

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL
ESCOLA DE ENGENHARIA
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

Tiago Wagner Dada

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE
ESTRUTURAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Porto Alegre
Julho de 2017

TIAGO WAGNER DADA

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do título de Engenheiro Civil

Orientador: Dr. Ruy Carlos Ramos de Menezes

Porto Alegre
Julho de 2017

TIAGO WAGNER DADA

**ESTUDO DO DIMENSIONAMENTO DE ESTRUTURAS
MISTAS DE AÇO E CONCRETO**

Este Trabalho de Diplomação foi julgado adequado como pré-requisito para a obtenção do título de ENGENHEIRO CIVIL e aprovado em sua forma final pelo Professor Orientador da Universidade Federal do Rio Grande do Sul.

Porto Alegre, Julho de 2017

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria
Orientador

BANCA EXAMINADORA

Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes (UFRGS)
Dr. techn. pela Universität Innsbruck, Áustria

Prof. Roberto Domingo Rios (UFRGS)
Dr. em Engenharia pela UFRGS

Prof. Paulo Roberto Marcondes de Carvalho
Mestre em Engenharia pela UFRGS

AGRADECIMENTOS

Agradeço ao Prof. Ruy Carlos Ramos de Menezes, orientador deste trabalho, pelas experiências e conselhos compartilhados, pelo incentivo à busca pelo conhecimento de Engenharia e confiança a mim atribuída.

Agradeço aos meus pais, Gelci e Eduardo, por todo o amor, educação e apoio incondicional a mim dedicados durante toda minha vida.

Agradeço à minha irmã, Juliana, sem a qual eu talvez não tivesse nascido, pelo amor e modelo exemplar de dedicação aos estudos e à vida profissional.

Agradeço ao meu namorado, João, pelo carinho e companheirismo, pela compreensão nos momentos de minha ausência e por me fazer acreditar em mim mesmo.

Agradeço a meus amigos e colegas que, de alguma forma, contribuíram para o meu desenvolvimento profissional e como ser humano, por estarem sempre presentes e me apoiando.

It is impossible to live without failing at something, unless
you live so cautiously that you might as well not have
lived at all – in which case, you fail by default.

J. K. Rowling

RESUMO

O presente trabalho discorre sobre o dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto. As estruturas de aço já ganharam certo espaço no mercado da construção civil no decorrer dos anos, havendo, portanto, diversos exemplos de projetos que podem ser tomados como base para novos estudos e, para tal, há uma norma específica. Por sua vez, as estruturas mistas ainda são pouco usuais, devido a diversos fatores, dentre eles a insegurança perante um sistema construtivo novo, a mão de obra pouco qualificada e o processo de dimensionamento mais complicado e sem a garantia de uma norma exclusiva. Em locais em que há maiores investimentos em tecnologia voltada para a construção, como nos países europeus, já existem normas próprias para este dimensionamento, tratando o tema de forma mais detalhada do que no Brasil, onde o assunto é tratado exclusivamente nos anexos da NBR 8800, de forma bastante resumida e com trechos bastante dúbios. Nestas regiões nas quais o uso de estruturas mistas já é mais frequente, o sistema tem se mostrado bastante eficiente, tanto do ponto de vista econômico, quanto à questão de prazos e cronogramas de obras, devidos ao melhor aproveitamento das propriedades dos materiais, à maior precisão de execução, gerando menos desperdícios e ao tempo reduzido ao dispensar a montagem de formas, por exemplo. Procurou-se sintetizar o processo de dimensionamento, identificando eventuais dificuldades e, por meio de um exemplo prático, criando modelos numéricos e planilhas para executar o dimensionamento de estruturas mistas.

Palavras-chave: NBR 8800. Estruturas Mistas.
Projeto de Edificação de Uso Comercial.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 - Perspectiva Isométrica da Estrutura em Aço de um Edifício	6
Figura 2 - Variação de Deformações em um Sistema Estrutural Misto	9
Figura 3 - Pilar Misto Totalmente Revestido	11
Figura 4 - Lajes Mistas de Aço e Concreto	15
Figura 5 - Tipos de Seções Transversais de Pilares Mistos.....	18
Figura 6 - Coeficientes de Flambagem.....	25
Figura 7 - Seção de Pilar Tubular Circular Preenchida com Concreto	28
Figura 8 - Superfícies Típicas de Falha por Cisalhamento.....	33
Figura 9 - Distribuição de Tensões em Vigas Mistas sob Momento Positivo e Interação Completa.....	35
Figura 10 - Distribuição de Tensões em Vigas Mistas sob Momento Positivo e Interação Parcial	38
Figura 11 - Limitações no Uso de Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada	42
Figura 12 - Distâncias entre Conectores e Nervuras	44
Figura 13 – Diagrama de Tensões para Momento Positivo e Linha Neutra Plástica acima da Forma.....	46
Figura 14 – Diagrama de Tensões para Momento Positivo e Linha Neutra Plástica na Forma	47
Figura 15 – Largura Plana dos Elementos da Forma.....	48
Figura 16 – Fachada Frontal da Edificação	51
Figura 17 – Cantoneira de Abas Iguais para Contraventamento	52
Figura 18 – Modelo da Estrutura no <i>Software</i> SAP 2000	59
Figura 19 – Momentos em Laje no <i>Software</i> SAP 2000	61
Figura 17 – Cantoneira de Abas Iguais para Contraventamento	53
Figura 18 – Carregamento nos Pavimentos devido ao Peso Próprio Antes da Cura.....	55
Figura 19 – Carregamento nos Pavimentos devido às Ações Permanentes Antes da Cura	55
Figura 20 – Carregamento nos Pavimentos devido ao Peso Próprio Após a Cura.....	56
Figura 21 – Carregamento nos Pavimentos devido às Ações Permanentes Após a Cura	56
Figura 22 – Carregamento nos Pavimentos devido à Sobrecarga Após a Cura	56
Figura 23 – Carregamento na Cobertura devido ao Peso Próprio Antes da Cura	59
Figura 24 – Carregamento na Cobertura devido às Ações Permanentes Antes da Cura.....	59
Figura 25 – Carregamento na Cobertura devido ao Peso Próprio Após a Cura	60
Figura 26 – Carregamento na Cobertura devido às Ações Permanentes Após a Cura.....	60

Figura 27 – Carregamento na Cobertura devido à Sobrecarga Após a Cura.....	61
Figura 28 – Modelo da Estrutura no Software SAP 2000	63
Figura 29 – Momentos em Laje no Software SAP 2000.....	65

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 - Tensão de Cisalhamento Resistente de Cálculo	22
---	----

LISTA DE SÍMBOLOS

δ = fator de contribuição do aço

A_a = área da seção transversal do perfil de aço

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço

$N_{Rd,pl}$ = força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total

b_i = maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular

E = módulo de elasticidade do aço, definido como 200000 MPa

f_y = resistência ao escoamento do aço

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo

$N_{Rd,pl,a}$ = força axial resistente de cálculo do perfil de aço do pilar à plastificação total

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo

$M_{Rd,pl,a}$ = contribuição do perfil de aço para $M_{Rd,pl}$

$M_{Rd,pl}$ = momento fletor resistente de plastificação de cálculo

$N_{Rd,pl,c}$ = força axial resistente de cálculo do concreto à plastificação total

A_c = área da seção transversal do concreto

α = coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas e 0,85 para as demais

f_{cd} = resistência de cálculo do concreto à compressão

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal

f_{sd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura

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

E_c = módulo de elasticidade do concreto

φ = coeficiente de fluência do concreto

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

$(EI)_e$ = rigidez relativa à flexão

$(EA)_e$ = rigidez axial efetiva à compressão

E_a = módulo de elasticidade do aço estrutural

E_s = módulo de elasticidade do aço da armadura

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

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

I_s = momento de inércia da seção transversal da armadura de concreto

$\lambda_{0,m}$ = índice de esbeltez reduzido

N_e = força axial de flambagem elástica

(KL) = comprimento de flambagem do pilar

χ = fator de redução associado à resistência à compressão

N_{Rd} = força axial resistente à compressão de cálculo

N_{Sd} = força axial solicitante de cálculo de compressão

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo, em relação aos eixos x e y da seção

$M_{Rd,pl,x}$ e $M_{Rd,pl,y}$ = momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y da seção

Z_a = módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço

Z_c = módulo de resistência plástico da seção de concreto não-fissurado

Z_s = módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto

f_{cd1} = resistência de projeto do concreto modificada

Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn} = módulos de resistência plásticos

A_{si} = área de armadura de uma barra

e_i = distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção

A_{sn} = soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$

A_{sni} = área de cada barra da armadura na região de altura $2h_n$

e_{yi} = distância do eixo da barra da armadura ao eixo x

f_{yF} = resistência ao escoamento do aço da forma de aço incorporada

f_{yS} = resistência ao escoamento do aço das armaduras

f_{ck} = resistência característica à compressão do concreto

γ_{a1}, γ_c e γ_s = coeficientes de ponderação da resistência dos materiais

I_{ef} = momento de inércia efetivo

I_{tr} = momento de inércia da seção mista homogeneizada

$\sum Q_{Rd,m}$ = o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento

$f_{ctk,inf}$ = resistência característica inferior

b_1 = largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal

b_2 = largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a b_1

A_{blc} = área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga

A_{long} = área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga

L_m = distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo

A_{cv} = área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento

A_F = área da forma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento

b = largura efetiva da laje de concreto

t_c = altura da laje de concreto

a = espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva

C_{cd} = força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto

T_{ad} = força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço

d_1 = distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil

h_F = altura das nervuras da laje de concreto com forma de aço incorporada

C_{ad} = força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço

y_p = distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço

t_f = espessura da mesa superior do perfil de aço

h_w = altura da alma

A_{af} = área da mesa superior do perfil de aço

A_{aw} = área da alma do perfil de aço

M_{Rd} = momento fletor resistente de cálculo

d = altura total do perfil de aço

y_t = distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior

σ_{td} = tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço

σ_{cd} = tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto

$(W_{tr})_i$ = módulo de resistência elástico inferior da seção mista

$(W_{tr})_s$ = módulo de resistência elástico superior da seção mista

W_a = módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço

λ = parâmetro de esbeltez

V_{pl} = força cortante correspondente à plastificação da alma

A_w = área efetiva de cisalhamento

Q_{Rd} = força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino de cabeça

γ_{cs} = coeficiente de ponderação da resistência do conector

A_{cs} = área da seção transversal do conector

f_{ucs} = resistência à ruptura do aço do conector

R_g = coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores

R_p = coeficiente para consideração da posição do conector

M_{PSd} = momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada

M_{aRd} = momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada

n = número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo

$A_{F,ef}$ = área da seção efetiva da forma

d_F = distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma

M_{pr} = momento de plastificação da forma de aço, reduzido pela presença da força axial

M_{pa} = momento de plastificação da forma de aço, considerando sua seção efetiva

h_t = altura total da laje

e = distância do centro geométrico da área efetiva da forma à sua face inferior

e_p = distância da linha neutra plástica da seção efetiva da forma à sua face inferior

b_F = largura planados elementos da forma

t_F = espessura da forma de aço

$V_{Rd,l}$ = esforço cortante longitudinal resistente de cálculo

m, k = constante empíricas

γ_{sl} = coeficiente de ponderação da resistência

L_s = vão de cisalhamento, em mm

$V_{Rd,vc}$ = força cortante vertical resistente de cálculo do concreto

$l_{b,nec}$ = comprimento de ancoragem necessário

b_n = largura entre duas nervuras consecutivas, em mm

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	1
2 DIRETRIZES DE PESQUISA.....	3
2.1 PROBLEMA DE PESQUISA.....	3
2.2 OBJETIVO DE PESQUISA	3
2.2.1 Objetivo Principal	3
2.2.2 Objetivos Secundários	3
2.3 DELINEAMENTO DO ESTUDO.....	4
3 VIGAS E PILARES	5
3.1 PILARES E VIGAS DE AÇO	5
3.1.1 Vantagens no Uso de Pilares e Vigas em Aço	6
3.1.2 Desvantagens no Uso de Pilares e Vigas em Aço	7
3.2 PILARES E VIGAS MISTOS DE AÇO E CONCRETO.....	8
3.2.1 Vantagens no Uso de Pilares e Vigas Mistos de Aço e Concreto	10
3.2.2 Desvantagens no Uso de Pilares e Vigas Mistos de Aço e Concreto	12
4 LAJES	12
4.1 LAJES DE CONCRETO ARMADO.....	13
4.1.1 Vantagens no Uso de Lajes de Concreto Armado	13
4.1.2 Desvantagens no Uso de Lajes de Concreto Armado	13
4.2 LAJES MISTAS.....	14
4.2.1 Vantagens no Uso de Lajes Mistas	15
4.2.2 Desvantagens no Uso de Lajes Mistas	16
5 DIMENSIONAMENTO	17
5.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO.....	17
5.1.1 Generalidades	17
5.1.2 Flambagem local dos elementos de aço	20
5.1.3 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e concreto	20
5.1.4 Pilares submetidos à compressão axial	22
5.1.5 Pilares submetidos à flexo-compressão	26
5.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO.....	30
5.2.1 Generalidades	30
5.2.2 Verificação ao Momento Fletor	34
5.2.2.1 Vigas Mistas Biapoiadas Compactas	35
5.2.2.2 Vigas Mistas Biapoiadas Semicompactas	40

5.2.3 Verificação ao Esforço Cortante	41
5.2.4 Disposições para Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada	42
5.2.5 Conectores de Cisalhamento	43
5.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO	46
5.3.1 Verificação ao Momento Fletor	46
5.3.2 Verificação ao Cisalhamento Longitudinal	49
5.3.2 Verificação ao Cisalhamento Vertical	49
6 ESTUDO DE CASO: REDIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL COM ESTRUTURA DE AÇO EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO	51
6.1 DEFINIÇÕES DE PROJETO	52
6.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS	54
6.2.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações	54
6.2.2 Solicitações	55
6.2.3 Verificações a Flexão e Cortante	57
6.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA COBERTURA	58
6.3.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações	58
6.3.2 Solicitações	59
6.3.3 Verificações a Flexão e Cortante	61
6.4 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES	62
6.4.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações	62
6.4.2 Solicitações nos pilares	64
6.4.3 Verificação à Flexo-Compressão	64
6.5 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES	64
6.4.1 Ações Consideradas, Combinações de Ações e Solicitações	64
6.4.2 Verificações das Lajes	66
7 CONSIDERAÇÕES FINAIS	68
REFERÊNCIAS	70
APÊNDICE A – Plantas Baixas.....	71
APÊNDICE B – Planilhas de Dimensionamento.....	73
APÊNDICE C – Detalhamentos	81
ANEXO A – Catálogo Metform	87
ANEXO B – Catálogo Vallourec	90
ANEXO C – Catálogo Perfis VS	92

1 INTRODUÇÃO

Ao longo do tempo, os sistemas construtivos foram se modificando tendo em vista sua otimização, praticidade de execução e vantagens econômicas. Após décadas de uso de estruturas em aço e concreto armado, passou-se a utilizar também estruturas mistas, um híbrido entre os dois sistemas já antes amplamente utilizados, com a intenção de aproveitar melhor as características próprias de cada um dos materiais, ou seja, a resistência à compressão do concreto e a resistência à tração do aço.

No Brasil, mais especificamente na região sul, observa-se que as estruturas de concreto armado ainda predominam no mercado, fato bastante ligado a uma questão cultural no meio da construção, visto que a norma que trata deste tipo de estrutura é a mais antiga. Sua primeira versão, a NB-1: Cálculo e Execução de Obras de Concreto Armado, foi concebida em 1940 pela Associação Brasileira de Normas Técnicas, passando por diversas atualizações e aprimoramentos ao longo dos anos, até chegar à sua versão atual, a NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento, de 2014.

As estruturas de aço, por sua vez, passaram a ser normatizadas apenas em 1958, evoluindo até chegar à versão atual NBR 8800, de 2008. Segundo dados do Centro Brasileiro de Construção em Aço - CBCA (2015), até sua criação em 2002, que visava expandir os estudos e incentivar o uso de aço na construção, a taxa de crescimento do aço era de cerca de 0,5% anualmente, tendo expandido para cerca de 11% ao ano, entre 2002 e 2012.

Seguindo as tendências mundiais de industrialização da construção civil, aos poucos as estruturas mistas também vêm ganhando seu espaço no mercado nacional, entretanto ainda não se consolidou uma norma única e específica sobre este nicho, a exemplo de outras normas como a *Eurocode 4: Design of composite steel and concrete structures*. Já se pode encontrar algumas considerações sobre seu dimensionamento nos anexos da NBR 8800, incluídos na atualização feita em 2008. Entretanto, o material ainda é bastante simplificado se comparado a uma norma completa e específica, limitando bastante o seu uso no cenário da construção civil brasileira, mesmo havendo diversos estudos que mostram uma série de vantagens deste sistema construtivo perante outros mais tradicionais.

O presente trabalho versa sobre um estudo quanto ao processo de dimensionamento de estruturas mistas de aço e concreto com lajes mistas do tipo *steel deck*. Para tal, baseou-se nas normas já existentes no Brasil para constituir um conjunto de informações necessárias para o dimensionamento das estruturas mistas de aço e concreto.

Após esta breve contextualização, apresenta-se a metodologia de pesquisa utilizada na elaboração deste trabalho, seguida de breves resumos sobre os prós e contras dos sistemas estruturais convencionais e mistos e, em seguida, aborda-se o processo de dimensionamento de estruturas do tipo mistas de aço e concreto.

2 DIRETRIZES DE PESQUISA

2.1 PROBLEMA DE PESQUISA

Como é feito o dimensionamento de uma estrutura mista de aço e concreto com laje mista do tipo *steel deck*?

2.2 OBJETIVO DE PESQUISA

2.2.1 Objetivo Principal

O objetivo é ilustrar o processo de dimensionamento de uma estrutura mista de aço e concreto.

2.2.2 Objetivos Secundários

Os objetivos secundários são demonstrar os prós e contras de diferentes sistemas estruturais e desenvolver planilhas eletrônicas de dimensionamento para as estruturas mistas.

2.3 DELINEAMENTO DO ESTUDO

Este trabalho foi concebido conforme a realização das seguintes etapas:

- a) Pesquisa bibliográfica;
- b) Uma breve explicação, com os prós e contras de cada sistema abordado;
- c) Abordagem do processo de dimensionamento de estruturas mistas;
- d) Desenvolvimento de planilhas eletrônicas para execução da rotina de cálculos;
- e) Estudo de caso de um edifício construído em aço sendo redimensionado como estrutura do tipo mista com a planilha desenvolvida;
- f) Conclusões.

3 VIGAS E PILARES

Pilares são, segundo a definição da NBR 6118, elementos lineares de eixo reto, usualmente dispostos na vertical, em que as forças normais de compressão são preponderantes (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Para fins de dimensionamento, entretanto, é necessário considerar situações mais próximas da realidade, admitindo certas excentricidades das cargas nas extremidades do pilar e prevendo maneiras de absorver as solicitações geradas (como os momentos de segunda ordem), por exemplo, com a disposição de armadura em pilares de concreto ou com enrijecedores de alma em perfis laminados de aço.

Vigas são, segundo a definição da NBR 6118, elementos lineares em que a flexão é preponderante (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014). Assim como para os pilares, também são feitas considerações no momento de dimensionar vigas, a fim de que a estrutura resista a outras solicitações além da flexão, como por exemplo o efeito cortante em uma viga de concreto, que é solucionado com o uso de uma armadura transversal.

Como soluções construtivas, executam-se pilares e vigas de diferentes seções e com diversos tipos de materiais, como concreto armado, perfis de aço, tanto laminados quanto conformados a frio, mistos de aço e concreto, madeira, etc. Neste trabalho, serão explanadas os métodos construtivos de pilares e vigas em perfis laminados de aço e de pilares e vigas mistos de aço e concreto, com a finalidade de compará-los quanto às suas utilizações e como cada tipo pode servir como a melhor solução estrutural para diferentes casos.

3.1 PILARES E VIGAS DE AÇO

Com um avanço maior apenas na última década, as estruturas em aço ainda ficam bastante restringidas quanto ao uso no Brasil, sendo a maioria das aplicações em edifícios comerciais e pavilhões, com algumas exceções de edifícios residenciais, a exemplo da Figura 1. Em parte, o fato está ligado à necessidade de uma mão de obra mais treinada e qualificada

quando se trata de obras com estruturas metálicas do que quando se trata de estruturas em concreto armado, por exemplo.

Pelas características do material, como sua resistência e ductilidade, o aço tem sido bastante usado em obras modernas de residências de poucos pavimentos, por permitir vãos de médios a grandes com estruturas esbeltas, que roubam menos espaço interno dos ambientes, gerando edificações com arquiteturas de linhas mais retas e caracterizadas por fachadas com uso de painéis e grandes aberturas envidraçadas.

Figura 1 - Perspectiva Isométrica da Estrutura em Aço de um Edifício



(Fonte: BELLEI; BELLEI, 2011, p.58)

3.1.1 Vantagens no Uso de Pilares e Vigas em Aço

O aço é considerado uma alternativa sustentável como solução estrutural, do ponto de vista do reaproveitamento. As indústrias siderúrgicas também têm feito ações de preservação para diminuir a emissão de gases no processo de fabricação, contribuindo para a imagem de um produto mais sustentável.

As propriedades mecânicas do aço também são bastante desejáveis do ponto de vista estrutural de uma construção, como sua alta tensão de escoamento, que diminui a deformação plástica, bem como uma menor probabilidade de sofrer fratura frágil em relação a outros materiais, como o concreto.

Por tratar-se de um material fabricado, a precisão dos elementos em aço é um atrativo, pois diminui a variabilidade entre os elementos, facilitando a montagem e deixando o canteiro de obras mais limpo e organizado. Além disso, a montagem se dá de forma bastante rápida, se comparada, por exemplo, a uma estrutura em concreto, que necessita de muitos dias no processo de montagem de formas e cura do material. Há também ganhos de cronograma por tratar-se de uma estrutura mais leve. Um menor peso próprio da estrutura também implica em diminuição de gastos com fundações.

3.1.2 Desvantagens no Uso de Pilares e Vigas em Aço

Apesar da possibilidade de reciclar-se, este processo ainda é bastante reduzido na produção de aço, a maioria das empresas ainda produz da forma mais tradicional, com o aquecimento de minérios a altas temperaturas, um processo que demanda quantidades altas de energia e que emite uma quantidade considerável de poluentes na atmosfera.

As estruturas de aço necessitam de mais atenção quanto à produção e logística da obra, visto que erros de comunicação entre os projetistas e a fábrica, ou quanto ao transporte até o local de montagem, podem aumentar muito os custos finais. Outro ponto a ser considerado é a necessidade de uma mão de obra mais treinada e especializada para a realização das montagens.

São necessários cuidados especiais para o material, como tratamentos para evitar a corrosão, que podem ter custos elevados dependendo do tamanho da estrutura e sua localização. Além disso, também há de se tratar as superfícies para garantir uma maior resistência ao fogo, evitando que a estrutura se destrua rapidamente em caso de incêndio.

Dependendo do regime de ventos da região, uma estrutura leve pode passar de um benefício para uma solução não muito adequada, pois demandaria maior volume de material para absorver as solicitações geradas pelo ambiente, podendo afetar o desempenho econômico do sistema estrutural.

3.2 PILARES E VIGAS MISTOS DE AÇO E CONCRETO

O uso de estruturas mistas é crescente no mundo todo, por diversos fatores, seguindo a tendência atual de métodos construtivos, de elementos mais industrializados, de maior precisão, de canteiros de obra mais limpos e eficientes, conceito conhecido como *lean construction*. Segundo Queiroz et. al (2012), o uso de estruturas mistas vem ganhando corpo no mercado da construção civil no Brasil e mesmo em edifícios cuja estrutura seja construída primordialmente com aço, pode-se afirmar que, em sua quase totalidade, as vigas são projetadas e executadas como vigas mistas.

Até o momento, apesar deste crescente uso no mercado da construção civil, no Brasil as estruturas mistas ainda não são contempladas em uma norma exclusiva, sendo abordadas apenas nos Anexos O, P e Q da NBR 8800: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio e, mais recentemente em 2013, na atualização da NBR 14323: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios em situação de incêndio.

Os elementos mistos de aço e concreto são executados, basicamente, de duas formas: embutindo-se um perfil de aço em um elemento de concreto ou utilizando-se elementos tubulares de aço e preenchendo seu interior com concreto. Para o segundo tipo supracitado, dispensa-se o uso de formas e armaduras, resultando em uma execução mais limpa e por muitas vezes mais econômica.

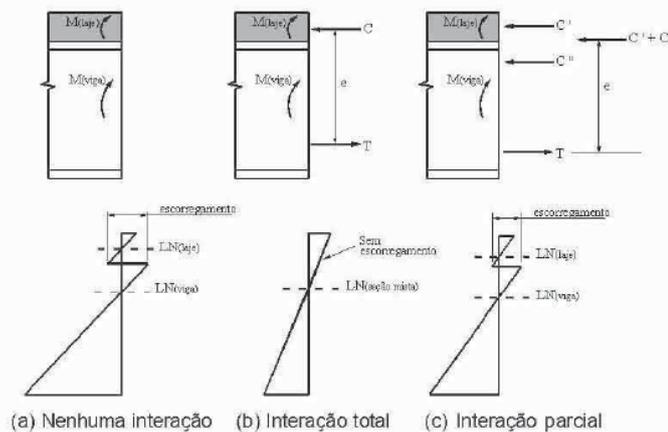
Este tipo de sistema estrutural geralmente é escolhido pela combinação de benefícios dos dois materiais utilizados, se comparados aos sistemas de aço e concreto individualmente. Além disso, as soluções estruturais com elementos são bem mais variadas tanto para fins de

projeto, quanto para modos de execução em comparação com os modelos mais tradicionais. A conexão entre os elementos mistos se dá de variadas formas, como por exemplo ligações mecânicas, utilizando elementos para garantir a fixação entre os membros da estrutura, ou mesmo explorando-se a aderência e o atrito entre os elementos.

