

UNIVERSIDADE DE SÃO PAULO
ESCOLA DE ENGENHARIA DE SÃO CARLOS
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA DE ESTRUTURAS

**ESTRUTURAS PRÉ-MOLDADAS DE CONCRETO PA-
RA EDIFÍCIOS DE MÚLTIPLOS PAVIMENTOS DE PE-
QUENA ALTURA : UMA ANÁLISE CRÍTICA**

Engº. Noé Marcos Neto

Dissertação apresentada à Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo como parte dos requisitos para obtenção do título de Mestre em Engenharia de Estruturas.

Orientador: Profº. Dr. Mounir Khalil El Debs

São Carlos
1998

**Ficha catalográfica preparada pela Seção de Tratamento
da Informação do Serviço de Biblioteca – EESC-USP**

Marcos Neto, Noé
M321e Estruturas pré-moldadas de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos de
pequena altura: uma análise crítica / Noé Marcos Neto. –

Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos--Universidade de
São Paulo, 1998.

Área: Engenharia de Estruturas

Orientador: Prof. Dr. Mounir Khalil El Debs

1. Concreto pré-moldado. 2. Sistema de gestão de qualidade.
3. Viabilidade econômica. I. Título

Dedico este trabalho aos meus colegas
de jornada, à minha esposa Sissi e às
minhas filhas Thamy, Lara e Mila.

AGRADECIMENTOS

Aos meus amigos, por fazer compreender a eternidade;

Aos meus familiares, por fazer compreender a diversidade do espírito humano;

Aos desafios, por desenvolver nossos talentos;

Às adversidades, por ensinar a perseverar.

Do Autor.

ÍNDICE

LISTA DE FIGURAS.....	i
LISTA DE TABELAS.....	iv
LISTA DE SÍMBOLOS.....	v
RESUMO.....	viii
ABSTRACT.....	ix
1 INTRODUÇÃO.....	1
1.1 Justificativa.....	3
1.2 Objetivos.....	3
1.2.1 Objetivo Geral.....	3
1.2.2 Objetivos Específicos.....	4
1.3 Apresentação.....	4
2 PROBLEMÁTICA, PRINCÍPIOS E GARANTIA DA QUALIDADE.....	6
2.1 Desafios.....	6
2.2 Conceitos Fundamentais da Técnica de Pré-Moldagem.....	7
2.3 Princípios da Técnica.....	8
2.4 Garantia e Planejamento da Qualidade dos Elementos Pré-Molda- dos.....	12
2.4.1 Responsabilidade da Administração.....	13
2.4.2 Sistema da Qualidade.....	13
2.4.3 Análise Crítica do Contrato.....	17
2.4.4 Controle de Documentos e Dados.....	17
2.4.5 Aquisição.....	18
2.4.6 Controle de Produtos Fornecidos pelo Cliente.....	18
2.4.7 Identificação e Rastreabilidade do Produto.....	19

2.4.8 Controle de Processos.....	19
2.4.9 Inspeção e Ensaios.....	22
2.4.10 Controle de Equipamentos de Inspeção, Medição e Ensaios.....	22
2.4.11 Situação de Inspeção e Ensaios.....	24
2.4.12 Controle de Produtos Não-Conformes.....	25
2.4.13 Ação Corretiva e Ação Preventiva.....	25
2.4.14 Manuseio, Armazenamento, Embalagem, Preservação e Entrega.....	26
2.4.15 Controle de Registros da Qualidade.....	26
2.4.16 Auditorias Internas da Qualidade.....	27
2.4.17 Treinamento.....	27
2.4.18 Serviços Associados (pós-produção).....	28
2.4.19 Técnicas Estatísticas.....	28
2.5 Segurança do Trabalho.....	29
2.6 Tolerâncias Dimensionais.....	31

3 ELEMENTOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL.....35

3.1 Tipologia de Sistemas Estruturais para Edifícios de Múltiplos Pavimentos de Pequena Altura.....	35
3.2 Ligações: Concepção e Projeto.....	41
3.2.1 Generalidades.....	41
3.2.2 Ligações Pilar-Fundação.....	44
3.2.2.1 Ligação Pilar-Fundação Tipo Cálice.....	45
3.2.2.2 Ligação Pilar-Fundação com Chapa Metálica.....	50
3.2.3 Ligações Articuladas Pilar-Viga.....	55
3.2.3.1 Ligação Pilar-Viga Utilizando Consolos.....	57
3.2.3.2 Ligação Pilar-Viga Utilizando Insertos Metálicos.....	61
3.2.3.3 Ligação Pilar-Viga – Topo de Pilar.....	64
3.2.4 Ligações Rígidas Pilar-Viga.....	65
3.2.5 Ligações Viga-Laje.....	69
3.3 Elementos de Seção Composta.....	75
3.3.1 Modelo Atrito Cisalhamento.....	76
3.3.2 Modelos Empíricos.....	77

3.3.3 Avaliação da Tensão de Cisalhamento Solicitante na Interface.....	78
3.4 Parâmetros para Dimensionamento das Estruturas Pré-Moldadas nas Situações Transitórias.....	83
3.5 Estabilidade Global das Estruturas.....	87
3.5.1 Análise do Parâmetro a	90
3.5.2 Análise do Parâmetro g	91
3.6 Elementos Aplicados à Pré-análise de Projeto de Componentes Pré-Moldados para Edifícios de Pequena Altura.....	92
3.6.1 Pré-análise de Vigas.....	92
3.6.2 Pré-análise de Lajes Pré-moldadas.....	95
4 ESTUDO DE CASO.....	99
4.1 Considerações Gerais.....	99
4.2 Diretrizes para Escolha do Sistema Estrutural Adotado.....	99
4.3 Análise da Deslocabilidade Lateral da Estrutura.....	105
A Características Geométricas e Elásticas dos Elementos.....	105
A.1 Pilares.....	105
A.2 Vigas.....	106
B Ação Vertical Total.....	106
C Ação Horizontal.....	107
D Deslocabilidade Lateral (hipótese dos pilares em balanço).....	108
E Análise do Parâmetro Alfa Considerando Pilares Isolados.....	109
F Deslocabilidade Lateral (hipótese dos pórticos planos).....	110
F.1 Direção x.....	110
F.2 Direção y.....	111
G Análise do Parâmetro Alfa Considerando a Formação dos Pórticos de Contraventamento.....	113
4.4 Escolha da Tipologia das Lajes para o Caso.....	113
4.5 Dimensionamento da Laje Pré-Moldada Composta por Mini Painéis (13cm) de Armadura Trelaçada.....	116
4.5.1 Condições Gerais.....	116
4.5.2 Dimensionamento.....	117
4.5.3 Situações Transitórias.....	118

4.6 Cálculo e Dimensionamento de Vigas de Seção Composta.....	119
4.6.1 Dimensionamento em Estado de Serviço.....	119
A Estado Limite de Ruptura.....	119
B Estado Limite de Utilização.....	120
B.1 Deformação.....	120
B.2 Limitação de Abertura de Fissura.....	123
C Verificação de Cisalhamento na Interface da Viga Com- posta PVP5.....	124
4.7 Dimensionamento do Pilar P7.....	127
4.7.1 Estado de Serviço.....	127
4.7.2 Situações Transitórias.....	130
A Desforma do Pilar P7.....	130
A.1 Verificação do Estado Limite Último na Desfor- ma.....	131
A.2 Verificação do Estado Limite de Utilização.....	131
B Armazenamento e Transporte.....	132
C Montagem do Pilar P7.....	132
C.1 Verificação do Estado Limite de Ruptura.....	132
C.2 Verificação do Estado Limite de Utilização.....	133
4.8 Dimensionamento do Cálice de Fundação.....	136
4.8.1 Definição Geométrica do Cálice.....	136
4.8.2 Dimensionamento do Cálice.....	138
4.9 Dimensionamento da Ligação Pilar P7 – Viga PVP11.....	142
4.10 Resumo dos Custos Obtidos.....	144
4.11 Análise da Viabilidade Tecno-econômica.....	147
4.11.1 A Questão do Transporte.....	147
4.11.2 A Questão Tributária.....	147
4.11.3 Parâmetro par fixação do B.D.I. (Benefícios e Despesas Indire- tas).....	148
4.12 Análise dos Resultados.....	148
4.12.1 Análise do Custo Médio de Estrutura Moldada no Local....	150
4.12.2 Análise Comparativa.....	151

5 CONCLUSÃO.....	152
5.1 Recomendações para Trabalhos Futuros.....	153
REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA.....	154
ANEXO A: CONTROLE DE PROCESSOS.....	157
APÊNDICE I: PROJETO DE PRODUÇÃO DOS ELEMENTOS DE PRÉ-VIGAS DO PISO	

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Participação da Construção Civil no PIB em 1995 (Trevisan Consultores – Boletim de Estratégias Competitivas – 1996).....	1
Figura 2 – Modelo de Procedimento.....	15
Figura 3 – Modelo de Procedimento Operacional Padrão.....	16
Figura 4 – Resumo das Condições de Prevenção e Segurança do Trabalho.....	30
Figura 5 – Elementos Estruturais Usuais em Edifícios de Pequena Altura.....	37
Figura 6 – Tipologias Usuais para Elementos de Pilares para Edifícios de Pequena Altura.....	38
Figura 7 – Tipologias Usuais para Elementos de Vigas para Edifícios de Pequena Altura (Vãos Livres Segundo FIP (1994)).....	39
Figura 8 – Tipologias Usuais para Elementos de Lajes Pré-moldadas para Edifícios de Pequena Altura.....	40
Figura 9 – Deformabilidade à flexão da ligação.....	44
Figura 10 – Ligação Rígida Tipo Cálice (Bucket Foundation).....	45
Figura 11 – Distribuição de Tensões na Ligação Fundação-Pilar para Parede Rugosa Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978).....	47
Figura 12 – Mecanismo Resistente da Ligação Fundação-Pilar nas Paredes Longitudinais Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978).....	47
Figura 13 – Distribuição de Tensões na Ligação Fundação-Pilar para Paredes Lisas Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978).....	48
Figura 14 – Ligação Rígida Parafusada.....	50
Figura 15 – Ligação Rígida Parafusada.....	50
Figura 16 – Modelo do Cálculo do “Estado de Serviço”.....	52
Figura 17 – Modelo do Cálculo do Modelo Plástico.....	53
Figura 18 – Consolos de Concreto.....	56
Figura 19 – Consolos com Insertos Metálicos.....	56
Figura 20 – Ligações de Topo de Pilar.....	56
Figura 21 – Consolo: Parâmetros Característicos.....	57
Figura 22 – Consolo Curto – Mecanismo Resistente Adotado por LEONHARDT & MONNIG (1978).....	58
Figura 23 – Modelo Resistente “Atrito-Cisalhamento”.....	59

Figura 24 – Relação Tensão-Deformação – Insertos Metálicos Segundo PCI (1988).....	62
Figura 25 – Notação para Cálculo do Inseto Metálico.....	63
Figura 26 – Distribuição das Tensões de Fendilhamento ao Longo do Elemento Carregado (LEONHARDT & MONNIG).....	64
Figura 27 – Ligação Rígida Pilar-Viga de Topo.....	66
Figura 28 – Ligação Rígida Pilar-Viga de Extremidade.....	66
Figura 29 – Ligação Rígida Pilar-Viga Simétrica.....	66
Figura 30 – Exemplo de Modelagem para Cálculo de Deformabilidade de Ligação.....	68
Figura 31 – Detalhe de Ligação Viga-Laje de Extremidade.....	70
Figura 32 – Detalhe de Ligação Viga-Laje Simétrica com Continuidade.....	71
Figura 33 – Determinação do Equilíbrio de Forças no Impedimento à Torção nas Vigas de Extremidade.....	72
Figura 34 – Modelo Resistente da Ligação Viga T Invertida - Laje.....	74
Figura 35 – Avaliação da Tensão na Interface por Equilíbrio de Forças.....	79
Figura 36 – Trechos de Análise da Tensão de Cisalhamento Solicitante Média....	81
Figura 37 – Curvas de Abrams para cimento ARI-Plus: Resistência do Concreto em Várias Idades x Fator Água/Cimento Segundo Catálogo Técnico Ciminas (1997).....	84
Figura 38 – Situações Transitórias mais Frequentes para Manuseio de Elementos Pré-Moldados Segundo SHEPPARD & PHILLIPS (1989).....	86
Figura 39 – Deslocamentos Horizontais (Δ).....	87
Figura 40 - Esforços de Segunda Ordem x Deslocamentos no Topo da Estrutura Segundo TESORO (1991).....	88
Figura 41 – Estabilidade Global Garantida pelo Conjunto dos Pilares.....	89
Figura 42 – Estabilidade Global Garantida pelo Pórtico com Ligações Rígidas Viga-Pilar.....	89
Figura 43 – Estabilidade Global Garantida por Núcleo Rígido.....	89
Figura 44 – Fatores Determinantes na Especificação da Tipologia ou no Dimensionamento da Laje Pré-Moldada Segundo ELLIOTT (1996).....	96
Figura 45 – Planta de Implantação do Projeto no Terreno.....	101
Figura 46 – Fôrma da Estrutura do 1º e 2º Piso.....	102
Figura 47 – Fôrma da Estrutura da Cobertura.....	103

Figura 48 – Corte AA.....	104
Figura 49 – Corte BB.....	104
Figura 50 – Seção Geométrica dos Pilares.....	105
Figura 51 – Seção Geométrica das Vigas.....	106
Figura 52 – Esquema Estático dos Pilares em Balanço.....	108
Figura 53 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento P_1, P_2, P_3	110
Figura 54 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento $P_{10}, P_{11}, P_{12}, P_{13}$	110
Figura 55 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento P_4, P_7, P_5, P_8	111
Figura 56 – Esquema Estático dos Pilares Equivalentes em Balanço.....	112
Figura 57 – Esquema de Escoramento Provisório das Lajes.....	115
Figura 58 – Seção Transversal das Lajes com Vigotas Trelaçadas.....	117
Figura 59 – Seção Transversal da Viga PVP5.....	121
Figura 60 – Situação da Linha Neutra em Relação à Interface de Cisalhamento.....	124
Figura 61 – Envoltória das Solicitações em Serviço da Pré-Viga PVP5.....	126
Figura 62 – Solicitações de Flexão no Pilar P7.....	127
Figura 63 – Esquema Estático para Desforma do Pilar P7.....	130
Figura 64 – Esquema Estático para Içamento do Pilar P7.....	132
Figura 65 – Detalhamento de Armadura do Pilar P7.....	135
Figura 66 – Cálice de Fundação.....	136
Figura 67 – Cálice de Fundação – Planta.....	138
Figura 68 – Esquema das Ações Solicitantes no Cálice.....	138
Figura 69 – Mecanismo Resistente de Consolo na Parede do Bloco.....	139
Figura 70 – Detalhamento de Armadura do Cálice de Fundação.....	141
Figura 71 – Esquema de Cálculo da Ligação Articulada Pilar P7 – Viga PVP5...	142
Figura 72 – Distribuições Percentuais dos Custos da Estrutura.....	146
Figura 73 – Relação entre Mão de Obra, Materiais e Transporte e Montagem....	146
Figura 74 – Distribuição dos Custos Finais da Estrutura.....	149

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Modelo de Padrão Técnico do Processo.....	21
Tabela 2 – Controle de Equipamentos de Inspeção, Medição e Ensaios.....	23
Tabela 3 – Classes de Tolerâncias para Elementos Pré-moldados Segundo suas Dimensões (LEWICKI (1964)).....	33
Tabela 4 – Classes de Tolerâncias para Elementos Pré-moldados Segundo suas Condições de Fabricação (LEWICKI (1964)).....	33
Tabela 5 – Valores do Coeficiente de Atrito Segundo NBR 9062 (1985).....	60
Tabela 6 – Coeficientes b_s , b_c da NBR 9062.....	81
Tabela 7 – Valores Básicos Máximos da Relação l/d	93
Tabela 8 – Coeficiente b_1 - Influência da Taxa de Armadura Positiva e da Tensão de Serviço da Armadura.....	94
Tabela 9 – Coeficiente b_2 - Influência da Taxa de Armadura Comprimida.....	94
Tabela 10 – Campos de Aplicação de Lajes Pré-Moldadas Segundo ELLIOTT (1996).....	95
Tabela 11 – Relação Básica de Rigidez de Painéis de Laje Segundo SHEPPARD & PHILLIPS (1989).....	97
Tabela 12 – Relação de Rigidez Mínima para Lajes Pré-Moldadas Mistas com Vigotas Segundo EF (88).....	98
Tabela 13 – Envoltórias das Solicitações em Pilares.....	134
Tabela 14 – Resumo de Custos da Estrutura.....	145
Tabela 15 – Preço Final de Venda (P_{fv}).....	149
Tabela 16 – Índices PINI para Preços de Estrutura de Concreto Moldada no Local.....	150

LISTA DE SÍMBOLOS

- **Letras romanas maiúsculas**

A_s : área da seção transversal da armadura longitudinal tracionada.

A_{ps} : área da seção transversal da armadura protendida.

A_{sw} : área da seção transversal das barras da armadura de cisalhamento.

C : coeficiente.

E_c : módulo de deformação longitudinal (elástico) do concreto.

E_s : módulo de deformação longitudinal (elástico) do aço.

F : força externa concentrada; força solicitante; força resistente.

H : força horizontal.

I_i : momento de inércia na direção i .

K : coeficiente.

L, ℓ : comprimento ou vão.

M : momento fletor.

M_d : momento fletor de cálculo.

N : força normal.

R_{cc} : resultante de tensões de compressão no concreto.

R_d : resultante de tensões.

R_{st} : resultante das tensões de tração na armadura longitudinal.

R_u : resultante das tensões de cisalhamento últimas na interface.

S : momento estático.

V : esforço cortante; força vertical aplicada.

- **Letras romanas minúsculas**

a_v : distância sobre a qual são transferidas tensões pela interface.

b : largura da viga; dimensão da seção transversal de elemento pré-moldado.

b_w : largura da alma de vigas de seção T.

d : altura útil de uma viga, medida da resultante das tensões de tração na armadura longitudinal ao ponto de maior encurtamento da seção transversal, medida normalmente à linha neutra.

e : excentricidade de uma força.

f : resistência.

f_c : resistência à compressão do concreto medida em corpos-de-prova cilíndricos.

f_{cd} : resistência de cálculo do concreto à compressão.

f_{ck} : resistência característica do concreto à compressão medida em corpos-de-prova cilíndricos.

σ_s : tensão de serviço da armadura de tração.

f_{ct} : resistência a tração do concreto na flexão.

f_y : resistência de escoamento do aço à tração.

f_{yd} : resistência de cálculo do aço à tração.

f_{yk} : resistência característica de escoamento do aço à tração.

h : altura da seção.

z : distância entre as resultantes de tração e compressão na seção transversal.

- **Letras gregas maiúsculas**

Δ_i : deslocamento na direção i ; desvio.

- **Letras gregas minúsculas**

α : ângulo.

b : coeficiente.

d : variância estatística.

ϵ_c : deformação específica de compressão no concreto.

ϵ_y : deformação específica de escoamento do aço, deformação específica na direção y .

f : coeficiente; ângulo de rotação.

g : peso específico do material; coeficiente.

g_c : coeficiente de minoração da resistência do concreto.

g_s : coeficiente de minoração da resistência do aço.

j : ângulo de rotação.

m : coeficiente de atrito.

m_e : coeficiente de atrito efetivo.

q : ângulo.

r : taxa geométrica de armadura.

t : tensão de cisalhamento ou tensão tangencial.

t_{rd} : tensão de cisalhamento resistida pela interface (valor de cálculo).

t_u : tensão de cisalhamento última na interface.

s : tensão normal.

s_c : tensão de compressão no concreto.

s_n : tensão normal à interface entre duas superfícies.

s_s : tensão normal de tração na armadura.

s_t : tensão de tração no concreto.

- **Sub-índices gerais**

c : concreto; compressão.

cri : crítico.

d : de cálculo.

k : característico.

lim : limite.

max : máximo.

min : mínimo.

r : resistente.

s : aço - armadura.

t : tração.

u : último.

- **Abreviaturas**

ISO: International Organization for Standardization.

EESC : Escola de Engenharia de São Carlos.

FIP : Federation Internationale de la Precontrainte.

PCI : Prestressed/Precast Concrete Institute.

USP : Universidade de São Paulo.

