

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIENCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**Pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos:
Comportamento isolado, aplicação em galpões industriais
e comparativos com pilares de sistemas estruturais usuais.**

Jorge Augusto Serafim

São Carlos

2013

UNIVERSIDADE FEDERAL DE SÃO CARLOS

CENTRO DE CIENCIAS EXATAS E DE TECNOLOGIA

PROGRAMA DE PÓS-GRADUAÇÃO EM ESTRUTURAS E CONSTRUÇÃO CIVIL

**Pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos:
Comportamento isolado, inserção em galpões industriais e
comparativos com pilares de sistemas estruturais usuais.**

Jorge Augusto Serafim

Dissertação apresentada ao programa de Pós-Graduação em Estruturas e Construção Civil da Universidade Federal de São Carlos para a obtenção de do título de mestre em Estruturas e Construção Civil.

Área de Concentração: Sistemas Construtivos
Orientador: Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza

São Carlos

2013

**Ficha catalográfica elaborada pelo DePT da
Biblioteca Comunitária da UFSCar**

S481pm

Serafim, Jorge Augusto.

Pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos :
comportamento isolado, inserção em galpões industriais e
comparativos com pilares de sistemas estruturais usuais /
Jorge Augusto Serafim. -- São Carlos : UFSCar, 2014.
118 f.

Dissertação (Mestrado) -- Universidade Federal de São
Carlos, 2013.

1. Construção civil. 2. Pilares mistos. 3. Sistemas
construtivos. I. Título.

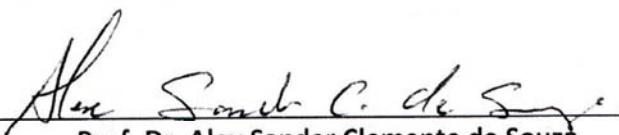
CDD: 690 (20^a)

**PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO PARCIALMENTE REVESTIDOS: COMPORTAMENTO
ISOLADO, INSERÇÃO EM GALPÕES INDUSTRIAIS E COMPARATIVOS COM PILARES DE
SISTEMAS ESTRUTURAIS USUAIS.**

JORGE AUGUSTO SERAFIM

Dissertação de Mestrado defendida e aprovada em 16 de maio de 2013.

Banca Examinadora constituída pelos membros:



Prof. Dr. Alex Sander Clemente de Souza
Departamento de Engenharia Civil/PPGECiv/UFSCar
Orientador



Prof. Dr. Ricardo Carrazedo
Departamento de Engenharia de Estruturas/EESC/USP
Examinador Externo



Profª Drª Luciana Maria Bonvino Figueiredo Pizzo
Departamento de Engenharia Civil/UNILINS
Examinador Externo

Aos meus pais.

AGRADECIMENTOS.

A todos os colegas de ingresso no programa e aqueles que foram feitos durante esta jornada em especial ao Rasi, Pulido, Rafael Moraes e Luiza pelo apoio e companheirismo irrestrito.

Ao corpo docente do PPGCiv pelo dedicação aos ensinamentos, essenciais para o desenvolvimento humano e profissional.

Agradecimento especial a minha esposa Cinara e minha filha Barbara pelo grande incentivo e tranquilidade evidenciada na minha ausência durante esta caminhada.

A todos meus colegas de profissão pelo apoio e consideração expressados durante o desenvolvimento dos trabalhos.

À BM PRÉ-MOLDADOS e seu corpo técnico pelo apoio e ajuda imprescindível para elaboração dos custos de estruturas pré-fabricadas essenciais para o andamento do trabalho.

Ao professor Dr. Alex Sander Clemente de Souza pela oportunidade concedida em tê-lo como orientador, pela extrema paciência e alto grau de profissionalismo durante o desenvolvimento dos trabalhos.

“A Perplexidade é o início do conhecimento”

“Khalil Gibran”

“Feliz aquele que transfere o que sabe e aprende o que ensina”

“Cora Coralina”

RESUMO

Apesar da grande utilização em países mais desenvolvidos, as estruturas mistas têm sido pouco exploradas no Brasil, inclusive com raros registros da utilização de pilar parcialmente revestido em galpões industriais. A pouca utilização deixa a impressão de esta não ser uma solução estrutural viável.

O objetivo deste trabalho é inserir o pilar misto parcialmente revestido como alternativa aos pilares de aço e pré-moldados de concreto, soluções comumente empregados na composição do sistema estrutural de galpões industriais.

Para o desenvolvimento do trabalho foi feito o estudo do comportamento do elemento isolado e dos critérios de dimensionamento aplicáveis, a análise da concepção estrutural dos sistemas onde possa ser empregado e das fases de projeto destacando, ainda, algumas etapas envolvidas na fase construtiva dos galpões. Foram analisados os elementos de 108 pórticos de galpão com variação do vão de 20 a 50 m e da altura de 8 a 12 m. Os pórticos foram projetados considerando cobertura utilizando-se vigas metálicas com perfil tipo I e, pilares metálicos de seção tipo I, pilares de concreto pré-fabricado de seção retangular e, pilar misto parcialmente revestido constituído de perfil metálico tipo I com preenchimento de concreto entre as mesas. Os pórticos foram analisados em 2ª ordem e dimensionados de acordo com as normas brasileiras específicas comparando os resultados obtidos entre sistemas estruturais. Os custos apesar das dificuldades foram levantados para a região central do estado de São Paulo, onde, após a composição foram feitas as comparações entre as soluções.

Pelos resultados obtidos pode-se perceber que a utilização dos pilares mistos de aço e concreto são perfeitamente viáveis com valores do ponto de vista econômico bastante surpreendentes pelo fato de ser uma solução pouco empregada.

A utilização de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos é evidentemente viável como alternativa aos sistemas estruturais usuais utilizados em galpões industriais, vem contribuir em muito para o avanço da Construção Civil em geral.

Palavras-chave: elementos mistos de aço e concreto, pilares mistos parcialmente revestidos, galpões industriais, sistemas estruturais, análise estrutural, modernização da construção civil

SUMMARY

Despite the great use in most developed countries, the composite structures have been little exploited in Brazil, including rare records the use of composite columns of steel and concrete partially coated in industrial sheds. The low-use leaves the impression of this being a structural solution viable.

The aim of this work is to insert the composite columns of steel and concrete partially coated alternatively to the pillars of steel and precast, solutions commonly used in the composition of the structural system of industrial sheds.

The development work was done to study the behavior of the isolated element and sizing criteria applicable, analysis of the structural design of systems where it can be employed and the phases of project highlighting, still, some steps involved in constructive phase of the industrial sheds. We analyzed the elements of 108 sheds with variation in the span between 20 to 50 m and height of 8 to 12 m. the porticos were designed considering coverage using steel beams with profile type I and type I section steel pillars, pillars of precast concrete with rectangular section, composite columns of steel and concrete partially coated consisting of metallic profile type I with filling of concrete between the tables. The porticoes were analyzed in 2nd order and scaled according to the specific Brazilian standards by comparing the results obtained between structural systems. Costs despite the difficulties have been raised for the central region of the State of São Paulo, where, after the composition were made comparisons between the solutions.

The results obtained can realize that the use of composite columns of steel and concrete partially coated are perfectly viable with visa point economic values quite surprising, for the fact of being a solution less maid.

The use of composite columns of steel and concrete partially coated is obviously viable as an alternative to the usual structural systems used in industrial sheds, comes in to advance contribution of Civil construction in General.

Keywords: composite structures of steel and concrete, composite columns of steel and concrete partially coated, industrial sheds, structural systems, structural analysis, construction modernization.

SUMÁRIO

1.	INTRODUÇÃO.....	13
1.1	Objetivos	16
1.2	Justificativa	16
1.3	Metodologia.....	17
1.4	Organização do trabalho	19
2.	ESTRUTURAS DE GALPÕES	20
2.1	Sistemas Estruturais para galpões.....	20
2.1.1	Arranjo Estrutural para Galpões.....	22
2.1.2	Pórticos Transversais.....	24
2.1.3	Síntese.....	29
2.2	Galpões estruturados em aço.....	30
2.3	Galpões estruturados em concreto pré-fabricados.....	33
2.3.1	Sistemas estruturais para galpões pré-fabricados.....	36
2.3.1.1	Sistema estrutural em esqueleto.....	36
2.3.1.2	Com elementos de eixo reto:	37
2.3.1.3	Com elementos de eixo curvo:.....	40
2.4	Solução híbrida.....	42
3.	PILARES PARA GALPÕES	43
3.1	Pilares	43
3.2	Pilares pré-fabricados.....	43
3.2.1	Método de dimensionamento utilizando ábacos adimensionais.	46
3.2.2	Método de dimensionamento utilizando software.	53
3.3	Pilares de aço.....	55
3.4	Pilares mistos parcialmente revestidos	55
3.4.1	Dimensionamento segundo diferentes normas.....	60
3.4.2	Dimensionamento segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008.....	61
4.	ANALISE E DIMENSIONAMENTO DAS ESTRUTURAS.....	79

4.1	Tipologias analisadas	79
4.2	Materiais Adotados.....	80
4.3	Modelagem da estrutura.....	81
4.4	Modelagem da Seção Mista.	84
4.5	Ações e Combinações.....	85
	Os coeficientes de majoração foram adotados iguais para as estruturas tendo em vista que a ação do vento é determinante no dimensionamento final das estruturas.....	85
4.6	Esforços e Dimensionamento.....	85
4.7	Quantitativo de Materiais e Custos.....	86
4.8	Resumo do Dimensionamento.	89
5.	RESULTADOS.	90
5.1	Resumo do Dimensionamento e Custos.	90
6.	CONCLUSÕES.....	103
6.1	Conclusões da análise estrutural e econômica.	103
6.2	Benefícios concluídos e verificados.....	104
6.3	Dificuldades verificadas no decorrer do trabalho.....	105
6.4	Sugestões para trabalhos futuros.....	105
7.	REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.	107
8.	ANEXO A.....	111

Índice de Figuras;

Figura 1 - Exemplos de elementos mistos de aço e concreto.	14
Figura 2 – Principais componentes do sistema estrutural;	22
Figura 3 – Exemplo de galpão com pórticos em alma cheia.	24
Figura 4 – Exemplo de galpão com pilar de aço e viga treliçada de banzos paralelos.	26
Figura 5 – Exemplo de galpões com pilar em alma cheia;	27
Figura 6 – Galpão com pilares treliçados em aço.	27
Figura 7 - Galpões com pilares em concreto e treliças metálicas.	28
Figura 8 – Consumo de aço para diferentes tipologias de galpões.	29
Figura 9 – Perfis laminados U; I e H; L ou Cantoneira.....	31
Figura 10 – Perfis Soldados : VS; CVS e CS.....	31
Figura 11 – Perfis de chapa dobrada.	32
Figura 12 – Seções típicas de vigas.	34
Figura 13 – Seções típicas de pilares.	35
Figura 14- - Sistema estrutural em esqueleto.	36
Figura 15- -Sistema estrutural em esqueleto.	37
Figura 16– Pilares engastados na fundação e viga de cobertura articulada nos pilares.	37
Figura 17 – Pilares engastados na fundação e ligação rígida entre pilares e vigas.....	38
Figura 18 – Pilares engastados na fundação e elementos da cobertura articulados.	38
Figura 19 – Com ligação rígida entre pilares e vigas da cobertura.	39
Figura 20 – Com viga de cobertura articulada nos pilares.	40
Figura 21 – Com duas vigas de cobertura articuladas nos pilares e entre si.	41
Figura 22 – Com viga da cobertura engastada nos pilares.	41
Figura 23 - Determinação do comprimento de flambagem.....	45
Figura 24 – Resumo das fórmulas para cálculo de λ_1 (esbeltez);.....	45
Figura 25 - Seção retangular sob flexão oblíqua.	46
Figura 26 - Esforços atuantes em uma seção retangular sob flexão composta oblíqua.	48
Figura 27 - Superfícies de lteração.	50
Figura 28 – Ábaco Adimensional A4.....	51
Figura 29 – Ábaco de dimensionamento do softwarePDOP..	53
Figura 30 – Tela de Entrada do PDOP.	54
Figura 31 – Tela de Saida do PDOP.....	54
Figura 32 – Tipos de pilares mistos	56
Figura 33 – Conectores de cisalhamento em pilares.....	58
Figura 34 - Pilares mistos parcialmente revestidos com barras transversas.....	59
Figura 35– Seções de Pilares Mistos;.....	64
Figura 36 – Região de introdução de cargas;	76
Figura 37– Geometria da estrutura a ser analisada;.....	79
Figura 38– Esquema do pórtico analisado.....	82
Figura 39– Modelo Estrutural/Diagrama de esforços x Vinculação;	83

Figura 40– Tela do SAP 2000 com representação da Seção Mista	84
Figura 41-Gráfico de custo dos galpões para H= 8 m de altura.	93
Figura 42-Gráfico de custo dos galpões para H= 10 m de altura.	93
Figura 43-Gráfico de custo dos galpões para H= 12 m de altura.	94
Figura 44 – Gráfico da variação do Custo pela altura dos galpões.	95
Figura 45-Peso dos Pilares dos galpões para H= 8 m de altura	97
Figura 46-Peso dos Pilares dos galpões para H= 10 m de altura	97
Figura 47-Peso dos Pilares dos galpões para H= 12 m de altura.	98

Índice de Tabelas;

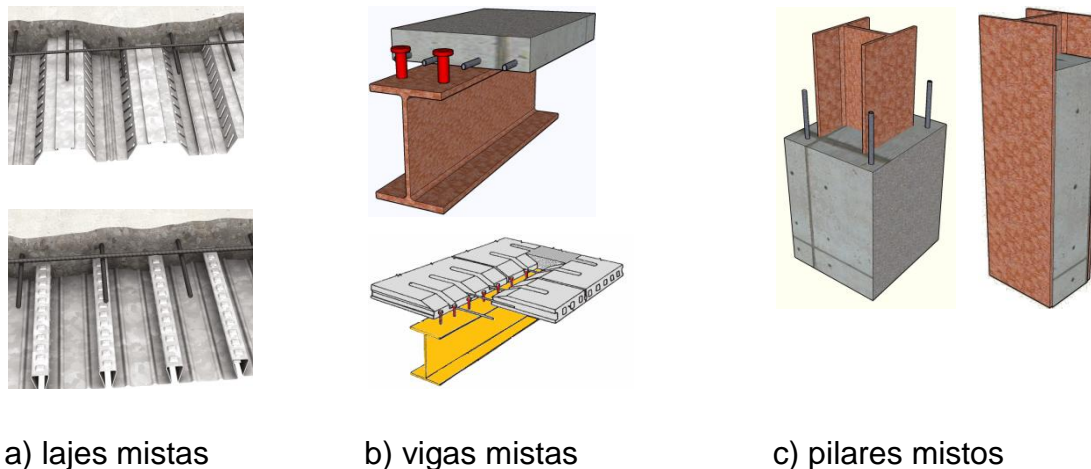
Tabela 1- Classificação proposta para sistemas estruturais aplicáveis a galpões industriais.	21
Tabela 2 – Característica dos componentes do sistema estrutural	23
Tabela 3– Tipologias de vigas treliçadas;	25
Tabela 4 - Esforços na região de introdução de cargas	77
Tabela 5– Tensões de cisalhamento resistente (de cálculo) τ_{Rd} (em MPa)	77
Tabela 6– Resistência de um conector tipo pino com cabeça.....	78
Tabela 7– Pórticos estudados.....	79
Tabela 8- – Resumo do Dimensionamento dos Pórticos;.....	89
Tabela 9– Dimensionamento Final para galpões com 8 m de altura.....	90
Tabela 10– Dimensionamento Final para galpões com 10 m de altura.....	90
Tabela 11– Dimensionamento Final para galpões com 12 m de altura.....	91
Tabela 12– Custo Final do pórtico para galpões com 8 m de altura.	92
Tabela 13– Custo Final do pórtico para galpões com 10 m de altura.	92
Tabela 14– Custo Final do pórtico para galpões com 12 m de altura.	92
Tabela 15– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 8 m de altura.....	96
Tabela 16– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 10 m de altura.....	96
Tabela 17– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 12 m de altura.....	96
Tabela 18 – Deslocamentos verticais para galpões com h= 8 m de altura.	99
Tabela 19 – Deslocamentos verticais para galpões com h= 10 m de altura.	99
Tabela 20– Deslocamentos verticais para galpões com h= 12 m de altura.	100
Tabela 21 – Deslocamentos horizontais para galpões com h= 8 m de altura.	100
Tabela 22 – Deslocamentos horizontais para galpões com h= 10 m de altura.	101
Tabela 23– Deslocamentos horizontais para galpões com h= 12 m de altura.	101

1. INTRODUÇÃO

O desenvolvimento econômico tem impulsionado a demanda pela construção de galpões de uso geral para atender o crescimento do comércio e da indústria. Essas edificações são construídas com estruturas metálicas ou estruturas pré-moldadas; a opção por uma ou outra é muito influenciada pela condição do mercado que ora tende uma ora para outra. Outra solução bastante empregada para tais estruturas e que se mostra economicamente competitiva é a estrutura híbrida, ou seja, pilares pré-moldados e cobertura em aço. No entanto, não há estudos consistentes sobre os custos relativos a cada uma destas soluções. Com o crescimento econômico, também tem crescido a demanda por esse tipo de estrutura, fazendo-se necessário não apenas um estudo sobre custos para as soluções consagradas como também o desenvolvimento de novas soluções que aliem custos competitivos e facilidade de fabricação, montagem e manutenção. Neste sentido entram no rol das possíveis soluções as estruturas mistas de aço e concreto, no caso específico com o uso de pilares mistos.

Os sistemas estruturais mistos compreendem componentes de aço associados ao concreto moldado no local ou pré-moldado, formando a seção resistente dos elementos. Assim, em um elemento misto de aço e concreto, o aço é utilizado na forma de perfis que trabalham em conjunto com o concreto simples ou armado (Figura 1); dando origem ao pilar misto, viga mista, e laje mista. O comportamento conjunto entre o aço e concreto pode ser obtido por interação mecânica via conectores de cisalhamento, mossas e saliências, por atrito ou pela aderência entre os dois materiais.

Figura 1 - Exemplos de elementos mistos de aço e concreto.



Fonte: Toledo (2009);

A utilização de elementos mistos tem crescido nas últimas décadas devido às suas características econômicas, construtivas e estruturais. Neste sentido, merecem destaque: a redução das dimensões dos elementos, com conseqüente economia de materiais, mão de obra e maior área livre por pavimento; grande resistência, rigidez e ductilidade, especialmente com o advento dos aços e concretos de alta resistência e, ainda o seu bom comportamento em situação de incêndio, dispensando em alguns casos a execução de um sistema de proteção específico nesta condição.

Apesar da grande utilização em países mais desenvolvidos, as estruturas mistas têm sido pouco exploradas no Brasil e a subutilização deve-se a fatores como: o sistema tributário que penaliza o emprego de elementos industrializados como os elementos de aço; a instabilidade econômica que dificulta o planejamento e investimentos em longo prazo; o conservadorismo dos agentes envolvidos na Construção Civil; pouco conhecimento de alternativas em elementos mistos; a escassez na oferta de equipamentos; a indisponibilidade comercial de dispositivos auxiliares para realizar as ligações e para o manuseio dos elementos. Além disso, o custo dos componentes metálicos, que sofre forte influência do mercado internacional, é mais um fator a dificultar a expansão da utilização. Soma-se a isto, a escassez de recomendações de projeto para as ligações entre elementos mistos e de aço ou concreto.

É importante lembrar que as estruturas mistas constituem uma alternativa relativamente recente, o que limita ainda mais sua disseminação. Desta forma, as

perspectivas são de crescimento no emprego das estruturas mistas em países em desenvolvimento como o Brasil.

Além da variedade de opções e combinações possíveis para as estruturas mistas, especificamente em relação às estruturas em concreto armado verifica-se a possibilidade de reduzir ou dispensar fôrmas e escoramentos, diminuindo custos com materiais e mão de obra, contribuindo com a sustentabilidade com a diminuição considerável na geração de resíduos sólidos nesta etapa de obra, reduzindo o peso próprio da estrutura devido à utilização de elementos mistos estruturalmente mais eficientes e aumentando a precisão dimensional dos elementos. Por outro lado, em relação às estruturas de aço, as estruturas mistas permitem reduzir o consumo de aço estrutural e, melhorando o seu comportamento em situação de incêndio. Aqui é importante frisar que o emprego de elementos mistos constitui não só uma opção de sistema estrutural, mas também de processo construtivo e, como tal, suas vantagens estendem-se também a estes aspectos, desde que sejam adotadas técnicas construtivas adequadas ao sistema. Além disso, o surgimento dos elementos mistos e sua associação com elementos em concreto armado e de aço impulsionaram o surgimento das estruturas híbridas. É cada vez mais comum compor o sistema estrutural de uma edificação com pilares de aço, vigas mistas, núcleos ou paredes de concreto armado que garantem a estabilidade horizontal.

Quanto aos pilares mistos, estes são elementos estruturais utilizados predominantemente em edifícios e com seções preenchidas que podem ser circulares ou retangulares. Nestes casos, o perfil de aço costuma ser uma seção laminada compacta, ou seja, que não são afetados por instabilidades locais. Em relação aos pilares parcialmente revestidos, apresentam grande potencialidade de utilização uma vez que permitem ganhos consideráveis de capacidade resistente sem aumento da seção transversal, podendo ser pré-fabricados e posteriormente, posicionados no local definitivo; no entanto, sua utilização é bastante restrita ainda.

Com o desenvolvimento e crescimento contínuo das cidades, as leis aplicáveis de proteção e combate ao incêndio têm sido atualizadas mais constantemente e tem se tornado cada vez mais exigentes a cobrança de verificação e proteção dos elementos estruturais. Nesta situação o emprego de

pilares mistos parcialmente revestidos é extremamente favorável onde este elemento apresenta um ganho em relação principalmente aos pilares metálicos.

Existem muito poucos registros da utilização de pilar parcialmente revestido em galpões industriais. No entanto, acredita-se que tais elementos têm grande potencial de emprego neste tipo de construção, sobretudo naqueles que apresentam grande pé-direito. Assim, estes elementos estruturais podem ser uma alternativa aos pilares de aço e pré-moldados de concreto armado que, atualmente, são de utilização predominante em galpões industriais.

1.1 Objetivos

O objetivo geral é o estudo do comportamento estrutural de pilares mistos de aço e concreto do tipo parcialmente revestido e a sua aplicabilidade em galpões industriais.

Como objetivos específicos podem ser delineados:

- Sistematizar os procedimentos de dimensionamento de pilares mistos parcialmente revestidos segundo a NBR 8800:2008 por meio de planilhas eletrônicas.
- Avaliar a viabilidade do uso de pilares mistos parcialmente revestidos em galpões industriais, como alternativa aos pilares de aço isolado e pilares pré-fabricados; comparando custos, o comportamento estrutural e os aspectos construtivos envolvidos em cada uma das alternativas para galpões industriais de dimensões usuais.

1.2 Justificativa

Com o aquecimento do mercado da construção civil provocado não só pela necessidade de crescimento, mas também suprir as necessidades do país num setor dos mais importantes para a economia nacional têm-se como premissas básicas qualidade, durabilidade, prazo e redução de custo. Ocorre então um aumento da demanda que provoca de certa forma o aumento da concorrência onde se observa a tendência do setor da construção civil industrializar-se para conseguir novas soluções estruturais que possuam qualidade, durabilidade, menor tempo de

execução e redução de custos. Desta forma, a demanda de sistemas estruturais como de concreto pré-fabricado, de aço e misto de aço e concreto apresentam um crescimento significativo. Devido a maior utilização, os sistemas estruturais de aço e de concreto pré-fabricado são bastante estudados, observando-se aqui uma deficiência quanto às análises de sistemas estruturais para galpões industriais com utilização de estruturas mistas.

No Brasil, as construções metálicas estão concentradas nas estruturas de grandes coberturas e edifícios industriais, isto é, os galpões industriais. Nestes galpões é comum o uso de pilares metálicos ou pilares pré-moldados. No caso de pilares mistos parcialmente revestidos não se tem conhecimento de utilização neste tipo de construção, entretanto acredita-se que os pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos possui grande potencial de emprego neste tipo de obra. Assim, este trabalho busca identificar e apresentar uma alternativa eficiente e econômica utilizando pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos no sistema estrutural para este tipo de edificação.

Além disso, este trabalho ajudará na adequação do sistema construtivo misto aço-concreto para as necessidades do mercado brasileiro da construção civil.

1.3 Metodologia.

O Planejamento para o desenvolvimento desta pesquisa compreende as seguintes etapas:

- Revisão bibliográfica;
- Revisão dos procedimentos normativos;
- Dimensionamento dos pilares para galpões;
- Análise numérica;
- Estudos comparativos;

A revisão bibliográfica abordou um estudo sobre a concepção e análise de sistemas estruturais para galpões industriais seja em estruturas de aço ou pré-fabricada de concreto; além disso, um estudo detalhado sobre o comportamento de pilares mistos e pilares pré-fabricados de concreto para essas aplicações.

Na definição da concepção do sistema estrutural mais indicada aos galpões industriais que são objeto de estudo foram considerados os seguintes aspectos:

- Tipificação dos vínculos viga-pilar;
- Travamentos Verticais; (contraventamentos)
- Detalhamento do pilar (tipologias e componentes);
- Estudo comparativo com outros sistemas estruturais usuais, no que se refere a: consumo de materiais (aço, concreto, armadura); Comportamento estrutural (reações de apoio e deslocamentos); Aspectos construtivos (velocidade da obra e equipamentos);

Os estudos comparativos foram desenvolvidos com base em galpões de telhado em duas águas com geometria e dimensões usualmente empregadas na prática, ou seja, com vãos variando de 20m a 50m e altura entre 6 e 12m.

Para a análise do sistema estrutural do galpão foi utilizado o programa SAP 2000 e, quanto aos tipos de análise, foram realizadas análises em primeira e segunda ordem, sempre respeitando as recomendações normativas.

Para o dimensionamento dos pilares de aço e mistos de aço e concreto foram desenvolvidas planilhas eletrônicas de acordo com os procedimentos da norma brasileira NBR 8800:2008. Já para o dimensionamento dos pilares em concreto foi utilizado o software "PDOP 2.0" (Samaniotto 2005) baseado na NBR 6118:2004.

Para o levantamento de custos foi considerando o valor global das estruturas com base em valores reais do mês de janeiro de 2013, praticados por empresas do setor localizadas no estado de São Paulo.

1.4 Organização do trabalho

A apresentação do trabalho foi dividida em capítulos conforme segue:

- Capítulo 1- Introdução: são apresentadas os objetivos, justificativas e a metodologia adotada no desenvolvimento da pesquisa.
- Capítulo 2 – Sistemas Estruturais para galpões: são descritos de forma geral as tipologias e elementos que compõe a estrutura dos galpões.
- Capítulo 3 - Pilares para galpões: neste capítulo são feitas as considerações sobre o comportamento e dimensionamento de pilares em galpões.
- Capítulo 4 – Análise e dimensionamento das estruturas: neste capítulo apresentam as considerações utilizadas nas análises e dimensionamento das estruturas estudadas (modelagem, materiais, ações e combinações, custos, etc...).
- Capítulo 5 – Resultados: nesta capítulo são apresentados os resumos dos resultados obtidos das análises do capítulo 4.
- Capítulo 6 – Conclusões: aqui, apresentam-se as conclusões obtidas no trabalho desenvolvido.
- Capítulo 7 – Referências Bibliográficas: são apresentadas as fontes de pesquisa e consultas utilizadas no decorrer do trabalho.

2. ESTRUTURAS DE GALPÕES

2.1 Sistemas Estruturais para galpões.

Tem-se observado um aumento progressivo da construção metálica, que reflete no aumento de competitividade desse tipo de solução estrutural em diversas áreas da construção civil como em edifícios comerciais, shopping centers, edifícios residenciais pontes, viadutos, passarelas. No Brasil, uma parcela significativa das construções metálicas são utilizadas em estruturas de grandes coberturas e edifícios industriais, como os galpões industriais.

Os galpões industriais são em geral estruturas de um único pavimento com grande área construída com diferentes utilizações na indústria ou ainda como coberturas de depósito, ginásios, garagens, academias entre outras.

A concepção estrutural de galpões pode conduzir a diferentes tipologias em função da geometria da cobertura, do tipo de perfis, do tipo de pilares, das ações atuantes e etc. Na tentativa de sistematizar as diversas possibilidades construtivas deste tipo de edificação alguns autores buscam classificá-los segundo os critérios a seguir:

a) estrutura principal:

- Pórticos simples;
- Pórticos múltiplos;
- Estruturas especiais.

b) geometria da cobertura:

- Cobertura plana (horizontal ou inclinada);
- Cobertura tipo sheds;
- Cobertura em arco.

Pinho (2005) apresenta uma classificação em função do tipo de estrutura transversal portante:

- Pórticos de alma cheia, onde são utilizados perfis soldados ou laminados de grandes dimensões para a estrutura principal.

- Pórticos treliçados, onde é possível usar perfis menores para compor as seções.

Pinho (2005) também classifica edifícios industriais em função da presença de pontes rolantes, equipamentos comumente utilizados nos edifícios industriais:

- Galpões sem ponte rolante, que são utilizados para pequenas instalações comerciais, ginásios poliesportivos de grandes vãos entre outros. A carga principal neste caso é o vento.
- Galpões com ponte rolante, os quais exigem apoio para o caminho de rolamento da mesma. Nestes casos, a carga predominante é a da ponte rolante, que introduz forças verticais, horizontais e impactos.

Já Chaves (2007) propôs a classificação mostrada na Tabela 1 para os sistemas estruturais utilizados em galpões industriais.

Tabela 1- Classificação proposta para sistemas estruturais aplicáveis a galpões industriais.