Essa conexão entre os elementos é uma peça-chave para o bom funcionamento de uma estrutura mista, pois sua concepção é baseada na deformação simultânea do aço e do concreto. Conforme define Queiroz et. al (2012), para que isso ocorra, é necessário que na interface aço concreto desenvolvam-se forças longitudinais de cisalhamento. Caso essa ligação não seja bem estabelecida, as duas partes passam a absorver as tensões de formas diferentes, podendo inclusive haver deslizamento de um perfil em relação ao outro na falta de elementos que gerem atrito na interface entre eles.

Na figura 2 estão expostos os três casos que ocorrem nessas interfaces. No caso (a), em que não há interação entre os sistemas, formam-se duas linhas neutras independentes, com resistências também diferentes, já que dependem das propriedades de cada um dos materiais. O caso (b) é a situação ideal esperada de uma estrutura mista, em que não ocorre escorregamento entre os perfis, formando uma única linha neutra pela deformação conjunta dos dois materiais, aproveitando melhor as propriedades de cada um, isto é, deixando o aço responsável por absorver os esforços de tração e o concreto pelos de compressão. No meio termo, ocorre o caso (c), em que há uma interação parcial, com menor escorregamento entre os perfis, mas cuja ligação ainda não é rígida o suficiente para gerar a compatibilização das deformações de forma conjunta como na situação ideal.

Figura 2 - Variação de Deformações em um Sistema Estrutural Misto



(Fonte: QUEIROZ et. al, 2012, p.14)

3.2.1 Vantagens no Uso de Pilares e Vigas Mistos de Aço e Concreto

A variedade de soluções estruturais geradas a partir da combinação de aço e concreto é muito ampla. Queiroz et. al (2012) exemplifica esta gama de soluções pelo uso de pilares mistos, nos quais a contribuição do aço na resistência pode chegar a 90%, em comparação com as estruturas de concreto armado, em que essa contribuição não chega a 40%. Também há de se destacar a variedade de perfis e tipos de aços estruturais disponíveis no mercado, que aliados a diferentes disposições construtivas garantem diversas possibilidades de estilos arquitetônicos e que, de maneira geral, costumam ter um bom custo-benefício.

O método construtivo de elementos tubulares de aço preenchidos com concreto, por exemplo, pode trazer grandes economias tanto de dinheiro quanto de tempo à obra, visto que dispensa a compra e montagem de formas e escoras, se comparado a elementos de concreto armado, além de apresentar uma economia considerável na quantidade de metros cúbicos de concreto necessários para constituir uma estrutura com propriedades e desempenho semelhantes, ou muitas vezes até superior quanto a alguns aspectos. Analisando do ponto de vista logístico do canteiro de obras, os prazos de execução também são bastante reduzidos comparados a outros sistemas estruturais devido ao fato de uma parte dos elementos serem industrializados, além de serem montados e executados com muito mais facilidade, agilidade e precisão.

A diminuição do peso próprio e do volume dos elementos estruturais que compõem o sistema, representa além da economia de materiais já supracitados, mais uma facilidade no transporte, na movimentação dos elementos pelo canteiro de obras, e até mesmo no processo de montagem e execução. Também é válida a economia que essas propriedades geram quando se projetam as fundações da estrutura, gerando carregamentos menores no solo e, conseqüentemente, diminuindo a quantidade de material necessária para absorver as solicitações e afetando no orçamento da obra.

Outro fator vantajoso que se destaca, quando comparado este sistema ao convencional em concreto armado, é a precisão dos elementos, que passa da ordem de centímetros para a ordem de milímetros, garantindo uma maior verossimilhança entre a estrutura concebida do

momento do projeto com a estrutura executada e com a atuação das solicitações, propiciando uma segurança maior pela melhor previsibilidade do comportamento da estrutura e dos carregamentos obtidos através de modelagens por softwares. Uma maior confiabilidade também é oferecida por este tipo de estrutura, levando-se em conta o aumento de rigidez que ela propicia aos elementos, tanto na sua individualidade quanto quando atuando conjuntamente como sistema.

O uso de elementos que combinam aço e concreto atuando conjuntamente destaca-se das estruturas exclusivamente metálicas no ponto de vista econômico, já que utiliza quantidades bem menores de aço estrutural, impactando nos custos de produção e mão de obra. Além disso, economiza-se com procedimentos anticorrosivos e para prevenção de incêndios, melhorias oferecidas pela camada de revestimento de concreto em comparação à estrutura puramente de aço. A camada de revestimento de concreto, Figura 3, também age como um tipo de enrijecedor para o perfil metálico, evitando-se o fenômeno da flambagem local.

Figura 3 - Pilar Misto Totalmente Revestido



(Fonte: QUEIROZ et. al, 2012, p.12)

Do ponto de vista arquitetônico, as estruturas mistas oferecem uma maior liberdade nas formas de prédios e pontes em relação às estruturas de aço, mas ainda assim um pouco mais limitadas que as de concreto armado. Porém, há a vantagem de se conseguir executar grandes vãos com menos perda de espaços internos, o que é muito apreciado nas obras de arquitetura mais modernas, que são marcadas por ambientes muito amplos e com grandes esquadrias.

3.2.2 Desvantagens no Uso de Pilares e Vigas Mistos de Aço e Concreto

Os conectores entre as interfaces possuem um custo de mercado ainda bastante elevado. Sendo estes elementos fundamentais para o bom funcionamento da estrutura como um elemento único que se deforma em conjunto, a estrutura mista pode se tornar economicamente inviável em alguns casos.

Este tipo de estrutura apresenta uma certa complexidade quanto ao dimensionamento, se comparado aos processos mais tradicionais, como aço e concreto armado. Além disso, se os elementos não forem bem executados, corre-se o risco de ocorrer o escorregamento entre os perfis, gerando um comportamento independente entre os mesmos e não como estrutura mista conforme o concebido do momento do projeto.

4 LAJES

Lajes são, segundo Campos (2014), elementos estruturais laminares planos, solicitados predominantemente por cargas normais ao seu plano médio. Nas estruturas laminares planas, predominam duas dimensões, comprimento e largura, sobre a terceira que é a espessura. Da mesma forma que as vigas são representadas pelos seus eixos, as lajes são representadas pelo seu plano médio. As lajes são diferenciadas pela sua forma, vinculação e relação entre os lados. Geralmente, nas estruturas correntes, as lajes são retangulares, mas podem ter forma trapezoidal ou em L.

Assim como para vigas e pilares, também há diversas soluções estruturais e combinações possíveis de materiais para formar estes elementos. Para esta abordagem, serão avaliadas as características dos dois tipos mais presentes no mercado brasileiro, que são as lajes em concreto armado e as lajes mistas, do tipo *steel deck*.

4.1 LAJES DE CONCRETO ARMADO

Dentre as soluções para elementos de laje, as de concreto armado são ainda a maioria no mercado da construção brasileira. Apesar do crescimento no uso de lajes pré-moldadas ou nervuradas, as lajes maciças de concreto ainda são as mais usuais. Atualmente combina-se lajes maciças de concreto com vários tipos de estrutura, inclusive metálicas e mistas.

4.1.1 Vantagens no Uso de Lajes de Concreto Armado

Um dos principais fatores que se destacam no uso de lajes maciças de concreto é que, por ser um tipo de elemento já consagrado no mercado, que vem sendo utilizado e desenvolvido ao longo de décadas, as técnicas e os conhecimentos sobre o assunto já são bastante avançados, apesar de na grande maioria dos casos ainda se tratar de um processo bastante artesanal se comparado a outros métodos construtivos, como estruturas pré-moldadas. Por tratar-se de um conhecimento já amplamente difundido, a mão de obra para realização deste serviço é bastante fácil de se encontrar, tornando-a barata e eficiente.

Este tipo de laje não é indicado para vencer grandes vãos, o que acaba criando a necessidade de mais elementos de vigas e pilares para sustentar os carregamentos, conferindo um formato apertado à estrutura, o que aumenta a sua rigidez.

4.1.2 Desvantagens no Uso de Lajes de Concreto Armado

Quanto aos fatores negativos desta solução para elementos de laje, é importante destacar o quanto o processo é artesanal perante a métodos construtivos mais modernos. A utilização de formas e escoramentos necessários, por exemplo, para que a estrutura não se deforme até que o concreto atinja a cura, é um processo bastante demorado e no qual ocorrem muitas perdas de material. Apesar do crescente uso de formas que possam ser reutilizadas, ainda é muito recorrente o uso de formas de madeira, gerando grandes desperdícios, além de ser um fator

negativo do ponto de vista ambiental. O fato dos elementos serem pouco industrializados afeta, além do cronograma, orçamento e limpeza do canteiro da obra, na diminuição de precisão nas dimensões das lajes maciças de concreto.

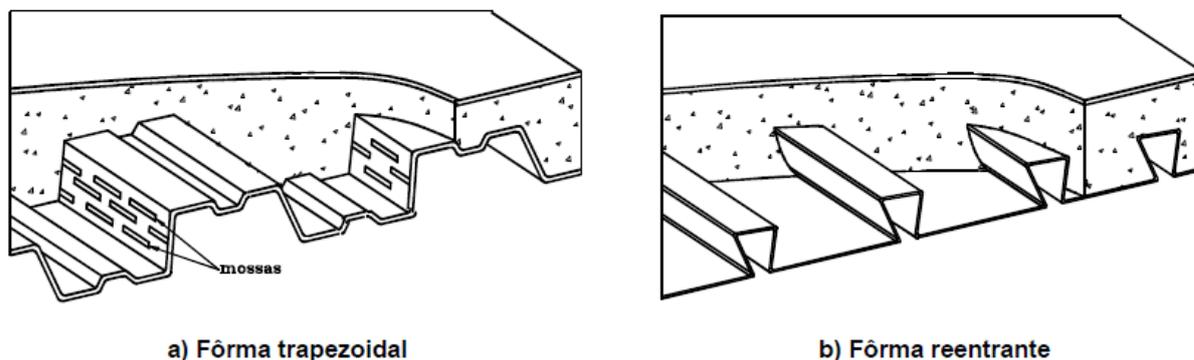
Outro ponto contra esse método construtivo é o seu alto peso próprio, que acaba exigindo elementos de viga e pilar mais robustos para seu sustento, afetando inclusive no dimensionamento das fundações, ou seja, a estrutura como um todo é penalizada, necessitando aumento de material para gerar seções que superem as solicitações geradas, acarretando em maior custo para o empreendimento.

4.2 LAJES MISTAS

Assim como os pilares e vigas mistos, as lajes mistas também são bastante recentes no mercado da construção brasileira, se comparado às lajes maciças de concreto, por exemplo. Inicialmente, utilizava-se formas metálicas da mesma forma que se usa formas de madeira, considerava-se apenas uma maneira de suporte até que o concreto da laje atingisse a cura e pudesse resistir aos esforços, desconsiderando-se a resistência do aço da forma. Após muitos estudos, passou-se a considerar o comportamento misto, de forma análoga ao que já foi tratado no capítulo anterior para vigas e pilares mistos, combinando a eficiência de tracionamento do aço e da resistência à compressão do concreto.

Também de forma análoga às vigas e pilares mistos, para o bom funcionamento das lajes mistas, é necessário a aderência entre as interfaces dos dois materiais, o que é solucionado de forma mecânica com o uso de mossas, Figura 4 (a), ou com nervuras e reentrâncias nas chapas metálicas, Figura 4 (b), gerando maior atrito e garantindo a distribuição das tensões de cisalhamento no sentido longitudinal, conforme a figura abaixo, retirada da NBR 8800.

Figura 4 - Lajes Mistas de Aço e Concreto



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 211)

4.1.1 Vantagens no Uso de Lajes Mistas

Dentre os fatores positivos deste método construtivo, destaca-se a produtividade e a economia, visto que, como a forma metálica atua como forma e como armadura após o concreto atingir sua resistência final, dispensando o uso de escoras, a montagem das formas acaba se tornando muito mais simplificada e rápida, gerando muito menos desperdício de material. Omitindo-se as escoras, também é possível que se dê sequência a outros processos nos andares abaixo da laje que está sendo executada, agilizando ainda mais os cronogramas. Em alguns casos, a própria forma metálica faz também a função de acabamento do teto do pavimento, podendo ser coberta ou não com um forro. As cavidades da forma também facilitam a instalação de outros sistemas embutidos em laje, como elétrico e hidráulico, acomodando perfeitamente as tubulações.

De forma geral, este tipo de laje tem espessuras e pesos bem menores que as mais tradicionais de concreto, diminuindo as solicitações no restante da estrutura, incluindo as fundações, portanto poupando em material na própria execução da laje, mas também se reduz o consumo nos outros elementos estruturais.

Como trata-se de um elemento estrutural com uma parte vinda de um processo industrial, as lajes mistas já ganham um pouco em precisão em relação ao processo das lajes puramente de concreto, cuja execução é mais artesanal, envolvendo maior probabilidade de erro humano. A limpeza do canteiro também é uma diferenciação deste método construtivo,

aproximando-se mais das tendências mundiais de industrialização de elementos e da construção mais seca e limpa, com menos desperdício de materiais.

4.1.2 Desvantagens no Uso de Lajes Mistas

Como todo método construtivo mais recente, a mão de obra necessária deve ser mais especializada em comparação aos métodos mais tradicionais, encarecendo o seu valor. O custo dos materiais ainda é relativamente alto também, muito devido ao fato do sistema não ser tão difundido e utilizado no mercado.

Na construção civil no Brasil, a compatibilização e os projetos executivos ainda não tem uma atenção tão grande por parte das empresas, sendo muitos problemas de incompatibilidade entre sistemas resolvidos diretamente na obra, o que poderia ser evitado com melhor gerenciamento. Isto é um problema para o ponto de vista de utilização das lajes mistas, pois muitas vezes não se tem uma precisão de furos e espaços a serem reservados para passagem de instalações, prejudicando o desempenho da laje em relação ao idealizado pelo projetista. O tipo de carregamento devido ao uso também deve ser observado, pois se as solicitações forem tais que diminuam o atrito entre as interfaces, os materiais passam a atuar individualmente, perdendo as características e os benefícios do funcionamento conjunto da estrutura mista, como abordado anteriormente no capítulo que tratou das vigas e pilares mistos.

5 DIMENSIONAMENTO

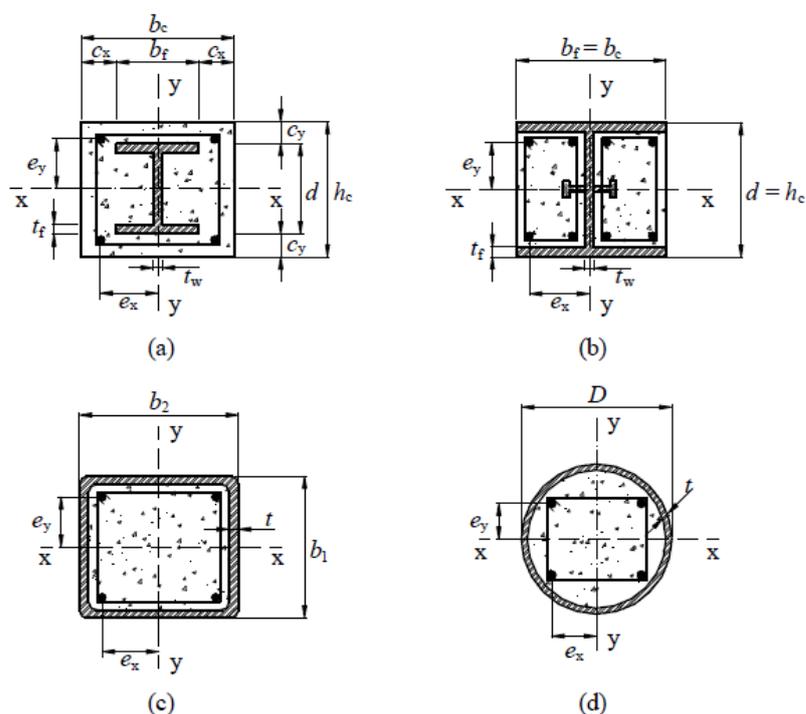
Considerando os prós e contras de cada sistema avaliado, optou-se por um enfoque às estruturas mistas para o desenvolvimento deste trabalho, tendo em vista que é um tema ainda pouco explorado no Brasil e com pouco espaço no mercado. A seguir, estão explicados os processos de dimensionamento de pilares, vigas e lajes mistas, baseado principalmente nos anexos da NBR 8800.

5.1 DIMENSIONAMENTO DE PILARES MISTOS DE AÇO E CONCRETO

5.1.1 Generalidades

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) traz uma série de considerações a serem feitas sobre o processo de dimensionamento simplificado exposto ao longo do Anexo P. Nesta seção serão resumidos estes tópicos. Inicialmente, trata-se das seções a que a norma atende, que são os pilares compostos de: perfis de aço com seção I (a) ou H (b) soldado ou laminado, parcial ou totalmente revestidos por concreto e perfis de aço tubulares com seção de formato retangular (c) ou circular (d) preenchidas com concreto, conforme exposto na Figura 5, a seguir. Há também uma observação de que o concreto deve possuir densidade normal e que, para este processo de dimensionamento, pode-se considerar os casos de pilares submetidos à compressão axial ou à flexo-compressão, que serão respectivamente abordados nas seções 5.1.4 e 5.1.5 deste documento.

Figura 5 – Tipos de Seções Transversais de Pilares Mistos



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 197)

Sobre o método simplificado, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) traça as seguintes hipóteses básicas:

- a) há interação completa entre o concreto e o aço;
- b) as imperfeições iniciais são consistentes com aquelas adotadas para a determinação da resistência de aço submetidas à compressão axial;
- c) a flambagem local para força axial e momento fletor não pode ser um estado-limite último predominante;

Em seguida, são expressos alguns limites quanto à aplicabilidade dos procedimentos de dimensionamento que constam na norma, tais como as restrições de seção e densidade do concreto já anteriormente citadas neste documento. Além disso, avalia-se um fator de contribuição do aço, sob a forma da Equação 1 abaixo, sendo que se este índice for menor que 0,2 o pilar deve ser dimensionado como pilar de concreto conforme a NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014), e se for maior que o valor limite 0,9 deve ser dimensionado como um pilar somente de aço, conforme o texto principal da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

$$\delta = \frac{A_a f_{yd}}{N_{Rd,pl}} \quad (\text{Equação 1})$$

Onde:

δ = fator de contribuição do aço;

A_a = área da seção transversal do perfil de aço;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$N_{Rd,pl}$ = força axial resistente de cálculo da seção transversal à plastificação total.

A restrição citada na sequência faz referência à esbeltez relativa do pilar, que pode ser calculada pela Equação 10 da seção 5.1.4 deste documento, que não deve ultrapassar o valor limite 2,0. A proporção entre a altura e largura das seções mistas retangulares deve obedecer aos valores limites, entre 0,2 e 5,0. A seguir, restringe-se os tamanhos de cobrimentos para o caso (a) da Figura 5, conforme os limites determinados pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008):

$$40\text{mm} \leq c_y \leq 0,3d \text{ e } c_y \geq b_f/6$$

$$40\text{mm} \leq c_x \leq 0,4b_f \text{ e } c_x \geq b_f/6$$

As últimas observações dizem respeito às restrições do concreto para o uso da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para o dimensionamento de pilares mistos. Define-se que as seções transversais para seções tubulares de aço preenchidas com concreto dispensam o uso de armadura, exceto em alguns casos em situação de incêndio, regulamentados pela NBR 14323 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013). Outra restrição é quanto à execução dos pilares, que quando se concretiza um pilar com o perfil de aço já montado, o mesmo deve por si só garantir a resistência das ações aplicadas até que o concreto atinja a cura. Quanto aos pilares revestidos com concreto, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) afirma que deve haver armaduras longitudinais e transversais para garantir a integridade do concreto, sendo opcional considerar a resistência destas no dimensionamento do pilar misto, além de obedecer às delimitações da NBR 6118 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2014).

Concluídas as restrições quanto ao uso do Anexo P da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) para projetos de pilares mistos, dá-se início às considerações sobre o processo de dimensionamento em si na seção a seguir.

5.1.2 Flambagem local dos elementos de aço

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) define que as resistências de todos os materiais devem ser atingidas sem que ocorra flambagem local dos elementos componentes do perfil de aço da seção transversal. Para evitar a ocorrência deste fenômeno, deve-se satisfazer as relações abaixo, que tem suas dimensões definidas conforme a Figura 5. Para seções totalmente revestidas, a norma não exige essa verificação, desde que respeitados os cobrimentos definidos no item anterior.

nas seções tubulares circulares preenchidas com concreto: $D/t \leq 0,15E/f_y$

nas seções tubulares retangulares preenchidas com concreto: $b_i/t \leq 2,26\sqrt{E/f_y}$

nas seções I ou H parcialmente revestidas com concreto: $b_f/t_f \leq 1,49\sqrt{E/f_y}$

Onde:

b_i = é a maior dimensão paralela a um eixo de simetria da seção tubular retangular;

E = módulo de elasticidade do aço, definido como 200000 MPa;

f_y = resistência ao escoamento do aço.

5.1.3 Cisalhamento nas superfícies de contato entre o perfil de aço e concreto

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) define as regiões de introdução de cargas como aquelas onde ocorrem variações localizadas dos esforços solicitantes devidas a ligações do pilar com vigas, ou aquelas onde ocorre interrupção da armadura longitudinal, como em emendas do pilar ou em bases. Como já mencionado

anteriormente, nesta região de ligações ocorre o escorregamento entre os perfis de aço e concreto, se as interfaces não estiverem bem conectadas. Por norma, define-se como comprimento de introdução de carga como duas vezes a menor dimensão da seção do pilar ou um terço da distância entre pontos de introdução de cargas, o que for menor.

Para o cálculo das tensões de cisalhamento na região das interfaces no comprimento de introdução de cargas, são considerados os dois casos abaixo.

a) Quando a viga estiver ligada apenas ao perfil de aço do pilar

$$V_{Sd,l} = V_{Sd} \left(1 - \frac{N_{Rd,pl,a}}{N_{Rd,pl}} \right) \quad (\text{Equação 2})$$

$$M_{Sd,l} = M_{Sd} \left(1 - \frac{M_{Rd,pl,a}}{M_{Rd,pl}} \right) \quad (\text{Equação 3})$$

b) Quando a viga estiver ligada apenas ao concreto do pilar:

$$V_{Sd,l} = V_{Sd} \frac{N_{Rd,pl,a}}{N_{Rd,pl}} \quad (\text{Equação 4})$$

$$M_{Sd,l} = M_{Sd} \frac{M_{Rd,pl,a}}{M_{Rd,pl}} \quad (\text{Equação 5})$$

Onde:

V_{Sd} = força cortante solicitante de cálculo na ligação;

$N_{Rd,pl,a}$ = força axial resistente de cálculo somente do perfil de aço do pilar à plastificação total;

$N_{Rd,pl}$ = força axial resistente de cálculo da seção transversal do pilar misto à plastificação total;

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo na ligação;

$M_{Rd,pl,a}$ = contribuição do perfil de aço para $M_{Rd,pl}$;

$M_{Rd,pl}$ = momento fletor resistente de plastificação de cálculo do pilar misto.

A norma recomenda que, se as tensões calculadas nestas equações ultrapassarem os limites descritos na Tabela 1, se use conectores de cisalhamento para resistir aos efeitos de cortante e fletor na sua totalidade. Os valores de forças axiais e momentos fletores citados nas equações acima serão abordados nos itens 5.1.4 e 5.1.5, respectivamente. Considera-se ainda que nos trechos entre regiões de introdução de cargas deve-se utilizar conectores para garantir a resistência ao cisalhamento no sentido longitudinal sempre que as tensões na interface sejam maiores que as delimitadas na Tabela 1.

Tabela 1 – Tensão de Cisalhamento Resistente de Cálculo τ_{Rd}

Tipo de Seção Transversal do Pilar Misto	τ_{Rd} (Mpa)
Seção totalmente revestida com concreto	0,30
Seção tubular circular preenchida com concreto	0,55
Seção tubular retangular preenchida com concreto	0,40
Mesas de seção parcialmente revestida com concreto	0,20
Almas de seção parcialmente revestida com concreto	0,00

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 201)

5.1.4 Pilares submetidos à compressão axial

Para calcular a força axial resistente de cálculo para pilares mistos axialmente comprimidos, primeiramente é preciso definir alguns fatores necessários para o processo. O primeiro destes fatores é a força axial de compressão resistente de cálculo à plastificação total, dada pela soma das resistências axiais do perfil de aço, concreto e, se for o caso, das armaduras, definido pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) conforme a Equação 6 apresentada a seguir.

$$N_{Rd,pl} = N_{Rd,pl,a} + N_{Rd,pl,c} + N_{Rd,pl,s} \quad (\text{Equação 6})$$

Sendo definidos:

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

$$N_{Rd,pl,c} = f_{cd1}A_c$$

$$f_{cd1} = \alpha f_{cd}$$

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

Onde:

A_a = área da seção transversal do perfil de aço;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

A_c = área da seção transversal do concreto;

α = coeficiente igual a 0,95 para seções tubulares circulares preenchidas e 0,85 para as demais;

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

A_s = área da seção transversal da armadura longitudinal;

f_{sd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura.