RESUMO

MARCOS N., N. (1998). *Estruturas pré-moldadas de concreto para edifícios de múltiplos pavimentos de pequena altura: uma análise crítica*. São Carlos, 165 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

Este trabalho apresenta uma abordagem generalista das estruturas pré-moldadas de concreto nos edifícios de pequena altura (até 12m), excluídos os galpões. É analisada a questão da qualidade na produção dessas estruturas sob as recomendações da série ISO 9000. São analisados os tópicos mais relevantes para a elaboração dos projetos dessas estruturas. Um estudo de caso escolhido ilustra as peculiaridades no desenvolvimento do projeto de estrutura pré-moldada nesta categoria. As conclusões obtidas retratam a quebra de alguns paradigmas brasileiros para o emprego das estruturas pré-moldadas: a) A qualidade das estruturas de concreto pode ser controlada por um sistema de gestão da qualidade internacionalmente reconhecido e empregado nos mais diferentes processos de produção de bens e serviços. b) Os índices técnico-econômicos evidenciam que mesmo em uma estrutura com característica não modular e pequena área construída pode ser empregado o concreto pré-moldado.

Palavras-chave: concreto pré-moldado, sistema de gestão da qualidade, viabilidade econômica.

ABSTRACT

MARCOS N., N. (1998). *Precast concrete structures for multi-storey and low height buildings: a critical analysis*. São Carlos, 165 p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

This work presents a general focus on precast concrete structures for low height buildings (up to 12 meters) not including storage sheds. The work is an analysis of the question of production quality of such structures according to the recommendation of the serie 'ISO 9000'. Also, the most relevant topics for the elaboration of the projects for the focused structures are analysed. A study of a chosen case illustrates the peculiarity of the development of the project for the precast structure for the chosen category of buildings. The final conclusion of the study demonstrates a break for the brazilian paradigm on the use of the precast concrete structures: a) The quality of the precast concrete structures can be controlled by the same quality control system widely known worldwide and used for controlling quality of production of a wide range of products and services as well. b) The technical-economics rates are shown with sharp evidence that even a small and non-modular precast structure within a small construction area can be object of precast concrete.

Key words: precast concrete, quality management system, economical viability.

1 INTRODUÇÃO

A construção civil no Brasil reveste-se de grande importância no cenário das atividades econômicas no país. Segundo recentes estatísticas dos níveis de atividades econômicas setoriais, a construção civil brasileira ocupa atualmente o segundo mais importante segmento econômico na formação do P.I.B. (Produto Interno Bruto), com a seguinte distribuição:

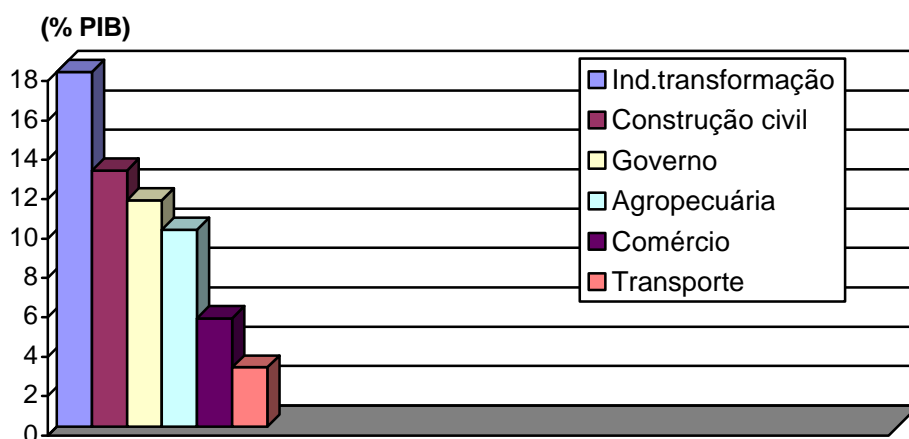


FIGURA 1 – Participação da Construção Civil no PIB em 1995
(Trevisan Consultores – Boletim de Estratégias Competitivas - 1996)

Nesta realidade, a capacitação tecnológica da construção civil como um todo, não reproduz a importância econômica que o setor representa na economia nacional. O desperdício de recursos e a qualidade de nossas obras são temas sempre recorrentes nos fóruns que discutem a situação do setor. Os impactos macroeconômicos sobre reestruturação da indústria da construção civil projetados num cenário de curto e médio prazo, segundo a Trevisan Consultores, em seu Boletim de Estratégias Competitivas (1996), são os seguintes:

- modernização dos parques industriais de insumos para o setor;
- investimentos em novos processos tecnológicos de fabricação;
- exigências adicionais em virtude do Código de Defesa do Consumidor;
- implantação de programas de qualidade com certificação pela série ISO (International Organization Standardization) 9000;
- controle do cumprimento de normas e padrões;
- implantação de laboratórios para controle de qualidade e desenvolvimento de produtos;
- normalização e certificação dos insumos e materiais;
- redução dos custos de produção;
- pesquisas e desenvolvimento de novos materiais, componentes, técnicas e processos construtivos de custos reduzidos.

No campo específico das estruturas de concreto, a revisão da NBR 6118 (Projeto e Execução de Obras de Concreto Armado) é um sinal no curso dessas previsões. A abordagem do conceito de gestão da qualidade a nível de projeto, execução, uso e manutenção das estruturas de concreto é claro e ocupa boa parte do arcabouço no novo texto. Esta visão não estava presente nos textos anteriores dessa norma.

A questão de durabilidade das estruturas é tema de especial atenção no novo texto e reflete a preocupação com a grande soma de recursos que se projetam investir na manutenção e recuperação das estruturas de concreto executadas nas últimas décadas em todo o mundo. Reflete também nova postura frente ao Código de Defesa do Consumidor. Neste item, cabe ao cliente e ao projetista a definição prévia e expressa da vida útil desejada para a estrutura.

A evolução dos estudos do Concreto de Alto Desempenho (CAD) no cenário nacional também faz parte na busca de “novos” insumos.

A pré-moldagem ou a pré-fabricação está inserida neste mesmo contexto, e pode representar a resposta a vários quesitos da sociedade frente três questões importantes:

- qualidade do produto estrutura;
- redução de custos;
- eliminação do desperdício.

1.1 Justificativa

A nova realidade que se impõe na construção civil brasileira, coloca a pré-moldagem das estruturas de concreto como alvo de grande interesse na busca por respostas com vistas à modernização no setor.

A potencialidade da técnica de pré-moldagem das estruturas nos edifícios de pequena altura, até aproximadamente doze metros, é notável no Brasil e este fato se reflete no próprio mercado atual. Grande parte do uso potencial das estruturas pré-moldadas de concreto no país enquadram-se nesta categoria.

A experiência do autor nos últimos dez anos no projeto, fabricação e montagem destas estruturas propiciou uma visão própria, no sentido da percepção dos tópicos de maior importância dentro do processo produtivo. Neste período, o trabalho junto às equipes, tanto no interior da usina quanto nas fases de montagem em canteiro, operou mudanças e enriqueceu conceitos a nível de projeto e concepção desta tipologia de estruturas.

A abordagem do sistema de gestão da qualidade para produção de estruturas pré-moldadas fundamentou-se, em grande parte, na vivência do autor quando da implantação e certificação ISO 9002 da primeira indústria brasileira no setor a conquistá-lo. A partir de 1994, juntamente com consultores técnicos da Fundação Christiano Ottoni, entidade da Universidade Federal de Minas Gerais, iniciou-se a implantação de um sistema de gestão da qualidade, baseado na série de normas ISO 9000, culminando, em 1997, com a certificação da empresa via auditoria de terceira parte pela Deutsche Gesellschaft zur Zertifizierung von Managementsystemen (Associação Alemã para Certificação de Sistemas de Gestão).

1.2 Objetivos

1.2.1 Objetivo Geral

Apresentar uma visão crítica sobre o projeto e a produção de estruturas pré-moldadas nos edifícios de múltiplos pavimentos de pequena altura.

1.2.2 Objetivos Específicos

- Apresentar de modo sucinto um Sistema de Gestão da Qualidade na produção de estruturas pré-moldadas com base na série ISO 9000;
- Apresentar de forma generalista os elementos de análise para o projeto e produção das estruturas de esqueleto (elementos de barras) pré-moldadas nos edifícios de pequena altura (até aproximadamente 12 metros);
- Evidenciar as possibilidades de intervenção nas construções de edifícios de pequena altura, através da viabilidade técnico-econômica do uso de estruturas pré-moldadas de concreto;
- Identificar a possibilidade técnico-econômica do emprego da pré-moldagem em estruturas de menor área construída.

1.3 Apresentação

O presente trabalho aborda o estudo de estruturas pré-moldadas de edifícios de pequena altura (até aproximadamente doze metros), excluídas as estruturas de galpões. Tem em vista os diversos aspectos técnico-construtivos que envolvem a realização dessas obras.

Os princípios dessa técnica, as potencialidades e as especificidades que condicionam o desenvolvimento do projeto e do produto numa visão mais sistêmica são buscados ao longo do texto. Para atingir tal propósito, despretencioso, na medida que jamais se esgotará o tema, procurar-se-á dar ênfase a uma abordagem mais generalista, evitando, no que for possível, aprofundar-se em questões mais refinadas que envolvam tecnologia dos materiais ou mesmo no campo da análise estrutural.

A questão da qualidade das estruturas pré-moldadas é tratada de forma abrangente, conforme o Sistema de Gestão da Qualidade recomendado pela série ISO 9000.

Toda revisão bibliográfica está focada nos elementos de análise que condicionam o desenvolvimento da pré-moldagem restrito às peculiaridades das estruturas de pequena altura; desta forma, a abordagem é limitada propositadamente.

Um estudo de caso para aplicação da técnica de pré-moldagem é ilustrado no capítulo 4, evidenciando índices técnico-econômicos que mostram a viabilidade do emprego da pré-moldagem da estrutura em edifícios de pequena altura e área construída relativamente pequena (750 m²).

Os Anexos compõem-se de documentos complementares que ilustram alguns procedimentos da garantia da qualidade de estruturas pré-moldadas, bem como elementos complementares de cálculos e dimensionamentos do estudo de caso do capítulo 4.

No Apêndice, estão ilustrados alguns projetos de elementos pré-moldados pertencentes ao estudo de caso do capítulo 4.

2 PROBLEMÁTICA, PRINCÍPIOS E GARANTIA DA QUALIDADE

2.1 Desafios

Segundo BRUGGELING & HUYGHE (1991), é notável a referência ao desenvolvimento desta técnica construtiva nos últimos vinte anos. Este desenvolvimento, segundo os autores, foi possível devido sobretudo ao avanço da indústria associada ao setor da pré-moldagem, fator fundamental para esta situação.

Este avanço verificado é o primeiro passo rumo à industrialização da construção civil. Neste sentido, o trabalho cita os principais desafios técnicos a serem superados atualmente, quais sejam:

- concepção do projeto com vista à padronização;
- possibilidade de produção de elementos pré-fabricados de “prateleira”;
- conhecimento difundido entre os projetistas do novo processo produtivo.

Anteriormente, a este respeito, HALASZ (1967) cita o caráter extremamente complexo deste mesmo desafio e observa essa conjuntura historicamente dividida em fases distintas.

No passado, o projetista dominava os meios com que se realizava seus projetos, tinha uma visão básica a respeito dos subsistemas construtivos que envolviam sua criação. No presente, o projetista não está mais em condições de dominar todos os meios de seu tempo, no sentido de empregá-los logicamente a fim de otimizar sua criação. A técnica da construção e seus subsistemas desenvolveram-se de maneira tão variada, de modo a não ser mais possível dominá-los em sua totalidade. O projetista, por sua vez, confia a realização de suas idéias fundamentais a um segundo grupo de especialistas. Dessa maneira, os problemas do

emprego de materiais, métodos construtivos, idealização estrutural, dentre outros, são elaborados, em sua maioria, depois da representação das idéias originais.

No novo caminho rumo à industrialização da construção civil, o projeto deverá ser idealizado por uma comunidade de trabalho, onde cada decisão exige a aprovação imediata de todas as partes envolvidas, de sorte que os fatores que condicionam o problema da industrialização sejam debatidos e convergidos a bom termo até uma solução final e definitiva nos campos artístico, técnico e econômico.

Sobre este "Team Work", o autor o considera um produto da segunda revolução industrial, já sendo experimentado em diversos escritórios de trabalho dos E.U.A, onde formam-se as Corporações da Construção, semelhantes em princípios a aquelas formadas na idade média. Esta tradição perdeu-se na divisão racional do trabalho e foi redescoberta pela própria necessidade da técnica.

2.2 Conceitos Fundamentais da Técnica de Pré-Moldagem

ORDONEZ et al (1974) ilustra, de modo notável, os conceitos básicos envolvidos no estudo desta técnica construtiva e distingue como construção convencional aquela erguida de forma artesanal e tendo sempre presente a figura do artesão, o qual detém todas as fases do processo produtivo. Utiliza para tanto ferramentas manuais, cujo produto, a construção, tem as seguintes características:

- baixa produtividade;
- produção unitária;
- improvisação.

Entende-se por construção racionalizada, aquela que, apesar de ser convencional, incorpora algumas técnicas ou processos visando melhorar a produtividade de algumas fases do processo construtivo, normalmente, restringe-se tais procedimentos a confecção das estruturas. Como exemplo, o autor cita o uso de formas e cimbramentos com alto grau de aproveitamento, ou ainda o emprego de formas deslizantes, dentre tantos outros procedimentos. Nestes casos a improvisação fica mais restrita às demais fases do processo construtivo.

A pré-moldagem pode ser entendida, conceitualmente, como sendo mais uma alternativa construtiva, principalmente para as estruturas, visando reduzir ou eliminar cimbramentos, ou melhorar as condições gerais da moldagem dos elementos de concreto. Desta maneira, a pré-moldagem não contempla a produção

massiva dos elementos, nem implica em grandes investimentos em máquinas e equipamentos. Seu projeto, no entanto, já é diferenciado, pois deve incorporar as várias fases do processo produtivo dos elementos.

A pré-fabricação, basicamente, pode ser entendida como extensão natural do conceito de pré-moldagem, onde prioriza-se a produção massiva dos elementos. Faz-se necessário um grande investimento em máquinas e equipamentos, que vão garantir alta produtividade ao processo. O projeto neste caso assume papel de planificação da produção e já contempla todos os aspectos fabris, tais como: “lay-out” de produção bem elaborado, estudo de tempos e métodos, controles de toda natureza, etc...

A industrialização pode ser entendida como uma extensão geral da idéia de pré-fabricação; sua característica genérica engloba agora todos os sub-sistemas construtivos envolvidos com os mais diversos materiais de construção possíveis. Estrutura, vedação, instalações, caixilharia, acabamentos diversos, são agora incorporados à lógica da produção massiva e planificada da construção.

Os autores identificam este estágio como sendo a utopia do processo construtivo, visto que construir-se-iam casas, escolas, fábricas, edifícios, da mesma maneira que se produziria um outro produto industrial qualquer. Não se consideraria a situação tão peculiar em que está inserida a construção civil, no que diz respeito às questões artísticas, culturais, do próprio uso do solo urbano, dentre tantas outras questões do gênero.

2.3 Princípios da Técnica

Segundo BRUGGELING & HUYGHE (1991), a filosofia da concepção estrutural deve seguir um criterioso estudo dos elementos que constituirão a estrutura, bem como também suas ligações. A escolha de diferentes elementos estruturais deve ser reduzida ao máximo. Como resultante, o sistema de formas desses elementos pode ficar restrito a uma série idêntica desses moldes. Em algumas ocasiões, é preferível gastar mais insumos em certos elementos à ter que diferenciá-los em suas formas. Isto, muitas vezes, leva a uma resultante final de custos otimizada.

A este respeito, KONCZ (1973) cita os princípios básicos desta técnica:

- número reduzido de elementos-tipo relativo a sua própria função;
- em relação a esses elementos-tipo, deverá ser reduzido ao máximo sua diversidade;
- manuseio e montagem do conjunto dos elementos deverão ser feitas por métodos e equipamentos de reduzido número;
- os elementos devem, sempre que possível, possuir funções múltiplas, tais como vedação e estrutura;
- os elementos devem ser fabricados com alto grau de mecanização;
- os elementos que compõem uma determinada estrutura deverão possuir uma mesma magnitude de pesos, de sorte a minimizar os equipamentos de transporte e montagem.

Segundo RICHARDSON (1991), a garantia da qualidade é uma potencialidade da técnica de pré-moldagem. A utilização de parâmetros desejáveis das características do concreto que interferem diretamente na durabilidade, tais como, baixo fator água/cimento, nível de adensamento satisfatório, possibilidade de cura controlada, garantia do cobrimento de armadura, dentre outros fatores de produção, permitem alterar a realidade da construção civil no que diz respeito a qualidade e esta deve ser abordada como um princípio fundamental da técnica.

Estabelecidos os quesitos de qualidade desejáveis dos elementos pré-moldados, outro fator de interesse capital é estabelecer os índices de controle ao longo do processo de produção. Estes índices (número de não-conformidades em todo o processo), englobam:

- erro de confecção e leitura de projeto;
- erro de corte e preparo de armadura;
- erro de dosagens do concreto;
- erro do nível de adensamento desejado;
- erro de armazenamento;
- erro no transporte dos elementos;
- erro de posicionamento de elementos na montagem;

dentre tantos outros, se ponderados adequadamente, podem ser um poderoso parâmetro para estabelecer ações corretivas e preventivas de modo a propiciar a melhoria contínua do processo.

Segundo o autor, o sucesso no emprego das estruturas pré-moldadas situa-se na observação aguda de princípios que devem ser seguidos nas fases de:

a) Projeto:

- projetista necessita consultar o produtor na fase de estudos iniciais;
- os elementos precisam ser projetados para serem industrializados e não modificados da prática cotidiana da moldagem “in situ”;
- projeto deve basear-se na prática de pré-moldagem já estabelecida, utilizando a padronização existente, quando possível;
- as soluções de ligações devem atender a critérios múltiplos (segurança estrutural, rapidez de montagem, custos, aspectos estéticos, dentre outros);
- níveis de tolerância dimensional necessitam ser claramente estabelecidos;
- procedimentos de manuseio e montagem devem ser descritos claramente.

b) Produção:

- elementos não padronizados devem ser estabelecidos num estágio inicial e finalizados por amostras moldadas para testes em usina;
- os moldes devem proporcionar um grande número de reutilizações,
- programas de moldagem e alteração de formas precisam ser claramente estabelecidos e enviados ao setor de produção;
- diariamente ciclos de moldagem devem ser mantidos de forma que os serviços associados (cura, transporte interno, etc.) possam ser minimizados;
- concreto deve estar disponível segundo a provisão. Um plano de apoio deve estar estabelecido de forma a garantir provisão no caso de quaisquer imprevistos;
- local de produção deve ser dotado de equipamento de manuseio. Equipipes de produção devem ser capazes de limpar e preparar as fôrmas disponíveis para posterior moldagem;
- somente os produtos acabados devem ser transferidos ao local de empilhamento. Todos os elementos devem ser claramente identificados;

- dados sobre não-conformidades e produtividade dos trabalhos devem ser mantidos constantemente.

c) Transporte:

- veículos devem ser apropriados à carga e às condições de acesso ao local de trabalho;
- caminho a seguir deve ser claramente definido;
- berços de apoio devem ser dispostos para suportar os elementos na sua posição e evitar quebras ou danos estruturais.

d) Local de Montagem:

- antes do começo da montagem dos elementos, as fundações devem ser inspecionadas e possíveis erros corrigidos;
- procedimento de montagem deve ser preparado, indicando de modo claro todas as fases da montagem;
- pessoal de montagem deve ser instruído sobre as técnicas a serem empregadas;
- deve haver acesso adequado para o meio selecionado de transporte no local;
- engenheiro ou projetista completamente familiarizado com o detalhamento do projeto deve estar presente no local desde o início dos trabalhos de montagem;
- a montagem deve ser conduzida, desde o local de expedição dos elementos, evitando danos de manuseio nos mesmos;
- manuseio dos elementos deve ser feito usando equipamentos adequados;
- cortes e ajustes dos elementos ou modificações das ligações não devem ser permitidos no local de montagem;
- um relatório claro e breve deve ser feito ao cabo de cada montagem, e qualquer não-conformidade deve ser identificada e informada aos setores responsáveis.