Edifícios com vãos simples	Estruturas com vãos múltiplos	Edifícios com estruturas especiais
Cobertura em uma água Cobertura em duas águas Cobertura em arco	Cobertura em múltiplos de uma água Cobertura em múltiplos de duas águas	Estruturas reticuladas espaciais Outras estruturas especiais

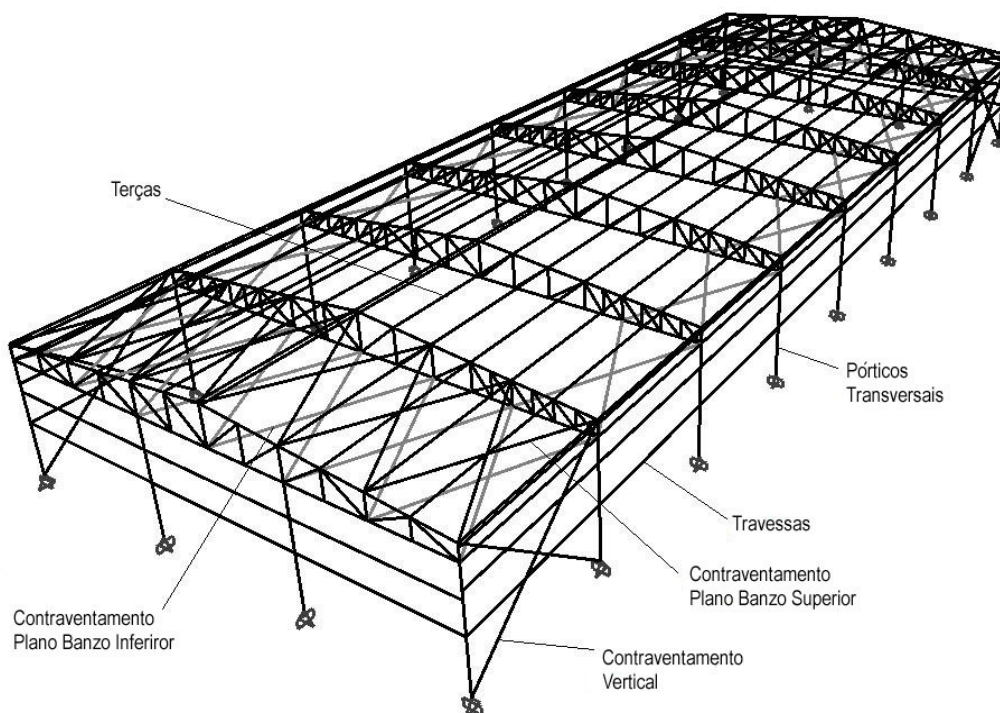
Fonte Chaves (2007).

Segundo essa classificação, os galpões podem ou não ter pontes rolantes e podem ou não ser de alma cheia ou em treliça em função das necessidades impostas no projeto. Além disso, Chaves (2007) denomina galpões industriais leves como sendo edifícios industriais sem ponte rolante ou com pontes de pequena capacidade (até 50kN).

2.1.1 Arranjo Estrutural para Galpões

O arranjo estrutural típico de um galpão industrial apresenta as características contidas na Figura 2


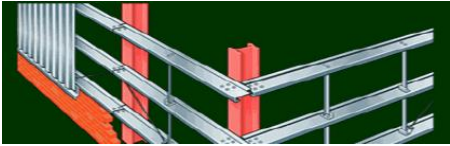
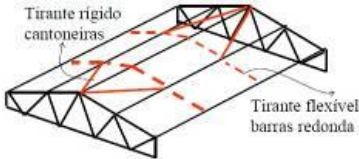
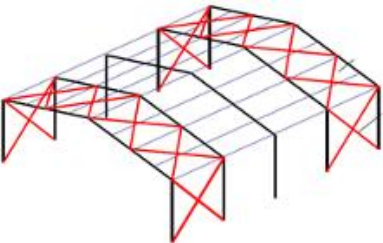
Figura 2 – Principais componentes do sistema estrutural;



Fonte: Bellei (2006).

Na Tabela 2 são apresentadas as principais características de cada componente ou subsistema.

Tabela 2 – Característica dos componentes do sistema estrutural

<p>Pórticos transversais</p>	<p>Trata-se da estrutura principal formada por pilares e a viga de cobertura que podem ser de alma cheia ou treliçada com seção constante ou variável. A viga principal tem a função de coletar as ações das terças e transmitir aos pilares, com os pilares formam o sistema vertical principal (pórticos principais).</p>
<p>Terças</p>  <p>Fonte: Metform.com.br</p>	<p>Refere-se às vigas situadas na cobertura que, normalmente, são constituídas por perfis metálicos. Essas servem de apoio às telhas da cobertura e transmitem as ações nelas impostas (sobrecargas, vento, etc) para as tesouras/vigas dos pórticos transversais. Podem ser chamadas de escoras (do beiral ou da cobertura) aquelas que além de suportarem as telhas funcionam, também, como montantes do contraventamento.</p>
<p>Longarinas</p>  <p>Fonte: Metform.com.br</p>	<p>São semelhantes as terças, porém servem de apoio ao fechamento lateral e transmitem as ações aplicadas nestes para os pilares.</p>
<p>Linhas de corrente</p> 	<p>As linhas de corrente podem ser constituídas por barras redondas e tem por função reduzir o travamento lateral das terças e longarinas, ou ainda, auxiliar na montagem. Geralmente trabalham à tração. Há também a possibilidade de se utilizar barras rígidas que são elementos normalmente constituídos por cantoneiras simples ou duplas, e ainda, perfis laminados tipo I. Neste caso podem atuar como elementos que ligam as linhas de corrente a pontos indelocáveis.</p>
<p>Contraventamentos</p> 	<p>São elementos constituídos por cantoneiras, barras redondas, perfis tipo U ou perfis tipo I que garantem a estabilidade da estrutura para ações horizontais. O contraventamento de cobertura (horizontal), formado por treliças dispostas no plano das terças, e os contraventamentos laterais (verticais) absorvem as ações horizontais que atuam na estrutura, transmitindo-as para as fundações, o que garante a estabilidade.</p>

Fonte: O Autor;

2.1.2 Pórticos Transversais

Sem dúvida a maior influência no custo total do sistema é devido ao pórtico principal, incluindo a sua composição e distribuição ao longo da direção longitudinal do galpão. Os sistemas estruturais dos pórticos transversais podem ser compostos de várias maneiras. É possível variar a viga de cobertura que pode ser de alma cheia ou treliçada, variar as ligações entre esta viga e os pilares em rígida ou flexível, alterar o vínculo entre os pilares e a base alterando a distribuição dos esforços pela estrutura e bem como sua deslocabilidade.

A escolha do vínculo dos pilares com as bases está intimamente relacionada com a capacidade suporte do terreno de fundação. Se o terreno apresenta boa capacidade suporte é preferível que o esquema estático do pilar seja engastado na base, pois isto garante menor deslocabilidade da estrutura, melhor distribuição dos esforços e conseqüentemente dimensionamento mais econômico. Entretanto se o terreno tem baixa capacidade de suporte é preferível que os pilares sejam rotulados na base já que isto diminui as solicitações para a fundação.

Os pórticos podem ser constituídos por seções (vigas e pilares) em alma cheia. As vantagens de se utilizar vigas de alma cheia são o aspecto estético, a pequena altura do elemento estrutural, a facilidade de limpeza, pintura e conservação. Além disso, o processo de fabricação e montagem deste tipo de pórtico é muito eficiente quando comparado a sistemas treliçados, já que existe menor número de ligações, portanto menor tempo de fabricação e montagem bem como um canteiro de obras mais organizado. Na Figura 3 um exemplo de galpão com pórtico de perfis de alma cheia.

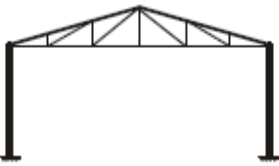


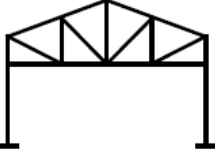
Figura 3 – Exemplo de galpão com pórticos em alma cheia.



Fonte: O Autor.

Alternativamente, as vigas principais dos pórticos podem ser treliçadas. Essa solução em geral conduz o menor consumo de material, porém implica em maior número de ligações, maior área de pintura e maior dificuldade de manutenções. Outra característica dessa solução é a diversidade de tipologias para as vigas treliçadas resumidas na Tabela 3.

Tabela 3– Tipologias de vigas treliçadas;

<p>Treliça triangular</p> 	<p>As vigas constituídas por treliças triangulares possuem ligações com os pilares naturalmente rotuladas devido ao encontro das barras em um mesmo ponto resultando em uma viga bi-apoiada nos pilares. O ângulo formado junto aos apoios faz com que haja grandes esforços nas barras do banzo superior próximo a esses pontos, bem como leva à adoção de detalhes construtivos desfavoráveis. Além disso, observa-se que a eficiência estrutural deste sistema é reduzida uma vez que a treliça é responsável por suportar sozinha todas as ações da cobertura e não há continuidade com o restante da estrutura. Este tipo de treliça é indicado para pequenos vãos.</p>
<p>Treliça em Arco</p> 	<p>As coberturas em arco conseguem vencer grandes vãos com baixo consumo de material devido a sua forma. Quando comparadas com vigas e treliças nas mesmas condições de vão e carregamento há grande economia de material do arco devido aos baixos esforços de flexão. Os arcos são vantajosos, em relação às treliças planas, para vão superiores a 30m. Os arcos podem ter seção em alma cheia ou treliçada, com formas circulares ou parabólicas. Vale salientar que a fabricação de treliças em arcos é mais trabalhosa que as treliças em duas águas. Além disso, os arcos podem ser apoiados em pilares metálicos ou de concreto formando um pórtico ou pode ser usar um arco completo solo a solo. Os casos de arcos conectados os pilares pode-se ter ligações flexíveis ou rígidas. Deve-se, em todos os casos, atentar-se que o arco quando submetido a esforços verticais apresenta os empuxos laterais que podem comprometer os pilares devido a introdução de esforços horizontais significativos e consequentemente um dimensionamento de pilares com perfis maiores. Uma solução possível para os empuxos laterais é a utilização de tirantes, tomando cuidado para a situação de inversão do sentido do esforço (caso de vento sucção) onde o mesmo se encontrará comprimido e perderá a função estrutural.</p>
<p>Treliça de banzos paralelos</p> 	<p>Nas vigas constituídas por treliça de banzos paralelos observa-se que as diagonais e montantes possuem o mesmo comprimento o que possibilita padronização dos elementos estruturais. Quanto ao comportamento estrutural é semelhante ao pórtico treliçado em arco já que também apresentam empuxo lateral.</p>
<p>Treliça trapezoidal</p> 	<p>As vigas constituídas por treliças trapezoidais e os pilares podem apresentar ligações rígidas o que torna a estrutura mais continua havendo melhor distribuição dos esforços e, portanto com melhor desempenho estrutural. A ligação da extremidade da treliça com a coluna forma um binário que garante um determinado grau de rigidez entre a viga de cobertura e a coluna do pórtico transversal.</p>

Fonte: O autor;

Na Figura 4 é apresentado um exemplo de galpão com o pórtico principal composto de pilar e viga treliçada de banzos paralelos.

Figura 4 – Exemplo de galpão com pilar de aço e viga treliçada de banzos paralelos.



Fonte: Metalmig coberturas metálicas (WWW.metalmig.com.br).

Além disso, em se tratando de pilares para galpões, estes podem apresentar diferentes soluções, destacando-se como mais comuns as listadas a seguir:

a) Pilares em aço

- Alma cheia de seção constante
- Alma cheia de seção variável
- Pilar treliçado

b) pilares em concreto

- Moldado no local
- Pré-fabricado ou pré-moldado.

Os pilares em aço de seção constante são os que apresentam a maior facilidade construtiva, porém podem se tornar antieconômico para galpões com grandes alturas. Para reduzir o consumo de aço tem sido utilizados pilares em alma cheia e

seção variável ao longo do comprimento acompanhando o diagrama de momento fletor, nesta solução normalmente utilizam-se bases rotuladas. Na Figura 5 é apresentado um exemplo de galpão com pilares em seções de aço em alma cheia.

Figura 5 – Exemplo de galpões com pilar em alma cheia;



Fonte: Ferberto Ltda.

Outra solução para pilares de grande altura e com predominância de momento fletor em relação ao esforço normal, associado a galpões com problemas de deslocabilidade horizontal são os pilares treliçados que, em geral, apresentam menor consumo de aço, nesta solução normalmente as bases são engastadas. Na Figura 6 vê-se um galpão formado por pórticos com vigas e pilares treliçados.

Figura 6 – Galpão com pilares treliçados em aço.



Fonte: Estrudeto estruturas metálicas Ltda.

Nos últimos anos tem sido freqüente o projeto e a construção de galpões com cobertura em aço (viga em alma cheia ou treliçada) apoiada em pilares de concreto. Neste caso a rigidez dos pilares de concreto pode garantir a estabilidade global da estrutura sem necessidades de contraventamentos verticais. Na Figura 7 são apresentados exemplos de galpões com pilares em concreto e cobertura em aço.

Figura 7 - Galpões com pilares em concreto e treliças metálicas.
Fonte: Matpar pré-fabricados;



Nesta solução, mostrada na Figura 7, pilares pré-fabricados com base engastada e ligações flexíveis entre vigas e pilares são bastante empregados.

Acredita-se que o uso de pilares mistos, especialmente os parcialmente revestidos, possa ampliar a gama de alternativas para pilares de galpões reunindo tanto as boas características dos pilares de aço quanto dos pilares pré-fabricados apresentando melhores resistências quanto ao primeiro e mais leves que o segundo.

Os pilares mistos podem ser rotulados ou engastados na base conforme necessidade do projeto. O detalhamento desta ligação é semelhante ao já utilizados em pilares de aço. Da mesma forma, conforme a conveniência, a ligação entre a viga e pilar misto poderá ser rígida ou flexível. O detalhamento e execução desta podem ser facilitados em relação os pilares de concreto, porém a transferência de esforços para os componentes, aço do perfil e concreto, da seção mista devem garantida.

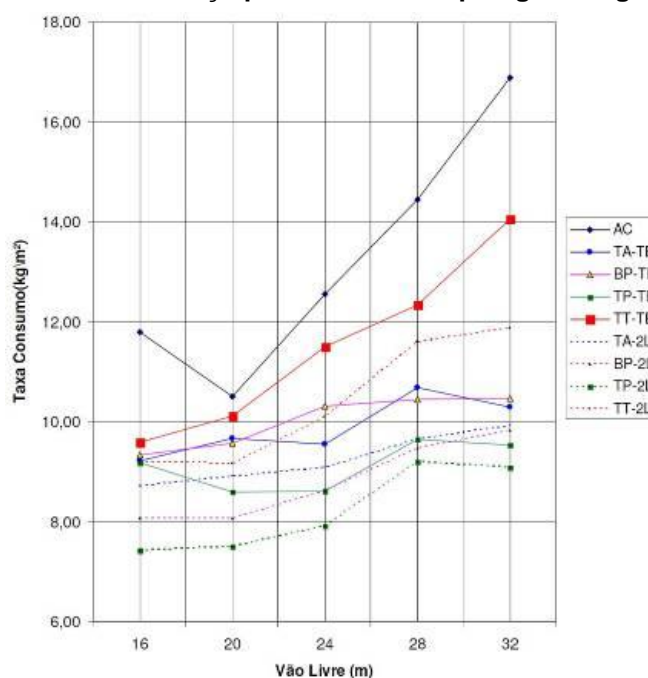
Com relação à execução, os pilares mistos podem ser concretados com antecedência, na obra ou em fábrica e montado posteriormente. O peso próprio

destes elementos mistos sempre ser inferiores ao de pilares de concreto pré-moldado facilitam as etapas de transporte e montagem. Um dos objetivos deste trabalho é justamente analisar essas possibilidades, ou seja, a viabilidade do uso de pilares mistos em galpões frente as soluções usuais em aço e em concreto pré-fabricado.

2.1.3 Síntese

Pelo exposto, percebe-se que a escolha adequada da tipologia estrutural para uma dada situação exige uma análise exaustiva além de experiência de projetos anteriores. A fim de dar subsídios para uma escolha adequada do sistema estrutural que conduza ao menor custo, Chaves (2007) estudou comparativamente cinco tipologias de sistemas estruturais para galpões em aço: galpões em alma cheia (AC); treliça em arco (TA); treliça de banzos paralelos (BP); Treliça trapezoidal (TP) e treliça triangular com vãos variando de 16 a 32m. Foram comparados os deslocamentos horizontais e verticais bem como o consumo de aço. Os resultados obtidos por Chaves (2007) para taxa de consumo de aço em função das tipologias estudadas são mostrados na Figura 8.

Figura 8 – Consumo de aço para diferentes tipologias de galpões.



Fonte: Chaves (2007)

Chaves (2007) observou que com o aumento do vão livre do pórtico, maior é a influência da tipologia no consumo de aço. Os pórticos em alma cheia apresentaram maior consumo de aço e maiores deslocamentos verticais quando comparado com os pórticos treliçados. A tipologia de treliça triangular apresentou a menor eficiência se aproximando muito os pórticos em alma cheia para vãos de 20m. Notou-se que as tipologias de treliça em arco e treliça com banzos paralelos apresentaram mesmo comportamento estrutural. A treliça trapezoidal apresentou as menores taxas de consumo de aço e também os menores deslocamentos.

Madeira (2009), também comparou as soluções para galpões industriais com elementos treliçados e de alma cheia por meio do programa mCalc 3D 2009. Estudou um único galpão industrial com 30m de largura, 42m de comprimento com a distância entre pórticos de 6m e pé direito com 7m. Assim como Chaves (2007) o autor concluiu que a solução treliçada é mais eficiente na taxa de consumo de aço. Por outro lado, vale observar que, em geral, as estruturas com elementos em alma cheia apresentam menores custos de fabricação e maior facilidade de montagem, aspectos que não foram considerados diretamente neste estudo.

Portanto, pelo exposto, cada tipologia apresenta vantagens e desvantagens econômicas e construtivas o que torna a escolha da solução mais adequada bastante difícil. Nos itens seguintes são sumarizadas as principais características dos galpões de uso geral com relação ao tipo de material empregado, ou seja aço ou concreto.

2.2 Galpões estruturados em aço

São aquelas construções onde a estrutura portante é constituída por perfis de aço, quer sejam eles laminados, perfis soldados ou de perfis estruturais formados a frio, devidamente arrançados de modo a garantir a estabilidade do conjunto para atender às finalidades para a qual se espera. Os perfis comumente utilizados podem ser classificados em função do processo de obtenção em:

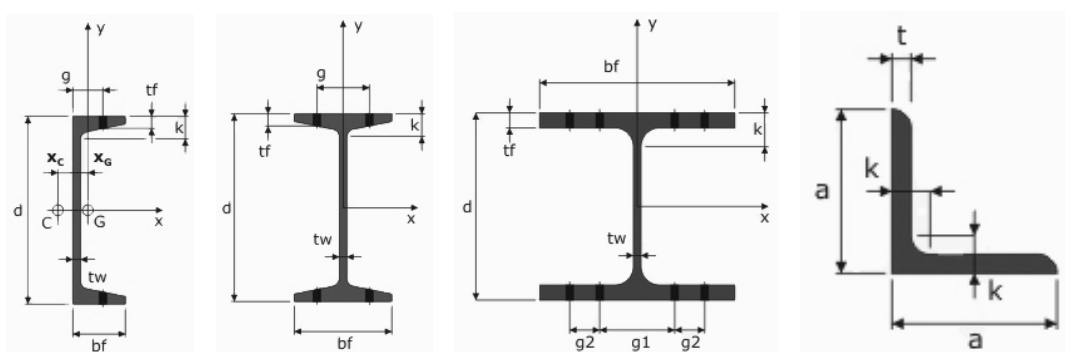
- Perfis Laminados.
- Perfis Soldados ou de Chapas Soldadas.

- Perfis de Chapas dobrados a frio.

No desenvolvimento dos projetos é comum associar mais de uma categoria, utilizando-se a mais conveniente para um determinado perfil.

Os perfis laminados são aqueles provenientes da laminação os quentes dos tarugos possuem dimensões padronizadas, tem como grande vantagem o pouco trabalho de alteração das chapas por já virem prontos. As seções laminadas fabricadas no Brasil e mais utilizadas são as apresentadas na Figura 9.

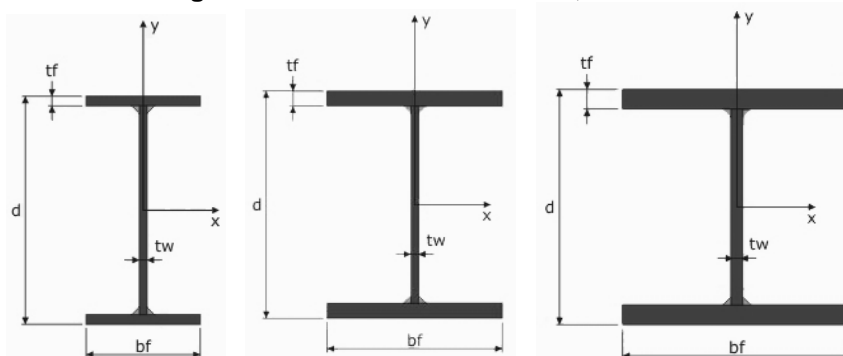
Figura 9 – Perfis laminados U; I e H; L ou Cantoneira.



Fonte: www.cesec.ufpr.br/metallica/

Já os perfis soldados são constituídos geralmente por três chapas de aço estruturais unidas entre si por meio de soldagem formando a sua seção transversal SILVA E PANNONI (2010). Sua fabricação é regida pela norma ABNT NBR 5884:2005. Esses perfis permitem grande variedade de dimensões e formas com chapas de espessura variando de 5 a 50 mm, possibilitando uma diversidade de seções. Devido seu processo de fabricação, tem um custo mais elevado sendo utilizado em obras de médio a grande porte. A Figura 10 apresenta as seções padronizadas VS, CS, e CVS.

Figura 10 – Perfis Soldados : VS; CVS e CS.

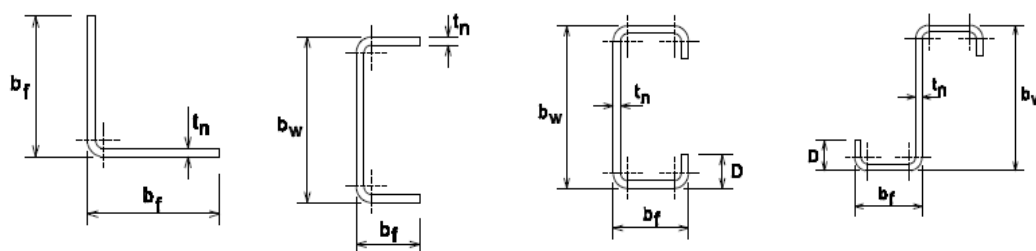


Fonte: www.cesec.ufpr.br/metallica/

Os perfis formados a frio, também conhecidos como perfis de chapas dobradas, são aqueles constituídos por chapas finas que são dobradas por perfilação ou dobradeira. Estes perfis são normatizados pela ABNT NBR 14762:2010 para o dimensionamento e ABNT NBR 6355:2003 para fabricação. São fabricados com espessuras entre 1,5 mm e 5 mm e por isso também são denominados de perfis leves.

Os perfis de chapas dobradas requerem cuidados especiais na sua aplicação pois, geralmente são perfis esbeltos, e a pequena espessura das chapas facilitam sua deterioração. Devem ser respeitados na dobragem os raios de curvatura mínimos para evitar alteração das características do aço ou aparecimento de fissuras nas dobras. Uma das grandes vantagens deste tipo de perfil é a liberdade tanto de forma como de dimensões. As mais comumente utilizadas são as apresentadas na Figura 11.

Figura 11 – Perfis de chapa dobrada.



Fonte: www.skylight.com.br

Nos galpões leves, os perfis formados a frio podem ser utilizados como estrutura principal e também nos elementos estruturais auxiliares como terças, linhas de corrente, longarinas de fechamento e contraventamento.

Os galpões em aço apresentam como principais características a leveza, facilidade de fabricação e montagem, rapidez, possibilidade de reaproveitamento total ou parcial da estrutura ou modificações e adequações para uso diferentes do que foi projetado.

2.3 Galpões estruturados em concreto pré-fabricados.

São aquelas construções onde a estrutura portante principal, (vigas da cobertura e pilares) são constituídos por elementos de concreto armado. Os elementos são devidamente arranjados de modo a garantir o equilíbrio do conjunto para atender as solicitações de projeto. A princípio, o arranjo estrutural é muito semelhante aos galpões em aço com perfis de alma cheia, a diferença principal é que nos galpões em concreto pré-fabricados podem ser eliminados os contraventamentos verticais por conta da maior rigidez dos pilares.

A norma brasileira NBR 9062 (2006) faz uma pequena distinção entre pré-moldado e pré-fabricado e define assim:

- Elemento pré-moldado: Elemento moldado previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura.
- Elemento pré-fabricado: Elemento pré-moldado executado industrialmente, em instalações permanentes de empresa destinada para este fim.

Com relação à vinculação dos pilares, no Brasil observa-se a preferência no emprego da forma básica com engastes dos pilares com a fundação, que conduz a um custo menor, em comparação com outras tipologias de vinculações. Uma opção de arranjo também pode ser com ligação articulada do pilar com a fundação.

Santos (2010) cita que em regiões mais desenvolvidas do país, como o estado de São Paulo, o pórtico atirantado usualmente mais utilizado compete com outros sistemas estruturais principalmente os de aço. A preferência é a viga simplesmente apoiada em pilares engastados na fundação. O autor indica que a escolha de uma solução para estruturas de concreto pré-fabricado está fortemente ligada aos seguintes fatores:

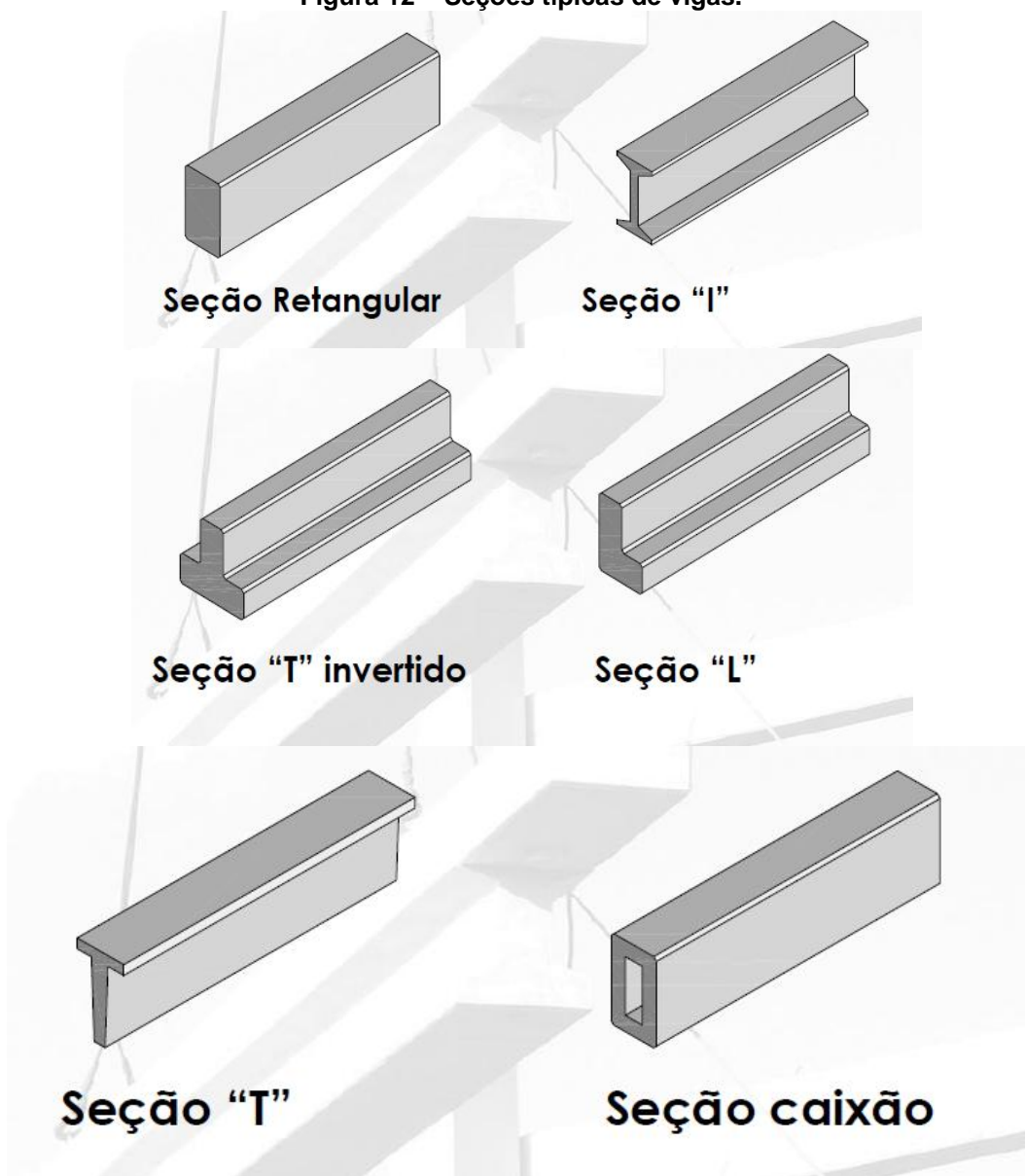
- Tradição ou aspectos culturais;
- Conhecimentos de projeto, fabricação e montagem;
- Nível de desenvolvimento industrial;

- Qualidade das estradas para transporte.

Desse modo, a solução estrutural em pré-fabricado pode variar de uma região para outra, num país com dimensões tão grandes, como o Brasil. Assim, uma boa solução em uma determinada região pode não ter sucesso em regiões em que há outra mentalidade construtiva, outras condições industriais ou outras condições de transporte pesado. No entanto, todas elas são compostas pelos elementos básicos explanados a seguir.

