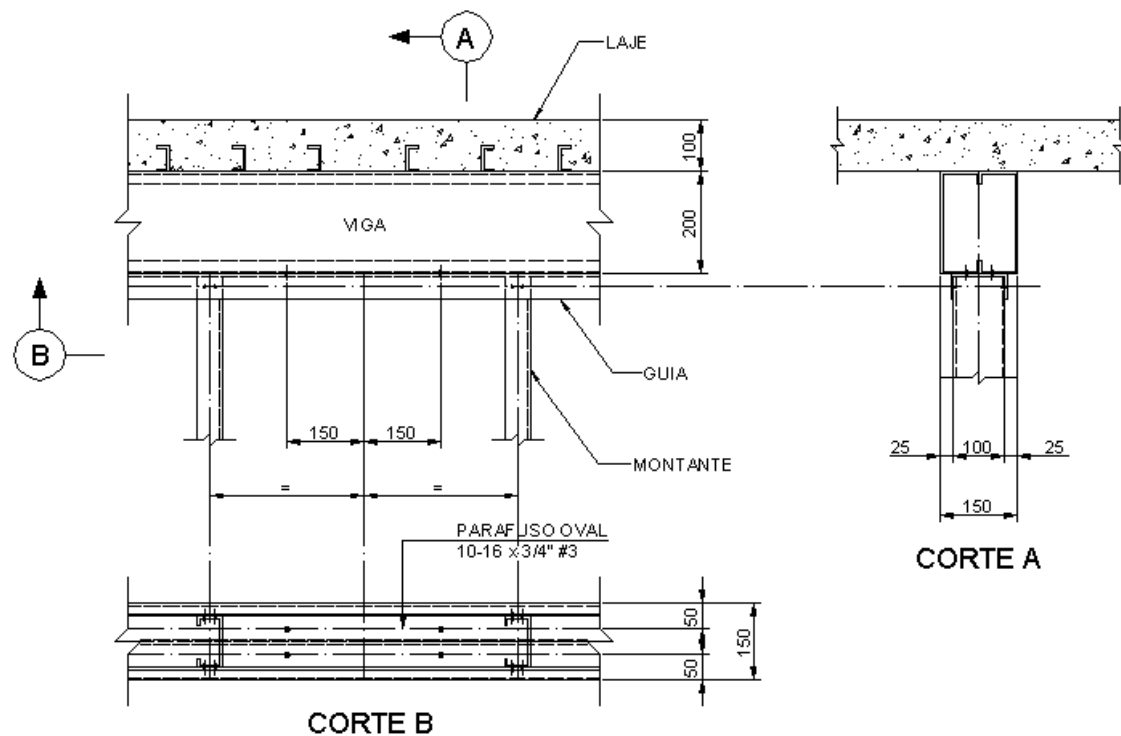


Figura 3.25: Ligação guia-viga (mm)

3.4.4. Ligação Contraventamento-Estrutura

As chapas de contraventamento das paredes sem abertura de janelas ou portas, executam uma função parecida com as barras de contraventamento dos pórticos do sistema estrutural original. No entanto, a transmissão de esforços dessas chapas para os elementos principais da estrutura se dá de uma forma diferente, pois elas estão conectadas a chapas de ligações, que por sua vez estão conectadas aos elementos das paredes “Steel-Frame”, e esses sim, são ligados a estrutura principal através de conectores a pólvora ou parafusos autobrocantes, como mostra a figura 3.26.

Como será visto mais adiante, os pilares são fabricados com aço laminado a frio e os perfis “Steel-Frame” em aço zincado, logo de acordo com os conceitos de corrosão dados no capítulo 2, é necessária a aplicação de um isolamento entre os diferentes tipos de aço para evitar a corrosão galvânica. Geralmente esse isolamento é feito por meio de tintas especiais anticorrosivas.

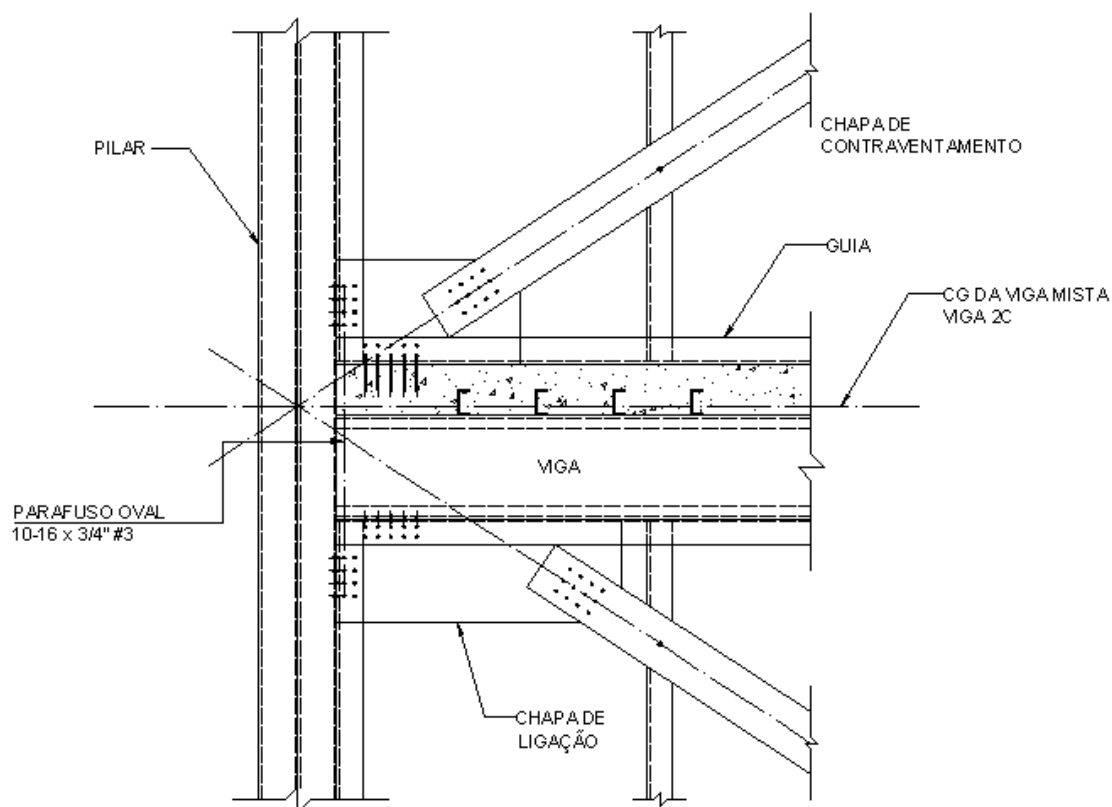


Figura 3.26: Ligação das paredes contraventadas com chapas inclinadas (mm)

Também considera-se que as chapas de contraventamento são rotuladas na estrutura principal, admitindo-se que esse tipo de ligação não é capaz de transferir esforços de momento fletor para os pilares ou vigas. Por essa hipótese, esses elementos são capazes de resistir a esforços axiais de tração, sendo liberadas as solicitações de compressão, da mesma forma que as chapas de travamento horizontal.

3.5. MODELAGEM DAS VIGAS

3.5.1. Considerações Gerais

As vigas de ambos os sistemas estruturais do estudo de caso são modeladas como vigas mistas, pois possuem conectores de cisalhamento para garantir o comportamento misto. Essa consideração não foi escolhida ao acaso, de acordo com

diversos estudos [3.3] as vigas mistas tem sido consideradas o sistema estrutural mais eficiente para suportar cargas gravitacionais de pisos de edifícios.

No limite, o sistema atingirá o ponto máximo de eficiência, quando a linha neutra estiver localizada em uma posição tal que permita que as tensões de compressão na flexão sejam totalmente resistidas apenas pelo concreto, e o perfil de aço seja responsável por resistir às tensões de tração.

Para o sistema de construção de vigas mistas, são possíveis duas situações: o sistema escorado e o não escorado. No sistema escorado, toda a carga é resistida pelo sistema misto, sendo necessário que a viga seja escorada até que o concreto atinja resistência suficiente ($0,75\%$ do f_{ck}) para que a ação mista possa ser desenvolvida. No sistema não escorado, a viga de aço trabalhando isoladamente, é dimensionada para resistir ao peso-próprio do concreto fresco, juntamente com outras cargas de construção, aplicadas antes que o concreto adquira resistência adequada. Para ambos os sistemas estruturais em estudo, considera-se o sistema não escorado de construção, pois as paredes só serão executadas após a concretagem das lajes.

Para a modelagem estrutural dos dois sistemas apresentados considera-se que as vigas mistas paralelas ao eixo x são bi-apoiadas, enquanto que as vigas mistas paralelas ao eixo y são consideradas contínuas (de acordo com os tipos de ligações adotadas). Dessa forma, têm-se pórticos contraventados paralelos ao eixo x e pórticos rígidos paralelos ao eixo y, como foi visto anteriormente.

3.5.2. Conectores

O comportamento de estruturas mistas é baseado na ação conjunta entre o perfil de aço e o concreto armado. Para que isso ocorra, é necessário que na interface aço-concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. A aderência natural entre os dois materiais e as forças de atrito presentes não são normalmente levadas em conta no cálculo. É necessário, portanto, o uso de conectores de cisalhamento na interface aço-concreto.

A determinação analítica da resistência de conectores é extremamente complexa, por isso torna-se necessário à utilização de ensaios. A principal e mais relevante

característica no cálculo dos conectores de cisalhamento, é a relação entre a força de cisalhamento transmitida e o deslizamento relativo entre as superfícies de contato dos elementos componentes de um sistema misto. Esta relação, expressa pela curva *carga-deslizamento*, pode ser determinada diretamente por meio de ensaios de vigas mistas em escala natural ou, o que é mais comum, de ensaios padronizados pelas normas de cálculo (“Push-out”). Uma vez obtida a curva, pode-se determinar a resistência de cálculo dos conectores ensaiados, bem como, classificar seu comportamento quanto à ductilidade. Para os tipos usuais de conectores, estas características já foram determinadas e estão padronizadas pelas normas.

O conector tipo pino com cabeça é o mais utilizado na prática. Desenvolvido na década de 30 pela Nelson Stud Welding, consiste de um pino especialmente projetado para funcionar como um eletrodo de solda por arco elétrico e ao mesmo tempo, após a soldagem, como conector de cisalhamento, como ilustrado na figura 3.27.

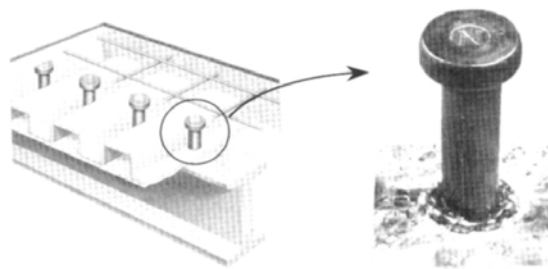


Figura 3.27: Stud Bolt [3.3]

Porém, para os exemplos do estudo de caso esse tipo de conector não pode ser utilizado, já que as espessuras máximas das vigas dos sistemas estudados são da ordem de 2mm, e para aplicações desse conector é exigido que o material base tenha no mínimo 3,75mm de espessura.

Logo, o conector adotado para o sistema construtivo proposto foi o conector tipo U, instalado com uma das mesas apoiada sobre a viga de aço e com o plano da alma perpendicular ao eixo longitudinal da viga de acordo com a figura 3.28.

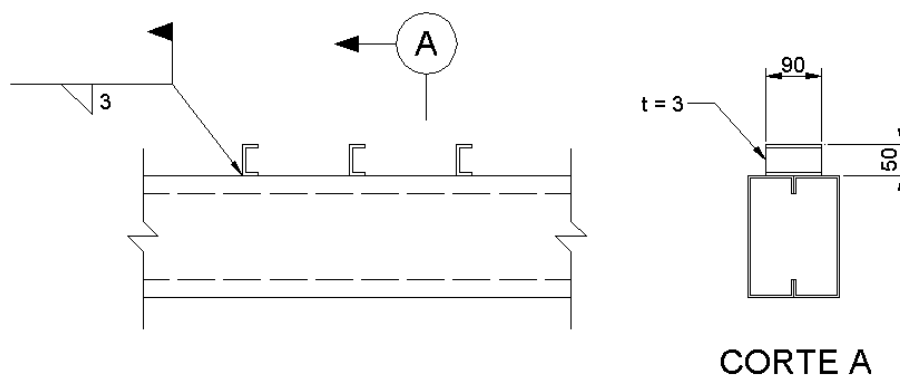


Figura 3.28: Conectores em perfil U (mm)

Esse tipo de conector é soldado ao perfil da viga de aço e a sua resistência nominal em kN, conforme NBR 8800 [3.4] é dada por:

$$R_n = 0,0365 \cdot (t_f + 0,5t_w) \cdot L_{cs} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{eq 3.1})$$

Onde

t_f = espessura da mesa do conector em mm;

t_w = espessura da alma do conector em mm;

L_{cs} = comprimento do conector em mm.

Na NBR 8800, esta expressão é limitada a concretos com peso específico superior a 22 kN/m³ e com resistência à compressão f_{ck} entre a 20 MPa e 28 MPa.

Logo, com a utilização dos conectores as vigas são modeladas como sendo mistas e as suas propriedades são calculadas no próximo item.

3.5.3. Propriedades Geométricas das Vigas Mistas

O momento de inércia e a área da seção transversal mista são obtidos pela homogeneização teórica da seção, considerando que a interação entre os materiais é completa.

A interação aço/concreto é considerada completa para os dois modelos que estão sendo analisados, pois o número de conectores é considerado como suficiente para que a viga de aço atinja a resistência nominal ao escoamento, ou a laje de concreto a sua resistência nominal ao esmagamento. Quando a resistência dos conectores é inferior à da viga de aço e à da laje de concreto, a interação é dita parcial.

Dessa forma, para as hipóteses adotadas acima, transforma-se a área efetiva de concreto da viga mista, em uma área equivalente de aço utilizando as equações dadas abaixo como ilustra a figura 3.29.

$$n = \frac{E_a}{E_c} \quad (\text{eq 3.2})$$

$$b_{eq} = \frac{b}{n} \quad (\text{eq 3.3})$$

Onde

E_a = módulo de elasticidade do aço;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

b = largura efetiva da laje de concreto.

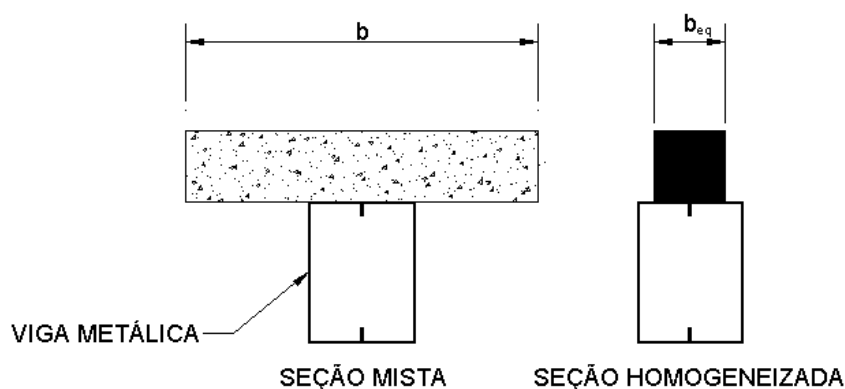


Figura 3.29: Homogeneização das seções mistas

Para o cálculo do módulo de elasticidade do concreto é utilizada a equação dada pela NBR 8800:

$$E_c = 42 \cdot \gamma_c^{1,5} \cdot \sqrt{f_{ck}} \quad (\text{eq 3.4})$$

Onde

γ_c = peso específico do concreto, tomado como $25,0 \text{ kN/m}^3$ ($\gamma_{c\text{mín}} = 15 \text{ kN/m}^3$);

f_{ck} = resistência característica do concreto, tomada como sendo igual a 20 MPa para a análise estrutural ($20 \text{ MPa} \leq f_{ck} \leq 28 \text{ MPa}$).

As larguras efetivas das mesas de concreto, são determinadas conforme a NBR 8800. A tabela 3.2 apresenta um resumo contendo os valores das propriedades calculadas para as vigas mistas dos sistemas estruturais em questão (ver figura 3.1)

Tabela 3.2: Propriedades das vigas mistas dos modelos

Vigas	Área (cm ²)	Momento de Inércia (cm ³)
Viga 2A	111,60	3675,0
Viga 2A de borda	63,30	3932,3
Viga 2B	95,60	3363,2
Viga 2B de borda	59,10	3825,9
Viga 2C	123,20	3826,6
Viga 2C de borda	68,60	3025,8

No caso dos pórticos na direção y, onde as vigas metálicas são engastadas nos pilares, como foi visto anteriormente, além das regiões de momento positivo, ocorrem momentos negativos sobre os apoios. Nestas regiões, apenas o perfil de aço e a armadura longitudinal da laje contribuem para a rigidez e resistência da viga, devido ao concreto estar invariavelmente tracionado. A largura efetiva em zonas de momento negativo define a região da laje onde a contribuição da armadura longitudinal pode ser considerada, porém no estudo de caso despreza-se essa contribuição, adotando-se apenas a resistência e rigidez da viga metálica.

Para facilitar a análise, as normas fornecem indicações simplificadas para a determinação dos valores de rigidez à flexão ao longo do comprimento da viga. Podem

ser usados dois modelos: o não-fissurado e o fissurado. No modelo não-fissurado a rigidez é tomada como sendo a rigidez da viga mista constante ao longo do vão, independente da viga estar submetida a momento positivo ou negativo. No modelo fissurado (o adotado para a modelagem), a rigidez à flexão é tomada como sendo a rigidez da viga metálica, com comprimento igual a 15% do vão para cada lado do apoio, e no restante do comprimento da viga, a rigidez é tomada como sendo a da viga mista. A figura 3.30 ilustra como foram modelados os pórticos na direção y.

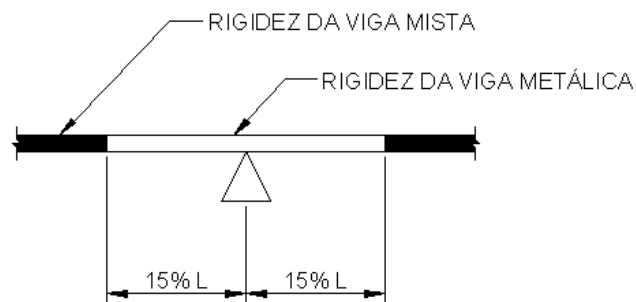


Figura 3.30: Modelagem das propriedades das vigas mistas nos apoios contínuos

OLIVEIRA [3.5] em seu trabalho, determina um valor real para a modelagem da rigidez a flexão de vigas mistas ao longo do comprimento, utilizando uma análise numérica baseada no tipo de ligação semi-rígida adotada.

No entanto, de acordo com JOHNSON [3.6], a “regra dos 15%” representa de maneira satisfatória a influência da fissuração do concreto próximo aos apoios e por isso é usada ao invés da localização exata do ponto de inflexão, cuja determinação da posição é complexa.

3.6. MODELAGEM DAS LAJES

A modelagem das lajes só se faz necessária para os modelos tridimensionais, no entanto, o grande número de elementos finitos de placa que seriam utilizados para tal, foi substituído por uma propriedade do programa utilizado.

Essa ferramenta denominada “Rigid Link”, especifica que determinado deslocamento ou rotação de um grupo de nós selecionados deve ser idêntico para todos os nós. Essa propriedade dada aos nós selecionados ilustra perfeitamente o comportamento de diversas estruturas e tem como objetivo principal reduzir o tamanho da matriz de rigidez da estrutura. A figura 3.31 apresenta um pavimento em que foi atribuído o comando.

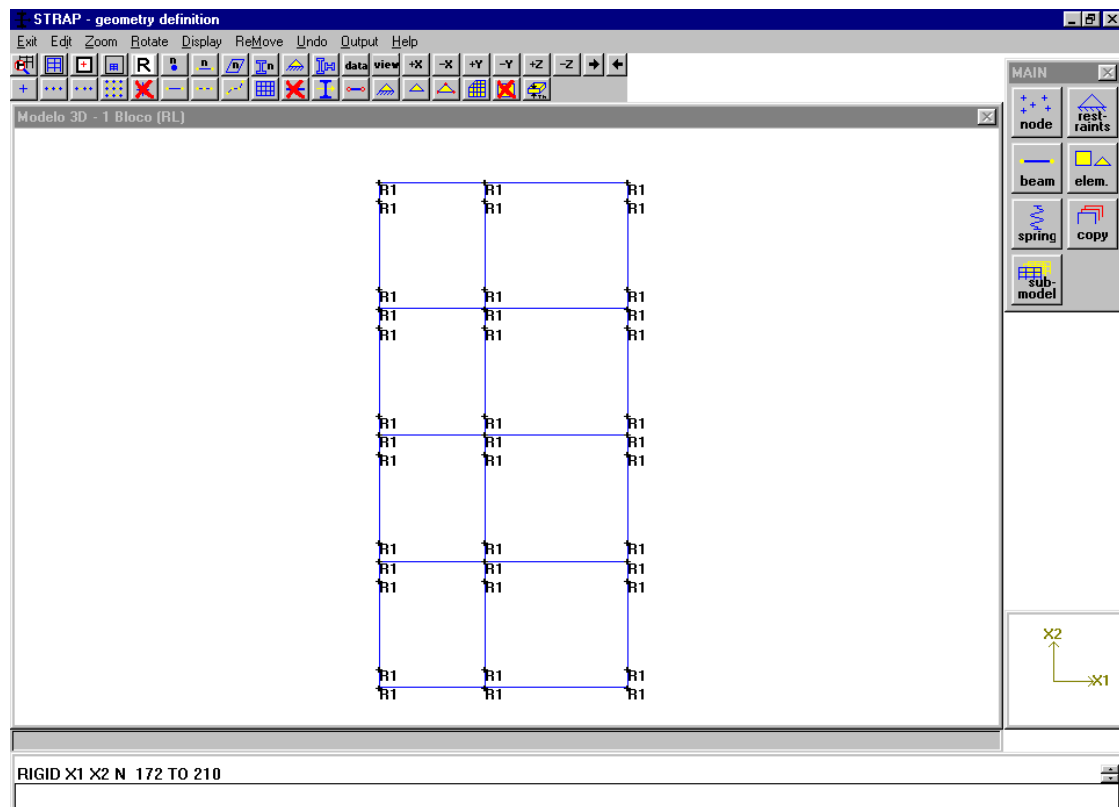


Figura 3.31: Laje do pavimento tipo com todos os nós conectados por “Rigid Link”

Como pode-se ver no canto esquerdo abaixo da figura 3.31, esse comando foi atribuído a todos os nós do pavimento, para que eles tivessem os mesmos deslocamentos no plano X1-X2.