2.4 Garantia e Planejamento da Qualidade dos Elementos Pré-Moldados

RICHARDSON (1991) cita que, por muitos anos, verificou problemas relativos à qualidade dos componentes estruturais pré-moldados e, por diversas vezes, este fato trouxe importantes prejuízos às partes (fabricantes, projetistas e consumidores).

Com a nova filosofia de gestão da qualidade na indústria em geral, esta abordagem está sendo incorporada muito rapidamente às usinas de pré-moldados nos E.U.A. (Estados Unidos da América).

Na atual revisão da NBR 6118, a abordagem com vistas a garantia da qualidade no projeto e execução de estruturas de concreto armado ou protendido é considerada o principal avanço na relação cliente-projetista-produtores e fixa três grupos de exigências de qualidade das estruturas, quais sejam:

- grupo 1 – exigência relativa à capacidade resistente;
- grupo 2 – exigência relativa à um bom desempenho na sua utilização;
- grupo 3 – exigência relativa à sua durabilidade.

No primeiro grupo, a exigência de qualidade diz respeito à segurança e aos estados limite último.

No segundo grupo, a exigência da qualidade diz respeito aos danos de utilização tais como fissuração excessiva, deformação inconveniente e vibrações indesejáveis (estado limite de utilização).

O terceiro grupo é relativo à vida útil da estrutura. Segundo nova norma, cabe ao cliente, assistido pelo projetista da estrutura, definir previamente a extensão da vida útil da estrutura.

A atual revisão da NBR 6118 fixa ainda as condições para atendimento das exigências de qualidade nas fases de projeto, construção e uso, caracterizado por:

- “O projeto é realizado por pessoal experimentado e com apropriada qualificação, e é submetido ao controle de qualidade interna. Sendo desejável uma verificação por pessoal independente, selecionado por sua competência e experiência”;
- “Os materiais e componentes da construção são produzidos, ensaiados e utilizados conforme disciplinado em suas respectivas Normas, Procedimentos e Recomendações.”;

- “A construção é executada por pessoal experiente e com qualificação apropriada, e é submetida a um controle de qualidade interno.”;
- “A estrutura é utilizada, durante a vida útil que lhe é prevista, conforme estabelecido no projeto e sob manutenção adequada.”;
- “Todas as ações aqui descritas devem fazer parte de um sistema de gestão de qualidade.”.

A sistematização da gestão da qualidade assegurada que está sendo adotada baseia-se em uma série de normas técnicas intituladas ISO 9000. Aplicar a gestão pela qualidade total nada mais é do que cumprir os requisitos da norma na qual a empresa se enquadra. A produção e montagem de elementos pré-moldados enquadram-se nos requisitos da ISO 9002. Estes requisitos compõem-se de dezanove itens, descritos sucintamente a seguir.

2.4.1 Responsabilidade da Administração

A administração da empresa é responsável por desenvolver e divulgar uma política da qualidade, na qual se define o que é a empresa, qual a sua importância dentro do contexto social e quais objetivos deseja atingir. De acordo com esta política, a administração tem como dever prover recursos econômicos e humanos para desenvolver, implantar e manter um Sistema da Qualidade, cujo objetivo é garantir que todos os requisitos da norma sejam atendidos.

O Sistema da Qualidade implantado é avaliado periodicamente pela administração através de reuniões de análise crítica, nas quais são verificados registros da qualidade que atestam sua eficácia e aplicabilidade.

2.4.2 Sistema da Qualidade

O Sistema da Qualidade tem como objetivo garantir que todos os requisitos da norma NBR ISO 9002 sejam atendidos e assegurar a conformidade dos produtos com os requisitos dos clientes.

Assim sendo, é elaborada uma documentação básica que visa orientar as diretrizes da empresa, constituída da seguinte forma:

- **Manual de Garantia da Qualidade:** apresenta a política da qualidade, descreve a organização da empresa e as respectivas responsabilidades;
- **Procedimentos:** documentos básicos que traduzem a maneira de trabalhar em situações interfuncionais;
- **Procedimentos Operacionais Padrão:** documentos básicos preparados para os funcionários diretamente ligados à tarefa, com o objetivo de atingir de forma eficiente e segura os requisitos da qualidade.

A figura 2 ilustra um modelo de procedimento para Planejamento da Qualidade, que fornece uma visão geral do Sistema de Gestão da Qualidade. Retrata o inter-relacionamento de todas as tarefas executadas dentro da empresa e reporta-se aos procedimentos de cada atividade.

Constitui um todo lógico, alcançado através de várias situações interfuncionais, e é operacionalizado dentro da empresa através de treinamento intensivo entre todos os setores envolvidos.

Este planejamento da qualidade é resultado de três anos de estudo e testes no conjunto das atividades desenvolvidas dentro de uma fábrica. É fator fundamental para o sucesso da gestão da qualidade, e deve ser elaborado pelos próprios responsáveis das diversas tarefas que constituem o processo produtivo. Há casos frequentes em que tal planejamento é desenvolvido por consultores de gestão da qualidade externos e cujo resultado, quando implantado no cotidiano da fábrica, traduz-se por total insucesso.

Este planejamento de gestão da qualidade foi auditado e aprovado pela Deutsche Gesellschaft zur Zertifizierung von Managementsystemen (Associação Alemã para Certificação de Sistemas de Gestão da Qualidade), tendo obtido o primeiro certificado brasileiro ISO 9002 em elementos pré-moldados de concreto.

O anexo A ilustra um modelo de procedimento para Controle de Processos.

FIGURA 2 – Modelo de Procedimento
(Figura muito extensa, não foi possível ser escaneada)

A figura 3 ilustra um exemplo de procedimento operacional padrão para montagem das armaduras. É elaborado com vistas a ser compreendido facilmente pelo funcionário na execução desta tarefa específica. Este nível de informação é complementado pelo projeto de detalhamento específico de cada elemento pré-moldado a ser fabricado. Exemplo do documento complementar são os projetos detalhados de cada elemento mostrado no apêndice I.

Procedimento Operacional Padrão ARMAÇÃO	Rev.: 01	Flh.: 01 Cod.: POP.P9.1
Ferramentas		
<ul style="list-style-type: none"> - Máquina de cortar ferros - Máquina de dobrar ferros - Torques 		
Materiais		
<ul style="list-style-type: none"> - Barras de aço - Arame Recozido 		
Cuidados Especiais		
<ul style="list-style-type: none"> - Amarrar os estribos firmemente com arame. - Fixar firmemente os espaçadores para que não caiam durante o transporte. - Fazer o transpasse da armadura longitudinal em cantos opostos. - As tabelas utilizadas estão especificadas no projeto técnico do elemento. 		
Descrição		
<ul style="list-style-type: none"> - separar, cortar as barras nos tamanhos e bitolas especificados nas tabelas e de acordo com o comprimento e capacidade de carga nominal do elemento. - Posicionar as armaduras longitudinais (de flexão) nos cavaletes. - Dobrar e distribuir os estribos nas marcações segundo o código de cores especificado nas tabelas. - Posicionar os espaçadores de 1,20 a 2,00m, aproximadamente ao longo da armadura de flexão. 		

FIGURA 3 – Modelo de Procedimento Operacional Padrão

2.4.3 Análise Crítica do Contrato

Para que os requisitos e necessidades do cliente sejam atendidos faz-se necessário um exame crítico destes requisitos em confronto com a capacidade da empresa em atendê-los, tais como tipologia, prazo de fabricação e entrega dos elementos pré-moldados, capacidade de transporte e montagem da estrutura, dentre tantos outros.

Esse exame crítico é feito pelo responsável administrativo durante a fase de negociação de venda do produto, e deve ser registrado de maneira visível e clara atestando a conformidade dos requisitos do cliente com a capacidade da empresa em atendê-los.

2.4.4 Controle de Documentos e Dados

Este requisito da norma NBR ISO 9002 exige que exista um controle de todos os documentos da empresa, internos e externos, relacionados com o Sistema da Qualidade. Sendo assim, todo documento deve ser analisado criticamente, aprovado, distribuído a todos os setores interessados e substituídos controladamente, quando necessário.

Os documentos do Sistema da Qualidade englobam normas técnicas, projetos, desenhos e tabelas técnicas, procedimentos gerais, procedimentos operacionais padrão, o manual da qualidade e outros que estejam diretamente relacionados com o funcionamento deste sistema.

O controle dos documentos é feito através de uma lista mestra que contém o tipo do documento (título e código), sua versão atual, a data da atualização, quantas são e onde foram distribuídas cópias do mesmo. Esse controle normalmente é feito pelo setor administrativo da empresa, que mantém os originais e distribui cópias dos mesmos aos setores interessados.

Todo documento da empresa tem que apresentar as assinaturas datadas dos responsáveis pela sua elaboração, análise crítica e aprovação, além do número da versão atual e um resumo do que foi alterado de uma versão para outra. Estas características atestam a validade do documento.

2.4.5 Aquisição

Todo produto ou serviço adquirido pela empresa deve estar em conformidade com os requisitos especificados. Assim sendo, este item define os critérios de avaliação, seleção, aprovação, cadastramento e controle de fornecedores e o grau de conformidade do produto ou serviço adquirido.

Em uma empresa de pré-moldados de concreto, os produtos básicos que devem ser controlados são cimento, aço, areia e pedra, e o serviço, a calibração de equipamentos de inspeção, medição e ensaios, quando feito externamente.

No caso do serviço de calibração de equipamentos, o requisito básico é que o órgão calibrador pertença à Rede Nacional de Calibração.

No controle dos produtos básicos, os requisitos principais são:

- somente adquirir produtos de fornecedores previamente cadastrados;
- especificar claramente os critérios de avaliação da conformidade dos produtos adquiridos;
- fiscalizar os produtos adquiridos no ato de seu recebimento, rejeitando aqueles que estiverem não-conformes com os critérios estabelecidos.

Como exemplo de critérios de avaliação da conformidade dos produtos, podemos citar:

- cimento e Aço – adquirido de empresas que sejam certificadas pelas normas da família ISO 9000;
- areia e pedra – faixa granulométrica determinada.

Conjuntamente, e conseqüentemente, com o controle dos produtos adquiridos, os fornecedores são controlados, sob pena de não mais pertencerem ao cadastro, caso seus produtos não estejam adequados aos critérios de conformidade da empresa.

2.4.6 Controle de Produtos Fornecidos pelo Cliente

Normalmente, este item não se aplica a uma indústria de elementos pré-moldados. Caso contrário, todos os procedimentos aplicados ao requisito “aquisição” devem ser considerados aqui.

2.4.7 Identificação e Rastreabilidade do Produto

Todos os produtos existentes dentro da empresa devem estar claramente identificados, facilitando a sua localização.

Os insumos básicos, armazenados segundo item 2.4.14, são identificados por placas que descrevem o produto e seus diferentes tipos, como por exemplo, o tipo do cimento (ARI-Plus, ARI-RS, etc.), a resistência nominal e bitola do aço, a granulometria da pedra e da areia.

Os elementos pré-moldados acabados são identificados:

- unitariamente: por um carimbo no próprio elemento especificando a empresa fabricante, o número do lote de fabricação e demais informações exigidas por norma, dependendo do tipo do produto fabricado;
- conjuntamente: por placas que descrevem o produto e seus diferentes tipos.

A rastreabilidade do produto acabado já entregue ao cliente, como requisito da norma NBR ISO 9002, tem por objetivo a possibilidade de identificação rápida das causas prováveis de não-conformidade que esse produto possa apresentar, auxiliando a definição de ações corretivas e preventivas em toda cadeia do processo produtivo.

Um dos meios de execução da rastreabilidade é vincular o número do lote de produção do produto ao mesmo. Através do número de seu lote de produção, a empresa identificará os registros de todos os índices de controle julgados importantes ligados ao produto, como por exemplo, resistência característica do concreto, resistência característica do aço empregado no lote, dentre outros.

2.4.8 Controle de Processos

Este item da norma NBR ISO 9002 exige que a empresa especifique o seu processo de produção, identificando todas suas etapas, os equipamentos necessários à sua execução e as manutenções que esses equipamentos devem receber periodicamente para garantir a continuidade do processo produtivo.

As etapas do processo produtivo que afetam diretamente a qualidade dos produtos oferecidos pela empresa são executadas sob condições controladas, levando em consideração as principais características de qualidade de cada uma,

especificadas em uma tabela. Esta tabela recebe o título de Padrão Técnico do Processo (PTP) e define, além das características que devem ser asseguradas pelo processo, o nível e o método de controle e verificação para cada etapa, indicando também o responsável por estes procedimentos. Como exemplo, está apresentado na tabela 1, um modelo de PTP para uma empresa de pré-moldados de concreto.

Estes procedimentos de controle são mais rígidos para processos que a norma NBR ISO 9002 define como especiais, nos quais qualquer não-conformidade ocorrida só é passível de verificação depois do produto pronto, não permitindo recuperação ou retrabalho. A esses processos é necessário atribuir procedimentos, especificando métodos de treinamento e grau de qualificação dos funcionários envolvidos, métodos de controle baseados em medições, inspeções e ensaios específicos.

Normalmente, nas empresas de elementos pré-moldados de concreto considera-se um processo especial o **preparo do concreto**, no qual o controle é feito da seguinte maneira:

- inspeção durante a colocação dos materiais na betoneira, verificando se o traço especificado está sendo obedecido;
- execução do “Teste do Abatimento do Tronco de Cone”, verificando a trabalhabilidade e a correta relação água/cimento;
- moldagem e cura de corpos de prova;
- rompimento dos corpos de prova, verificando se o concreto está atingindo a resistência especificada na idade considerada.

Todos os funcionários envolvidos com o processo de preparo do concreto devem estar devidamente treinados e qualificados para executarem as tarefas descritas acima, com exceção da quarta etapa, que deve ser executada por um profissional com nível técnico em procedimentos laboratoriais.

Os treinamentos e qualificações podem ser administrados por um funcionário hábil na execução do processo ou um profissional técnico da área, interno ou externo à empresa.

Etapas do Processo	Qualidade Assegurada		Nível de Controle		Controle				POP
	Características	Valor Assegurado	Parâmetro	Valor Padrão	Responsab.	Frequ.	Instrum.de Medição	Registro	Referência
Armação	Rigidez	Estribos Firmes	Amarração correta	----	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.1
	Armação Correta	Quantidade/bitola do aço	Cod.Cores	Tabelas proj.técnico	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.1
			Proj.Técnico						POP.P9.2
Formas	Estanques e Fixas	Rigidez	Presilhas e Parafusos	----	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.3
	Armaduras ajustadas	Espaçamento armadura/formas	Espaçadores	1,20m a 2,00m	Encar.Produção	Unidade	Visual		
Preparo do Concreto	Trabalhabilidade	Água/Cimento	Slump Test	2 a 5 cm	Encar.Produção	Lote Diário	Tronco de Cone	For.008	POP.P9.4
		Água/Cimento	Slump Test	2 a 5 cm	Encar.Produção	Lote Diário	Tronco de Cone	For.008	
	Resistência	Dosagem	Quantidades de materiais	Tabelas ítem 3.5	Encar.Produção	Mistura	Recipiente Padrão		
			Ensaio a Compressao	fck >=20MPa fc28>=29MPa	Técnico do Laboratório	Lote Diário	Prensa	For.008	
Lança/o. Concreto Fresco	Elementos sem nichos vazios	Adensamento adequado	Tempo de Vibração	Exsudação água amas/o 20s	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.5
Desforma	Concreto Endurecido	Fim do tempo de Pega	Tempo de Pega	24 Hs.	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.6
Cura	Elemento sem fissuras	Hidratação do concreto	Tempo de Hidratação	Três (3) dias	Encar.Produção	Lote Diário	Visual		POP.P9.7
Armazenamento	sem danos físicos e mecanicos	Transporte correto	Manuseio Equipa/o.	----	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.8

TABELA 1 – Modelo de Padrão Técnico do Processo

2.4.9 Inspeção e Ensaios

Todo produto existente na empresa que esteja disponível para uso, processamento ou venda tem de estar em conformidade com os requisitos especificados para ele. Assim sendo, devem passar por um processo de inspeção e/ou ensaios que são executados de acordo com a rotina de trabalho da empresa e estão definidos na tabela 1, “Padrão Técnico do Processo”, citada no item 2.4.8, e no procedimento de “Planejamento da Qualidade”, citado no item 2.4.2.

2.4.10 Controle de Equipamentos de Inspeção, Medição e Ensaios

Os equipamentos que interferem no controle de qualidade dos produtos oferecidos pela empresa, atestando suas características principais, devem ser controlados de modo a não apresentarem erros de medições inadmissíveis e serem adequados à inspeção, medição ou ensaio a ser realizado.

Uma tabela relaciona cada inspeção ou ensaio com os equipamentos necessários a ele, especificando o tipo do ensaio, a medida e a tolerância a serem obtidas especificadas por normas técnicas, o equipamento disponível e a resolução que o mesmo proporciona. Como exemplo, está apresentada na tabela 2 um modelo da tabela citada acima.

A aferição e calibração dos instrumentos de medição e ensaio devem atender a um cronograma próprio estabelecido para esse fim. Este procedimento pode ser feito interna ou externamente a empresa e os requisitos estabelecidos para esse fim estão definidos no item 2.4.5.

Nome	Fase de Execução	Unidade de Medida	Faixa de Medição	Tolerância	Equipamento Utilizado	Capacidade	Resolução
Granulometria	Cadastro de Fornecedores	gramas	500 g	0,5 g	balança 225494	1610 g	0,1 g
Cubicagem de Caçamba	Recebimento de Materiais	m	0,5 - 1,5 m 2 - 2,2 m 4 - 8 m	-----	Trena	5 m (255-R95) 30 m (254-R95)	0,001 m
Verificação da Resistência do Concreto	Ensaio de Compressão NBR-5739	T	26 - 80 T	-----	Prensa Hidráulica 397	100 T	0,2 T
Comprimento das Barras	Corte do Aço	m	6 - 12 m	0,05 m	Trena	5 m (255-R95)	0,001 m

TABELA 2 - Controle de Equipamentos de Inspeção, Medição e Ensaios

2.4.11 Situação de Inspeção e Ensaios

Os produtos e/ou processos tem de apresentar indícios de que as inspeções e ensaios citados no item 2.4.9 foram realizados. Isso pode ser feito de acordo com a rotina de trabalho da empresa.

Normalmente, em uma empresa de pré-moldados de concreto, a maioria das inspeções são visuais e conjuntas com o andamento do processo produtivo, podendo o produto ser retrabalhado antes de ser processado pela próxima etapa. Sendo assim, não existe a necessidade de identificação da situação de inspeção.

A exceção ocorre no processo especial de preparo do concreto, cujo resultados de ensaios só serão conhecidos depois do produto acabado, sem possibilidade de reparos ou retrabalhos. Portanto, a empresa especifica procedimentos que identifiquem qual lote de produtos está apto a ser vendido e qual não está, para que estes últimos não sejam comercializados equivocadamente.

Admita-se, por exemplo, que uma empresa utilize cimento ARI (alta resistência inicial) para preparar o seu concreto, atingindo esse último uma resistência a sete dias depois de misturado bem próxima da resistência final estabelecida pelo profissional responsável. Admita-se, ainda, que o número do lote esteja relacionado com sua data de moldagem. Essa empresa pode estabelecer como procedimento de situação de inspeção e ensaios o que segue descrito abaixo:

- para cada lote de concreto, são moldados e devidamente curados, no mínimo, quatro corpos de prova;
- ao sétimo dia depois da moldagem, serão rompidos pelo menos dois corpos de prova, verificando-se a resistência média atingida por eles, antes do que nenhum elemento do lote em questão poderá ser entregue ao cliente;
- sendo atingida a resistência esperada, o lote é automaticamente liberado para uso no oitavo dia de sua moldagem, caso contrário, todos os elementos do lote serão marcados e segregados a uma área pré-estabelecida;
- ao vigésimo oitavo dia depois da moldagem, os corpos de prova restantes serão rompidos e, sendo atingida a resistência estabelecida, os elementos segregados poderão ser utilizados sob autorização do responsável, caso contrário, serão destruídos.

No exemplo anterior, a situação de inspeção e ensaio é caracterizada pela data de moldagem do elemento, o qual não pode ser liberado antes do oitavo dia de sua fabricação. Depois disso, caso ocorra a não liberação do elemento, a situação de inspeção e ensaio é caracterizada pela marcação feita no mesmo, sendo liberado somente sob autorização posterior aos vinte e oito dias.