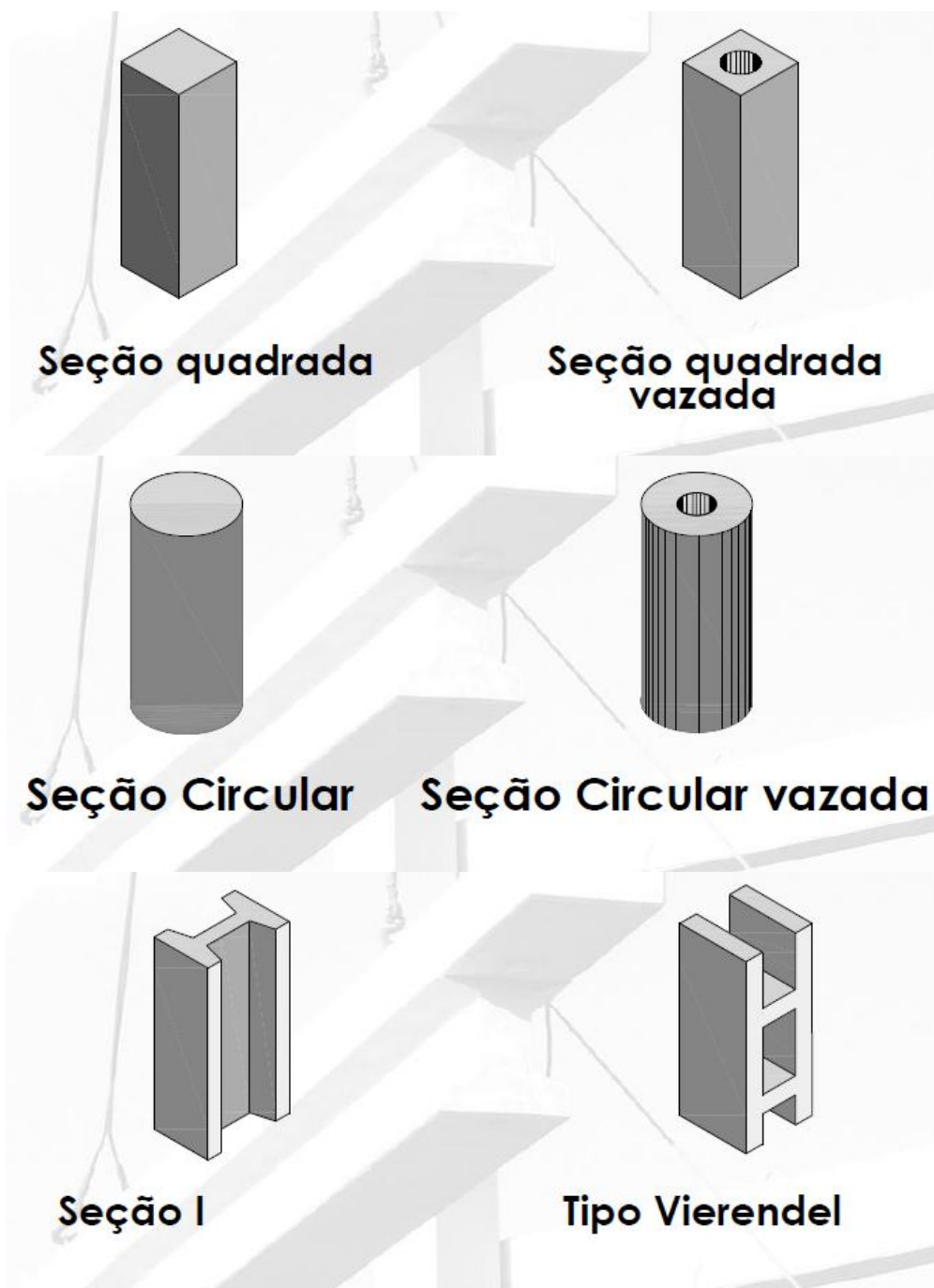
As seções transversais mais comumente utilizadas nas vigas são apresentadas na Figura 12.

Figura 12 – Seções típicas de vigas.



Já para os pilares podem ser utilizadas uma das alternativas apresentadas na Figura 13.

Figura 13 – Seções típicas de pilares.
Fonte: ABCIC.



No presente trabalho a solução considerada será de pilares pré-fabricados com seção retangular engastados na fundação e cobertura em estrutura metálica com vigas de alma cheia com ligação viga x pilar rígida ou flexível.

2.3.1 Sistemas estruturais para galpões pré-fabricados.

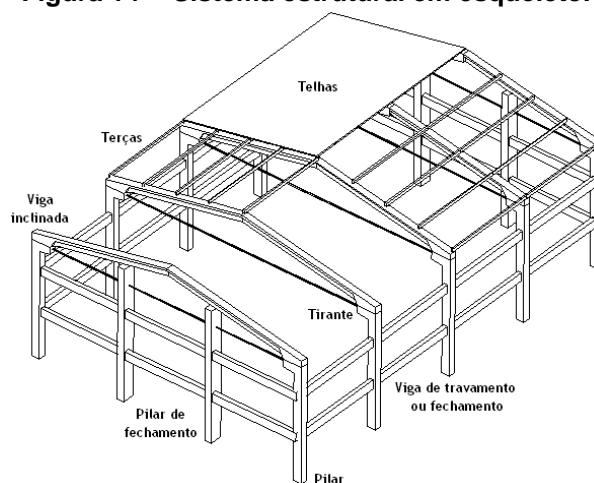
El Debs (2000) apresenta uma classificação para sistemas estruturais usualmente utilizados em concreto pré-fabricado assim:

- Sistemas estruturais de esqueleto:
- Com elementos de eixo reto;
- Com elementos compostos por trechos de eixo reto ou curvo;
- Sistemas estruturais de parede portante.

2.3.1.1 Sistema estrutural em esqueleto

É composto por pilares e vigas que formam o pórtico principal. Longitudinalmente, esses pórticos são uniformemente espaçados e ligados entre si por terças na cobertura e por vigas no fechamento lateral. No primeiro e no último pórtico (oitões de fechamento), utilizam-se pilares e vigas para receber além das ações verticais a ação horizontal proveniente do vento. Na Figura 14 representam-se os elementos componentes de uma estrutura em esqueleto, enquanto que a Figura 15 mostra uma obra sendo construída nesse sistema.

Figura 14- - Sistema estrutural em esqueleto.



Fonte: Santos (2010).

Figura 15- -Sistema estrutural em esqueleto.



Fonte: Hipermolde construções pré-fabricadas.

2.3.1.2 Com elementos de eixo reto:

São os mais indicados para sistemas pré-fabricados, por proporcionam facilidades na produção e na aplicação da protensão. Entretanto são pouco favoráveis quanto à distribuição dos esforços, uma vez que as ligações entre os pilares e as vigas do pórtico se encontram em pontos onde o momento fletor e a força cortante tem valores expressivos.

Santos (2010) apresenta um resumo para os sistemas estruturais com eixo reto:

- Pilares engastados na fundação e viga articulada nos pilares. O esquema estrutural é apresentado na Figura 16.

Figura 16– Pilares engastados na fundação e viga de cobertura articulada nos pilares.



Fonte: O Autor adaptação de El Debs (2000)

Forma onde a estabilidade é garantida pelo engastamento do pilar na fundação. Devido à facilidade de produção, montagem e também pela facilidade na execução das ligações é uma solução bastante utilizada.

- Pilares engastados nas fundações e ligação rígida entre pilares e vigas.

O esquema estrutural é apresentado na Figura 17.

Figura 17 – Pilares engastados na fundação e ligação rígida entre pilares e vigas.

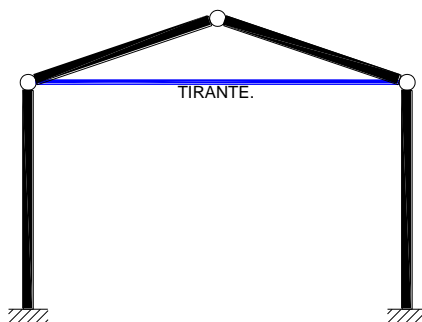


Fonte: O Autor adaptação de El Debs (2000).

Utilizada nos casos em que flexão dos pilares alcança momentos elevados. Ocorrem quando se tem pilares muito altos.

- Pilares engastados na fundação e elementos de cobertura articulados. Esquema estrutural representado na figura 18.

Figura 18 – Pilares engastados na fundação e elementos da cobertura articulados.

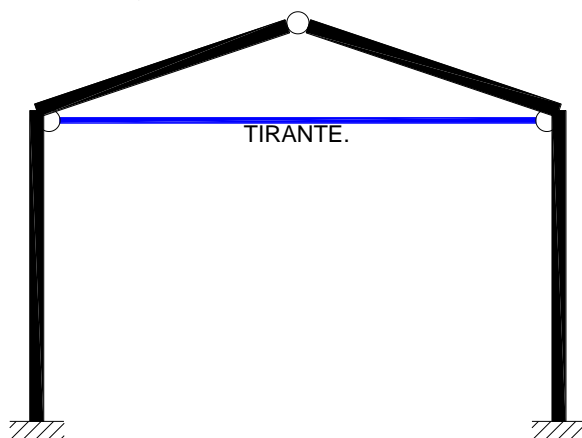


Fonte: o Autor adaptação de El Debs (2000).

Forma bastante empregada em cobertura inclinada, quase sempre com tirantes no topo dos pilares.

- Com ligação rígida entre pilares e vigas da cobertura. Seu esquema estrutural é representado na Figura 19.

Figura 19 – Com ligação rígida entre pilares e vigas da cobertura.



Fonte: O Autor adaptação de El Debs (2000).

Forma usualmente empregada em coberturas inclinadas, com ou sem tirante no topo dos pilares, é menos empregada que a anterior pela dificuldade de garantir a ligação entre pilar e viga. A ligação com a fundação pode ser articulada ou engastada.

Segundo El Debs (2000) a estabilidade global dos sistemas estruturais pré-fabricados podem ser formados por:

- *Forma a-* da Figura 16:
 - -Pelo engaste na fundação
 - -Eventualmente pelo efeito diafragma da cobertura.
- *Forma b-* da figura 17:
 - -Pelo engaste na fundação
 - -Eventualmente pelo efeito diafragma da cobertura.
 - -Esgatamento do pilar na viga em pelo menos uma direção.
- *Forma c-* da figura 18:
 - -Pelo engaste na fundação

- -Utilização de contraventamento perpendicular ao pórtico.
- *Forma d-* da figura 19:
- -Engastamento do pilar na viga em pelo menos uma direção.
- -Pelo engaste na fundação quando existir.
- -Utilização de contraventamento perpendicular ao pórtico.

2.3.1.3 Com elementos de eixo curvo:

O elemento curvo refere-se unicamente à viga de cobertura e os pilares como nos casos anteriores, sendo assim a sua diferença em relação aos anteriores unicamente a forma da viga da cobertura.

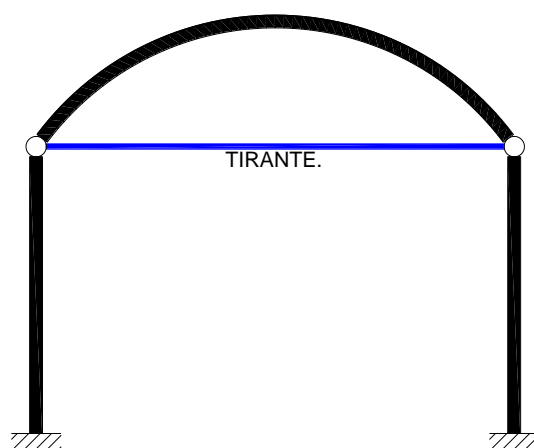
El Debs (2000) propõe a seguinte classificação com as formas básicas:

- Com viga da cobertura articulada nos pilares.
- Com duas vigas articuladas nos pilares e entre si.
- Com viga da cobertura engastada nos pilares.

Santos (2010) também faz uma descrição para as formas básicas citadas algumas características:

- Com vigas de cobertura articulada nos pilares. O esquema estrutural é apresentado na Figura 20.

Figura 20 – Com viga de cobertura articulada nos pilares.

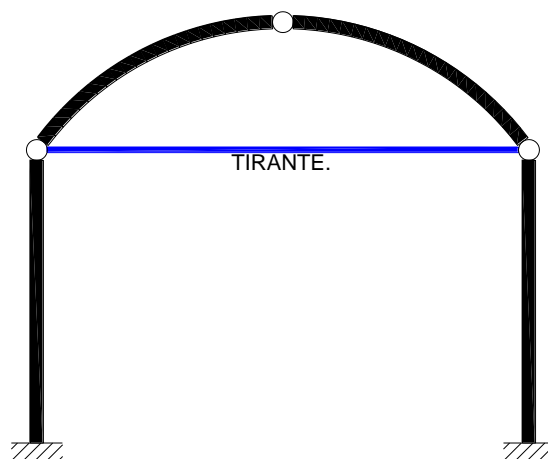


Fonte adaptação de El Debs (2000).

A utilização de vigas em arco na cobertura reduz expressivamente o consumo de material e o peso dos elementos, provocada pela redução da flexão. A utilização de tirante é praticamente obrigatória.

- Com duas vigas de cobertura articulada nos pilares e entre si. O esquema estrutural é apresentado na Figura 21.

Figura 21 – Com duas vigas de cobertura articuladas nos pilares e entre si.

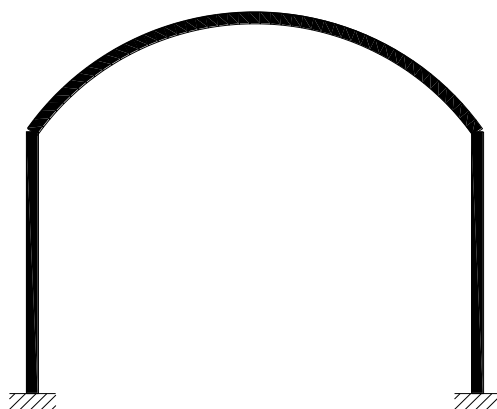


Fonte: O Autor adaptação de El Debs (2000)

A diferença em relação ao caso anterior está no número de elementos e número de ligações, tornando mais fácil sua fabricação e transporte, todavia mais difícil sua montagem. A utilização do tirante também é praticamente obrigatória.

- Com viga da cobertura engastada nos pilares. O esquema estrutural é apresentado na figura 22.

Figura 22 – Com viga da cobertura engastada nos pilares.



Fonte: O Autor adaptação de El Debs (2000).

Em função da ligação entre a viga e o pilar, esta forma tem utilização bastante limitada. A utilização de tirante é opcional.

2.4 Solução híbrida

Uma solução para o sistema estrutural para galpões de uso geral que tem sido empregada com sucesso é combinação dos dois materiais estruturais aço e concreto. A solução híbrida consiste em cobertura metálica apoiada em pilares pré-fabricados de concreto. Com as vigas em aço é possível vencer grandes vãos mantendo um consumo de material e peso próprio da estrutura dentro de limites razoáveis e ao mesmo tempo garantir a estabilidade lateral levando-se em conta a grande rigidez dos pilares em concreto.

A solução que está em investigação neste trabalho, é a utilização dos pilares mistos de aço e concreto do tipo parcialmente revestido em que se espera manter uma boa rigidez lateral do sistema com seções de pilares com menor peso e de dimensões menores.

3. PILARES PARA GALPÕES

3.1 Pilares

Como se pode perceber uma diferenciação bastante significativa entre as tipologias de galpões normalmente construídas é solução empregada para os pilares, e neste caso a solução assume importância fundamental no desenvolvimento do sistema estrutural e, conseqüentemente, nos custos. Tradicionalmente, as soluções mais comuns são os pilares em aço ou pré-fabricado e esse trabalho investiga a possibilidade de utilização de pilares mistos parcialmente revestidos. Portanto, neste capítulo estão descritas as principais características e procedimentos de dimensionamento de cada um destes tipos de pilares.

3.2 Pilares pré-fabricados

O item 14.4.1.2 da NBR 6118 define o pilar como sendo os elementos, geralmente verticais que recebem ações predominantemente de compressão. Os pilares podem estar submetidos a esforços de compressão normal composta ou oblíqua. São elementos de grande importância, pois, recebem as cargas provenientes de outros elementos das estruturas e os transferem para as fundações e exigem maior trabalho tanto no detalhamento quanto na sua definição para projeto.

Em galpões pré-moldados de concreto, os pilares estão submetidos a momentos de grande intensidade que muitas vezes superam o esforço de compressão. Isso porque, tais elementos garantem a estabilidade lateral e recebem diretamente a ação de vento e não existem vigas de travamento nem pavimentos intermediários para melhor distribuir tal ação, por este motivo os pilares de edificações deste gênero possuem seus diagramas de momento semelhantes ao de uma viga em balanço, quando engastados na base e articulados no topo. Desta forma, os pilares podem ser dimensionados como vigas neste tipo de edificação. Os pilares podem possuir seção transversal quadrada ou retangular. Podem ser classificados de acordo com sua aplicação nos galpões, assim:

- Pilares de fechamento: são aqueles localizados nas fachadas da estrutura de galpões (oitões), a fim de diminuir os vãos da estrutura de fechamento. São dimensionados para receber os esforços de vento que entram pela fachada, tendo na maioria das vezes, seções maiores que os demais pilares do galpão.
- Pilares de pórtico: São os pilares principais dos galpões, aqueles que suportam as vigas de cobertura responsáveis por transmitir aos mesmos as cargas provenientes da cobertura (telhas e terças). Muitas vezes por serem pilares com maior número de travamentos, tais pilares podem até apresentarem esforços menores do que aqueles encontrados nos Pilares de fechamento podendo até apresentar seções mais esbeltas.
- Pilares de ponte rolante: São pilares dimensionados para receber vigas que sustentam as pontes rolantes, os pilares deste tipo podem receber tanto vigas de ponte rolante como vigas de cobertura.

Não existe uma norma específica para dimensionamento de pilares pré-fabricados seu dimensionamento é feito como pilar de convencional moldado “in loco” e é regido pela NBR 6118:2004.

As principais variáveis e situações que envolvem o dimensionamento são:

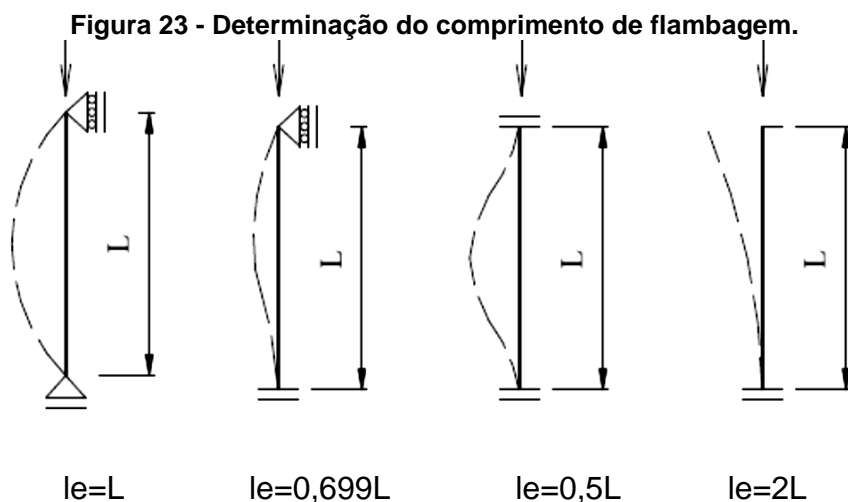
- Posição do pilar em planta: central ou intermediário, lateral ou de canto.
- Tipo de solicitação: flexão composta normal ou flexão composta oblíqua.
- Esbeltez: curto, medianamente esbelto e muito esbelto.
- Excentricidade: de forma, inicial, acidental, de segunda ordem, complementar.
- Características geométricas e condições de contorno dos apoios.
- Processos de cálculo: simplificados (pilar padrão com curvatura máxima; pilar padrão acoplado a diagrama M, N, $1/r$; pilar padrão com rigidez K aproximada) e processo geral (substitui os demais).

A determinação do comprimento de flambagem será função da vinculação das extremidades que podem ser:

- Apoios rotulados.
- Apoio rotulado e engastado.
- Apoios engastados sem rotação

- Apoio livre e engastado.

A Figura 23 representa essas condições de vínculo com os respectivos coeficientes de flambagem.



Fonte: Carvalho (2007).

E a esbeltez (λ) do pilar pode ser determinada conforme o resumo apresentado na Figura 24.

Figura 24 – Resumo das fórmulas para cálculo de λ_1 (esbeltez);

$$\frac{35}{\alpha_b} \leq \lambda_1 = \frac{(25 + 12,5 \cdot e_1/h)}{\alpha_b} \leq 90$$

Situação	Valor de α_b
para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 0,60 + 0,40 \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$
para pilares biapoiados com cargas transversais significativas, ao longo da altura	$\alpha_b = 1,0$
Para em pilares em balanço	$\alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_C}{M_A} \geq 0,85$
Para pilares biapoiados ou em balanço com momentos menores que o momento mínimo	$\alpha_b = 1$

$$M_{1d,\min} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \times h)$$

Fonte: Carvalho (2007).

3.2.1 Método de dimensionamento utilizando ábacos adimensionais.

Pilares de galpão são elementos estruturais que possuem algumas particularidades no que se refere ao seu dimensionamento.

- Esbeltez elevada.
- Forças Normais pequenas.
- Momentos nas extremidades elevados.

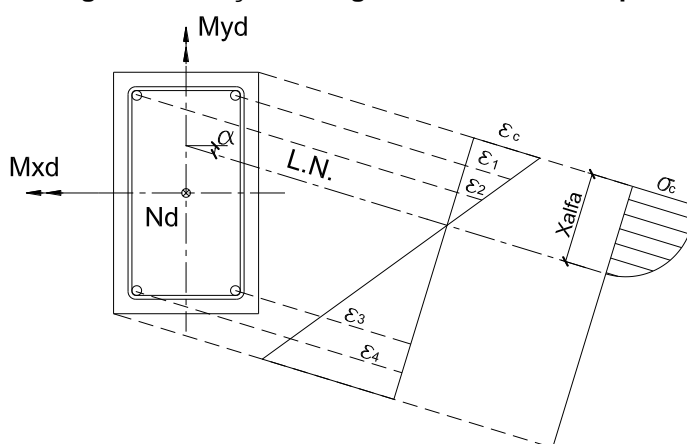
O Pilar de galpão assemelha-se bastante a uma viga, porém ao ser dimensionado como tal não será levado em conta o efeito da força normal na seção. Assim para cálculo da armadura da seção do pilar pré-fabricado será utilizado o método proposto por CARVALHO & PINHEIRO (2009) onde se dimensiona a armadura para seções retangulares de concreto armado sujeitas a flexo compressão oblíqua com a utilização de ábacos adimensionais.

Flexão Oblíqua e Composta Oblíqua.

São esforços bastante comuns em elementos de concreto armado, na seção transversal, a linha neutra não é perpendicular ao plano de carregamento assim, a flexão composta normal é um caso particular de flexão composta oblíqua ou, é uma flexão composta onde a linha neutra tem uma posição particular.

Na Figura 25 representa-se uma seção transversal retangular submetida a flexão oblíqua.

Figura 25 - Seção retangular sob flexão oblíqua.



Fonte: O autor adaptado de Carvalho & Pinheiro (2007).

Onde:

M_{xd} : componente do momento M_d na direção do eixo horizontal x

M_{yd} : componente de momento M_d na direção do eixo vertical y

$\epsilon_{s1}; \epsilon_{s2} \dots \epsilon_n$: deformações específicas das barras de aço 1, 2,... n.

α : ângulo de inclinação da linha neutra.

X_{α} : distância da linha neutra ao ponto menos comprimido ou menos tracionado.
Profundidade da linha neutra.

σ_c : tensão máxima no concreto ($0,85f_{cd}$)

ϵ_c : deformação específica máxima no concreto.

LN: linha neutra.

N_d : força Normas de compressão.

A determinação da posição da linha neutra consiste em determinar dois parâmetros:

- O ângulo α :
- A profundidade da linha neutra X_{α} .

A solução do sistema de equações resultante do problema requer um grande trabalho, e a solução empregando ábacos é um meio preciso e eficiente para cálculo de elementos estruturais.

Na flexão oblíqua as seguintes situações devem ser analisadas:

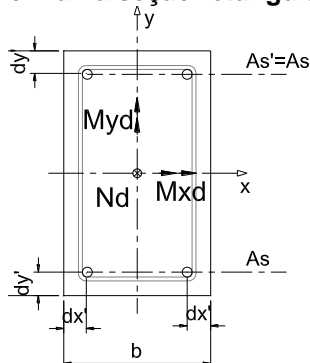
- Seções geométricas sem eixo de simetria.
- Seções de concreto geometricamente simétricas, mas com armaduras assimétricas.
- Seções inteiramente simétricas, mas com o plano de atuação dos momentos fletores fora do plano de simetria.

No presente trabalho será abordado apenas o último caso onde o elemento está solicitado por um momento fletor de cálculo M_d (M_{dx} , M_{dy}) e por uma força normal N_d , e as armaduras simétricas em relação aos eixos da seção.

Na flexão composta oblíqua além da força normal, ocorre o momento solicitante M_d , que pode ser representado segundo as suas componentes M_{xd} (vetor

momento na direção x) e M_{yd} (vetor momento na direção do eixo y) conforme indicado na Figura 26.

Figura 26 - Esforços atuantes em uma seção retangular sob flexão composta oblíqua.



Fonte: adaptado de Carvalho & Pinheiro (2007).

Equivale representar a mesma seção com a força normal N_d , fora do centro da seção com coordenadas e_x e e_y tendo assim:

$$M_{xd} = N_d e_x$$

$$M_{yd} = N_d e_y$$

Os esforços internos da seção são dados pelas equações de equilíbrio:

$$N_d = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} + \int_{Acc} \sigma_{cd} dA$$

$$M_{xd} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} y_{si} + \int_{Acc} \sigma_{cd} y dA$$

$$M_{yd} = \sum_{i=1}^n A_{si} \sigma_{si} x_{si} + \int_{Acc} \sigma_{cd} x dA$$

Onde:

σ_{ci} : tensão do concreto num ponto qualquer da seção.

A_{si} : área da barra genérica de aço.

Σ_{si} : tensão na barra genérica de armadura.

x, y : coordenadas do elemento infinitesimal dA

x_{si}, y_{si} : coordenadas de cada barra.

n : numero total de barras.

Equações que podem ser expressas em termos adimensionais, usual na análise de solicitações em seções de concreto armado como esforços reduzidos v , μ_x , μ_y e pela taxa mecânica de armadura ω :

$$v = \frac{Nd}{bh f_{cd}}$$

$$\mu_x = \frac{M_{xd}}{bh^2 f_{cd}}$$

$$\mu_y = \frac{M_{yd}}{b^2h f_{cd}}$$

$$\omega = \frac{A_s f_{yd}}{bh f_{cd}}$$

Para uma dada posição da linha neutra, as integrais tornam-se funções conhecidas e o sistema de equações pode ser resolvido por um processo numérico de integração escolhendo-se adequadamente os limites da integração.

A solução do sistema leva a expressões com as formas indicadas a seguir, onde se relacionam os esforços resistentes (internos) com as parcelas devido à contribuição do concreto e outra devido à contribuição da armadura.

$$v_I = v_c + \omega v_s$$

$$\mu_{xI} = \mu_{xc} + \omega \mu_{xs}$$

$$\mu_{yI} = \mu_{yc} + \omega \mu_{ys}$$

Em que:

μ_i : esforço normal adimensional referente à força normal.

v_c : parcela do esforço resistente adimensional, referente a força normal, devida ao concreto.

v_s : parcela do esforço resistente adimensional, referente a força normal, devida a armadura para uma taxa ω unitária.

ω : taxa mecânica de armadura.

μ_{xI} , μ_{yI} : componentes adimensionais do momento fletor resistente nas direções x e y.

μ_{xc} , μ_{yc} , μ_{xs} , μ_{ys} : parcelas adimensionais correspondentes ao momento resistente devidas ao concreto e às armaduras nas direções x e y respectivamente.

Para o dimensionamento de uma seção retangular em concreto armado é preciso resolver o sistema de equações apresentado, a partir das deformações limites e suas compatibilidades, ou seja, conhecimento das deformações do concreto e do aço em qualquer ponto da seção. Temos como incógnitas:

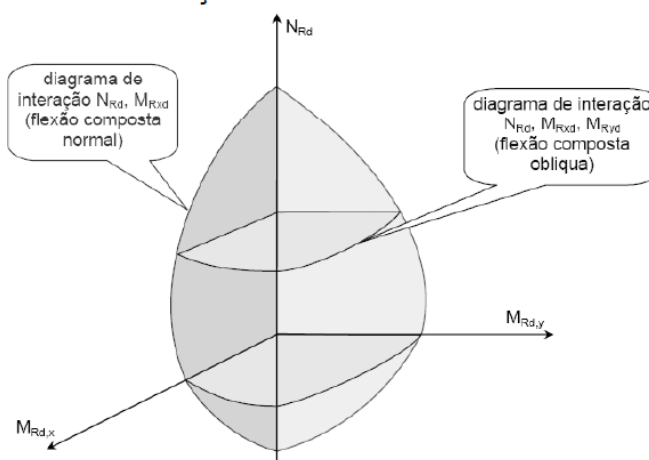
- A inclinação da linha neutra.
- Sua profundidade.
- Taxa mecânica de armadura.

A resolução do sistema possui um grau de dificuldade elevado, mas é possível utilizando um processo iterativo bastante adequado para um programa de computador.

O processo iterativo resume-se em encontrar a LN por tentativas de tal maneira que a carga última (resistente) tenha excentricidades e_x e e_y iguais as da solicitação de calculo Nd.