3.7. ANÁLISE DOS CARREGAMENTOS

3.7.1. Carregamentos Permanentes

A tabela 3.3 apresenta o peso específico de todos os materiais utilizados na determinação dos carregamentos permanentes. O peso-próprio dos perfis que constituem as vigas, as colunas, os montantes das paredes, as chapas de contraventamento e os outros elementos estruturais e construtivos metálicos, são considerados diretamente pelo programa de análise estrutural.

Tabela 3.3: Peso específico dos materiais de construção

Material	Peso específico (kN/m³)
Aço	78,5
Concreto	25,0
Gesso	9,0
Placa cimentícia	14,0
Argamassa de revestimento	19,0
Bloco cerâmico para alvenaria	13,0
Revestimento de piso	18,0

Para a determinação do peso-próprio das lajes adota-se uma espessura de laje igual a 10cm, que é a espessura adotada para o dimensionamento das vigas mistas. De acordo com a arquitetura apresentada anteriormente tem-se diferentes tipos de revestimento de piso para cada ambiente do apartamento. Porém, com o objetivo de simplificar a modelagem estrutural adota-se um único revestimento de piso para todos os ambientes. O peso-próprio de revestimento das lajes, é então calculado considerando uma espessura média e um peso específico médio de revestimento para todos os ambientes.

Como mencionado no item anterior, as lajes não foram modeladas como sendo elementos finitos de placa. Logo, é utilizado o método dos quinhões de carga para transformar os carregamentos por metro quadrado em carregamentos lineares, que são aplicados sobre as vigas.

O carregamento de peso-próprio das paredes de alvenaria é aplicado diretamente sobre as vigas. As paredes de alvenaria do sistema construtivo original são compostas basicamente de blocos cerâmicos e argamassa de revestimento. A figura 3.32 ilustra a seção transversal desse elemento construtivo.

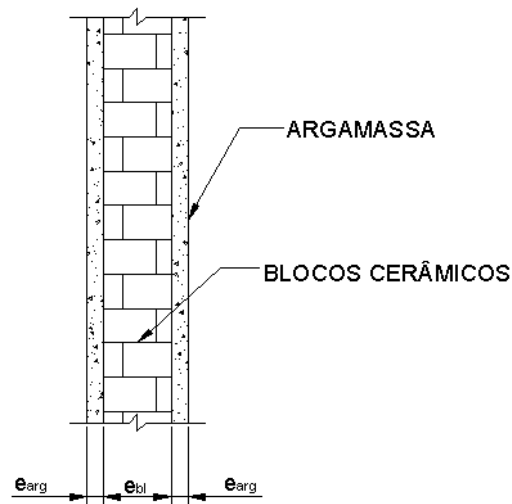


Figura 3.32: Seção transversal das paredes de alvenaria

Onde

e_{arg} = espessura da argamassa de revestimento da parede;

e_{bl} = espessura do bloco cerâmico.

Para a determinação dos carregamentos, adota-se paredes de alvenaria com espessura total de 15cm, sendo a espessura do bloco igual a 10cm e a espessura de argamassa igual a 2,5cm em cada face da parede.

O carregamento das paredes “Steel-Frame” é dado em função do peso-próprio dos perfis e do peso-próprio dos materiais de revestimento. Como todos os perfis constituintes dessas paredes são discretizados no modelo, e conseqüentemente seus pesos já são computados, o peso das paredes a ser aplicado como carregamento é definido apenas pelo peso dos revestimentos. A figura 3.33a apresenta a seção transversal das paredes externas revestidas com gesso e placa cimentícia, enquanto que a figura 3.33b apresenta a seção transversal das paredes internas revestidas apenas com placas de gesso.

Onde

e_g = espessura das placas de gesso;

e_{bl} = espessura das placas cimentícias.

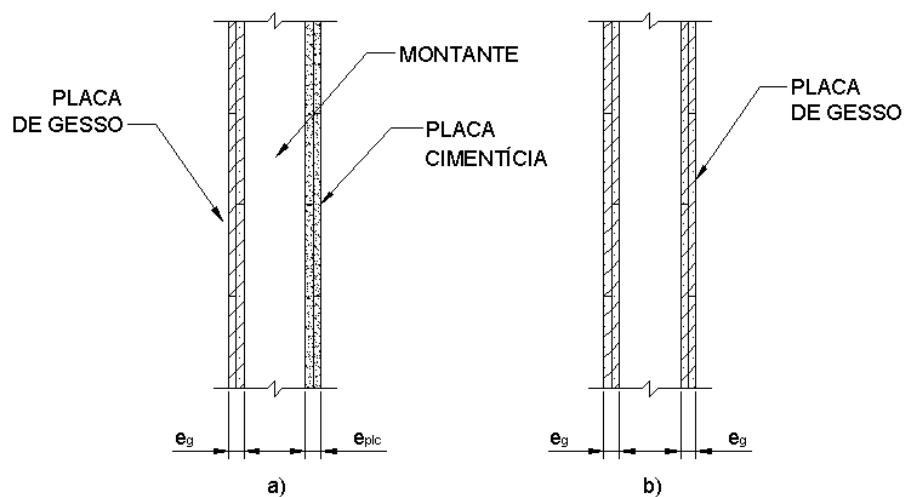


Figura 3.33: Seção transversal das paredes “Steel-Frame”

O peso-próprio do telhado é considerado distribuído sobre a laje da cobertura. Ele é dado pela soma do peso-próprio do engradamento metálico com o peso-próprio das telhas de cobertura. Os valores adotados de peso-próprio para esses elementos construtivos são apresentados na tabela 3.4.

Tabela 3.4: Peso-próprio dos elementos construtivos constituintes do telhado

Elemento	Valor (kN/m ²)
Engradamento metálico	0,05
Telha cerâmica	0,60

3.7.2. Carregamentos Acidentais

Os carregamentos acidentais considerados para a modelagem estrutural são apresentados na tabela 3.5.

Tabela 3.5: Carregamentos acidentais

Carregamento	Valor (kN/m ²)
Sobrecarga de pavimento	1,50
Sobrecarga de cobertura	0,25
Sobrecarga de escada	3,00

Para a sobrecarga de piso dos pavimentos e sobrecarga de escada são adotados os valores dados pela NBR 6120 [3.7] e para a sobrecarga de cobertura, adota-se o valor dado de acordo com a NBR 8800.

Os carregamentos acidentais também são transformados em carregamentos lineares pelo método dos quinhões de carga e aplicados diretamente sobre as vigas.

3.7.3. Carregamento de Vento

O carregamento de vento a ser aplicado aos modelos estruturais é determinado de acordo com a NBR 6123 [3.8]. A princípio determina-se a pressão dinâmica do vento em função da velocidade básica do vento e dos fatores topográficos da região considerada para a execução do projeto. Com esses valores e com as dimensões geométricas das estruturas analisadas, determina-se cargas estáticas equivalentes que serão aplicadas aos nós dos pórticos estruturais, como será visto adiante.

A velocidade básica do vento é determinada considerando que a edificação está localizada na região sudeste do Brasil, entre os estados do Rio de Janeiro e São Paulo. Logo tem-se que:

$$V_o = 45 \frac{\text{m}}{\text{s}}$$

O fator topográfico S_1 leva em consideração as variações do relevo do terreno. Para o trabalho em questão considera-se que o terreno é plano e fracamente acidentado, ou seja:

$$S_1 = 1,0$$

O fator topográfico S_2 considera o efeito combinado da rugosidade do terreno, da variação da velocidade do vento com a altura acima do terreno e das dimensões da edificação.

Para a determinação do fator topográfico S_2 admi-se que a edificação pertence à classe A e está localizada em um terreno de categoria IV. Uma edificação é dita de classe A quando a maior dimensão horizontal ou vertical não excede 20m. Um terreno é considerado de categoria IV quando ele é coberto por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada, como exemplo pode-se citar subúrbios densamente construídos de grandes cidades. A tabela 3.6 apresenta os valores adotados para o fator topográfico S_2 em função da altura z medida a partir da superfície do terreno.

Tabela 3.6: Valores para o fator topográfico S_2

Carregamento	Valor (kN/m ²)
≤ 5	0,79
10	0,86
15	0,90
20	0,93

O fator topográfico S_3 é baseado em conceitos estatísticos, e considera o grau de segurança requerido e a vida útil da edificação. Para a determinação do fator S_3 considera-se que a edificação é do grupo 2, ou seja, edificação para hotéis e residências. Dessa forma o fator topográfico S_3 é dado por:

$$S_3 = 1,0$$

Com os valores dos coeficientes topográficos determinados, calcula-se a pressão dinâmica de vento atuante. As forças sobre as fachadas são então determinadas levando-se em consideração os coeficientes de forma da estrutura e as áreas de influência de cada pórtico.

Para a edificação em estudo considera-se que as fachadas são efetivamente estanques e com janelas fixas que têm uma probabilidade desprezível de serem rompidas por acidente. Logo, para esse caso pode-se considerar o coeficiente de forma interno nulo. Os coeficientes de forma externos são obtidos diretamente em função das dimensões geométricas da edificação mostradas na figura 3.34.

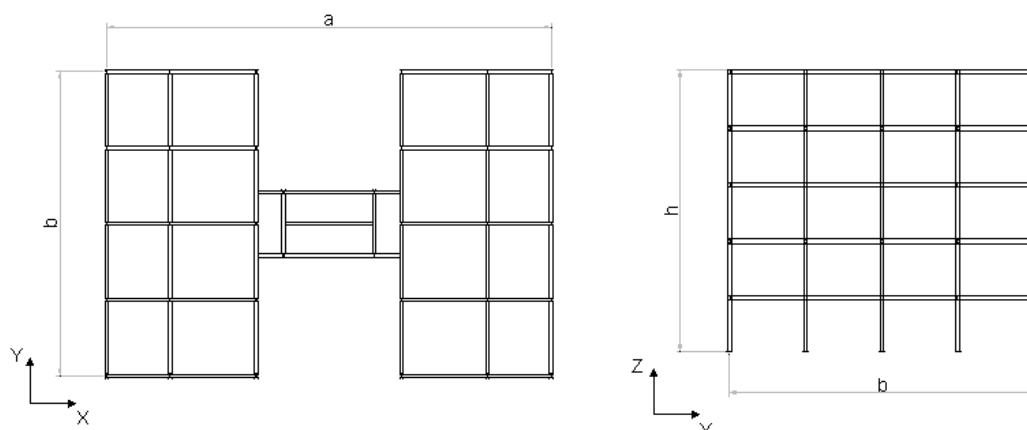


Figura 3.34: Dimensões geométricas da edificação

A figura 3.35a apresenta o carregamento de vento aplicado para o modelo estrutural na direção x, enquanto que a figura 3.35b ilustra o mesmo carregamento na direção y.

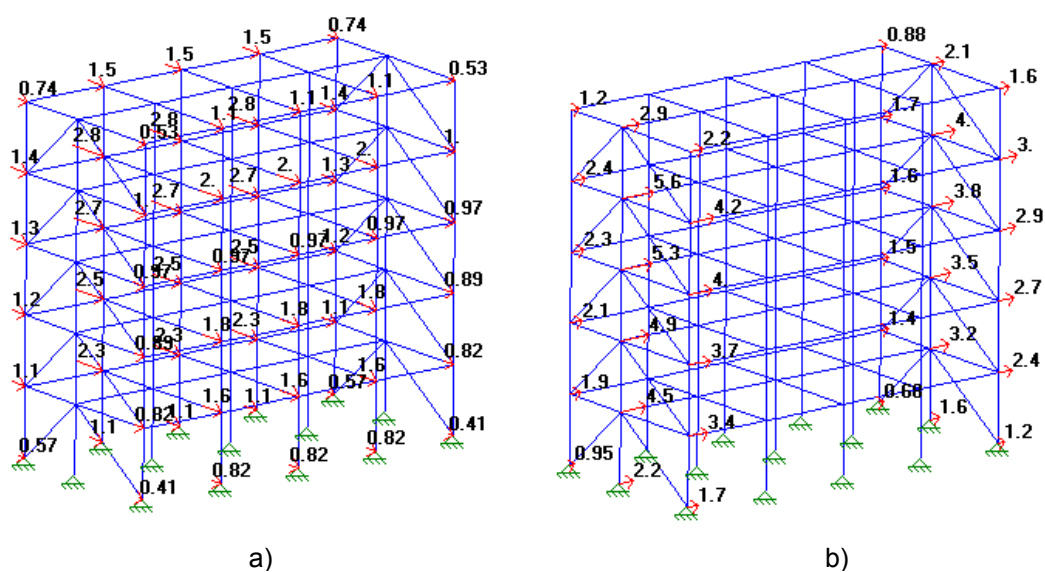


Figura 3.35: Cargas equivalentes aplicadas aos modelos estruturais (kN)

3.7.4. Combinações de Cargas

As ações adotadas para a análise estrutural dos modelos são descritas nos itens anteriores. Essas ações são consideradas nominais e para as regras de combinação, adota-se o previsto na NBR 14762 [3.9]. Logo, tem-se as seguintes combinações para a análise dos esforços atuantes nos elementos estruturais dos modelos.

Para os estados limites últimos:

a) Considerando o vento como ação variável principal

$$C_1 = 1,3 \cdot PP + 1,4 \cdot V + 1,4 \cdot 0,4 \cdot SC \quad (\text{eq 3.5})$$

$$C_2 = 1,0 \cdot PP + 1,4 \cdot V \quad (\text{eq 3.6})$$

b) Considerando a sobrecarga como ação variável principal

$$C_3 = 1,3 \cdot PP + 1,4 \cdot SC + 1,4 \cdot 0,4 \cdot V \quad (\text{eq 3.7})$$

Para os estados limites de utilização:

a) Combinações quase permanentes

$$C_4 = 1,0 \cdot PP + 0,2 \cdot SC \quad (\text{eq 3.8})$$

b) Combinações freqüentes

$$C_5 = 1,0 \cdot PP + 0,2 \cdot V + 0,2 \cdot SC \quad (\text{eq 3.9})$$

c) Combinações raras

$$C_6 = 1,0 \cdot PP + 1,0 \cdot V \quad (\text{eq 3.10})$$

Onde

PP = somatório de todos os carregamentos permanentes;

V = carregamento de vento;

SC = somatório de todos os carregamentos de sobrecarga.

CAPÍTULO 4

ANÁLISE ESTRUTURAL

4.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Nesse capítulo é feita a análise estrutural dos elementos constituintes do sistema estrutural proposto, para verificar a principal idéia do presente trabalho, ou seja, se os painéis estruturais em perfis conformados a frio podem ser considerados como elementos de contraventamento de edificações metálicas.

Dada às dimensões e geometria dos modelos estruturais do edifício, não foram levados em consideração quaisquer efeitos de segunda ordem nas análises. Portanto, os resultados que são apresentados referem-se apenas a análise elástica-linear.

Logo, como será visto mais adiante, os modelos para a análise estrutural dos sistemas estruturais em estudo, são discretizados em elementos finitos de barra com a utilização de um programa de análise estrutural comercial. A figura 4.1 ilustra o modelo criado para o sistema original e a figura 4.2 o modelo do sistema proposto.

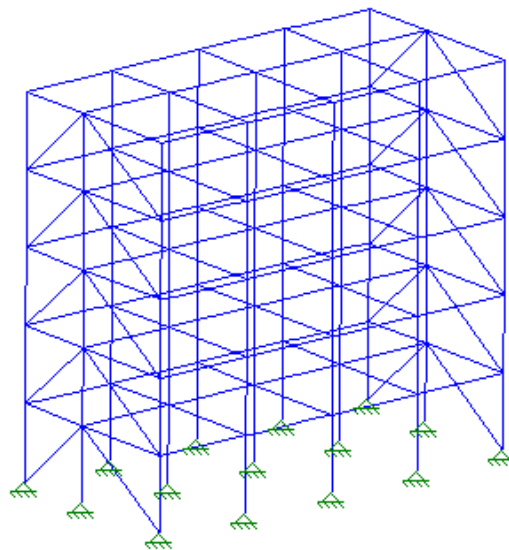


Figura 4.1: Modelo 3D do sistema original

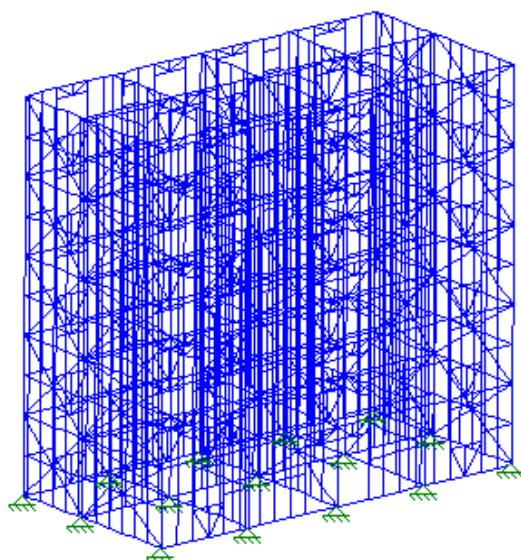


Figura 4.2: Modelo 3D do sistema proposto

O programa utilizado, para obter os resultados necessários ao estudo, é o programa comercial STRAP na sua versão 7.20 de outubro de 1997. São feitos ao todo 12 modelos, sendo 10 de pórticos planos e 2 modelos de pórticos 3D. A tabela 4.1 apresenta algumas características numéricas desses modelos.

Tabela 4.1: Características numéricas dos modelos

Estrutura	Pórticos	Nº de nós	Nº de elementos
Original	Pórtico XZA	18	35
	Pórtico XZB	18	25
	Pórtico YZ1	70	85
	Pórtico YZ2	70	85
	Pórtico YZ3	70	85
	Modelo 3D	210	325
Proposta	Pórtico XZA-Frame	223	463
	Pórtico XZB-Frame	151	280
	Pórtico YZ1-Frame	415	774
	Pórtico YZ2-Frame	373	742
	Pórtico YZ3-Frame	343	649
	Modelo 3D-Frame	1954	4856

A norma adotada para o dimensionamento dos perfis metálicos é o AISI [4.1], e para o dimensionamento das vigas mistas, adota-se conceitos da NBR 8800 [4.2] juntamente com resultados obtidos por recentes pesquisas realizadas sobre o assunto [4.3].

Na verificação estrutural, utiliza-se o aço zincado ZAR 280 como material de fabricação dos perfis “Steel-Frame”, e o aço laminado a frio COR 420 para a fabricação das vigas e pilares. Para o concreto adota-se uma resistência característica de 20MPa.

4.2. CARGAS NAS FUNDAÇÕES

Uma das vantagens para a utilização do sistema “Steel-Frame” é sem dúvida o alívio de carga na fundação da edificação. Na figura 4.3 é indicada a localização geométrica dos pilares em planta, e na tabela 4.2 são apresentadas as respectivas cargas normais nas fundações para os dois sistemas analisados. Os valores são referentes somente aos carregamentos nominais de peso-próprio.

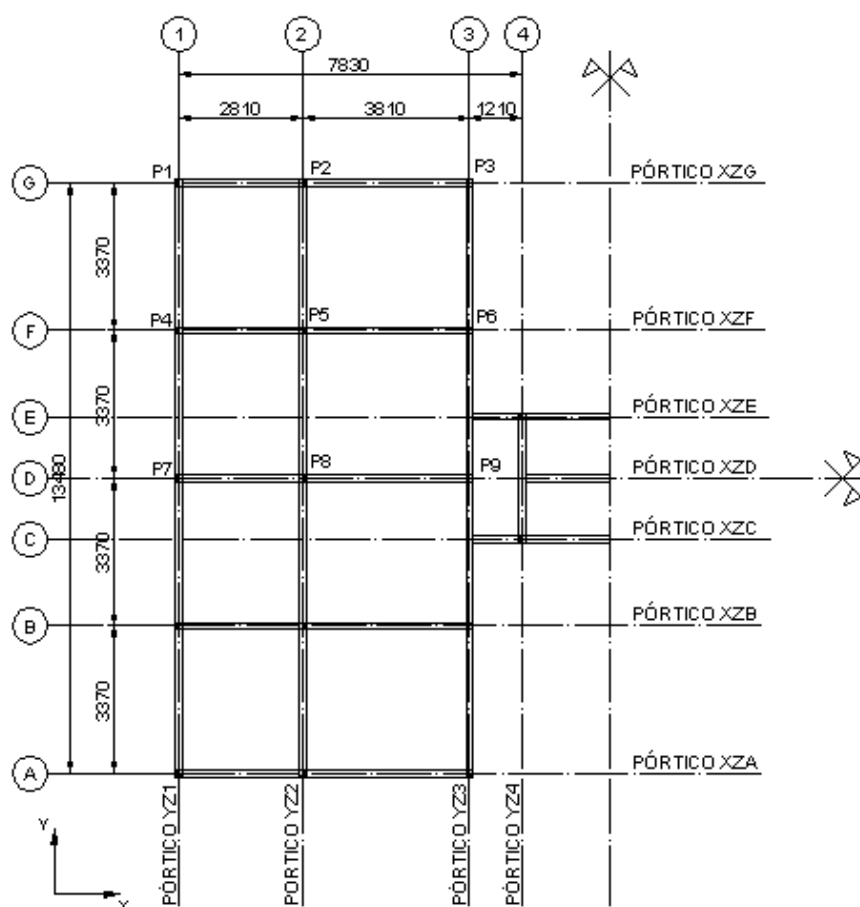


Figura 4.3: Localização dos pilares na planta (mm)

Tabela 4.2: Cargas nas fundações para os modelos analisados

Pilar	Cargas em kN										Δ (%) P_{Total}
	Sistema Estrutural Original					Sistema Estrutural Proposto					
	PP _P	PP _C	PP _A	PP _{TE}	P _{Total}	PP _P	PP _C	PP _{SF}	PP _{TE}	P _{Total}	
P1	8,1	30,0	82,5	1,29	121,9	8,9	25,3	15,9	1,05	51,2	-58,0
P2	7,7	72,8	89,4	2,66	172,6	10,9	80,7	24,4	3,1	119,1	-31,0
P3	8,3	37,3	91,0	1,48	138,1	6,1	33,9	18,3	1,32	59,62	-56,8
P4	5,6	62,1	94,7	2,5	164,9	7,9	53,6	22,4	2,2	86,1	-47,8
P5	7,3	176,4	132,7	7,5	323,9	9,8	190,3	36,3	8,0	244,4	-24,5
P6	5,9	89,0	104,6	3,4	202,9	3,7	82,2	25,1	3,2	114,2	-43,7
P7	7,9	59,3	94,7	2,31	164,2	11,8	61,9	25,1	2,36	101,2	-38,4
P8	10,2	142,9	132,3	6,8	292,2	13,8	140,0	32,6	6,6	193,0	-34,0
P9	8,1	83,3	104,6	3,21	199,2	7,2	85,9	28,0	3,27	124,4	-37,6

Onde

PP_P = peso-próprio dos perfis;

PP_C = peso-próprio das lajes de concreto;

PP_A = peso-próprio das paredes de alvenaria;

PP_{SF} = peso-próprio das paredes “Steel-Frame”;

PP_{TE} = peso-próprio do telhado.