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), os efeitos de retração e fluência do concreto podem ser simulados por uma redução do módulo de elasticidade do mesmo, conforme a Equação 7.

$$E_{c,red} = \frac{E_c}{1 + \varphi \left(\frac{N_{Sd,G}}{N_{Sd}} \right)} \quad \text{(Equação 7)}$$

Onde:

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

φ = coeficiente de fluência do concreto, deve ser obtido da ABNT NBR 6118;

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.

Com essa definição, pode-se equacionar a rigidez relativa à flexão e a rigidez axial efetiva à compressão sob a forma das Equações 8 e 9, respectivamente.

$$(EI)_e = E_a I_a + 0,7 E_{c,red} I_c + E_s I_s \quad \text{(Equação 8)}$$

$$(EA)_e = E_a A_a + E_{c,red} A_c + E_s A_s \quad \text{(Equação 9)}$$

Onde:

E_a = módulo de elasticidade do aço estrutural;

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

E_s = módulo de elasticidade do aço da armadura;

I_a = momento de inércia da seção transversal do perfil de aço;

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

I_s = momento de inércia da seção transversal da armadura de concreto;

A_a = área da seção transversal do perfil de aço;

A_c = área da seção transversal do concreto não-fissurado;

A_s = área da seção transversal da armadura do concreto.

O próximo passo para o dimensionamento à compressão axial é determinar o índice de esbeltez reduzido para o plano de flexão considerado, conforme a Equação 10, retirada da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

$$\lambda_{0,m} = \sqrt{\frac{N_{R,pl}}{N_e}} \quad (\text{Equação 10})$$

Onde:

$N_{R,pl}$ = é o valor calculado pela Equação 6 substituindo-se os valores de projeto f_{yd} , f_{cd} e f_{sd} pelos respectivos valores f_y , f_{ck} e f_{ys} , resultando na expressão modificada: $N_{R,pl} = f_y A_a + \alpha f_{ck} A_c + f_{ys} A_s$;

N_e = força axial de flambagem elástica, dada pela Equação 11.

$$N_e = \frac{\pi^2 (EI)_e}{(KL)^2} \quad (\text{Equação 11})$$

Onde:

$(EI)_e$ = rigidez relativa à flexão, calculada conforme a Equação 8;

(KL) = comprimento de flambagem do pilar, definido pela vinculação do elemento, multiplicando-se o seu comprimento L pelos coeficientes K, conforme a Figura 6.

Figura 6 - Coeficientes de Flambagem

	(a)	(b)	(c)	(d)	(e)	(f)
A linha tracejada indica a linha elástica de flambagem						
Valores teóricos de K_x ou K_y	0,5	0,7	1,0	1,0	2,0	2,0
Valores recomendados	0,65	0,80	1,2	1,0	2,1	2,0
Código para condição de apoio	 	Rotação e translação impedidas Rotação livre, translação impedida Rotação impedida, translação livre Rotação e translação livres				

(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 125)

Estabelecidos estes cálculos, é possível determinar o fator de redução χ associado à resistência à compressão, normatizado sob a forma da Equação 12, nos casos a e b.

$$\text{para } \lambda_{0,m} \leq 1,5: \chi = 0,658 \lambda_{0,m}^2 \quad (\text{Equação 12-a})$$

$$\text{para } \lambda_{0,m} > 1,5: \chi = \frac{0,877}{\lambda_{0,m}^2} \quad (\text{Equação 12-b})$$

Com todos os fatores necessários determinados, é possível finalmente calcular, seguindo as recomendações da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) a força axial resistente de cálculo de pilares mistos axialmente comprimidos sujeitos à instabilidade por flexão, descrita na Equação 13, encerrando-se assim esta etapa do dimensionamento.

$$N_{Rd} = \chi N_{Rd,pl} \quad (\text{Equação 13})$$

Onde:

χ = é o fator de redução determinado pela Equação 12;

$N_{Rd,pl}$ = é a força axial de compressão resistente de cálculo definida na Equação 6.

5.1.5 Pilares submetidos à flexo-compressão

Para a verificação do efeito simultâneo das forças de compressão e dos momentos fletores em pilares mistos, a NBR 8800 apresenta dois modelos de cálculo, o primeiro um pouco mais simplificado e o segundo um pouco mais complexo, por levar em conta o momento fletor devido à imperfeição entre nós. Segundo Lubas et. al (2012) para alguns casos, como o de seções circulares com pequenos valores da relação D/t, os resultados advindos do Modelo I se aproxima do Modelo II. Embora trata-se de uma abordagem um pouco mais conservadora, para o estudo de caso que será abordado mais adiante, que é uma estrutura com carregamentos simples, pode-se adotar o Modelo I, baseado na norma norte-americana ANSI/AISC 360 (2005), sem grandes perdas econômicas, visto que seu procedimento é mais resumido em relação ao Modelo II, inspirado na norma europeia Eurocode 4 (EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION, 2004).

Para o Modelo de Cálculo I, a força axial de compressão resistente de cálculo N_{Rd} é obtida da Equação 13 da seção anterior. Os momentos fletores resistentes em relação ao eixo x e y, podem ser determinados conforme a Equação 14 (ver os casos a e b, conforme a resistência à compressão), retirada da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), substituindo-se os termos originais $M_{Rd,x}$ e $M_{Rd,y}$ pelos respectivos momentos fletores de plastificação de cálculo $M_{Rd,pl,x}$ e $M_{Rd,pl,y}$, que são, por sua vez, calculados pela Equação 15.

$$\text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} \geq 0,2: \quad \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} + \frac{8}{9} \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,pl,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,pl,y}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Equação 14-a})$$

$$\text{para } \frac{N_{Sd}}{N_{Rd}} < 0,2: \quad \frac{N_{Sd}}{2N_{Rd}} + \left(\frac{M_{Sd,x}}{M_{Rd,pl,x}} + \frac{M_{Sd,y}}{M_{Rd,pl,y}} \right) \leq 1,0 \quad (\text{Equação 14-b})$$

Onde:

N_{Sd} = força axial solicitante de cálculo de compressão;

N_{Rd} = força axial resistente de cálculo de compressão, calculada pela Equação 13

$M_{Sd,x}$ e $M_{Sd,y}$ = momentos fletores solicitantes de cálculo, em relação aos eixos x e y da seção;

$M_{Rd,pl,x}$ e $M_{Rd,pl,y}$ = momentos fletores resistentes de cálculo, em relação aos eixos x e y da seção, determinados pela Equação 15 a seguir.

$$M_{Rd,pl} = f_{yd}(Z_a - Z_{an}) + 0,5f_{cd1}(Z_c - Z_{cn}) + f_{sd}(Z_s - Z_{sn}) \quad (\text{Equação 15})$$

Onde:

Z_a = é o módulo de resistência plástico da seção do perfil de aço;

Z_c = é o módulo de resistência plástico da seção de concreto, considerado não-fissurado;

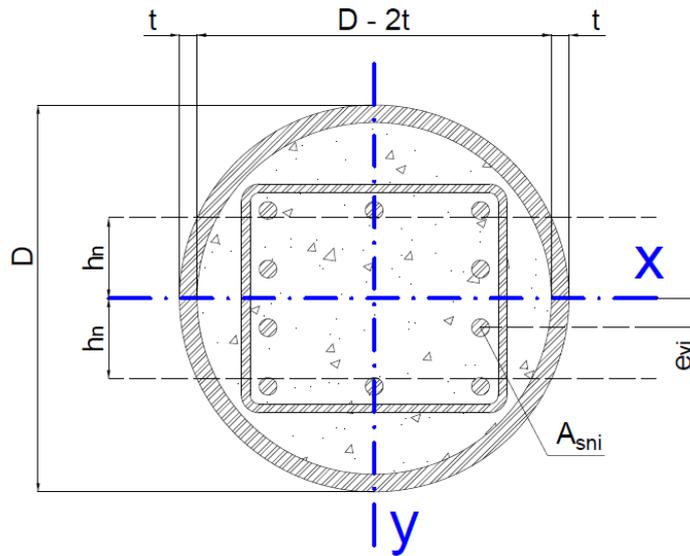
Z_s = é o módulo de resistência plástico da seção da armadura do concreto;

f_{cd1} = resistência de projeto do concreto modificada, definida nos termos da Equação 6;

Z_{an}, Z_{cn}, Z_{sn} = são módulos de resistência plásticos definidos a seguir.

O cálculo dos módulos de resistência plásticos tem variações quanto ao formato da seção do perfil de aço e quanto à posição do concreto, se preenchendo ou cobrindo o aço. Como estabeleceu-se para o estudo de caso perfis tubulares circulares preenchidos com concreto, o formulário será restringido somente a este caso, conforme o caso b da seção P.5.4.4 da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) exibido a seguir.

Figura 7 – Seção de Pilar Tubular Circular Preenchida com Concreto



(Fonte: AUTOR, 2016)

As distâncias utilizadas no formulário a seguir são baseadas nos termos definidos na Figura 7. Algumas das expressões não estão explicitamente na norma, pois são simplificações de outras equações com a condição da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) de que se utilize para este fim as mesmas equações relativas às seções tubulares retangulares substituindo-se b_1 e b_2 por D e r por $(D/2 - t)$. Para o eixo x , tem-se os seguintes módulos de resistência.

$$Z_a = \frac{D^3}{6} \left[1 - \left(1 - \frac{2t}{D} \right)^3 \right] \text{ ou } tD^2 \text{ (se } t \ll D) \quad \text{(Equação 17)}$$

$$Z_s = \sum_{i=1}^n |A_{si} e_i| \quad \text{(Equação 18)}$$

Onde:

A_{si} = área de armadura de uma barra;

e_i = distância do eixo da barra da armadura de área A_{si} ao eixo de simetria relevante da seção.

$$Z_c = \frac{(D - 2t)^3}{6} - Z_s \quad \text{(Equação 19)}$$

$$h_n = \frac{A_c f_{cd1} - A_{sn}(2f_{sd} - f_{cd1})}{2Df_{cd1} + 4t(2f_{yd} - f_{cd1})} \quad (\text{Equação 20})$$

Onde:

A_c = área da seção transversal do concreto não-fissurado;

f_{cd1} = resistência de projeto do concreto modificada, definida nos termos da Equação 6;

A_{sn} = soma das áreas das barras da armadura na região de altura $2h_n$;

f_{sd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço da armadura;

f_{yd} = resistência de cálculo ao escoamento do aço;

$$Z_{an} = 2th_n^2 \quad (\text{Equação 21})$$

$$Z_{sn} = \sum_{i=1}^n |A_{sni} e_{yi}| \quad (\text{Equação 22})$$

Onde:

A_{sni} = área de cada barra da armadura na região de altura $2h_n$;

e_{yi} = distância do eixo da barra da armadura ao eixo x.

$$Z_{cn} = (D - 2t)h_n^2 - Z_{sn} \quad (\text{Equação 23})$$

Para os módulos em relação ao eixo y, basta permutar-se os índices subscritos x e y, conforme indicação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008). Finalizadas essas operações, conclui-se o processo de dimensionamento de pilares mistos.

5.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS MISTAS DE AÇO E CONCRETO

5.2.1 Generalidades

No Anexo O da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) estão as informações para o dimensionamento das vigas mistas de aço e concreto, subdividindo-as em vigas mistas de alma cheia, como por exemplo um perfil I ou tubular, e treliças mistas. Para este trabalho, a atenção será dedicada às vigas mistas de alma cheia, visando solucionar o estudo de caso, composto por perfis de seção I. Para as vigas de alma cheia, a norma prevê três classificações: biapoiada, quando as ligações nos apoios podem ser consideradas como rótulas; contínuas, quando o perfil de aço e a armadura da laje tem continuidade total nos apoios internos; e semicontínuas, quando apresentar ligação de resistência parcial.

Segundo Pfeil e Pfeil (2009), o comportamento na região de momento negativo de vigas contínuas ou em balanço é caracterizado pela tração da laje de concreto e sua consequente fissuração. Para essa situação, também destaca a possibilidade da flambagem local da mesa comprimida da seção por ficar com a extremidade inferior livre. Corre-se o risco também de que ocorra flambagem lateral por distorção desta região, pois não há o travamento da mesa comprimida pela laje como ocorre nas vigas mistas biapoiadas. Portanto, neste documento será tratado o caso de vigas biapoiadas, visto que sua aplicação evita o uso de armadura de tração na laje e diminui-se efeitos como fissuração no concreto da laje, gerando menos esforços e facilitando o processo de dimensionamento dos elementos.

A respeito da aplicabilidade do Anexo O para o dimensionamento de vigas mistas biapoiadas, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2013) faz algumas restrições:

- d) as vigas mistas de aço e concreto de alma cheia biapoiadas devem ter relação entre a altura e a espessura da alma (h/t_w) inferior ou igual a $5,7\sqrt{E/f_y}$. Se h/t_w for inferior ou igual a $3,76\sqrt{E/f_y}$, essas vigas podem ser dimensionadas em regime plástico. Se h/t_w superar $3,76\sqrt{E/f_y}$, as vigas devem ser dimensionadas em regime elástico. Na relação entre altura e espessura da alma (h/t_w) citada aqui, a altura h é definida como a distância entre faces internas das

mesas nos perfis soldados e como esse valor menos os dois raios de concordância entre a mesa e a alma nos perfis laminados;

- f) a interação entre o aço e o concreto é completa, na região de momento positivo, se os conectores situados nessa região tiverem resistência de cálculo igual ou superior à resistência de cálculo do componente de aço à tração ou da laje de concreto à compressão, o que for menor. A interação é parcial caso a resistência de cálculo dos conectores seja inferior às duas resistências mencionadas;
- g) as vigas mistas podem ser escoradas ou não-escoradas durante a construção. Para os efeitos desta Norma, somente são consideradas escoradas as vigas mistas nas quais o componente de aço permanece praticamente sem solicitação até a retirada do escoramento, que deve ser feita após o concreto atingir 75% da resistência característica à compressão especificada;

Antes de iniciar o processo de dimensionamento, a norma faz uma apresentação das resistências de cálculo dos materiais a serem utilizadas no procedimento, como exposto a seguir nas variações da Equação 24.

$$f_{yd} = \frac{f_y}{\gamma_{a1} = 1,10} \quad (\text{Equação 24-a})$$

$$f_{yFd} = \frac{f_{yF}}{\gamma_{a1} = 1,10} \quad (\text{Equação 24-b})$$

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c = 1,40} \quad (\text{Equação 24-c})$$

$$f_{sd} = \frac{f_{ys}}{\gamma_s = 1,15} \quad (\text{Equação 24-d})$$

Onde:

f_y, f_{yF} e f_{ys} = resistências ao escoamento do aço, respectivamente, dos perfis, da forma de aço incorporada e das armaduras;

f_{ck} = é a resistência característica à compressão do concreto;

γ_{a1}, γ_c e γ_s = coeficientes de ponderação da resistência dos materiais.

A norma utiliza a abordagem da homogeneização teórica da seção formada pelo perfil de aço e a largura efetiva da laje, recomendando-se a divisão desta largura pelo fator $\alpha_E = E/E_c$, onde E e E_c são os módulos de elasticidade do aço e do concreto, ignorando-se a

participação do concreto na zona tracionada. Após determinadas as propriedades geométricas da seção homogeneizada, admite-se uma distribuição linear de tensões sobre esta seção para posicionar a linha neutra. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) recomenda ainda que se consulte a NBR 6118 para determinar os efeitos de fluência e retração do concreto ou o *Eurocode 2 Part 1-1*, no caso de uso de concreto de baixa densidade.

Para o caso abordado, de vigas mistas de alma cheia biapoiadas, que possuem momentos positivos, o momento de inércia efetivo pode ser escrito sob a forma da Equação 25 a seguir, conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

$$I_{ef} = I_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} (I_{tr} - I_a) \quad (\text{Equação 25})$$

Onde:

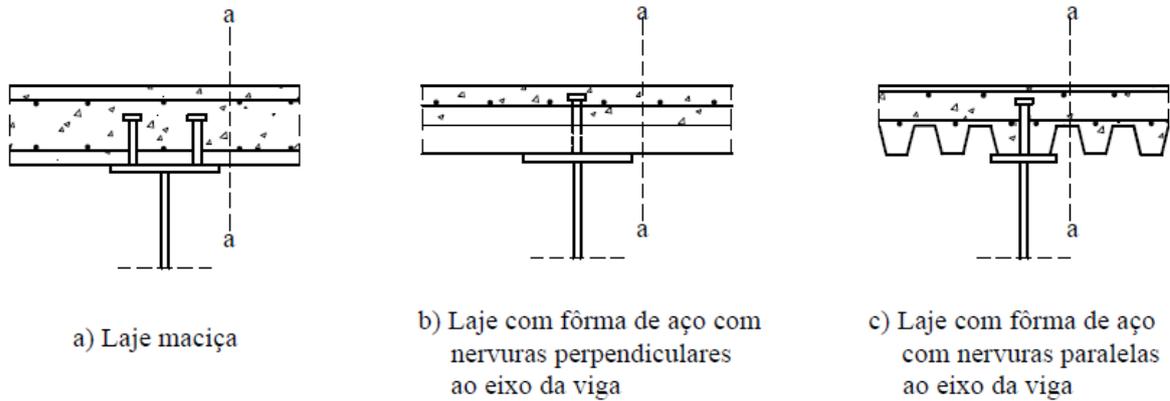
I_a = momento de inércia da seção do perfil de aço isolado;

I_{tr} = momento de inércia da seção mista homogeneizada;

$\sum Q_{Rd}$ e F_{hd} = forças que serão abordadas mais adiante no texto;

No caso de as armaduras próprias da laje não serem o suficiente para evitar a fissuração por cisalhamento na laje, adota-se o que a norma denomina armadura de costura. A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) exige que esta armadura seja espaçada uniformemente ao longo do comprimento L_m , e sua área de seção A_s não deve ser inferior a 0,2% da área da seção de cisalhamento do concreto por plano de cisalhamento (plano a-a da Figura 8) no caso de lajes mistas com nervuras longitudinais ao perfil de aço e 0,1% no caso de lajes mistas com nervuras transversais, não sendo em nenhum caso inferior a 150 mm²/m.

Figura 8 – Superfícies Típicas de Falha por Cisalhamento



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 173)

A verificação para cada plano de cisalhamento longitudinal deve obedecer à Equação 26.

$$V_{Sd} \leq V_{Rd} \quad \text{(Equação 26)}$$

Com:

$$V_{Sd} = \frac{\left(\sum Q_{Rd,m} \frac{b_1}{b_1 + b_2} - 0,85 f_{cd} A_{blc} - A_{long} f_{sd} \right)}{L_m} \geq 0 \quad \text{(em uma borda de laje, } V_{Sd}=0 \text{)}$$

$$V_{Rd} = 0,6 \eta A_{cv} \frac{f_{ctk,inf}}{\gamma_c} + A_s f_{sd} + A_F f_{yFd} \leq 0,2 \eta A_{cv} f_{cd} + 0,6 A_F f_{yFd}$$

Onde:

$\sum Q_{Rd,m}$ = é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais dos conectores de cisalhamento situados no trecho de comprimento L_m (se $\sum Q_{Rd,m}$ for maior do que a força resistente de cálculo necessária para interação total, usar esta última no lugar de $\sum Q_{Rd,m}$);

$f_{ctk,inf} = 0,21 f_{ck}^{2/3}$, com $f_{ctk,inf}$ e f_{ck} em Mpa;

b_1 = largura efetiva da laje a partir do eixo da viga no lado onde se analisa a resistência à fissuração longitudinal;

b_2 = largura efetiva da laje a partir do eixo da viga do lado oposto a b_1 ;

A_{blc} = área da seção transversal da região comprimida da laje de concreto entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

A_{long} = área da armadura longitudinal tracionada entre o plano de cisalhamento considerado e a linha de centro da viga;

L_m = é a distância entre as seções de momento máximo positivo e momento nulo nas regiões com momento positivo, ou entre as seções de momento máximo negativo e momento nulo nas regiões com momento negativo;

$\eta = 0,3 + 0,7(\rho_c/2400)$, sendo ρ_c a massa específica do concreto, em kg/m^3 , não podendo ser tomado valor superior a 2400 kg/m^3 ;

A_{cv} = área de cisalhamento do concreto no plano considerado, por unidade de comprimento da viga;

A_s = área da armadura transversal disponível na seção da laje considerada (corte a-a da Figura 8), por unidade de comprimento da viga, incluindo qualquer armadura prevista para flexão da laje e armaduras transversais adicionais, A_{sa} , desde que devidamente ancoradas além da seção considerada;

A_F = área da forma de aço incorporada no plano de cisalhamento, por unidade de comprimento, caso a forma seja contínua sobre a viga e as nervuras estejam dispostas perpendicularmente ao perfil de aço (nas demais situações, $A_F = 0$).

5.2.2 Verificação ao Momento Fletor

Para o caso em estudo, de vigas mistas contínuas biapoiadas, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) traz os seguintes delineamentos sobre o conceito de largura efetiva:

A largura efetiva da mesa de concreto, de cada lado da linha de centro da viga, deve ser igual ao menor dos seguintes valores:

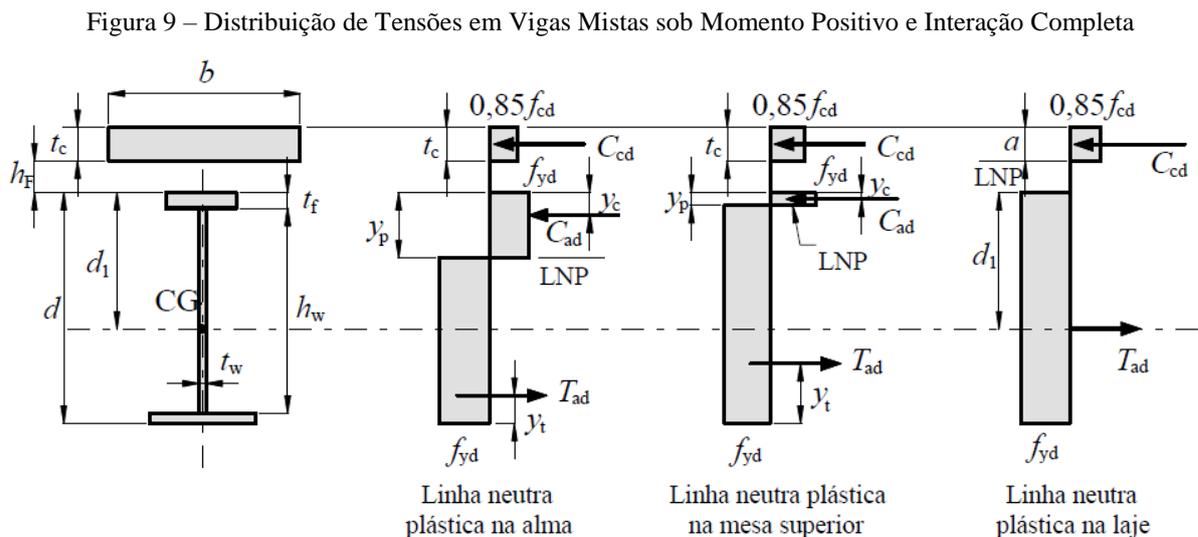
- a) $1/8$ do vão da viga mista, considerado entre linhas de centro dos apoios;
- b) Metade da distância entre a linha de centro da viga analisada e linha de centro da viga adjacente;
- c) Distância da linha de centro da viga à borda de uma laje em balanço.

Como mencionado na seção anterior, com o uso de vigas mistas biapoiadas, o contato com a laje impede que o perfil de aço sofra flambagem local na mesa superior. Isso implica que

a esbeltez da alma determina se a seção é compacta ($h/t_w \leq 3,76\sqrt{E/f_y}$) ou semicompacta ($3,76\sqrt{E/f_y} < h/t_w \leq 5,70\sqrt{E/f_y}$). Segundo Pfeil (LTC, 2009), no caso das seções compactas utilizam-se então diagramas de tensões com plastificação total para o cálculo do momento fletor resistente da seção mista. Para as seções semicompactas, o momento resistente da viga mista é obtido com o diagrama de tensões em regime elástico na situação de início de plastificação da seção. Neste documento, serão apresentados os cálculos considerando os dois casos para a situação de construção escorada, isto é, em que há pouca sollicitação no perfil metálico até que as escoras sejam retiradas após a cura do concreto.

5.2.2.1 Vigas Mistas Biapoiadas Compactas

Para esta situação, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) prevê três casos conforme a posição da linha neutra e a interação entre os elementos. Antes de expor os procedimentos de cálculo, faz-se algumas considerações para termos que aparecem em todos os conjuntos de equações. O coeficiente β_{vm} é igual a 1,00 para o caso das vigas biapoiadas. O coeficiente 0,85 sobre o valor da resistência do concreto corresponde aos efeitos de longa duração, ou efeito Rüschi.