2.4.12 Controle de Produtos Não-Conformes

Este requisito exige que existam procedimentos para identificação, documentação, avaliação, segregação, disposição de produtos não-conformes e notificação dos setores envolvidos, visando determinar providências a serem tomadas acerca das não-conformidades constatadas nos produtos e que estes não sejam utilizados indevidamente.

Voltando ao exemplo do item anterior, um caso de não-conformidade seria o fato do concreto do elemento não atingir a resistência esperada no sétimo dia de sua moldagem. Isso seria a identificação da não-conformidade, que exige, por exemplo, a elaboração de um relatório de produtos não-conformes como forma de documentar essa não-conformidade. Exige, ainda, uma disposição a ser tomada quanto ao produto que, no caso, é a marcação e segregação do mesmo, proibindo sua entrega.

2.4.13 Ação Corretiva e Ação Preventiva

Ações corretivas são implementadas para corrigir e prevenir a repetição de não-conformidades que possam ocorrer durante o processo produtivo, desde o recebimento de matéria-prima até a montagem do elemento pré-moldado.

As ações preventivas são estabelecidas, implantadas e verificadas para eliminar causas potenciais de não-conformidades.

Avaliando o exemplo do item 2.4.11, contata-se que a ação corretiva imediata foi a marcação e segregação dos elementos não conformes. A ação corretiva seria analisar os parâmetros de controle do processo de preparo do concreto, verificar onde ocorreu o erro que gerou a não-conformidade e tomar providências para que o erro não ocorra novamente (por exemplo: treinamento de funcionários, revisão do traço utilizado para o concreto, etc.). Neste caso, só existirá ação preventi-

va, que, como já foi mencionado, visa eliminar causas potenciais de não-conformidades, se existir na empresa outros setores, com processo produtivo independente, que também possua a etapa de preparação de concreto. A ação preventiva seria tomar as providências necessárias para que a não-conformidade citada não venha a ocorrer neste outro setor.

2.4.14 Manuseio, Armazenamento, Embalagem, Preservação e Entrega

Onde aplicável devem ser estabelecidos e mantidos procedimentos que definem o manuseio, a preservação, o armazenamento e a entrega dos produtos utilizados e fabricados pela empresa, para manutenção da qualidade do produto e segurança dos funcionários. O item “embalagem” não se aplica.

Em uma empresa de pré-moldados de concreto, esse item da norma NBR ISO 9002 diz respeito aos cuidados que o funcionário deve tomar, com os produtos e consigo mesmo, durante processos de transporte e entrega de elementos e de descarregamento e armazenamento de produtos básicos, evitando vários tipos de acidentes de trabalho e perdas materiais para a empresa.

2.4.15 Controle de Registros da Qualidade

O controle dos registros da qualidade é necessário para demonstrar a obtenção da qualidade requerida e a efetividade da operação do Sistema da Qualidade da empresa.

Para uma empresa de pré-moldados de concreto, esses registros são compostos por notas de pedidos, contratos de compra e venda, lista de presença de treinamentos, parâmetros de controle de processos, relatórios, listas mestras e tudo o que possa auxiliar a empresa na avaliação e manutenção do seu Sistema da Qualidade.

2.4.16 Auditorias Internas da Qualidade

As auditorias internas são importantes para uma auto-avaliação contínua da eficácia e aplicabilidade do Sistema da Qualidade. São realizadas obedecendo a uma programação definida segundo a realidade e evolução de cada setor e são executadas por funcionários internos ou externos à empresa.

Para a realização e obtenção de resultados satisfatórios de auditorias internas, alguns passos devem ser seguidos:

- as datas de realização das auditorias internas devem obedecer a um planejamento anual previamente elaborado e aprovado pela alta administração da empresa;
- seleção, treinamento e qualificação de auditores internos, que podem ou não fazer parte do quadro de funcionários, desde que tenham funções independentes das que serão auditadas por eles;
- análise de normas, auditorias internas anteriores, relatórios (produtos não-conformes, reclamações de clientes, ações corretivas e preventivas já praticadas, etc.) dentre outros;
- elaboração de uma lista de verificações específica para cada setor auditado;
- comunicação prévia ao setor auditado sobre a realização da auditoria interna;
- geração e análise de relatórios pós-auditorias, gerando conclusões claras e sensatas, que auxiliarão a alta administração em suas reuniões de análise crítica do Sistema da Qualidade.

2.4.17 Treinamento

O treinamento tem por finalidade qualificar novos funcionários, especializar funcionários antigos dentro de seus cargos e funções, bem como promover um crescimento global da empresa a nível de qualificação de mão-de-obra, motivação e satisfação pessoal de todos os funcionários.

Para que ocorram os treinamentos, os mesmos devem:

- ser requeridos por qualquer funcionário ou estipulados pela Alta Administração mediante análises feitas nas reuniões de análise crítica do Sistema da Qualidade;
- ser analisados e aprovados pelo responsável do setor e pela Alta Administração, no caso de requerimento por funcionários;
- ser ministrados por antigos funcionários ou por profissionais especializados no assunto, que podem ou não fazer parte do quadro de funcionários da empresa;
- ser registrados mediante lista de presença, que deve ser arquivada segundo item 2.4.15.

2.4.18 Serviços Associados (pós-produção)

Todo serviço pós-produção prestado pela empresa, como, por exemplo, instalação, entrega e/ou montagem de elementos pré-moldados, dentre outros, é considerado como serviço associado. Todos os requisitos especificados para os itens 2.4.3, 2.4.5 e 2.4.8 têm de ser aplicados aqui.

2.4.19 Técnicas Estatísticas

Quando houver necessidade, a empresa pode utilizar-se de técnicas estatísticas para garantir a capacidade do processo produtivo e as características do produto. Este item aplica-se como ferramenta de controle em situações em que a escala de produção é muito elevada (partes por milhão, controles em linha de produção contínua, dentre outros). Nas usinas de elementos pré-fabricados, este item normalmente não se aplica.

2.5 Segurança do Trabalho

O item 2.4 “Garantia da Qualidade dos Elementos Pré-Moldados”, no subitem 2.4.17 “Treinamento”, insere a principal atividade a ser desenvolvida pelas equipes envolvidas diretamente na produção, transporte e montagem das estruturas pré-moldadas de concreto para assegurar maior grau possível de segurança no trabalho. Normalmente, essas equipes se mantêm razoavelmente integradas na medida em que trabalhadores novatos, sem treinamento suficiente, não executam operações que predisponham a determinados riscos de acidentes.

Uma vez constituído, esse grupo de trabalhadores treinados e conhecedores dos procedimentos operacionais padrão de cada tarefa a ser realizada, adquire confiança, respeito mútuo e ganham produtividade.

O acidente de trabalho, quando ocorre num determinado grupo de operários, pode deixar toda a equipe psicologicamente abalada, principalmente se o acidente for fatal para algum membro da equipe.

Os procedimentos operacionais padrão asseguram, em cada tarefa, que os quesitos de segurança caminhem junto com os quesitos de qualidade. Esta é a nova visão de segurança do trabalho.

As principais formas de acidentes no trabalho na produção de estruturas pré-moldadas estão relacionadas ao uso indevido de equipamentos e ferramentas e ao manuseio dos elementos pré-moldados. Em linhas gerais, podem ser resumidas conforme figura 4:

Fonte de Acidente	Falha Potencial	Medida Preventiva
Pórticos rolante e pontes rolantes	Cabos de aço	Programa prévio de substituição; Checagem imediatamente anterior ao uso.
	Dispositivo de segurança da talha (freio de emergência).	Programa prévio de manutenção.
	Pane elétrica no comando operador.	Programa prévio de manutenção.
Alças de içamento	Ruptura frágil	Utilização correta de aços, cordoalhas ou dispositivos de suspensão (alças)
	Ancoragem insuficiente	Projeto adequado das alças
Condições de trabalho.	Desatenção momentânea	Conscientização dos riscos de acidentes de trabalho.
	Falta de treinamento na tarefa.	Programas de treinamento.
	Falta de equipamento de segurança individual.	Conscientização da importância do uso de equipamento de proteção individual; Fiscalização.
	Desobediência aos procedimentos operacionais padrão.	Programa de treinamento. Fiscalização.
	Aptidão para exercício da tarefa.	Recrutamento adequado de mão de obra; Reconhecimento prévio das dificuldades individuais ao longo dos trabalhos.
Munck/Guindaste	Sistema hidráulico	Programa prévio de manutenção.
	Cabos de aço	Programa prévio de substituição; Checagem imediatamente anterior ao uso.
	Erro na avaliação da carga.	Programa de montagem apropriado (limitação do momento de carga do equipamento).

FIGURA 4 – Resumo das Condições de Prevenção e Segurança do Trabalho.

2.6 Tolerâncias Dimensionais

Historicamente, a construção civil produziu suas obras de modo artesanal, cujo produto em si era único e não necessitava inter-relação com outros elementos adjacentes. A idéia de elaboração fracionada dos componentes de um produto, já presente na industrialização de qualquer máquina ou equipamento, não era objeto de preocupação na construção civil.

Poder-se-ia imaginar que uma vez iniciado o processo de industrialização da construção civil, bastaria copiar os princípios de tolerância dimensional admitidos nos outros processos industriais para alcançar rapidamente o mesmo nível técnico e de qualidade destes outros segmentos industriais.

A realidade não se mostrou assim, o próprio material, concreto estrutural, sofre variações dimensionais complexas após sua fabricação e disposição em obra. O problema de tolerância dimensional adquire assim um caráter especial, que o condiciona às técnicas específicas em cada projeto em particular.

Seja n , um número de elementos pré-moldados teoricamente da mesma dimensão (l). Após a produção desses n elementos, seguramente se encontrará no seu comprimento X , por exemplo, as seguintes medidas: $X_1 < X_2 < X_3 < \dots < X_n$.

Destes valores, teremos uma medida média do comprimento desses elementos, sendo:

$$X_m = \frac{1}{n} \cdot \sum_1^n X_i \quad (1)$$

Nestas condições, pode-se chamar de erro sistemático no processo de produção a diferença:

$$\Delta = l - X_m \quad (2)$$

Outro parâmetro estatístico importante associado a Δ é a variância (d), definido por:

$$d = \sqrt{\frac{1}{n} \cdot \sum_1^n (X_i - X_m)^2} \quad (3)$$

e pode expressar quão dispersos estão os comprimentos X_i da nossa média X_m .

Dado o caráter essencialmente aleatório do exemplo citado, pode-se demonstrar que este evento (medida do comprimento do elemento pré-moldado) pode assumir uma função de distribuição conhecida por Segunda Lei de GAUSS-LAPLACE ou Curva de Distribuição Normal.

As principais razões, segundo PÁEZ (1989), para fixar limites de tolerâncias dimensionais adequados a cada situação de projeto e produção são:

- assegurar que o projeto dos componentes pré-moldados considere adequadamente os fatores de produção envolvidos na moldagem e montagem dos elementos (grau de treinamento das equipes, situações dos moldes, etc.); cujo parâmetro de controle pode ser a variância d ;
- garantir o correto funcionamento das ligações conforme idealizado no cálculo estrutural;
- assegurar a aparência estética do conjunto dos elementos pré-moldados na estrutura;
- assegurar uma boa produtividade na fase de montagem dos elementos estruturais;
- estabelecer critérios de tolerância entre aceitação e rejeição dos elementos pré-moldados produzidos;
- estabelecer responsabilidades quando na rejeição dos elementos e eliminar controvérsias inúteis entre membros das equipes de trabalho.

A realização prática de elementos pré-moldados que possuem dimensões teóricas de projeto inevitavelmente leva a discrepâncias nessas dimensões. Pretender uma precisão muito grande a nível da fabricação dos elementos, da locação na obra e da sua fase de montagem pode levar a um custo elevado e execução trabalhosa. Por outro lado, desprezar o problema implica em correr riscos de produzir-se uma obra com problemas de ordem estética, de segurança estrutural e de desperdício de matéria-prima.

Segundo LEWICKI (1964), é preciso adotar com critério tolerâncias a serem consideradas de forma a resolver este dilema. Segundo o autor, na Polônia, criou-se o conceito de classes de tolerâncias para elementos pré-moldados. Estas estabelecem valores absolutos, segundo as dimensões de cada elemento, apresentados na tabela 3, e segundo as condições de fabricação desses elementos, apresentados na tabela 4.

TIPO DE MOLDE	SITUAÇÃO	CLASSE DE TOLERÂNCIA
Formas metálicas	Isoladas fixas	4 e 5
	Em bateria fixa	5 a 8
	Desmontáveis	5 a 8
Formas de madeira	Desmontáveis	7 a 8
Formas de concreto	Isoladas	4 a 6
	Em bateria	6 a 8

TABELA 3 - Classes de Tolerâncias para Elementos Pré-Moldados Segundo suas Dimensões (LEWICKI (1964))

Classe de Tolerância	Dimensões dos elementos (altura, comprimento ou largura em mm)				
	até 10	10 - 300	300 - 3000	3000 - 9000	> 9000
3	±0,5	±1	±2	±3	±3
4	±1	±2	±3	±4	±5
5	±2	±3	±4	±6	±8
6	±3	±4	±6	±10	±12
7	±4	±6	±10	±16	±20
8	±6	±10	±16	±25	±32

TABELA 4 - Classes de Tolerâncias para Elementos Pré-Moldados Segundo suas Condições de Fabricação (LEWICKI (1964))

KONCZ (1975) associa uma curva que relaciona o comprimento do elemento diretamente com a discrepância permitida para o mesmo. Não considera, como LEWICKI (1964), os fatores de produção como intervenientes nesses desvios.

RICHARDSON (1991) também retrata o problema da tolerância em função das condições de produção dos elementos.

As formas de considerar o conjunto das discrepâncias, quer na produção do elemento, na locação da estrutura em campo e posteriormente na sua fase de montagem, são abordadas sob dois princípios:

- Princípio da aditividade

Considera a soma aritmética das tolerâncias consideradas em cada fase.

$$T = \sum_{i=1}^n T_i \quad (4)$$

Raramente aceita como válida, pois implicaria em acumular discrepâncias num só sentido.

- Princípio Estatístico

É mais realista, pois pressupõe que as discrepâncias em cada uma dessas fases são eventos independentes e gerados por um grande número de fatores.

Dessa forma fundamenta-se matematicamente à curva de distribuição de Gauss, onde:

$$T = \sqrt{T_{\text{elemento}}^2 + T_{\text{montagem}}^2 + T_{\text{locacao}}^2} \quad (5)$$

onde:

- T_{elemento} - tolerância dimensional na produção do elemento;
- T_{montagem} - tolerância dimensional obtida quando na montagem da estrutura;
- $T_{\text{locação}}$ - tolerância dimensional na locação das medidas no local da obra.

A determinação do comprimento nominal que deve ser projetado o elemento é agora determinado em função dos conceitos de folga e ajuste estabelecidos na NBR 9062, que fixa também seus próprios valores relativos a tolerâncias de cada uma das fases (produção, locação e montagem).

3 ELEMENTOS PARA ANÁLISE ESTRUTURAL

3.1 Tipologia de Sistemas Estruturais para Edifícios de Múltiplos Pavimentos de Pequena Altura

Os elementos pré-moldados podem formar uma grande diversidade de tipologias construtivas. BRUGGELING & HUYGHE (1991), ilustram as tipologias usuais para obras de um único pavimento. Destaca-se o uso, principalmente, para edifícios industriais, comerciais, sobretudo “shoppings centers”. Segundo os autores, os principais requisitos desta tipologia são:

- possibilidade de ampliação futura;
- possibilidade de reaproveitamento dos painéis de fachada, quando houver, nos casos de ampliação;
- baixa manutenção;
- suficiente conforto térmico.

Esta tipologia é normalmente projetada com pilares engastados nas fundações, possuem vigas simplesmente apoiadas nos pilares e a cobertura normalmente confeccionada com elemento de concreto de menor dimensão, ou com uso misto de elementos metálicos. Nos E.U.A, são utilizados painéis “pi” para cobertura e fechamento lateral. O uso do concreto celular também é bastante difundido para fechamento lateral, com detalhes arquitetônicos já incorporados aos painéis. Quando há utilização de vigas-calha em lajes de painéis “pi” de coberturas, estes são projetados, segundo os autores, com desníveis de 1% a 2% para rápido escoamento das águas pluviais. As alturas livres encontradas nessas obras, situam-se até 9,6 m. Nas fundações, são utilizados blocos tipo cálice, garantindo o engastamento dos pilares. A vantagem do uso desses blocos é a estabilidade dos pilares durante a fase de montagem, sem a necessidade de escoras laterais.

Os pilares devem ser suficientemente rígidos para garantir toda estabilidade lateral da obra. Via de regra, esses elementos são dimensionados para pequenas cargas axiais e grandes momentos fletores. Em casos excepcionais, quando os pilares são excessivamente altos, pode ser empregada a protensão desses elementos.

As vigas de sustentação da cobertura são normalmente protendidas, de seção transversal "I", simétrica ou não. Os autores recomendam que para vãos menores de 15 m, a seção retangular maciça é a mais vantajosa. Estes elementos protendidos de grandes dimensões devem inspirar cuidados especiais devido aos problemas de instabilidade lateral nas fases de manuseio e mesmo de serviço. Uma característica também desejável nestas tipologias construtivas é a possibilidade de desmontagem da estrutura, para tanto, outras soluções devem ser dadas aos blocos de fundação.

KONCZ (1975) ilustra diversas tipologias para estruturas nestas obras de um único pavimento. São tipologias de uso industrial, comercial e com diversos tipos de vínculos a nível das ligações fundação-pilar, pilar-viga, em função dos vãos livres dessas estruturas.

Segundo RICHARDSON (1991), outra tipologia também empregada nessas estruturas é o sistema de painéis "tilt-up", muito utilizado nos E.U.A para edifícios de pequena altura. Muito embora esse sistema seja produzido em canteiro e necessite, via de regra, de grandes equipamentos, fica registrado o uso da pré-moldagem como alternativa de sistema construtivo para estas obras.

No Brasil, as tipologias construtivas mais usuais nas estruturas de pequena altura, são esqueletos com pilares engastados na fundação e vigas simplesmente apoiadas. As soluções das lajes pré-moldadas apoiadas nas vigas podem ou não receber ligações de continuidade sobre os apoios.

Os elementos estruturais usuais no Brasil para edifícios de pequena altura podem ser resumidos nas figuras 5, 6, 7 e 8.

Item	Solução	Emprego	Vantagens
Fundações	Tipo cálice	ligação pilar-fundação rígida	Ligações menos deformáveis Possibilidade de montagem s/escoras
	Chapa metálica	ligação pilar-fundação rígida	Vantagem econômica quando há forte predominância de flexão ao nível da fundação; Possibilidade de desmontagem da estrutura
Pilares	Contínuo	Até 12 m, limitado às situações de transporte e montagem.	Rápida montagem Menor número de ligações
	Segmentado	Pouco usual em edifícios de pequena altura	Raras situações específicas condicionadas por problemas de transporte ou montagem
Vigas	Seção completa	mais utilizado quando os elementos de laje também apresentam seção completa	Maior rapidez de montagem; Não necessidade de escoramento; Melhor nível de acabamento final
	seção parcial	mais utilizado quando os elementos de laje também apresentam seção parcial	Redução de peso para transporte e montagem do elemento Possibilidade de aumento de seção resistente do elemento
Lajes	Seção completa	Pisos/coberturas	Rapidez na montagem e Não necessidade de escoramento
	seção parcial	Pisos/coberturas	Várias possibilidades de formação de seções resistentes (figura 8) Possibilidade de montagem manual Menor custo de transporte Possibilidade de incorporação de função diafragma na estrutura

FIGURA 5 - Elementos Estruturais Usuais em Edifícios de Pequena Altura

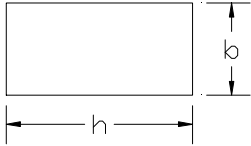
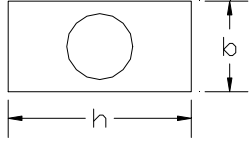
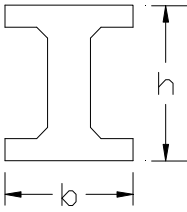
Seções	Dimensões Usuais dos elementos (cm)	Comentários
 <p>Retangular Maciça</p>	$b \geq 20$ $20 \leq h \leq 70$	Produzido com ou sem protensão
 <p>Retangular Vazada</p>	$b \geq 30$ $30 \leq h \leq 80$	Produzido com ou sem protensão. Utilizados onde as ações são predominantemente horizontais.
 <p>Duplo "T"</p>	$b \geq 25$ $25 \leq h \leq 60$	Produzido com ou sem protensão. Utilizados onde as ações são predominantemente horizontais.