Definida LN, é usual para o cálculo das seções, a utilização de superfícies de iteração, que contem todas as relações entre os esforços resistentes para uma determinada disposição e taxa de armadura (Figura 27).

Figura 27 - Superfícies de Iteração.
Fonte: Vanderlei – Notas de aula (2008).



Fixada a seção de concreto e posição da armadura, as superfícies no espaço são definidas conforme os domínios de deformação variando as deformações do aço

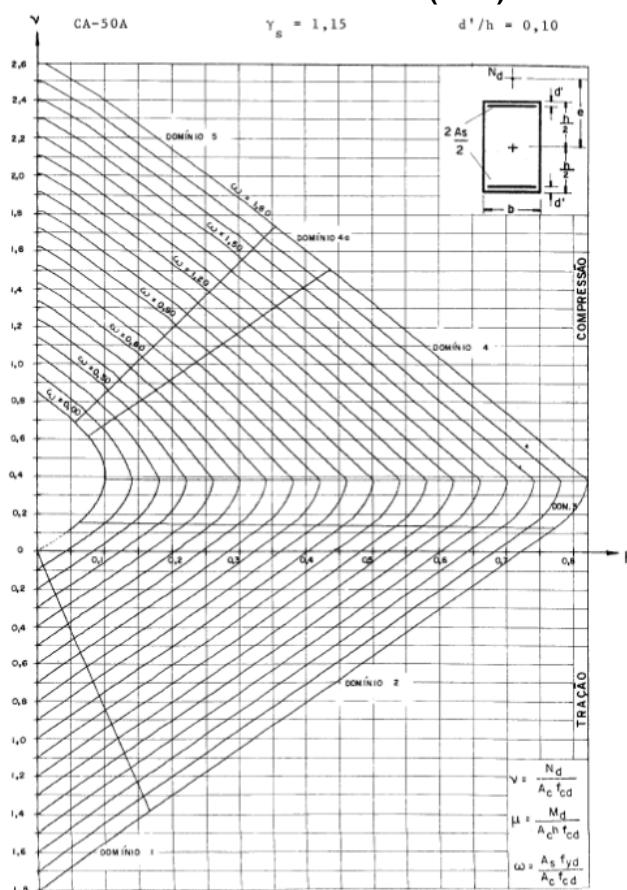
e do concreto. Qualquer ponto desta superfície representa um estado limite último. Para uma determinada seção variando-se a armadura pode ser obtido um conjunto de superfícies de iteração.

Para facilitar os ábacos são feitos em duas dimensões, escolhe-se uma variável v e para cada uma constroem-se ábacos μ_x e μ_y , o que significa seccionar a por plano onde a força normal N é constante.

Utilizando-se o ábaco adequado para a disposição de armadura e tipo de aço, entrando com o valor de v , com os valores de μ_x e μ_y a obtenção da taxa de armadura ω é imediata. Com o valor de ω calcula-se a taxa de armadura. Um exemplo de ábaco é mostrado na Figura 28.

Figura 28 - Ábaco Adimensional A4.

Fonte: Carvalho & Pinheiro (2007).



Para utilização de método devem ser utilizados os valores dos esforços obtidos em uma análise de 2ª ordem considerando as não linearidades físicas e

geométricas (NLF e NLG), onde as variáveis esbeltez e excentricidade já são consideradas nestas avaliações.

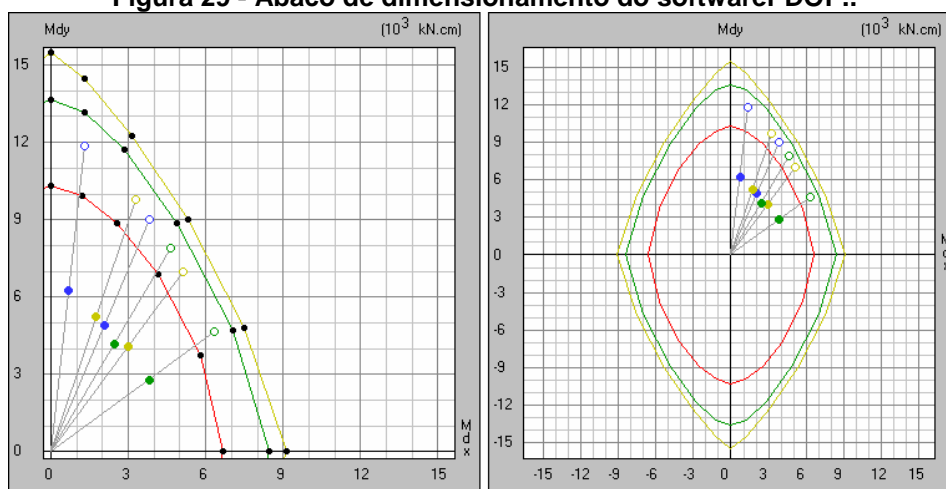
3.2.2 Método de dimensionamento utilizando software.

Smaniotto (2005) desenvolveu o PDOP (programa de dimensionamento otimizado de pilares) que utiliza os conceitos apresentados anteriormente o programa verifica e calcula as armaduras para pilares. Os dados a serem informados para a sua utilização devem ser:

- Esforços solicitantes para preencher as colunas N, $M_{d,x}(\text{Base})$, $M_{d,x}(\text{Topo})$, $M_{d,y}(\text{Base})$, $M_{d,y}(\text{Topo})$;
- $V_{d,x}$, $V_{d,y}$, e T_d da janela "Ações e Combinações" .
- - h_x
- - h_y
- - c_{nom}
- - f_{ck}
- - vínculo nas direções x e y (rótula-rótula ou engaste-livre)
- - comprimento equivalente nas direções x e y
- - comprimento do pilar (menor valor entre os comprimentos equivalentes nas direções x e y)
- - número de barras nas faces b e h
- - bitola das barras longitudinais (ϕ)
- - bitola dos estribos (ϕ_t)

Para utilização de método devem ser considerados os valores dos esforços obtidos em uma análise de 2ª ordem considerando as não linearidades físicas e geométricas (NLF e NLG), como valores finais de calculo. Todas as prescrições contidas na NBR6118:2004 são verificadas e atendidas e o ábaco de verificação das seções é apresentado de tal modo a se ter o controle da utilização da seção, conforme é representado na Figura 29 Figura 30; Figura 31;

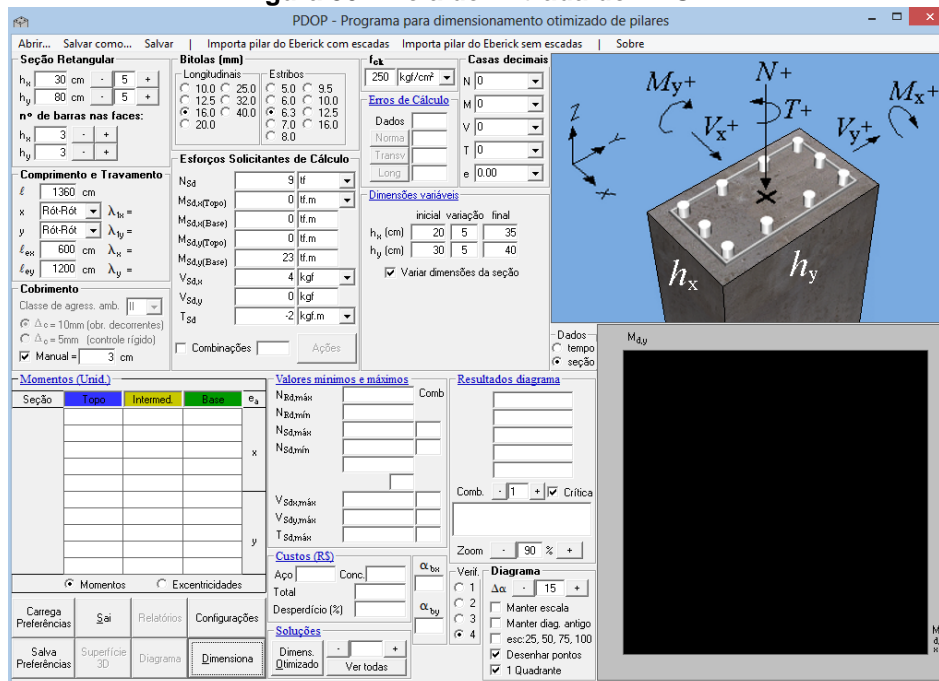
Figura 29 - Ábaco de dimensionamento do software PDOP..



Fonte: Smaniotto (2005).

A Figura 30 representa a tela de entrada do PDOP, utilizado na verificação e dimensionamento dos pilares de concreto.

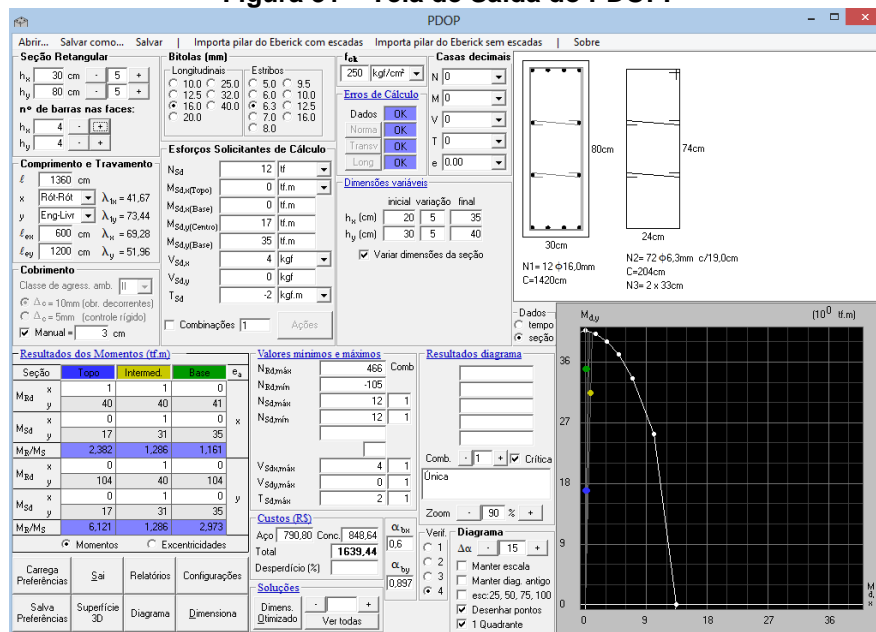
Figura 30 – Tela de Entrada do PDOP.



Fonte: Smaniotto (2005).

Na Figura 31 esta representa a tela de saída do PDOP.

Figura 31 – Tela de Saída do PDOP.



Fonte: Smaniotto (2005).

3.3 Pilares de aço

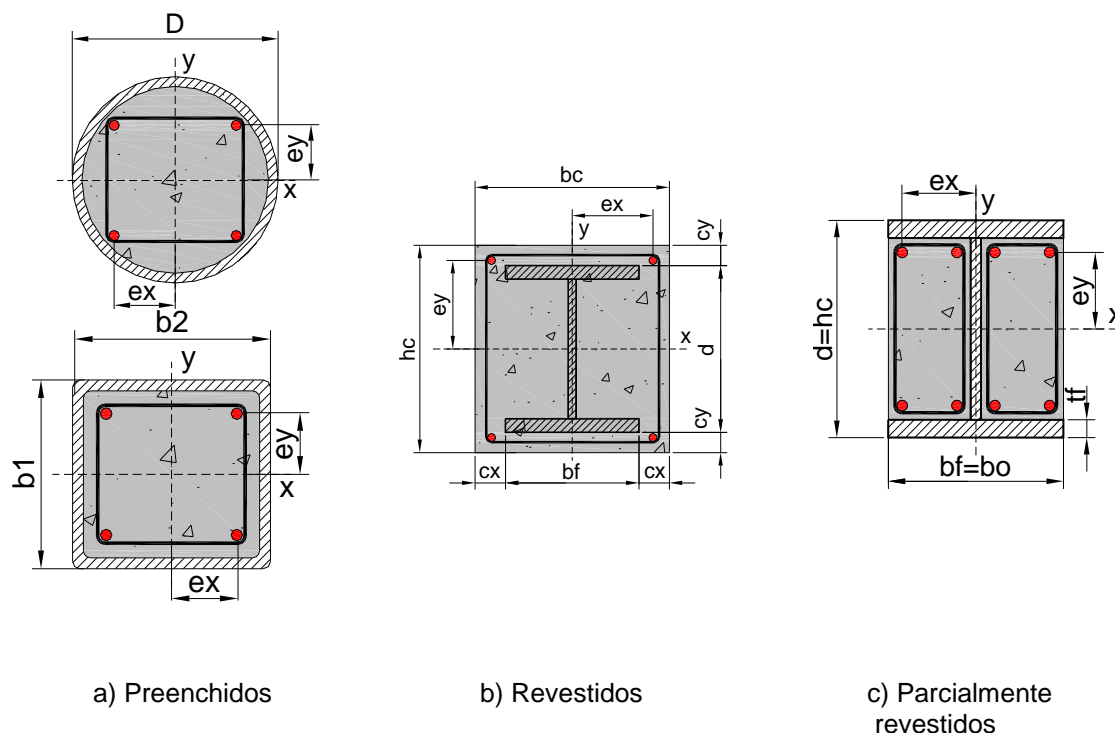
Em galpões, como já foi exposto os pilares são submetidos a esforços normais e de flexão predominando este último devido a altura das estruturas e as ações horizontais de vento. Conseqüentemente, em muitas aplicações são utilizados pilares treliçados em que se conseguem uma melhoria da rigidez das seções com menor consumo de material. Porém essa solução acarreta maiores dificuldades de fabricação, montagem e manutenção. Neste trabalho considerou-se somente a solução de pilares em seção de alma cheia soldada ou laminada. O procedimento de dimensionamento destes elementos é bem conhecido e detalhadamente abordado na norma ABNT NBR 8800:2008 e portanto, não será explicitado neste trabalho.

3.4 Pilares mistos parcialmente revestidos

Os pilares mistos de aço e concreto são elementos estruturais com seção transversal formada por um perfil metálico e concreto trabalhando em conjuntos e podem estar sujeitas a esforço de compressão simples ou composta. De acordo com, De Nardin (1999), o conceito de associar o concreto aos perfis metálicos inicialmente nasceu com a finalidade de proteger o perfil metálico da ação do fogo. Com o surgimento de novos produtos a custo menor, o pilar misto então passa a ser empregado com elemento estrutural denominado pilar misto revestido. Posteriormente surge a idéia de preenchimento dos perfis tubulares originando os pilares mistos preenchidos.

Desta forma os pilares mistos são classificados conforme a disposição do concreto em relação ao perfil de aço em: pilares mistos preenchidos, pilares mistos revestidos, Pilares mistos parcialmente revestidos – Figura 32.

Figura 32 – Tipos de pilares mistos



Fonte: NBR 8800:2008

De Nardin (1999), Braga e Ferreira (2011), Queiroz et. AL (2010) descrevem as características, vantagens, desvantagem e aplicações de cada tipo.

Os pilares parcialmente revestidos são formados por seções do tipo I com a região entre as mesas preenchidas com concreto estrutural. É necessária também nessa região a introdução de armaduras para melhorar o comportamento do concreto, essa armadura também contribui para a resistência da seção mista,

Neste trabalho foi escolhido o tipo parcialmente revestido, pois reúne vantagens inerentes as outras duas tipologias, ou seja:

- Dispensa de formas;
- Melhora a proteção contra fogo e corrosão;
- Concreto restringe a flambagem da alma e aumenta a resistência da seção;
- Aumento da rigidez da estrutura;
- Redução do prazo de execução da obra;
- Menor peso do elemento que implica em ganho na logística de transporte e montagem.
- Ganho arquitetônico com a redução de dimensões.

- Melhora da ductilidade.
- Pilares mais esbeltos em relação aos pilares pré-fabricados.

Para execução dos pilares mistos parcialmente revestidos não é necessário o uso de formas de madeira, porém podem necessitar armadura para evitar fissuras no concreto. O pilar pode ser concretado na horizontal e depois colocado na sua posição definitiva. Para incrementar a proteção ao fogo as mesas devem ser protegidas com pinturas intumescentes quando for o caso.

Os principais aspectos que influenciam o comportamento do pilar misto de aço e concreto e que tem sido estudado e incorporados nos processos de dimensionamento são:

- Aderência entre aço e concreto
- Efeito da retração e fluência do concreto
- Efeito de confinamento do concreto, sobretudo em seções circulares preenchidas
- Instabilidade local dos elementos do perfil de aço

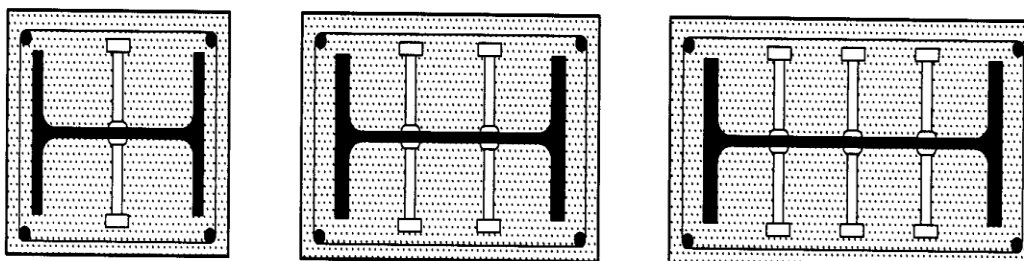
O comportamento da seção mista é garantido pela transferência de esforços entre o aço e concreto. De modo geral, nos pilares mistos a aderência natural entre o aço e concreto já é suficiente para essa transferência de forças, sobretudo nos casos em que predomina esforços axiais.

Entretanto para as situações em que a aderência não é capaz de fazer a transferências de esforços na interface dos materiais aço e concreto é necessário o uso de conectores de cisalhamento. Nas vigas mistas onde há o predomínio de flexão o uso de conectores de cisalhamento é imprescindível.

Em pilares mistos normalmente não se utiliza conectores de cisalhamento, pois se considera que o atrito entre a interface de aço e concreto, garantido pelo confinamento, e a aderência química são suficientes para impedirem o escorregamento e a separação entre o aço e o concreto, quando o pilar estiver submetido à uma compressão pura axial. Porém em caso de excentricidade ou flexo-compressão, os conectores são empregados a fim de reforçar a ação resistiva do atrito. Os conectores podem também ser necessários nos pontos de aplicação e

carga em pilares. Quando necessários os conectores são instalados na alma de um perfil I parcialmente ou totalmente revestidos e o tipo mais comumente utilizado é o conector tipo pino com cabeça – Figura 33.

Figura 33 – Conectores de cisalhamento em pilares

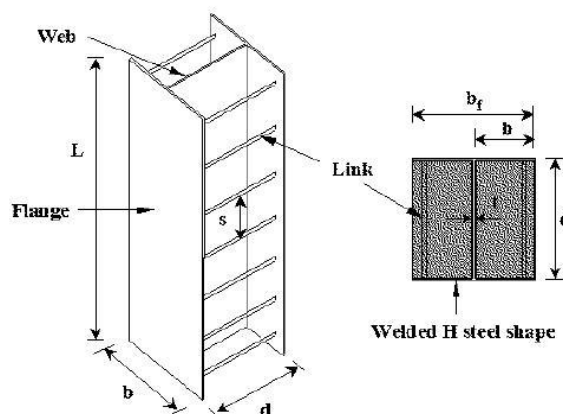


Fonte: De Nardin (1999);

O estudo da transferência de forças na interface aço-concreto em pilares mistos tem sido tema de investigação pela sua grande influência no comportamento da seção mista, sobretudo nos casos de pilares submetidos à compressão excêntrica. (HUNAITI et al.(1992), WIUM et. al. (1994), SILVA (2006)). Assim, apesar de não haver muitos estudos sobre a influência da aderência no comportamento e na capacidade resistente dos pilares pode-se considerar que quando o carregamento é aplicado simultaneamente nos dois materiais a influência da aderência não é significativa para o comportamento da seção mistas, ou seja, não há a necessidade da utilização de conectores a não ser nas regiões de introdução de carga.

Quanto a instabilidade local do perfil de aço é importante salientar que as principais normas não admitem a ocorrência de flambagem local no perfil de aço, ou seja só admitem o uso de seções compactas. No entanto, vários autores (Chicoine et. al. (2002), Chicoine et. al. (2003) e Oh et. al. (2006)) têm feito propostas de formulações para incluir os efeitos de flambagem local no dimensionamento de pilares mistos a fim de possibilitar o uso de seções mais esbeltas e, conseqüentemente mais leves. Além de novas formulações também são propostos a inclusão de elementos adicionais a seção para minimizar os efeitos da flambagem local; como por exemplo Chicoine et. al. (2002) que buscaram avaliar a eficiencia de barras transversais para prevenir a flambagem local prematuramente – Figura 34.

Figura 34 - Pilares mistos parcialmente revestidos com barras transversas.



Fonte: Oh et. al. 2002

Chicoine et. al. (2002) sugere que a distância entre as barras transversais não superem a metade da altura da seção transversal e garante que as dimensões das seções transversais dos pilares não afetam diretamente o comportamento e a capacidade resistente dos mesmos.

Em síntese, estes estudos sobre a flambagem local sugerem que as barras transversais soldadas entre as mesas do perfil de aço aumentam a resistência à flambagem local da seção, conferindo maior rigidez às mesas do perfil, que passam a ter maior resistência frente à expansão lateral do concreto. Além da contenção, tais chapas contribuem para o confinamento do concreto, resultando em maior capacidade residual no trecho pós-pico e, conseqüentemente, pilares com maior capacidade de deformação e ductilidade.

Quanto à retração, nos pilares mistos é menor que nos pilares de concreto armado, uma vez que os perfis tubulares inibem a perda de umidade do núcleo de concreto. Segundo GOMES (1994) em De Nardim (1999), apesar da retração provocar a redução do volume do concreto, e conseqüente diminuição da aderência entre aço e concreto, seus efeitos são desprezíveis sobre a resistência à compressão de elementos mistos axialmente comprimidos. Assim como as deformações por fluência causam um aumento das tensões transferidas do concreto para os perfis tubulares, e para minimizar a intensidade deste fenômeno pode se aumentar a resistência do concreto, pois quanto mais resistente o for, menos

tensões serão redistribuídas para o aço do perfil, ou acrescentar barras longitudinais de armadura.

Porém UY & DAS (1997) citado em De Nardim (1999), através de estudos teóricos concluíram que não se devem ignorar tais fenômenos, pois são responsáveis por deformações finais significativas nos pilares mistos preenchidos. E acrescentam que as deformações correspondentes à retração e fluência tendem a diminuir conforme se aumenta o número de pavimentos da construção, considerando a resistência e a rigidez constantes.

O American Institute of Steel Construction (1992) relata que, referente ao efeito de retração, o uso de pilares mistos na construção de pórticos nos edifícios altos condena o controle do grau e da proporção do encurtamento dos pilares mistos em relação aos outros sistemas estruturais. Como se percebe, no que se refere a retração do concreto não há conclusões definitivas e há discordância entre pesquisadores que denunciam a necessidade de novas pesquisas para contribuir com informações adicionais.

O efeito do confinamento do concreto em pilares mistos pode ser percebido no aumento da capacidade resistente da seção, fato já comprovados por diversos resultados experimentais. No entanto, esse efeito só é significativo em seções mistas preenchidas. Inclusive as normas já consideram o efeito benéfico do confinamento neste caso específico.

3.4.1 Dimensionamento segundo diferentes normas.

Para o dimensionamento de pilares mistos o procedimento mais comum é o de considerar o pilar misto como sendo um pilar de aço incrementado com concreto, onde tem sua capacidade resistente aumentada. Esta é metodologia adota pelas seguinte normas AISC-LRFD (2005), EUROCODE 4 (2004) e NBR 8800:2008.

Toledo (2009) faz um estudo comparativo entre da aplicação destas normas no dimensionamento de pilares mistos.

As normas apresentadas tratam o dimensionamento dos pilares mistos sob diferentes ângulos, uma vez que se baseiam em estudos experimentais com

procedimentos e considerações particulares a cada país, porém todas estão fundamentadas no método dos estados limites.

A AISC-LRFD (2005) considera que pilar misto trabalha como um pilar de aço cuja capacidade estrutural é incrementada devido à presença benéfica do concreto.

A EUROCODE 4(1994) trata o dimensionamento do pilar misto como uma combinação de raciocínios entre a equivalência ao pilar de aço e ao pilar de concreto composto com armaduras de perfis metálicos.

A NBR 8800(2008) inclui pela primeira vez o dimensionamento de elementos mistos, além das vigas mistas que já constava no texto das versões anteriores. A filosofia de projeto da NBR8800(2008) apresenta semelhanças tanto com a norma europeia quanto com a americana.

A NBR 8800(2008) para verificação das seções apresenta dois modelos de calculo denominados Modelo I mais simples e o Modelo II mais rigoroso, já citado em Caldas (2007) mesmo antes da NBR 8800 (2008) estar em vigor.

O modelo de calculo I toma por base a norma ANSI/AISC360-05 utilizando as mesmas expressões de iteração entre força axial e momentos fletores. Já o modelo de calculo II utiliza a formulação apresentada pelo EUROCODE 2004 para verificação dos efeitos da força axial e momentos fletores.

O modelo de cálculo do Eurocode 4, outra norma internacionalmente conceituada e amplamente utilizada, se comparado ao AISC/LRFD, é mais completo além de ser baseado em comportamento mais realístico.

Entretanto, o AISC/LRFD permite um modelo de cálculo mais simples e prático para o usuário com o uso das equações dos pilares de aço.

3.4.2 Dimensionamento segundo a Norma Brasileira ABNT NBR 8800:2008

No Brasil a norma brasileira de aço, NBR 8800:2008, aborda o dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto nos seu anexo P, na seqüência são detalhados os procedimentos desta norma para o dimensionamento de pilares mistos, especificamente os parcialmente revestidos.

A nomenclatura subsequente é a utilizada pela NBR8800:2008 na formulação para o dimensionamento de pilares mistos:

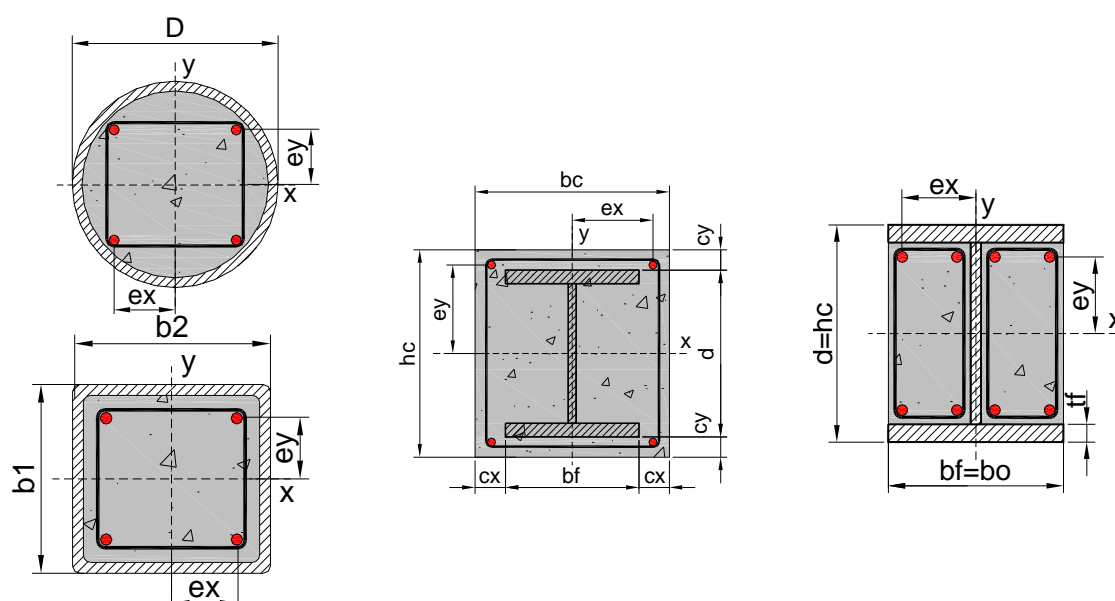
- A_a Área da seção transversal do perfil de aço
- A_c Área da seção transversal de concreto
- A_s Área da seção transversal de aço (mm^2)
- b_f Largura da mesa da seção tipo I
- b_c Dimensão menor da seção transversal retangular
- c_y, c_z Valor nominal do cobrimento em mm
- D Diâmetro externo da seção circular
- E_a Módulo de elasticidade da estrutura de aço = 200000MPa
- E_c, E_{cs} Módulo de elasticidade secante do concreto
- $E_{c,red}$ Módulo de elasticidade reduzido do concreto devido os efeitos de retração e fluência
- E_s Módulo de elasticidade do aço da armadura concreto
- $(EI)_e$ Rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista ($\text{N}\cdot\text{mm}^2$)
- e Excentricidade do carregamento
- f_{ck} Resistência característica à compressão do concreto (MPa)
- f_y Resistência ao escoamento do perfil de aço (MPa)
- f_{ys} Resistência ao escoamento do aço da armadura longitudinal (MPa)
- h Dimensão maior da seção transversal retangular
- $I_a, I_c,$ e I_s Momentos de segunda ordem da área da seção de aço, de concreto não-fissurado e da armadura do concreto.
- $M_{c,x}, M_{c,y}$ Momentos fletores dados, respectivamente, por $0,9M_{,Rd,pl,x}$ e $0,9M_{Rd,pl,y}$
- $M_{d,x}, M_{d,y}$ Momentos fletores dados, respectivamente, por $0,8M_{máx,Rd,pl,x}$ e $0,8M_{máx,Rd,pl,y}$
- $M_{máx,Rd,pl}$ Momento fletor máximo resistente à plastificação de cálculo
- $M_{rd,x}, M_{rd,y}$ Momento fletor resistente de cálculo da seção mista em relação ao eixo x e y respectivamente
- $M_{sdt,x}, M_{sdt,y}$ Momentos fletores solicitante de cálculo total

- $M_{sd,x}, M_{sd,y}$ Momentos fletores solicitante de cálculo em torno dos eixos x e y
- $M_{sdi,x}, M_{sdi,y}$ Momentos devido à imperfeições ao longo do pilar, em relação aos eixos x e y.
- $M_{pla,Rd}$ Contribuição do aço no momento fletor resistente de plastificação de cálculo da seção mista
- $M_{pl,Rd}$ Momento fletor resistente de plastificação de cálculo da seção mista
- M_{sd} Momento fletor solicitante de cálculo
- M_{sd} Momento fletor de cálculo na ligação
- N_e Tensão crítica de flambagem elástica (kN)
- N_{Rd} Força axial solicitante de cálculo (kN)
- $N_{Rd,pl}$ Força axial de compressão resistente de cálculo da seção mista à plastificação (kN)
- $N_{Rd,pl,a}$ Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação no perfil de aço (kN)
- $N_{Rd,pl,c}$ Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação da seção de concreto (kN)
- $N_{Rd,pl,s}$ Força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação da armadura longitudinal (kN)
- $N_{R,pl}$ Força nominal axial de compressão resistente à plastificação (kN)
- N_{sd} Força axial solicitante de cálculo
- $N_{sd,G}$ Parcela força axial solicitante de cálculo devido à ação permanente
- Q_{Rd} Resistência de cálculo de cada conector de cisalhamento (kN)
- t Espessura da parede dos perfis de aço
- V_{sd} Força cortante solicitante (kN)
- Z_a Módulo de elasticidade plástico da seção do perfil de aço
- Z_s Módulo de elasticidade plástico da seção da armadura do concreto
- Z_c Módulo de elasticidade plástico da seção de concreto, considerado não-fissurado
- Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn} Módulo de elasticidade plástico definidos por cálculo
- α Coeficiente geral, coeficiente relacionado ao dimensionamento à compressão

- β_c Parâmetro
- χ Fator de redução associado à resistência à compressão
- δ Fator de contribuição do aço
- λ_{rel} Índice de esbeltez relativo
- μ Coeficiente de atrito
- ρ Coeficiente de fluência
- τ_{Rd} Resistência de cálculo ao cisalhamento

A norma brasileira aborda o dimensionamento dos pilares mistos por método simplificado com seções transversais parcial ou totalmente revestidas com concreto, com perfil de aço I ou H laminado ou soldado, e com seções transversais preenchidas com concreto com perfil tubular retangular ou circular, apresentados na Figura 35.