Com os valores da tabela 4.2, pode-se concluir que, as das cargas nas fundações para o sistema proposto são em média 43% menores em relação as cargas do sistema estrutural original. Ou seja, substituindo as paredes de alvenaria por painéis “Steel-Frame”, as cargas nas fundações são praticamente reduzidas à metade.

4.3. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES ÚLTIMOS

Nesse item é feita a verificação estrutural dos elementos do modelo proposto para os estados limites últimos, analisando-se a resistência e o nível de segurança dos componentes estruturais.

4.3.1. Chapas de Contraventamento das Paredes

As chapas de contraventamento das paredes “Steel-Frame” do sistema proposto, são verificadas para as solicitações normais de tração, pois de acordo com as hipóteses adotadas no capítulo de modelagem estrutural, desconsidera-se a resistência a compressão. A figura 4.4 apresenta o diagrama de esforços normais para a combinação de dimensionamento, das chapas de contraventamento mais solicitadas.

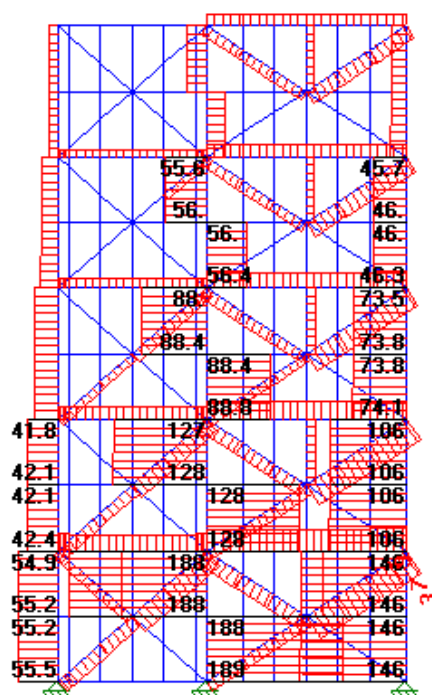


Figura 4.4: Diagrama de esforços normais para o pórtico XZD (combinação 1)

Nesse ponto é importante ressaltar que de acordo com a convenção norte-americana de esforços, valores positivos de esforços normais significam compressão, e valores negativos tração.

Tem-se então, a seguinte equação para a verificação das chapas de contraventamento:

$$\frac{T_{sd}}{T_{rd}} = \frac{37,9\text{kN}}{120,0\text{kN}} = 0,32 \leq 1,0 \rightarrow \text{OK} \quad (\text{eq 4.1})$$

Onde

T_{sd} = esforço normal de tração solicitante de cálculo;

T_{rd} = esforço normal de tração resistente de cálculo.

Segundo a equação 4.1, o estado limite último é atendido para as chapas de contraventamento, com uma folga de resistência de 68%. É importante lembrar que o esforço normal de tração resistente é calculado para duas chapas, sendo colocadas uma em cada lado do painel.

As chapas de contraventamento horizontal dos montantes para os painéis que possuem barras inclinadas, praticamente não são solicitadas por esforços de tração, como mostra a figura 4.4. Dessa forma, elas cumprem com o seu objetivo de fornecer travamento torcional para os montantes e reduzir o comprimento de flambagem dos pilares, como explicado no capítulo 3.

4.3.2. Montantes Estruturais das Paredes

Os montantes estruturais das paredes “Steel-Frame”, sujeitos à ação de esforços significativos são basicamente os que fazem parte das laterais das aberturas e os conectados as barras de contraventamento inclinadas.

Os montantes duplos laterais das aberturas estão sujeitos a esforços de compressão e também a esforços de momentos fletores, enquanto que os montantes simples, ficam sujeitos apenas a esforços normais de compressão. A figura 4.5 apresenta um dos painéis estruturais de contraventamento com abertura, mostrando as liberações que foram aplicadas a esses elementos em função das considerações de ligações feitas na modelagem estrutural.

A afirmação feita no parágrafo anterior é comprovada pelas figuras 4.6 e 4.7, onde se apresenta de forma qualitativa os diagramas de momentos fletores e esforços normais respectivamente, devido a apenas o carregamento de vento paralelo ao plano do pórtico do painel.

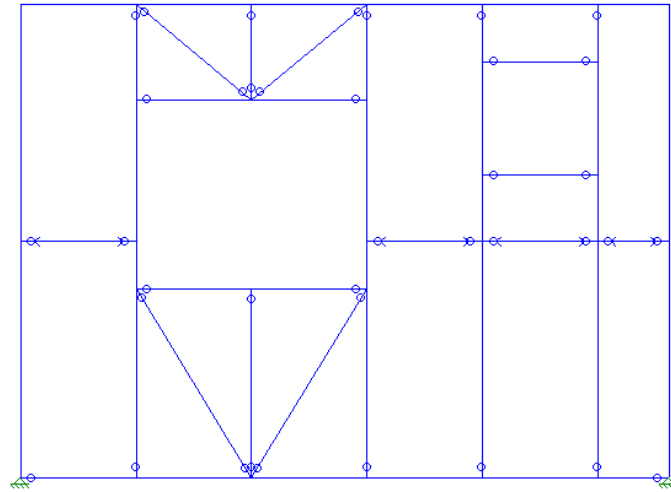


Figura 4.5: Painel estrutural de contraventamento com abertura de janela

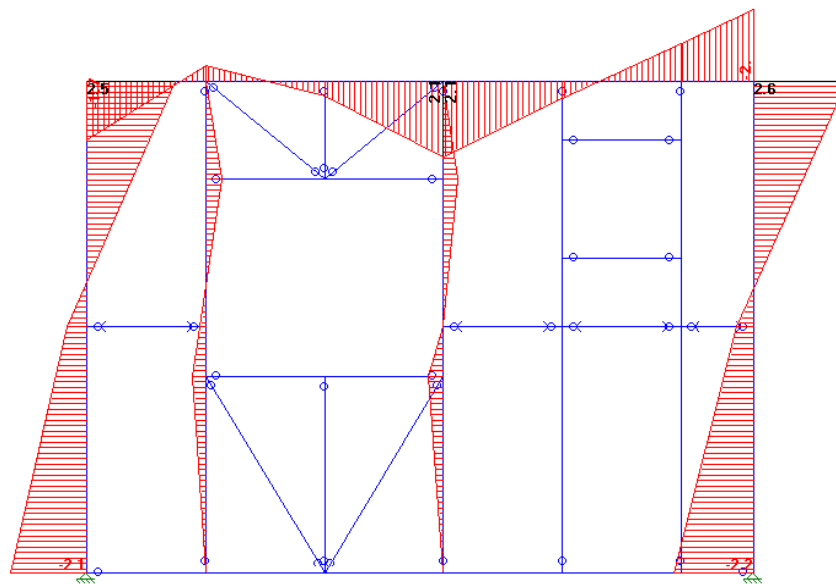


Figura 4.6: Digrama de momento fletor para painéis com aberturas (vento nominal)

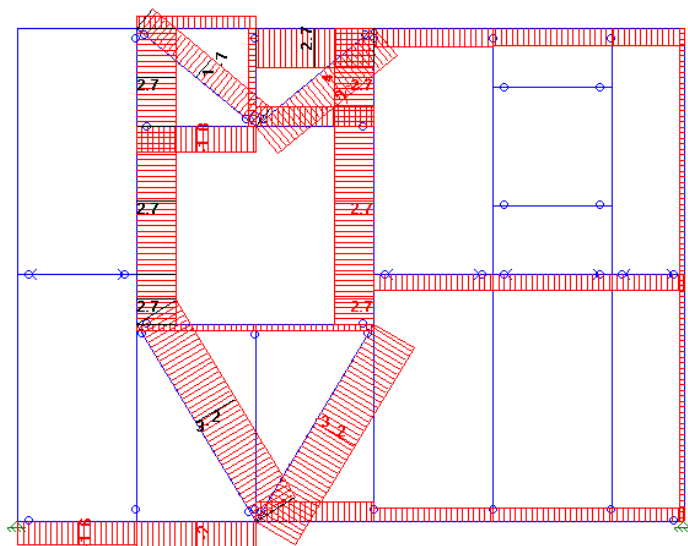


Figura 4.7: Digrama de esforço normal para painéis com aberturas (vento nominal)

Os diagramas apresentados acima, são mostrados para concluir que, nos pórticos que não possuem paredes com chapas de contraventamento inclinadas, o efeito diafragma é dado pelos painéis com abertura, onde o elemento resistente é o pórtico formado pelos montantes laterais das aberturas e pelos elementos de enrijecimento inclinados.

Para o caso dos painéis contraventados com chapas inclinadas, os montantes ficam sujeitos apenas a carregamentos normais de compressão, e todo o esforço de cisalhamento transversal, é resistido pelas diagonais de contraventamento. A figura 4.8 ilustra um desses painéis com as liberações adotadas.

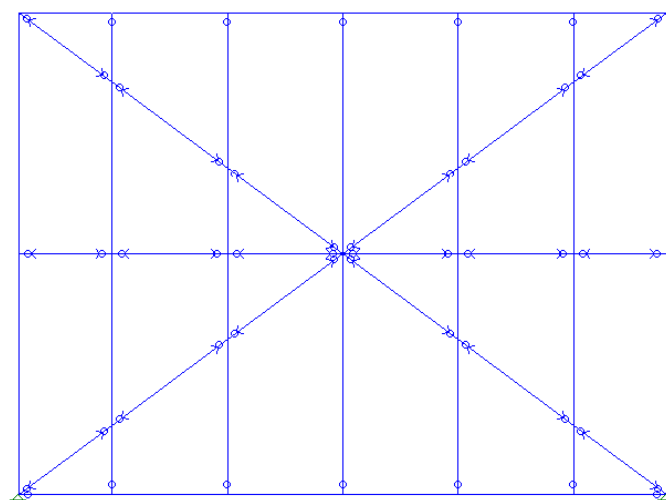


Figura 4.8: Painel estrutural de contraventamento com diagonais

Logo, para a verificação dos estados limites últimos desses elementos, aplica-se o pós-processador de dimensionamento do programa de cálculo estrutural, que desconsidera a contribuição de rigidez das placas de revestimento, estando a favor da segurança. É importante ressaltar que as aberturas para a passagem das instalações elétricas e hidráulicas, também são levadas em consideração pelo pós-processador para a determinação das resistências de cálculo desses elementos. A figura 4.9 ilustra uma abertura padrão (40mm x 100mm) adotada para os montantes.

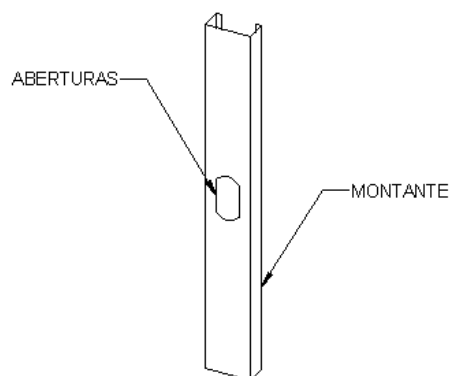


Figura 4.9: Abertura dos montantes para a passagem de instalações

A verificação é então feita para os montantes estruturais dos dois tipos de painéis, mais solicitados da estrutura. Para o painel com abertura, tem-se os seguintes diagramas de esforços solicitantes apresentados nas figuras 4.10 e 4.11.

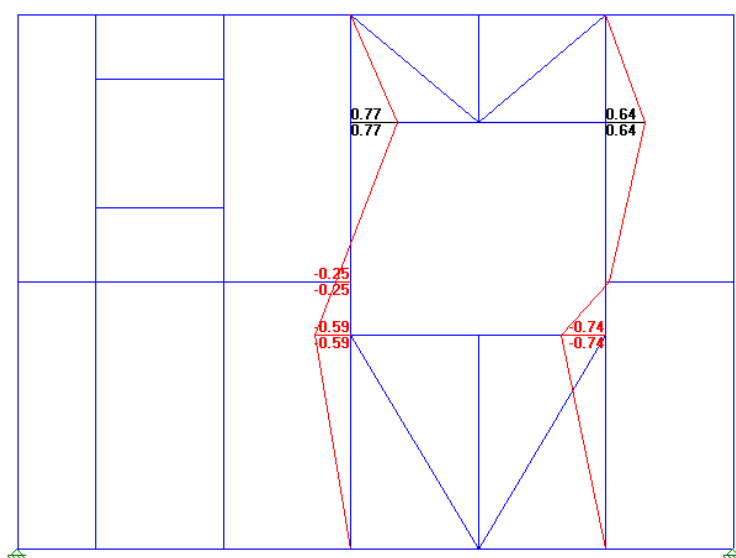


Figura 4.10: Diagrama de momento fletor (combinação 1)

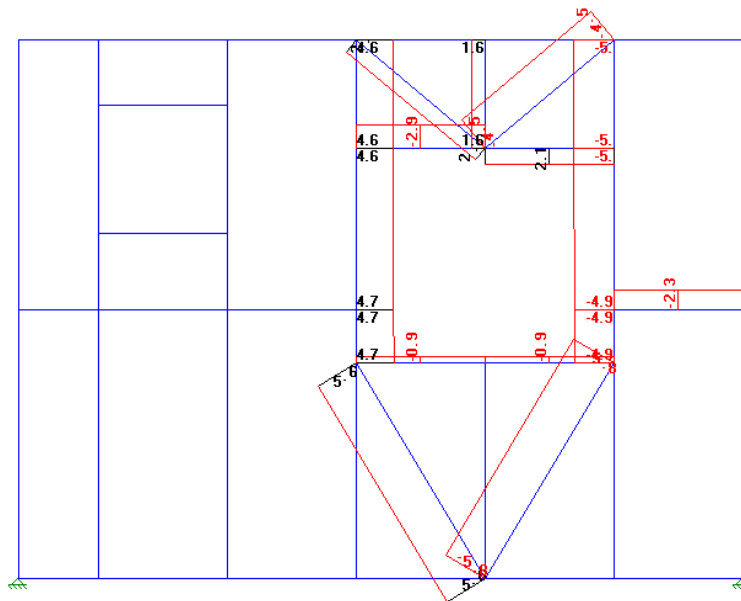


Figura 4.11: Diagrama de esforço normal (combinação 1)

A tabela 4.3 apresenta os resultados obtidos pelo pós-processador do programa para a verificação estrutural dos montantes laterais de abertura mostrados nas figuras 4.10 e 4.11.

Tabela 4.3: Verificação estrutural para o montante lateral de abertura

DESIGN	EQUATION	Factors	Values	Result
V2 Shear [C3.2-1]	$V_u / [\phi_v V_n] < 1.00$ $V_n = 0.60 F_y h^* t$	$\phi_v = 1.00$ $h^* t = 2.18$	$V_u = 1.54$ $V_n = 36.89$	0.04
M3 Moment [C3.1-1]	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 8.46$ $F_y = 281.82$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 0.77$ $M_n = 2.38$	0.34
M3 Moment and Shear [C3.3.1-1]	$\left[\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right]^2 < 1.00$		All values listed above	0.12
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 350} < 1.00$	$l_{xe} = 86.89$ $l_{ye} = 50.13$	$\text{defl} = 0.00080$	0.11
Axial Force [C4-2] [C4.1-1]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 1.00$ $P_n = A_e F_y (0.658^{\lambda_c})$ $F_e = \pi^2 E / (kL/r)^2$	$(kL/r)_x = 62$ $(kL/r)_y = 67$ $\phi_c = 0.85$ $\lambda_c = 0.79$	$P_u = 4.71$ $A = 5.47$ $P_n = 94.74$ $F_y = 281.82$ $A_e = 4.35$ $F_e = 456.96$	0.06
Combined Stresses (compress.) [C5.2.2-2]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1.00$		$M_{ux} = 0.00$ $M_{nx} = 4.72$ $M_{uy} = 0.77$ $M_{ny} = 2.26$	0.39

Analisando os resultados, conclui-se que, o montante estrutural mais solicitado das paredes com abertura, está apenas com 39% da sua capacidade de resistência sendo solicitada.

Para o dimensionamento do montante mais solicitado das paredes contraventadas com diagonais, apresenta-se na figura 4.12 o diagrama de esforços normais para o painel e na tabela 4.4 apresenta-se a verificação estrutural.

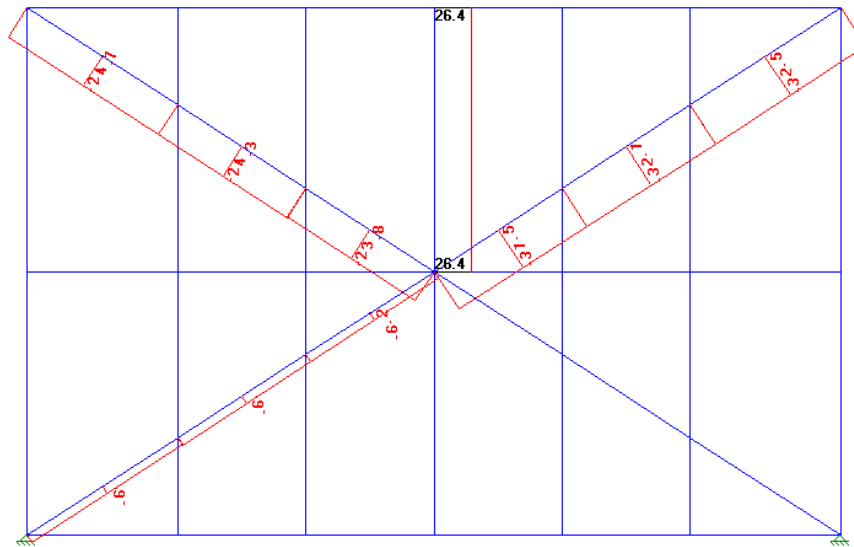


Figura 4.12: Diagrama de esforço normal (combinação 3)

Tabela 4.4: Verificação estrutural para o montante de parede contraventada

DESIGN	EQUATION	Factors	Values	Result
Axial Force	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 1.00$	$\{kL/r\}_x = 31$ $\{kL/r\}_y = 65$ $\phi_c = 0.85$ $\lambda_c = 0.98$	$P_u = 26.39$ $A = 2.73$ $P_n = 38.94$ $F_y = 281.82$ $A_e = 2.07$ $F_e = 292.12$	0.80
[C4-2] [C4.2-1]	$P_n = A_e F_y [0.658 \lambda_c^2]$ $F_e = [\sigma_x + \sigma_t - \sqrt{(\sigma_x + \sigma_t)^2 - 4\beta \sigma_x \sigma_t}] / 2\beta$			
Lateral Torsional Buckling [C3.1.2]	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$Sc = 2.90$ $Sf = 3.17$ $Le = 1.25$ $C_b = 1.00$ $\sigma_t = 314.8$ $\sigma_{ey} = 485.5$ $r_o = 6.26$ $\phi_b = 0.90$	$M_u = 0.00$ $M_n = 0.82$ $M_c = 0.89$ $M_e = 2.65$ $M_y = 0.89$	0.00
	Critical Segment from 0.00 to 1.25 on -z flange Segment End Moments: 0.00 and 0.00			
Combined Stresses (compress.)	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} < 1.00$	$C_{mx} = 0.85$ $C_{my} = 0.85$ $\alpha_x = 0.95$ $\alpha_y = 0.80$	$M_{ux} = 0.00$ $M_{uy} = 0.00$ $M_{nx} = 2.14$ $M_{ny} = 0.82$	0.80
[C5.2.2-1]				

Dessa forma, pode-se concluir que o montante mais solicitado das paredes contraventadas com chapas inclinadas, utiliza apenas 80% da sua capacidade de resistência.

Com as análises feitas acima, comprova-se a eficácia dos painéis quanto a resistência dos elementos estruturais aos esforços de cisalhamento a que são submetidos, para as combinações mais desfavoráveis de cargas.