FIGURA 6 - Tipologias Usuais para Elementos de Pilares para Edifícios de Pequena Altura.

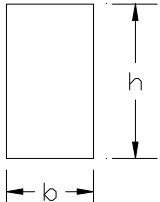
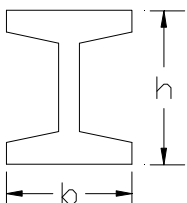
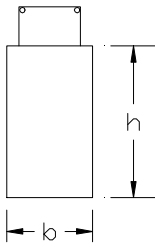
Seções	Dimensões Usuais dos elementos (cm)	Comentários
 <p>Retangular</p>	$b \geq 20$ $20 \leq h \leq 70$	Produzido com ou sem protensão.
 <p>Duplo "T"</p>	$b \geq 25$ $50 \leq h \leq 90$	Produzido com ou sem protensão.
 <p>Pré-viga</p>	$b \geq 20$ $20 \leq h \leq 70$	Produzido com ou sem protensão. Associada com pré-lajes possibilitando a formação de viga do tipo "T" com mesa concretada "in locu"

FIGURA 7 - Tipologias Usuais para Elementos de Vigas para Edifícios de Pequena Altura.

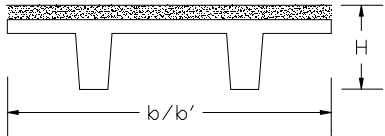
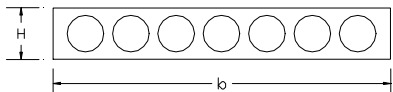
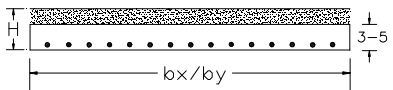
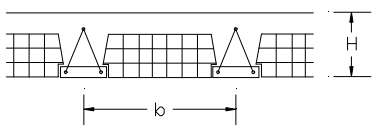
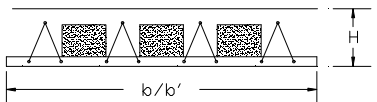
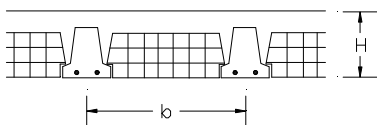
Seções	Dimensões Usuais dos elementos (cm)	Vão Livre máximo (m)	Comentários
 <p>Panel PI</p>	$b = 240$ $b' = 120$ $25 \leq H \leq 40$	24,00	<p>Pode ser dispensado o emprego da capa de concreto "in locu".</p> <p>É comum o emprego de protensão</p>
 <p>Panel alveolar</p>	$b = 120$ $8 \leq H \leq 20$	20,00	Normalmente protendido e produzido por extrusão. Pode ser incorporado capa de compressão moldada no local
 <p>Pré-laje</p>	$bx / by \leq 400$ $H \leq 12$	4,00	Normalmente protendidas, possuem dimensões (bx/by) totais da linha de apoio externo.
 <p>Laje com nervura treliçada</p>	$40 \leq b \leq 60$ $10 < H < 35$	7,20	Sem protensão com possibilidade de montagem manual.
 <p>Painel com elemento treliçado</p>	$b = 120$ $b' = 60$ $b' = 25$ $10 < H < 20$	7,20	Sem protensão com possibilidade de montagem manual.
 <p>Laje com nervura "T"</p>	$40 \leq b \leq 60$ $10 < H < 30$	7,20	Podem ou não ser protendidos com possibilidade de montagem manual.

FIGURA 8 - Tipologias Usuais para Elementos de Lajes Pré-moldadas para Edifícios de Pequena Altura (Vãos Livres Segundo FIP (1994)).

3.2 Ligações: Concepção e Projeto

3.2.1 Generalidades

As ligações necessitam ser analisadas, segundo SANTOS (1985), de acordo com as condicionantes de fabricação, transporte, montagem, além, é claro, dos esforços a serem considerados na ligação.

A concepção das ligações quanto à fabricação deve atender operações de concretagem e desmoldagem facilitada nos moldes.

A fixação de insertos metálicos nas ligações deve atender, segundo o autor, a cuidados especiais para que tais peças não se desalinhem de suas posições previstas durante a operação de concretagem e adensamento. A disposição desses insertos salientes obrigará a cuidados posteriores nas fases de transporte e montagem.

Visando impedir danos, essas regiões devem ser protegidas contra eventuais impactos durante o seu manuseio. Por outro lado, segundo o autor, deverão ser evitadas certas formas mais susceptíveis de sofrerem avarias, este cuidado deve ser verificado quando na concepção das ligações.

A montagem dos elementos pré-fabricados impõe uma série de importantes condicionantes na concepção das ligações. São desaconselháveis as soluções das ligações que exijam escoramentos provisórios dos elementos a serem conectados, vez que, na maioria dos casos, a produtividade desta fase é fortemente prejudicada. Há também casos em que as ligações são concretadas e concluídas na obra, neste caso deverá ser projetado com critério como essa concretagem será realizada. O problema das tolerâncias dimensionais adotadas na fase de projeto também condicionam a escolha das ligações.

Quanto à sua execução as ligações podem ser classificadas, segundo o autor, em:

- ligação aparafusada;
- ligação com utilização de soldas;
- ligação com a utilização de protensão;
- ligação com a utilização de concretagem complementar;
- ligação com preenchimento de juntas;
- ligação de apoio simples - consolos.
-

BALLARIN (1992) reproduz em seu trabalho uma minuciosa abordagem ao estado-da-arte das diversas ligações dos elementos pré-moldados. Analisa as bases teóricas para cálculo das diversas tipologias classificadas sistematicamente segundo diversos critérios. Resultados experimentais disponíveis na literatura são mostrados e são discutidos os níveis de coeficientes de segurança adotados nos diferentes projetos de ligações.

O PCI, "Prestressed Concrete Institute", no "Manual on Design of Connections for Precast Prestressed Concrete" (1989), cita os quesitos que as ligações devem atender, que são:

- capacidade de transmitir esforços projetados, incluindo aqueles necessários a estabilidade provisória ou permanente da estrutura;
- ductibilidade, a capacidade da ligação de apresentar deformações elasto-plásticas acentuadas antes de atingir a ruptura, é uma característica fundamental para que possa haver redistribuição de esforços;
- capacidade de resistir a esforços provenientes de variações dimensionais, causadas por variações de temperatura, por retração ou por fluência;
- durabilidade: os materiais constituintes das ligações deverão apresentar suficiente resistência ao meio em que estarão expostos;
- resistência ao fogo: deverão apresentar resistência à exposição de temperaturas diversas e tempos compatíveis com a segurança prevista para o local. As ligações metálicas deverão ser criteriosamente protegidas para atender a este quesito;
- construtibilidade: relativo a facilidade de fabricação e montagem dos elementos que concorrem na ligação.

Neste manual são analisados os principais tipos de ligações executadas em estruturas pré-moldadas nos E.U.A . As ligações metálicas soldadas ou aparafusadas são amplamente tratadas.

A compreensão do comportamento estrutural das ligações consiste em reconhecer quais os mecanismos de transmissão de esforços numa dada região, normalmente pequena, onde dá-se o carreamento das cargas.

Mecanismos que mobilizam apenas esforços de tração ou cortes simples são, via de regra, mais fáceis de caracterizar. Quanto aos mecanismos mais complexos que envolvem momentos fletores ou esforços de compressão, podem surgir

dificuldades para sua compreensão, particularmente quando envolvem a mobilização de diferentes materiais. O efetivo conhecimento de seu comportamento tem assim um caráter experimental. Poucos modelos matemáticos existem para casos específicos, e fundamentam-se nas equações de equilíbrio das forças envolvidas (ativas e reativas) e nas equações de compatibilidade das deformações.

Segundo SANTOS (1985), estes modelos são submetidos a sistemas de forças isostáticas únicas ou numa série de repetição programada, onde possam evidenciar os mecanismos de transmissão de esforços na ruptura. Dessa forma, contempla a busca de um modelo teórico simplificado, de sorte a prever o seu comportamento.

Muito importante ainda é a quantificação da rigidez durante a fase de carregamento dessas ligações, vez que este comportamento influi fortemente na redistribuição dos esforços na estrutura, além, é claro, de influir sensivelmente na estabilidade global da obra.

Segundo BAYKOV & SIGALOV (1980), as ligações dos elementos pré-moldados geram diminuição da rigidez global e maior deslocabilidade lateral das estruturas pré-moldadas comparativamente às estruturas monolíticas. Nas ligações com a utilização de pré-esforço, há um sensível aumento da rigidez (C) na ligação, aproximando a solução das ligações monolíticas, conforme figura 9.

$$C = \frac{M}{j} \quad (6)$$

onde:

- M – momento aplicado na ligação;
- j - ângulo de rotação ilustrado na figura 9.

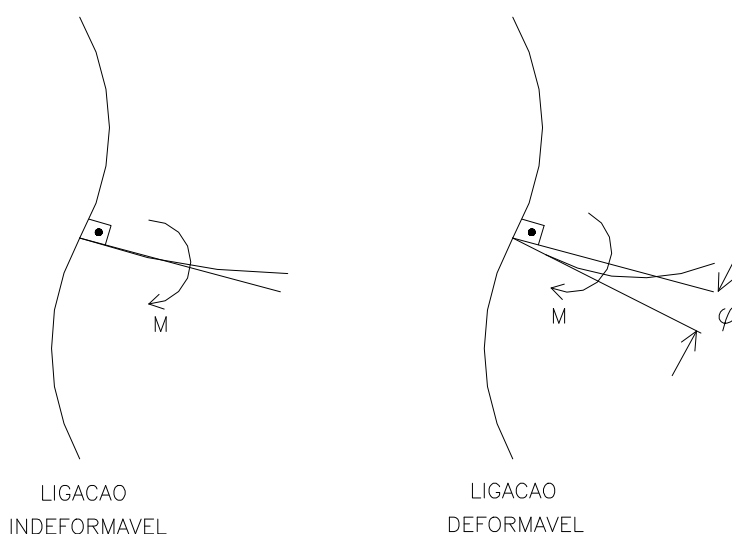


FIGURA 9 – Deformabilidade à flexão da ligação.

Há dificuldades de experimentação na determinação da rigidez à rotação da ligação pré-moldada, pois ocorrem simultaneamente rotações devido à própria ligação e devido também aos elementos monolíticos envolvidos.

A concepção da ligação deve também atender aos critérios de tolerâncias dimensionais dos elementos. Desta forma, a escolha de determinado tipo de ligação, associado a um conjunto de tolerâncias dimensionais não compatíveis com a mesma, pode levar também a problemas de montagem às vezes insuperáveis em campo.

3.2.2 Ligações Pilar-Fundação

Nas estruturas de pequena altura, a concepção estática mais usual e comprovadamente mais racional é adoção de ligação rígida Pilar-Fundação, para que as ligações dos demais elementos possam ser, na maioria dos casos, ligações articuladas, de maior simplicidade executiva.

Duas soluções básicas são mais usuais:

- ligação tipo cálice “Bucket Foundation” (figura 10);
- ligação com chapa metálica (figuras 14 e 15 – página 50).

3.2.2.1 Ligação Pilar-Fundação Tipo Cálice

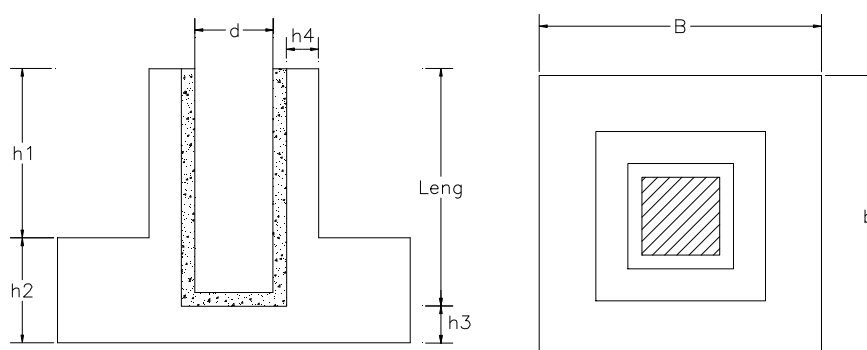


FIGURA 10 - Ligação Rígida Tipo Cálice (Bucket Foundation)

A ligação tipo cálice é realizada introduzindo a extremidade inferior do pilar na cavidade existente do bloco. Depois de introduzido o pilar, o espaço remanescente da cavidade é preenchido com concreto fluido de resistência apropriada. Durante a realização da ligação, o pilar não necessita ser escorado, sendo sua estabilidade assegurada pela introdução de cunhas de madeira utilizadas para posicioná-lo à prumo. Esta facilidade faz com que esta solução seja bastante utilizada, pois propicia uma produtividade de montagem adequada.

Outro importante fator que esta solução oferece é a não exigência de grande precisão dimensional na fase de execução das fundações. Permite absorver facilmente desvios dimensionais no posicionamento do cálice até da ordem de 4 cm. Isto é fundamental quando se utilizam estacas sob os blocos, vez que a precisão dimensional na execução das mesmas é de difícil controle.

O modelo teórico proposto por LEONHARDT & MONNIG (1978) é, basicamente, o adotado pela NBR 9062 para o cálculo e dimensionamento dessa ligação. Pressupõe o surgimento de tensões na interface do pilar com as paredes laterais do colarinho. Estes esforços resultantes são transmitidos às paredes transversais que funcionam como consolos engastados na base do elemento de fundação. O modelo contempla também as condições de rugosidade superficial da região do pilar engastado no bloco e a rugosidade interna de suas paredes laterais.

Segundo os autores, no caso de paredes de superfície rugosa, pode-se admitir funcionamento conjunto do pilar com a fundação, após o preenchimento do espaço entre esses elementos, desde que:

- a rugosidade mínima seja de 1 cm em 10 cm;
- concreto de preenchimento seja de qualidade igual ou superior ao do concreto do pilar e do cálice, com adensamento adequado;
- a espessura do colarinho h_2 seja igual ou superior a $\frac{1}{3}$ da menor distância interna entre as paredes do colarinho, sendo sempre maior ou igual a 10 cm;
- a profundidade de engastamento seja:

$$L_{eng} \geq 1,2 \cdot h \quad \text{para} \quad \frac{M_d}{V_d \cdot h} \leq 0,15 \quad (7)$$

$$L_{eng} \geq 2,0 \cdot h \quad \text{para} \quad \frac{M_d}{V_d \cdot h} \geq 2,00 \quad (8)$$

sendo:

- M_d e V_d - esforços solicitantes de cálculo, referidos ao bordo superior do colarinho;
- h - dimensão do pilar na direção da solicitação.

Na expressão (7), a NBR 9062 adota $L_{eng} \geq 1,5 \cdot h$

A figura 12 ilustra o desenvolvimento dos esforços para transmissão das forças do pilar às paredes do colarinho. Os valores de H_{od} e H_{ud} sugeridos pelos autores são:

$$H_{od} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{6}{5} \cdot H_d \quad (9)$$

$$H_{ud} = \frac{6}{5} \cdot \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{1}{5} \cdot H_d \quad (10)$$

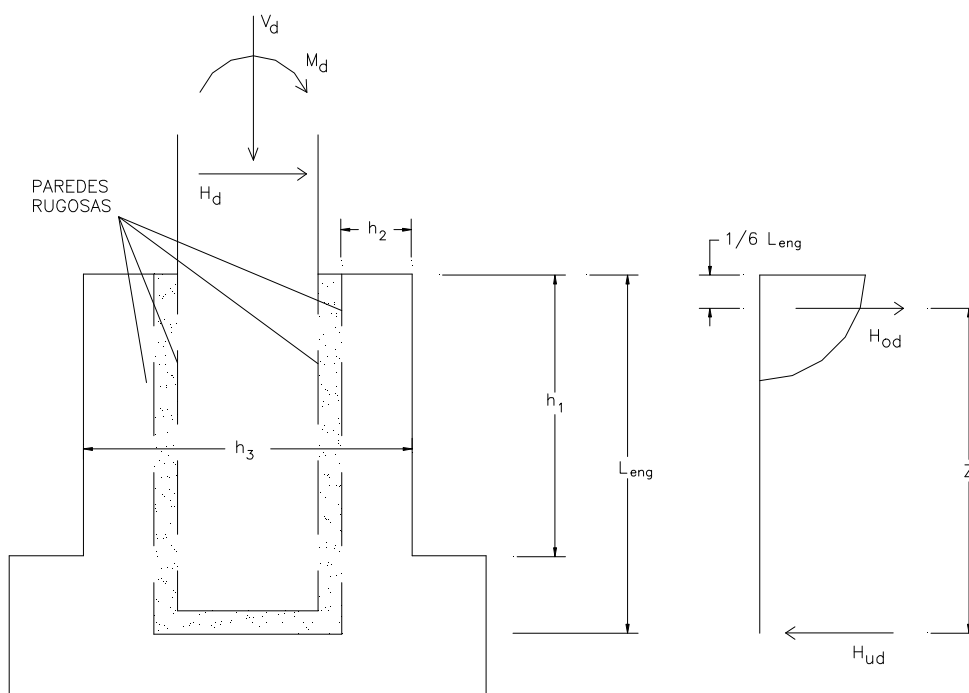


FIGURA 11 - Distribuição de Tensões na Ligação Fundação-Pilar para Parede Rugosa Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978)

As paredes transversais do colarinho transmitem a solicitação horizontal H_{od} às paredes longitudinais, que funcionam como consoles engastados na fundação conforme figura 12. Nas paredes longitudinais o mecanismo resistente é o de uma treliça de duas barras, uma tracionada (tirante) e a outra comprimida (biela).

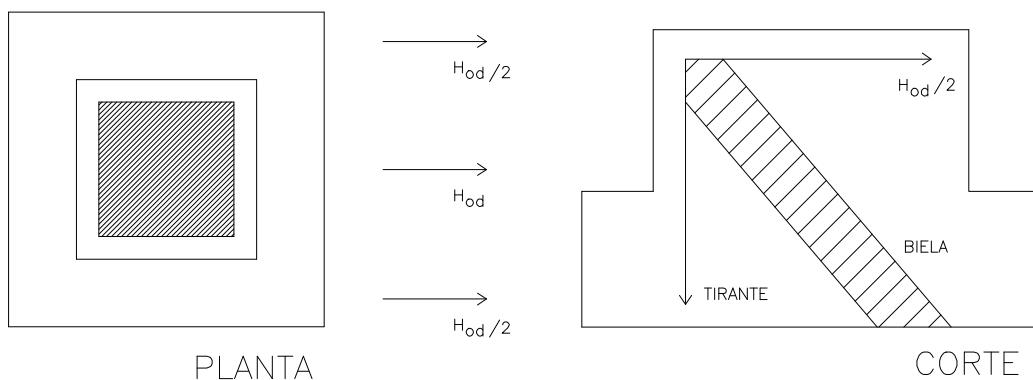


FIGURA 12 - Mecanismo Resistente da Ligação Fundação-Pilar para Paredes Longitudinais Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978)

Nessa treliça, o tirante compõe-se de estribos verticais posicionados conforme figura 12 e calculado conforme item 3.2.3.1.

Deve-se prever armadura horizontal em anel (A_{sh}), na zona superior do colarinho, para transmitir a sollicitação horizontal das paredes transversais para as longitudinais:

$$A_{sh} = \frac{H_{od}}{2 \cdot f_{yd}} \quad (11)$$

onde:

- H_{od} – sollicitação horizontal de cálculo conforme figuras 11 e 12;
- f_{yd} – resistência de cálculo do aço.

Para o caso de paredes lisas, os autores sugerem que os comprimentos de engastamento L_{eng} das expressões (7) e (8) sejam multiplicados por 1,40.

A distribuição dos esforços para interface pilar-fundação lisa está ilustrada na figura 13.