Figura 35– Seções de Pilares Mistos;



Fonte: NBR 8800:2008

A norma brasileira adota um método simplificado que pode ser aplicado nos casos em que são respeitadas as seguintes limitações:

- Seção transversal com dupla simetria e sem variação ao longo da altura (distância interpavimentos);
- Limite para o fator de contribuição do aço (parâmetro δ);
- Índice de esbeltez limitado a 2,0 ($\lambda_{o,m} \leq 2,0$);

- Limite para a taxa de armadura longitudinal em forma de barras: a área de armadura longitudinal deve ser $\geq 0,3 \%$ da área de concreto e $\leq 4 \%$ da referida área. Por razões de segurança contra incêndio, maiores porcentagens de armadura podem ser utilizadas, porém, desprezadas no dimensionamento à temperatura ambiente;
- Limite para a esbeltez local (b/t) visando impedir a ocorrência de instabilidade local, ou seja, a instabilidade local não pode ser um modo de falha do pilar parcialmente revestido.

Além das limitações inerentes ao método simplificado, também devem ser respeitados alguns requisitos de caráter mais geral, a saber:

- Interação completa aço-concreto até a ruptura;
- Imperfeições geométricas e tensões residuais são levadas em conta via curvas de flambagem;
- Seções planas devem permanecer planas após a deformação.
- Em relação à armadura transversal (estribos), estes devem ser ancorados no perfil de aço por furos na alma ou por conectores de cisalhamento com espaçamento longitudinal ≤ 500 mm. A soldagem dos estribos na face interna da alma também é permitida, desde que adequadamente executada.

Materiais e componentes

Em relação ao aço do perfil devem ser respeitados os limites:

- Resistência ao escoamento: $f_y \leq 450$ MPa;
- Relação entre resistência a ruptura e ao escoamento: $f_u / f_y \geq 1,18$. Este limite visa garantir ductilidade adequada do aço dos perfis.

Quanto ao concreto que preenche as regiões entre as mesas:

- Resistência à compressão: $f_{ck} \leq 50$ MPa;
- Módulo de elasticidade secante do concreto, dado pela NBR 6118:2003:

$$E_c = 4760 \cdot \sqrt{f_{ck}}$$

Na determinação da capacidade resistente dos pilares mistos parcialmente revestidos devem ser empregados os seguintes coeficientes de ponderação da resistência dos materiais:

- Aço estrutural: $\gamma_a=1,10$
- Concreto: $\gamma_c=1,40$
- Aço das armaduras: $\gamma_s=1,15$

Esbeltez local

No caso dos pilares parcialmente revestidos, a presença do concreto impede a ocorrência de instabilidade da alma e, sendo assim, a seção do perfil de aço deve respeitar apenas os limites de esbeltez impostos às mesas do perfil, como segue:

$$\frac{b_f}{t_f} \leq 1,4 \cdot \sqrt{\frac{E}{f_y}}$$

Sendo:

b_f : largura da mesa do perfil de aço

t_f : espessura da mesa do perfil de aço

E : módulo de elasticidade do aço do perfil, tomado igual a 200.000 MPa

f_y : resistência ao escoamento do aço do perfil

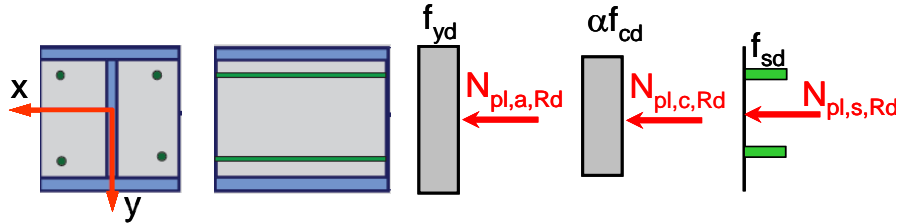
3.4.2.1 Pilares a compressão simples

A verificação do pilar parcialmente revestido submetido a compressão simples parte da determinação da capacidade resistente da seção mista à plastificação total ($N_{Rd,pl}$). Uma vez conhecida tal capacidade resistente deve-se levar em conta o efeito da esbeltez global do pilar, que reduz a capacidade resistente da seção mista à plastificação total. O efeito da instabilidade por flexão é levado em conta por meio do parâmetro χ , que depende, basicamente, do Índice de esbeltez reduzida $\lambda_{o,m}$. Portanto, a verificação segue a seqüência:

- Capacidade resistente da seção à plastificação total $N_{Rd,pl}$;
- Efeito da instabilidade por flexão: parâmetros $\lambda_{o,m}$ e χ ;
- Capacidade resistente à compressão simples N_{Rd} : $N_{Rd} = \chi \cdot N_{Rd,pl}$

Capacidade resistente da seção à plastificação total $N_{Rd,pl}$

A capacidade resistente da seção à plastificação total é dada pela soma das parcelas de capacidade resistente de cada um dos componentes da seção mista:



$$N_{pl,Rd} = N_{pl,a,Rd} + N_{pl,c,Rd} + N_{pl,s,Rd} \quad \text{(Equação 1)}$$

$$N_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot A_a$$

$$N_{pl,c,Rd} = \alpha f_{cd} \cdot A_c$$

$$N_{pl,s,Rd} = f_{sd} \times A_s$$

$$f_{yd} = f_{yk} / 1,10$$

$$f_{cd} = f_{ck} / 1,40$$

$$f_{sd} = f_{sk} / 1,15$$

O parâmetro α leva em conta o efeito de confinamento que, no caso dos pilares parcialmente revestidos não é considerado. Portanto, $\alpha=0,85$ neste caso.

Instabilidade por flexão – parâmetro χ

A verificação da instabilidade por flexão parte da determinação do índice de esbeltez reduzida $\lambda_{o,m}$:

$$\lambda_{o,m} = \sqrt{N_{pl,R} / N_e} \quad \text{(Equação 2)}$$

Sendo $N_{pl,R}$ calculado com os coeficientes de ponderação iguais a 1,0 na Equação 1. Ou seja:

$$N_{R,pl} = f_y \times A_a + \alpha \times f_{ck} \times A_c + f_{sy} \times A_s$$

E , N_e , representa a força axial de flambagem elástica calculada como mostrado na Equação 2:

$$N_e = \frac{\pi^2 \cdot (EI)_e}{(KL)^2} \quad \text{(Equação 3)}$$

A força axial de flambagem elástica depende a rigidez efetiva à flexão $(EI)_e$:

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,6 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad \text{(Equação 4)}$$

Sendo:

KL: comprimento de flambagem do pilar

$(EI)_e$: rigidez efetiva à flexão da seção transversal mista

I_a : momento de inércia da seção transversal do perfil de aço

I_s : momento de inércia da seção transversal da armadura do concreto

I_c : momento de inércia da seção transversal do concreto não-fissurado

E_a : módulo de elasticidade do aço estrutural (205000 MPa)

E_s : módulo de elasticidade do aço da armadura (205000 MPa)

$E_{c,red}$: módulo de elasticidade reduzido do concreto

Na estimativa do módulo de elasticidade reduzido do concreto é levado em conta, de forma simplificada, os efeitos de retração e fluência do concreto da seguinte forma:

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \cdot \left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}} \right)} \quad \text{(Equação 5)}$$

Onde φ é o coeficiente de fluência do concreto (NBR 6118:2003), que pode ser tomado, simplificada, igual a 2,5 no caso das seções mistas parcialmente revestidas.

Na Equação 5 temos:

N_{Sd} : força axial solicitante de cálculo

$N_{Sd,G}$: parcela da força axial solicitante de cálculo devida à ação permanente e à ação decorrente do uso de atuação quase permanente

Conhecido o índice de esbeltez reduzido, podemos calcular o parâmetro χ como segue:

$$\lambda_{o,m} \leq 1,5 \rightarrow \chi = 0,658^{\lambda_{o,m}^2} \quad \text{(Equação 6)}$$

$$\lambda_{o,m} > 1,5 \rightarrow \chi = \frac{0,877}{\lambda_{o,m}^2} \quad \text{(Equação 7)}$$

Capacidade resistente à compressão simples N_{Rd} :

A Força axial resistente, de cálculo, de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão – N_{Rd} – é calculada como segue:

$$N_{Rd} = \chi \cdot N_{Rd,pl} \quad \text{(Equação 8)}$$

3.4.2.2 Pilares a flexo-compressão

No caso de solicitações de flexo-compressão, o pilar deve ser verificado quanto aos efeitos isolados da compressão simples, da flexão simples e quanto à interação momento vs. normal, que é feita a partir de equações de interação que tentam representar, da forma mais adequada possível, o diagrama de interação parabólico real.

A verificação da compressão simples é feita da forma mostrada no item 3.4.2.1 anteriormente descrito. Portanto, aqui, vamos apresentar a verificação da flexão simples e da interação momento vs. normal.

Aqui vale lembrar que as forças cortantes que agem segundo os eixos de simetria da seção mista podem ser assumidas como atuando APENAS no perfil de aço, o qual deve ser verificado para tal esforço.

Flexão simples

Primeiramente, é calculado o momento fletor de plastificação, para cada um dos eixos de flexão, da seguinte forma:

$$M_{pl,Rd} = f_{yd} \times (Z_a - Z_{an}) + \frac{f_{cd}}{2} \times (Z_c - Z_{cn}) + f_{sd} \times (Z_s - Z_{sn}) \quad \text{(Equação 9)}$$

Na Equação 8 temos:

Z_a : módulo de resistência plástico do perfil de aço;

Z_s : módulo de resistência plástico da armadura do concreto;

Z_c : módulo de resistência plástico do concreto não fissurado;

Z_{an} , Z_{cn} e Z_{sn} : módulos de resistência plásticos em relação à altura h_n

Em seguida, calcula-se o momento fletor máximo resistente:

$$M_{max,pl,Rd} = f_{yd} \times Z_a + 0,5f_{cd} \times Z_c + f_{sd} \times Z_s \quad \text{(Equação 10)}$$

a) Imperfeições locais

Na ausência de análise mais rigorosa, o efeito das imperfeições locais deve ser levado em conta considerando a atuação de um momento fletor adicional provocado por tais imperfeições, e que se soma aos momentos fletores solicitantes, de cálculo, da seguinte forma:

$$\text{Eixo x: } M_{x,\text{tot},Sd} = M_{x,Sd} + M_{x,i,Sd} \quad (\text{Equação 11})$$

$$\text{Eixo y: } M_{y,\text{tot},Sd} = M_{y,Sd} + M_{y,i,Sd} \quad (\text{Equação 12})$$

Sendo $M_{x,i,Sd}$ e $M_{y,i,Sd}$ os momentos devidos às imperfeições locais, dados por:

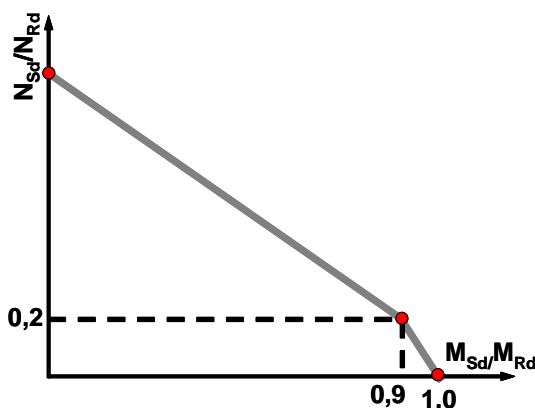
$$M_{x,i,Sd} = \frac{N_{Sd} \cdot L_x}{200 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,x}}\right)} \quad \text{ou} \quad M_{y,i,Sd} = \frac{N_{Sd} \cdot L_y}{200 \cdot \left(1 - \frac{N_{Sd}}{N_{e2,y}}\right)} \quad (\text{Equação 13})$$

Vale ressaltar que as imperfeições devem ser consideradas apenas no eixo mais desfavorável e não devem ocorrer simultaneamente em ambos os eixos de flexão.

Interação força normal vs. momento fletor

A interação entre os esforços momento e força normal é feita via diagramas de interação. No caso da NBR 8800:2008, são permitidos, para os pilares mistos, dois diagramas de interação, denominados *Modelo I* e *Modelo II*.

O *Modelo I* consiste no mesmo diagrama de interação destinado a pilares de aço e foi inspirado nas recomendações do AISC-LRFD (2005); representa a curva de interação por dois segmentos de reta como mostrado a seguir:



$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd}}{0,9 \cdot M_{pl,Rd}} \right) \leq 1$$

$$\frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2 \rightarrow \frac{N_{Sd}}{2 \cdot N_{Rd}} + \frac{M_{Sd}}{0,9 \cdot M_{pl,Rd}} \leq 1$$

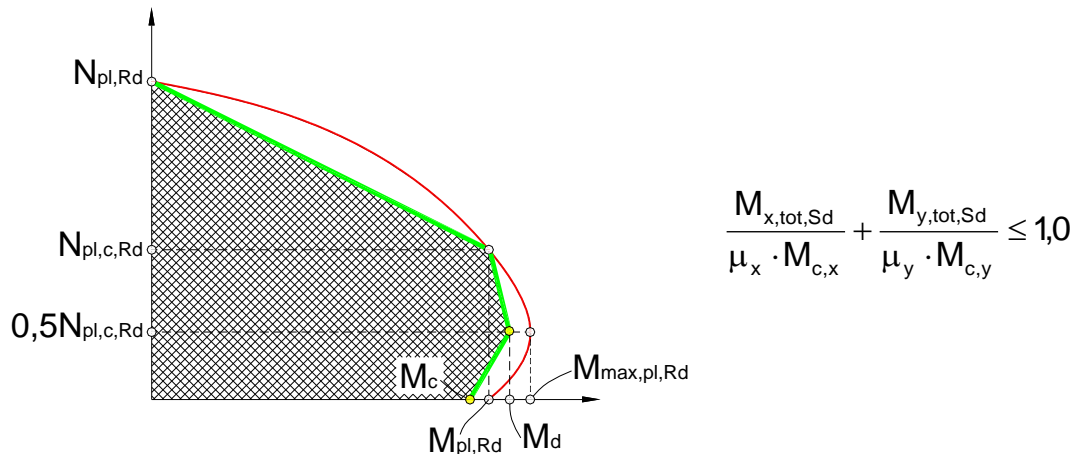
Sendo:

N_{Rd} : força axial de compressão resistente de cálculo

$M_{x,Rd}$: momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo x da seção mista ($M_{pl,x,Rd}$);

$M_{y,Rd}$: momento fletor resistente de cálculo em relação ao eixo y da seção mista ($M_{pl,y,Rd}$).

Já o *Modelo II* é inspirado na filosofia do Eurocode 4 (2004) e se aplica exclusivamente a pilares mistos. Neste caso, a curva de interação é representada por três segmentos de reta, dados pelas expressões a seguir:



Sendo:

$$\mu_x = 1 - \frac{N_{Sd} - N_{pl,c,Rd}}{N_{pl,Rd} - N_{pl,c,Rd}} \text{ se } N_{Sd} \geq N_{pl,c,Rd}$$

$$\mu_x = \left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}}\right) \cdot \left(\frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} - 1\right) + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \text{ se } N_{pl,c,Rd} / 2 < N_{Sd} < N_{pl,c,Rd}$$

$$\mu_x = 1 + \frac{2 \cdot N_{Sd}}{N_{pl,c,Rd}} \cdot \left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} - 1\right) \text{ se } 0 \leq N_{Sd} \leq N_{pl,c,Rd} / 2$$

Os momentos resistentes M_{cx} e M_{dx} são dados por:

$$M_{c,y} = 0,9 \times M_{pl,y,Rd} \text{ e } M_{d,y} = 0,8 \times M_{max,pl,y,Rd}$$

Caso M_d seja menor que M_c , deve-se adotar $M_d = M_c$.

O parâmetro $N_{pl,c,Rd}$ representa a contribuição do concreto para a capacidade resistente à plastificação calculada da seguinte forma:

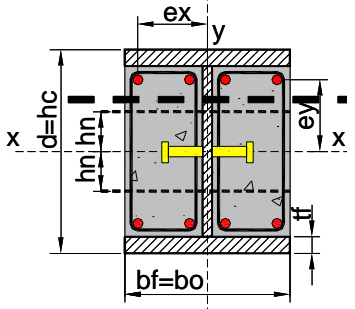
$$N_{pl,c,Rd} = 0,85f_{cd} \cdot A_c \quad \text{(Equação 14)}$$

Para obter μ_y , basta trocar o índice x por y.

Módulos plásticos resistentes

O cálculo dos módulos plásticos resistentes é feito de acordo com o eixo em que ocorre a flexão: eixo x, eixo y ou ambos. A seguir, são apresentadas as expressões para cada um dos eixos, lembrando que o primeiro passo é determinar em que local se encontra a linha neutra plástica.

a) Eixo x

Linha neutra coincidindo com o centro geométrico da seção		
Armadura $Z_s = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i $	Perfil Z_a (tabelado)	Concreto $Z_c = \frac{b_c h_c^2}{4} - Z_a - Z_s$
Linha neutra na alma do perfil ($h_n \leq 0,5d \leq t_f$):		
$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - \alpha f_{cd})}{2b_c \alpha f_{cd} + 2t_w (2f_{yd} - \alpha f_{cd})}$		
	Perfil: $Z_{an} = t_w \cdot h_n^2$ Armadura: $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} e_{yi} $ Concreto: $Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$	
Linha neutra na mesa do perfil ($0,5d - t_f \leq h_n \leq 0,5d$):		
$h_n = \frac{\alpha A_c f_{cd} - A_{sn} (2f_{sd} - \alpha f_{cd}) + (b_f - t_w)(d - 2t_f)(2f_{yd} - \alpha f_{cd})}{2\alpha b_c f_{cd} + 2b_f (2f_{yd} - \alpha f_{cd})}$		

	$Z_{an} = b_f h_n^2 - \frac{(b_f - t_w)(d - 2t_f)^2}{4}$ <p>Perfil:</p> $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi} $ <p>Armadura:</p> $Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$ <p>Concreto:</p>
<p>Sendo:</p> <p>e_i: distância do eixo da barra de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção</p> <p>Z_a: módulo de resistência plástico do perfil de aço</p> <p>Z_c: módulo de resistência plástico do concreto</p> <p>Z_s: módulo de resistência plástico da armadura</p>	

b) Eixo y

Linha neutra coincidindo com o centro geométrico da seção		
<p>Armadura</p> $Z_s = \sum_{i=1}^n A_{si} \cdot e_i $	<p>Perfil</p> $Z_a \text{ (tabelado)}$	<p>Concreto</p> $Z_c = \frac{h_c b_c^2}{4} - Z_a - Z_s$
Linha neutra na alma do perfil ($h_n \leq 0,5t_w$): $h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd})}{2h_c f_{cd} + 2d \cdot (2f_{yd} - f_{cd})}$		
	<p>Perfil: $Z_{an} = d \cdot h_n^2$</p> <p>Armadura: $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{yi}$</p> <p>Concreto: $Z_{cn} = h_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$</p>	
Linha neutra na mesa do perfil ($0,5t_w < h_n \leq 0,5b_f$)		
$h_n = \frac{A_c f_{cd} - A_{sn}(2f_{sd} - \alpha f_{cd}) + t_w \cdot (2t_f - d) \cdot (2f_{yd} - \alpha f_{cd})}{2h_c \cdot \alpha f_{cd} + 4t_f(2f_{yd} - \alpha f_{cd})}$		

	$Z_{an} = 2t_f \cdot h_n^2 + \frac{(d - 2t_f) \cdot t_w^2}{4}$ <p>Perfil:</p> $Z_{sn} = \sum_{i=1}^n A_{sni} \cdot e_{xi} $ <p>Armadura:</p> $Z_{cn} = b_c h_n^2 - Z_{an} - Z_{sn}$ <p>Concreto:</p>
<p>Sendo:</p> <p>e_i: distância do eixo da barra de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção</p> <p>Z_a: módulo de resistência plástico do perfil de aço</p> <p>Z_c: módulo de resistência plástico do concreto</p> <p>Z_s: módulo de resistência plástico da armadura</p>	

3.4.2.3 Cisalhamento na superfície de contato perfil de aço-concreto

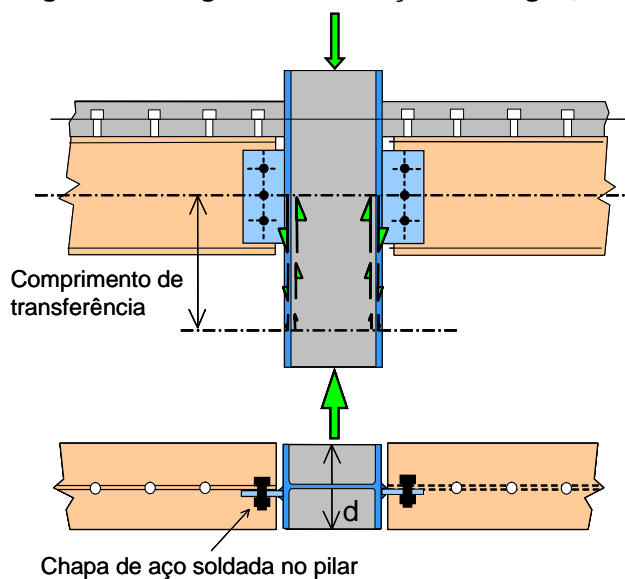
A verificação das tensões de cisalhamento na interface entre o perfil de aço e o concreto adjacente é feita dividindo o pilar em duas regiões distintas: a) região de introdução de cargas e b) trechos entre regiões de introdução de cargas (região central do pilar, na grande maioria das vezes). Em ambas, é calculada a tensão de cisalhamento produzida pelas forças aplicadas, denominada *tensão de cisalhamento solicitante* τ_{Sd} , valor de cálculo, e esta tensão é então comparada à tensão resistente de cálculo, τ_{Rd} , fornecida pela NBR 8800:2008 em seu Anexo P. A seguir, cada uma das regiões será tratada separadamente.

As verificações do cisalhamento não são parte integrante deste trabalho mas, a teoria será apresentada com forma de enriquecimento.

3.4.2.4 Regiões de introdução de cargas

Por definição, trata-se de regiões onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas a ligações do pilar com vigas (Figura 36) ou à interrupção da armadura longitudinal (emendas do pilar ou bases).

Figura 36 – Região de introdução de cargas;



Fonte: De Nardim;

O passo inicial para a avaliação desta região é a definição do seu comprimento ou, do *comprimento de introdução de carga*, aqui denominado ℓ_v , e dado pelo menor valor entre:

- 2 vezes a menor dimensão da seção do pilar ou
- 1/3 da distância entre pontos de introdução de carga. Esta distância normalmente corresponde à altura do pavimento.

Feito isso, as tensões solicitantes de cisalhamento devem ser obtidas com os esforços solicitantes de cálculo $V_{\ell, Sd}$ e $M_{\ell, Sd}$ calculados como mostrado na Tabela 4, divididos em função da forma como as forças são introduzidas no pilar, a partir da viga do pavimento.

Tabela 4 - Esforços na região de introdução de cargas

Viga ligada apenas ao perfil de aço do pilar	
$V_{\ell,Sd} = V_{Sd} \times \left(1 - \frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right)$	$M_{\ell,Sd} = M_{Sd} \times \left(1 - \frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)$
Viga ligada apenas ao concreto do pilar	
$V_{\ell,Sd} = V_{Sd} \times \left(\frac{N_{pl,a,Rd}}{N_{pl,Rd}} \right)$	$M_{\ell,Sd} = M_{Sd} \times \left(\frac{M_{pl,a,Rd}}{M_{pl,Rd}} \right)$
<p>V_{Sd}: força cortante solicitante de cálculo na ligação; $N_{pl,a,Rd}$: força axial resistente de cálculo do perfil de aço do pilar à plastificação total; $N_{pl,Rd}$: força axial resistente de cálculo do pilar misto à plastificação total; M_{Sd}: momento fletor solicitante de cálculo na ligação; $M_{pl,a,Rd}$: é a contribuição do perfil de aço para $M_{pl,Rd}$ dada por:</p> $M_{pl,a,Rd} = f_{yd} \cdot (Z_a - Z_{an})$	


Uma vez calculadas as tensões solicitantes de cisalhamento (τ_{Sd}) estas devem ser comparadas com os limites estabelecidos na e extraídos da NBR 8800:2008 Anexo P indicados na Tabela 5.

Tabela 5– Tensões de cisalhamento resistente (de cálculo) τ_{Rd} (em MPa)

Seção transversal do pilar misto	τ_{Rd} (MPa)
Totalmente revestida com concreto	0,30
Circular preenchida com concreto	0,55
Retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

Nos casos em que τ_{Sd} superar os valores de τ_{Rd} significa que a aderência aço-concreto não é suficiente para garantir a transferência de forças. A solução é utilizar conectores de cisalhamento soldados na alma e dimensionados para resistir à totalidade dos efeitos de $V_{\ell,Sd}$ e $M_{\ell,Sd}$. No dimensionamento dos conectores de cisalhamento, a resistência de cada conector – q_{Rd} – é dada pelo menor valor entre os encontrados segundo a Tabela 6.

Tabela 6– Resistência de um conector tipo pino com cabeça

Esmagamento do concreto em torno do conector	Ruptura do conector por cisalhamento
$C_{red} \times \frac{0,5 A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}}$	$C_{red} \times \frac{R_g \times R_p \times A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}}$
<p>f_{ck}: resistência do concreto (MPa) < 28 MPa f_{ucs}: resistência última do aço (MPa) q_{Rd}: resistência de um conector em kN E_c: módulo de elasticidade do concreto (MPa) A_{cs}: área da seção transversal do conector (cm²)</p>	

Os parâmetros R_g e R_p levam em conta os efeitos da atuação de grupos de conectores e da posição do conector.

3.4.2.5 Trechos entre regiões de introdução de cargas

Estes trechos estão localizados fora das regiões afetadas pela base, por emendas ou ligações com vigas.

Deve ser empregado processo similar ao utilizado nas regiões de introdução de cargas, ou seja: determinar as tensões cisalhantes solicitantes (τ_{Sd}) e as tensões cisalhantes resistentes (τ_{Rd}). Quando $\tau_{Sd} \geq \tau_{Rd}$ devem ser utilizados conectores de cisalhamento nesta região. Na determinação das tensões solicitantes pode-se considerar comportamento elástico e concreto não fissurado; levar em conta a seqüência construtiva e os efeitos da deformação lenta no concreto (fluência e retração).

Nestes trechos, é dispensado o uso de conectores de cisalhamento nos seguintes casos:

- Pilares mistos revestidos ou preenchidos e
- Relação entre força axial de compressão solicitante (N_{Sd}) e força axial de compressão resistente de cálculo da seção transversal à plastificação ($N_{pl,Rd}$) ou seja:

$$N_{Sd} / N_{pl,Rd} \leq 0,3$$

Algumas das soluções propostas para análise talvez não sejam de aplicação comum (por exemplo, pilar pré-fabricados apoiados na fundação), mas que em dado momento podem ser utilizadas quando houver algum impedimento de ordem técnica - executiva local para execução de fundações que exija um grau de especialização mais elevado.

Para as análises propostas neste estudo será adotada a seguinte metodologia:

- Definição das ações e combinações.
- Modelagem da estrutura.
- Tipo de análise.
- Verificação e Dimensionamento dos elementos da estrutura.
- Levantamento de Materiais e Custos.