4.3.3. Pilares

Os pilares também são analisados com a utilização do pós-processador do programa. A verificação é então feita para os pilares mais carregados do tipo P1 e do tipo P2. Abaixo são ilustrados nas figuras 4.13 e 4.14 os diagramas de esforços solicitantes para a combinação mais desfavorável. Ambos os pilares mais carregados de cada tipo se encontram no pórtico YZ2.

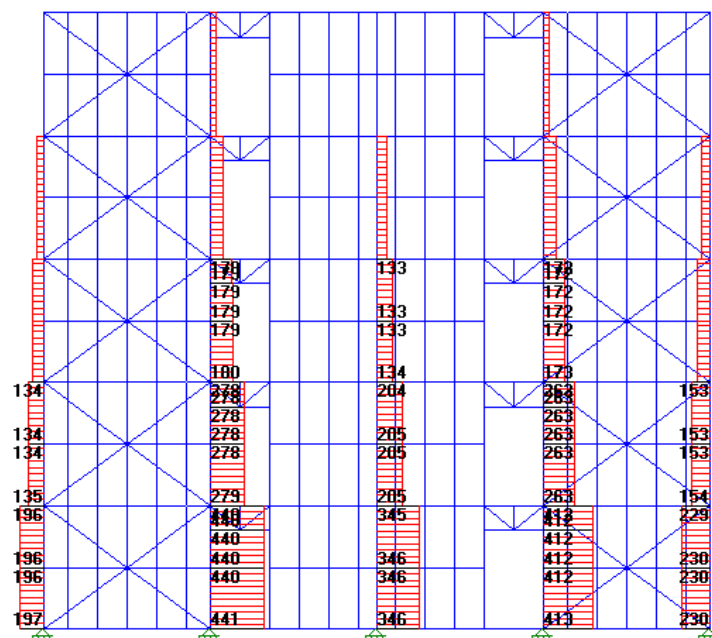


Figura 4.13: Diagrama de esforço normal do pórtico YZ2 (combinação 3)

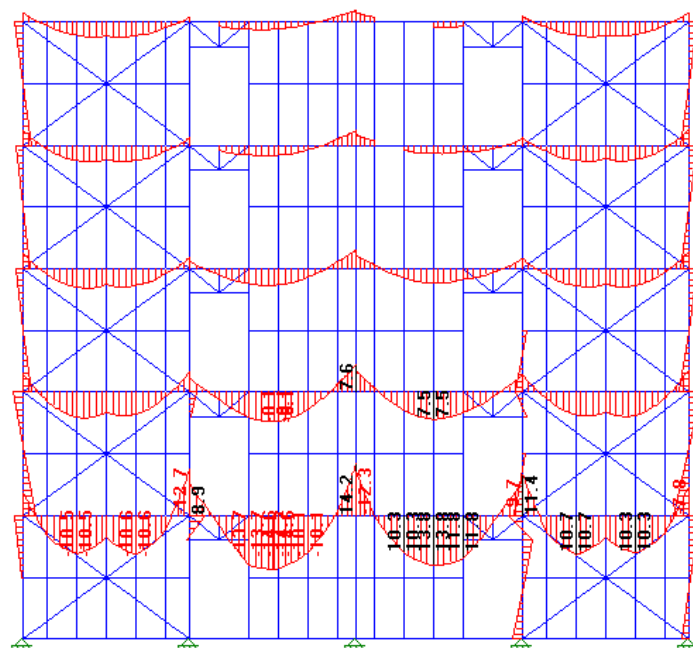


Figura 4.14: Diagrama de momento fletor do pórtico YZ2 (combinação 3)

A tabela 4.5 apresenta a verificação do pilar do tipo P2, enquanto que a tabela 4.6 os resultados encontrados para o pilar mais solicitado do tipo P1.

Tabela 4.5: Verificação estrutural para o pilar do tipo P2

DESIGN	EQUATION	Factors	Values	Result
V2 Shear [C3.2-1]	$V_u / (\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 F_y A_v h/t$	$\phi_v = 1.00$ $h/t = 16.22$	$V_u = 2.78$ $V_n = 294.79$	0.01
M3 Moment [C3.1.1]	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 141.41$ $F_y = 302.96$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 2.69$ $M_n = 42.84$	0.07
M3 Moment and Shear [C3.3.1-1]	$\left[\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right]^2 < 1.00$		All values listed above	0.00
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 350} < 1.00$	$l_{xe} = 1060.58$ $l_{ye} = 932.14$	$\text{defl} = 0.00013$	0.04
Axial Force [C4-2] [C4.1-1]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 1.00$ $P_n = A_e F_y (0.658^{\lambda_c})$ $F_e = \pi^2 E / (kL/r)^2$	$(kL/r)_x = 21$ $(kL/r)_y = 23$ $\phi_c = 0.85$ $\lambda_c = 0.28$	$P_u = 412.75$ $A = 30.99$ $P_n = 908.60$ $F_y = 302.96$ $A_e = 30.99$ $F_e = 3877.71$	0.53
Combined Stresses (compress.) [C5.2.2-1]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{C_{mx} M_{ux}}{\phi_b M_{nx} \alpha_x} + \frac{C_{my} M_{uy}}{\phi_b M_{ny} \alpha_y} < 1.00$	$C_{mx} = 0.85$ $C_{my} = 1.00$ $\alpha_x = 0.97$ $\alpha_y = 0.97$	$M_{ux} = 2.69$ $M_{uy} = 0.00$ $M_{nx} = 42.84$ $M_{ny} =$	0.60

Tabela 4.6: Verificação estrutural para o pilar do tipo P1

DESIGN	EQUATION	Factors	Values	Result
V2 Shear [C3.2-1]	$V_u / (\phi_v V_n) < 1.00$ $V_n = 0.60 F_y h^* t$	$\phi_v = 1.00$ $h^* t = 13.37$	$V_u = 3.14$ $V_n = 242.99$	0.01
M3 Moment [C3.1-1]	$\frac{M_u}{\phi_b M_n} < 1.00$	$S_e = 115.86$ $F_y = 302.96$ $\phi_b = 0.95$	$M_u = 4.02$ $M_n = 35.10$	0.12
M3 Moment and Shear [C3.3.1-1]	$\left[\frac{M_u}{\phi_b M_n} \right]^2 + \left[\frac{V_u}{\phi_v V_n} \right]^2 < 1.00$		All values listed above	0.01
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 350} < 1.00$	$l_{xe} = 868.99$ $l_{ye} = 754.98$	$\text{defl} = 0.00019$	0.05
Axial Force [C4-2] [C4.1-1]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} < 1.00$ $P_n = A_e F_y [0.658^{\lambda_c}]$ $F_e = \pi^2 E / (k L / r)^2$	$(k L / r)_x = 21$ $(k L / r)_y = 23$ $\phi_c = 0.85$ $\lambda_c = 0.28$	$P_u = 226.46$ $A = 24.90$ $P_n = 730.00$ $F_y = 302.96$ $A_e = 24.90$ $F_e = 3877.71$	0.36
Combined Stresses [compress.] [C5.2.2-2]	$\frac{P_u}{\phi_c P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi_b M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi_b M_{ny}} < 1.00$		$M_{ux} = 4.02$ $M_{nx} = 35.10$ $M_{uy} = 0.00$ $M_{ny} =$	0.48

O comprimento adotado para a verificação estrutural dos pilares é a metade da altura de um pavimento (1,25m), menor que o comprimento de flambagem dos pilares originais (2,5m), aumentando-se dessa forma a capacidade de resistência. Essa hipótese é adotada, pois considera-se que os painéis “Steel-Frame” atuam como elementos de contraventamento, travando lateralmente os pilares a meia altura. É importante ressaltar que para os pilares das paredes com abertura de porta, é preciso acrescentar diagonais como foi descrito no capítulo 3, para essa hipótese ser levada em consideração.

De acordo com as tabelas 4.5 e 4.6, os pilares do tipo P2 e do tipo P1 estão utilizando respectivamente, 60% e 48% das suas capacidades de resistência, ou seja, esses elementos estão trabalhando com um alto nível de segurança.

4.3.4. Vigas

Como visto no capítulo 3, a modelagem estrutural é feita levando-se em consideração a interação completa entre o concreto e o aço. Logo, para que isso ocorra à equação 4.2 deve ser satisfeita.

$$Q_n \geq A_v \cdot f_y \quad (\text{eq 4.2})$$

Onde

Q_n = somatório das resistências nominais individuais dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento máximo e a seção adjacente de momento nulo;

A_v = área da seção transversal da viga;

f_y = tensão de escoamento do aço.

Comprova-se também que a linha neutra para esse caso especial de viga mista sempre vai estar localizada na laje de concreto, devido a pequena área de aço das vigas metálicas. Porém para que isso seja verdade a equação 4.3 também deverá ser satisfeita:

$$0,66 \cdot f_{ck} \cdot b \cdot t_c \geq A_v \cdot f_y \quad (\text{eq 4.3})$$

Onde

f_{ck} = tensão característica do concreto, tomada para a verificação estrutural como sendo 20MPa;

t_c = espessura da laje;

b = largura efetiva da laje.

Cumpridas essas exigências, a resistência ao momento fletor de cálculo para as vigas mistas do projeto pode ser calculada de acordo com a equação abaixo [4.2 e 4.3]:

$$M_{rdv} = \phi_{bv} \cdot M_n \quad (\text{eq 4.4})$$

Onde

$M_n = A_v \cdot f_y \cdot \left[d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right]$, é o momento resistente nominal;

$\phi_{bv} = 0,90$, coeficiente de minoração da resistência;

h_F , t_c , a e d_1 = conforme a figura 4.15.

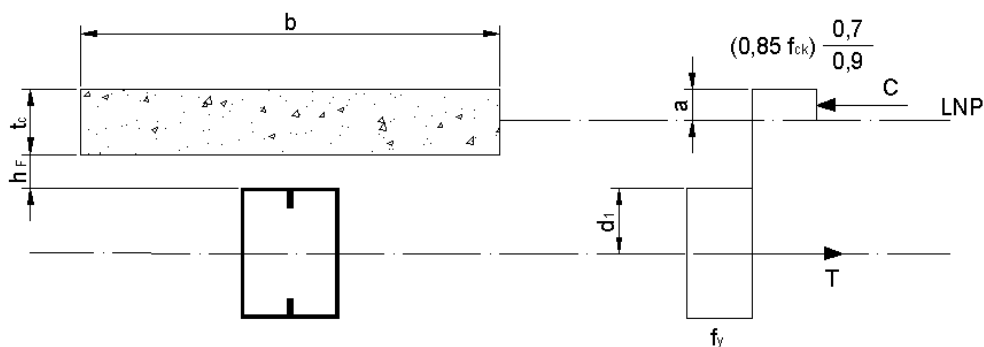


Figura 4.15: Linha neutra plástica na mesa de concreto

Assim, como para a chapa de contraventamento, também se faz a verificação da viga mista mais solicitada. A viga 2A (ver figura 3.1) se encontra no pórtico YZ2 e o seu diagrama de momento fletor é ilustrado na figura 4.14.

O número de conectores a ser adotado para que a equação 4.2 seja satisfeita é dado pela seguinte equação:

$$n_c = \frac{A_v \cdot f_y}{R_n} \quad (\text{eq 4.5})$$

Onde

n_c = número de conectores;

R_n = resistência do conector dada pela equação 3.1.

Logo, de acordo com a equação 4.5 o número de conectores para a viga 2A entre o apoio e a seção de momento máximo deve ser igual a 7, ou seja, é necessário 1 conector a cada 240mm. Tem-se então, a seguinte equação para a verificação das vigas mistas:

$$\frac{M_{sd}}{M_{rd}} = \frac{14,7\text{kNm}}{63,0\text{kNm}} = 0,23 < 1,0 \rightarrow \text{OK} \quad (\text{eq 4.6})$$

Onde

M_{sd} = momento solicitante de cálculo;

M_{rd} = momento resistente de cálculo.

No caso dos pórticos rígidos, é ainda necessário fazer a verificação para o perfil metálico das vigas, nas regiões de momento negativo, onde o perfil resiste sozinho aos esforços aplicados. Da mesma forma que para os montantes estruturais e os pilares, lança-se mão do pós-processador do programa para realizar tal verificação, já que nos apoios, as vigas são modeladas não sendo consideradas mistas. A figura 4.14, apresenta o diagrama de esforços da combinação de dimensionamento e a tabela 4.7 a verificação estrutural.

Tabela 4.7: Verificação da viga metálica para as regiões de momento negativo

DESIGN	EQUATION	Factors	Values	Result
V2 Shear [C3.2-3]	$V_u / (\phi V_n) < 1.00$ $V_n = 0.905 \cdot E \cdot 5.34 \cdot t^3 / h$	$\phi V = 0.90$	$V_u = 37.96$ $V_n = 78.65$	0.54
M3 Moment [C3.1.1]	$\frac{M_u}{\phi b \cdot M_n} < 1.00$	$S_e = 82.12$ $F_y = 302.96$ $\phi b = 0.95$	$M_u = 12.69$ $M_n = 24.88$	0.54
M3 Moment and Shear [C3.3.1-1]	$\left(\frac{M_u}{\phi b \cdot M_n} \right)^2 + \left(\frac{V_u}{\phi V_n} \right)^2 < 1.00$		All values listed above	0.58
Deflection	$\frac{\text{defl.}}{L / 350} < 1.00$	$I_{xe} = 914.55$ $I_{ye} = 525.80$	$\text{defl} = 0.00006$	0.04
Axial Force [C4-2] [C4.1-1]	$\frac{P_u}{\phi c \cdot P_n} < 1.00$ $P_n = A_e \cdot F_y \cdot (0.658^{\lambda_c^2})$ $F_e = \pi^2 \cdot E / (\lambda_c / r)^2$	$(kL/r)_x = 6$ $(kL/r)_y = 8$ $\phi c = 0.85$ $\lambda_c = 0.10$	$P_u = 26.42$ $A = 14.78$ $P_n = 445.67$ $F_y = 302.96$ $A_e = 14.77$ $F_e = 32051.69$	0.07
Combined Stresses [compress.] [C5.2.2-3]	$\frac{P_u}{\phi c \cdot P_n} + \frac{M_{ux}}{\phi b \cdot M_{nx}} + \frac{M_{uy}}{\phi b \cdot M_{ny}} < 1.00$		$M_{ux} = 12.69$ $M_{nx} = 24.88$ $M_{uy} = 0.00$ $M_{ny} =$	0.64

Logo, de acordo com a verificação da tabela 4.7 a viga trabalhando isoladamente nas regiões de momentos negativos, resiste aos esforços solicitantes, com uma sobra de resistência de 36%, validando a sua eficácia estrutural.

4.3.5. Solicitação nos conectores

A verificação dos conectores é feita para a ligação de contraventamento das chapas inclinadas dos painéis “Steel-Frame” com a estrutura principal. O número de conectores dessa ligação, é determinado de acordo com o anexo A.

A conexão das chapas de contraventamento dos painéis “Steel-Frame” com a estrutura principal, é feita utilizando-se uma chapa de ligação conectada aos elementos estruturais do painel (guia e montante), que por sua vez são conectados aos elementos da estrutura principal, como mostra a figura 4.16. Dessa forma o esforço solicitante nos parafusos que conectam a chapa de contraventamento inclinada a chapa de ligação, é o esforço de tração solicitante das diagonais de contraventamento, como visto no item 4.3.1. Por sua vez, a chapa de ligação transfere para os conectores da guia com a laje (conectores de fixação a pólvora), e para os conectores do montante com o pilar (parafusos autobrocantes) as solicitações mostradas na figura 4.16.

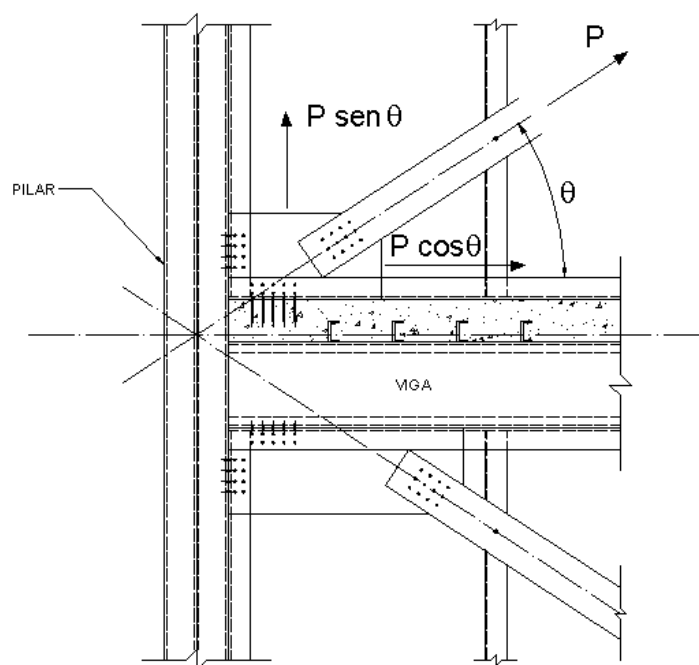


Figura 4.16: Solicitação nos conectores dos contraventamentos

Para as outras ligações internas dos elementos dos painéis “Steel-Frame”, o número de conectores também é determinado de acordo com o Anexo A, e os esforços solicitantes de dimensionamento obtidos das análises estruturais realizadas, como mostra a figura 4.17, no caso das diagonais dos painéis com abertura de janelas.

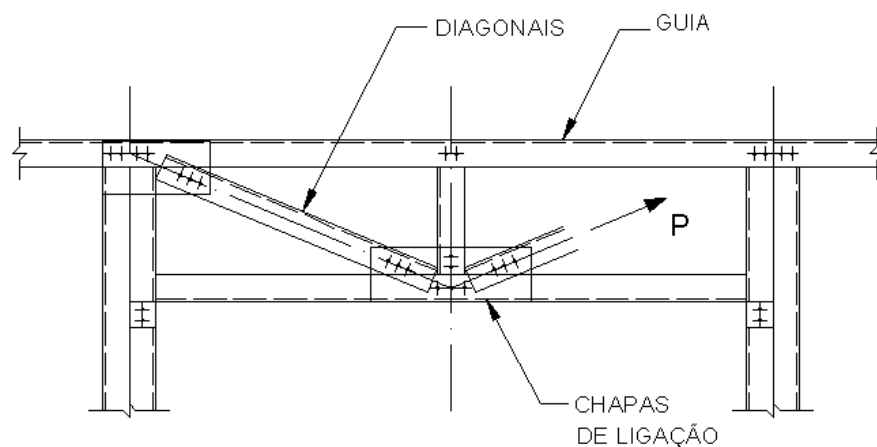


Figura 4.17: Solicitação nos conectores das diagonais de abertura

No caso das conexões dos montantes com as guias inferiores e superiores, o número de conectores não é verificado, pois admite-se para esses casos que a transferência de carga é feita diretamente das vigas para os montantes, sem solicitar os parafusos autobrocantes, como mostra a figura 4.18. Essa hipótese é adotada, pois o sistema guia-montante-conexão, se deforma juntamente com a viga mista.

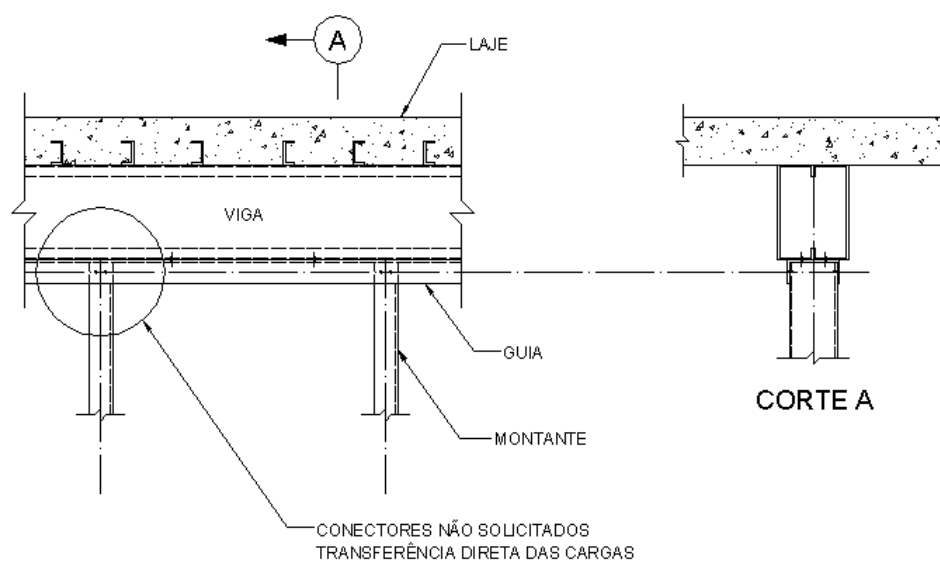


Figura 4.18: Hipótese de transferência direta das cargas

4.4. VERIFICAÇÃO DOS ESTADOS LIMITES DE SERVIÇO

A verificação dos estados limites de serviço é feita para o deslocamento horizontal do edifício relativo a base, para o deslocamento horizontal entre dois pisos consecutivos e para as deformações verticais das vigas dos pavimentos. Os critérios adotados para essa verificação são os da NBR 8800. Logo para o deslocamento máximo horizontal do edifício tem-se que:

$$\delta_{Hm\acute{a}x} = \frac{h}{400} = 31,25\text{mm} \quad (\text{eq 4.7})$$

Onde

$\delta_{Hm\acute{a}x}$ = deslocamento horizontal máximo do edifício relativo a base, devido a todos os efeitos;

h = altura do edifício;

A tabela 4.8 apresenta os valores de deslocamentos horizontais máximos encontrados para os modelos, no topo do edifício devido à combinação de carga 6.