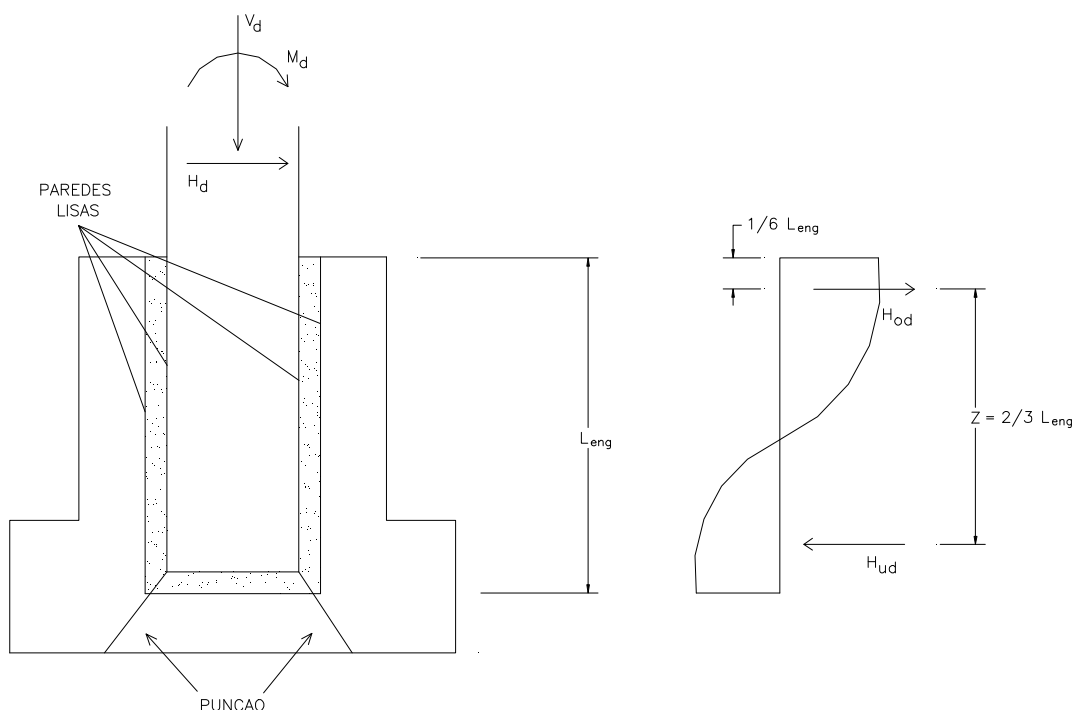


FIGURA 13 - Distribuição de Tensões na ligação Fundação-Pilar para Paredes Lisas Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978)

Os valores de H_{od} e H_{ud} sugeridos pelos autores são:

$$H_{od} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{5}{4} \cdot H_d \quad (12)$$

$$H_{ud} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_d}{L_{eng}} + \frac{1}{4} \cdot H_d \quad (13)$$

A absorção de H_{od} é feita de maneira análoga à exposta para interfaces rugosas. Contudo, neste caso, as paredes verticais deverão ser verificadas à flexão e ao cisalhamento. A NBR 9062 (1985) permite que o cálculo dos estribos verticais (armadura de suspensão) seja feito através da expressão:

$$A_{sv} = \frac{0,7 \cdot V_d}{f_{yd}} \quad (14)$$

A absorção de H_{ud} pela base do colarinho, através de armadura horizontal, deve ser verificada, a não ser que o pé do pilar penetre na sapata pelo menos em $\frac{1}{6} \cdot L_{eng}$.

A verificação da punção no elemento de fundação será feita para $0,3 \cdot V_d$, quando se respeitar a equação (14), e para V_d , em caso contrário.

A NBR 9062 (1985) especifica ainda que, em nenhum caso, a altura da parte sujeita à punção seja inferior a 20 cm.

Os autores sugerem ainda a verificação da ancoragem das barras longitudinais tracionadas do pilar, quando existirem, tomando-se sempre o comprimento de ancoragem $l_b \leq \frac{1}{2} \cdot L_{eng}$.

Segundo BALLARIN (1992), ensaios realizados em quinze modelos no CSTC (Centre Scientifique et Technique de la Construction) na Bélgica mostraram que o modelo teórico proposto por LEONHARDT & MONNIG (1978) fornece, em princípio, resultados a favor da segurança. Esta relação de cargas experimentais e calculadas pelo modelo teórico assim exposto variava de 1,5 até um pouco superior a 3.

Segundo SANTOS (1985), estes ensaios realizados na Bélgica não contemplam ações cíclicas.

3.2.2.2 Ligação Pilar-Fundação com Chapa Metálica

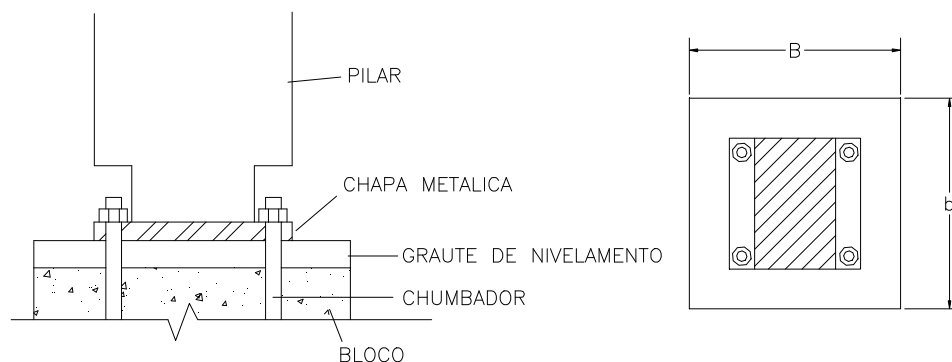


FIGURA 14 - Ligação Rígida Parafusada

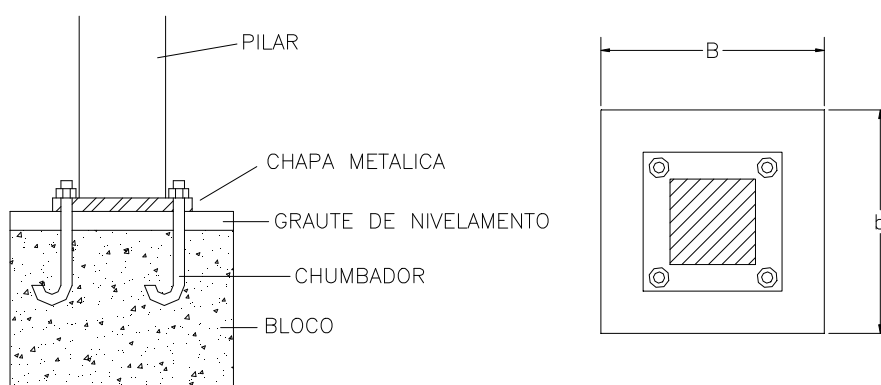


FIGURA 15 - Ligação Rígida Parafusada

Esta ligação pode ser feita por parafusos ou através de soldas nas faces laterais das chapas.

Esta solução permite uma montagem rápida da estrutura e proporciona estabilidade imediata ao pilar, particularmente se for utilizado parafusos com nivelamento através de contra-porcas ou arruelas metálicas.

Existem duas possibilidades de arranjo da placa de base do pilar, uma que não é saliente em relação à seção transversal do pilar e cujos parafusos estão contidos nesta projeção (figura 14) e, a outra, saliente cujos parafusos estão externos à projeção do pilar (figura 15).

Construtivamente, o primeiro caso é mais exigente nos aspectos de moldagem dos elementos, pois o posicionamento correto da placa na forma é mais difícil.

O segundo caso apresenta facilidades adicionais, pois a placa pode ser posicionada através de elementos externos à forma, o que possibilita um melhor trabalho, e dada a importância no bom posicionamento deste elemento, a experiência mostra que a utilização das placas salientes, sob ponto de vista da moldagem precisa da ligação, é muito mais vantajosa.

Segundo SANTOS (1985), a execução dos elementos pré-fabricados é contudo uma operação que exige muitos cuidados e grande precisão no posicionamento nos elementos metálicos. A execução das fundações “in loco” exige um trabalho muito mais delicado, vez que os ajustes no posicionamento da chapa ou chumbadores no bloco de fundação estão sujeitos a desvios máximos da ordem de 4 mm.

Esta solução de ligação de continuidade apresenta rigidez mais baixa que os elementos de ligação do tipo cálice devido a dois fatores:

- deformação por flexão das chapas;
- deformação por alongamento nos chumbadores.

Segundo o autor, o princípio de “ligação forte - pilar fraco” deve ser adotado no dimensionamento da ligação, ou seja, os chumbadores e as chapas devem estar em regime linear de trabalho enquanto o pilar estiver sendo rompido.

O modelo de cálculo recomendado nesta situação é o do “estado de serviço” (figura 16) no qual admite-se uma relação linear entre os esforços atuantes na ligação e a deformação dos chumbadores e uma distribuição linear de tensões de contato.

Assim, sendo N e M os valores dos esforços atuantes na base do pilar, fazendo o equilíbrio de forças e de momentos, obtém-se as equações (15) e (16), onde:

- T é a força nos chumbadores tracionados;
- b_p e h_p são dimensões da chapa;
- z é o braço do binário das forças interiores;
- a é a distância da resultante das compressões ao bordo da chapa;
- s_c são tensões máximas admitidas na superfície de contato.

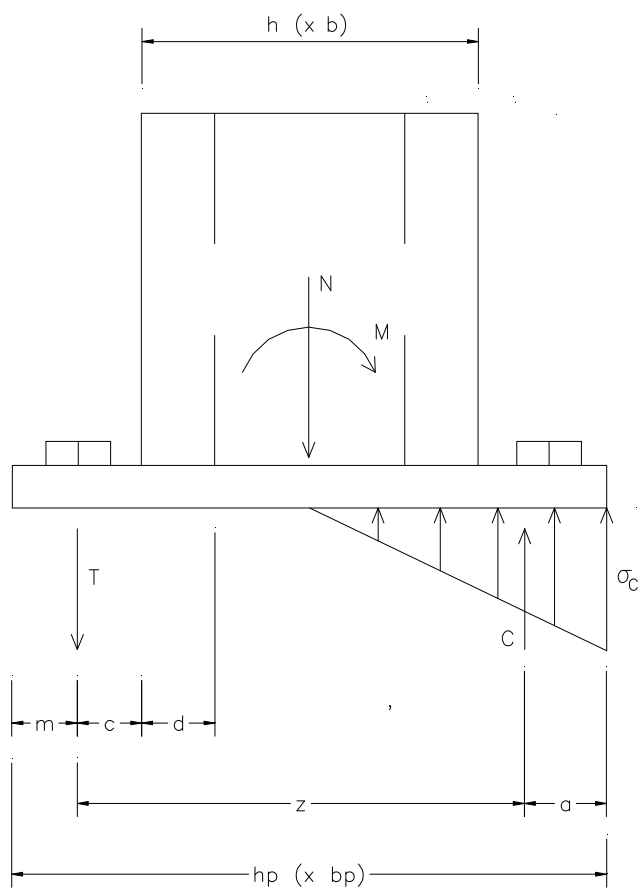


FIGURA 16 - Modelo do Cálculo do “Estado de Serviço”

$$N + T - \frac{3}{2} \cdot a \cdot b_p \cdot \sigma_c = 0 \quad (15)$$

$$M - N \left(\frac{h_p}{2} - a \right) - T \cdot z = 0 \quad (16)$$

com $h_p = a + z + m$.

Outro modelo adotado para cálculo da ligação é a consideração do comportamento plástico dos materiais, assim temos uma distribuição de tensões conforme ilustrado na figura 17:

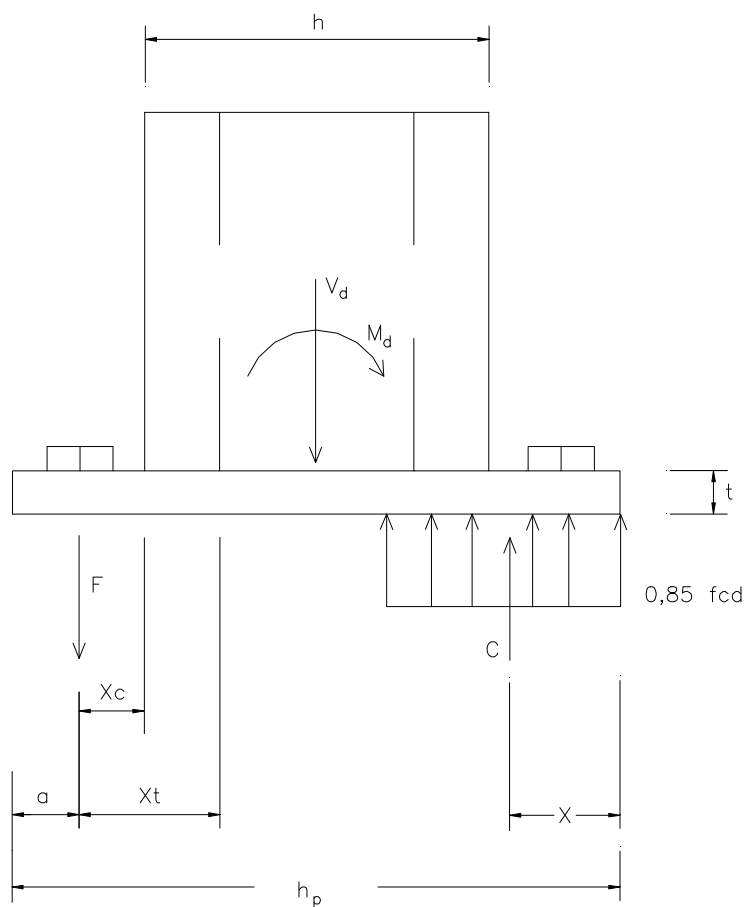


FIGURA 17 - Modelo de Cálculo do Modelo Plástico

Para esta situação, o equilíbrio de forças resulta nas equações (17), (18) e (19), sendo:

- V_d e M_d são valores de cálculo dos esforços atuantes na base do pilar;
- F é a força nos chumbadores tracionados;
- b_p e h_p são dimensões da chapa;

$$C = V_d + F = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot 2 \cdot x \cdot b_p \quad (17)$$

$$V_d \cdot \left(\frac{h_p}{2} - x \right) + F(h_p - a - x) = M_d \quad (18)$$

Se, simplificando: $h_p - a \cong h_p$ temos:

$$F = \frac{M_d - V_d \cdot \left(\frac{h_p}{2} - x \right)}{h_p - x} \quad (19)$$

Adotando-se valores para h_p e para a variável “x”, estima-se a força de arrancamento dos parafusos. Deve-se posteriormente verificar b_p através da equação (17).

A espessura da chapa “t” da ligação pode ser calculadas através da sugestão do PCI (1988), expressa por:

$$t = \frac{1}{f} \cdot \sqrt{\frac{F \cdot 4 \cdot x_c}{b \cdot f_{yd}}} \quad (20)$$

caso todas as barras de ancoragem estejam submetidas a compressão, e

$$t = \frac{1}{f} \cdot \sqrt{\frac{F \cdot 4 \cdot x_t}{b \cdot f_{yd}}} \quad (21)$$

se pelo menos as barras de ancoragem de um lado da placa de base estiverem submetidas a tração,

onde:

- b - largura da placa de base, medida na direção perpendicular ao plano de consideração das forças;
- F - força total atuando em cada lado da placa de apoio;
- x_c - distância entre a barra de ancoragem e a face do pilar;
- x_t - distância entre a barra de ancoragem e a armadura tracionada do pilar;
- f_{yd} - resistência de cálculo ao escoamento do aço da placa de apoio;
- f - fator de redução, igual a 0,90.

3.2.3 Ligações Articuladas Pilar-Viga

A exemplo do exposto nas considerações sobre a ligação Pilar-Fundação, novamente a análise será focada apenas nas ligações Pilar-Viga mais usuais nos edifícios de pequena altura.

Essas ligações são usualmente articuladas e normalmente emprega-se três soluções:

- Consolos de concreto (figura 18);
- Consolos utilizando insertos metálicos (figura 19);
- Ligações de topo de pilar (figura 20).

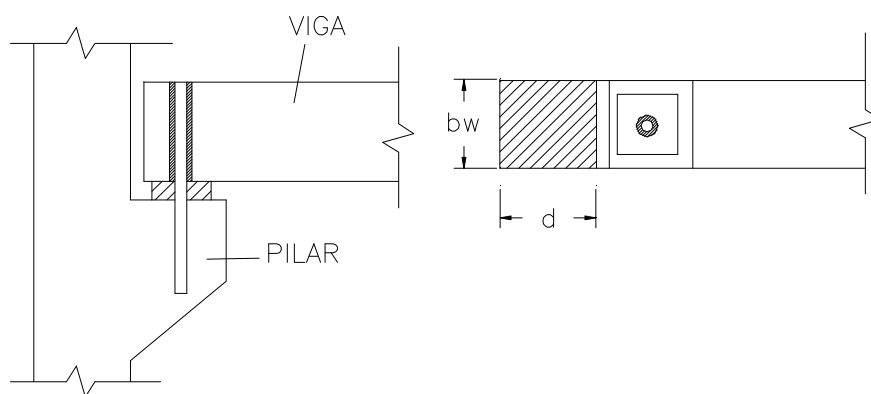


FIGURA 18 - Consolos de Concreto

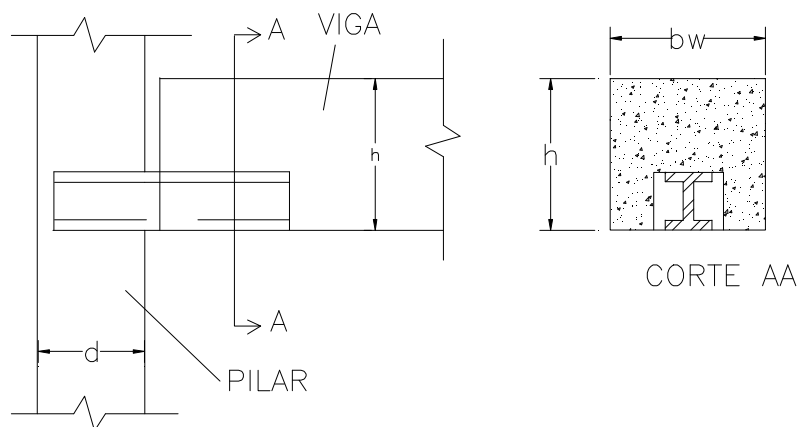


FIGURA 19 - Consolos com Insertos Metálicos

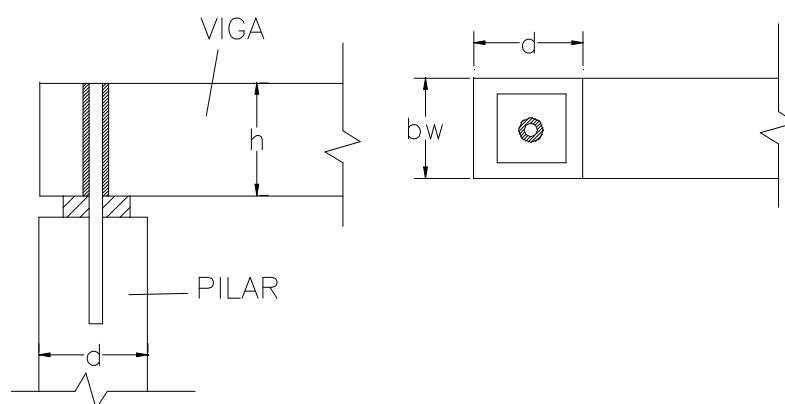


FIGURA 20 - Ligações de Topo de Pilar

3.2.3.1 Ligação Pilar-Viga Utilizando Consolos

Esta solução de ligação destaca-se pelo seu baixo custo e pela simplicidade executiva, salvo casos nos quais existem diversos níveis de consolos em diversas faces do pilar. Nestes casos, as formas precisam ser preparadas continuamente e há perdas expressivas de produtividade.

A solução permite um nível satisfatório de tolerância dimensional e a montagem é simples e segura.