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 178)

A primeira situação analisada é a viga mista de alma cheia com interação completa e linha neutra da seção plastificada na laje de concreto, que corresponde à configuração de tensões mais à direita na Figura 9. Primeiramente é necessário que se verifiquem as duas condições expressadas na Equação 27.

$$\sum Q_{Rd} \geq A_a f_{yd} \quad (\text{Equação 27-a})$$

$$0,85 f_{cd} b t_c \geq A_a f_{yd} \quad (\text{Equação 27-b})$$

Cumpridas essas condições, pode-se determinar o momento fletor resistente de cálculo com os quatro passos da Equação 28 abaixo.

$$C_{cd} = 0,85 f_{cd} b a \quad (\text{Equação 28-a})$$

$$T_{ad} = A_a f_{yd} \quad (\text{Equação 28-b})$$

$$a = \frac{T_{ad}}{0,85 f_{cd} b} \leq t_c \quad (\text{Equação 28-c})$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} T_{ad} \left(d_1 + h_F + t_c - \frac{a}{2} \right) \quad (\text{Equação 28-d})$$

Onde:

$\sum Q_{Rd}$ = é o somatório das forças resistentes de cálculo individuais Q_{Rd} dos conectores de cisalhamento situados entre a seção de momento positivo máximo e a seção adjacente de momento nulo;

A_a = área do perfil de aço;

b = largura efetiva da laje de concreto;

t_c = altura da laje de concreto (se houver laje com forma de aço incorporada, é a espessura acima das nervuras);

a = espessura da região comprimida da laje ou, para interação parcial, a espessura considerada efetiva;

C_{cd} = força resistente de cálculo da espessura comprimida da laje de concreto;

T_{ad} = força resistente de cálculo da região tracionada do perfil de aço;

d_1 = distância do centro geométrico do perfil de aço até a face superior desse perfil;

h_F = altura das nervuras da laje de concreto com forma de aço incorporada;

O segundo caso a ser analisado é quando há interação completa e linha neutra da seção plastificada no perfil de aço, podendo ainda se dividir em dois casos: quando a linha neutra se encontra na mesa superior (distribuição do meio na Figura 9) ou na alma (distribuição à esquerda na Figura 9). Para ambos, é necessário que se cumpram as duas condições da Equação 29 e, caso satisfeitas, calculadas as três etapas da Equação 30.

$$\sum Q_{Rd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Equação 29-a})$$

$$A_a f_{yd} \geq 0,85f_{cd}bt_c \quad (\text{Equação 29-b})$$

$$C_{cd} = 0,85f_{cd}ba \quad (\text{Equação 30-a})$$

$$C_{ad} = 0,5(A_a f_{yd} - C_{cd}) \quad (\text{Equação 30-b})$$

$$T_{ad} = C_{cd} + C_{ad} \quad (\text{Equação 30-c})$$

Onde:

C_{ad} = força resistente de cálculo da região comprimida do perfil de aço;

Os demais termos são os mesmos definidos para as Equações 27 e 28.

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), a posição da linha neutra da seção plastificada medida a partir do topo do perfil de aço pode ser determinada como a seguir indicado.

Caso $C_{ad} \leq A_a f_{yd}$, a linha neutra se encontra na mesa superior

$$y_p = \frac{C_{ad}}{A_a f_{yd}} t_f \quad (\text{Equação 31-a})$$

Caso $C_{ad} > A_a f_{yd}$, a linha neutra se encontra na alma

$$y_p = t_f + h_w \left(\frac{C_{ad} - A_a f_{yd}}{A_w f_{yd}} \right) \quad (\text{Equação 31-b})$$

Onde:

y_p = distância da linha neutra da seção plastificada até a face superior do perfil de aço;

t_f = espessura da mesa superior do perfil de aço;

h_w = altura da alma, tomada como a distância entre faces internas das mesas;

A_{af} = área da mesa superior do perfil de aço;

$A_{aw} = h_w t_w$, é a área da alma do perfil de aço;

Os demais termos são os mesmos definidos nas Equações de 27 a 30.

Por fim, o momento fletor resistente de cálculo em ambos os casos, dá-se pela Equação 32.

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad}(d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(\frac{t_c}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (\text{Equação 32})$$

Onde:

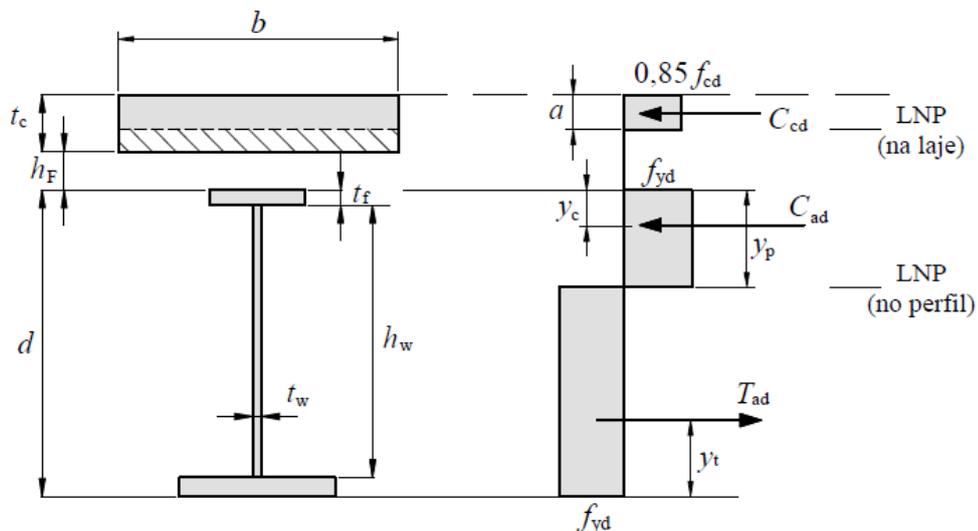
d = altura total do perfil de aço;

y_t = distância do centro geométrico da parte tracionada do perfil de aço até a face inferior desse perfil;

Os demais termos se repetem das Equações de 27 a 31.

O último caso de vigas mistas biapoiadas compactas, é quando há interação parcial, resultando em uma distribuição de tensões como a representada na Figura 10.

Figura 10 – Distribuição de Tensões em Vigas Mistas sob Momento Positivo e Interação Parcial



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 178)

Primeiramente, deve-se satisfazer as duas condições da Equação 33.

$$\sum Q_{Rd} < A_a f_{yd} \quad (\text{Equação 33-a})$$

$$\sum Q_{Rd} < 0,85 f_{cd} b t_c \quad (\text{Equação 33-b})$$

Cumpridos esses dois requisitos, toma-se o valor $C_{cd} = \sum Q_{Rd}$ e utiliza-se nas Equações 30-b, 30-c e 31-a ou 31-b. Com os valores calculados determina-se o novo valor de a conforme a Equação 34-a e por fim o momento fletor resistente de cálculo pela Equação 34-b.

$$a = \frac{C_{cd}}{0,85 f_{cd} b} \quad (\text{Equação 34-a})$$

$$M_{Rd} = \beta_{vm} \left[C_{ad} (d - y_t - y_c) + C_{cd} \left(t_c - \frac{a}{2} + h_F + d - y_t \right) \right] \quad (\text{Equação 34-b})$$

Para as situações descritas acima, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) define que é necessário verificar o grau de interação da viga mista, dado por $\eta_i = \sum Q_{Rd} / F_{hd}$, onde F_{hd} é a força de cisalhamento de cálculo entre o componente de aço e a laje, igual ao menor valor entre $A_a f_{yd}$ e $0,85 f_{cd} b t_c$, não podendo este grau de interação ser menor que as seguintes condições:

- a) quando os perfis de aço componentes da viga mista tem mesas de áreas iguais:

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,75 - 0,03 L_e) \geq 0,40 \text{ para } L_e \leq 25 \text{ m};$$

$$\eta_i = 1 \text{ para } L_e > 25 \text{ m (interação completa);}$$

Onde L_e é o comprimento do trecho de momento positivo (distância entre pontos de momento nulo), em metros;

- b) quando os perfis de aço componentes da viga mista tem mesas de áreas diferentes, com a área da mesa inferior ou igual a três vezes a área da mesa superior:

$$\eta_i = 1 - \frac{E}{578 f_y} (0,30 - 0,015 L_e) \geq 0,40 \text{ para } L_e \leq 20 \text{ m};$$

$$\eta_i = 1 \text{ para } L_e > 20 \text{ m (interação completa);}$$

- c) para situações intermediárias entre as previstas nas alíneas a) e b), pode-se efetuar interpolação linear (outras situações não são previstas);

5.2.2.2 Vigas Mistas Biapoiadas Semi compactas

Com seu dimensionamento baseado no regime elástico, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) define que para as seções semi compactas a tensão de tração de cálculo na face inferior do perfil de aço não pode ultrapassar f_{yd} e a tensão de cálculo na face superior da laje de concreto não pode ultrapassar f_{cd} . Para determinar as tensões, são apresentados dois casos.

O primeiro é quando ocorre a interação completa, ou seja, $\sum Q_{Rd}$ é maior ou igual a $A_a f_{yd}$ ou $0,85 f_{cd} b t_c$, o menor entre os dois valores. As tensões de cálculo são dadas pelas duas alíneas da Equação 35.

$$\sigma_{td} = \frac{M_{Sd}}{(W_{tr})_i} \quad \text{(Equação 35-a)}$$

$$\sigma_{cd} = \frac{M_{Sd}}{[\alpha_E (W_{tr})_s]} \quad \text{(Equação 35-b)}$$

O segundo caso, com interação parcial, obedece às condições estabelecidas na seção anterior sobre o grau de interação, e utiliza-se das mesmas expressões da Equação 35 para determinar as tensões, alterando apenas o valor de $(W_{tr})_i$ para a forma da Equação 36.

$$W_{ef} = W_a + \sqrt{\frac{\sum Q_{Rd}}{F_{hd}}} [(W_{tr})_i - W_a] \quad \text{(Equação 36)}$$

Onde:

σ_{td} = tensão de tração de cálculo na mesa inferior do perfil de aço;

σ_{cd} = tensão de compressão de cálculo na face superior da laje de concreto;

$(W_{tr})_i$ = é o módulo de resistência elástico inferior da seção mista;

$(W_{tr})_s$ = é o módulo de resistência elástico superior da seção mista;

W_a = é o módulo de resistência elástico inferior do perfil de aço;

Demais termos como definidos na seção anterior.

5.2.3 Verificação ao Esforço Cortante

A verificação das vigas mistas ao esforço cortante se dá da mesma maneira que para um perfil de aço comum, garantindo a relação $V_{Rd} \geq V_{Sd}$. Inicialmente, determina-se os parâmetros de esbeltez pela Equação 37.

$$\lambda = \frac{h}{t_w} \quad (\text{Equação 37-a})$$

$$\lambda_p = 1,10 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (\text{Equação 37-b})$$

$$\lambda_r = 1,37 \sqrt{\frac{k_v E}{f_y}} \quad (\text{Equação 37-c})$$

Onde:

$$k_v = 5,0 \text{ para almas sem enrijecedores transversais, para } \frac{a}{h} > 3 \text{ ou para } \frac{a}{h} > \left[\frac{260}{(h/t_w)} \right]^2 \text{ ou}$$

$$k_v = 5 + \frac{5}{(a/h)^2} \text{ para os demais casos}$$

a = distância entre as linhas de centro de dois enrijecedores transversais adjacentes;

h = altura da alma;

t_w = espessura da alma.

Conforme a magnitude do índice de esbeltez da Equação 37-a em relação às Equações 37-b e 37-c, modifica-se a fórmula para o cálculo da resistência ao esforço cortante de cálculo, conforme os casos das Equação 38 (a,b e c).

$$\text{Caso } \lambda \leq \lambda_p: V_{Rd} = \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 1,10 \quad (\text{Equação 38-a})$$

$$\text{Caso } \lambda_p < \lambda \leq \lambda_r: V_{Rd} = \frac{\lambda_p}{\lambda} \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 1,10 \quad (\text{Equação 38-b})$$

$$\text{Caso } \lambda > \lambda_r: V_{Rd} = 1,24 \left(\frac{\lambda_p}{\lambda} \right)^2 \frac{V_{pl}}{\gamma_{a1}} = 1,10 \quad (\text{Equação 38-c})$$

Onde:

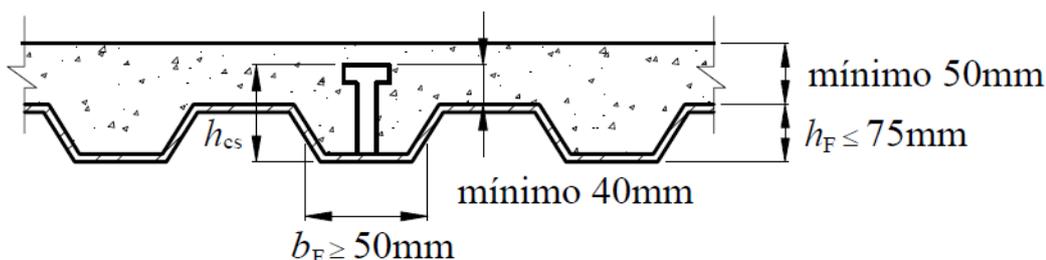
$V_{pl} = 0,60A_w f_y$, força cortante correspondente à plastificação da alma;

$A_w = dt_w$, área efetiva de cisalhamento;

5.2.4 Disposições para Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) estabelece algumas limitações para o uso dos formulários exibidos neste documento quanto ao uso vigas mistas com laje de concreto com forma de aço incorporada, que será o caso a ser desenvolvido em uma seção mais adiante. É estabelecida a altura mínima das nervuras h_f de 75 mm, largura média da nervura situada sobre o perfil de aço b_F de no mínimo 50 mm, ligação entre a laje e o perfil de aço por conectores do tipo pino com cabeça, ultrapassando no mínimo 40mm do topo da forma e cobrimento de concreto mínimo de 50 mm acima do topo da forma. As limitações podem ser verificadas visualmente no exemplo da Figura 11.

Figura 11 – Limitações no Uso de Lajes de Concreto com Forma de Aço Incorporada



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 188)

5.2.5 Conectores de Cisalhamento

O bom desempenho de uma viga do tipo mista depende bastante da interação entre os materiais, que é garantida com a ligação por conectores de cisalhamento. Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) a força resistente de cálculo de um conector de cisalhamento tipo pino com cabeça é dada pelo menor dos valores calculados pelas expressões da Equação 39.

$$Q_{Rd} = \frac{1}{2} \frac{A_{cs} \sqrt{f_{ck} E_c}}{\gamma_{cs}} \quad (\text{Equação 39-a})$$

$$Q_{Rd} = \frac{R_g R_p A_{cs} f_{ucs}}{\gamma_{cs}} \quad (\text{Equação 39-b})$$

Onde:

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

A_{cs} = área da seção transversal do conector;

f_{ucs} = resistência à ruptura do aço do conector;

E_c = módulo de elasticidade do concreto;

R_g = coeficiente para consideração do efeito de atuação de grupos de conectores;

R_p = coeficiente para consideração da posição do conector.

Segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), deve-se tomar para o coeficiente R_g os seguintes valores:

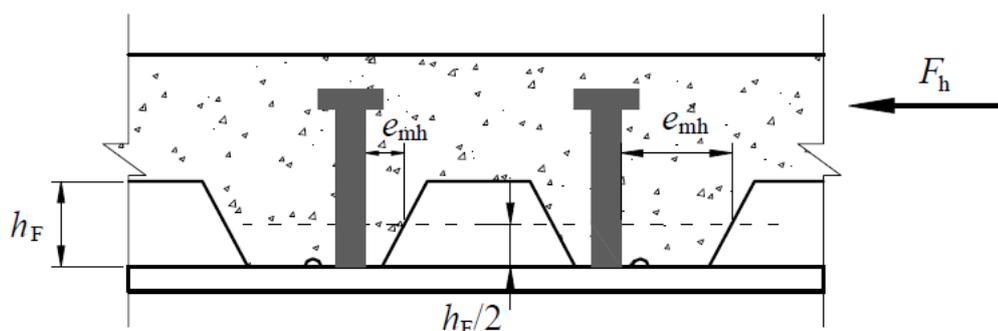
- a) 1,00 (a1) para um conector soldado em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço; (a2) para qualquer número de conectores em uma linha soldados diretamente no perfil de aço; (a3) para qualquer número de conectores em uma linha soldados através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço em relação b_F/h_F igual ou superior a 1,5;
- b) 0,85 (b1) para dois conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço; (b2) para um conector soldado através de uma forma de aço em uma nervura paralela ao perfil de aço e com relação b_F/h_F inferior a 1,5;
- c) 0,70 para três ou mais conectores soldados em uma nervura de forma de aço perpendicular ao perfil de aço.

Também conforme a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008), deve-se tomar para o coeficiente R_p os seguintes valores:

- a) 1,00 (a1) para conectores soldados diretamente no perfil de aço e, no caso de haver nervuras paralelas a esse perfil, pelo menos 50% da largura da mesa deve estar em contato direto com o concreto;
- b) 0,75 (b1) para conectores soldados em uma laje mista com as nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} igual ou superior a 50 mm; (b2) para conectores soldados através de uma forma de aço e embutidos em uma laje mista com nervuras paralelas ao perfil de aço;
- c) 0,60 para conectores soldados em uma laje mista com nervuras perpendiculares ao perfil de aço e e_{mh} inferior a 50 mm.

O valor e_{mh} supracitado é a distância da borda do fuste do conector à alma da nervura da forma de aço, posicionada na metade da altura h_F da nervura, conforme a Figura 12.

Figura 12 – Distâncias entre Conectores e Nervuras



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 190)

A quantidade de conectores necessários nas regiões de momentos positivos uniformemente espaçados é dada pela Equação 40, segundo a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008).

$$n_p = n \left(\frac{M_{PSd} - M_{aRd}}{M_{Sd} - M_{aRd}} \right) \quad (\text{Equação 40})$$

Onde:

M_{PSd} = momento fletor solicitante de cálculo na seção da carga concentrada (inferior ao momento resistente de cálculo máximo);

M_{aRd} = momento fletor resistente de cálculo da viga de aço isolada, para o estado-limite FLA;

M_{Sd} = momento fletor solicitante de cálculo máximo;

n = número de conectores de cisalhamento a serem colocados entre a seção de momento fletor positivo solicitante de cálculo máximo e a seção adjacente de momento nulo.

5.2.6 Verificação ao Estado Limite de Serviço

Além das verificações já citadas, também é necessário verificar as vigas quanto à deformação excessiva. Para tal, a recomendação da NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) é que se faça uma ponderação sobre a seção de concreto para criar uma seção homogeneizada de aço da viga mista para a análise da formação de flechas. De forma simplificada, a razão a ser aplicada é função do módulo de elasticidade, adotando-se a razão explicitada na Equação 41, a fim de incluir os efeitos de longa duração, tais como fluência e retração do concreto.

$$\alpha_E = \frac{3E_a}{E_c} \quad (\text{Equação 41})$$

Feita esta consideração, é possível calcular-se a flecha admissível e a flecha da viga com as Equações 42 e 43, respectivamente.

$$\delta_{adm} = \frac{l}{350} \quad (\text{Equação 42})$$

$$\delta = \frac{5ql^4}{384E_a I_{ef}} \quad (\text{Equação 43})$$

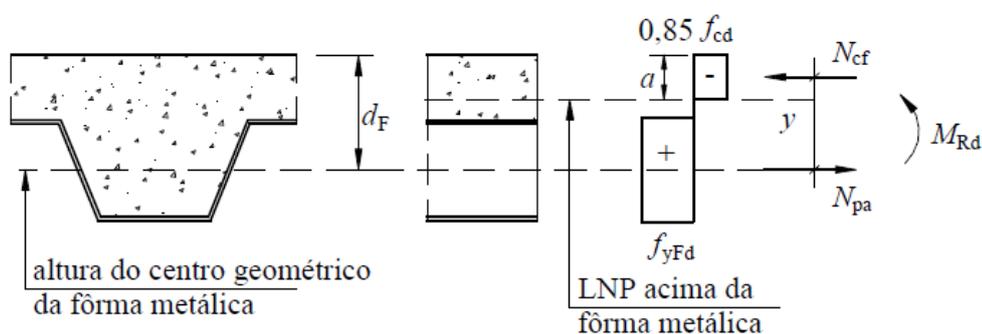
5.3 DIMENSIONAMENTO DE LAJES MISTAS DE AÇO E CONCRETO

Para este estudo, serão consideradas as lajes de concreto com forma de aço incorporada, tomando a atuação conjunta dos dois materiais após a cura do concreto, sendo a forma de aço responsável por resistir aos esforços até esse ponto. O dimensionamento aos estados-limites últimos a seguir são feitos considerando a situação final da laje, a verificação da forma na fase inicial deve ser feita conforme a NBR 14762 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2010).

5.3.1 Verificação ao Momento Fletor

Exceto em caso de haver uma armadura adicional, o momento fletor resistente de cálculo pode ser determinado a partir das expressões da Equação 44-a para o caso da linha neutra acima da face superior da forma de aço e 44-b para o caso da linha neutra abaixo, conforme determinado pela NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) com as dimensões referenciadas nas Figuras 13 e 14.

Figura 13 – Diagrama de Tensões para Momento Positivo e Linha Neutra Plástica acima da Forma



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 213)

$$M_{Rd} = N_{pa}(d_F - 0,5a) \quad (\text{Equação 44-a})$$

Onde:

$$N_{pa} = A_{F,ef} f_{yFd}$$

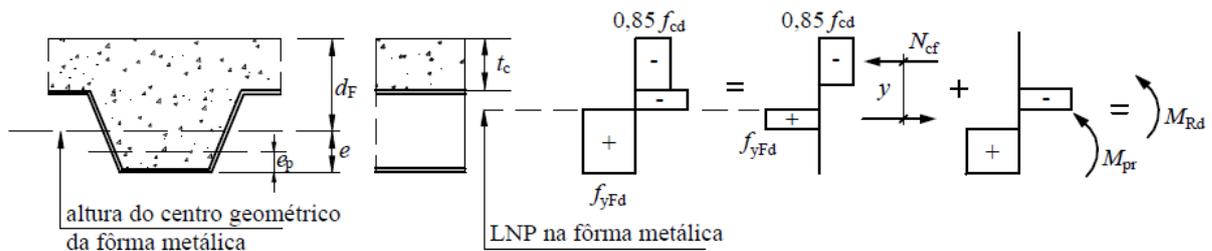
$A_{F,ef}$ = área da seção efetiva da forma (correspondente a 1000 mm), determinada desprezando-se a largura das mossas na seção transversal, a menos que se demonstre por meio de ensaios que uma área maior possa ser utilizada;

d_F = distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma;

$$a = \frac{N_{pa}}{0,85 f_{cd} b}, \text{ altura do bloco de compressão do concreto;}$$

b = largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

Figura 14 – Diagrama de Tensões para Momento Positivo e Linha Neutra Plástica na Forma



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 214)

$$M_{Rd} = N_{cf} y + M_{pr}$$

(Equação 44-b)

Onde:

$$y = h_t - 0,5t_c - e_p + (e_p - e) \frac{N_{cf}}{N_{pa}};$$

$M_{pr} = 1,25M_{pa} \left(1 - \frac{N_{cf}}{N_{pa}}\right) \leq M_{pa}$, é o momento de plastificação da forma de aço, reduzido pela presença da força axial;

M_{pa} = momento de plastificação da forma de aço, considerando sua seção efetiva, dividido pelo coeficiente de ponderação da resistência γ_{a1} ;

$$N_{cf} = 0,85 f_{cd} b;$$

t_c = altura da laje de concreto acima do topa da forma de aço;

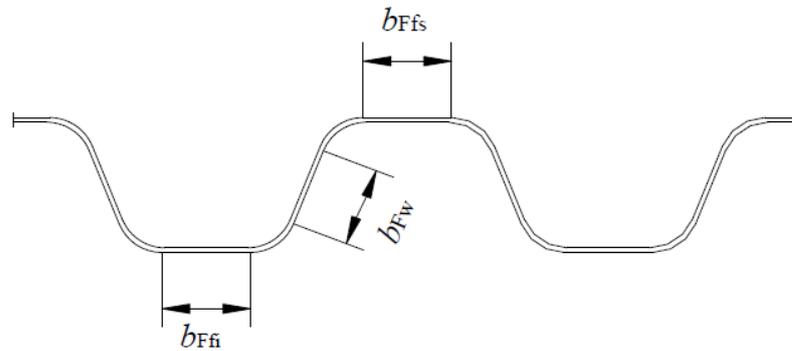
h_t = altura total da laje, incluindo a forma e o concreto;

e = é a distância do centro geométrico da área efetiva da forma à sua face inferior;

e_p = é a distância da linha neutra plástica da seção efetiva da forma à sua face inferior;

A NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) exige ainda que se garanta a ausência da flambagem local da forma, para tal determina que todas as larguras planas (mensuradas na Figura 15) dos elementos da forma atendam às seguintes exigências expostas na Equação 45.

Figura 15 – Largura Plana dos Elementos da Forma



(Fonte: ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008, p. 214)

$$b_F \leq \frac{26,49 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{(13\alpha - 1)} t_F, \text{ quando } \alpha \geq 0,5 \quad (\text{Equação 45-a})$$

$$b_F \leq \frac{2,40 \sqrt{\frac{E}{f_{yF}}}}{\alpha} t_F, \text{ quando } \alpha < 0,5 \quad (\text{Equação 45-b})$$

Onde:

α = relação entre a largura da parte comprimida e a largura plana do elemento;

t_F = espessura da forma de aço.