Tabela 4.8: Deslocamentos horizontais máximos para os modelos

Pórtico	δ_H (mm)
Pórtico XZA-Frame	1,77
Pórtico XZB-Frame	49,5
Pórtico XZD-Frame	3,54
Pórtico YZ1-Frame	5,28
Pórtico YZ2-Frame	4,64
Pórtico YZ3-Frame	12,4
Modelo 3D-Frame (X-X)	7,42
Modelo 3D-Frame (Y-Y)	9,26

Comparando os valores encontrados com o deslocamento máximo permitido, apenas o pórtico XZB, não atende os critérios adotados. O pórtico YZ3 apesar de não atingir o valor máximo de deslocamento, apresenta uma deformação maior que a dos outros pórticos. Esses resultados podem ser explicados pelo fato dos pórticos XZB e YZ3,

serem pórticos formados por painéis com abertura de porta, como mostra a figura 4.19a e 4.19b.

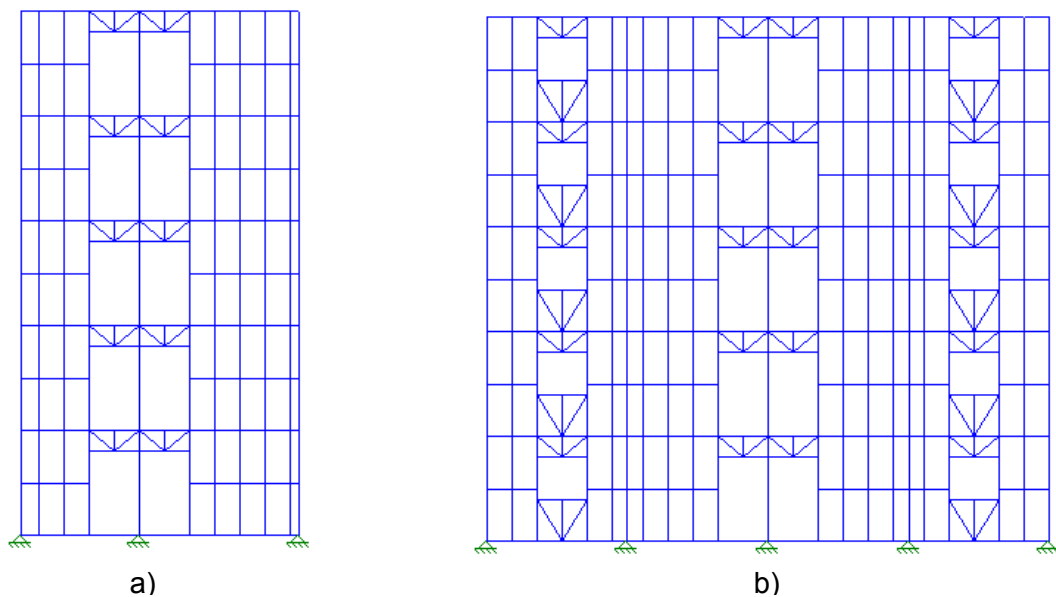


Figura 4.19: Geometria do pórtico XZB e do pórtico YZ3

Segundo o item 4.3.2, nos painéis com aberturas, os esforços são resistidos pelos quadros “rígidos” formados pelos montantes laterais das aberturas e pelas diagonais. No caso dos painéis contraventados com chapas inclinadas, essas são os elementos resistentes aos esforços de cisalhamento. O que não acontece para os painéis com abertura de porta, pois a abertura não forma nenhum quadro “rígido”, como no caso das aberturas de janelas, e não possui contraventamento de chapas inclinadas. No entanto, para os modelos tridimensionais as lajes trabalham como diafragmas rígidos, homogeneizando os deslocamentos de todos os pórticos, garantindo dessa forma o atendimento do estado limite de serviço, para a estrutura do edifício.

Para o caso do deslocamento relativo entre dois pavimentos tem-se que:

$$\delta_{Pm\acute{a}x} = \frac{h_p}{500} = 5,0\text{mm} \quad (\text{eq 4.8})$$

Onde

$\delta_{Pm\acute{a}x}$ = deslocamento horizontal máximo relativo entre dois pisos consecutivos, devido aos carregamentos horizontais;

h_p = altura do pavimento;

A tabela 4.9 apresenta os valores de deslocamentos encontrados para os pavimentos do edifício, devido à combinação de carga 6.

Tabela 4.9: Deslocamentos horizontais dos pavimentos

Pórtico	δ (mm)					
	Base	1º Pav	2º Pav	3º Pav	4º Pav	5º Pav
Pórtico XZA-Frame	0,00	0,37	0,80	1,18	1,51	1,77
Pórtico XZB-Frame	0,00	9,70	24,10	35,90	44,30	49,5
Pórtico XZD-Frame	0,00	0,76	1,60	2,36	3,01	3,54
Pórtico YZ1-Frame	0,00	1,69	3,17	4,29	4,99	5,28
Pórtico YZ2-Frame	0,00	1,15	2,37	3,40	4,18	4,64
Pórtico YZ3-Frame	0,00	3,76	7,30	9,98	11,69	12,41
Modelo 3D-Frame (X-X)	0,00	2,10	4,41	6,05	7,04	7,42
Modelo 3D-Frame (Y-Y)	0,00	2,74	5,38	7,36	8,70	9,26

Novamente conclui-se que todos os pórticos atendem ao critério de estado limite de serviço, exceto o pórtico XZB, devido às considerações feitas anteriormente. A última verificação de estado limite de serviço é feita para os deslocamentos verticais das vigas. A figura 4.20 apresenta o digrama de deformações para a viga 2C do pórtico XZD, por ser considerada a viga mais crítica para a análise de deslocamentos, localizada em um pórtico central, bi-apoiada e de maior vão.

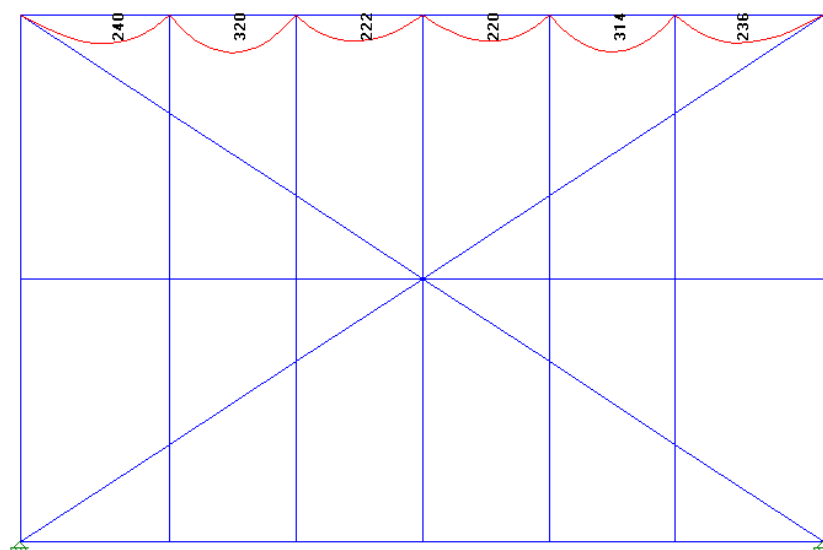


Figura 4.20: Diagrama de deformações da viga mais crítica (10^{-4} mm)

O estado limite de serviço é atendido, pois os deslocamentos podem ser considerados desprezíveis, da ordem de 10^{-2} mm, como mostra a figura 4.20. O comportamento apresentado da viga, onde os montantes estruturais funcionam como apoios intermediários, também pode ser desconsiderado. Isso pois, a grande rigidez estrutural da viga, transfere praticamente todas as cargas do pavimento diretamente para os pilares, não solicitando os montantes.

4.5. COMPARAÇÃO ENTRE MODELOS

Para verificar a eficiência do sistema de contraventamento proposto, compara-se os resultados de deslocamentos obtidos para os pórticos do sistema original, com os valores dos pórticos constituídos de paredes “Steel-Frame”. A tabela 4.10 apresenta uma comparação percentual desses valores.

Tabela 4.10: Deslocamentos horizontais máximos do topo dos pórticos

Sistema Estrutural Original		Sistema Estrutural Proposto		Δ (%)
Pórtico	δ_H (mm)	Pórtico	δ_H (mm)	
Pórtico XZA	1,38	Pórtico XZA-Frame	1,77	28,0
Pórtico XZB	2228	Pórtico XZB-Frame	49,5	-97,8
Pórtico XZD	2177	Pórtico XZD-Frame	3,54	-99,8
Pórtico YZ1	16,8	Pórtico YZ1-Frame	5,28	-68,5
Pórtico YZ2	26,1	Pórtico YZ2-Frame	4,64	-82,2
Pórtico YZ3	21,4	Pórtico YZ3-Frame	12,4	-42,0
Modelo 3D (X-X)	4,80	Modelo 3D-Frame	7,42	54,6
Modelo 3D (Y-Y)	20,0	Modelo 3D-Frame	9,26	-53,7

Faz-se primeiramente uma análise dos resultados obtidos para os pórticos na direção y. Nessa direção, o sistema de contraventamento do modelo original já é dado pelos próprios pórticos rígidos, ou seja, é desnecessário acrescentar sistemas de contraventamento auxiliares. No entanto, de acordo com as comparações percentuais da tabela 4.10, a inserção dos painéis “Steel-Frame” nos quadros formados pelas vigas e pilares, contribuiu para um aumento da rigidez global da estrutura em aproximadamente 54%. Ou seja, somando-se a esse ganho de rigidez, o contraventamento lateral que tais painéis fornecem aos pilares, diminuindo dessa

forma os comprimentos de flambagem, é possível reavaliar a rigidez dos pilares, e redimensioná-los.

Na direção x, o contraventamento é feito por um já consagrado sistema formado por diagonais inclinadas, denominado contraventamento em K, como foi visto no capítulo de modelagem. Esse sistema, muito difundido, comparado com o sistema proposto, ainda se mostra mais eficiente. Quantitativamente pode-se afirmar que ele é aproximadamente 55% mais rígido que o contraventamento por painéis “Steel-Frame”, quando se analisa a estrutura global. Contudo, é importante ressaltar que, como as diagonais só são colocadas nas empenas da estrutura, os pórticos centrais são muito pouco rígidos quando analisados isoladamente, como mostra os resultados da tabela 4.10, para o caso do pórtico XZB, que quando contraventado por painéis internos “Steel-Frame”, tem um ganho de praticamente 100% de rigidez. Essa importante conclusão abre possibilidades para estudos mais elaborados sobre o assunto, principalmente para o caso de edifícios com um maior número de pavimentos, em que os pilares das empenas ficam muito sobrecarregados, devido à necessidade de resistirem a todo o esforço dos carregamentos horizontais.

4.6. ANÁLISE DA RETIRADA DE PAINÉIS

Nesse item faz-se uma análise para o modelo proposto da influência que a retirada de painéis de alguns quadros dos pórticos pode ter no comportamento global da estrutura. Para isso, compara-se os resultados dos deslocamentos obtidos de dois modelos de pórticos solicitados pelos carregamentos horizontais de vento. Essa hipótese é levantada, pois o revestimento interno das paredes em placa de gesso, é relativamente frágil, ou seja, o revestimento não oferece dificuldade para o usuário retirar uma parede interna.

Primeiramente analisa-se o caso dos pórticos rígidos da estrutura. O pórtico escolhido, é então o YZ2, por se tratar de um pórtico interno. A figura 4.21 ilustra o pórtico com os painéis subtraídos.

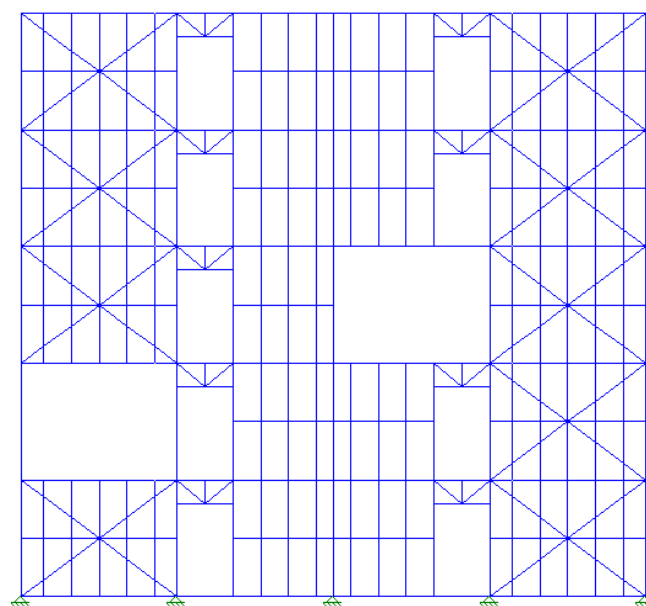


Figura 4.21: Pórtico YZ2 com painéis subtraídos

Logo para poder-se comparar o comportamento estrutural, apresenta-se na figura 4.22 o diagrama de deformações do pórtico YZ2 com todos os painéis e na figura 4.23, as deformações para o pórtico modificado, ambos os diagramas para o carregamento da combinação 6, de verificação dos estados limites de serviço.

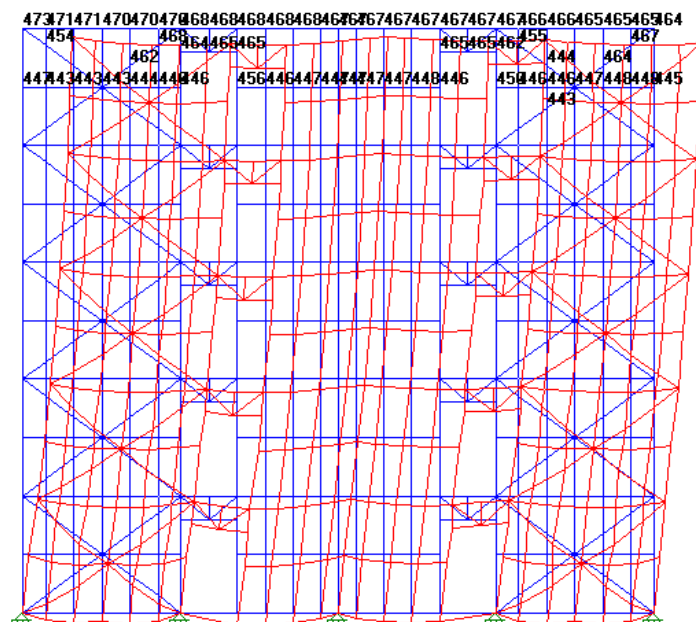


Figura 4.22: Diagrama de deformações para o pórtico YZ2 (10^{-2} mm)

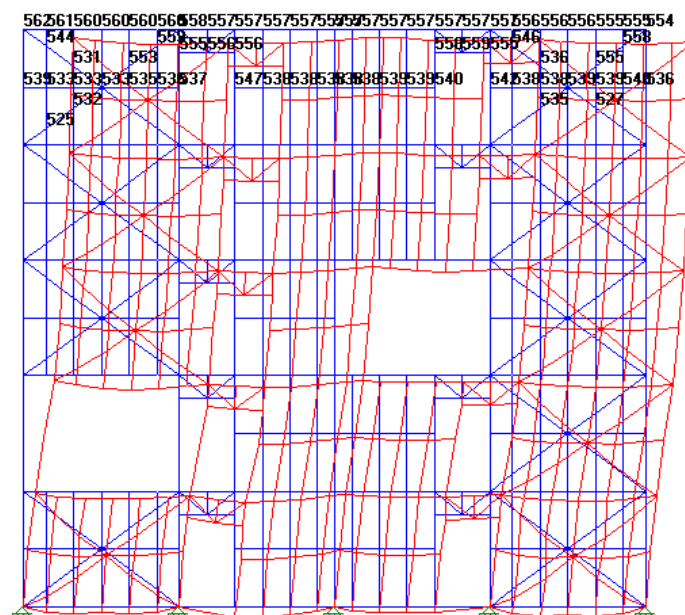


Figura 4.23: Diagrama de deformações para o pórtico YZ2 modificado (10^{-2} mm)

Conclui-se com os resultados obtidos que o deslocamento para o topo do pórtico modificado (5,54mm) atende aos ELS, mesmo sendo 19% maior do que o deslocamento do topo do pórtico YZ2 (4,64mm), sem a retirada dos painéis. Dessa forma, a eficácia do sistema de contraventamento é garantida, mesmo com subtração de alguns painéis. Para o pórtico XZD, também é feita a mesma análise e os diagramas de deformações são apresentados pelas figuras 4.24 e 4.25.

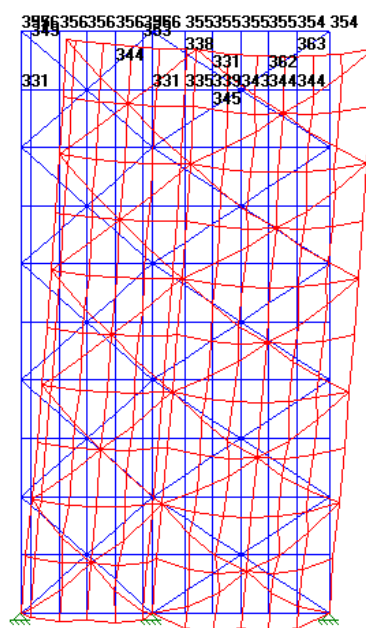


Figura 4.24: Diagrama de deformações para o pórtico XZD (10^{-2} mm)

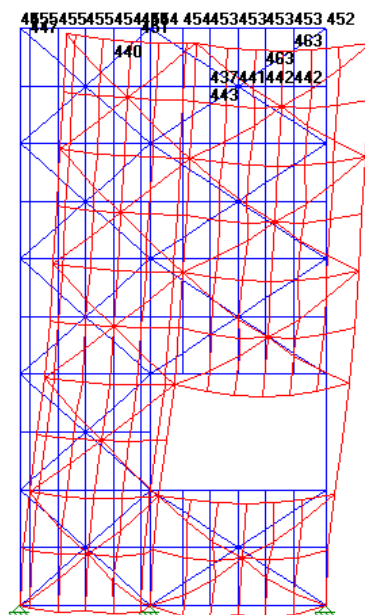


Figura 4.25: Diagrama de deformações para o pórtico XZD modificado (10^{-2}mm)

Novamente os ELS são atendidos pelo pórtico mesmo com a retirada de um dos painéis de contraventamento, como mostra a figura 4.25, ficando o deslocamento no topo do pórtico modificado (4,52mm) 27,7% maior que o deslocamento do pórtico XZD (3,54mm).

Esses resultados são apresentados para comprovar a eficiência do sistema, mesmo quando por algum motivo, painéis são removidos da estrutura. As análises acima foram apresentas para os modelos planos, pois a influência da retira de painéis internos nos pórticos dos modelos 3D é muito pequena, dando uma diferença de deslocamentos menor que 1% em relação ao modelo sem a retirada de painéis.

CAPÍTULO 5

CONCLUSÕES

Nesse capítulo, apresenta-se as conclusões obtidas para o sistema construtivo proposto pelo presente trabalho. Pode-se dizer, que as conclusões são de dois tipos, ou seja, as relacionadas ao sistema construtivo e as relacionadas ao comportamento estrutural.

A primeira conclusão que se faz, quanto à utilização do sistema “Steel-Frame” como um sistema construtivo, ao invés do tradicional sistema de paredes de alvenaria, é o ganho de industrialização e tecnologia aplicada a construção civil.

Apesar do sistema estrutural original já propiciar um enorme ganho no tempo de execução da obra, em relação a uma estrutura toda de concreto, a proposta do uso de paredes “Steel-Frame”, diminui ainda mais esse tempo. Logo, para o sistema construtivo proposto adota-se algumas hipóteses que devem ser seguidas para a execução da obra, a saber:

- A fabricação das paredes não é feita no local da obra, mais sim no galpão de uma empresa especializada nesse tipo de construção;
- A fabricação das paredes é iniciada junto com a execução das fundações da edificação;
- Depois de fabricadas, as paredes estão prontas para serem transportadas para a obra em caminhões pequenos e sem grandes exigências de pontes rolantes e/ou guinchos, pois o peso-próprio das paredes “Steel-Frame” é relativamente pequeno (o painel mais pesado do sistema proposto pesa 91Kg), permitindo que elas sejam manuseadas e carregadas pelos próprios operários;

- A fabricação dos pórticos da estrutura principal é realizada no solo. Após a fabricação, os pórticos são erguidos com o auxílio de guindastes e conectados uns aos outros dando origem à estrutura tridimensional das edificações. Esse sistema de montagem só é possível devido ao pequeno peso dos pórticos estruturais (o pórtico mais pesado da estrutura é o YZ2 e pesa 2125Kg);
- Após a montagem da estrutura metálica as lajes dos pavimentos são concretadas e as paredes “Steel-Frame” fixadas nos quadros formados pelas colunas e vigas;
- Os revestimentos externos só devem ser colocados após a montagem de toda a estrutura, evitando dessa forma que as placas trinquem ou quebrem em função das deformações de construção que venham a ocorrer nessa etapa;
- Os revestimentos internos só devem ser executados após todas as instalações já terem sido feitas.

Com as hipóteses listadas acima para as etapas de construção, apresenta-se um cronograma comparativo para o estudo de caso apresentado no trabalho. O primeiro cronograma, mostrado na tabela 5.1, refere-se ao sistema construtivo original, utilizando paredes de alvenaria, enquanto que o segundo cronograma, mostrado na tabela 5.2, refere-se ao sistema construtivo proposto com a aplicação de paredes “Steel-Frame”. O cronograma do sistema construtivo original é dado pela CDHU, enquanto que o cronograma do sistema construtivo proposto foi criado baseado nas hipóteses de construção listadas anteriormente, levando-se em consideração a pré-fabricação das paredes “Steel-Frame” e execução das instalações prediais.

Tabela 5.1: Cronograma de execução do sistema construtivo existente

Mês	1				2				3				4				5			
Semanas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Fundação																				
Estrutura																				
Concretagem das lajes																				
Instalações																				
Paredes de alvenaria																				
Acabamentos																				

Tabela 5.2: Cronograma de execução do sistema construtivo proposto

Mês	1				2				3				4				5			
Semanas	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
Fundação																				
Estrutura																				
Concretagem das lajes																				
Instalações																				
Paredes Steel-Frame																				
Acabamentos																				

Com os cronogramas apresentados, conclui-se que o sistema construtivo proposto leva 20% menos tempo para ser executado, do que o sistema original.