A NBR 9062 (1985) classifica os consolos em:

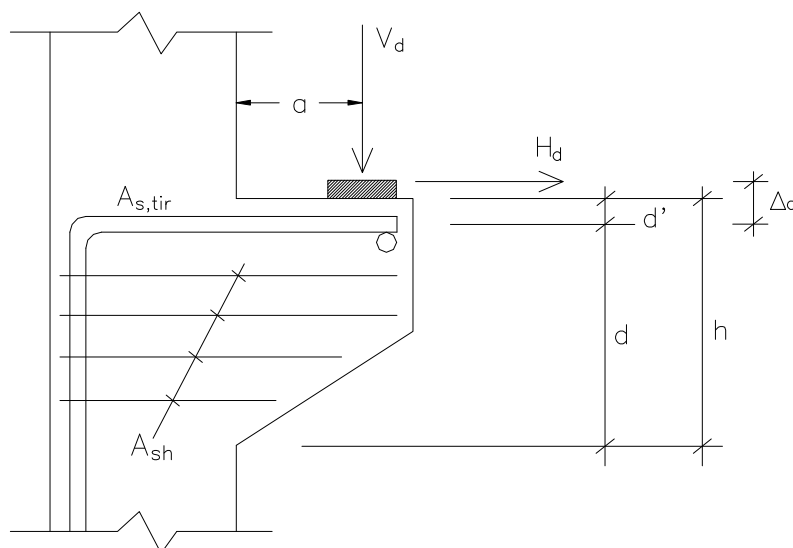


FIGURA 21 - Consolo: Parâmetros Característicos

- Consolo muito curto - $\frac{a}{d} \leq 0,50$;
- Consolo curto - $0,50 \leq \frac{a}{d} \leq 1,00$;
- Consolo com dimensões de viga válida a hipótese de BERNOULLI - $1,00 \leq \frac{a}{d} \leq 2,00$.

Para relações $\frac{a}{d} < 1,00$, LEONHARDT & MONNIG (1978) sugerem o mecanismo resistente biela-tirante, tomando o braço de alavanca $z = 0,80d$ conforme figura 22.

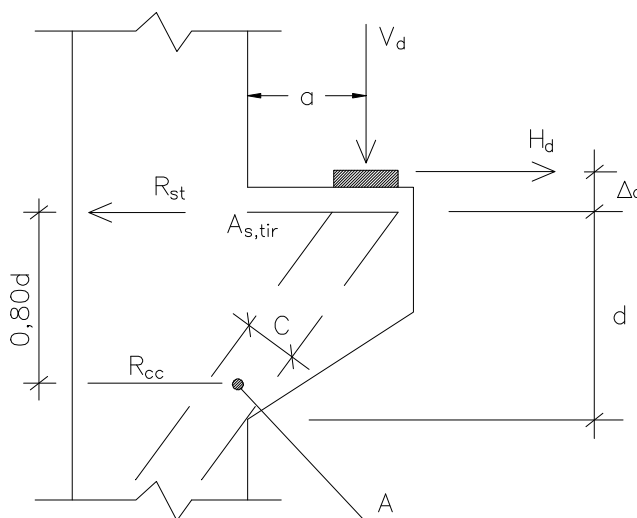


FIGURA 22 - Consolo Curto - Mecanismo Resistente Adotado por LEONHARDT & MONNIG (1978)

$$R_{st} = \frac{g_f \cdot V_k \cdot a}{0,80 \cdot d} + \left(1 + \frac{\Delta d}{0,80 \cdot d}\right) \cdot g_f \cdot H_k \quad \text{ou} \quad (22)$$

$$R_{st} \cong \frac{g_f \cdot V_k \cdot a}{0,80 \cdot d} + 1,1 \cdot g_f \cdot H_k \quad (23)$$

Assim:
$$A_{s,tir,M_d,H_d} = \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (24)$$

No posicionamento das armaduras dos consolos, os autores recomendam seja adotada a armadura principal R_{st} no quarto superior da altura do consolo e seja, ainda, adotada uma armadura de distribuição ao longo do restante inferior da altura de, pelo menos, 40% da armadura principal.

A estimativa da força H_d pode, na ausência de cálculo mais rigoroso, ser adotada proporcionalmente à V_d , conforme NBR 9062 (1985):

- $H_d = 0,70 \cdot V_d$ para juntas à seco;
- $H_d = 0,50 \cdot V_d$ para juntas com argamassa;
- $H_d = 0,20 \cdot V_d$ para almofadas de elastômero;
- $H_d = 0,10 \cdot V_d$ para almofadas revestidas de plásticos especiais.

LEONHARDT & MONNIG (1978) limitam a espessura útil da biela (C) igual a $0,20d$ e limitam a tensão no concreto da biela a $0,85 f_{cd}$.

Na análise dos consolos curtos ($a/d \leq 0,50$), a abordagem da escola americana tem importante contribuição quando na formulação e utilização do conceito “atrito-cisalhamento” e é adotada pela NBR 9062.

Este conceito foi introduzido por BIRKELAND & BIRKELAND (1966) como ferramenta para solução onde o esforço cortante é predominante, e a hipótese de BERNOULLI, permanência de seções planas na flexão, deixa de ser válida.

Segundo este conceito, e melhor definido no item 3.3.1, página 76, o fenômeno dá-se através da ruptura por força cortante numa linha pré-determinada, (figura 23), provocando uma fissura potencial, assumida como existente, numa seção de esforço cortante máximo.

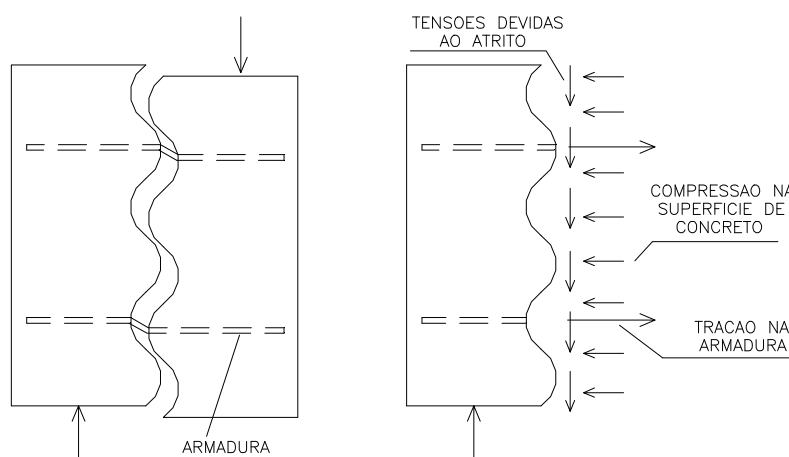


FIGURA 23 - Modelo Resistente “Atrito-Cisalhamento”

Assumida a fissura, a armadura (A_s) será colocada em carga despertando uma resultante de força normal a linha de ruptura, onde, adotados diferentes coeficientes de atrito (m), nesta superfície, resulta numa carga última resistente (V_u).

O “American Concrete Institute” (ACI) em seu “Building Code Requirements for Reinforced Concrete” (1983), recomenda os valores da tabela 5 e é também adotado pela NBR 9062 (1985).

Valores do Coeficiente de Atrito (m)	
Interface	(m)
Concreto/Concreto monolítico	1,40
Concreto/Concreto endurecido áspero	1,00
Concreto/Aço com saliência soldada	0,70
Concreto/Concreto endurecido liso	0,60

TABELA 5 - Valores do Coeficiente de Atrito Segundo NBR 9062 (1985)

Então, temos:

$$A_s = \frac{0,80 \cdot V_d}{f_{yd} \cdot m} \quad (25)$$

onde:

- V_d – carga vertical de cálculo;
- d – altura útil do consolo;
- A_s – área de armadura que corta transversalmente a fissura;
- m - coeficiente de atrito entre superfícies potenciais de corte (tabela 2);
- f_{yk} – tensão característica de escoamento do aço, limitado a 435 MPa;
- b_w – largura do consolo;

Importante salientar que a armadura calculada pela expressão (25) deve ser posicionada na parte superior do consolo, de modo análogo ao posicionamento do tirante no modelo biela-tirante. Esta situação visa à adequação do modelo atrito-cisalhamento para superfície de corte reduzida.

Limitações à t_{wu} segundo NBR 9062 (1985):

$$\bullet \quad t_{wu} = 3,0 + 0,9 \cdot r \cdot f_{yd} \leq 0,30 \cdot f_{cd} \quad (\text{MPa}) \quad (26)$$

$$\bullet \quad t_{wu} \leq 6,00 \quad (\text{MPa}) \quad (27)$$

onde:
$$r = \frac{A_s}{b_w \cdot d} \quad (28)$$

3.2.3.2 Ligação Pilar-Viga Utilizando Insertos Metálicos

Esta solução é pouco utilizada no Brasil, porém seu emprego nos E.U.A é bastante difundido.

Seu uso justifica-se principalmente quando:

- os pilares possuem muitas ligações com vigas em diferentes faces e em níveis distintos uns dos outros, onde a moldagem de consolos de concreto compromete a produtividade devido dificuldades com as formas;
- os níveis de cargas não são elevados ($\leq 200kN$);
- deseja-se solução estética com juntas verticais somente.

A limitação de cargas sugeridas baseia-se apenas em aspectos construtivos, vez que a solução de insertos metálicos permite níveis de cargas bem superiores a esse.

Ocorre que nas dimensões usuais de pilares, ($b_w \cong 20/30cm$), os insertos imersos nessas faces, para esse nível de carga, não necessitam armaduras especiais, detalhadas na figura 25, com o intuito de minorar as tensões provocadas no concreto. Dessa forma, permitem a sua fixação posterior a moldagem do elemento.

Esta moldagem posterior do inserto deve ser feita com concreto fluido de resistência igual ou superior ao do elemento pilar e executada verticalmente, de modo a garantir o preenchimento total do espaço pré-existente. O uso de aditivos para limitar a retração desse concreto é recomendado.

Atenção especial deve ser dada ao problema de transmissão de forças horizontais neste inserto, vez que apenas as tensões de atrito é que serão mobilizadas.

De modo genérico, o dimensionamento consta da verificação da resistência do perfil metálico, segundo os procedimentos empregados no cálculo das estruturas metálicas e a verificação das tensões no concreto na região de imersão do elemento.

O PCI (1988) sugere distribuição linear de tensão no concreto, admitindo rigidez relativa alta do perfil metálico, conforme figura 24;

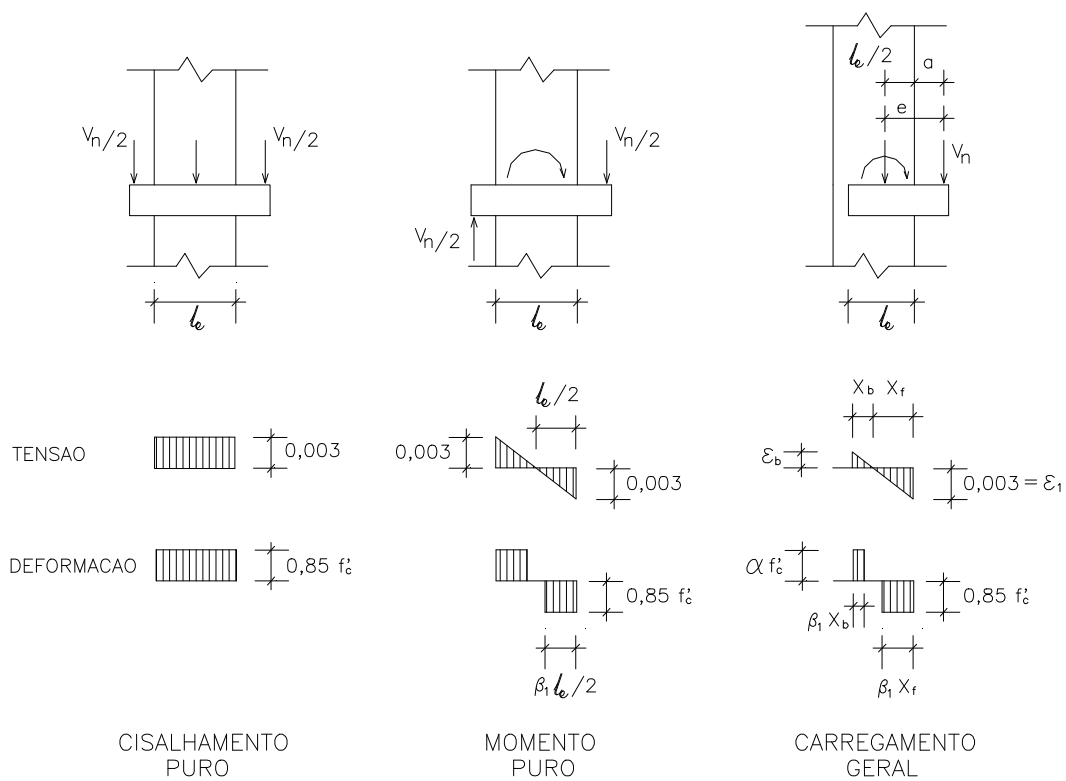


FIGURA 24 - Relação Tensão-Deformação – Insertos Metálicos Segundo PCI (1988)

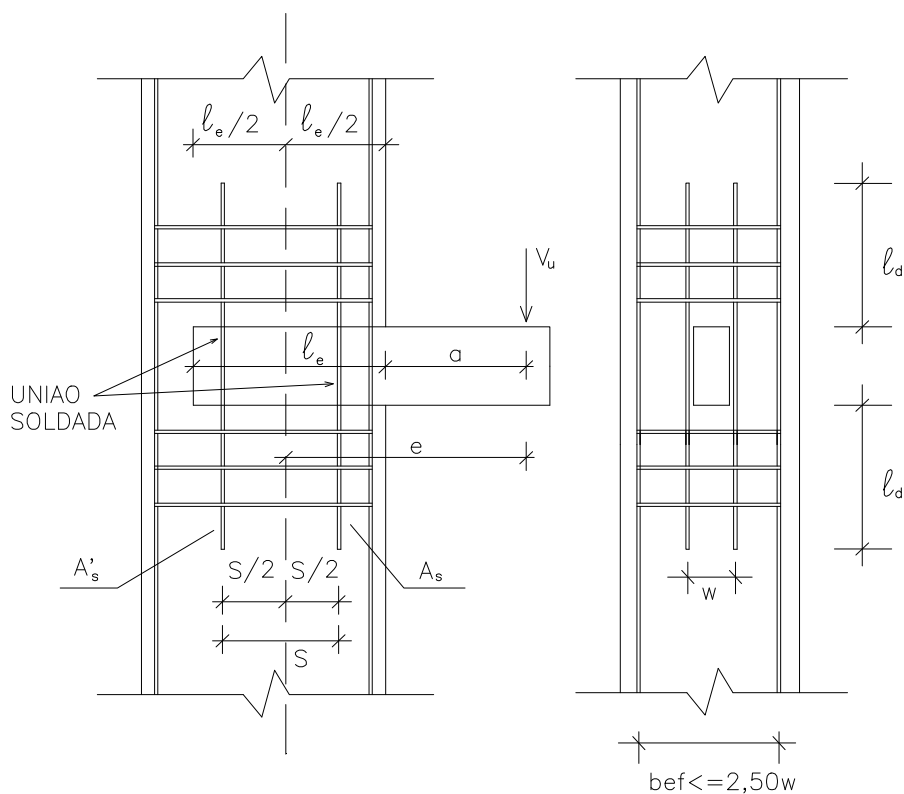


FIGURA 25 – Notação para Cálculo do Inserto Metálico

$$F_{cu} = \frac{0,85 \cdot f_{cd} \cdot b_{ef} \cdot l_e}{2,8 + 3,6 \cdot \left(\frac{e}{l_e} \right)} \quad \text{parcela resistida pelo concreto} \quad (30)$$

$$F_{su} = \frac{2 \cdot A_s \cdot f_{yd}}{\left[1 + \left(3 + \frac{6 \cdot e}{l_e} \right) \left(4,8 \cdot \frac{s}{l_e} - 1 \right) \right]} \quad \text{parcela resistida pela armadura soldada} \quad (31)$$

onde:

- b_{ef} – largura efetiva do perfil, pode ser considerado igual a distância interna entre armadura do pilar na face considerada, não maior que 2,50 da largura do elemento;
- l_e – comprimento de embutimento do perfil no concreto;
- A_s – área de armadura de reforço soldada em cada lado do perfil;
- s – espaçamento da armadura soldada;
- e – excentricidade da carga em relação ao eixo do pilar.

3.2.3.3 Ligação Pilar-Viga – Topo de Pilar

LEONHARDT & MONNIG (1978) ilustram a distribuição de tensões em blocos parcialmente carregados (figura 26).

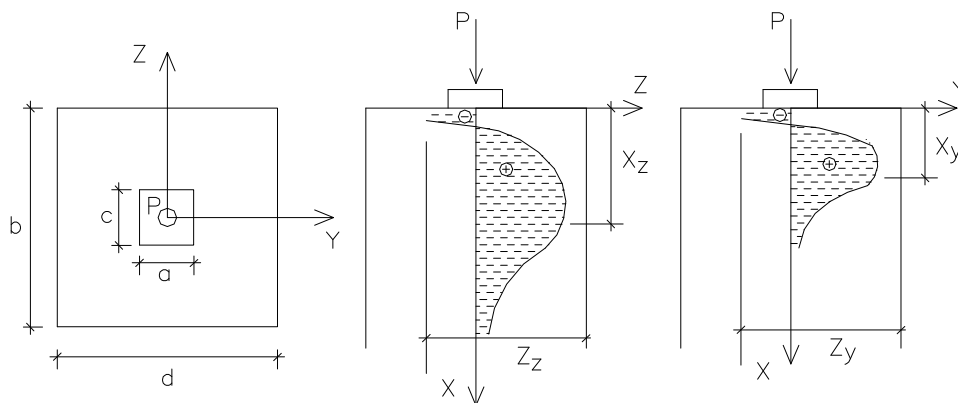


FIGURA 26 - Distribuição das Tensões de Fendilhamento ao Longo do Elemento Carregado (LEONHARDT & MONNIG)

Este fenômeno induz a formação de tensões principais de tração no plano perpendicular ao da aplicação da carga e impõe a necessidade de armaduras neste plano (armaduras de fretagem), com intuito de absorver essas tensões.

Segundo os autores, há necessidade de verificação também do nível de tensão de compressão aplicado.

A região perturbada por essa ação concentrada estende-se até aproximadamente às dimensões transversais do elemento.

- Limitação da tensão de compressão:

$$s_d = \frac{F_d}{a \cdot c} \leq \mathbf{b} \cdot f_{cd} \quad (31)$$

$$\text{onde: } \mathbf{b} = \min \left[\left(0,75 \cdot \sqrt{\frac{A}{A_c}} \right); (2,00) \right] \quad (32)$$

sendo: $A = b \cdot d$ e $A_c = a \cdot c$

- Cálculo da Armadura de Fretagem:

$$A_{st} = \frac{F_d}{f_{yd}} \quad \text{na direção considerada} \quad (33)$$

$$F_{dy} = a \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad \text{na direção y} \quad (34)$$

$$F_{dz} = a \cdot F_d \cdot \left(1 - \frac{c}{b}\right) \quad \text{na direção z} \quad (35)$$

Os autores recomendam $a = 0,25$, ao passo que BRUGGELING & HUYGHE (1991) recomendam $a = 0,32$.

- Para dispensa da armadura de Fretagem, as tensões de tração devem ser calculadas, segundo BRUGGELING & HUYGHE (1991), conforme:

$$s_y = 2,1 \cdot \frac{F}{b \cdot d} \left(1 - \frac{a}{d}\right) \quad \text{ou} \quad (36)$$

$$s_z = 2,1 \cdot \frac{F}{b \cdot d} \left(1 - \frac{c}{b}\right) \quad (37)$$

e limitada à metade de f_{tk} (resistência a tração na flexão do concreto considerado).

3.2.4 Ligações Rígidas Pilar-Viga

As ligações rígidas pilar-viga usuais no Brasil e utilizadas em edifícios de pequena altura são ilustradas nas figuras 27, 28 e 29.