Todas as análises e verificações foram realizadas de modo a atender o método dos estados limites preconizadas pelas Normas Brasileiras. A aplicação do método dos estados limites requer um conhecimento do comportamento da estrutura no que diz respeito ao seu desempenho estrutural em condições normais de utilização. Assim são definidos os *Estados Limites Últimos (ELU)* e os *Estados Limites de Serviço (ELS)*.

Para o dimensionamento dos pilares de aço e mistos de aço e concreto foram utilizados os procedimentos na norma ABNT NBR 8800:2008 e para os pilares em concreto a norma ABNT NBR 6118:2003

4.2 Materiais Adotados.

Concreto Armado:

- $f_{ck} = 25$ MPa;
- Coeficiente de Poisson: 0,20;
- Massa específica: 25 kN/m³;
- $E_{ci} = 28000$ MPa
- Aço estrutural CA 50 $f_y = 500$ MPa para barras longitudinais;
- Aço estrutural CA 60 $f_y = 600$ MPa para estribos;

Perfil metálico das Vigas do Pórtico:

- Perfil de aço Série W padrão Açominas Aço Astm A572 Gr 50;
- $f_y = 345$ MPa;
- $f_u = 450$ MPa;
- $E = 200000$ MPa;
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Massa específica: $78,5$ kN/m³;

Perfil metálico do Pilar Misto:

- Perfil de aço com chapa soldada conforme NBR 5884:2000 Série VS Aço Civil 300;
- $f_y = 300$ MPa;
- $f_u = 400$ a 500 MPa;
- $E = 200000$ MPa;
- Coeficiente de Poisson: 0,3
- Massa específica: $78,5$ kN/m³;
- Aço estrutural CA 50 $f_y = 500$ MPa para barras longitudinais;
- Aço estrutural CA 60 $f_y = 600$ MPa para estribos;

4.3 Modelagem da estrutura.

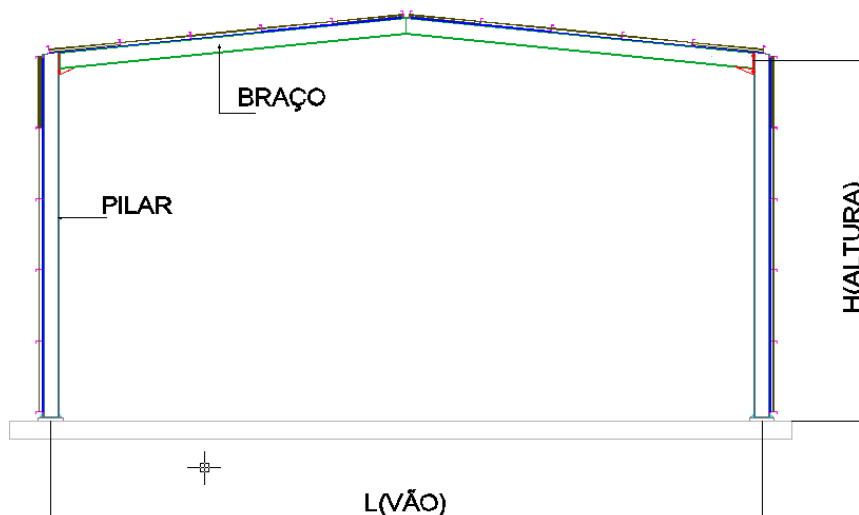
Os galpões podem ser modelados com elementos lineares que, de acordo com Santos (2010), também são conhecidos como barras, o u seja, possuem uma de suas dimensões bem maiores que as demais. Tais elementos podem ser analisados de acordo as seguintes hipóteses:

- Manutenção da seção plana após deformação.
- Representação dos elementos por seus eixos longitudinais;
- Comprimento limitado pelos centros de apoios ou pelo cruzamento com o eixo de outro elemento estrutural;

Adota-se para o estudo em questão a modelagem utilizando-se o pórtico plano.

O modelo de pórtico adotado neste trabalho de forma genérica é representado na Figura 38, onde os elementos lineares são os braços (elemento da cobertura) e pilares (elemento vertical).

Figura 38– Esquema do pórtico analisado.



Fonte: O Autor;

As variantes geométricas do pórtico conforme tabela 7 são o vão e a altura. Os vínculos com a fundação podem ser engastados (E) ou simplesmente apoiados (A). O vínculo entre os elementos braço x pilar podem ser rígidos (R) ou flexíveis (F). A partir destas variantes os pórticos foram identificados na seguinte sequência:

- L (vão);
- H(altura)
- Vínculo com a fundação (E ou A);
- Vínculo entre os elementos (R ou F);

Exemplificando

Um pórtico com vão de 20 m, altura de 8 m; engastado na base e com ligação rígida entre pilar e o braço teria a seguinte identificação: L20H8ER; que passa a ser utilizada no trabalho.

Na modelagem dos pórticos as vigas da cobertura para efeito de cálculo e dimensionamento foram consideradas travadas no plano da cobertura devido à existência de contraventamento. Nos pilares também foi considerado um travamento no meio da sua altura perpendicular ao plano do pórtico tanto na modelagem quanto no dimensionamento, também devido à consideração da existência de estruturas de travamento lateral no caso de pilares de concreto.

Na Figura 39 apresenta-se o esquema estrutural considerando levando-se em conta a vinculação com a fundação e a vinculação braço x pilar e de forma ilustrativa um diagrama de esforço referente ao esquema estrutural.

Figura 39– Modelo Estrutural/Diagrama de esforços x Vinculação;

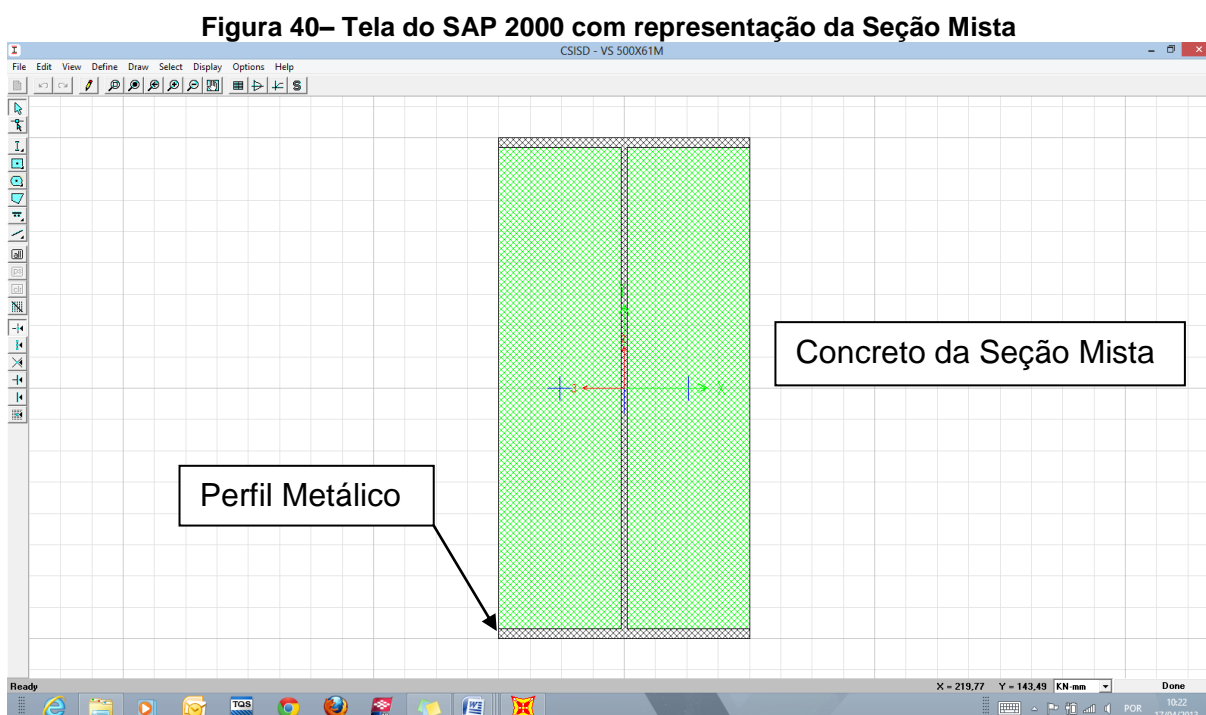
Vinculação	Esquema estrutural	Diagrama de esforços (M)
Base: Engaste Viga x Pilar: Rígido		
Base: Apoiada Viga x Pilar: Rígido		
Base: Engaste Viga x Pilar: Flexível		

Fonte: O Autor;

A modelagem será processada utilizando-se o software de análise estrutural “SAP 2000”.

4.4 Modelagem da Seção Mista.

O SAP 2000 permite que sejam utilizadas seções com materiais diferentes no caso perfil de aço preenchido com concreto. Para calibração do software de modo foi feito um rápido estudo da deformação considerando uma barra engastada na base e extremidade livre com $L=5,0$ m. Aplicando uma carga horizontal no topo de 10 kN utilizando a equação da inércia equivalente da NBR 8800:2003 obteve-se a deformação horizontal de 3,43 cm. No SAP 2000, para obter a deformação na mesma ordem de grandeza conclui-se que o fator de correção do módulo de elasticidade do concreto deve ser 0,6. Este valor foi encontrado alterando o módulo nos dados de entrada e comparando o valor obtido no SAP 2000 com o valor calculado manualmente utilizando a equação de inércia equivalente da NB 8800:2008. Assim para efeito de cálculo dos esforços para utilização do SAP 2000, o valor do módulo de elasticidade do concreto utilizado na seção mista deve ser corrigido multiplicando-o pelo fator de correção 0,6. Na Figura 40 esta representada a tela do SAP 2000 com a geometria da seção mista utilizada na modelagem.



Fonte: O Autor;

4.5 Ações e Combinações.

As ações consideradas para a análise da estrutura foram:

- Peso próprio: gerado automaticamente pelo software utilizado SAP 2000;
- Cargas permanentes dos demais elementos da cobertura (terças, telhas e contraventamentos) obtidos com base no seu pré-dimensionamento;
- Sobrecarga: adotado valor de 0,25 kN/m² conforme recomendação da NBR 8800:2008;
- Vento: obtido conforme prescrições da NBR 6123:1987 com auxílio do software Visual Ventos;

E as combinações de ações utilizadas foram

- Comb1: 1,25(Ações permanentes) + 1,5(Sobrecarga)
- Comb2: 1,0(Ações permanentes) + 1,4(Vento)

Para o ELS têm-se as combinações de serviço:

- Comb3: 1,0(Ações permanentes) + 0,3(Sobrecarga)
- Comb4: 1,0(Ações permanentes) + 0,3(Vento)

Os coeficientes de majoração foram adotados iguais para as estruturas tendo em vista que a ação do vento é determinante no dimensionamento final das estruturas.

4.6 Esforços e Dimensionamento.

O processamento do pórtico foi feito no SAP 2000 onde se obtiveram os esforços e deslocamentos para análise.

Para dimensionamento dos elementos de aço foi utilizado o módulo do próprio SAP 2000 que é baseado na norma americana AISC 2005. O dimensionamento dos pilares pré-fabricados foi feito utilizando o software PDOP 2.0 – Smaniotto 2005 e, a análise dos deslocamentos foi feita comparando as deformações obtidas com as deformações limites recomendadas pelas Normas Brasileiras.

Para dimensionamento dos pilares mistos foi utilizada a planilha desenvolvida apresentada no anexo A de acordo com os procedimentos da norma Brasileira NBR 8800:2008.

4.7 Quantitativo de Materiais e Custos

O levantamento de materiais foi feito com base no dimensionamento dos pórticos para cada um dos galpões projetados e analisados.

Para o cálculo do consumo de materiais nos pilares pré-fabricados foi considerado um comprimento adicional igual a duas vezes a maior dimensão para embutimento na fundação conforme prescrição pela NBR 9062:2006.

Para o levantamento de custos inicialmente foram estabelecidos contato com empresas que atuam no ramo de fabricação e montagem de estruturas metálicas e também na área de fabricação e montagem de estruturas pré-fabricadas solicitando informações para a composição dos custos. O fato negativo foi que as empresas consultadas não forneceram as informações necessárias para a composição dos custos, inclusive houve empresas que forneceram dados completamente fora da realidade. Analisando os valores fornecidos deparamos com duas situações uma com valores muito baixos outras com valores sem explicação onde seriam depois aplicados índices de correção sem nenhum embasamento. A impressão que ficou foi a de que existe certo receio em informar os custos praticados temendo concorrência devido o aquecimento do mercado. O levantamento de custos então foi realizado da forma que se descreve a seguir.

Perfis Metálicos.

Para determinação dos custos da estrutura metálica foi feito um levantamento junto a publicações especializadas. A revista Guia da Construção (Editora PINI) edição de janeiro de 2013 traz uma variação de R\$9,75 a R\$14,11 por kg de estrutura montada, no presente trabalho adotamos o valor de R\$14,00 por kg de estrutura.

Pilar Pré-fabricado.

Para os elementos pré-fabricados por ser um produto que exige certa especialização para fabricação foi feita uma consulta a uma empresa especializada no setor a BM PRÉ-MOLDADOS que informou os seguintes valores praticados:

- Concreto: R\$ 937,64/m³
- Transporte: R\$ 85,00/m³
- Montagem: R\$ 640,00/m³

No preço do concreto está considerado o valor das formas e aplicação de insertos metálicos e despesas indiretas. Composto obtém-se para o concreto o valor de R\$ 1662,40/m³.

Para o aço considerou-se o valor de R\$8,26/kg (revista Construção e Mercado Edição janeiro 2013).

Para a viga metálica da cobertura foi adotado o valor definido no Pilar Metálico, R\$14,00 por kg de estrutura.

Pilar Misto.

Para o pilar misto, baseando-se nas informações coletadas, fez-se uma composição utilizando os seguintes parâmetros conforme se descreve abaixo.

Para o concreto considerando as informações da revista Construção e Mercado edição de janeiro de 2013 temos:

- Concreto: R\$326,22/m³
- Lançamento e concretagem: R\$72,89/m³
- Aço: R\$ 8,26/kg

Aplicando um coeficiente de 34% para as despesas indiretas têm-se os seguintes valores finais:

- Concreto: R\$ 534,80/m³
- Aço: R\$11,68/kg

Para os perfis de aço adota-se o valor de R\$10,00/kg, para o material, o valor reduzido em relação à estrutura metálica explica-se pelo fato de que a montagem será considerada a parte.

Para a montagem como não existem parâmetros de mercado adotou-se o mesmo valor utilizado para o concreto pré-fabricado, ou seja, R\$0,256/kg.

O resumo do custo das estruturas pode ser visto no quadro que segue.

	Estrutura Metálica	Estrutura Mista	Estrutura Pre-Fabricada
Perfil Metálico	R\$14,00/kg(*)	R\$10,00/kg(**)	R\$14,00/kg
Concreto	R\$ 0,00	R\$534,80/m ³	R\$1662,64/m ³
Aço de Construção	R\$ 0,00	R\$11,68/kg	R\$8,26/kg
Montagem	R\$ 0,00	R\$0,256/kg	0(***)

- * Valor já considerando a montagem;
- ** Valores sem consideração da Montagem;
- *** Valor da Montagem embutido no valor do concreto;

4.8 Resumo do Dimensionamento.

Do processamento e dimensionamentos realizados pode ser elaborado um resumo deste dimensionamento que pode ser visto na Tabela 8.

Tabela 8- – Resumo do Dimensionamento dos Pórticos;

PÓRTICO	PILAR DE AÇO					PILAR MISTO					PILAR PRE-FABRICADO								
	VIGA		PILAR			VIGA		PILAR			Arm.Long	VIGA		PILAR					
L20H8ER	VS	400	49	VS	450	59	VS	450	59	PMVS	450	59	4	10	VS	450	59	40	30
L20H8AR	VS	550	64	VS	650	84	VS	550	64	PMVS	650	84	6	10	VS	550	64	70	30
L20H8EF	VS	550	75	VS	650	64	VS	550	75	PMVS	650	64	4	10	VS	550	75	50	30
L30H8ER	VS	550	64	VS	650	98	VS	550	64	PMVS	650	98	6	10	VS	550	64	50	30
L30H8AR	VS	600	81	VS	650	98	VS	600	81	PMVS	650	98	6	10	VS	600	81	75	30
L30H8EF	VS	850	120	VS	650	84	VS	850	120	PMVS	650	84	6	10	VS	850	120	60	30
L40H8ER	VS	650	98	VS	650	98	VS	650	84	PMVS	650	98	6	12,5	VS	700	105	60	30
L40H8AR	VS	650	98	VS	700	108	VS	650	98	PMVS	700	108	6	12,5	VS	650	98	85	30
L40H8EF	VS	1100	199	VS	1100	159	VS	1100	199	PMVS	1100	159	6	16	VS	1100	199	80	30
L50H8ER	VS	750	108	VS	750	108	VS	750	108	PMVS	750	108	6	16	VS	800	111	80	30
L50H8AR	VS	850	120	VS	800	111	VS	800	111	PMVS	800	111	6	16	VS	850	120	95	30
L50H8EF	VS	1500	270	VS	1400	260	VS	1500	270	PMVS	1400	260	8	16	VS	1500	270	160	40
L20H10ER	VS	450	39	VS	450	51	VS	400	32	PMVS	450	51	4	10	VS	400	37	50	30
L20H10AR	VS	650	84	VS	700	105	VS	650	84	PMVS	700	105	6	12,5	VS	650	84	80	30
L20H10EF	VS	600	81	VS	550	64	VS	600	81	PMVS	550	64	6	10	VS	600	81	60	30
L30H10ER	VS	500	73	VS	500	73	VS	500	64	PMVS	500	73	6	10	VS	550	75	50	30
L30H10AR	VS	650	84	VS	900	124	VS	650	84	PMVS	900	124	6	12,5	VS	650	84	100	30
L30H10EF	VS	850	120	VS	600	81	VS	850	120	PMVS	600	81	6	10	VS	850	120	70	30
L40H10ER	VS	750	108	VS	750	105	VS	700	105	PMVS	750	105	6	12,5	VS	850	120	70	30
L40H10AR	VS	750	108	VS	800	111	VS	700	105	PMVS	800	111	6	12,5	VS	750	108	100	30
L40H10EF	VS	1200	200	VS	650	98	VS	1200	200	PMVS	650	98	6	12,5	VS	1200	200	80	30
L50H10ER	VS	800	111	VS	800	111	VS	800	111	PMVS	800	111	6	16	VS	850	120	80	30
L50H10AR	VS	900	124	VS	950	127	VS	850	120	PMVS	950	127	6	16	VS	950	127	100	30
L50H10EF	VS	1500	270	VS	1100	159	VS	1500	270	PMVS	1100	159	6	16	VS	1500	270	125	40
L20H12ER	VS	400	37	VS	500	61	VS	400	34	PMVS	500	61	4	10	VS	400	39	60	30
L20H12AR	VS	750	108	VS	850	120	VS	700	105	PMVS	850	120	6	12,5	VS	750	108	100	30
L20H12EF	VS	600	81	VS	650	84	VS	600	81	PMVS	650	84	6	10	VS	600	81	70	30
L30H12ER	VS	500	75	VS	500	73	VS	500	64	PMVS	500	73	6	10	VS	550	75	60	30
L30H12AR	VS	850	120	VS	900	124	VS	800	111	PMVS	900	124	6	12,5	VS	800	111	100	30
L30H12EF	VS	850	120	VS	650	98	VS	850	120	PMVS	650	98	6	12,5	VS	850	120	80	30
L40H12ER	VS	750	108	VS	750	105	VS	700	105	PMVS	750	105	6	12,5	VS	850	120	70	30
L40H12AR	VS	900	124	VS	950	127	VS	900	124	PMVS	950	127	6	12,5	VS	900	124	110	40
L40H12EF	VS	1200	200	VS	700	105	VS	1200	200	PMVS	700	105	6	12,5	VS	1200	200	80	30
L50H12ER	VS	850	120	VS	850	120	VS	800	111	PMVS	850	120	6	16	VS	900	124	90	30
L50H12AR	VS	950	127	VS	1100	159	VS	950	127	PMVS	1100	159	6	16	VS	950	127	110	40

PMVS = Pilar misto com Viga Soldada

As armaduras indicadas nos pilares mistos são as mínimas requeridas pela NB 8800:2008;

5. RESULTADOS.

5.1 Resumo do Dimensionamento e Custos.

Apresenta-se a seguir os resultados obtidos no dimensionamento, levantamento de custos e materiais.

As seções finais de vigas e pilares obtidas no dimensionamento dos 108 pórticos são apresentadas na Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11, onde foram agrupados para cada uma das diferentes alturas.

Tabela 9– Dimensionamento Final para galpões com 8 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO						PILAR MISTO						PILAR PRE-FABRICADO						
	VIGA			PILAR			VIGA			PILAR			Arm.Long	VIGA		PILAR			
L20H8ER	VS	400	49	VS	450	59	VS	450	59	PMVS	300	x37	4	10	VS	450	59	400	300
L20H8AR	VS	550	64	VS	650	84	VS	550	64	PMVS	500	x61	6	10	VS	550	64	700	300
L20H8EF	VS	550	75	VS	650	64	VS	550	75	PMVS	400	x37	4	10	VS	550	75	500	300
L30H8ER	VS	550	64	VS	650	98	VS	550	64	PMVS	500	x61	6	10	VS	550	64	500	300
L30H8AR	VS	600	81	VS	650	98	VS	600	81	PMVS	550	x64	6	10	VS	600	81	750	300
L30H8EF	VS	850	120	VS	650	84	VS	850	120	PMVS	450	x51	6	10	VS	850	120	600	300
L40H8ER	VS	650	98	VS	650	98	VS	650	84	PMVS	600	x95	6	12,5	VS	700	105	600	300
L40H8AR	VS	650	98	VS	700	108	VS	650	98	PMVS	650	x84	6	12,5	VS	650	98	850	300
L40H8EF	VS	1100	199	VS	1100	159	VS	1100	199	PMVS	750	x108	6	16	VS	1100	199	800	300
L50H8ER	VS	750	108	VS	750	108	VS	750	108	PMVS	850	x120	6	16	VS	800	111	800	300
L50H8AR	VS	850	120	VS	800	111	VS	800	111	PMVS	850	x120	6	16	VS	850	120	950	300
L50H8EF	VS	1500	270	VS	1400	260	VS	1500	270	PMVS	1200	x200	8	16	VS	1500	270	1600	400

As armaduras indicadas nos pilares mistos são as mínimas requeridas pela NB 8800:2008;

Tabela 10– Dimensionamento Final para galpões com 10 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO						PILAR MISTO						PILAR PRE-FABRICADO						
	VIGA			PILAR			VIGA			PILAR			Arm.Long	VIGA		PILAR			
L20H10ER	VS	450	39	VS	450	51	VS	400	32	PMVS	400	39	4	10	VS	400	37	500	300
L20H10AR	VS	650	84	VS	700	105	VS	650	84	PMVS	600	81	6	12,5	VS	650	84	800	300
L20H10EF	VS	600	81	VS	550	64	VS	600	81	PMVS	450	60	6	10	VS	600	81	600	300
L30H10ER	VS	500	73	VS	500	73	VS	500	64	PMVS	500	61	6	10	VS	550	75	500	300
L30H10AR	VS	650	84	VS	900	124	VS	650	84	PMVS	700	105	6	12,5	VS	650	84	1000	300
L30H10EF	VS	850	120	VS	600	81	VS	850	120	PMVS	500	61	6	10	VS	850	120	700	300
L40H10ER	VS	750	108	VS	750	105	VS	700	105	PMVS	650	98	6	12,5	VS	850	120	700	300
L40H10AR	VS	750	108	VS	800	111	VS	700	105	PMVS	750	108	6	12,5	VS	750	108	1000	300
L40H10EF	VS	1200	200	VS	650	98	VS	1200	200	PMVS	600	81	6	12,5	VS	1200	200	800	300
L50H10ER	VS	800	111	VS	800	111	VS	800	111	PMVS	800	111	6	16	VS	850	120	800	300
L50H10AR	VS	900	124	VS	950	127	VS	850	120	PMVS	900	124	6	16	VS	950	127	1000	300
L50H10EF	VS	1500	270	VS	1100	159	VS	1500	270	PMVS	850	120	6	16	VS	1500	270	1250	400

As armaduras indicadas nos pilares mistos são as mínimas requeridas pela NB 8800:2008;

Tabela 11– Dimensionamento Final para galpões com 12 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO						PILAR MISTO						PILAR PRE-FABRICADO						
	VIGA			PILAR			VIGA			PILAR			Arm.Long	VIGA		PILAR			
L20H12ER	VS	400	37	VS	500	61	VS	400	34	PMVS	400	51	4	10	VS	400	39	600	300
L20H12AR	VS	750	108	VS	850	120	VS	700	105	PMVS	700	105	6	12,5	VS	750	108	1000	300
L20H12EF	VS	600	81	VS	650	84	VS	600	81	PMVS	550	64	6	10	VS	600	81	700	300
L30H12ER	VS	500	75	VS	500	73	VS	500	64	PMVS	500	61	6	10	VS	550	75	600	300
L30H12AR	VS	850	120	VS	900	124	VS	800	111	PMVS	700	105	6	12,5	VS	800	111	1000	300
L30H12EF	VS	850	120	VS	650	98	VS	850	120	PMVS	600	81	6	12,5	VS	850	120	800	300
L40H12ER	VS	750	108	VS	750	105	VS	700	105	PMVS	650	84	6	12,5	VS	850	120	700	300
L40H12AR	VS	900	124	VS	950	127	VS	900	124	PMVS	750	108	6	12,5	VS	900	124	1100	400
L40H12EF	VS	1200	200	VS	700	105	VS	1200	200	PMVS	650	98	6	12,5	VS	1200	200	800	300
L50H12ER	VS	850	120	VS	850	120	VS	800	111	PMVS	850	120	6	16	VS	900	124	900	300
L50H12AR	VS	950	127	VS	1100	159	VS	950	127	PMVS	850	120	6	16	VS	950	127	1100	400
L50H12EF	VS	1500	293	VS	950	127	VS	1500	270	PMVS	750	108	6	12,5	VS	1500	270	1100	400

As armaduras indicadas nos pilares mistos são as mínimas requeridas pela NB 8800:2008;

Analisando a, Tabela 9, Tabela 10 e Tabela 11 quanto ao dimensionamento dos braços pode ser observado que a solução com pilares mistos conduz a peso ou dimensões menores comparando com a solução com pilares de aço e pilares pré-fabricados, em relação aos pilares comparando a solução que utiliza pilares mistos com a solução de pilares de aço sempre existe um a redução da dimensão final do elemento em relação à solução com pilares pré-fabricados em 5,5% ocorre igualdade entre as dimensões nas demais situações a solução com pilares mistos leva a uma redução dimensional do pilar misto frente ao pilar pré-fabricado. A redução das dimensões dos pilares utilizando a solução com pilares mistos possibilita o ganho arquitetônico gerando o aumento da área útil do ambiente e também a melhoria da lay-out final dos espaços a serem utilizados.

Com base no dimensionamento final e nos custos unitários estabelecidos no capítulo anterior foi calculado o custo total de cada galpão analisado. Esses resultados não apresentados na Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14 subsequentes também agrupados pela altura do galpão.

Tabela 12– Custo Final do pórtico para galpões com 8 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Custo	Custo	Custo
L20H8ER	R\$ 27.004,60	R\$ 20.259,46	R\$ 21.666,98
L20H8AR	R\$ 36.825,60	R\$ 26.116,28	R\$ 26.126,58
L20H8EF	R\$ 35.441,00	R\$ 23.284,68	R\$ 27.312,21
L30H8ER	R\$ 48.966,40	R\$ 32.712,94	R\$ 34.146,73
L30H8AR	R\$ 56.142,10	R\$ 38.700,37	R\$ 44.998,37
L30H8EF	R\$ 69.468,00	R\$ 47.712,80	R\$ 57.975,86
L40H8ER	R\$ 77.106,40	R\$ 54.524,72	R\$ 68.895,86
L40H8AR	R\$ 79.346,40	R\$ 58.898,72	R\$ 69.244,08
L40H8EF	R\$ 147.613,20	R\$ 105.646,78	R\$ 121.624,53
L50H8ER	R\$ 100.170,00	R\$ 82.330,54	R\$ 92.770,95
L50H8AR	R\$ 109.284,00	R\$ 83.876,63	R\$ 103.383,88
L50H8EF	R\$ 248.185,00	R\$ 183.855,00	R\$ 226.335,81

Tabela 13– Custo Final do pórtico para galpões com 10 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Custo	Custo	Custo
L20H10ER	R\$ 25.254,60	R\$ 16.850,30	R\$ 18.046,11
L20H10AR	R\$ 53.037,60	R\$ 39.193,27	R\$ 35.670,54
L20H10EF	R\$ 40.713,40	R\$ 31.790,89	R\$ 37.096,36
L30H10ER	R\$ 51.253,30	R\$ 35.937,49	R\$ 41.769,81
L30H10AR	R\$ 70.176,40	R\$ 53.803,31	R\$ 51.557,41
L30H10EF	R\$ 73.332,00	R\$ 53.257,43	R\$ 65.468,52
L40H10ER	R\$ 90.182,40	R\$ 68.990,42	R\$ 82.220,36
L40H10AR	R\$ 91.862,40	R\$ 72.118,87	R\$ 79.609,21
L40H10EF	R\$ 140.000,00	R\$ 104.335,28	R\$ 127.269,18
L50H10ER	R\$ 109.168,50	R\$ 86.849,48	R\$ 105.918,90
L50H10AR	R\$ 122.794,00	R\$ 96.405,41	R\$ 111.673,55
L50H10EF	R\$ 234.465,00	R\$ 172.454,71	R\$ 216.344,80

Tabela 14– Custo Final do pórtico para galpões com 12 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Custo	Custo	Custo
L20H12ER	R\$ 30.907,80	R\$ 22.521,23	R\$ 21.782,99
L20H12AR	R\$ 70.711,20	R\$ 55.024,61	R\$ 49.164,70
L20H12EF	R\$ 51.017,40	R\$ 35.837,04	R\$ 36.611,14
L30H12ER	R\$ 56.185,50	R\$ 39.153,77	R\$ 44.960,41
L30H12AR	R\$ 92.316,00	R\$ 67.711,39	R\$ 65.659,64
L30H12EF	R\$ 83.580,00	R\$ 61.909,46	R\$ 66.131,31
L40H12ER	R\$ 96.062,40	R\$ 70.585,25	R\$ 84.822,94
L40H12AR	R\$ 112.459,20	R\$ 85.708,15	R\$ 97.865,39
L40H12EF	R\$ 147.840,00	R\$ 113.298,50	R\$ 127.130,71
L50H12ER	R\$ 124.740,00	R\$ 96.228,17	R\$ 110.824,55
L50H12AR	R\$ 142.768,50	R\$ 104.473,99	R\$ 121.932,65
L50H12EF	R\$ 248.797,50	R\$ 173.732,32	R\$ 216.916,35

Para detalhar as influência das variáveis consideradas no custo dos galpões são feitas algumas análise comparativas entre as diferentes soluções.