Para a fabricação e montagem dos pilares e vigas da estrutura principal, tem-se o mesmo tempo para ambos os sistemas, pelo fato da estrutura principal do sistema proposto manter praticamente os mesmos perfis e tipos de ligações. Para a execução das lajes tem-se a mesma consideração, pois os dois sistemas consideram lajes moldadas no local. Mais recentemente, outros tipos de lajes vêm sendo aplicadas ao sistema construtivo original, como é o caso das pré-lajes e das lajes com forma perdida de telha metálica.

O grande ganho de tempo está justamente na execução dos sistemas de vedação, ou seja, das paredes. No primeiro sistema as paredes começam a ser erguidas logo após a concretagem da segunda laje, e seguem sendo executadas juntamente com as instalações elétricas e hidráulicas até o final da obra. Já para o sistema em que se utiliza paredes “Steel-Frame”, essas já chegam prontas da fábrica para serem instaladas nos pórticos. Sendo assim, a cada laje concretada instala-se as paredes “Steel-Frame” do pavimento. Dessa forma a execução da estrutura das paredes fica pronta logo após a concretagem da última laje, já abrindo caminho para a execução das instalações e revestimentos externos e internos.

A execução das instalações e dos revestimentos também é muito mais rápida, pelo fato desses elementos serem executados por equipes especializadas com um alto nível técnico de mão-de-obra, ao contrário da execução das paredes de alvenaria que são executadas de forma artesanal.

Portanto, apesar dos custos dos materiais de construção das paredes “Steel-Frame” (aço, gesso, etc.) e da mão-de-obra utilizada, serem mais altos que os das paredes de alvenaria (tijolo, argamassa, etc.), com o ganho no tempo de execução da obra, na redução das cargas nas fundações e na redução do desperdício, supõe-se um custo final menor. O estudo de levantamento de custos, não foi aprofundado pois, como dito anteriormente, o objetivo principal do trabalho era comprovar tecnicamente a utilização do sistema, deixando em aberto essa análise para futuras pesquisas de desenvolvimento voltadas para o tema em questão.

Quanto ao comportamento estrutural, a principal conclusão que se chega é que o sistema estrutural proposto resiste aos esforços solicitantes horizontais, devido ao carregamento de vento, contraventando dessa forma a edificação. No capítulo 4, são apresentados os resultados das verificações dos estados limites últimos, bem como, as dos estados limites de serviço, comprovando a eficácia da utilização dos painéis “Steel-Frame” como um sistema de contraventamento.

Outra importante conclusão da utilização das paredes “Steel-Frame”, é a redução do comprimento de flambagem dos pilares. Os pilares laterais de painéis com abertura de janelas são contraventados a meia altura como mostra a figura 5.1.

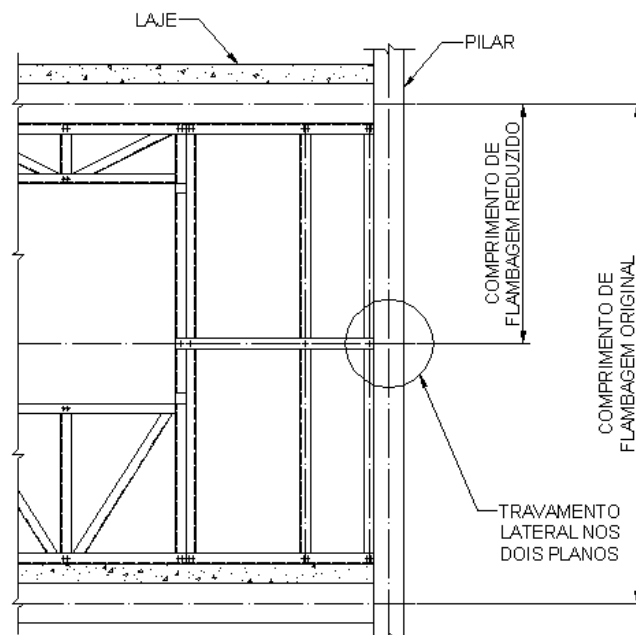


Figura 5.1: Travamento lateral dos pilares

Como o pilar está sempre conectado a pelo menos dois painéis perpendiculares entre si, pode-se dizer, que a redução do comprimento de flambagem ocorre nas duas direções (x e y). Essa hipótese só é válida para os painéis com abertura de janela e para os sem abertura, pois esses modelos de painéis possuem diagonais, evitando dessa forma o modo de flambagem dos pilares. Para os painéis com abertura de porta, essa hipótese só é válida com as considerações feitas no item 3.4.2, para o pilar oposto a abertura, como mostra a figura 5.2.

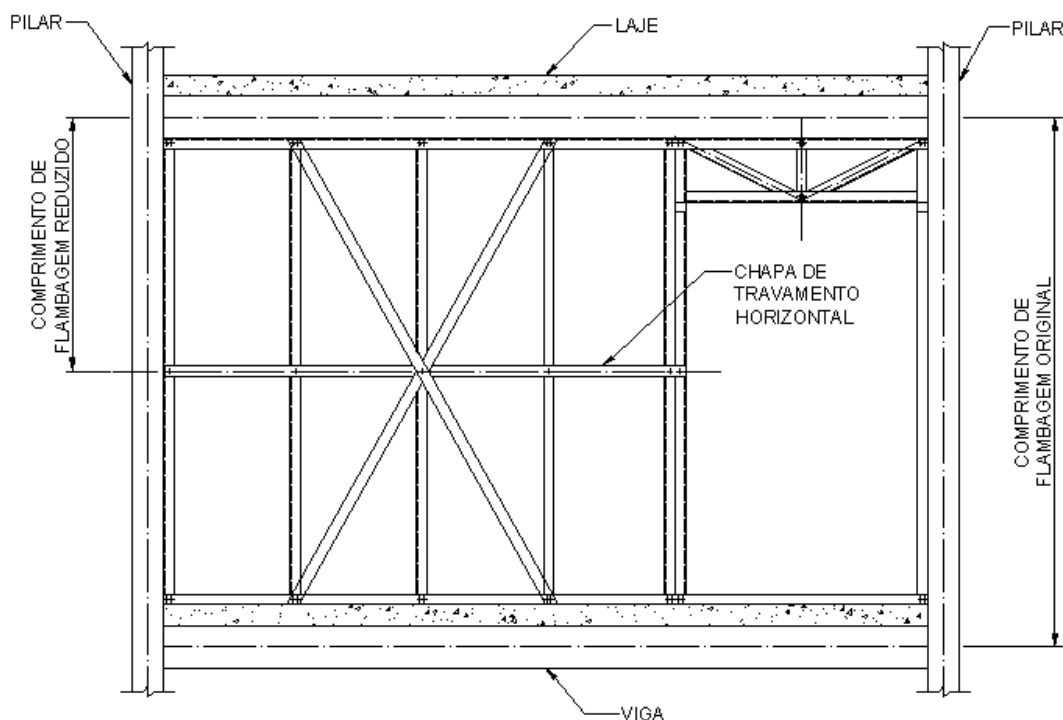


Figura 5.2: Travamento lateral dos pilares laterais dos painéis de porta

Como conclusão final, pode-se dizer que o sistema proposto de contraventamento utilizando painéis, ou como na nomenclatura adotada no trabalho, paredes “Steel-Frame”, pode ser utilizado para esse fim, pois atende as exigências estruturais, tanto para os estados limites últimos, quanto para os estados limites de serviço.

Como sugestões para a realização de trabalhos futuros relacionados ao tema, pode-se definir duas linhas de estudo. A primeira com uma abordagem comparativa dos custos de construção dos sistemas construtivos estudados, e uma comparação desses sistemas com outros que utilizam tecnologias diferentes das apresentadas. A segunda linha, voltada para a análise estrutural, verificando a contribuição das paredes “Steel-Frame” no contraventamento de edifícios altos com um maior número de pavimentos.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

[1.1] Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing – Second Edition, 1997, AISI – American Iron and Steel Institute.

[1.2] Paredes de Gesso Acartonado e Sistemas Complementares – Manual, 1999, ASTIC – Associação de Tecnologias Integradas na Construção.

[1.3] METSEC – SFS, 2000, Design & Specification Guide for Steel Framinig Systems, METSEC.

[1.4] YU W. W., 2000, *Cold-Formed Steel Design*. 3 ed, New York, John Wiley & Sons Inc.

[1.5] NILSON A. H., 1960, “Diaphragm Action in Light Gage Steel Construction”. AISI Regional Technical Paper.

[1.6] NILSON A. H., 1960, “Shear Diaphragm of Light Gage Steel”. Journal of the Structural Division, ASCE.

[1.7] Design Manual, 1967, *Design of Ligth Gage Steel Diaphragms*. Washington, AISI – American Iron and Steel Institute.

[2.1] Aços Laminados a Frio – Catálogo Técnico, 2001, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.

[2.2] Aços Laminados a Quente – Catálogo Técnico, 2001, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.

[2.3] Aços Zincados por Imersão a Quente – Catálogo Técnico, 2001, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.

[2.4] Aços para a Construção Civil – Catálogo Técnico, 2001, CSN – Companhia Siderúrgica Nacional.

[2.5] NBR 14762, 2001, *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[2.6] Design Manual - Specification, 1996, *Cold-Formed Steel Structural Members*. Washington, AISI – American Iron and Steel Institute.

[2.7] MOLITERNO, A., 1998, *Elementos para Projetos em Perfis Leves de Aço*. 1 ed, São Paulo, Editora Edgard Blucher.

[2.8] GNECCO C., MARIANO R., FERNADES F., 2003, *Manual de Construção em Aço – Tratamento de Superfície e Pintura*. Rio de Janeiro, IBS – Instituto Brasileiro de Siderurgia.

[2.9] STBK-N5, 1980, *Norm for Tunnplatskonstruktioner 79 – Statens Stalbyggnads*. Stockholm, Kommittés Tunnplastsgrupp.

[2.10] YU W. W., 2000, *Cold-Formed Steel Design*. 3 ed, New York, John Wiley & Sons Inc.

[2.11] YOUNG B., RASMUSSEN K.J.R., 1999, “Behaviour of cold-formed singly symmetric columns”, *Thin-Walled Structures*, n. 33, pp. 83-102.

[2.12] YOUNG B., RASMUSSEN K.J.R., 1999, “Shift of Effective Centroid of Channel Columns”, *Journal of Structures Engineering*, n. 125, pp. 524-555.

[2.13] YOUNG B., RASMUSSEN K.J.R., 2000, “Inelastic Bifurcation of cold-formed singly symmetric columns”, *Thin-Walled Structures*, n. 36, pp. 213-243.

[2.14] POPOVIC D., HANCOCK G.J., RASMUSSEN K.J.R., 1999, “Axial Compression Tests of cold-formed angles”, *Journal of Structures Engineering*, n. 125, pp. 515-538.

[2.15] POPOVIC D., HANCOCK G.J., RASMUSSEN K.J.R., 2001, "Compression tests on cold-formed angles loaded parallel with a leg", *Journal of Structures Engineering*, n. 127, pp. 600-607.

[2.16] DHANALAKSHMI M., SHANMUGAM N.E., 2001, "Design for openings in equal-angle cold-formed steel stub columns", *Thin-Walled Structures*, n. 39, pp. 167-254.

[2.17] AS/NZS 4600, 1996, *Cold-Formed Steel Structures*. Standars Australia/Standars New Zealand.

[2.18] HANCOCK G.J., 1998, "Design of Cold-Formed Steel Structures to the Australian/New Zealand Standard AS/NZS 4600:1996. Sydney, Australian Institute of Steel Construction.

[2.19] KESTI J., DAVIES J.M., 1999, "Local buckling of thin-walled short columns", *Thin-Walled Structures*, n. 34, pp. 115-149.

[2.20] SCHAFER B.W., PEKOZ T., 1999, "Laterally braced cold-formed steel flexural members with edge stiffened flanges", *Journal of Structures Engineering*, n. 125, pp. 118-145.

[2.21] LAINE M., TUOMALA M., 1999, "Testing and design of gravity-loaded steel purlins restrained by sheeting", *Journal of Constructional Steel Research*, n. 49, pp. 129-167.

[2.22] JONSSON J., 1999, "Distorcional Theory of Thin-Walled Beams". *Thin-Walled Structures*, n. 33, pp. 269-303.

[2.23] GOTLURU B.P., SCHAFER B.W., PEKOZ T., 2000, "Torsion in thin-walled cold-formed steel beams", *Thin-Walled Structures*, n. 37, pp. 127-172.

[2.24] ROGERS C.A., HANCOCK G.J., 1999, "Bolted connection design for sheet steels less than 1,0mm thick", *Journal of Constructional Steel Research*, n. 51, pp. 123-169.

[2.25] ROGERS C.A., HANCOCK G.J., 2000, "Failure modes of bolted-sheet-steel connections loaded in shear", *Journal of Structures Engineering*, n. 126, pp. 288-384.

[2.26] ROGERS C.A., HANCOCK G.J., 1999, "Screwed connection tests of thin G550 and G300 sheet steels", *Journal of Structures Engineering*, n. 125, pp. 128-164.

[2.27] DE MATTEIS G., LANDOLFO R., 1999, "Mechanical fasteners for cladding sandwich panels: interpretative models for shear behavior", *Thin Walled Structures*, n. 35, pp. 61-140.

[2.28] MAKELAINEN P., KESTI J., 1999, "Advanced method for lightweight steel joining", *Journal of Constructional Steel Research*, n. 49, pp. 107-123.

[2.29] VON KARMAN T., SECHLER E. E., DONNELL L. H., 1932, "The Strength of Thin Plates in Compression", *ASME Transactions*, vol. 54.

[2.30] WINTER, G., 1970, "Commentary on the 1968 Edition of the Specification for the Design of Cold-Formed Steel Structural Members", *AISI*.

[2.31] SCHAFER B.W., PEKOZ T., 1998, "Direct strength prediction of cold-formed steel members using numerical elastic buckling solutions", In: *Proceedings, Second International Conference on Thin-Walled Structures: Thin-Walled Structures, Research and Development*, Singapura, pp. 137-181.

[2.32] HANCOCK G.J., KWON Y.B., BERNARD E.S., 1994, "Strength design curves for thin-walled sections undergoing distortional buckling", *Journal of Constructional Steel Research*, n. 31, pp. 169-255.

[2.33] LAU C. W., HANCOCK C. J., 1986, "Buckling of Thin Flat-Walled Structures by a Spline Finite Strip Method", *Thin-Walled Structures*, n. 4, pp. 269-294.

[2.34] PROLA C., CAMOTIM D., 2001, "Post-Buckling of Plates and Thin Walled-Sections Using the Finite Strip Method ". In: *Proceedings, VI Nacional Congress on Applied and Computational Mechanics*, Aveiro, pp. 993-1002.

[2.35] SCHARDT, 1983, "The Generalized Beam Theory". In: Proceedings, M. R. Conference Instability and Plastic Collapse os Steel Structures, pp. 469-475.

[2.36] DAVIS M., 1998, "Generalized Beam Theory (GBT) for Coupled Instabilities Problems". In: Coupled Instabilities in Metal Structures: Theoretical and Design Aspects, CISM Course, Springer-Verlag, Wien, n. 379, pp. 151-223.

[2.37] CAMOTIM D., SILVESTRE N., 2002, "Application of the Generalized Beam Theory (GBT) to Analyse the Stability Behavior of Cold-Formed Steel Members". Em: II Congresso Internacional da Construção Metálica – II CICOM, São Paulo, CD-rom.

[2.38] BATISTA, E. M., 2004, "Modeling Buckling Interaction". Programa de Engenharia Civil, COPPE – Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

[2.39] FENG M., WANG Y.C., DAVIES J.M., 2003, "Thermal Performance of Cold-Formed Thin-Walled Steel Panel Systems in Fire", Fire Safety Journal, n 38, pp 365-394.

[2.40] FENG M., WANG Y.C., DAVIES J.M., 2003, "Structural Behaviour of Cold-Formed Thin-Walled Short Steel Channel Columns at Elevated Temperatures – Part 1: Experiments", Thin-Walled Structures, n 41, pp 543-570.

[2.41] FENG M., WANG Y.C., DAVIES J.M., 2003, "Structural Behaviour of Cold-Formed Thin-Walled Short Steel Channel Columns at Elevated Temperatures – Part 2: Design Calculations and Numerical Analysis", Thin-Walled Structures, n 41, pp 571-594.

[2.42] PÉREZ, S.V., 2003, *Análise Experimental da Flambagem Distorcional em Perfis de Paredes Finas e Seção Aberta Sob Força de Compressão Excêntrica*. Tese de D. Sc., COPPE UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[2.43] NAGAHAMA, K.J., 2003, *Análise de Estabilidade Local em Perfis de Seção Aberta em Aço e Resina Reforçada com Fibra de Vidro*. Tese de D. Sc., COPPE UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[3.1] MOREIRA, T.V., 2002, *Análise da Sensibilidade Dinâmica de Edifícios com Estruturas Esbeltas*. Tese de D. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[3.2] Commentary on the Prescriptive Method for Residential Cold-Formed Steel Framing – Second Edition, 1997, AISI – American Iron and Steel Institute.

[3.3] QUEIROZ G., PIMENTA R. J., ANTINOSSI L. C. M., 2001, *Elementos das Estruturas Mistas Aço-Concreto*. 1 ed, Belo Horizonte, O Lutador Editora.

[3.4] NBR 8800, 1986, *Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[3.5] OLIVEIRA, T. J. L., 2003, *Análise de Pisos Mistos com Ligações Semi-Rígidas*. Tese de M. Sc., COPPE/UFRJ, Rio de Janeiro, RJ, Brasil.

[3.6] JOHNSON, R. P., 1994, *Composite Structures of Steel and Concrete – Volume 1: Beams, Slabs, Columns and Frames for Buildings*. 2nd. Edition, Blackwell Scientific Publications.

[3.7] NBR 6120, 1980, *Cargas para o Cálculo de Estruturas de Edificações*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[3.8] NBR 6123, 1988, *Forças Devidas ao Vento em Edificações*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[3.9] NBR 14762, 2001, *Dimensionamento de Estruturas de Aço Constituídas por Perfis Formados a Frio – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[4.1] Design Manual - Specification, 1996, *Cold-Formed Steel Structural Members*. Washington, AISI – American Iron and Steel Institute.

[4.2] NBR 8800, 1986, *Projeto e Execução de Estruturas de Aço em Edifícios*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[4.3] RODRIGUES F. C., OLIVEIRA L. A. F., 2001, “Comportamento e Dimensionamento de Vigas Mistas com Perfis Formados a Frio”. Em: I Congresso Internacional da Construção Metálica - I CICOM, São Paulo, SP, Brasil.

[A.1] HILTI, 1998, *Manual Técnico de Fixações para Engenheiros, Arquitetos e Projetistas*.

[B.1] SILVA V. P., 2001, *Estruturas de Aço em Situação de Incêndio*. 1 ed, São Paulo, Zigurate Editora.

[B.2] NBR 14323, 1999, *Dimensionamento de Estruturas de Aço de Edifícios em Situação de Incêndio - Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

[B.3] Building Design Using, 1993, *Cold Formed Steel Sections: Fire Protection*. SCI – Steel Construction Institute.

[B.4] NBR 14432, 2000, *Exigências de Resistência ao Fogo de Elementos Construtivos de Edificações – Procedimento*. Rio de Janeiro, ABNT – Associação Brasileira de Normas Técnicas.

ANEXO A

PARAFUSOS AUTOBROCANTES E FIXADORES A PÓLVORA

A.1. CARACTERÍSTICAS DOS PARAFUSOS AUTOBROCANTES

Nesse anexo são apresentadas características dos conectores utilizados nos painéis “Steel-Frame”. A correta aplicação desses conectores é muito importante para se garantir um desempenho satisfatório das estruturas “Steel-Frame”. Ferramentas de perfuração com ajuste de torque e limitação da profundidade dos furos são recomendadas para se executar tais conexões.

O diâmetro dos parafusos autobrocantes é designado por um número. Para conveniência do leitor e melhor entendimento das nomenclaturas adotadas, a tabela A.1 traz as correlações entre as medidas nominais dos diâmetros e os números de designação correspondentes.

Tabela A.1: Diâmetro nominal dos parafusos autobrocantes

Número de designação	Diâmetro nominal (d)	
	(in)	(mm)
0	0,060	1,52
1	0,073	1,85
2	0,086	2,18
3	0,099	2,51
4	0,112	2,84
5	0,125	3,18
6	0,138	3,51
7	0,151	3,84
8	0,164	4,17
10	0,190	4,83
12	0,216	5,49
¼	0,250	6,35

Os parafusos autobrocantes utilizados nas estruturas “Steel-Frame” e em paredes “Dry-Wall” possuem uma série de características, de extrema importância para a determinação do tipo de parafuso a ser utilizado para cada aplicação. Logo, nesse item apresentam-se as principais características desses elementos que devem ser levadas em consideração na hora da escolha do tipo de parafuso.

A.1.1. Resistência a Corrosão

A habilidade de qualquer fixador em manter sua fixação é relacionada diretamente com sua habilidade de manter sua profundidade de colocação no material base e eliminar perdas de penetração com esse material. Qualquer corrosão do fixador pode diminuir esta penetração e conseqüentemente diminuir o rendimento da fixação. Para prevenção, um acabamento resistente à corrosão deve ser aplicado aos fixadores.

Uma referência padrão a esta resistência de corrosão é a prova de sal, ou seja, o ensaio de “Salt-Spray”. Na indústria da construção, este teste pode ser recomendado e utilizado para avaliar e simular os efeitos de um ambiente de “costa marítima” (ar saturado de sal) sobre os elementos mecânicos utilizados em uma edificação próxima a beira-mar. O teste consiste em colocarmos amostras dentro de uma cabine contendo uma névoa salina com 55% de solução de sal (NaCl) a uma temperatura de 35°C, avaliando visualmente as amostras a cada período de 24 horas. A resistência a corrosão ao ensaio de “Salt-Spray” do parafuso é então dada pelo número de horas de exposição dentro da cabine, até a porcentagem total da superfície estiver sacrificada pela ferrugem vermelha.