5.3.2 Verificação ao Cisalhamento Longitudinal

Para a verificação do esforço cortante longitudinal resistente de cálculo, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) propõe o método semiempírico m-k baseado no Eurocode 4, resultando em uma força em newton, relativa a 1000 mm de largura, conforme a Equação 46.

$$V_{Rd,l} = \frac{bd_F \left[\left(\frac{mA_{F,ef}}{bL_S} \right) + k \right]}{\gamma_{sl}} \quad (\text{Equação 46})$$

Onde:

d_F = distância da face superior da laje de concreto ao centro geométrico da seção efetiva da forma, em mm, conforme a Figura 14;

b = largura unitária da laje, tomada igual a 1000 mm;

m, k = constante empíricas, em N/mm², obtidas por meio de ensaios realizados conforme o Eurocode 4, devidamente adaptadas para assegurar o nível de segurança desta Norma;

$A_{F,ef}$ = área da seção efetiva da forma (correspondente a 1000 mm);

γ_{sl} = coeficiente de ponderação da resistência, não podendo ser inferior a 1,25;

L_S = vão de cisalhamento, em mm; para o caso estudado neste documento, em que só há cargas uniformemente distribuídas, toma-se o valor $L_F/4$, sendo L_F o vão teórico da laje na direção das nervuras.

5.3.2 Verificação ao Cisalhamento Vertical

Para o cálculo da força cortante vertical resistente de cálculo de lajes, a NBR 8800 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2008) determina que ela deve ser a soma da força cortante vertical resistente de cálculo da forma de aço incorporada, conforme a ABNT 14762, mais a força cortante vertical resistente de cálculo do concreto $V_{Rd,vc}$ (em newton, relativo a 1000 mm de largura), conforme a Equação 47. Além disso, esta soma não pode ultrapassar o valor limite V_{max} , conforme a Equação 48.

$$V_{Rd,vc} = \frac{1000\tau_{Rd}k_v(1,2 + 40\rho)A_v}{b_n} \quad (\text{Equação 47})$$

$$V_{max} = \frac{1000 \times 0.285(f_{ck})^{1/2}A_v}{b_n} \quad (\text{Equação 48})$$

Onde:

$$\rho = \frac{A_s}{A_v} \leq 0,02;$$

A_v = área resistente do concreto em mm²;

A_s = armadura longitudinal de tração, referente à área A_v , em mm²;

$k_v = \left(1,6 - \frac{d}{1000}\right) \geq 1,0$ caso haja alguma armadura longitudinal de tração que se estenda a não menos que $d+l_{b,nec}$ além da seção considerada;

d = distância da face superior da laje de concreto ao centro da armadura longitudinal de tração, em mm;

$l_{b,nec}$ = comprimento de ancoragem necessário, dado na NBR 6118;

$k_v = 1,0$ nos outros casos;

b_n = largura entre duas nervuras consecutivas, em mm;

$$\tau_{Rd} = 0,25f_{ctd};$$

$$f_{ctd} = \frac{\eta f_{ctk,inf}}{\gamma_c = 1,4};$$

$f_{ctk,inf} = 0,21f_{ck}^{2/3}$, em Mpa, é a resistência à tração direta característica inferior do concreto;

η = coeficiente, conforme definido na Equação 26.

Como para este estudo as cargas consideradas são uniformemente distribuídas, dispensa-se a verificação à força cortante à punção, finalizando assim o processo de dimensionamento da laje mista com forma de aço incorporada.

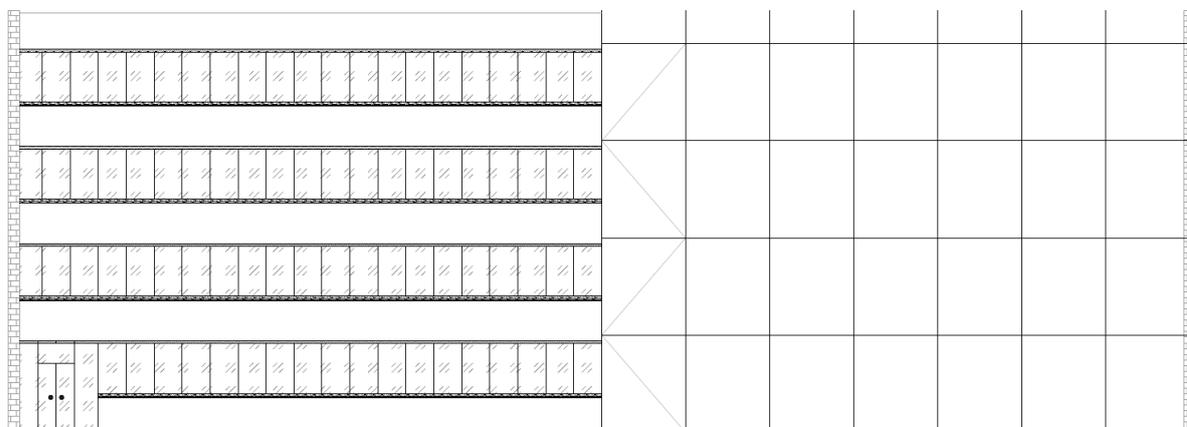
6 ESTUDO DE CASO: REDIMENSIONAMENTO DE UM EDIFÍCIO COMERCIAL COM ESTRUTURA DE AÇO EM ESTRUTURA MISTA DE AÇO E CONCRETO

Com a finalidade de exemplificar os processos de dimensionamento tratados no capítulo anterior, escolheu-se um edifício previamente dimensionado, com solução estrutural de vigas e pilares em aço e lajes em concreto maciço, para reestruturá-lo com os três elementos mistos. O exemplo escolhido foi o de um edifício comercial de quatro pavimentos (térreo e três pavimentos tipo), para ser usado como escritório, apresentado na Figura 16 e nas plantas baixas que constam no Apêndice A.

Tratando-se de um problema didático, algumas particularidades foram previstas no dimensionamento original em aço para simplificar a solução, as quais também foram adotadas para esta abordagem de redimensionamento e estão descritas na seção seguinte, antes da explicação do processo de dimensionamento e detalhamento da estrutura em si.

Foi elaborada uma planilha eletrônica contemplando toda a rotina de cálculo desenvolvida no Capítulo 5 deste documento, que foi alimentada com os dados dos carregamentos calculados a seguir. Posteriormente, utilizou-se os valores fornecidos pela planilha para executar o detalhamento da estrutura dimensionada.

Figura 16 – Fachada Frontal da Edificação



(Fonte: AUTOR, 2017)

6.1 DEFINIÇÕES DE PROJETO

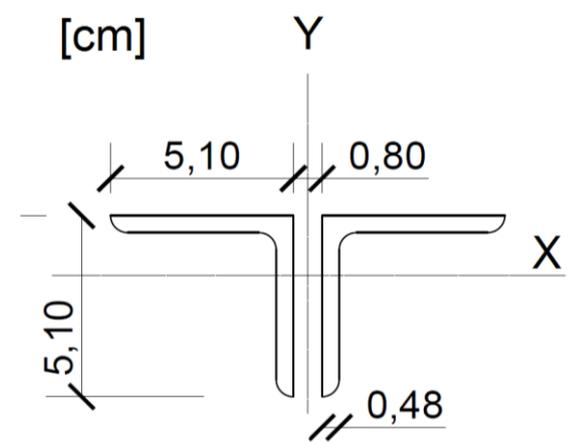
A edificação a ser reestruturada possui dimensões em planta de 42 m de comprimento por 12 m de largura, sendo os pilares dispostos ao longo das duas fachadas a cada 3 m e o pé-direito de 2,9 m. Tratando-se de uma edificação baixa, desconsiderou-se o uso de elevadores, sendo as escadas localizadas nos primeiros trechos de 3 m de cada lado do edifício. Também se considerou o reservatório de água separado da edificação a fim de simplificar os carregamentos.

Na solução original do Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004), foram utilizadas vigas de aço de 450 mm de altura, com espessura da alma de 5 mm e mesas de 200 mm de comprimento e 9,5 mm de espessura. Adotou-se perfis de aço de 200 mm de altura, com alma de espessura 8 mm e mesas de 200 mm com espessura de 9,5 mm para compor os pilares. Para as lajes foi escolhida a solução de lajes moldadas no local com espessura de 100 mm.

Para resolver o problema da estabilidade da estrutura na direção transversal, alocou-se paredes cegas nas duas extremidades para atuarem como paredes de cisalhamento, constituídas por blocos de concreto celular autoclavado, além da própria rigidez das lajes no plano da edificação.

A estabilidade longitudinal, por sua vez, foi resolvida com o uso de contraventamentos em forma de “X” nos módulos centrais da fachada. Para seu dimensionamento, no problema original foram calculados os esforços de solicitação devidos ao vento e, para absorvê-los, dimensionadas as diagonais do contraventamento, resultando em duas cantoneiras de abas iguais com abas paralelas, conforme a Figura 17.

Figura 17 – Cantoneira de Abas Iguais para Contraventamento



(Fonte: AUTOR, 2017)

Por estarem fora do escopo deste trabalho, tanto a parte dos contraventamentos quanto o dimensionamento das placas de base e ligações entre os elementos (exceto os conectores de cisalhamento), foram adotados como sendo iguais aos do modelo original. Suas especificações podem ser conferidas nos desenhos de detalhamentos da edificação no Apêndice C.

No projeto arquitetônico não estão previstas as divisórias internas do edifício, para adequar o ambiente conforme a necessidade do usuário, mas foi considerado o uso dos pavimentos como escritórios, incluindo assim as devidas solicitações para o projeto estrutural.

As soluções para as vigas foram divididas em dois casos para oferecer um dimensionamento mais econômico, diferenciando-se o modelo adotado para as vigas dos pavimentos das vigas da cobertura, que recebem menos carregamentos. A construção foi suposta como não escorada, realizando-se, portanto, a verificação das vigas antes e após a cura do concreto, cada uma com seus respectivos carregamentos.

6.2 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DOS PAVIMENTOS

6.2.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações

Para o cálculo de dimensionamento das vigas dos pavimentos, considerou-se as seguintes ações.

a) Antes da cura do concreto:

- laje do piso = 2,13 kN/m²;
- peso médio das vigas = 0,95 kN/m;

b) Após a cura do concreto, devido às ações permanentes:

- argamassa de recobrimento = 0,5 kN/m²;
- forro de gesso = 0,3 kN/m²;
- paredes divisórias eventuais = 1,0 kN/m²;

c) Após a cura do concreto, devido à sobrecarga:

- sobrecarga em piso de escritório = 2,0 kN/m²;

Para tal, considerou-se as seguintes combinações de ações:

- 1,25 * Peso Próprio + 1,4 * Ações Permanentes, antes da cura do concreto;
- 1,25 * Peso Próprio + 1,4 * Ações Permanentes + 1,5 * Sobrecarga, após a cura do concreto;

Para o Estado Limite de Serviço, foram adotadas as combinações de ações:

- Peso Próprio + Ações Permanentes, antes da cura do concreto;
- Peso Próprio + Ações Permanentes + 0,4 * Sobrecarga, após a cura do concreto;

Com estas combinações estabelecidas, determinou-se as solicitações.

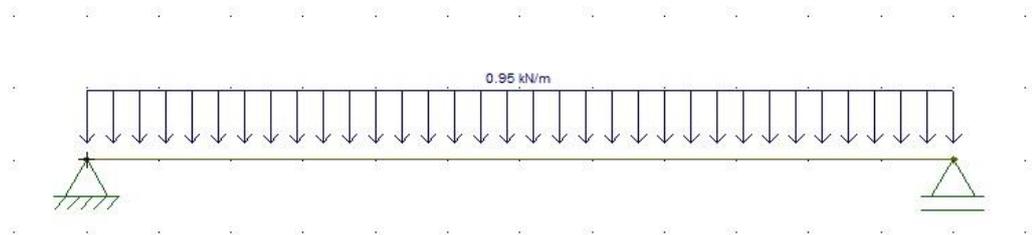
6.2.2 Solicitações

Levando em conta os carregamentos determinados e adotando o modelo de viga bi apoiada, com vão de 12 m, determinou-se as seguintes solicitações:

a) Antes da cura do concreto:

- carregamento nominal da viga, $q_{PP} = 0,95 \text{ kN/m}$;

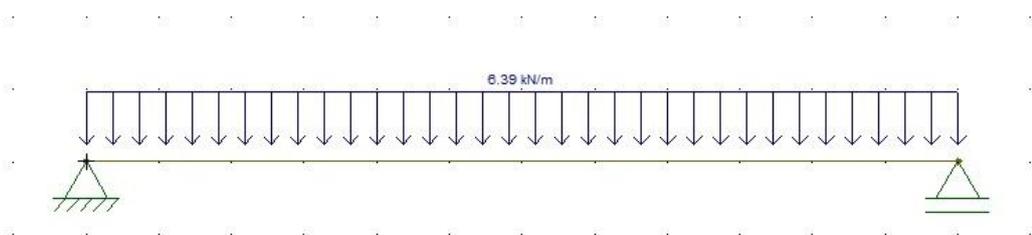
Figura 18 – Carregamento nos Pavimentos devido ao Peso Próprio Antes da Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento nominal da viga, $q_{AP} = 6,39 \text{ kN/m}$;

Figura 19 – Carregamento nos Pavimentos devido às Ações Permanentes Antes da Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- momento fletor nominal, $M_{PP} = 17,10 \text{ kNm}$;

- momento fletor nominal, $M_{AP} = 115,02 \text{ kNm}$;

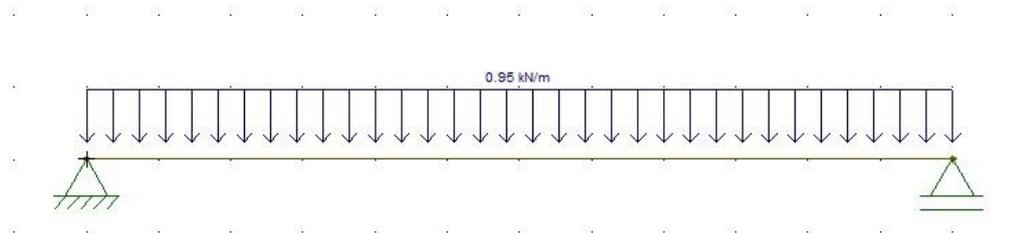
- momento fletor de cálculo, M_{d1} ($\gamma_{G,PP} = 1,25$ e $\gamma_{G,AP} = 1,4$) = $182,40 \text{ kNm}$;

- carregamento para verificação do Estado Limite de Serviço, $q_d = 7,34 \text{ kN/m}$.

b) Após a cura do concreto:

- carregamento nominal da viga, $q_{PP} = 0,95 \text{ kN/m}$;

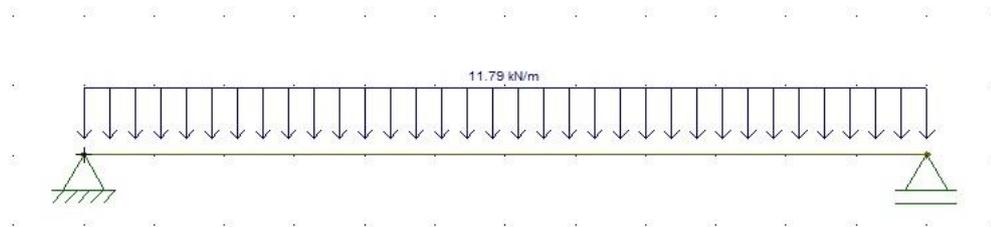
Figura 20 – Carregamento nos Pavimentos devido ao Peso Próprio Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento nominal da viga, $q_{AP} = 11,79 \text{ kN/m}$;

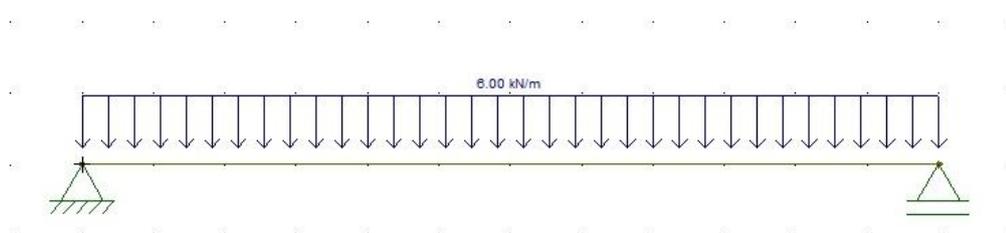
Figura 21 – Carregamento nos Pavimentos devido às Ações Permanentes Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento devido à sobrecarga, $q_{SC} = 6,00 \text{ kN/m}$;

Figura 22 – Carregamento nos Pavimentos devido à Sobrecarga Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- momento fletor nominal, $M_{PP} = 17,10 \text{ kNm}$;

- momento fletor nominal, $M_{AP} = 212,22$ kNm;
- momento fletor devido à sobrecarga, $M_{SC} = 108,00$ kNm;
- momento fletor de cálculo, M_d ($\gamma_{G,PP} = 1,25$; $\gamma_{G,AP} = 1,4$; $\gamma_Q = 1,5$) = 480,48 kNm;
- carregamento para verificação do Estado Limite de Serviço, $q_d = 15,14$ kN/m.
- força cortante nominal devido ao peso próprio, $V_{PP} = 5,70$ kN;
- força cortante nominal devido às ações permanentes, $V_{AP} = 70,74$ kN;
- força cortante nominal devido à sobrecarga, $V_{SC} = 36,0$ kN;
- força cortante solicitante de cálculo, $V_{S,d}$ ($\gamma_{G,PP} = 1,25$; $\gamma_{G,AP} = 1,4$; $\gamma_Q = 1,5$) = 160,16 kN;

6.2.3 Verificações a Flexão e Cortante

Com o auxílio da planilha de dimensionamento de estruturas mistas presente no Apêndice B, preenchendo os dados calculados para as solicitações e efetuando os cálculos para verificações conforme descrito ao longo do Capítulo 5 deste trabalho para verificar uma determinada seção de viga.

Sendo a construção considerada não escorada, primeiramente testou-se somente a seção da viga de aço às solicitações de flexão determinadas para o estágio anterior à cura do concreto. Após a viga aprovada nesse teste, aplicou-se as equações de dimensionamento à flexão e cortante para a situação após a cura do concreto, levando em conta o comportamento misto da estrutura, ou seja, a utilização da largura efetiva da laje mista atuando como uma mesa para absorver parte dos esforços de compressão da seção.

O processo descrito foi iterado algumas vezes, variando-se as dimensões e propriedades da seção até que cumprisse todos os requisitos e todas as resistências fossem maiores que as solicitações. Para esta viga, o processo de dimensionamento direcionou-se ao caso da linha neutra posicionada na mesa superior do perfil. O melhor perfil foi o modelo VS 450 X 95, que foi o de menor dimensão a apresentar as resistências desejadas, indicando a opção mais econômica. O detalhamento desta viga pode ser verificado no Apêndice C.

6.3 DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS DA COBERTURA

6.3.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações

Para o cálculo de dimensionamento das vigas da cobertura, considerou-se as seguintes ações, descritas conforme o exemplo original do Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004).

a) Antes da cura do concreto:

- laje do forro = 1,89 kN/m²;

- peso médio das vigas = 0,7 kN/m²;

b) Após a cura do concreto, devido ao peso próprio:

- argamassa de recobrimento = 0,5 kN/m²;

- forro de gesso = 0,3 kN/m²;

- camada de impermeabilização = 0,5 kN/m²;

c) Após a cura do concreto, devido à sobrecarga:

- sobrecarga em forro sem acesso a pessoas = 0,5 kN/m²;

Para tal, considerou-se as seguintes combinações de ações:

- 1,25 * Peso Próprio + 1,4 * Ações Permanentes, antes da cura do concreto;

- 1,25 * Peso Próprio + 1,4 * Ações Permanentes + 1,5 * Sobrecarga, após a cura do concreto;

Para o Estado Limite de Serviço, foram adotadas as combinações de ações:

- Peso Próprio + Ações Permanentes, antes da cura do concreto;

- Peso Próprio + Ações Permanentes + 0,4 * Sobrecarga, após a cura do concreto;

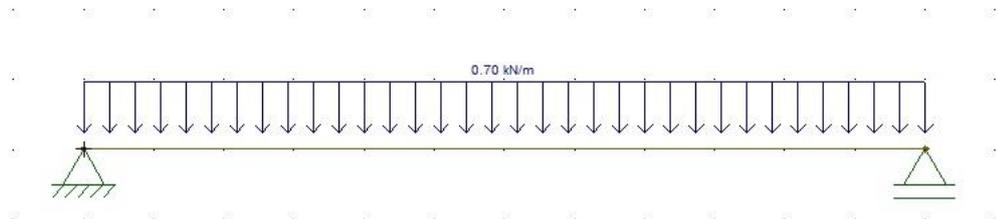
6.3.2 Solicitações

Levando em conta os carregamentos determinados e adotando o modelo de viga bi apoiada, com vão de 12 m, determinou-se as seguintes solicitações:

a) Antes da cura do concreto:

- carregamento nominal da viga, $q_{PP} = 0,70 \text{ kN/m}$;

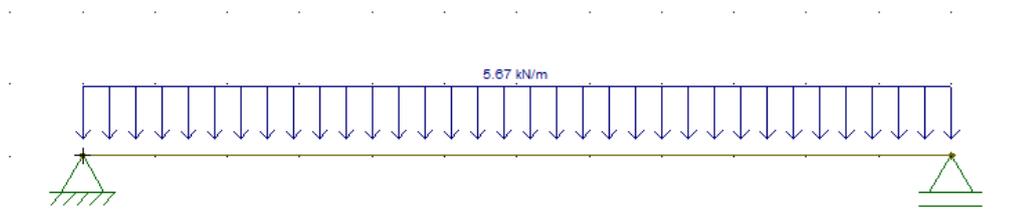
Figura 23 – Carregamento na Cobertura devido ao Peso Próprio Antes da Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento nominal da viga, $q_{AP} = 5,67 \text{ kN/m}$;

Figura 24 – Carregamento na Cobertura devido às Ações Permanentes Antes da Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- momento fletor nominal, $M_{PP} = 12,62 \text{ kNm}$;

- momento fletor nominal, $M_{AP} = 102,06 \text{ kNm}$;

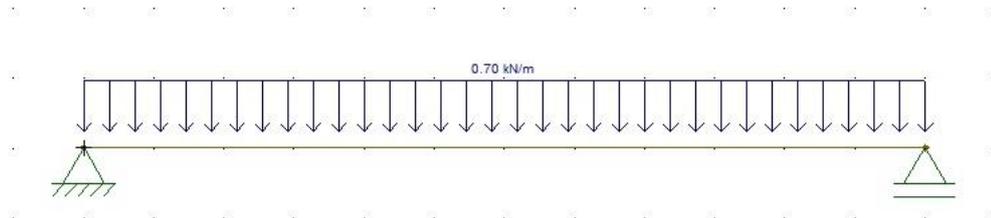
- momento fletor de cálculo, M_{d1} ($\gamma_{G,PP} = 1,25$ e $\gamma_{G,AP} = 1,4$) = $158,66 \text{ kNm}$;

- carregamento para verificação do Estado Limite de Serviço, $q_d = 6,37 \text{ kN/m}$.

b) Após a cura do concreto:

- carregamento nominal da viga, $q_{PP} = 0,70 \text{ kN/m}$;

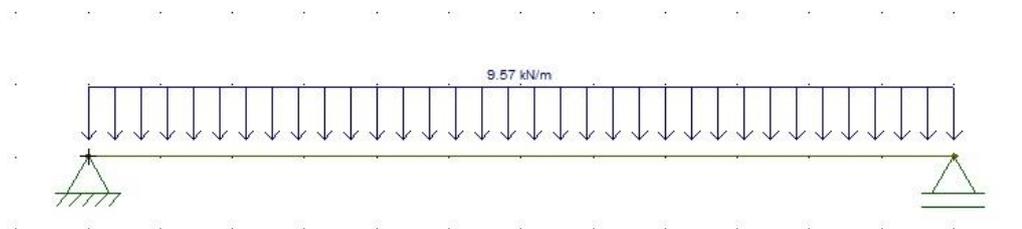
Figura 25 – Carregamento na Cobertura devido ao Peso Próprio Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento nominal da viga, $q_{AP} = 9,57 \text{ kN/m}$;

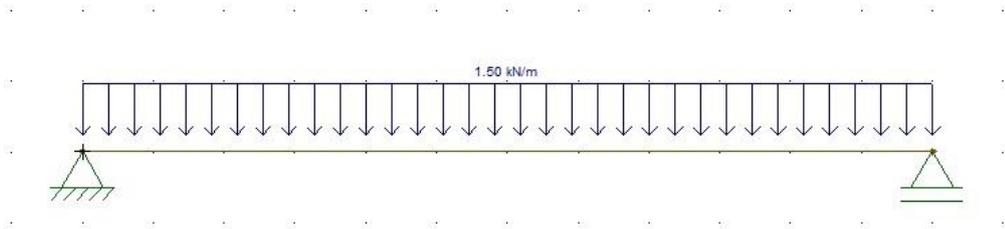
Figura 26 – Carregamento na Cobertura devido às Ações Permanentes Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- carregamento devido à sobrecarga, $q_{SC} = 1,50 \text{ kN/m}$;

Figura 27 – Carregamento na Cobertura devido à Sobrecarga Após a Cura



(Fonte: AUTOR, 2017)

- momento fletor nominal, $M_{PP} = 12,62$ kNm;
- momento fletor nominal, $M_{AP} = 172,26$ kNm;
- momento fletor devido à sobrecarga, $M_{SC} = 27,00$ kNm;
- momento fletor de cálculo, M_d ($\gamma_{G,PP} = 1,25$; $\gamma_{G,AP} = 1,4$; $\gamma_Q = 1,5$) = 297,44 kNm;
- carregamento para verificação do Estado Limite de Serviço, $q_d = 10,87$ kN/m.
- força cortante nominal devido ao peso próprio, $V_{PP} = 4,21$ kN;
- força cortante nominal devido às ações permanentes, $V_{AP} = 57,42$ kN;
- força cortante nominal devido à sobrecarga, $V_{SC} = 9,00$ kN;
- força cortante solicitante de cálculo, $V_{S,d}$ ($\gamma_{G,PP} = 1,25$; $\gamma_{G,AP} = 1,4$; $\gamma_Q = 1,5$) = 99,15 kN;

6.3.3 Verificações a Flexão e Cortante

Com as novas solicitações, repetiu-se os passos de verificação com a planilha dimensionamento, conforme feito para as vigas dos pavimentos na Seção 6.2.3.