Nas Figura 41, Figura 42 e Figura 43 está representado graficamente o custo dos galpões, separados de acordo com a altura para as diferentes soluções estruturais estudadas.

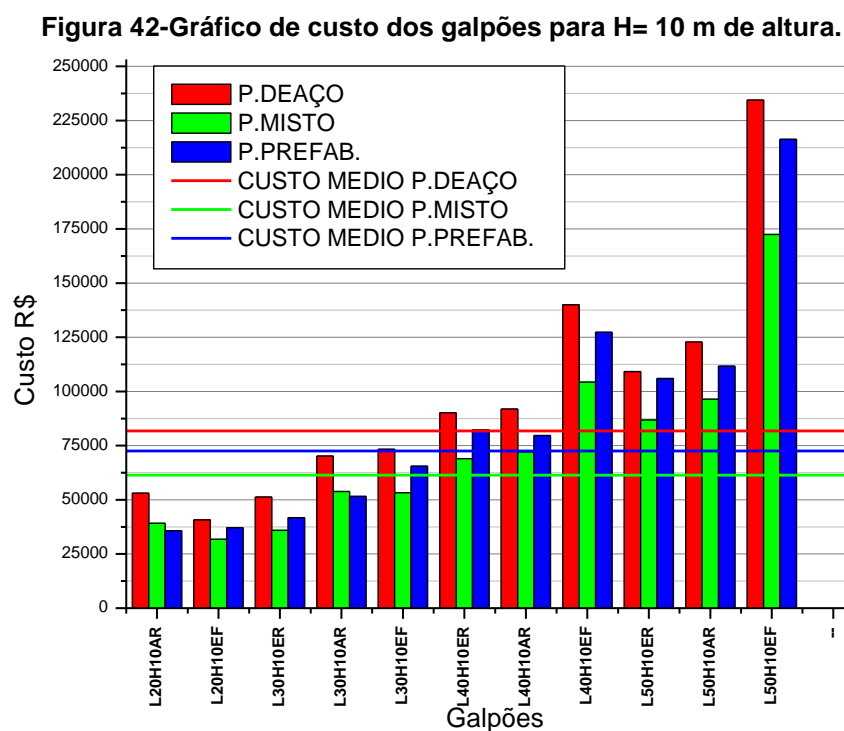
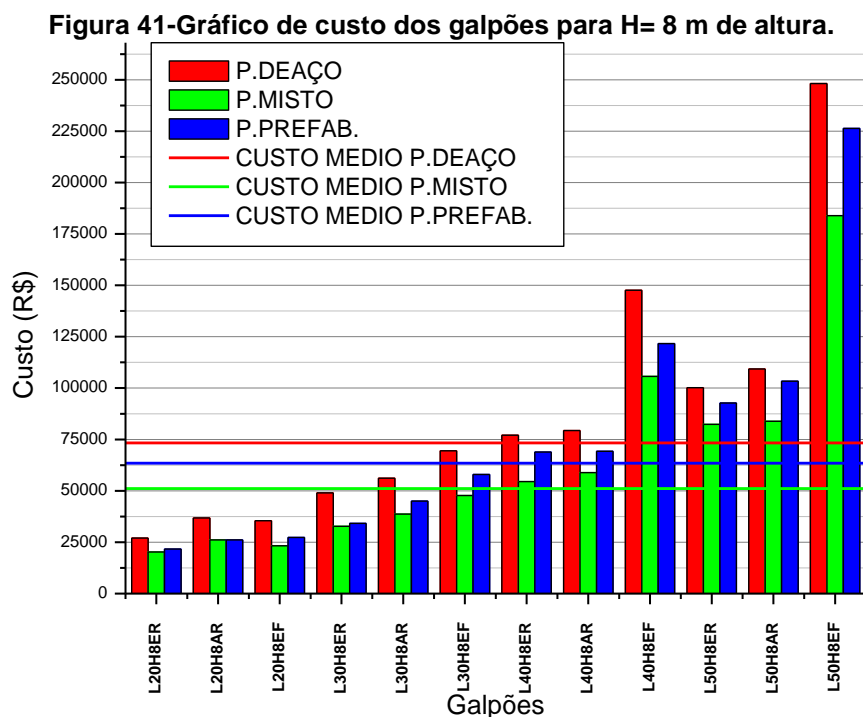
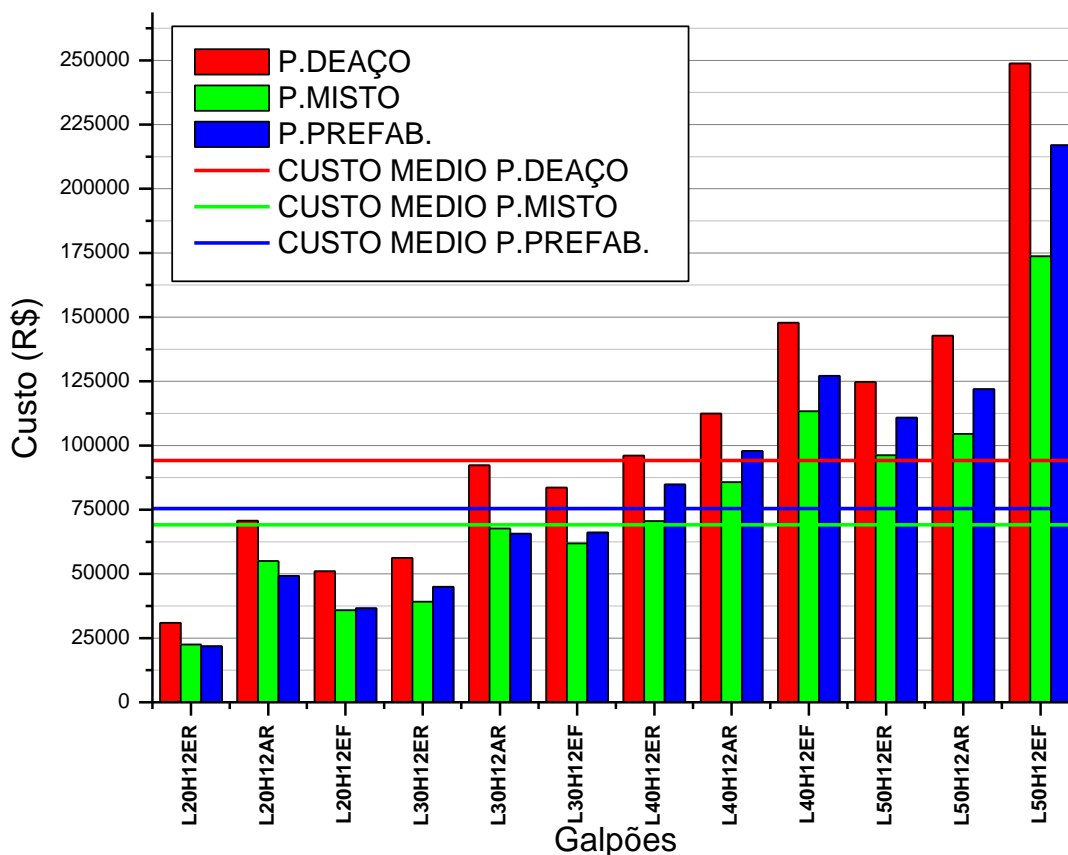


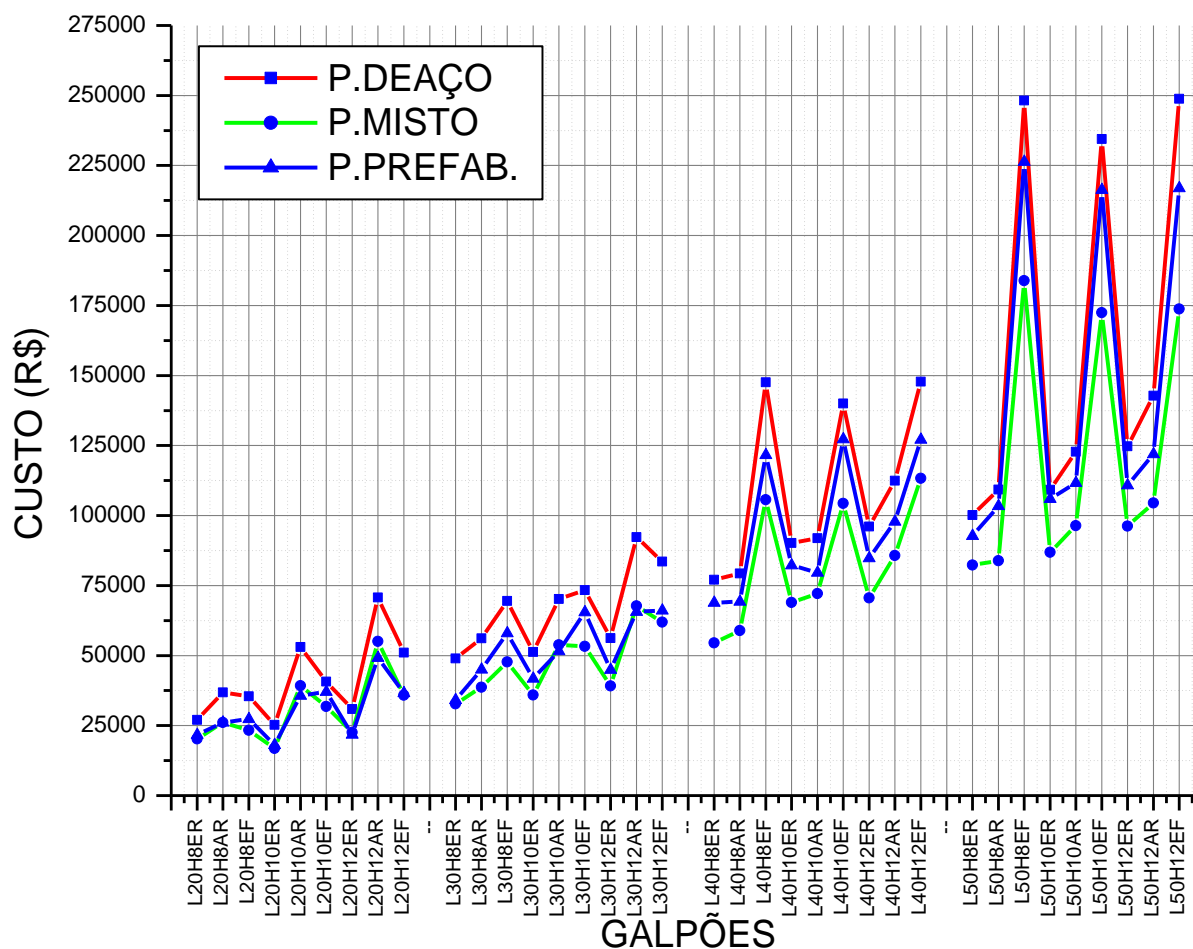
Figura 43-Gráfico de custo dos galpões para H= 12 m de altura.



Analisando os gráficos apresentados nas figuras 41, 42 e 43 pode se observar que a solução com pilar misto frente a solução com pilar de aço é sempre mais vantajosa economicamente e frente a solução com pilar pré-fabricado para os galpões com 8 m de altura. É sempre vantajosa economicamente e para os galpões com 10m e 12 m em dois galpões para cada conjunto ela deixa de ser vantajosa economicamente, onde a máxima diferença percentual observada fica em torno 12%. Levando-se em conta as médias de custo apresentadas nos gráficos, a solução com pilar misto é sempre mais vantajosa que as outras duas soluções comparativamente.

Na Figura 44 está representado o gráfico da variação do custo pela altura para os diversos vãos de galpões.

Figura 44 – Gráfico da variação do Custo pela altura dos galpões.



Analisando o gráfico apresentado na figura 44 pode ser observado o aumento do custo conforme ocorre o aumento da altura do galpão para a mesma hipótese de vinculação.

Observa-se também que a vinculação de engaste na fundação e a ligação viga x pilar rígida conduz a uma solução de menor custo para a estrutura.

Na Tabela 15, Tabela 16 e Tabela 17 que seguem, são apresentados os valores do peso próprio dos pilares por solução e agrupados também pela altura dos galpões.

Tabela 15– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 8 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Peso (kg)	Peso (Kg)	Custo
L20H8ER	944	3900	5280
L20H8AR	1344	5646	9870
L20H8EF	1024	3266	6750
L30H8ER	1568	5646	6750
L30H8AR	1568	6184	10688
L30H8EF	1344	4137	8280
L40H8ER	1568	8216	8280
L40H8AR	1728	8625	12368
L40H8EF	2544	10757	11520
L50H8ER	1728	13187	11520
L50H8AR	1776	13187	14108
L50H8EF	4160	23716	35840

Tabela 16– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 10 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Peso (kg)	Peso (kg)	Peso (kg)
L20H10ER	1020	4504	8250
L20H10AR	2100	10076	13920
L20H10EF	1280	5300	10080
L30H10ER	1460	7057	8250
L30H10AR	2480	12605	18000
L30H10EF	1620	7065	11970
L40H10ER	2100	11060	11970
L40H10AR	2220	13447	18000
L40H10EF	1960	10076	13920
L50H10ER	2220	14285	13920
L50H10AR	2540	17402	18000
L50H10EF	3180	16467	31250

Tabela 17– Peso Próprio dos Pilares para galpões com 12 m de altura.

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO
	Peso (Kg)	Peso (Kg)	Peso (Kg)
L20H12ER	1464	6185	11880
L20H12AR	2880	15108	21000
L20H12EF	2016	6456	14070
L30H12ER	1752	8469	11880
L30H12AR	2976	15127	21000
L30H12EF	2352	8958	16320
L40H12ER	2520	12937	14070
L40H12AR	3048	16137	31240
L40H12EF	2520	13274	16320
L50H12ER	2880	19761	18630
L50H12AR	3816	19761	31240
L50H12EF	3048	16137	31240

Na Figura 45, Figura 46 e Figura 47 estão representados graficamente o peso próprio dos pilares dos galpões, separados de acordo com a altura para as diferentes soluções estruturais estudadas.

Figura 45-Peso dos Pilares dos galpões para H= 8 m de altura

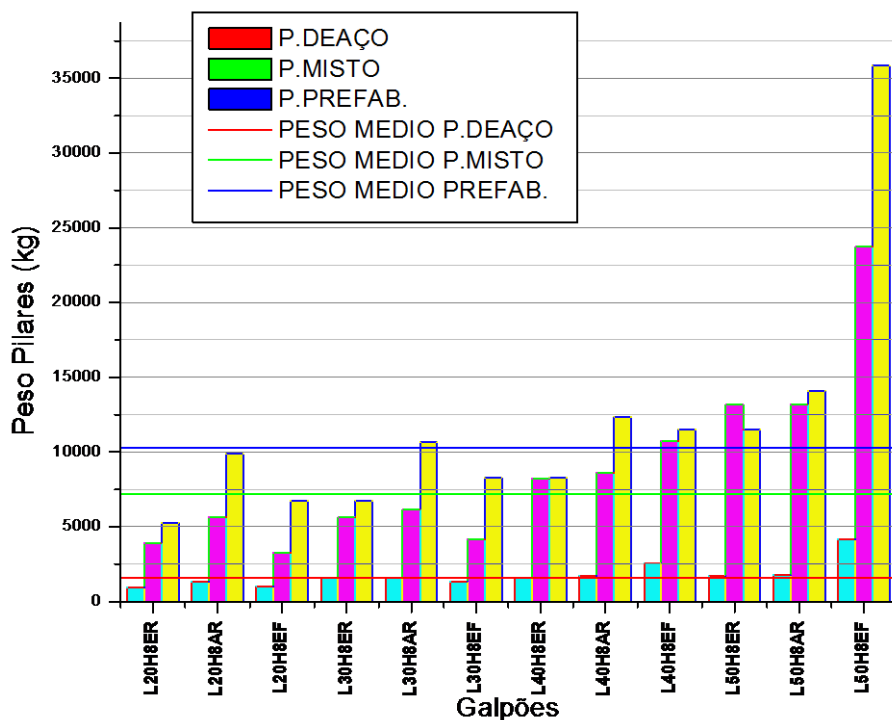


Figura 46-Peso dos Pilares dos galpões para H= 10 m de altura

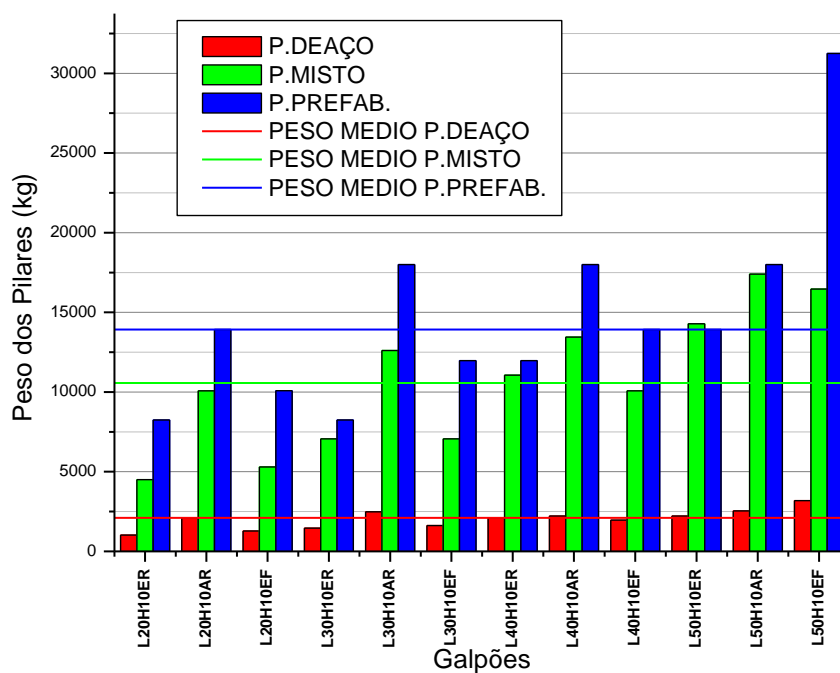
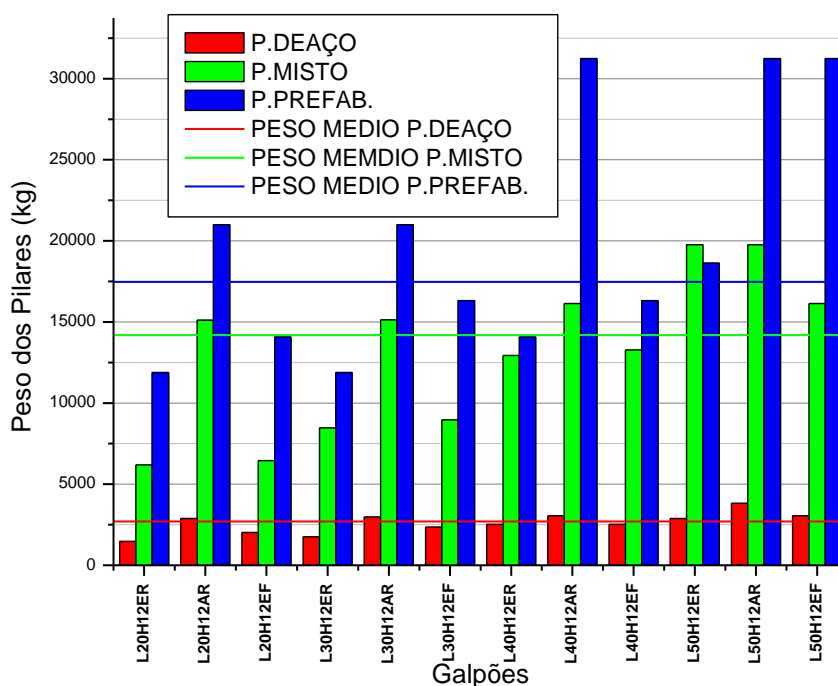


Figura 47-Peso dos Pilares dos galpões para H= 12 m de altura.



Analisando os gráficos apresentados nas figuras 45, 46 e 47 observe-se que o peso dos pilares com a solução para os galpões utilizando pilares mistos é sempre maior que a solução com pilares de aço, já se comparando a solução de pilares mistos com pilares pré-fabricados apenas em 6% dos casos comparados esta é maior, nos demais casos a solução com pilar misto é sempre mais leve. Nos casos em que a solução compilar misto é maior a diferença máxima verificada é da ordem de 14%. Comparativamente as soluções mais leves são bastante interessantes do ponto de vista da logística de transporte montagem. Na media a solução com pilar misto tem peso maior comparando com a solução de pilar de aço e peso menor comparando com a solução com pilar pré-fabricado.

Na Tabela 18, Tabela 19 e Tabela 20 são apresentados os deslocamentos verticais máximos da estrutura, verificados no processamento, separados pela altura dos galpões.

**Tabela 18 – Deslocamentos verticais para galpões com h= 8 m de altura.
(Valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dv(lim) (cm)
L20H8ER	4,39	4,76	4,8	8
L20H8AR	2,34	2,48	2,34	8
L20H8EF	6,97	7,04	7,03	8
L30H8ER	9,7	8,6	11,24	12
L30H8AR	7,9	7,79	7,44	12
L30H8EF	11,23	11,36	11,34	12
L40H8ER	13,16	13,1	15,04	16
L40H8AR	14,7	14,58	14,71	16
L40H8EF	14,38	14,83	15,42	16
L50H8ER	19,8	15,09	18,67	20
L50H8AR	16,3	18,68	18,47	20
L50H8EF	16,43	15,83	15,95	20

**Tabela 19 – Deslocamentos verticais para galpões com h= 10 m de altura.
(valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dv(lim) (cm)
L20H10ER	6,42	6,92	6,07	8
L20H10AR	1,67	1,64	1,68	8
L20H10EF	6,06	6,04	6,05	8
L30H10ER	11,2	9,66	11,88	12
L30H10AR	5,8	5,84	5,8	12
L30H10EF	11,4	11,94	11,7	12
L40H10ER	11,51	11,87	11,3	16
L40H10AR	12,5	12,33	11,34	16
L40H10EF	13,8	13,9	13,13	16
L50H10ER	19,91	17,1	19,91	20
L50H10AR	17,78	16,76	17,15	20
L50H10EF	19,4	19,39	19,33	20

**Tabela 20– Deslocamentos verticais para galpões com h= 12 m de altura.
(valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dv(lim) (cm)
L20H12ER	6,13	6,64	5,36	8
L20H12AR	1,13	1,2	1,09	8
L20H12EF	6,06	6,05	6,06	8
L30H12ER	11	10,6	10,6	12
L30H12AR	3,89	4,16	4,11	12
L30H12EF	11,4	11,38	11,39	12
L40H12ER	12,82	13,2	12,7	16
L40H12AR	8,98	8,92	8,52	16
L40H12EF	13,6	13,54	13,6	16
L50H12ER	19,6	17,5	19,8	20
L50H12AR	15,75	15,8	15,85	20
L50H12EF	18,64	19,98	19,8	20

Na Tabela 21, Tabela 22 e Tabela 23 são apresentados os deslocamentos horizontais máximos da estrutura, verificados no processamento, separados pela altura dos galpões.

**Tabela 21 – Deslocamentos horizontais para galpões com h= 8 m de altura.
(Valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dh(lim) (cm)
L20H8ER	0,71	0,82	0,84	1,33
L20H8AR	1,21	1,33	1,28	1,33
L20H8EF	0,93	1,29	1,11	1,33
L30H8ER	1,32	0,59	0,87	1,33
L30H8AR	1,21	1,31	1,22	1,33
L30H8EF	1,02	1,27	1,19	1,33
L40H8ER	0,83	0,82	1,02	1,33
L40H8AR	1,27	1,26	1,28	1,33
L40H8EF	1,13	1,19	1,33	1,33
L50H8ER	1,02	0,89	1,15	1,33
L50H8AR	1,02	1,12	1,32	1,33
L50H8EF	1,3	1,24	1,25	1,33

**Tabela 22 – Deslocamentos horizontais para galpões com h= 10 m de altura.
(valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dv(lim) (cm)
L20H10ER	1,38	1,39	1,26	1,67
L20H10AR	1,63	1,59	1,64	1,67
L20H10EF	1,54	1,42	1,44	1,67
L30H10ER	1,11	0,88	1,37	1,67
L30H10AR	1,63	1,65	1,63	1,67
L30H10EF	1,54	1,55	1,42	1,67
L40H10ER	0,84	0,83	0,92	1,67
L40H10AR	1,59	1,62	1,53	1,67
L40H10EF	1,53	1,42	1,44	1,67
L50H10ER	1,29	1,07	1,34	1,67
L50H10AR	1,59	1,39	1,59	1,67
L50H10EF	1,66	1,66	1,64	1,67

**Tabela 23– Deslocamentos horizontais para galpões com h= 12 m de altura.
(valores em cm)**

PÓRTICO	PILAR DE AÇO	PILAR MISTO	PILAR PRE-FABRICADO	Dh(lim) (cm)
L20H12ER	1,97	1,9	1,56	2,00
L20H12AR	1,8	1,88	1,69	2,00
L20H12EF	1,76	1,72	1,78	2,00
L30H12ER	1,64	1,35	1,53	2,00
L30H12AR	1,86	1,97	1,93	2,00
L30H12EF	1,86	1,64	1,69	2,00
L40H12ER	1,13	1,1	1,29	2,00
L40H12AR	1,91	1,906	1,79	2,00
L40H12EF	1,87	1,6	1,87	2,00
L50H12ER	1,38	1,26	1,43	2,00
L50H12AR	1,92	1,92	1,93	2,00
L50H12EF	1,87	1,95	1,82	2,00

Todos os deslocamentos encontram-se dentro dos limites requeridos pelas respectivas normas de dimensionamento, não poderia ser diferente, pois fazem parte das premissas de dimensionamento. Os galpões com vínculo de fundação com engastamento apresentam as menores deformações laterais, e o galpões onde o vínculo braço x pilar é rígido apresentam de modo geral as menores deformações verticais.

6. CONCLUSÕES.

A comparação de solução estrutural para galpões é um assunto bastante vasto, ainda mais quando se envolve a comparação de custos entre as soluções. Algumas soluções são clássicas ficando para cada projetista adotar a que mais lhe agrade. Acredita-se que este trabalho cumpre com o objetivo de inserir o pilar misto de aço e concreto parcialmente revestido no contexto de solução estrutural para galpões industriais e, diante de tantas variáveis que ainda podem ser consideradas ele não deve ser tomado como verdade única.

Os resultados apresentados devem ser analisados para cada perfil de usuário da maneira que melhor se enquadre no seu perfil de trabalho. Pelo fato de existirem outras variáveis que podem ser inseridas no contexto este trabalho não deve ser considerado como afirmação final do assunto e sim um ponto de partida para que sejam feitas análises complementares em considerando outras variáveis, tendo em vista que a solução de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos pode ser utilizada como solução para galpões industriais tanto do ponto vista estrutural como econômico assim como fica demonstrado ao longo do trabalho.

Nas análises dos resultados do capítulo 5 algumas conclusões foram apresentadas, neste capítulo procura-se aborda-las de forma agrupada de modo a oferecer uma visão mais localizada do trabalho.

6.1 Conclusões da análise estrutural e econômica.

Do ponto de vista estrutural a solução com pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestido podem ser utilizadas, pois atendem as recomendações de dimensionamento preconizadas pela norma NBR 8800:2008, que inclusive são premissas iniciais do trabalho. A deslocabilidade, como não podia deixar de ser, é função da solução a ser adotada, mas todos se enquadram nos parâmetros requeridos pela NB 8800:2008. A viabilidade da sua utilização é confirmada na análise econômica onde se observa de forma geral uma redução do custo médio comparando com as soluções de pilares de aço e pilares pré-fabricados. Em relação à solução de pilares de aço, a solução utilizando pilares mistos apresenta uma

redução da ordem de 33% do custo do pórtico, já em relação aos pilares pré-fabricados a redução é da ordem de 18% também no custo do pórtico. Esses parâmetros podem ser alterados à medida que se utilizem outras variáveis e que também não foram realizadas análises no sentido de otimização estrutural. Vale lembrar que os valores dos materiais principalmente o aço apresenta uma flutuação de preço em função do aquecimento da construção civil este inclusive com preços internacionalizados.

A solução de utilização de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos evidentemente tem sua utilização viabilizada e sua aplicação vem contribuir em muito para o avanço e modernização da Construção Civil de modo geral.

6.2 Benefícios concluídos e verificados.

Alguns pontos merecem destaque na utilização de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestido.

Foi concluído no trabalho que:

- Custo menor de forma geral.
- Menor peso do elemento estudado que implica em ganho na logística de transporte e montagem.
- Não utilização de formas para sua execução gerando sustentabilidade com a diminuição de resíduos.
- Ganho arquitetônico com a redução de dimensões.
- Pilares mais esbeltos em relação aos pilares pré-fabricados.