Os resultados das provas de sal são apresentados na tabela A.2 para diferentes tipos de recobrimentos comumente utilizados na proteção a corrosão de parafusos autobrocantes. Os resultados apresentados são para a comparação relativa a corrosão de cada recobrimento, pois o rendimento verdadeiro de qualquer cobertura está relacionado diretamente com a qualidade da cobertura, a espessura do material aplicado, o ambiente local da aplicação e o método de aplicação utilizado para instalar o fixador.

Tabela A.2: Recobrimentos adotados para proteção contra a corrosão

Cobertura Protetora	Composição/ Aparência	Resultados	Propriedades Anti-Corrosão
Fosfatos e óleo	Acabado preto	24-28 horas	Regular a mau
Galvanizado a fogo	Cinza escuro-áspero	48-144 horas	Bom
Encapado de zinco com cromo	Prata a cinza brilhante	48-144 horas	Bom
Cadmio com cromo	Prata/cinza escuro a brilhante	48-144 horas	Bom
Zinco/Cromo/Orgânico	Cinza, preto ou verde	560-800 horas	Excelente, superior a maioria
Níquel/Zinco/Cromo	Prata a cinza-brilho	640-1000 horas	Excelente
410 inoxidável Cadmio	Prata a cinza-brilho	144-300 horas	Bom
300 series Aço inoxidável	Prata-brilho escuro	N.A.	Excelente

A.1.2. Ponta da Broca

A ponta da broca de um parafuso autobrocante possui duas características principais que são: a ranhura da broca e o comprimento da ponta. O comprimento da ranhura da broca determina a espessura do metal que pode ser perfurado. A ranhura é o canal para remover os cavacos durante a penetração. Se a ranhura chegar a penetrar o material de tal forma a ficar completamente embutida, os cavacos travam o parafuso provocando o rompimento da ponta ou a sua queima.

As seções sem rosca desde a ponta até o primeiro fio de rosca, determinam o comprimento da ponta do parafuso autobrocante. Esse comprimento deve ser suficientemente longo para assegurar que a operação de perfuração termine antes que o primeiro fio alcance o metal. A rosca do parafuso avança a uma velocidade até dez vezes maior que a da perfuração da broca, logo se a rosca tocar a base antes da perfuração ter sido terminada, o parafuso corre o risco de se romper. A figura A.1 ilustra em detalhe a ranhura e o comprimento da ponta de um parafuso autobrocante.



Figura A.1: Ranhura e comprimento da broca de parafusos autobrocantes [A.1]

A tabela A.3 apresenta um resumo da capacidade de perfuração das pontas padrão de parafusos autobrocantes existentes no mercado. As aplicações desses parafusos para estruturas “Steel-Frame” ficam restringidas basicamente aos dois primeiros tipos listados na tabela, que compreendem os metais de pequenos e médios calibres.

Tabela A.3: Capacidade de perfuração das pontas padrão [A.1]

Aplicação	Tamanho da ranhura	Diâmetro do parafuso	Espessura de perfuração (mm)
Metais de calibres pequenos	Auto-perfurantes #2 	6	0,90 – 2,30
		8	0,90 – 2,50
		10	0,90 – 2,80
		12	0,90 – 3,5
Metais de calibres médios	Auto-perfurantes #3 	8	2,50 – 3,50
		10	2,80 – 4,40
		12	2,80 – 5,30
		1/4	2,80 – 6,30
Metais de calibres pesados	Auto-perfurantes #4 	12 (madeira)	2,30 – 5,30
		1/4 (madeira)	2,30 – 6,30
		12 x 7/8 (aço)	5,30 – 7,90
		12 x 1 1/4 (aço)	5,30 – 9,50
Metais de calibres muito pesados	Dril-it 	12	6,30 – 12,70
	Auto-perfurantes #5 	12	6,30 – 12,70

A.1.3. Tipo de Cabeça

Existem hoje no mercado diversos tipos de cabeça para parafusos autobrocantes. No entanto, a utilização de um ou outro tipo de cabeça depende principalmente da aplicação e do tipo de equipamento que se dispõe para a instalação. Os principais tipos de cabeça para parafusos autobrocantes são os seguintes listados abaixo e ilustrados na figura A.2.

- HWH – Cabeça Hexagonal com arruela incorporada: A face inferior da cabeça com forma de arruela promove uma superfície adicional de sustentação em sua utilização;

- SHWH – Cabeça Hexagonal Ranhurada com arruela incorporada: A cabeça ranhurada oferece uma grande facilidade para remover o parafuso se for preciso, depois de instalado;
- PPH – Cabeça tipo Phillips: Cabeça convencional para aplicações gerais que sobressaem muito pouco por cima do material a fixar;
- PFH – Cabeça Plana tipo Phillips: Usa-se especialmente sobre madeira, para que fique embutida dentro do material, evitando que a madeira se trinque ou espedace;
- PWH – Cabeça fina tipo Phillips: A grande superfície da cabeça permite que fique no nível sem sobressair em materiais finos.



Figura A.2: Tipos de cabeças de parafusos autobrocantes [A.1]

A.1.4. Rosca do Parafuso

A escolha de um parafuso para fixação deve sempre ser feita de forma que o comprimento da rosca seja suficiente para garantir a ancoragem total no material base. Por exemplo: se a espessura do material base é de 1/4", o parafuso deverá ter no mínimo 1/4" de comprimento de rosca. Não é um ponto crítico que a rosca encaixe também no material a ser fixado, uma vez que a cabeça do autobrocante já proporciona suficiente força de sustentação para este. A figura A.3 ilustra a forma correta de uma fixação com autobrocante.

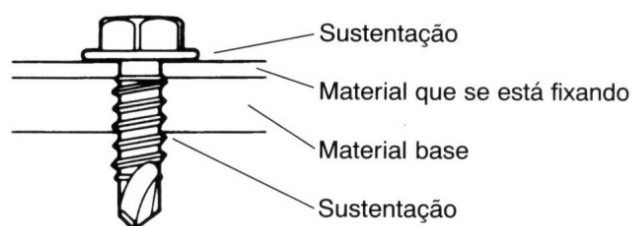


Figura A.3: Fixação correta para parafusos autobrocantes [A.1]

O passo da rosca também é uma importante característica que deve ser levada em consideração na hora da escolha do tipo de parafuso a ser usado em uma conexão. A espessura do material a fixar e o diâmetro do parafuso determina o tipo de passo a ser usado na rosca. Em geral quanto mais finos são os materiais a serem fixados, maior será o número de fios por polegada. Quanto mais grosso for o material, o número de fios por polegada será menor. A figura A.4 ilustra um tipo de passo fino de rosca e um passo de rosca com fios de tamanho maior.



Figura A.4: Diferentes tipos de passo de rosca [A.1]

A.1.5. Espaçamentos Mínimos

Para o espaçamento mínimo entre parafusos autobrocantes adota-se o mesmo espaçamento especificado para ligações parafusadas pelo AISI, ou seja, o espaçamento mínimo entre centros de dois parafusos autobrocantes não pode ser menor que $3d$, onde d é o diâmetro do autobrocante dado pela tabela A.1.

Os testes analisados mostraram que as conexões com autobrocantes sujeitas a esforços de cisalhamento quase sempre vão colapsar pelo rasgamento de borda, quando a distância entre o centro do autobrocante ao bordo livre da chapa é menor que três vezes o diâmetro do parafuso.

Logo o espaçamento mínimo do centro do autobrocante a qualquer borda não deve ser menor que $3d$. Se a conexão estiver sujeita a força de cisalhamento em apenas uma direção, a distância mínima entre o centro do autobrocante e a borda na direção perpendicular da força pode ser tomada como sendo $1,5d$. Portanto, os espaçamentos mínimos entre parafusos autobrocantes devem atender as seguintes equações:

$$e_{Min1} = 3 \cdot d \quad (\text{eq A.1})$$

Para a distância até a borda paralela a direção da força de cisalhamento

$$e_{Min2} = 3 \cdot d \quad (\text{eq A.2a})$$

Para a distância até a borda perpendicular a da força de cisalhamento

$$e_{Min2} = 1,5 \cdot d \quad (\text{eq A.2b})$$

Onde

e_{Min1} = distância entre centros de dois autobrocantes;

e_{Min2} = distância entre o centro do autobrocante a borda;

d = diâmetro do parafuso.

A.2. FIXADORES A PÓLVORA

Outro tipo de fixador que é bastante utilizado em estruturas “Steel-Frame” é o fixador à pólvora. Esse conector não possui rosca e garante a conexão entre o elemento fixado e o material base, de outras maneiras que serão vistas adiante.

Esse conector, também se diferencia dos parafusos autobrocantes pela sua forma de aplicação, utilizando um sistema acionado a pólvora. Para a aplicação desses

fixadores são utilizadas máquinas pneumáticas que fixam esses elementos com o impacto da explosão de uma espoleta.

Os fixadores a pólvora são distintos para a fixação no concreto ou no aço. Quando um fixador acionado a pólvora se introduz no concreto desloca o concreto ao redor da sua haste. Este concreto deslocado se comprime contra a haste criando um suporte de fricção. Adicionalmente, o calor gerado durante o processo de penetração causa um efeito de sinterização do concreto ao fixador, como mostra a figura A.5.

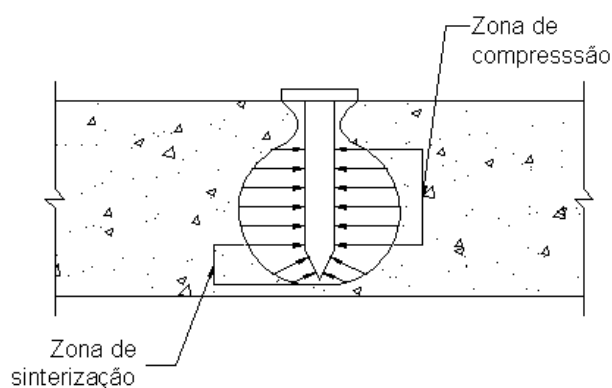


Figura A.5: Fixação no concreto [A.1]

Já para a fixação no aço, o comportamento é diferente. Quando o fixador é introduzido, o aço deslocado ao redor da haste do fixador se funde novamente entre as estrias, criando um efeito de suporte. Em adição, as altas temperaturas geradas ao atrito, aproximadamente de 900°C, criam uma fusão parcial do fixador com o aço, como mostra a figura A.6

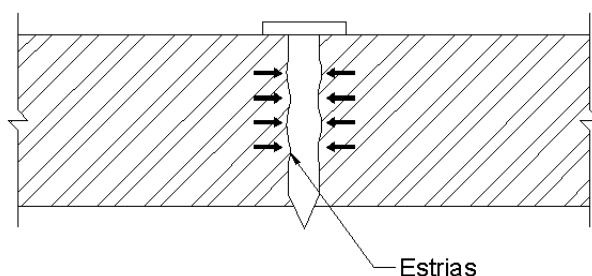


Figura A.6: Fixação no aço [A.1]

Para esses fixadores os fatores que mais influenciam para a resistência da fixação, tanto no caso do concreto, quanto para o aço são a profundidade de penetração, a força de compressão gerada pelo material deslocado, o diâmetro da haste do fixador e a distância entre o fixador e a borda. É importante ressaltar que para o caso do concreto os tipos de agregados usados também possuem influência no comportamento da fixação.

A.3. DIMENSIONAMENTO

O dimensionamento dos parafusos autobrochantes e dos fixadores a pólvora, é feito de acordo com as prescrições técnicas do AISI. As tabelas A.4 e A.5 apresentam a resistência desses conectores fornecidas pelo fabricante dos parafusos usados para o dimensionamento das ligações [A.1].

Tabela A.4: Resistência dos parafusos [A.1]

Diâmetro nominal ISO	Fios de rosca por polegada	Ponta traxx #	Resistência a torção (N m)	Resistência a tração (N)	Resistência ao corte (N)
4	24	2	1,6	3300	2200
4	40	2	1,6	3600	2300
6	20	2	2,8	5300	3300
6	32	2	2,9	5300	3500
8	18	2 e 3	4,8	7000	4700
8	32	2 e 3	5,7	8500	5600
10	16	2 e 3	6,9	9300	6200
10	24	2 e 3	7,3	10200	7000
10	32	2 e 3	8,5	12000	8000
12	14	2, 3, 4 e 5	10,4	12400	8300
12	24	2, 3, 4 e 5	11,3	14500	9700
1/4	14	2, 3, 4 e 5	17,0	17100	11500
1/4	20	2, 3, 4 e 5	19,0	19000	12800

Tabela A.5a: Resistência dos fixadores à pólvora HILTI para concreto (20MPa)

Descrição	d (mm)	Profundidade de ancoragem (mm)	Resistência a tração (N)	Resistência ao corte (N)
Pinos X-DNI	3,7	16	-	-
		19	400	480
		25	530	710
		38	850	1250

Tabela A.5b: Resistência dos fixadores à pólvora HILTI para aço

Descrição	d (mm)	Profundidade de ancoragem (mm)	Resistência a tração (N)	Resistência ao corte (N)
Pinos X-EDNI	3,7	3,2	490	1020
		4,8	2020	1890
		6,4	3560	2760
		9,5	3600	3020
		12,7	3780	2690
		19,1	2220	2420

A.4. DIMENSIONAMENTO DE LIGAÇÃO - EXEMPLO

Nesse item é dado um exemplo do dimensionamento da quantidade de parafusos para as ligações dos painéis “Steel-Frame”. O exemplo escolhido é a conexão das chapas de contraventamento inclinadas das paredes com a estrutura principal.

A.4.1. Ligação Chapa de Contraventamento-Chapa de Ligação

- Esforço Solicitante

O esforço solicitante da ligação das chapas de contraventamento inclinadas com as chapas de ligação é dado pelo maior esforço de tração nas diagonais. Esse esforço foi determinado no capítulo 4, e tem o seguinte valor:

$$N_{sd} = \frac{37,9}{2} = 18,9\text{kN}$$

- Esforço Resistente

O esforço resistente é determinado de acordo com as prescrições técnicas do AISI, e adota-se para essa conexão um parafuso Hilti de diâmetro nº12 e ranhura #3, em função da espessura de perfuração. Para esse parafuso em conexão com a chapa de ligação a resistência ao cisalhamento é dada por:

$$P_{rd} = 3,47\text{kN}$$

O número de parafusos necessários é então dado por:

$$n = \frac{N_{sd}}{P_{rd}} = 5,5 \cong 6$$

O esforço resistente total, pode então ser calculado como:

$$N_{rd} = n \cdot P_{rd} = 20,82\text{kN}$$

- Verificação

$$\frac{N_{sd}}{N_{rd}} = \frac{18,9}{20,82} = 0,90 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

A.4.2. Ligação Chapa de Ligação-Perfis

- Esforço Solicitante

$$V_{sd} = \text{Máx}(N_{sd} \cos \theta; N_{sd} \sin \theta) = 15,9\text{kN}$$

Onde

θ = ângulo entre a diagonal de contraventamento e a guia.

- Esforço Resistente

Adotando-se o mesmo parafuso do item A.4.1, tem-se a seguinte resistência ao cisalhamento para a conexão em função das espessuras menores:

$$P_{rd} = 2,49\text{kN}$$

O número de parafusos necessários é então dado por:

$$n = \frac{V_{sd}}{P_{rd}} = 6,38 \cong 8$$

O esforço resistente total, pode então ser calculado como:

$$N_{rd} = n \cdot P_{rd} = 19,9\text{kN}$$

- Verificação

$$\frac{V_{sd}}{N_{rd}} = \frac{15,9}{19,9} = 0,80 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

A.4.3. Ligação Montante-Pilares

A ligação do montante de borda com o pilar, também é feita através de parafusos autobrochantes. Nessa ligação os conectores ficam sujeitos a esforços de tração, pois as almas do montante solicitadas ao cisalhamento pela placa de conexão, transferem esse esforço em forma de arrancamento para os parafusos que conectam o montante com o pilar.

- Esforço Solicitante

$$T_{sd} = N_{sd} \cdot \cos \theta = 15,9 \text{ kN}$$

- Esforço Resistente

$$T_{rd} = 3,29 \text{ kN}$$

O número de parafusos necessários é então dado por:

$$n = \frac{T_{sd}}{T_{rd}} = \frac{15,9}{3,29} = 4,83 \cong 6$$

O esforço resistente total, pode então ser calculado como:

$$N_{rd} = n \cdot T_{rd} = 19,74 \text{ kN}$$

- Verificação

$$\frac{T_{sd}}{N_{rd}} = \frac{15,9}{19,74} = 0,80 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

A.4.4.. Ligação Guia-Laje

A ligação guia-laje também é solicitada a esforços de tração pelo mesmo princípio da ligação montante-pilar, a única diferença é que para essa ligação são usados fixadores a pólvora, pois a guia é fixada diretamente sobre a laje de concreto do pavimento.

- Esforço Solicitante

$$T_{sd} = N_{sd} \cdot \sin \theta = 10,3 \text{ kN}$$

- Esforço Resistente

O esforço resistente do fixador a pólvora é determinado é dado por:

$$T_{rd} = 0,85\text{kN}$$

O número de parafusos necessários é então dado por:

$$n = \frac{T_{sd}}{T_{rd}} = \frac{10,3}{0,85} = 12,1 \cong 14$$

O esforço resistente total, pode então ser calculado como:

$$N_{rd} = n \cdot T_{rd} = 11,9\text{kN}$$

- Verificação

$$\frac{T_{sd}}{N_{rd}} = \frac{10,3}{11,90} = 0,87 < 1,0 \rightarrow \text{OK}$$

ANEXO B

PROTEÇÃO CONTRA FOGO

B.1. CONSIDERAÇÕES GERAIS

Os perfis mais comuns para as estruturas “Steel-Frame” são os de seção C e Z geralmente com enrijecedores de borda, como visto no capítulo 2. Eles possuem pequena resistência ao fogo quando expostos diretamente, pois as seções transversais desses perfis aquecem rapidamente devido à pequena espessura dos elementos que as compõem. Em consequência, alguma proteção contra incêndio é requerida em muitas aplicações para assegurar a integridade de compartimentação das paredes, bem como, a estabilidade estrutural dos elementos, em condições de exposição ao fogo.

Os métodos de proteção contra incêndio para perfis conformados a frio são definidos como sendo de três tipos:

- Proteção plana para pisos e paredes utilizando placas de gesso e placas cimentícias;
- Proteção de borda para perfis de colunas ou de vigas na forma de uma caixa envolta da seção;
- Proteção com argamassa projetada.

As espessuras requeridas para os materiais de proteção contra incêndio dependem das condições de exposição ao fogo, e possuem o objetivo de retardar o aquecimento da seção do perfil protegido. O calor pode penetrar por todos os lados, como no caso de colunas, ou apenas por um lado, como é o caso das paredes estruturais. Esses dois casos são ilustrados na figura B.1.

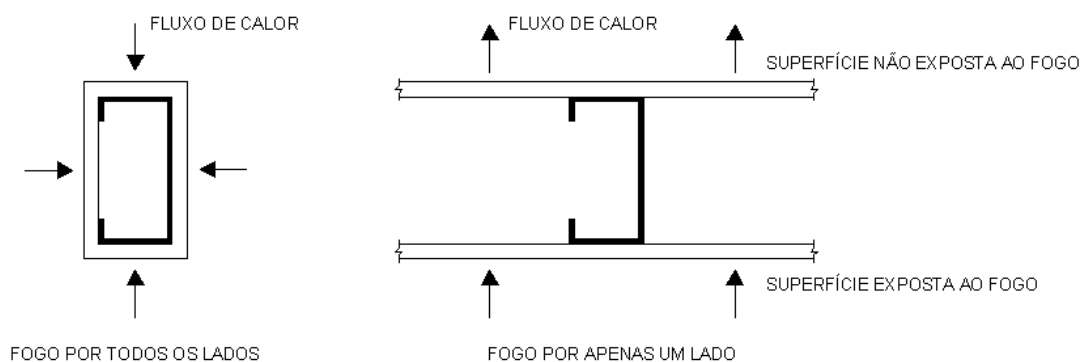


Figura B.1: Diferentes tipos de exposição ao fogo

Geralmente, o segundo e o terceiro método são mais apropriados para seções de perfis laminados a quente, mas também podem ser aplicados para perfis conformados a frio. Logo, no presente anexo aborda-se a resistência ao fogo para seções transversais de perfis conformados a frio em pisos ou paredes atuando como elementos de separação de compartimentos e/ou suportando cargas, isto é, proteção plana. Para este caso, o calor é aplicado por apenas um lado e as paredes e os pisos devem satisfazer os critérios recomendados para cada situação. Os materiais adotados para a proteção dos perfis foram placas de gesso acartonado e placas cimentícias.

B.2. PRINCÍPIOS DA RESISTÊNCIA AO FOGO

As paredes e os pisos estruturais construídos com o sistema “Steel-Frame” nos edifícios, também são responsáveis por conter incêndios, atuando como elementos de compartimentação, como dito anteriormente. Os perfis estruturais dessas paredes e pisos devem ser capazes de suportar os carregamentos em condições de incêndio, de tal forma que o edifício, ou a maior parte dele, não colapse prematuramente.

Dessa forma, a principal característica de um incêndio, no que concerne ao estudo das estruturas, é, portanto, a curva que fornece a temperatura dos gases em função do tempo de incêndio, visto que a partir dessa curva é possível calcular a máxima temperatura atingida pelas peças estruturais e a sua correspondente resistência

sujeita às altas temperaturas. A figura B.2 ilustra a curva temperatura x tempo de um incêndio.