Do mesmo modo, iterou-se o dimensionamento variando as dimensões e propriedades de seções até chegar a uma com a resistência de magnitude próxima à solicitação. Para esta viga, o processo de dimensionamento direcionou-se ao caso da linha neutra posicionada na mesa superior do perfil. O perfil adotado foi o modelo VS 450 X 70, que foi o de menor

dimensão a apresentar as resistências desejadas, indicando a opção mais econômica. O detalhamento desta viga pode ser verificado no Apêndice C.

6.4 DIMENSIONAMENTO DOS PILARES

6.4.1 Ações Consideradas e Combinações de Ações

Para o cálculo de dimensionamento dos pilares, considerou-se as seguintes ações, incluindo além das reações de apoio das vigas ao longo dos pavimentos, as reações dos pesos das paredes laterais e carregamentos de vento. A seguir estão descritas as ações atuantes no pavimento térreo, onde atuam maiores solicitações nos pilares, conforme consta no exemplo original do Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004).

- a) Carga permanente = 371,9 kN;
- b) Sobrecarga = 109,8 kN;
- c) Vento = 38,5 ou 18,9 kN (conforme o sentido considerado);

Para tal, considerou-se as seguintes combinações de ações:

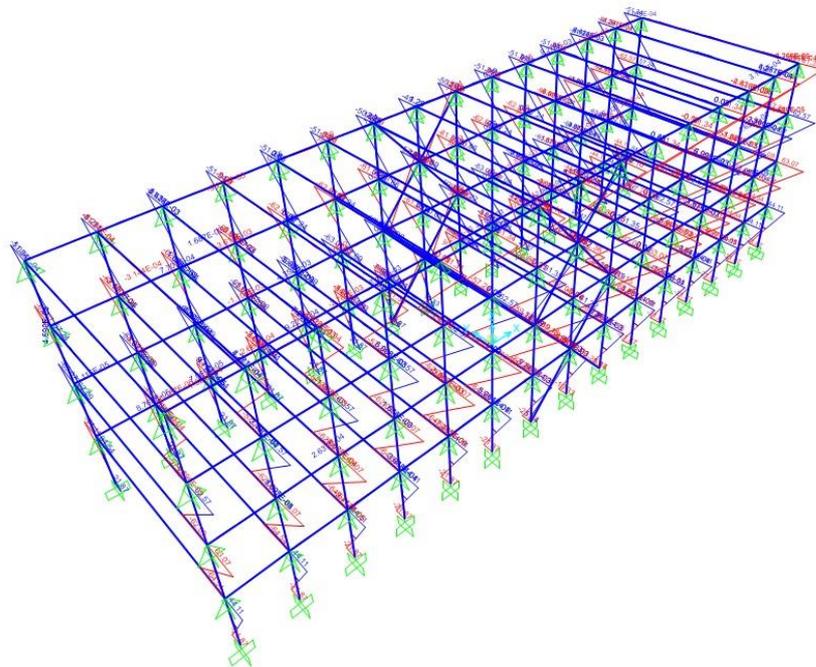
- 1,4 * Peso Próprio + 1,5 * Sobrecarga;
- 1,4 * Peso Próprio + 1,5 * Sobrecarga + 1,4 * 0,6 * Vento;
- 1,4 * Peso Próprio + 1,4 * Vento + 1,5 * 0,65 * Sobrecarga;
- 1,0 * Peso Próprio + 1,4 * Vento (invertendo-se o sentido);

Com estas combinações estabelecidas, determinou-se as solicitações à compressão.

O dimensionamento à flexão não estava previsto no exercício original, pois considerou-se que, ao ligar as vigas diretamente na alma dos perfis dos pilares, seriam reduzidas as

excentricidades e haveria uma aproximação de esforços à flexão nulos. Entretanto, para o caso em estudo, como o perfil escolhido foi circular, esta simplificação não pode ser considerada. Para determinar tais esforços, modelou-se a estrutura com os carregamentos nas vigas conforme mencionado anteriormente e com as cargas de vento fornecidas no exemplo original do Instituto Brasileiro de Siderurgia (2004), utilizando o *software* SAP 2000, conforme a Figura 18.

Figura 28 – Modelo da Estrutura no *Software* SAP 2000



(Fonte: AUTOR, 2017)

Testou-se as mesmas hipóteses de carga utilizadas para determinar os esforços à compressão e extraiu-se o máximo valor do momento fletor dentre todos os casos.

6.4.2 Solicitações nos pilares

Levando em conta os carregamentos determinados e adotando o comprimento do pilar igual a 3,5 m , determinou-se as seguintes solicitações:

- a) esforço normal solicitante à compressão de cálculo, $N_{S,d} = 717,20$ kN;
- b) momento fletor solicitante de cálculo, $M_{S,d} = 6454$ kNcm;

6.4.3 Verificação à Flexo-Compressão

Com as solicitações determinadas, novamente iterou-se os passos de verificação com a planilha de dimensionamento do Apêndice B, variando as propriedades do perfil e do concreto, conforme feito para as vigas nas seções anteriores.

O perfil adotado para os pilares foi o modelo tubo circular VMB 300, da empresa Vallourec, preenchido com concreto e sem armadura interna, que foi o de menor dimensão a apresentar as resistências desejadas, indicando a opção mais econômica. O detalhamento dos pilares está no Apêndice C.

6.5 DIMENSIONAMENTO DAS LAJES

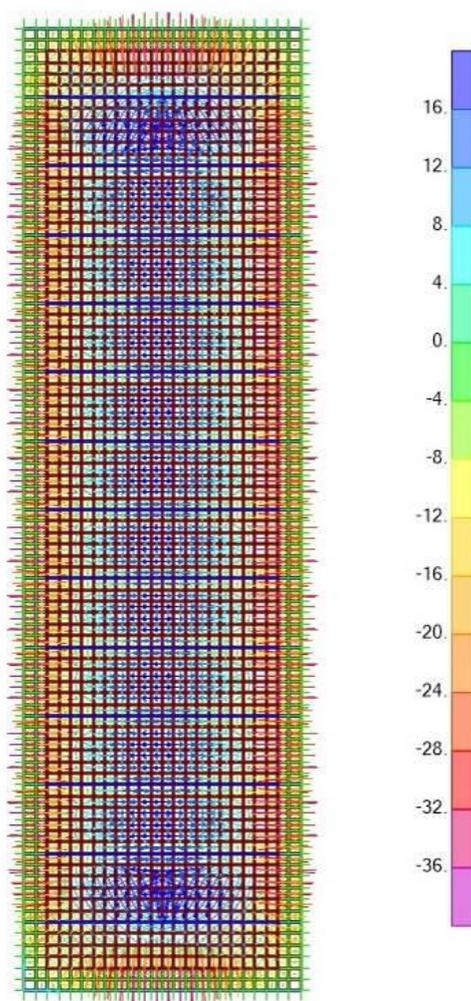
6.5.1 Ações Consideradas, Combinações de Ações e Solicitações

No exemplo referenciado, não havia o dimensionamento das lajes, pois o objetivo era dimensionar os perfis de aço e a solução adotada para a laje foi o concreto armado. Estimou-se, então, ao dimensionar como uma laje mista com forma de aço incorporada, valores para o peso

próprio da estrutura, uma carga distribuída referente à possibilidade de serem instaladas divisórias internas nos pavimentos e também uma ação de sobrecarga.

A análise estrutural foi feita também utilizando o software SAP 2000, simulando a laje como uma casca apoiada sobre as vigas, definindo uma malha e aplicando o método dos elementos finitos para extrair os valores das solicitações, conforme a Figura 19.

Figura 29 – Momentos em Laje no *Software* SAP 2000



(Fonte: AUTOR, 2017)

Os valores utilizados para as cargas foram:

- a) peso próprio (fornecido pelo programa ao configurar as propriedades do material);
- b) revestimentos = 0,8 kN/m²;
- c) paredes divisórias eventuais = 1,0 kN/m²;
- d) sobrecarga em escritórios = 2,0 kN/m²;

Efetuuou-se, então, as combinações de ações considerando o coeficiente 1,25 para o peso próprio, 1,4 para as ações permanentes e 1,5 para a sobrecarga, obtendo-se os seguintes valores críticos para solicitações nas lajes:

- a) momento fletor solicitante de cálculo, $M_{S,d} = 19,62$ kNm/m de laje;
- b) cisalhamento longitudinal solicitante de cálculo, $V_{S,d,l} = 33,12$ kN/m de laje;
- c) cisalhamento vertical solicitante de cálculo, $V_{máx} = 100,95$ kN/m de laje;

6.5.2 Verificações das Lajes

Determinadas as solicitações, realizou-se a verificação utilizando a planilha de dimensionamento que consta no Apêndice B para calcular as resistências das lajes à flexão, à flambagem local da forma de aço e ao cisalhamento longitudinal e vertical. As verificações das lajes antes da cura do concreto foram feitas interpolando-se os dados da estrutura com as informações fornecidas pelo fabricante, presentes no Anexo A.

Programadas as fórmulas, novamente realizou-se um processo iterativo até chegar à dimensão ideal, que para o caso foi a laje composta pela forma de aço incorporada, do modelo MF-50, da fabricante Metform, coberta com concreto, atingindo uma espessura total de 11 cm. O detalhamento das lajes encontra-se no Apêndice C.

Também foram dimensionados conectores de cisalhamento para garantir a ligação entre as vigas e as lajes e, por consequência, o comportamento misto da estrutura. Compatibilizando os esforços entre lajes e vigas, chegou-se à conclusão de aplicar um conector do tipo pino com

cabeça de 19 mm de espessura e 80 mm de altura por onda baixa da forma, totalizando 40 conectores por viga. Os cálculos realizados estão nas planilhas do Apêndice B e o detalhamento dos conectores do tipo pino com cabeça utilizados estão no Apêndice C.

7 CONSIDERAÇÕES FINAIS

Após adquirir o embasamento teórico e exercitá-lo através do estudo de caso, percebe-se que apesar da solução estrutural mista ser um nicho crescente no mercado brasileiro, tanto o que há disponível sob a forma de aspectos normativos da NBR 8800, quanto os estudos e publicações ainda é muito pouco, se comparado às estruturas mais tradicionais como as de concreto armado ou mesmo às estruturas metálicas convencionais. Alguns parâmetros foram difíceis de serem determinados devido ao teor vago ou por vezes dúbio dos textos da norma e pela falta de exemplos práticos e didáticos.

De maneira geral, o processo de dimensionamento e especialmente a parte das verificações é mais complexo que de outros sistemas estruturais, pois há uma quantidade de variáveis muito grande a se determinar para serem obtidas as resistências e a maioria das verificações possibilitava vários casos de cálculo conforme as propriedades da seção e do material, tornando um pouco difícil de se fazer a concordância entre os termos ao programar as planilhas de dimensionamento.

Mesmo demonstrando ser um sistema estrutural com muitas vantagens, nem sempre uma estrutura mista é a opção mais vantajosa, há uma série de fatores a se considerar além das peças resistirem às solicitações para a viabilidade do projeto, como cronograma da obra, custos, a qualificação da mão de obra que deve ser bem mais precisa na execução da estrutura e a capacitação dos próprios projetistas, visto que, no meio acadêmico, por exemplo, o tema ainda é muito pouco abordado.

O desenvolvimento do projeto de redimensionamento do estudo de caso mostrou que pode haver uma grande economia de material. Por exemplo, enquanto a estrutura original utilizou uma laje maciça de 11 cm, a laje mista resistiu às solicitações com uma laje de mesma espessura total, mas considerando-se as nervuras da forma estimou-se uma redução de uso de concreto em quase 20%, o que com certeza teria impacto no custo final da edificação.

Aliados os conhecimentos teóricos aos resultados obtidos das etapas de projeto do estudo de caso, os objetivos deste trabalho de conclusão de curso se verificaram, visto que

houve um ganho de experiência muito grande, do ponto de vista de projetar todos os elementos de uma estrutura e a interação entre eles, a determinação das solicitações, enfim, todo o processo de concepção da estrutura, o que na graduação se dá de maneira bastante fragmentada mas que é a sequência usual de projeto de um engenheiro de estruturas.

Por fim, espera-se que este estudo sirva de base para outros interessados neste tema que vem se tornando bastante importante no cenário da construção e que com este crescimento ocorram cada vez mais estudos e publicações sobre o assunto, que seja amplamente discutido e que se possa talvez elaborar uma norma mais adequada, como foi concebida a *Eurocode*, por exemplo, oferecendo mais segurança para o projetista e, conseqüentemente, garantindo a qualidade do próprio sistema estrutural.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento. Terceira Edição. Rio de Janeiro, agosto 2014.

_____.**NBR 8800**: Projeto de estruturas de aço e de estruturas mistas de aço e concreto de edifícios. Segunda Edição. Rio de Janeiro, setembro 2008.

_____.**NBR 14323**: Dimensionamento de estruturas de aço e de estruturas mistas aço-concreto de edifícios em situação de incêndio. Rio de Janeiro, setembro 2013.

_____.**NBR 14762**: Dimensionamento de estruturas de aço constituídas por perfis formados a frio. Segunda Edição. Rio de Janeiro, agosto 2010.

INSTITUTO BRASILEIRO DE SIDERURGIA. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Terceira Edição. Rio de Janeiro: Instituto Brasileiro de Siderurgia/CBCA, 2004.

BELLEI, Ildony Hélio; BELLEI, Humberto N. **Edifícios de pequeno porte estruturados em aço**. Quarta Edição. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2011.

CAMPOS, Filho Américo. **Projeto de lajes maciças de concreto armado**. Porto Alegre: UFRGS, 2011. Apostila de aula – Disciplina de Concreto Armado 2. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/lajes.pdf>>. Acesso em: 21 set. 2016.

CENTRO BRASILEIRO DA CONSTRUÇÃO EM AÇO – CBCA. A Evolução da Construção em Aço no Brasil. **Revista Arquitetura & Aço - Nº 42**. Notícia. Julho 2015. Disponível em: <<http://www.cbca-acobrasil.org.br/site/noticias-detalhes.php?cod=7074>>. Acesso em 19 set. 2016.

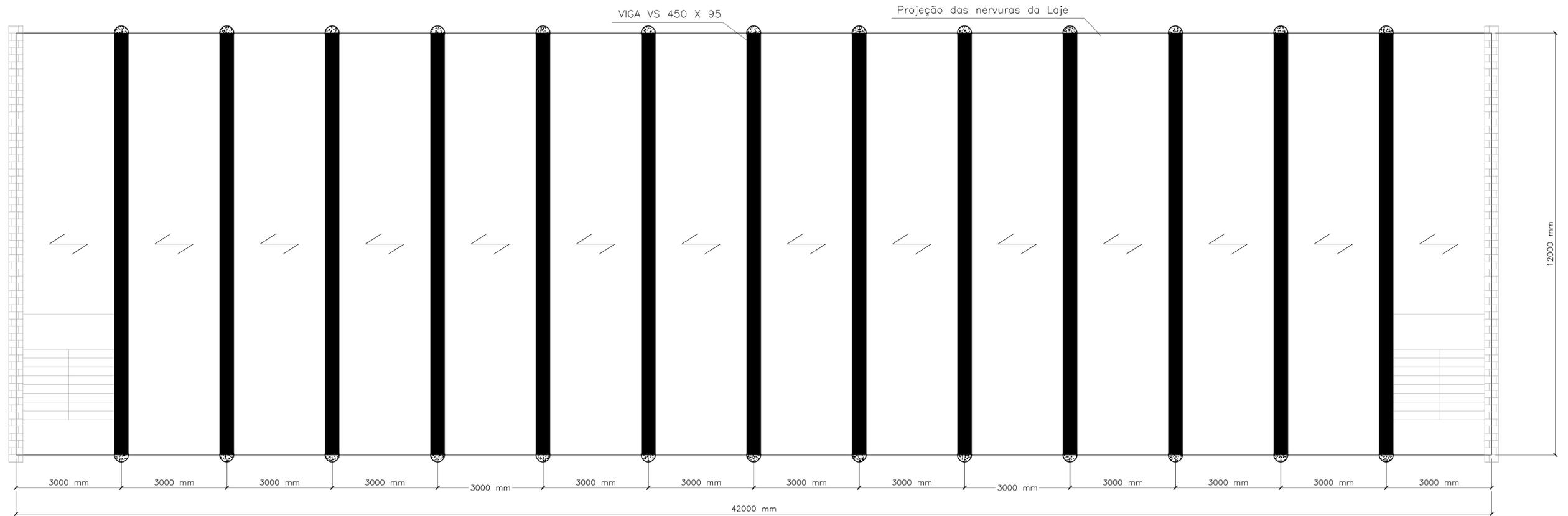
EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. **Eurocode 4**: Design of composite steel and concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings. Brussels, maio 2004.

LUBAS, Paulo Henrique; SILVA, Valdir Pignatta; NETO, Jorge Munaiar. Dimensionamento de pilares mistos de aço e concreto conforme ABNT NBR 8800:2008. **Revista da Estrutura de Aço**. Volume 1. Número 1 (abril/2012). p. 1-19. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

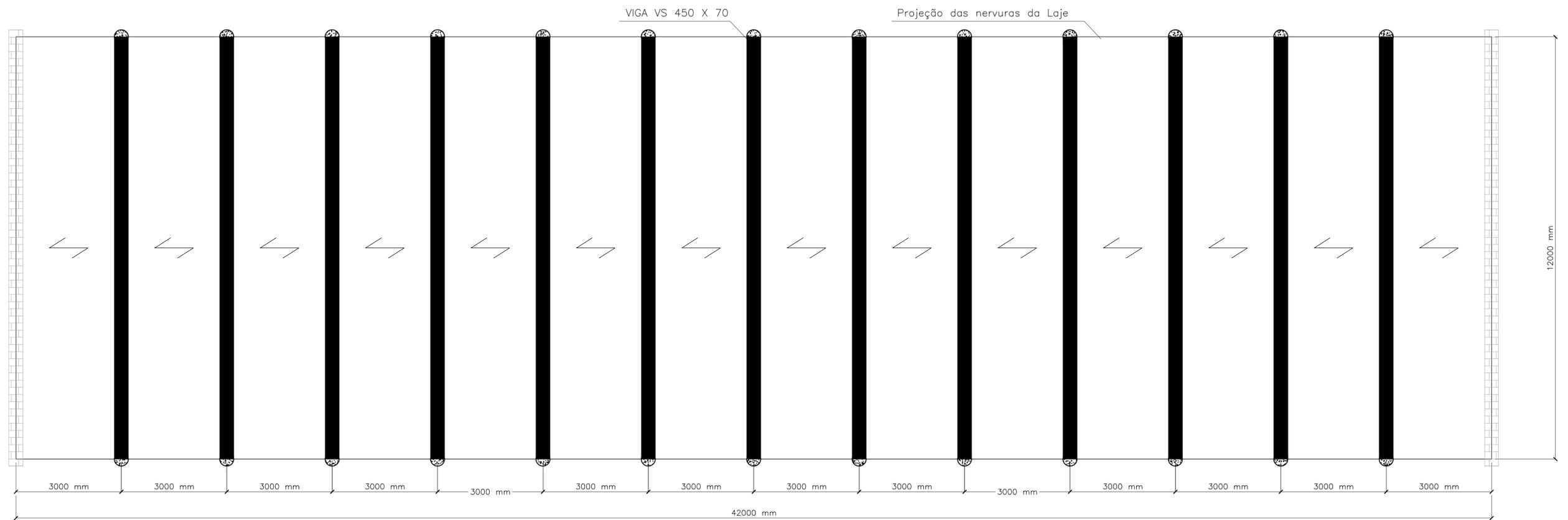
PFEIL, Walter; PFEIL, Michèle. **Estruturas de aço: dimensionamento prático I**. Oitava Edição. Rio de Janeiro: LTC, 2009.

QUEIROZ, Gilson; PIMENTA, Roberval José; GALVÃO, Alexander. **Estruturas mistas. Volume 1**. Segunda Edição. Rio de Janeiro: Instituto Aço Brasil/CBCA, 2012.

APÊNDICE A – PLANTAS BAIXAS



PROJETO ESTRUTURAL – PAVIMENTO TIPO
Escala 1:125



PROJETO ESTRUTURAL – COBERTURA
Escala 1:125

NOTAS:

- 1 – Para preenchimento dos pilares e concretagem das lajes utilizar concreto com $f_{ck} = 30\text{MPa}$
- 2 – Para detalhes consultar o Apêndice C

APÊNDICE B – PLANILHAS DE DIMENSIONAMENTO

Ações atuantes no Piso		
Antes da Cura do Concreto		
Laje do Piso (h=11cm)	2,13	kN/m ²
Peso Próprio das Vigas de Aço	0,95	kN/m
Depois da Cura do Concreto		
Devido às Ações Permanentes		
Argamassa de Recobrimento	0,50	kN/m ²
Forro de Gesso	0,30	kN/m ²
Paredes Divisórias Eventuais	1,00	kN/m ²
Total	1,80	kN/m ²
Devido à Sobrecarga		
Sobrecarga em Piso de Escritório	2,00	kN/m ²
Ações atuantes no Forro		
Antes da Cura do Concreto		
Laje do Forro (h=10cm)	1,89	kN/m ²
Peso Próprio das Vigas de Aço	0,70	kN/m
Depois da Cura do Concreto		
Devido às Ações Permanentes		
Argamassa de Recobrimento	0,50	kN/m ²
Forro de Gesso	0,30	kN/m ²
Camada de Impermeabilização	0,50	kN/m ²
Total	1,30	kN/m ²
Devido à Sobrecarga		
Sobrecarga no Forro sem acesso de pessoas	0,50	kN/m ²
Combinações de Ações		
ELU		
Antes da Cura do Concreto: 1,25*PP+1,4*AP		
Depois da Cura do Concreto: 1,25*PP+1,4*AP + 1,5*SC		
ELS		
Antes da Cura do Concreto: PP+AP		
Depois da Cura do Concreto: PP+AP+ 0,4*SC		

Solicitações nas Vigas de Pisos			
Antes da Cura do Concreto			
	Carregamento Nominal da Viga (PP)	0,95	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (AP)	6,39	kNm
	Momento Fletor devido ao PP	17,10	kNm
	Momento Fletor devido a AP	115,02	kNm
Totais de Cálculo			
	Md = 1,25*M(PP)+1,4*M(AP)		
ELU	Momento Fletor (Md)	182,40	kNm
	qd = q(PP)+q(AP)		
ELS	Carregamento (qd)	7,34	kN/m
Depois da Cura do Concreto			
	Carregamento Nominal da Viga (PP)	0,95	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (AP)	11,79	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (SC)	6,00	kN/m
	Momento Fletor Nominal (PP)	17,10	kNm
	Momento Fletor Nominal (AP)	212,22	kNm
	Momento Fletor Nominal (SC)	108,00	kNm
	Cortante Nominal (PP)	5,70	kN
	Cortante Nominal (AP)	70,74	kN
	Cortante Nominal (SC)	36,00	kN
Totais de Cálculo			
	Md = 1,25*M(PP)+1,4*M(AP)+1,5*M(SC)		
ELU	Momento Fletor (Md)	480,48	kNm
	Vd = 1,25*V(PP)+1,4*V(AP) + 1,5* V(SC)		
	Cortante (Vd)	160,16	kN
	qd = q(PP)+q(AP)+0,4*q(SC)		
ELS	Carregamento (qd)	15,14	kN/m

Solicitações nas Vigas de Forros			
Antes da Cura do Concreto			
	Carregamento Nominal da Viga (PP)	0,70	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (AP)	5,67	kNm
	Momento Fletor devido ao PP	12,62	kNm
	Momento Fletor devido a AP	102,06	kNm
Totais de Cálculo			
	Md = 1,25*M(PP)+1,4*M(AP)		
ELU	Momento Fletor (Md)	158,66	kNm
	qd = q(PP)+q(AP)		
ELS	Carregamento (qd)	6,37	kN/m
Depois da Cura do Concreto			
	Carregamento Nominal da Viga (PP)	0,70	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (AP)	9,57	kN/m
	Carregamento Nominal da Viga (SC)	1,50	kN/m
	Momento Fletor Nominal (PP)	12,62	kNm
	Momento Fletor Nominal (AP)	172,26	kNm
	Momento Fletor Nominal (SC)	27,00	kNm
	Cortante Nominal (PP)	4,21	kN
	Cortante Nominal (AP)	57,42	kN
	Cortante Nominal (SC)	9,00	kN
Totais de Cálculo ELU			
	Md = 1,25*M(PP)+1,4*M(AP)+1,5*M(SC)		
ELU	Momento Fletor (Md)	297,44	kNm
	Vd = 1,25*V(PP)+1,4*V(AP) + 1,5* V(SC)		
	Cortante (Vd)	99,15	kN
	qd = q(PP)+q(AP)+0,4*q(SC)		
ELS	Carregamento (qd)	10,87	kN/m