Foi verificado no trabalho que:

- Não utilização de formas para sua execução gerando sustentabilidade com a diminuição de resíduos.
- Redução do tempo de execução.
- Pode ser dispensada a utilização de concreto na montagem representando ganho de tempo para finalização da estrutura.

- Melhora das condições de trabalho em situação de incêndio.
- Melhoria da proteção contra corrosão.

6.3 Dificuldades verificadas no decorrer do trabalho.

Algumas dificuldades foram verificadas ao longo do trabalho que resumidamente são descritas a seguir:

- Levantamento de Custos: este talvez tenha sido o ponto de maior dificuldade encontrado, as empresas do setor que foram consultadas não forneceram os dados adequados para a composição de custo da estrutura, algumas sonegando informações outras não dando nenhum retorno para as consultas realizadas. Entende-se que por filosofia de trabalho onde o aquecimento da economia faz que exista uma guerra de mercado provocando assim uma retração quanto à divulgação de custos. Esta restrição detectada tem como efeito a dificuldade de introdução de novas tecnologias, vista por muitos como concorrente e não aliada na evolução da Construção Civil.
- A NBR 8800:2008 é um tanto quanto omissa no que diz respeito ao detalhamento das estruturas mistas quando se refere ao detalhamento dos itens de concreto armado, remetendo esse assunto à NBR 6118:2004 que em sendo uma norma extensa muitas vezes desestimula a utilização da solução, por aqueles que não são afeitos a ela.

6.4 Sugestões para trabalhos futuros.

Aqui são apresentadas algumas sugestões de trabalhos que podem contribuir para a complementação e melhora do estudo aqui realizado.

- Impacto do tipo de ligação viga x pilar no custo do galpão.
- Impacto no custo das fundações em função do sistema estrutural considerado.

- Desenvolvimento de detalhes construtivos com relação às tratativas do concreto armado e interface do elemento misto com o aço e elemento misto com o concreto.
- Avaliação do comportamento em situação de incêndio com a utilização de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestido aplicado em galpões industriais.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS.

AMERICAN INSTITUTE OF STEEL CONSTRUCTION. **AISC-LRFD**: Metric Load and Resistance Factor Design Specification for Structural Steel Buildings. Chicago, 2005.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 14762:2010**. Dimensionamento de estruturas de Aço constituídas por perfis formados a frio – Procedimento. Rio de Janeiro, 2010. 87p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 5884**: Perfil I estrutural de aço soldado por arco elétrico - Requisitos gerais. Rio de Janeiro, 1987. 33p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto - Procedimento. Rio de Janeiro, 2004. 221p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1987. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6355:2003**. Perfis Estruturais de Aços Formados a Frio – Padronização. Rio de Janeiro, 2003. 37p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Rio de Janeiro, 2008. 237p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de Concreto Pré-Moldado. Rio de Janeiro, 2006. 42p.

BELLEI, I. H. Edifícios Industriais em Aço - Projeto e Cálculo. 5.ed. São Paulo: PINI, 2006.

BRAGA, AUGUSTO CEZAR GOMES; FERREIRA, WALNÓRIO GRAÇA; **Pilares Mistos aço-concreto e comparativo de custo com pilares de aço e pilares de concreto armado**. .Artigo: Revista Escola de Minas. 2011.

CALDAS, RODRIGO BARRETO, FAKURY, RICARDO HALLAL; SOUZA Jr, JOÃO BATISTA MARQUES DE. **Bases do dimensionamento de pilares mistos de aço e**

concreto segundo o projeto de revisão da NBR 8800. .Artigo: Revista Escola de Minas, Ouro Preto. 2007.

CARVALHO, ROBERTO CHUST; PINHEIRO, LIBÂNIO MIRANDA. **Cálculo e detalhamento de estruturas usuais de concreto armado: Volume 2.** São Paulo: Pini, 2009.

CHAVES, M. R. **Avaliação do desempenho de Soluções Estruturais para galpões Industriais Leves.** 2007. 125p. Dissertação (Mestrado). Escola de Minas – Universidade Federal de Ouro Preto. Ouro Preto. 2007.

CHICOINE, T. et al. Behavior and Strength of partially encased composite columns with built-up shapes. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.128, n. 3, p. 279-288, 2002.

CHICOINE, T.; TREMBLAY, R.; MASSICOTTE, B.; Long-term Behavior and Strength of partially encased composite columns made with built-up steel shapes. **Journal of Structural Engineering**, Canada, v.129, n. 2, p. 141-150, 2003.

DE NARDIN, S. **Estudo teórico-experimental de pilares mistos compostos por tubos de aço preenchidos com concreto de alta resistência.** 1999. 148p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. São Carlos. 1999.

EL DEBS, MOUNIR KHALIL. **Cálculo pré-moldado: fundamentos e aplicações.** São Carlos: EESC-USP, 2000.

GUIA DA CONSTRUÇÃO (REVISTA). Editora PINI – Janeiro 2013 pag.78.

HUNAITI, Y.M.; FATTAH, B. A.. Design Considerations of Partially Composite Columns. **Proc. Inst. Civ. Eng., Struct. Build.**, v.106, n.2, 75-82, 1994.

MADEIRA, A. R. **Estrutura em aço para pavilhão industrial:** Comparação entre soluções com elementos treliçados de alma cheia. 73p. Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul. Porto Alegre. 2009

OH, M. et. al. “Structural Performance of Steel-Concrete Composite Column Subjected to Axial and Flexural Loading”. **Journal of Structural Engineering**, South Korea, 2006.

PINHO, F. O. **Galpões em Pórticos de Aço. Construção Metálica, n.70**, Mai-Jun, 2005. p.21-27.

QUEIROZ, GILSON. et al. **Manual de Construção em Aço Estruturas Mistas Vol1 e Vol2**. 68p. 69p. – Instituto Aço Brasil – Centro Brasileiro da Cosntrução em Aço, Rio e Janeiro, 2010.

SANTOS, A. P. **Análise estrutural de galpões atirantados de concreto pré-moldado**. 2010. Dissertação (Mestrado em Engenharia de Estruturas) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

SILVA, R. D. **Estudo da aderência aço-concreto em pilares mistos preenchidos**. 136p. Dissertação (Mestrado) – Escola Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

SILVA, VALDIR PIGNATTA E; PANNONI, FABIO DOMINGOS. **Estruturas de aço para edifícios: aspectos tecnológicos e de concepção**. São Paulo: Blucher, 2010.

TOLEDO, G. N. **Análise do comportamento estrutural e dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto**. 113p. Relatório (Iniciação Científica FAPESP). Universidade Federal de São Carlos. São Carlos. 2009a.

TOLEDO, G. N. **Utilização de Pilares Mistos de Aço e Concreto Parcialmente Revestidos em Edifícios de Múltiplos Pavimentos**. São Carlos: Universidade Federal de São Carlos/DECiv, 2009b. 95p. Trabalho de Conclusão de Curso.

WIUM, J., LEBET, J. P . A. Simplified calculation method for force transfer in composite columns. **Journal of the Structural Engineering**, v.120, n.3, p.728- 746, Mar. 1994

8. ANEXO A.

Planilha para dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto parcialmente revestidos.

**Dimensionamento de Pilares Mistos
NBR-8800(2008) Perfil I ou H parcialmente
revestido**

ESCOLHENDO O PERFIL A SER TESTADO

PerfilCS :=
 PerfilCVS :=
 PerfilVS :=

Para Perfil CS
 bf3 := submatrix(PerfilCS ,2 ,rows(PerfilCS) - 1 tw3 := submatrix(PerfilCS ,2 ,rows(PerfilCS) - 2 ,7 ,7)
 tf3 := submatrix(PerfilCS ,2 ,rows(PerfilCS) - 2 d3 := submatrix(PerfilCS ,2 ,rows(PerfilCS) - 2 ,4 ,4)
 teste3 := submatrix(PerfilCS ,2 ,rows(PerfilCS) - 2 ,1 ,1)

Para Perfil CVS
 bf2 := submatrix(PerfilCVS ,2 ,rows(PerfilCVS) tw2 := submatrix(PerfilCVS ,2 ,rows(PerfilCVS) - 2 ,7 ,7)
 tf2 := submatrix(PerfilCVS ,2 ,rows(PerfilCVS) d2 := submatrix(PerfilCVS ,2 ,rows(PerfilCVS) - 2 ,4 ,4)
 teste2 := submatrix(PerfilCVS ,2 ,rows(PerfilCVS) - 2 ,1 ,1)

Para Perfil VS
 bf1 := submatrix(PerfilVS ,2 ,rows(PerfilVS) - 2 tw1 := submatrix(PerfilVS ,2 ,rows(PerfilVS) - 2 ,7 ,7)
 tf1 := submatrix(PerfilVS ,2 ,rows(PerfilVS) - 2 d1 := submatrix(PerfilVS ,2 ,rows(PerfilVS) - 2 ,4 ,4)
 teste1 := submatrix(PerfilVS ,2 ,rows(PerfilVS) - 2 ,1 ,1)

Escolha o perfil

PerfilVS := VS300x33 VS300x36 VS300x43 VS300x61	PerfilCVS := CVS250x28 CVS275x30 CVS250x31 CVS300x33	PerfilCS := CS250x52 CS300x62 CS250x63 CS250x66
--	---	--

TESTAR PARA PERFIL
 Perfil := PERFIL VS PERFIL CVS
 Perfil := PERFIL VS PERFIL CVS

1 Dados de entrada

1.1 - Geometricas da seção:

PERFIL = "300x36"

Largura da mesa	bf = 150	mm
Altura total	d = 300	mm
Espessura da mesa	tf = 9.5	mm
Espessura da alma	tw = 6.3	mm

Área do perfil $Aa := [2bf \cdot tf + tw \cdot (d - 2tf)] \cdot 10^{-2}$
 $Aa = 46.2 \quad \text{cm}^2$

Momento de Inércia

$$I_{ax} := \frac{\left[bf \cdot \frac{tf^3}{12} + 2 \cdot bf \cdot tf \cdot \left(\frac{d}{2} - \frac{tf}{2} \right)^2 + \frac{tw \cdot (d - 2tf)^3}{12} \right]}{10^4}$$

$$I_{ax} = 7178.7 \text{ cm}^4$$

$$I_{ay} := \frac{\left[2tf \cdot \frac{bf^3}{12} + (d - 2tf) \cdot \frac{tw^3}{12} \right]}{10^4}$$

$$I_{ay} = 535 \text{ cm}^4$$

Mod. Resist. Plastico

$$Z_{ax} := \left[\frac{tf \cdot bf \cdot (d - tf) + (d - 2tf)^2 \cdot \frac{tw}{4}}{1000} \right] Z_{ax} = 538.3 \text{ cm}^3$$

$$Z_{ay} := \frac{1}{1000} \left[tf \cdot \frac{bf^2}{2} - (d - 2tf) \cdot \frac{tw^2}{4} \right] Z_{ay} = 104.1 \text{ cm}^3$$

Armadura

Diametro da barra $ds := 12.5 \text{ mm}$ $As1 := \pi \frac{ds^2}{4}$

Numero de barras $Ns := 4$

Área de armadura $As := As1 \cdot \frac{Ns}{100}$ $As = 4.9 \text{ cm}^2$

Posição da armadura $ex := \frac{bf}{2} - 35$ $ex = 40 \text{ mm}$

$$ey := \left(\frac{d}{2} \right) - 35 \quad ey = 115 \text{ mm}$$

Momento de Inércia $I_{sx} := As1 \cdot ey^2 \cdot 10^{-4} \cdot Ns$ $I_{sx} = 649 \text{ cm}^4$

$$I_{sy} := As1 \cdot ex^2 \cdot 10^{-4} \cdot Ns \quad I_{sy} = 79 \text{ cm}^4$$

Mod. Resist. Plast

Calculado pelas Eq:
 $Z_s = \sum |A_{s_i} \cdot e_i|$

$$Z_{sx} := As1 \cdot ey \cdot Ns \cdot 10^{-3} \quad Z_{sx} = 56.5 \text{ cm}^3$$

$$Z_{sy} := As1 \cdot ex \cdot Ns \cdot 10^{-3} \quad Z_{sy} = 19.6 \text{ cm}^3$$

Concreto:

Largura total $bc := bf - tw = 143.7 \text{ mm}$

Altura total $hc := d - 2 \cdot tf = 281 \text{ mm}$

Área de Concreto $Ac := \left(bf \cdot \frac{d}{100} - Aa - As \right)$ $Ac = 398.89 \text{ cm}^2$

Momento de Inércia

$$I_{cx} := bf \cdot \frac{d^3}{12} \cdot 10^{-4} - I_{sx} - I_{ax} = 25922 \text{ cm}^4$$

$$I_{cy} := d \cdot \frac{bf^3}{12} 10^{-4} - I_{sy} - I_{ay} = 7824 \text{ cm}^4$$

Mod. Resist. Plastico $Z_{cy} := \left(bf \cdot \frac{d^2}{1000 \cdot 4} \right) - Z_{sx} - Z_{ax} = \text{cm}^3_{0.2}$

$$Z_{cx} := \left(d \cdot \frac{bf^2}{1000 \cdot 4} \right) - Z_{sy} - Z_{ay} = \text{cm}^3_{0.8}$$

1.2 - Propriedades dos materiais - MPa

$$f_{yk} := 300 \quad f_{yd} := \frac{f_{yk}}{1.1 \cdot 10} = 27.3 \quad E_a := 2050 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{ck} := 25 \quad f_{cd} := \frac{f_{ck}}{1.4 \cdot 10} = 1.8 \quad E_c := 2469 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{sk} := 500 \quad f_{sd} := \frac{f_{sk}}{1.15 \cdot 10} = 43.5 \quad E_s := 20500 \frac{\text{kN}}{\text{cm}^2}$$

1.3 - Parâmetros

$$\alpha := 0.85$$

$$\psi := 0$$

1.4 - Comprimentos e coeficientes de flambagem

$$K_x := 1 \quad K_y := 1$$

$$L_x := 600 \quad L_y := 1200$$

1.5 - Solicitações de cálculo

Momento $M_{x.Sd} := 105997 \text{ kNcm}$

$$M_{y.Sd} := 0 \text{ kNcm}$$

Normal : $N_{sd} := 155 \text{ kN}$

$$N_{G.Sd} := 38 \text{ kN}$$

2 Módulos Plásticos:

$$A_{snx} := A_s$$

$$f_{cd1} := \alpha \cdot f_{cd} = 1.5$$

2.1 - Eixo x

$$\begin{aligned}
 \text{hnx} := & \left\{ \begin{array}{l} Z \leftarrow 0 \\ Z \leftarrow \left[\frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asnx} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{bc}}{10} \cdot \text{fcd1} + 2 \cdot \frac{\text{tw}}{10} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})} \right] \text{ if } 0 \leq Z \leq \left(0.5 \cdot \frac{\text{d}}{20} - \frac{\text{tf}}{10} \right) \\ Z \leftarrow \frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asnx} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1}) + \left(\frac{\text{bf}}{10} - \frac{\text{tw}}{10} \right) \cdot \left(\frac{\text{d}}{10} - 2 \cdot \frac{\text{tf}}{10} \right) \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{bc}}{10} \cdot \text{fcd1} + 2 \cdot \frac{\text{bf}}{10} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})} \text{ if } \left[\left(0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} \right) \geq Z \right. \\ Z \leftarrow \left[\frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asnx} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1}) - \text{Aa} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{bc}}{10} \cdot \text{fcd1}} \right] \text{ if } \left(0.5 \cdot \frac{\text{hc}}{10} \geq Z > 0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} \right) \end{array} \right. \\
 \text{hnx} = & 1.68 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Zanx} := & \left\{ \begin{array}{l} \text{Zanx} \leftarrow \frac{\text{tw}}{10} \cdot \text{hnx}^2 \text{ if } \text{hnx} \leq \left(0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} - \frac{\text{tf}}{10} \right) \\ \text{Zanx} \leftarrow \frac{\text{bf}}{10} \cdot \text{hnx}^2 - \left[\frac{\left(\frac{\text{bf}}{10} - \frac{\text{tw}}{10} \right) \cdot \left(\frac{\text{d}}{10} - 2 \cdot \frac{\text{tf}}{10} \right)^2}{4} \right] \text{ if } \left(0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} \geq \text{hnx} > 0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} - \frac{\text{tf}}{10} \right) \\ \text{Zanx} \leftarrow \text{Zax} \text{ if } \left(0.5 \cdot \frac{\text{hc}}{10} \geq \text{hnx} > 0.5 \cdot \frac{\text{d}}{10} \right) \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

$$\text{Zanx} = 2 \text{ cm}^3$$

$$\text{Zsnx} := \text{Zsx}$$

$$\text{Zsnx} = 56 \text{ cm}^3 \quad \begin{array}{l} \text{Calcular pelas Eq:} \\ \text{Z}_{\text{snx}} = \sum |A_{\text{snx}} \cdot e_{y,j}| \end{array}$$

$$\text{Zcnx} := \frac{\text{bc}}{10} \cdot \text{hnx}^2 - \text{Zanx} - \text{Zsnx} = -17 \text{ cm}^3$$

2.1 - Eixo y

$$\text{Asny} := \text{As}$$

$$\begin{aligned}
 \text{hny} := & \left\{ \begin{array}{l} Z \leftarrow 0 \\ Z \leftarrow \left[\frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asny} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{hc}}{10} \cdot \text{fcd1} + 2 \cdot \frac{\text{d}}{10} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})} \right] \text{ if } 0 \leq Z \leq 0.5 \cdot \frac{\text{tw}}{10} \\ Z \leftarrow \frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asny} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1}) + \left(\frac{\text{tw}}{10} \right) \cdot \left(2 \cdot \frac{\text{tf}}{10} - \frac{\text{d}}{10} \right) \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{hc}}{10} \cdot \text{fcd1} + 4 \cdot \frac{\text{tf}}{10} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})} \text{ if } \left(0.5 \cdot \frac{\text{bf}}{10} \geq Z > 0.5 \cdot \frac{\text{tw}}{10} \right) \\ Z \leftarrow \left[\frac{\text{Ac} \cdot \text{fcd1} - \text{Asny} \cdot (2 \cdot \text{fsd} - \text{fcd1}) - \text{Aa} \cdot (2 \cdot \text{fyd} - \text{fcd1})}{2 \cdot \frac{\text{hc}}{10} \cdot \text{fcd1}} \right] \text{ if } \left(0.5 \cdot \frac{\text{bc}}{10} \geq Z > 0.5 \cdot \frac{\text{bf}}{10} \right) \end{array} \right. \\
 \text{hny} = & 0.1 \text{ cm}
 \end{aligned}$$

$$Z_{any} := \begin{cases} \frac{d}{10} \cdot hny^2 & \text{if } hny \leq 0.5 \cdot \frac{tw}{10} \\ 2 \frac{tf}{10} \cdot hny^2 + \frac{\left(\frac{tw}{10}\right)^2 \cdot \left(\frac{d}{10} - 2 \cdot \frac{tf}{10}\right)}{4} & \text{if } \left(0.5 \cdot \frac{bf}{10} \geq hny > 0.5 \cdot \frac{tw}{10}\right) \\ Zay & \text{if } (0.5 \cdot bc \geq hny > 0.5 \cdot bf) \end{cases}$$

$$Z_{any} = 0.1 \quad \text{cm}^3$$

$$Z_{sny} := Zs \text{ cm}^3$$

$$Z_{cny} := \frac{bc}{10} \cdot \frac{hny^2}{4} - Z_{any} - Z_{sny} = \text{cm}^3$$

3 Verificação da Instabilidade Local

$$\text{Instabilidade} := \text{if} \left[\left[\left(\frac{bf}{10} \right) < 1.49 \cdot \sqrt{\frac{Ea}{\frac{fyd}{10}}} \right], \text{"Ok"}, \text{"Não ok"} \right]$$

$$\boxed{\text{Instabilidade} = \text{"Ok"}}$$

4 Resistência da Seção à Plastificação

Flexo-Compressão

4.1 Força de Compressão Resistente de Cálculo à Plastificação total

$$N_{pl.Rd} := \frac{fyd}{10} \cdot Aa + \alpha \cdot \frac{fcd1}{10} \cdot Ac + \frac{fsd}{10} \cdot As = 199$$

$$N_{pl.R.} := \frac{fyk}{10} \cdot Aa + \alpha \cdot \frac{fck}{10} \cdot Ac + \frac{fsk}{10} \cdot As = 2479$$

$$\delta_1 := \frac{Aa \cdot \frac{fyd}{10}}{N_{pl.Rd}} = 0.63$$

$$\text{Verificação} := \text{if} \left[\left[(\delta_1 > 0.2) \text{ e } (\delta_1 < 0.9) \right], \text{"ok"}, \text{"Verificação} = \text{"ok"} \right]$$

4.2 Cálculo do Índice de Esbeltez Reduzido

$$E_{cred} := \frac{Ec}{1 + \psi \cdot \left(\frac{N_{G.Sd}}{N_{sd}} \right)} = 2469$$

$$E_{lex} := Ea \cdot I_{ax} + 0.6 \cdot E_{cred} \cdot I_{cx} + Es \cdot I_{sx} = 198873516.7$$

$$E_{ley} := Ea \cdot I_{ay} + 0.6 \cdot E_{cred} \cdot I_{cy} + Es \cdot I_{sy} = 24167230.1$$

$$N_{ex} := \pi^2 \cdot \frac{E_{lex}}{(Kx \cdot Lx)^2} = 5452.2 \quad N_{ey} := \pi^2 \cdot \frac{E_{ley}}{(Kx \cdot Lx)^2} = 662.6$$

$$N_e := \begin{cases} N_{ex} & \text{if } N_{ex} \leq N_{ey} \\ N_{ey} & \text{if } N_{ex} > N_{ey} \end{cases}$$

$$\lambda_{o.m.x} := \sqrt{\frac{N_{pl.R.}}{N_e}} = 1.9$$

4.3 Cálculo do Fator de Redução

$$\chi := \begin{cases} 0.658 \lambda_{o.m.x}^2 & \text{if } \lambda_{o.m.x} \leq 1.5 \\ \frac{0.877}{\lambda_{o.m.x}^2} & \text{if } \lambda_{o.m.x} > 1.5 \end{cases}$$

$$\chi = 0.234$$

$$N_{Rd} := \chi \cdot N_{pl.Rd} = 46.6$$

4.4 Modelo I

4.4.1 Momentos fletores de plastificação de Cálculo

$$M_{pl.x.Rd} := f_{yd} \cdot (Z_{ax} - Z_{anx}) + 0.5 \cdot f_{cd1} \cdot (Z_{cx} - Z_{cnx}) + f_{sd} \cdot (Z_{sx} - Z_{snx}) = 15832.9$$

$$M_{pl.y.Rd} := f_{yd} \cdot (Z_{ay} - Z_{any}) + 0.5 \cdot f_{cd1} \cdot (Z_{cy} - Z_{cny}) + f_{sd} \cdot (Z_{sy} - Z_{sny}) = 4961$$

$$M_{x.Rd} := M_{pl.x.Rd}$$

$$M_{y.Rd} := M_{pl.y.Rd}$$

$$M_{max.pl.x.Rd} := f_{yd} \cdot Z_{ax} + 0.5 \cdot f_{cd1} \cdot Z_{cx} + f_{sd} \cdot Z_{sx} = 18322.8$$

$$M_{max.pl.y.Rd} := f_{yd} \cdot Z_{ay} + 0.5 \cdot f_{cd1} \cdot Z_{cy} + f_{sd} \cdot Z_{sy} = 5802.4$$

4.4.2 Equação de Interação

$$\text{InteraçãoI} := \begin{cases} \left[\left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \right) + \frac{8}{9} \cdot \left[\left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{x.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} \right) \right] \right] & \text{if } \left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} \geq 0.2 \right) \\ \left[\left(\frac{N_{sd}}{2N_{Rd}} \right) + \left[\left(\frac{M_{x.Sd}}{M_{x.Rd}} \right) + \left(\frac{M_{y.Sd}}{M_{y.Rd}} \right) \right] \right] & \text{if } \left(\frac{N_{sd}}{N_{Rd}} < 0.2 \right) \end{cases}$$

$$\text{InteraçãoI} = 9.28$$

$$\text{Teste1} := \text{if}[(\text{InteraçãoI} \leq 1), \text{"Modelo I ok"}, \text{"Modelo I Não ok"}]$$

$$\boxed{\text{Teste1} = \text{"Modelo I Não ok"}}$$

4.5 Modelo II

4.5.1 Cálculo de $M_{c,x}$ e $M_{c,y}$

$$M_{c,x} := 0.9 \cdot M_{pl.x.Rd} = 14249.6$$

$$M_{c,y} := 0.9 \cdot M_{pl.y.Rd} = 4464.9$$

4.5.2 Cálculo de μ_x e μ_y

$$M_{d,x} := \begin{cases} H \leftarrow M_{c,x} \\ H \leftarrow (0.8M_{\max.pl.x.Rd}) \text{ if } (H > M_{c,x}) \\ M_{c,x} \text{ if } (H < M_{c,x}) \end{cases}$$

$$M_{d,x} = 14249.6$$

$$M_{d,y} := \begin{cases} H \leftarrow M_{c,y} \\ H \leftarrow (0.8M_{\max.pl.y.Rd}) \text{ if } (H > M_{c,y}) \\ M_{c,y} \text{ if } (H \leq M_{c,y}) \end{cases}$$

$$M_{d,y} = 4464.9$$

Qual_valor_de_Nc

$$N_{pl.c.Rd} := \alpha \cdot A_c \cdot f_{cd} = 605.5$$

$$\mu_x := \begin{cases} \left(\left(1 - \frac{N_{sd} - N_{pl.c.Rd}}{N_{pl.Rd} - N_{pl.c.Rd}} \right) \right) \text{ if } (N_{sd} \geq N_{pl.c.Rd}) \\ \left[\left(1 - \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right) \cdot \left[\left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl.c.Rd}} \right) - 1 \right] + \frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right] \text{ if } (0.5 \cdot N_{pl.c.Rd} \leq N_{sd} < N_{pl.c.Rd}) \\ \left[1 + \left[\left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl.c.Rd}} \right) \cdot \left[\left(\frac{M_{d,x}}{M_{c,x}} \right) - 1 \right] \right] \right] \text{ if } (0 \leq N_{sd} < 0.5 \cdot N_{pl.c.Rd}) \end{cases}$$

$$\mu_x = 1$$

$$\mu_y := \begin{cases} \left(\left(1 - \frac{N_{sd} - N_{pl.c.Rd}}{N_{pl.Rd} - N_{pl.c.Rd}} \right) \right) \text{ if } (N_{sd} \geq N_{pl.c.Rd}) \\ \left[\left(1 - \frac{M_{d,y}}{M_{c,y}} \right) \cdot \left[\left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl.c.Rd}} \right) - 1 \right] + \frac{M_{d,y}}{M_{c,y}} \right] \text{ if } [(0.5 \cdot N_{pl.c.Rd} \leq N_{sd}) \wedge (N_{sd} < N_{pl.c.Rd})] \\ \left[1 + \left[\left(\frac{2 \cdot N_{sd}}{N_{pl.c.Rd}} \right) \cdot \left[\left(\frac{M_{d,y}}{M_{c,y}} \right) - 1 \right] \right] \right] \text{ if } [(N_{sd} < 0.5 \cdot N_{pl.c.Rd}) \wedge (N_{sd} \geq 0)] \end{cases}$$

$$\mu_y = 1$$

4.5.3 Cálculo de $M_{x,tot,sd}$ e $M_{y,tot,sd}$

$$E_{lex} = 198873516.7$$

$$N_{e2,x} := \frac{\pi^2 \cdot E_{lex}}{L_x^2} = 5452.2$$

$$M_{x,i.sd} := \frac{N_{sd} \cdot L_x}{200 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{e2,x}} \right)} = 478.6$$

$$E_{ley} := E_a \cdot I_{ay} + 0.6 \cdot E_{cred} \cdot I_{cy} + E_s \cdot I_{sy} = 24167230.1$$

$$N_{e2.y} := \frac{\pi^2 \cdot E_{ley}}{L_y^2} = 165.6$$

$$M_{y.i.sd} := \frac{N_{sd} \cdot L_y}{150 \cdot \left(1 - \frac{N_{sd}}{N_{e2.y}}\right)} = 19304.6$$

$$M_{x.tot.sd} := M_{x.Sd} + M_{x.i.sd} = 106475.6$$

$$M_{y.tot.sd} := M_{y.Sd} + M_{y.i.sd} = 19304.6$$

4.5.4 Equação de Interação

$$\text{Interaçãoll} := \text{if} \left[\left[(N_{sd} \leq N_{Rd}) \text{e} \left[\left(\frac{M_{x.tot.sd}}{\mu_x \cdot M_{c.x}} + \frac{M_{y.tot.sd}}{\mu_y \cdot M_{c.y}} \right) \leq 1 \right] \right], \text{"Modelo II Verifica"}, \text{"Modelo II Não Verifica"} \right]$$

$$\text{Interaçãoll} = \text{"Modelo II Não Verifica"}$$

5. Verificação Final



$$\text{MODELO1} := \text{if}[(\text{Interaçãoll} \leq 1), \text{"Modelo I Verifica"}, \text{"Modelo I Não Verifica"}]$$

$$\text{MODELO2} := \text{if} \left[\left[(N_{sd} \leq N_{Rd}) \text{e} \left[\left(\frac{M_{x.tot.sd}}{\mu_x \cdot M_{c.x}} + \frac{M_{y.tot.sd}}{\mu_y \cdot M_{c.y}} \right) \leq 1 \right] \right], \text{"Modelo II Verifica"}, \text{"Modelo II Não Verifica"} \right]$$



5.1 Modelo I

$$\text{MODELO1} = \text{"Modelo I Não Verifica"}$$

5.1 Modelo II

$$\text{MODELO2} = \text{"Modelo II Não Verifica"}$$