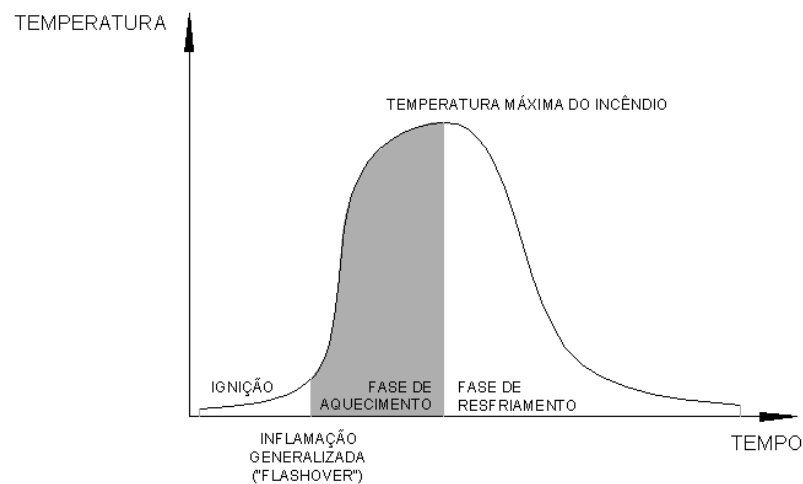


Figura B.2: Curva temperatura x tempo de um incêndio [B.1]

Essa curva apresenta uma região inicial com baixas temperaturas, em que o incêndio é considerado de pequenas proporções, sem riscos à estrutura. O instante correspondente ao aumento brusco da inclinação da curva temperatura x tempo é conhecido como “flashover” ou instante de inflamação generalizada e ocorre quando todo material combustível presente no ambiente entra em ignição. Desse instante em diante, o incêndio torna-se de grandes proporções.

Logo, para a verificação da segurança das estruturas, deve-se considerar o efeito da ação térmica nos elementos estruturais. Para tal, modela-se o incêndio, utilizando-se curvas temperatura x tempo tendo por base ensaios ou modelos matemáticos que simulam situações reais de incêndio, em que se considera a variação da quantidade de material combustível, denominada carga de incêndio, o grau de ventilação do compartimento em chamas, etc. Esse modelo de incêndio é conhecido como modelo do incêndio natural.

Tendo em vista que a curva temperatura x tempo do incêndio se altera para cada situação estudada, convencionou-se adotar uma curva padronizada como modelo para análise experimental de estruturas, de materiais de proteção térmica, de portas corta-

fogo, etc., em fornos de institutos de pesquisa. Esse modelo é conhecido como modelo do incêndio padrão.

A norma brasileira NBR 14323 [B.2] adota a curva temperatura x tempo descrita pela equação B.1.

$$\theta_g - \theta_{g,o} = 345 \cdot \log_{10}(8t + 1) \quad (\text{eq B.1})$$

Onde

θ_g = temperatura dos gases no ambiente em chamas (°C);

$\theta_{g,o}$ = temperatura dos gases no instante $t = 0$, geralmente admitida 20 °C;

t = tempo em minutos.

A partir dessa expressão, pode-se construir a tabela B.1 e o gráfico da figura B.3.

Tabela B.1: Temperatura dos gases em função do tempo conforme NBR 14323

Tempo (min)	Temperatura (°C)	Tempo (min)	Temperatura (°C)
0	20	65	957
5	576	70	968
10	678	75	979
15	739	80	988
20	781	85	997
25	815	90	1006
30	842	95	1014
35	865	100	1022
40	885	105	1029
45	902	110	1036
50	918	115	1043
55	932	120	1049
60	945		

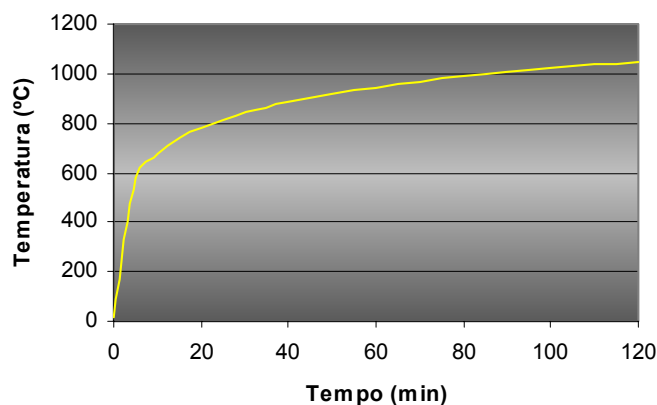


Figura B.3: Curva padrão temperatura x tempo conforme NBR 14323

B.3. PROTEÇÃO PLANA PARA PAREDES E PISOS

B.3.1. Aspectos Gerais

As paredes de pequenos edifícios comerciais e edifícios domésticos construídos no sistema “Steel-Frame”, são constituídas por montantes, enquanto que os pisos, são formados por vigotas diretamente apoiadas nessas paredes, como visto no capítulo 1. O revestimento convencionalmente mais usado para fechamento interno dessas paredes e forros dos pisos são as placas de gesso acartonado fixadas diretamente nos montantes, no caso das paredes, e nas vigotas no caso dos pisos.

A placa de gesso além de atuar como elemento de revestimento, desempenha um importante papel protegendo os perfis “Steel-Frame” contra incêndio, atuando dessa forma como um elemento de proteção contra fogo.

O gesso tem aproximadamente 21% do seu peso composto por água quimicamente combinada, que contribui decisivamente para seu desempenho quando submetido à ação do incêndio. Quando uma parede com chapas de gesso acartonado e estrutura de perfis de chapa de aço dobrada é exposta ao incêndio, a água quimicamente combinada, é liberada na forma de vapor atuando como barreira térmica, até que se complete o processo de calcinação do gesso. A temperatura diretamente atrás da frente de calcinação é pouco superior à temperatura de ebulição da água [1.2]. A

chapa de gesso já calcinado que se mantém em posição, continua a atuar como uma barreira, protegendo as chapas seguintes e a estrutura de aço da ação direto das chamas. Através deste mecanismo o gesso funciona como um material de proteção contra incêndio.

Geralmente as paredes ou pisos são submetidos à ação do fogo por apenas um lado, como mostrado na figura B.1. Os casos em que a parede ou o piso estrutural são potencialmente expostos ao fogo pelos dois lados, devem ser identificados e tratados diferentemente.

Para garantir a resistência do fogo por mais de 30 minutos múltiplas placas de gesso podem ser requeridas. Fibras de vidro e outros aditivos são também usados para aumentar as características de resistência ao fogo dessas placas, assim como, contribuir para a sua resistência mecânica, evitando dessa forma a quebra das placas devido os deslocamentos dos perfis estruturais.

Recentes pesquisas contêm resultados de ensaios realizados em estruturas de paredes e pisos “Steel-Frame” [2.39-2.41]. A tabela B.2 apresenta a tabela recomendada pelo “Building Design using Cold Formed Steel Sections: Fire Protection” [B.3].

Tabela B.2: Tempo de resistência ao fogo de paredes “Steel-Frame”

Estrutura Steel-Frame	Número de placas (por face)	Espessura das placas (mm)	Tempo de resistência (horas)	
			Placa comum	Placa resistente
Pisos protegidos com forro	1	12,5	-	1/2
	2	12,5	1/2	1
	2	15,0	1	1 1/2
Paredes não estruturais	1	12,5	1/2	1/2
	1	15,0	1/2	1
	2	12,5	1	1 1/2
	2	15,0	1 1/2	2
Paredes estruturais	1	12,5	-	1/2
	2	12,5	1/2	1
	2	15,0	1	1 1/2

De acordo com a tabela B.2, tem-se que para estruturas que necessitam de proteção contra incêndio acima de 1/2 hora, na maioria das vezes são recomendadas 2 placas de gesso por face. Isso também pode ser explicado pelo fato de que quando a parede aquece, os perfis sofrem distorções rompendo as placas conectadas a eles, expondo-se diretamente as chamas.

B.3.2. Determinação da Temperatura dos Perfis Protegidos

A resistência térmica de paredes ou pisos deve ser tal, de forma que o aumento de temperatura, ou seja, a passagem de calor não cause a perda de resistência excessiva dos perfis dentro da parede, nem permita que as temperaturas no lado não exposto atinjam temperaturas maiores que as máximas especificadas.

A temperatura dos perfis confinados por placas de gesso acartonado, pode ser determinada usando-se equações que levam em consideração a proteção das placas. Essas equações são resolvidas por um processo incremental simples adotando-se curvas de temperatura x tempo.

Na verificação das paredes estruturais do presente trabalho, adota-se a equação da NBR 14323 [B.2] para determinar a elevação de temperatura $\Delta\theta_{a,t}$ do elemento estrutural situado no interior da parede do edifício, envolvido por um material de proteção contra incêndio (placas de gesso), durante um intervalo de tempo Δt , dada por:

$$\Delta\theta_{a,t} = \frac{\lambda_m \cdot \left(\frac{u_m}{A}\right)}{t_m \cdot c_a \cdot \rho_a} \cdot \frac{(\theta_{g,t} - \theta_{a,t})}{1 + \frac{\xi}{3}} \cdot \Delta t - \left(e^{\frac{\xi}{10}} - 1\right) \cdot \Delta\theta_{g,t} \geq 0 \quad (\text{eq B.2})$$

para

$$\xi = \frac{c_m \cdot \rho_m}{c_a \cdot \rho_a} \cdot t_m \cdot \left(\frac{u_m}{A}\right) \quad (\text{eq B.3})$$

Onde:

$\frac{u_m}{A}$ = o fator de massividade para elementos estruturais envolvidos por material de proteção contra incêndio, em um por metro;

u_m = o perímetro efetivo do material de proteção contra incêndio (perímetro da face interna do material de proteção contra incêndio, limitado às dimensões do elemento estrutural de aço), em metro;

A = a área da seção transversal do elemento estrutural, em metro quadrado;

c_a = o calor específico do aço, em joule por quilograma e por grau Celsius;

c_m = o calor específico do material de proteção contra incêndio, em joule por quilograma e por grau Celsius;

t_m = a espessura do material de proteção contra incêndio, em metro;

$\theta_{a,t}$ = a temperatura do aço no tempo t , em graus Celsius;

$\theta_{g,t}$ = a temperatura dos gases no tempo t , em graus Celsius;

λ_m = a condutividade térmica do material de proteção contra incêndio, em watt por metro e por graus Celsius;

ρ_a = a massa específica do aço, conforme o item 5.1.1.2, desta mesma norma, em quilograma por metro cúbico;

ρ_m = a massa específica do material de proteção contra incêndio, em quilograma por metro cúbico;

Δt = o intervalo de tempo, em segundos.

As propriedades do gesso, para uma placa comum com espessura de 12,5mm são dadas por: $\rho_m = 880 \text{ kg/m}^3$; $\lambda_m = 0,17 \text{ W/m } ^\circ\text{C}$ e $c_m = 1050 \text{ J/kg } ^\circ\text{C}$. E para a utilização dessa equação é preciso adotar as seguintes hipóteses para montantes estruturais das paredes, e para as vigas de sustentação da laje:

- As paredes estão sujeitas ao incêndio por apenas uma face;
- A distribuição de temperatura ao longo da seção do perfil é uniforme;

- O dimensionamento dos perfis de chapa fina formados a frio, é feito à temperatura ambiente pelo AISI;
- O método simplificado de dimensionamento utilizado, só é aplicado aos elementos que compõem a estrutura individualmente.

B.3.3. Procedimento de Dimensionamento

Nesse item apresenta-se o procedimento de dimensionamento sob a forma de fluxograma para a verificação da segurança dos elementos estruturais de aço em situação de incêndio, protegidos com material térmico de características conhecidas, proposto por SILVA [B.1] e ilustrado na figura B.4.

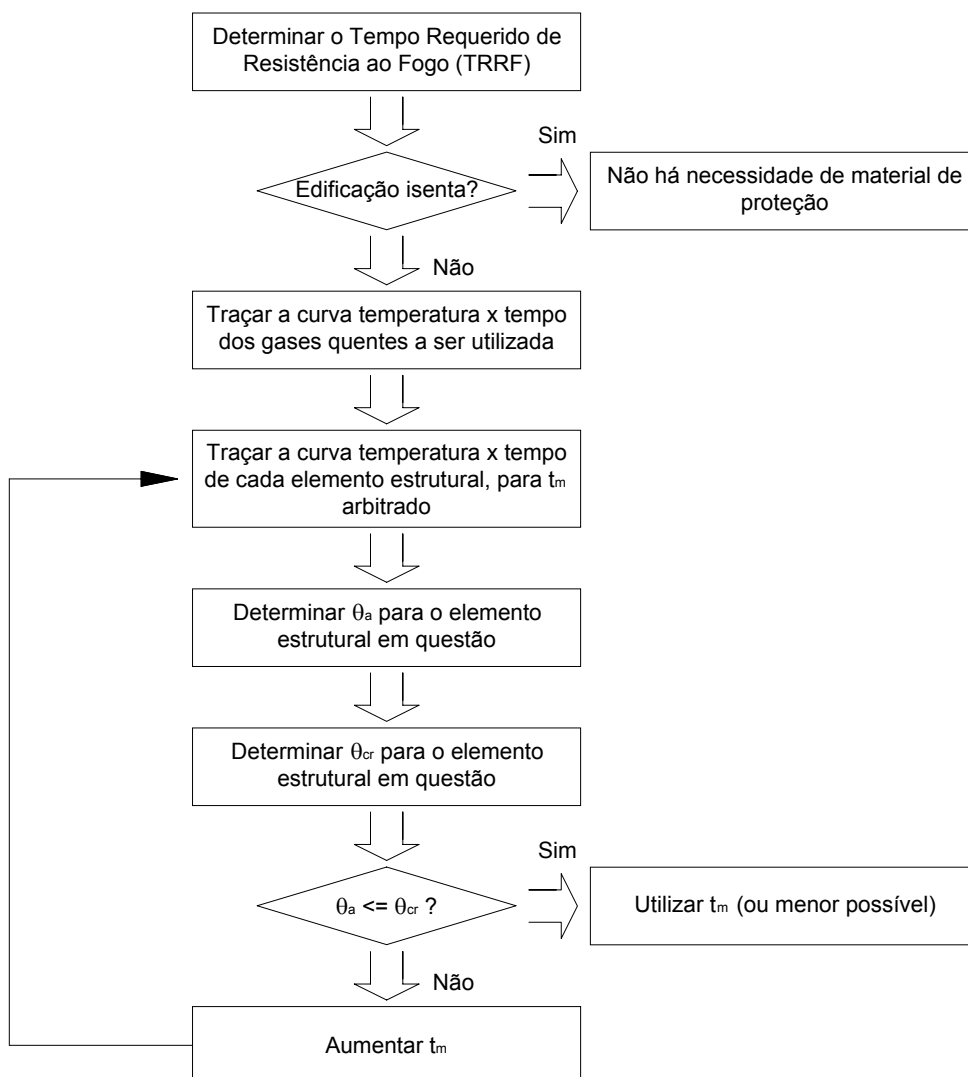


Figura B.4 Fluxograma de verificação dos elementos estruturais [B.1]

O tempo requerido de resistência ao fogo é dado de acordo com a tabela NBR 14432 [B.4], em função do tipo de ocupação da edificação e a sua altura. O tipo das edificações quanto a sua ocupação para a determinação do TRRF, também é dado pela mesma norma.

A área bruta de pavimento para uma edificação deve ser medida tomando-se o perímetro interno das paredes externas, excluindo área das antecâmaras e dos recintos fechados de escadas e rampas. O cálculo dessa área é importante, pois de acordo com a NBR 14432, as edificações com área total menor ou igual a 750 m², estão isentas dos requisitos de resistência ao fogo estabelecidos pela mesma norma.

A espessura t_m do material de proteção contra fogo é a espessura das placas de gesso adotados para o projeto, a temperatura θ_a , é a temperatura dos elementos estruturais (montantes, vigas, pilares, etc) e θ_{cr} é dada como sendo a temperatura crítica para o elemento estrutural, tomada como sendo a temperatura de 400 °C, ou seja, a temperatura em que o coeficiente de redução para a resistência dos aços é menor que 1,0.

Para o estudo de caso tem-se que a área bruta total de um pavimento da edificação é igual a 81,40m², como a edificação possui 5 pavimentos a área total de um bloco é de 407,0m² e a área dos dois blocos de 814,0m². A norma brasileira não dá nenhuma informação a respeito de considerar os blocos como sendo independentes ou não, para análise de incêndio em função da distância entre eles.

Logo, a favor da segurança determina-se o TRRF da estrutura, admitindo-se dois blocos separados. De acordo com as tabelas da NBR 14430, a edificação do estudo de caso é assim classificada:

- Quanto ao seu grupo: Grupo A, ou seja, grupo residencial;
- Quanto à sua ocupação: Divisão A-1, habitação multifamiliares, ou seja, edifícios de apartamento em geral;
- Quanto a sua altura: Classe P3, 12m < h ≤ 23m;
- TRRF = 60 minutos.

Abaixo apresenta-se a curva temperatura x tempo dos perfis montantes das paredes protegidos por duas placas de gesso acartonado comum, plotada juntamente com a curva temperatura x tempo dos gases quentes da norma brasileira. A curva para os perfis foi calculada de acordo com as equações do item B.3.2.

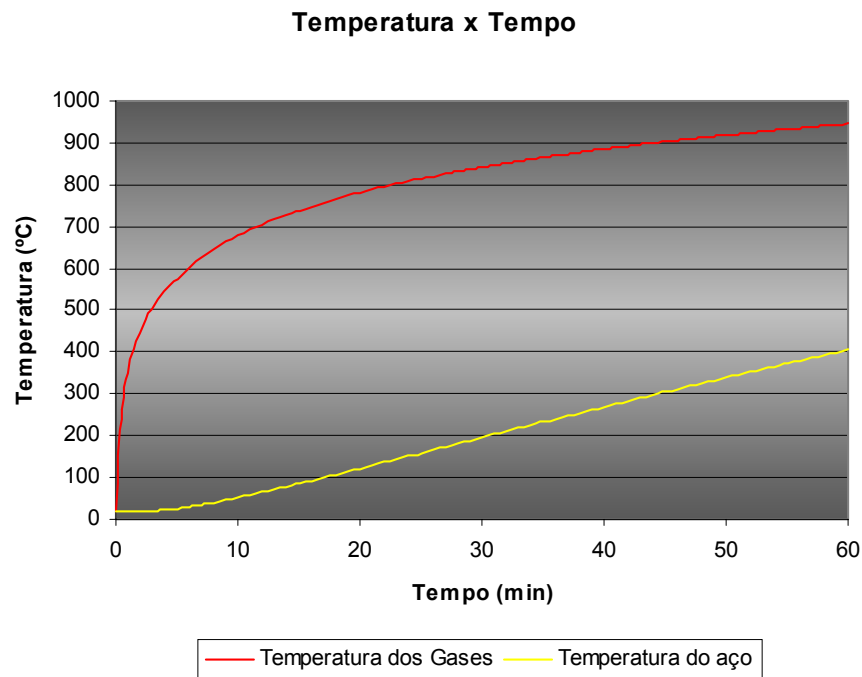


Figura B.5: Curva temperatura x tempo dos montantes das paredes estruturais

Adotando para a temperatura crítica 400°C, conclui-se que a proteção de duas placas de gesso comum é suficiente, pois para o tempo de 60 minutos, a temperatura do perfil atinge os 400°C, ou seja, atinge o limite de temperatura para o início da perda de resistência.

Apesar do “Building Design using Cold Formed Steel Sections: Fire Protection” especificar que para paredes estruturais com TRRF de 60 minutos, a utilização de uma proteção com duas placas de gesso especiais (com propriedades de resistência ao fogo), para o presente trabalho define-se a proteção com duas placas de gesso comum para diminuir os custos, baseado no gráfico da figura B.5 em acordo com as especificações da norma brasileira.

Livros Grátis

(<http://www.livrosgratis.com.br>)

Milhares de Livros para Download:

[Baixar livros de Administração](#)

[Baixar livros de Agronomia](#)

[Baixar livros de Arquitetura](#)

[Baixar livros de Artes](#)

[Baixar livros de Astronomia](#)

[Baixar livros de Biologia Geral](#)

[Baixar livros de Ciência da Computação](#)

[Baixar livros de Ciência da Informação](#)

[Baixar livros de Ciência Política](#)

[Baixar livros de Ciências da Saúde](#)

[Baixar livros de Comunicação](#)

[Baixar livros do Conselho Nacional de Educação - CNE](#)

[Baixar livros de Defesa civil](#)

[Baixar livros de Direito](#)

[Baixar livros de Direitos humanos](#)

[Baixar livros de Economia](#)

[Baixar livros de Economia Doméstica](#)

[Baixar livros de Educação](#)

[Baixar livros de Educação - Trânsito](#)

[Baixar livros de Educação Física](#)

[Baixar livros de Engenharia Aeroespacial](#)

[Baixar livros de Farmácia](#)

[Baixar livros de Filosofia](#)

[Baixar livros de Física](#)

[Baixar livros de Geociências](#)

[Baixar livros de Geografia](#)

[Baixar livros de História](#)

[Baixar livros de Línguas](#)

[Baixar livros de Literatura](#)
[Baixar livros de Literatura de Cordel](#)
[Baixar livros de Literatura Infantil](#)
[Baixar livros de Matemática](#)
[Baixar livros de Medicina](#)
[Baixar livros de Medicina Veterinária](#)
[Baixar livros de Meio Ambiente](#)
[Baixar livros de Meteorologia](#)
[Baixar Monografias e TCC](#)
[Baixar livros Multidisciplinar](#)
[Baixar livros de Música](#)
[Baixar livros de Psicologia](#)
[Baixar livros de Química](#)
[Baixar livros de Saúde Coletiva](#)
[Baixar livros de Serviço Social](#)
[Baixar livros de Sociologia](#)
[Baixar livros de Teologia](#)
[Baixar livros de Trabalho](#)
[Baixar livros de Turismo](#)