ESTADO LIMITE ÚLTIMO												
Verificação Antes da Cura do Concreto												
Viga	Solicitações	EL FLA			EL FLM					Resistência Nominal		
	Md1 (kNcm)	h/tw	3,5*raiz(E/fy)	Mna (kNcm)	λ	λ_p	Mr (kNcm)	λ_r	Mm (kNcm)	Mn (kNcm)	Md1 (kNcm)	Verificação Md1<Mn
V1	18240,30	65,40	100,22	57875,00	6,58	10,88	28687,50	24,16	67332,39	57875,00	52087,50	OK
V2	1261,80	67,46	100,22	41300,00	10,00	10,88	-	-	41300,00	41300,00	37170,00	OK
Verificação Após a Cura do Concreto												
V1	Solicitações		V,Sd (kN)	M,Sd (kNcm)	Verificação ao Cortante	Aw	Vpl	V,Rd	Verificação V,Rd > V,Sd	Interação	Grau de interação ni	Verificação
			160,161	48048,30		28,35	425,25	639,42	OK		0,447	OK
	Verificação ao Momento Fletor	Largura Efetiva (m)	h/tw	3,76*raiz(E/fy)	Aa*fyd	0,85*fcd*b*tc	Verificação 1	soma Qrd	Verificação 2	Posição LN	C,cd (kN)	C,ad (kN)
		1,5	65,40	107,67	2630,43	1639,29	Não OK	2680,67	OK	Viga	1639,29	495,57
		Tad	Posição LN	yp	beta vm	d	yt	yc	tc	hF	M,Rd	Verificação M,Rd > M,Sd
2134,86	Mesa Sup.	0,009119	1	45	8,56	0,004559	6	5,00	90896,11	OK		
V2	Solicitações		V,Sd (kN)	M,Sd (kNcm)	Verificação ao Cortante	Aw	Vpl	V,Rd	Verificação V,Rd > V,Sd	Interação	Grau de interação ni	Verificação
			99,1455	29743,65		28,35	425,25	386,59	OK		0,447	OK
	Verificação ao Momento Fletor	Largura Efetiva (m)	h/tw	3,76*raiz(E/fy)	Aa*fyd	0,85*fcd*b*tc	Verificação 1	soma Qrd	Verificação 2	Posição LN	C,cd (kN)	C,ad (kN)
		1,5	67,46	107,67	2232,50	1639,29	Não OK	2680,67	OK	Viga	1639,29	296,61
		Tad	Posição LN	yp	beta vm	d	yt	yc	tc	hF	M,Rd	Verificação M,Rd > M,Sd
1935,89	Mesa Sup.	0,005458	1	45	10,72	0,002729	6	4,00	77838,57	OK		

Perfil	d	tw	h	tf	bf	A	Ix	Wx	rx	Z	E	fy	Massa (kg/m)
VS 450 X 95 (V1)	450	6,3	412	19	250	121	47818	2125	19,88	2315	20500	25	95
VS 450 X 70 (V2)	450	6,3	425	12,5	250	89,3	33946	1509	19,5	1652	20500	25	70,1

ESTADO LIMITE DE SERVIÇO

Verificação Antes da Cura do Concreto

Viga	Solicitações	EL Deformação Excessiva					
	qd (kN/cm)	l (cm)	δ_{max} (cm)	E (kN/cm ²)	I _{ef} (cm ⁴)	δ (cm)	Verificação
V1	0,07340	1200	3,428571429	20500	60299,10575	1,603227271	OK
V2	0,06371	1200	3,428571429	20500	45906,06047	1,82787917	OK

Verificação Antes da Cura do Concreto

Viga	Solicitações	EL Deformação Excessiva					
	qd (kN/cm)	l (cm)	δ_{max} (cm)	E (kN/cm ²)	I _{ef} (cm ⁴)	δ (cm)	Verificação
V1	0,15140	1200	3,428571429	20500	60299,10575	3,306929275	OK
V2	0,10871	1200	3,428571429	20500	45906,06047	3,118956907	OK

Cálculo das Propriedades Elásticas da Seção Mista

V1	Elemento	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i *y _i (cm ³)	A _i *y _i ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)
		Laje	17,03324111	3	51,09972334	153,29917
	Perfil	121	28,5	3448,5	98282,25	47818
	Σ	138,0332411	-	3499,599723	98435,54917	47869,09972
	y _o (cm)	25,3533	I _{tr} (cm ⁴)	57578,20789	I _{ef} (cm ⁴)	60299,10575
V2	Elemento	A _i (cm ²)	y _i (cm)	A _i *y _i (cm ³)	A _i *y _i ² (cm ⁴)	I (cm ⁴)
	Laje	17,03324111	3	51,09972334	153,29917	51,09972334
	Perfil	89,3	28,5	2545,05	72533,925	33946
	Σ	106,3332411	-	2596,149723	72687,22417	33997,09972
	y _o (cm)	24,4152	I _{tr} (cm ⁴)	43298,75118	I _{ef} (cm ⁴)	45906,06047

Cargas nas Paredes Laterais		
Nível dos Pisos		
Parede de bloco de concreto celular (Densidade 5kN/m ³)	10,20	kN/m ²
Revestimento de 1cm nas paredes dos dois lados	3,88	kN/m ²
Peso da laje em balanço	2,13	kN/m ²
Total	16,21	kN
Nível do Forro		
Parede de bloco de concreto celular (Densidade 5kN/m ³)	3,60	kN/m ²
Revestimento	1,37	kN/m ²
Peso da laje em balanço	2,13	kN/m ²
Total	7,10	kN

Combinações		
1ª Combinação		
Nd = 1,4*AP + 1,5*SC		
Nd	684,82	kN
2ª Combinação		
Nd = 1,4*AP + 1,5*SC + 1,4*0,6*V		
Nd	717,16	kN
3ª Combinação		
Nd = 1,4*AP + 1,4*V + 1,5*0,65*SC		
Nd	681,08	kN
4ª Combinação		
Nd = 1,0*AP - 1,4*V (outra direção)		
Nd	343,80	kN

	Carga Permanente	Sobrecarga	Vento
Coluna	1,7		
Paredes Laterais	7,10		
Reação da Viga do Forro	63	9	
3º Piso	71,80	9	9,6 ou 0
Acima do 3º Piso	71,80	9	
Coluna	1,75		
Paredes Laterais	16,21		
Reação da Viga do 3º Piso	81,9	36	
2º Piso	171,65	45	10,3 ou 0
Acima do 2º Piso	171,65	45	
Coluna	1,75		
Paredes Laterais	16,21		
Reação da Viga do 2º Piso	81,9	36	
1º Piso	271,51	81	38,5 ou 19,8
Acima do 1º Piso	271,51		
Coluna	1,9	81	
Paredes Laterais	16,21		
Reação da Viga do 1º Piso	81,9	28,8	
Térreo	371,516	109,8	38,5 ou 19,8

Dimensionamento dos Pilares			
Solicitação à Compressão	N,Sd	717,16	kN
Comprimento do Pilar	l	350,00	cm
Perfil	VMB 300		
Resistência ao Escoamento do aço do Perfil	f,yd	26,09	kN/cm ²
Resistência à Ruptura do Aço à Tração	fu	41,50	kN/cm ²
Diâmetro da Seção	d	16,83	cm
Espessura da Seção	t	1,75	cm
Massa Linear	m	65,10	kg/m
Área da Seção Transversal	A,a	82,90	cm ²
Momento de Inércia	Ix = Iy	2388,00	cm ⁴
Raio de Giração	rx = ry	5,37	cm
Módulo de Resistência Elástico	Wx = Wy	284,00	cm ³
Módulo de Resistência Plástico	Zx = Zy	400,00	cm ³
Constante de Torção	J	4777,00	cm ⁴
Módulo de Resistência à Torção	Wt	568,00	cm ³
Área de Superfície por Comprimento	U	0,53	m ² /m
Força Axial Resistente do Perfil de Aço Plastificação total	N,Rd,pl,a	2162,61	kN
Resistência Característica do Concreto à Compressão	f,ck	3,00	kN/cm ²
Resistência de Cálculo do Concreto à Compressão	f,cd	2,14	kN/cm ²
Coefficiente para Seções Tubulares Circulares	α	0,95	
Resistência de Cálculo Reduzida do Concreto à Compressão	f,cd1	2,04	kN/cm ²
Área da Seção Transversal de Concreto	A,c	139,56	cm ²
Força Axial Resistente de Cálculo do Concreto	N,Rd,pl,c	284,10	kN
Força Axial Resistente de Cálculo da Armadura	N,Rd,pl,s	0,00	kN
Força Axial Resistente de Cálculo do Pilar	N,Rd,pl	2446,71	kN
Módulo de Elasticidade do Concreto	E	1163,94	kN/cm ²
Agregado Basáltico	α,e	1,20	
Coefficiente de Fluência do Concreto	φ	0,00	
Força Axial Solicitante de Cálculo	N,Sd	717,16	kN
Parcela devida à Ação Permanente e Decorrente do Uso	N,Sd,G	520,12	kN
Módulo de Elasticidade Reduzido do Concreto	E,c,red	1163,94	kN/cm ²
Momento de Inércia da Seção do Concreto Não-Fissurado	I,c	1549,85	cm ⁴
Módulo de Elasticidade do Aço	E,a	20500,00	kN/cm ²
Rigidez Efetiva à Flexão	(EI)e	50216753,08	kNcm ²
Força Axial de Flambagem Elástica	N,e	4045,87	kN
Valor de N,Rd,pl com Resistências Características	N,R,pl	2884,74	kN
Índice de Esbeltez Reduzido	λ,0,m	0,84	
Fator de Redução Associado à Resistência à Compressão	X	0,74	
Força Axial Resistente de Cálculo	N,Rd	1815,41	kN
Verificação	N,Rd > N,Sd	OK	
Solicitação à Flexão	M,Sd	6454,00	kNcm
Módulo de Resistência Plástico da Seção do Perfil de Aço	Za	400,00	cm ³
Módulo de Resistência Plástico da Seção de Concreto	Zc	394,77	cm ³
	hn	0,68	cm
	Zan	1,61	cm ³
	Zcn	6,11	cm ³
Momento Fletor Resistente de Cálculo	M,Rd,pl	10788,50	kNcm
Verificação	M,Rd > M,Sd	OK	
	N,Sd/N,Rd	0,40	
Verificação à Flexo-Compressão		OK	

Metform MF50		
fck	30	mpa
h	11	cm
t	1,25	mm
consumo	0,075	m ³ /m ² laje
cg	0,02636	m

Verificação à Flexão		
M,Sd	19,62	kNm/m
AF,ef	0,001587	m ² /m
fy,Fd	254545,45	kN/m ²
d,F	0,08	m
a	0,02	m
b	1,00	m
N,pa	403,96	kN
M,Rd	30,59	kNm/m
M,Rd>M,Sd	OK	
Verificação à Flambagem Local da Forma		
alfa	0,12	
bf	130,00	mm
bf lim	657,96	mm
bf<bf lim	OK	
Verificação ao Cisalhamento Longitudinal		
V,Sd	33,12	kN/m de laje
Ls	225,00	mm
m	161,00	N/mm ²
k	-0,066	N/mm ²
V,Rd,l	71,57	kN/m de laje
V,Rd,v < V,máx	OK	
Verificação ao Cisalhamento Vertical		
h	130	mm
t	1,25	mm
kv	5	
V,Rd,vf	12,36068619	kN
t,Rd	0,36	Mpa
A,v	19725,00	mm ²
bn	305,00	mm
V,Rd,vc	28,09811525	kN
V,Rd,v	40,45880144	kN
Vmáx	100,9537975	kN
V,Rd,v < V,máx	OK	

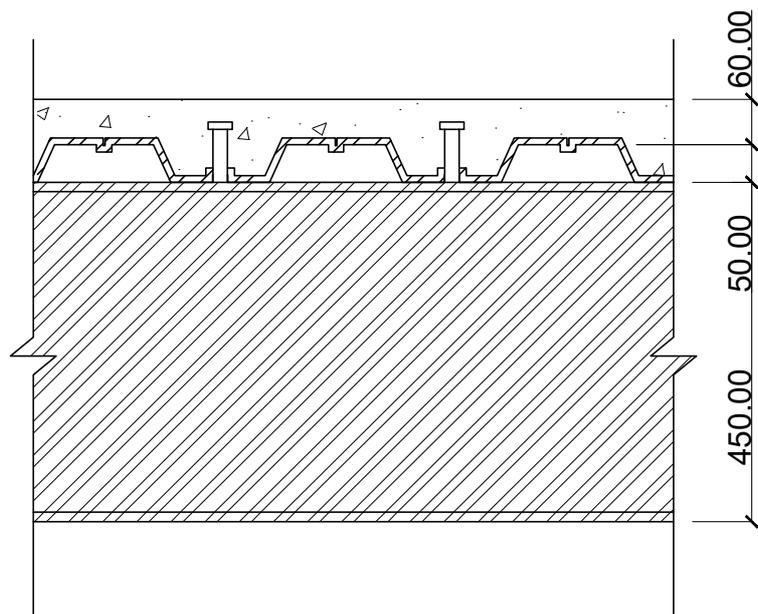
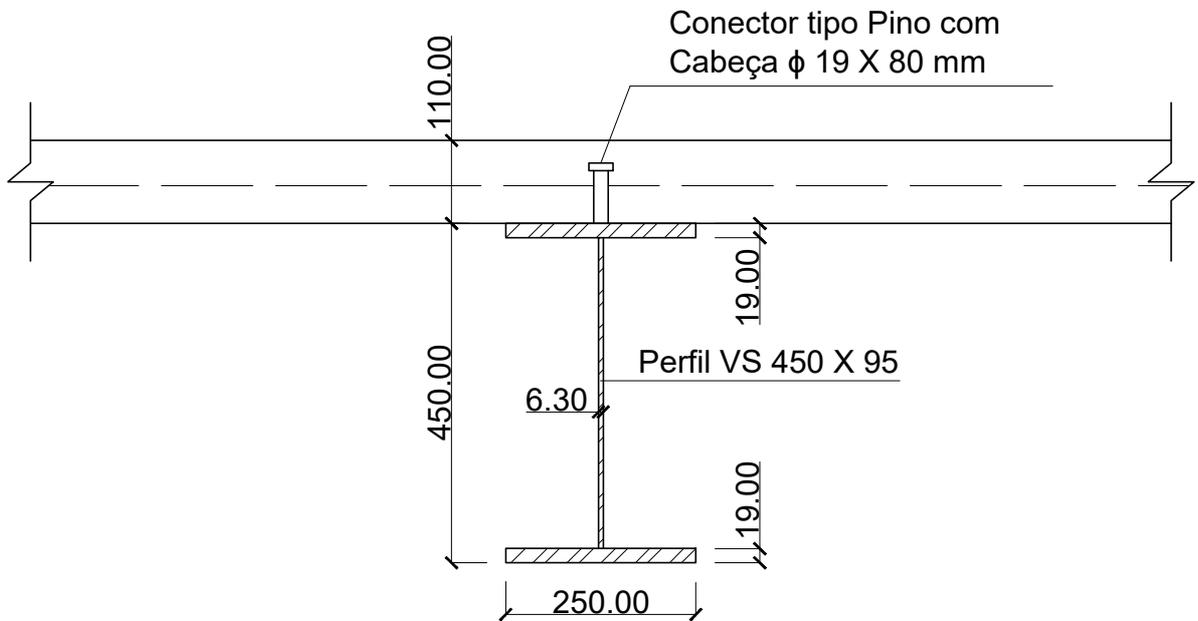
Resistência dos Conectores de Cisalhamento		
d	1,90	cm
fu	45,00	kN/cm ²
A,cs	2,84	cm ²
Rg	1,00	
Rp	1,00	
γ,cs	1,25	
Q,Rd,1	67,02	kN
Q,Rd,2	102,07	kN
Q,Rd	67,02	kN
n	40,00	conectores
n considerando execução	40,00	conectores
soma Q,rd	2680,67	kN

Ligação Viga - Pilar		
V,Sd	160,161	kN
M,Sd	6454,00	kNcm
N,Rd,pl,a	2162,61	kN
N,Rd,pl	2446,71	kN
M,Rd,pl,a	10392,9	kNcm
M,Rd,pl	10788,50	kNcm
V,Sd,l	18,59696	kN
M,Sd,l	236,6548	kNcm
Área de Cisalhamento	1907,378	cm ²
T,Sd	0,171	MPa
T,Rd	0,55	MPa
Verificação	OK	

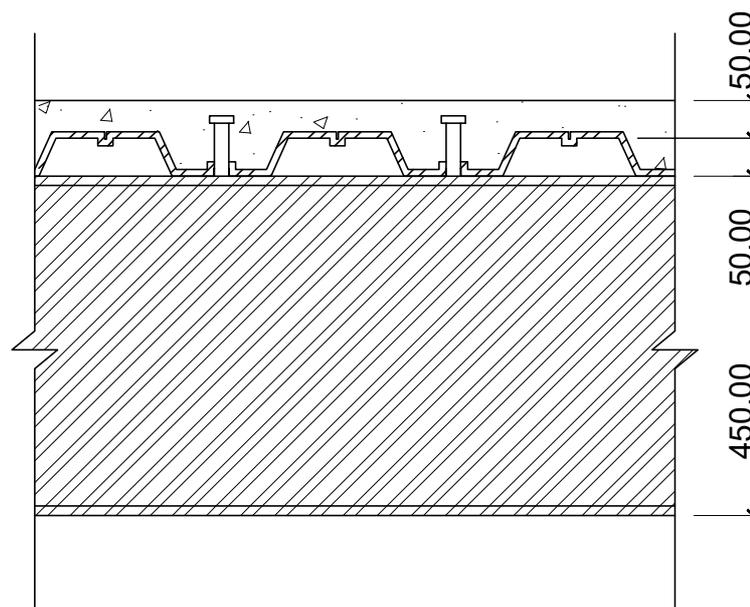
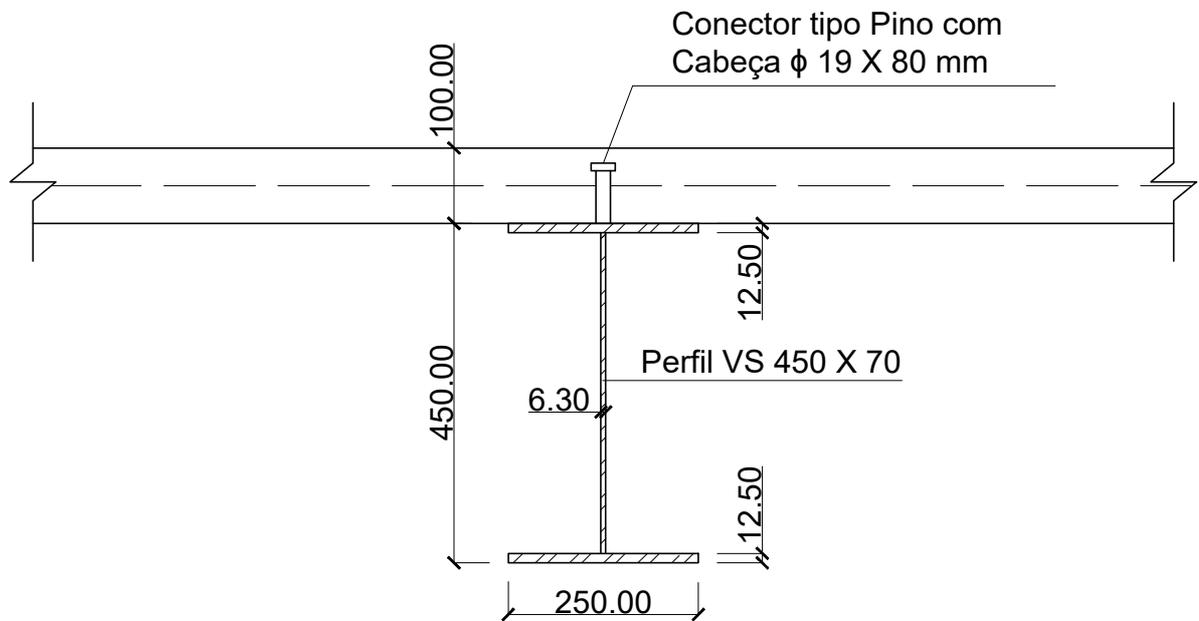
APÊNDICE C – DETALHAMENTOS

DETALHAMENTO DAS VIGAS DE PISO [mm]

Escala 1:10



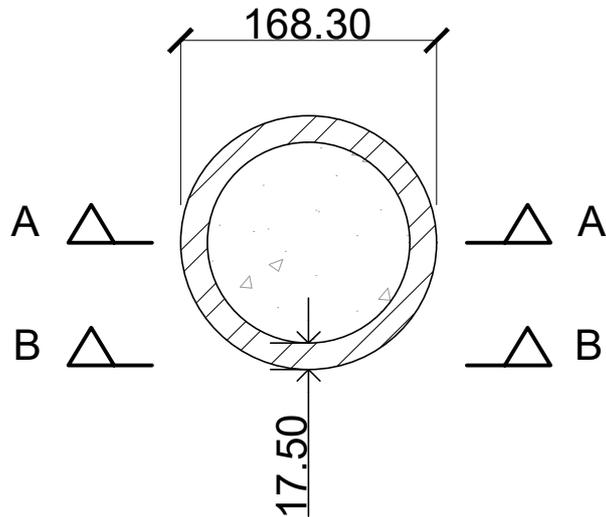
DETALHAMENTO DAS VIGAS DE FORRO [mm] Escala 1:10



DETALHAMENTO DOS PILARES [mm]

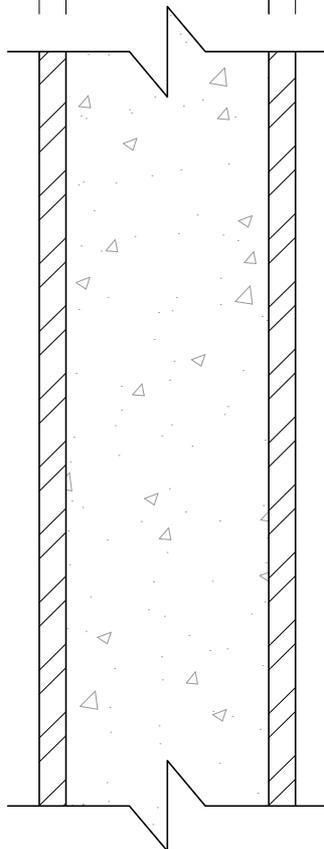
Escala 1:5

Seção Transversal



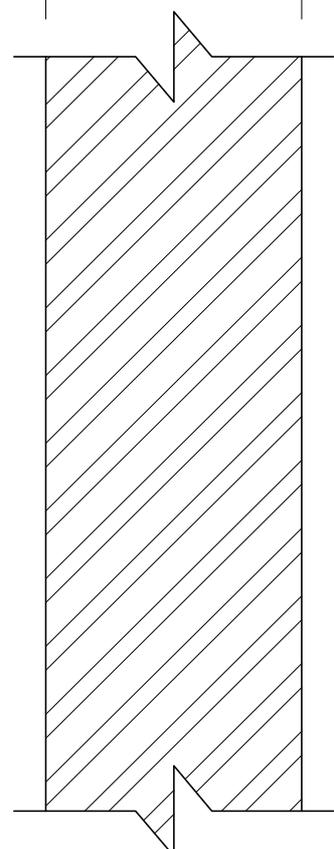
Vista A-A

17.50 133.30 17.50

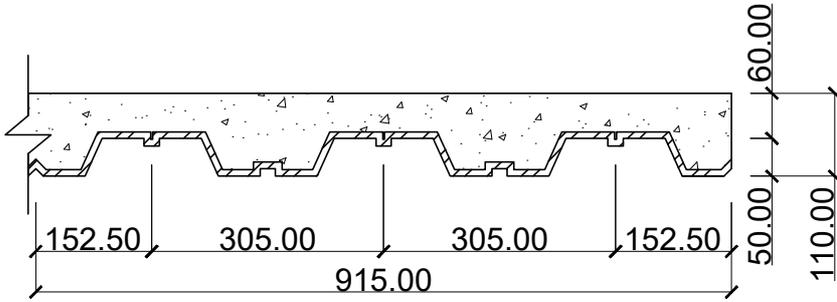


Vista B-B

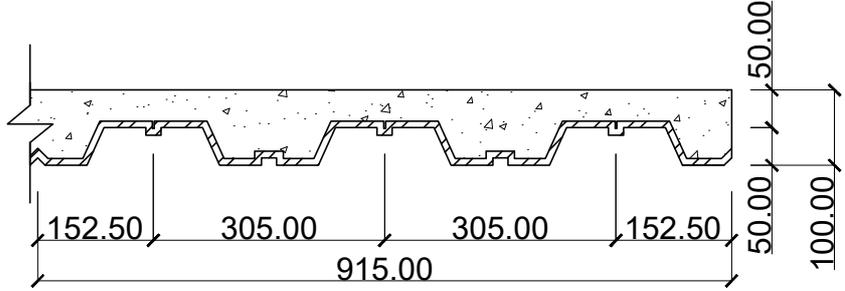
168.30

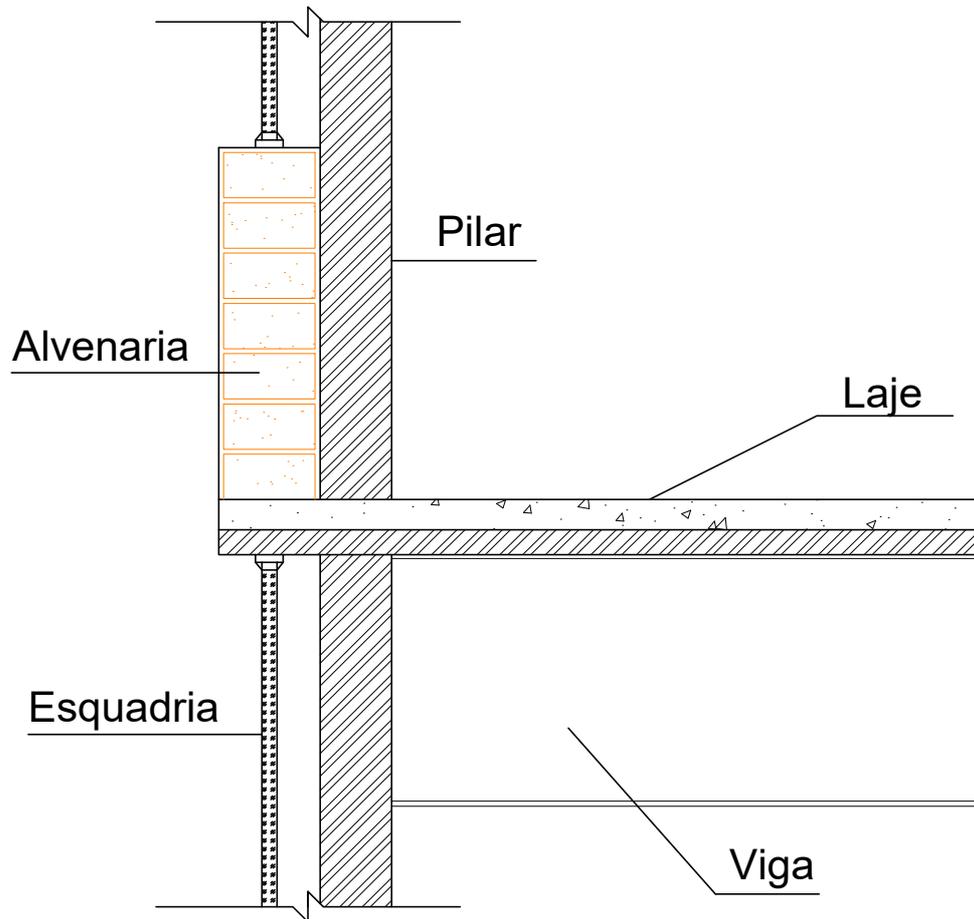


DETALHAMENTO DAS LAJES DE PISO [mm]
Escala 1:10

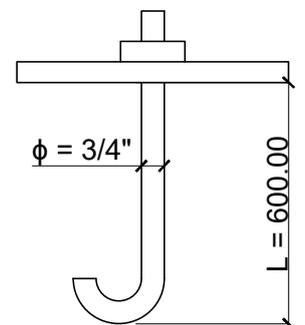
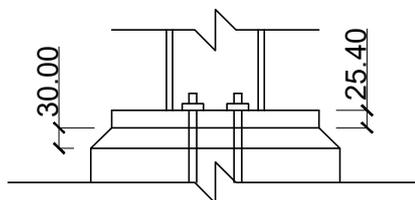
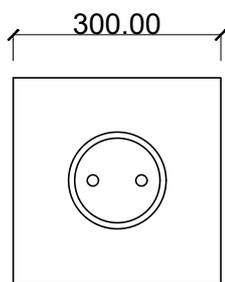


DETALHAMENTO DAS LAJES DE FORRO [mm]
Escala 1:10





DETALHAMENTO CONSTRUTIVO



DETALHE DA PLACA DE BASE E CHUMBADORES [mm]
Sem Escala

ANEXO A – CATÁLOGO METFORM

Tabela de cargas e vão máximos - MF-50

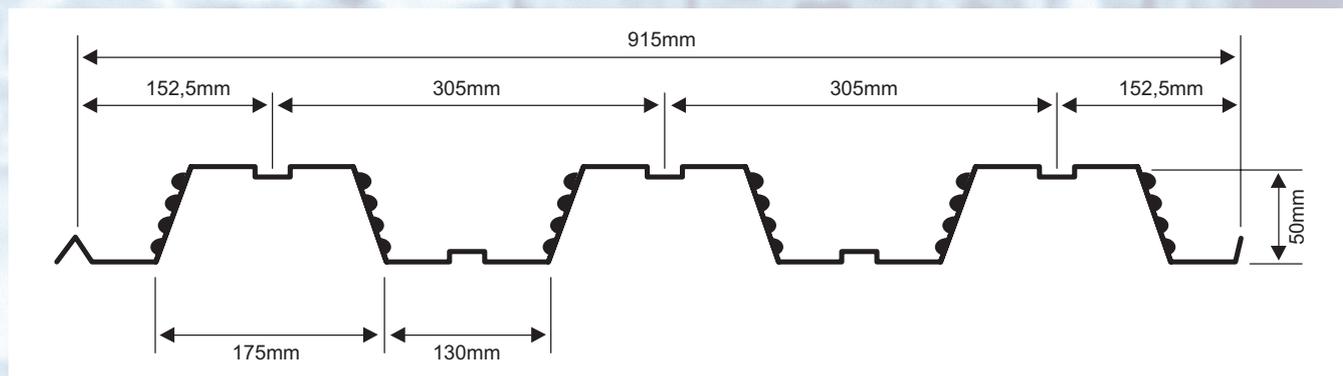
Lajes de Forro	Altitura total da laje (mm)	Espessura Seel Deck (mm)	Vãos Máximos sem Escoramento				Peso Próprio (kN/m ²)	M. Inércia Laje Mista (10 ⁶ mm ⁴ /m)	Vãos Máximos Carga sobreposta							
			Simples (mm)	Duplos (mm)	Triplos (mm)	Balanço (mm)			1.800	1.900	2.000	2.100	2.200	2.300	2.400	2.500
Lajes de Piso	100	0,80	2.050	2.800	2.900	900	1,85	5,25	9,31	8,14	7,14	6,28	5,54	4,89	4,32	3,82
		0,95	2.550	3.150	3.250	1.100	1,86	5,61	11,68	10,24	9,01	7,96	7,04	6,25	5,55	4,94
		1,25	3.200	3.800	3.800	1.450	1,89	6,26	16,43	14,45	12,76	11,31	10,06	8,97	8,02	7,18
	110	0,80	1.800	2.700	2.800	900	2,08	6,89	10,56	9,23	8,10	7,13	6,29	5,55	4,91	4,34
		0,95	2.400	3.050	3.150	1.050	2,10	7,35	13,25	11,62	10,23	9,03	8,00	7,10	6,31	5,61
		1,25	3.050	3.650	3.650	1.400	2,13	8,19	18,64	16,39	14,48	12,84	11,42	10,18	9,10	8,15
	120	0,80	1.650	2.600	2.700	850	2,32	8,85	11,81	10,33	9,06	7,98	7,03	6,21	5,50	4,86
		0,95	2.250	2.900	3.000	1.050	2,33	9,43	14,82	13,00	11,44	10,10	8,95	7,94	7,06	6,28
		1,25	2.950	3.550	3.550	1.350	2,36	10,49	20,00	18,33	16,20	14,36	12,77	11,40	10,19	9,13
130	0,80	1.490	2.500	2.600	850	2,55	11,16	13,06	11,42	10,02	8,82	7,78	6,88	6,08	5,38	
	0,95	2.050	2.800	2.900	1.000	2,57	11,87	16,39	14,37	12,65	11,18	9,90	8,79	7,81	6,96	
	1,25	2.800	3.400	3.400	1.350	2,60	13,19	20,00	20,00	17,91	15,89	14,13	12,61	11,28	10,10	
140	0,80	1.350	2.450	2.500	800	2,79	13,85	14,31	12,52	10,99	9,67	8,53	7,54	6,67	5,90	
	0,95	1.850	2.750	2.800	1.000	2,80	14,72	17,96	15,75	13,87	12,25	10,85	9,63	8,57	7,63	
	1,25	2.700	3.300	3.300	1.300	2,83	16,32	20,00	20,00	19,63	17,41	15,49	13,82	12,36	11,08	
150	0,80	1.250	2.300	2.450	800	3,02	16,93	15,57	13,61	11,95	10,52	9,28	8,20	7,26	6,42	
	0,95	1.700	2.650	2.750	950	3,04	17,98	19,54	17,13	15,08	13,33	11,80	10,48	9,32	8,30	
	1,25	2.600	3.200	3.250	1.250	3,07	19,90	20,00	20,00	20,00	18,94	16,85	15,04	13,45	12,05	
160	0,80	1.150	2.200	2.300	800	3,26	20,45	16,82	14,71	12,91	11,37	10,03	8,87	7,84	6,95	
	0,95	1.600	2.550	2.650	950	3,27	21,69	20,00	18,51	16,30	14,40	12,76	11,33	10,07	8,97	
	1,25	2.550	3.100	3.150	1.250	3,30	23,97	20,00	20,00	20,00	20,00	18,21	16,25	14,53	13,03	
170	0,80	1.050	2.050	2.150	750	3,49	24,43	18,07	15,81	13,88	12,22	10,78	9,53	8,43	7,47	
	0,95	1.500	2.500	2.600	900	3,51	25,87	20,00	19,89	17,51	15,47	13,71	12,17	10,83	9,64	
	1,25	2.450	3.050	3.050	1.200	3,54	28,55	20,00	20,00	20,00	20,00	19,57	17,46	15,62	14,00	

Especificações

Recomenda-se concreto convencional, com resistência a compressão (fck) maior ou igual a 20 MPa (consumo indicado na tabela anexa). No capeamento deverá ser utilizada armadura nas duas direções a fim de evitar fissuras por retração e/ou variações de temperatura do concreto. De acordo com as prescrições da NBR-14323 esta armadura deverá ter área maior ou igual a 0,1% da

área do capeamento de concreto da laje. Além da armadura de retração, deverão ser previstas armaduras localizadas (acima de vigas principais, no contorno de pilares, etc) para evitar possíveis fissuras por tendência de continuidade da laje sobre os apoios. Todas as armaduras necessárias são indicadas no Manual Técnico de Utilização do Steel Deck Metform.

Dimensões



Consumo de concreto - armadura em tela soldada

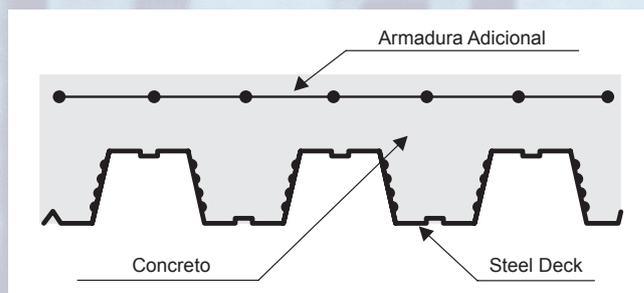
Altura total da laje (mm)	Consumo de Concreto (m ³ /m ²)	Tipo de armadura para retração, em tela soldada		
		Denominação	Composição	Peso (kg/m ²)
100	0,0750	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
110	0,0850	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
120	0,0950	Q - 75	ø3,8 x ø3,8 - 150x150	1,21
130	0,1050	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
140	0,1150	Q - 92	ø4,2 x ø4,2 - 150x150	1,48
150	0,1250	Q - 113	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	1,80
160	0,1350	Q - 113	ø4,2 x ø4,2 - 100x100	1,80
170	0,1450	Q - 138	ø3,8 x ø3,8 - 100x100	2,20

sem Escoramento		2.600	2.650	2.700	2.800	2.900	3.000	3.100	3.200
máxima (kN/m ²)									
3,38	3,18	2,99	2,63	2,32	2,03	1,78	1,54		
4,40	4,15	3,92	3,49	3,10	2,75	2,44	2,16		
6,44	6,10	5,78	5,19	4,67	4,19	3,77	3,38		
3,84	3,61	3,39	3,00	2,64	2,32	2,02	1,76		
5,00	4,72	4,45	3,96	3,53	3,13	2,78	2,46		
7,31	6,93	6,57	5,90	5,31	4,77	4,29	3,85		
4,30	4,05	3,80	3,36	2,96	2,60	2,27	1,98		
5,60	5,28	4,99	4,44	3,95	3,51	3,12	2,76		
8,19	7,76	7,36	6,61	5,95	5,35	4,81	4,32		
4,76	4,48	4,21	3,72	3,28	2,88	2,52	2,19		
6,20	5,85	5,52	4,92	4,38	3,89	3,46	3,06		
9,06	8,59	8,14	7,32	6,59	5,92	5,33	4,79		
5,23	4,91	4,62	4,08	3,60	3,16	2,77	2,41		
6,80	6,42	6,06	5,40	4,81	4,27	3,79	3,36		
9,94	9,42	8,93	8,03	7,23	6,50	5,85	5,26		
5,69	5,35	5,03	4,44	3,92	3,44	3,02	2,63		
7,40	6,98	6,59	5,88	5,23	4,66	4,13	3,66		
10,82	10,25	9,72	8,74	7,86	7,08	6,37	5,72		
6,15	5,78	5,44	4,81	4,24	3,73	3,26	2,84		
8,00	7,55	7,13	6,35	5,66	5,04	4,47	3,96		
11,69	11,08	10,51	9,45	8,50	7,65	6,89	6,19		
6,61	6,22	5,85	5,17	4,56	4,01	3,51	3,06		
8,60	8,12	7,66	6,83	6,09	5,42	4,81	4,26		
12,57	11,91	11,29	10,16	9,14	8,23	7,41	6,66		

● Materiais utilizados

Basicamente são três os materiais utilizados na confecção de lajes mistas com Steel Deck:

- O Steel Deck de aço galvanizado, **ASTM A 653 Grau 40 (ZAR- 280)** tensão de escoamento **$f_y = 280$ MPa**;
- O concreto de resistência mínima à compressão **$f_{ck} = 20$ MPa**;
- Uma armadura em tela soldada, para controle de fissuração, tendo uma área mínima de 0,1% da área de concreto acima do topo do Steel Deck.



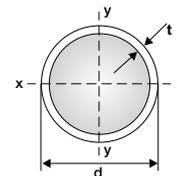
● Propriedades físicas - para largura de 1.000mm

Esp. Nominal (mm)	Esp. projeto (mm)	Altura total (mm)	Peso (kg/m ²)	Reações máximas de apoio		Módulo de Resistência (mm ³)	Inércia para Deformação (mm ⁴)	Área de aço (mm ²)	Centro de Gravidade (mm)
				Externo kN	Interno kN				
0,80	0,76	52,26	8,39	4,95	14,67	14.599	449.419	997	26,13
0,95	0,91	52,41	9,97	6,51	20,89	18.778	562.372	1.193	26,21
1,25	1,21	52,71	13,11	11,41	35,43	27.791	786.502	1.587	26,36



ANEXO B – CATÁLOGO VALLOUREC

Seção Tubular Circular (TC)



Dimensões externas	Espessura da parede	Massa por Unidade de Comp.	Área da Seção Transversal	Momento de Inércia	Raio de Giração	Módulo de Resistência Elástico	Módulo de Resistência Plástico	Const. Torção	Módulo de Resistência à Torção	Área de superfície por unidade de Comp.
d (mm)	t (mm)	m (kg/m)	A (cm ²)	$I_x = I_y$ (cm ⁴)	$r_x = r_y$ (cm)	$W_x = W_y$ (cm ³)	$Z_x = Z_y$ (cm ³)	J (cm ⁴)	W_t (cm ³)	U (m ² /m)
141,3	5,0	16,8	21,4	498	4,82	70,5	92,9	996	141	0,444
	5,6	18,7	23,9	550	4,80	77,9	103	1.101	156	
	6,4	21,3	27,1	618	4,77	87,5	117	1.237	175	
	7,1	23,5	29,9	676	4,75	95,6	128	1.352	191	
	8,0	26,3	33,5	747	4,72	106	142	1.494	211	
	8,8	28,8	36,6	807	4,69	114	155	1.615	229	
	10,0	32,4	41,2	894	4,66	127	173	1.788	253	
	11,0	35,3	45,0	962	4,62	136	187	1.925	272	
	12,5	39,7	50,6	1.059	4,58	150	208	2.117	300	
	14,2	44,5	56,7	1.159	4,52	164	230	2.318	328	
	16,0	49,4	63,0	1.256	4,47	178	253	2.512	356	
17,5	53,4	68,1	1.330	4,42	188	270	2.660	377		
168,3	5,0	20,1	25,7	856	5,78	102	133	1.712	203	0,529
	5,6	22,5	28,6	948	5,76	113	148	1.897	225	
	6,4	25,6	32,6	1.068	5,73	127	168	2.136	254	
	7,1	28,2	36,0	1.170	5,70	139	185	2.340	278	
	8,0	31,6	40,3	1.297	5,67	154	206	2.595	308	
	8,8	34,6	44,1	1.407	5,65	167	224	2.813	334	
	10,0	39,0	49,7	1.564	5,61	186	251	3.128	372	
	11,0	42,7	54,4	1.689	5,57	201	273	3.379	402	
	12,5	48,0	61,2	1.868	5,53	222	304	3.737	444	
	14,2	54,0	68,7	2.058	5,47	245	338	4.116	489	
	16,0	60,1	76,6	2.244	5,41	267	372	4.488	533	
17,5	65,1	82,9	2.388	5,37	284	400	4.777	568		
20,0	73,1	93,2	2.608	5,29	310	443	5.216	620		
219,1	6,4	33,6	42,8	2.421	7,52	221	290	4.841	442	0,688
	7,1	37,1	47,3	2.660	7,50	243	319	5.319	486	
	8,0	41,6	53,1	2.960	7,47	270	357	5.919	540	
	8,8	45,6	58,1	3.220	7,44	294	389	6.439	588	
	10,0	51,6	65,7	3.598	7,40	328	438	7.197	657	
	11,0	56,5	71,9	3.904	7,37	356	477	7.807	713	
	12,5	63,7	81,1	4.345	7,32	397	534	8.689	793	
	14,2	71,8	91,4	4.820	7,26	440	597	9.640	880	
	16,0	80,1	102	5.297	7,20	483	661	10.593	967	
	17,5	87,0	111	5.673	7,15	518	713	11.346	1.036	
	20,0	98,2	125	6.261	7,07	572	795	12.523	1.143	
25,0	120	152	7.298	6,92	666	947	14.597	1.332		

ANEXO C – CATÁLOGO PERFIS VS

Tabela B3 (continuação)

PERFIL	MASSA	ÁREA	ALT.	ALMA			MESAS				EIXO X - X				EIXO Y - Y				rT	IT	Cw	h/tw	bf/2tf	d/af	ec	u	u/A
	m	A	d	tw	h	tf	bf	lx	Wx	rx	Zx	ly	Wy	ry	Zy	cm	cm ⁴	cm ⁶									
VS	kg/m	cm ²	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm ⁴	cm ³	cm	cm ³	cm	cm ⁴	cm ⁶	cm ⁻¹	mm	m ² /m	m ⁻¹					
350 x 26	26,4	33,6	350	4,75	337	6,3	140	6884	393	14,31	438	288	41	2,93	64	3,54	3,6	85089	71	11,1	3,968	3	1,25	372			
350 x 30	30,1	38,3	350	4,75	334	8	140	8026	459	14,48	516	366	52	3,09	80	3,64	6	106983	70	8,8	3,125	5	1,25	326			
350 x 33	33,2	42,3	350	4,75	331	9,5	140	9148	523	14,71	583	435	62	3,21	95	3,69	9,2	125930	70	7,4	2,632	5	1,25	296			
350 x 28	28,4	36,2	350	4,75	337	6,3	160	7651	437	14,54	481	430	54	3,45	83	4,11	3,9	127013	71	12,7	3,472	3	1,33	367			
350 x 33	32,6	41,5	350	4,75	334	8	160	8962	512	14,7	570	546	68	3,63	104	4,21	6,7	159695	70	10	2,734	5	1,33	320			
350 x 36	36,2	46,1	350	4,75	331	9,5	160	10249	586	14,91	648	649	81	3,75	123	4,27	10,4	187978	70	8,4	2,303	5	1,33	289			
350 x 30	30,4	38,7	350	4,75	337	6,3	180	8418	481	14,75	525	613	68	3,98	104	4,68	4,2	180845	71	14,3	3,086	3	1,41	364			
350 x 35	35,1	44,7	350	4,75	334	8	180	9898	566	14,88	625	778	86	4,17	131	4,78	7,4	227378	70	11,3	2,431	5	1,41	315			
350 x 39	39,2	49,9	350	4,75	331	9,5	180	11351	649	15,08	712	924	103	4,3	156	4,84	11,5	267648	70	9,5	2,047	5	1,41	283			
350 x 38	37,6	47,9	350	4,75	334	8	200	10834	619	15,04	680	1067	107	4,72	162	5,35	8	311904	70	12,5	2,188	5	1,49	311			
350 x 42	42,2	53,7	350	4,75	331	9,5	200	12453	712	15,23	777	1267	127	4,86	192	5,41	12,6	367144	70	10,5	1,842	5	1,49	277			
350 x 51	51,3	65,4	350	4,75	325	12,5	200	15604	892	15,45	969	1667	167	5,05	252	5,5	27,2	474609	68	8	1,4	5	1,49	228			
400 x 28	28,3	36	400	4,75	387	6,3	140	9340	467	16,11	525	288	41	2,83	64	3,48	3,7	111646	81	11,1	4,535	3	1,35	375			
400 x 32	31,9	40,6	400	4,75	384	8	140	10848	542	16,35	614	366	52	3	81	3,58	6,2	140551	81	8,8	3,571	5	1,35	333			
400 x 35	35,1	44,7	400	4,75	381	9,5	140	12332	617	16,61	692	435	62	3,12	95	3,65	9,4	165630	80	7,4	3,008	5	1,35	302			
400 x 30	30,2	38,5	400	4,75	387	6,3	160	10347	517	16,39	575	430	54	3,34	83	4,05	4,1	166656	81	12,7	3,968	3	1,43	371			
400 x 34	34,4	43,8	400	4,75	384	8	160	12077	604	16,61	677	546	68	3,53	105	4,15	6,9	209803	81	10	3,125	5	1,43	326			
400 x 38	38,1	48,5	400	4,75	381	9,5	160	13781	689	16,86	766	649	81	3,66	124	4,22	10,5	247238	80	8,4	2,632	5	1,43	295			
400 x 32	32,3	41,1	400	4,75	387	6,3	180	11353	568	16,62	624	613	68	3,86	104	4,61	4,4	237289	81	14,3	3,527	3	1,51	367			
400 x 37	36,9	47	400	4,75	384	8	180	13307	665	16,83	740	778	86	4,07	132	4,72	7,5	298723	81	11,3	2,778	5	1,51	321			
400 x 41	41,1	52,3	400	4,75	381	9,5	180	15230	762	17,06	840	924	103	4,2	156	4,79	11,7	352024	80	9,5	2,339	5	1,51	289			
400 x 39	39,4	50,2	400	4,75	384	8	200	14536	727	17,02	802	1067	107	4,61	162	5,29	8,2	409771	81	12,5	2,5	5	1,59	317			
400 x 44	44	56,1	400	4,75	381	9,5	200	16679	834	17,24	914	1267	127	4,75	192	5,36	12,8	482886	80	10,5	2,105	5	1,59	283			
400 x 53	53,2	67,8	400	4,75	375	12,5	200	20863	1043	17,54	1136	1667	167	4,96	252	5,46	27,4	625651	79	8	1,6	5	1,59	235			
450 x 51	51,2	65,2	450	6,3	431	9,5	200	22640	1006	18,63	1130	1268	127	4,41	194	5,19	15,1	614461	68	10,5	2,368	5	1,69	259			
450 x 60	60,3	76,8	450	6,3	425	12,5	200	27962	1243	19,08	1378	1668	167	4,66	254	5,32	29,7	797526	67	8	1,8	5	1,69	220			
450 x 71	70,9	90,3	450	6,3	418	16	200	33985	1510	19,4	1664	2134	213	4,86	324	5,41	58,2	1004565	66	6,3	1,406	6	1,69	187			
450 x 80	80,1	102	450	6,3	412	19	200	38989	1733	19,55	1905	2534	253	4,98	384	5,47	95	1176486	65	5,3	1,184	6	1,69	166			
450 x 59	58,6	74,7	450	6,3	431	9,5	250	27249	1211	19,1	1339	2475	198	5,76	301	6,61	18	1200119	68	13,2	1,895	5	1,89	253			
450 x 70	70,1	89,3	450	6,3	425	12,5	250	33946	1509	19,5	1652	3256	260	6,04	395	6,75	36,2	1557668	67	10	1,44	5	1,89	212			
450 x 83	83,4	106,3	450	6,3	418	16	250	41523	1845	19,76	2011	4168	333	6,26	504	6,85	71,9	1962042	66	7,8	1,125	6	1,89	178			
450 x 95	95	121	450	6,3	412	19	250	47818	2125	19,88	2315	4949	396	6,4	598	6,91	117,9	2297825	65	6,6	0,947	6	1,89	156			
500 x 61	61,1	77,8	500	6,3	481	9,5	250	34416	1377	21,03	1529	2475	198	5,64	302	6,55	18,4	1488026	76	13,2	2,105	5	1,99	256			
500 x 73	72,5	92,4	500	6,3	475	12,5	250	42768	1711	21,51	1879	3256	260	5,94	395	6,7	36,6	1934052	75	10	1,6	5	1,99	215			
500 x 86	86	109,5	500	6,3	468	16	250	52250	2090	21,84	2281	4168	333	6,17	505	6,81	72,3	2440167	74	7,8	1,25	6	1,99	182			
500 x 97	97,4	124,1	500	6,3	462	19	250	60154	2406	22,02	2621	4949	396	6,31	598	6,87	118,3	2861887	73	6,6	1,053	6	1,99	160			