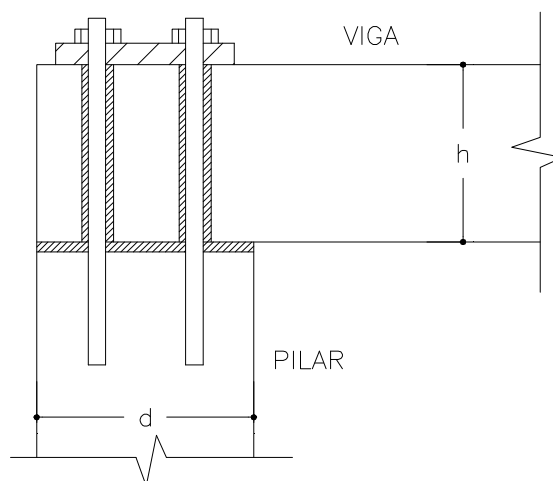


FIGURA 27 – Ligação Rígida Pilar-Viga de Topo

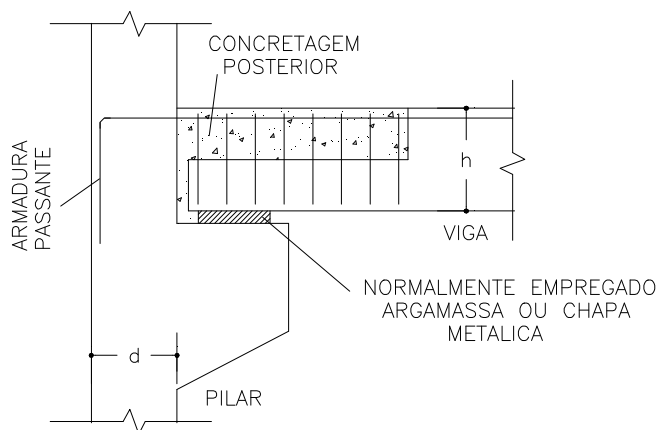


FIGURA 28 – Ligação Rígida Pilar-Viga de Extremidade

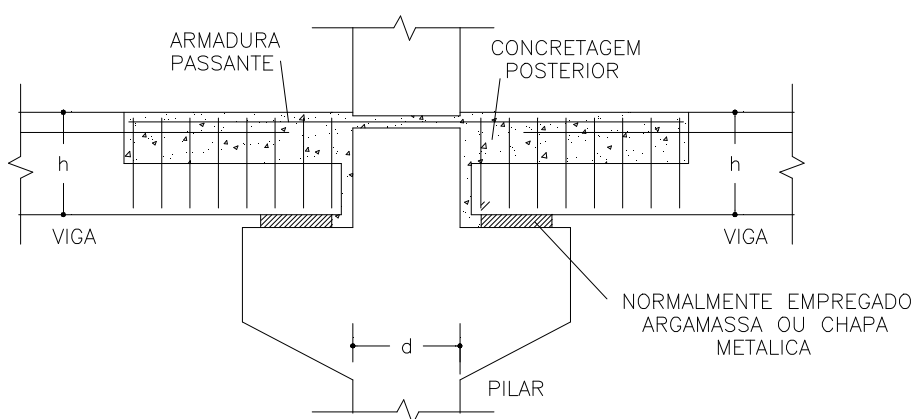


FIGURA 29 – Ligação Rígida Pilar-Viga Simétrica

A utilização das ligações rígidas nos edifícios de pequena altura justifica-se em casos específicos onde deseja-se basicamente:

- reduzir a deslocabilidade lateral frente a ações horizontais quando outras soluções não forem apropriadas. Exemplo no estudo de caso, ilustrado no capítulo 4 do presente trabalho;
- possibilitar melhor distribuição das solicitações de flexão nos elementos de vigas pré-moldadas com vista sobretudo à manter constante uma determinada seção geométrica desse elemento em vãos ou cargas distintas em tramos adjacentes.

As soluções das estruturas que utilizam de pré-vigas facilitam, em parte, o emprego de algumas dessas ligações como é o caso das figuras 28 e 29. Outra consideração importante é que todas essas ligações ilustradas nas figuras acima não necessitam, na fase de montagem dos elementos de viga, de escoramentos ou apoios provisórios até que seja completada a ligação definitiva. Esta característica é fundamental para obter ganhos de produtividade de montagem da estrutura, além é claro, de proporcionar boa segurança nesta fase.

A NBR 9062 recomenda que, para o projeto das ligações com continuidade, seja a rotação da ligação limitada ao valor considerado no cálculo. Neste caso, a eficiência da ligação deve ser comprovada e, na falta desta comprovação, deve-se majorar em 20% as solicitações de cálculo dos elementos que constituem a estrutura.

O mecanismo resistente básico dessa ligação pode ser resumido como sendo um binário formado por tração na armadura negativa e compressão na região inferior da viga (para momentos negativos da viga no apoio).

Este mecanismo resistente pode proporcionar diferentes respostas ao quesito das deformabilidades. Quando esta ligação é realizada com protensão, sua deformabilidade assemelha-se à uma ligação monolítica típica. Uma situação intermediária é quando há concretagem local, a exemplo das pré-vigas que concorrem na ligação (figura 28 e 29), onde a deformabilidade é, via de regra, menor do que a ilustrada na figura 30, onde todos elementos que concorrem na ligação possuem seção plena.

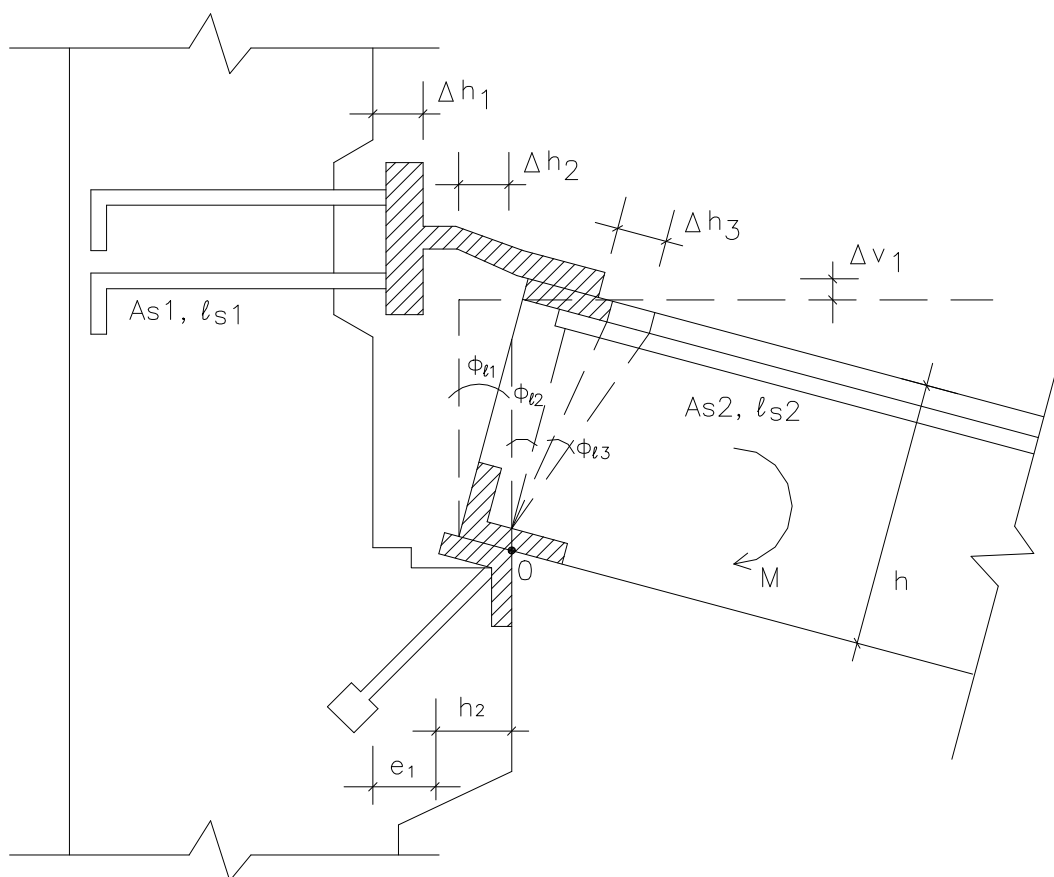


FIGURA 30 – Exemplo de Modelagem para Cálculo de Deformabilidade de Ligação

Conforme a expressão genérica (6), temos:

$$C = \frac{M}{j} \quad \text{onde podemos decompor:}$$

$j = f_1 + f_2 + f_3$, sabendo que essas componentes podem ser consideradas oriundas da rotação de corpo rígido com polo em 0, em regime de pequenos deslocamentos, donde temos:

- f_1 - (rotação com polo em 0, devido ao alongamento Δl_1 da barra imersa no pilar)

$$f_1 = \frac{\Delta h_1}{h}$$

- f_2 - (rotação com polo em 0, devido ao alongamento da chapa de ligação Δh_2)

$$f_2 = \Delta h_2 / h$$

- f_3 - (rotação com polo em 0, devido ao alongamento da barra da viga soldada à chapa de ligação)

$$f_3 = \Delta h_3 / h$$

Para análise da deformabilidade das ligações rígidas pilar-viga do estudo de caso do capítulo 4 (utilização de pré-viga, figuras 28 e 29), temos basicamente o alongamento da armadura negativa (f_3) contribuindo no giro da seção da ligação.

Esta situação é bastante semelhante a uma ligação monolítica viga-pilar, exceto pelo fato do deslocamento horizontal na interface da pré-viga com o concreto moldado no local. Ocorre que, para níveis de ações em serviço, é lícito supor que este deslocamento relativo pode ser desprezível para o cálculo do giro da seção.

Em FERREIRA (1993), as deformabilidades das ligações para alguns casos específicos são analisadas. Um exemplo numérico ilustra a questão da estabilidade lateral de um pórtico plano para um edifício de múltiplos pavimentos levando-se em conta as deformabilidades das ligações entre elementos pré-moldados. Esta análise é feita no estado elástico-linear, modificando-se a matriz de rigidez da estrutura.

Outro procedimento para análise das estruturas constituídas por ligações semi-rígidas pode ser assumido através da redução de rigidez dos elementos que concorrem na ligação. Dessa forma dispensa-se a modificação dos coeficientes da matriz de rigidez utilizada. Esta aproximação é considerada satisfatória desde que a estimativa da redução de rigidez dos elementos seja adequadamente avaliada.

3.2.5 Ligações Viga-Laje

As ligações viga-laje podem se caracterizar por diversas tipologias, conforme ilustrado nas figuras (31) e (32):

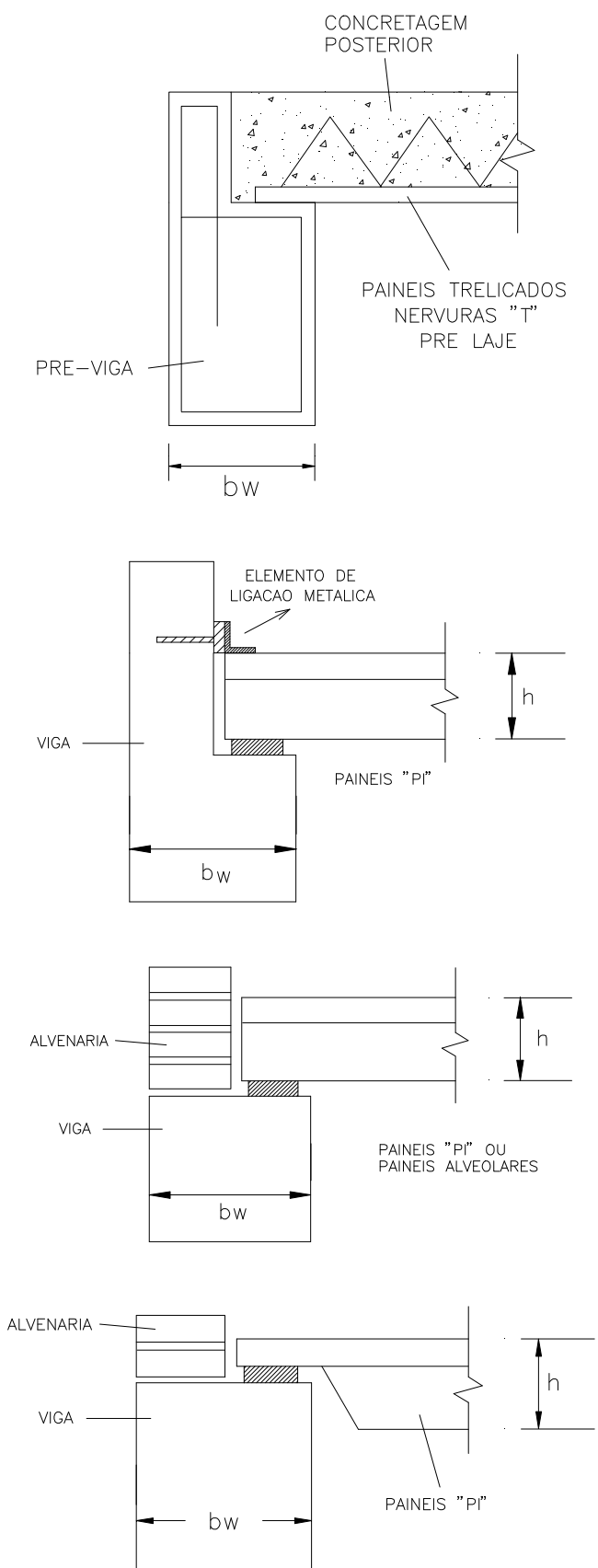


FIGURA 31 - Detalhe de Ligação Viga-Laje de Extremidade

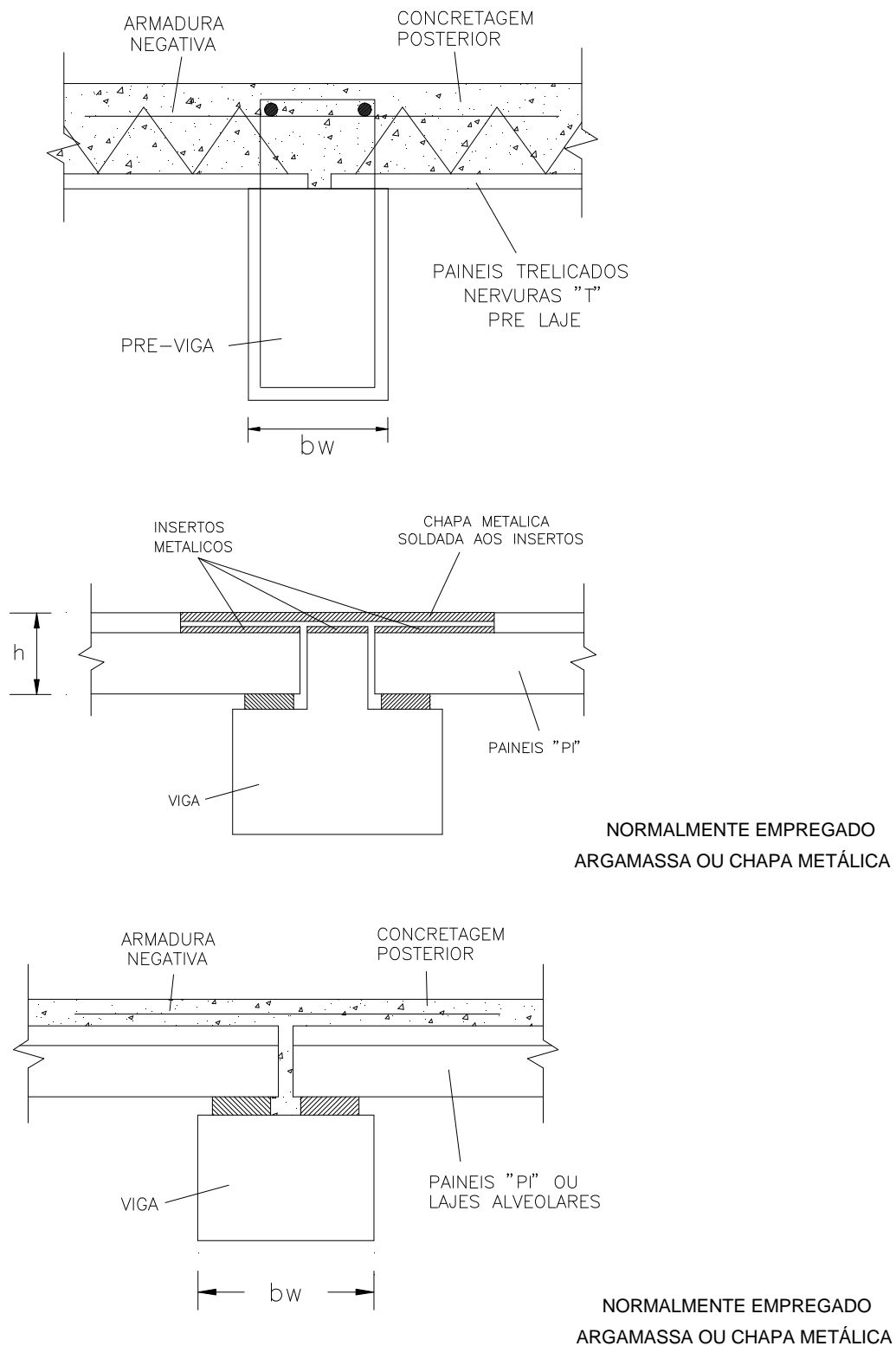


FIGURA 32 - Detalhe de Ligação Viga-Laje Simétrica com Continuidade

Em uma primeira diferenciação, considera-se a ligação viga-laje de extremidade, conforme figura 31, cujas características são:

- induzem, mesmo temporariamente, esforços de torção nas vigas;
- normalmente, são ligações articuladas;
- as vigas de extremidade cumprem, muitas vezes, funções arquitetônicas;
- as ligações consideram, na maioria dos casos, o impedimento de torção da viga na fase final de serviço, conforme ilustrado na figura abaixo:

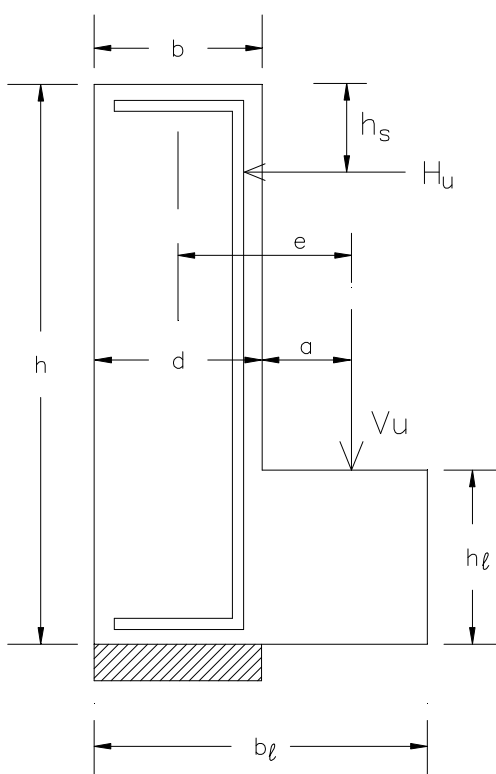


FIGURA 33 - Determinação do Equilíbrio de Forças no Impedimento à Torção nas Vigas de Extremidade

O momento de torção na fase de montagem que deve ser absorvido nos dois apoios de extremidade de viga pode ser expresso por:

$$M_{t,apoio} = V_u \cdot e \cdot \frac{l}{2} \quad (38)$$

onde:

- V_u - carga linear do painel de laje;
- l - vão do tramo da viga;
- e - excentricidade de aplicação da carga referida ao centro de apoio da viga no pilar.

Após concluída a montagem, a fixação lateral do painel na viga por meio de dispositivos metálicos ou concretagem local despertará a reação de equilíbrio:

$$H_u = \frac{V_u \cdot e}{h - h_s} \quad \text{por unidade de comprimento} \quad (39)$$

Nas ligações viga-laje simétricas, no interior da estrutura, a consideração de continuidade estática pode se realizar de modo simples conforme ilustrado na figura 32. As situações que utilizam lajes com capa de concreto moldada no local facilitam sobremaneira o detalhamento dessa ligação de continuidade. Já nas lajes tipo painel pi de seção transversal plena, a continuidade da ligação induz a detalhamentos mais complexos, isto porque, via de regra, são necessários grautes e chapas soldadas no local para efetivar esta continuidade.

Devido ao processo de produção por extrusão das lajes tipo painel alveolar, nenhum inserto pode ser colocado quando na fabricação das mesmas. A continuidade só é possível de ser estabelecida quando há capeamento de concreto local.

As principais vantagens da continuidade nesta ligação são:

- melhor distribuição de esforços na flexão;
- redução da altura final da laje, proporcionando sensível redução de custo (observar tabela 12 - página 98);
- as ancoragens sobre os apoios necessitam de menor comprimento para serem efetivadas.

Nas condições de apoio da ligação laje-viga deve-se considerar as limitações da tensão de contato nas superfícies.

Segundo NBR 9062, estes limites estão expressos por:

- $f_{bu} \leq \{0,03 \cdot f_{ck}\}$ ou $\{1,0 \text{ MPa}\}$ – para concreto simples;
- $f_{bu} \leq \{0,10 \cdot f_{ck}\}$ ou $\{2,0 \text{ MPa}\}$ – para concreto com argamassa de preenchimento.

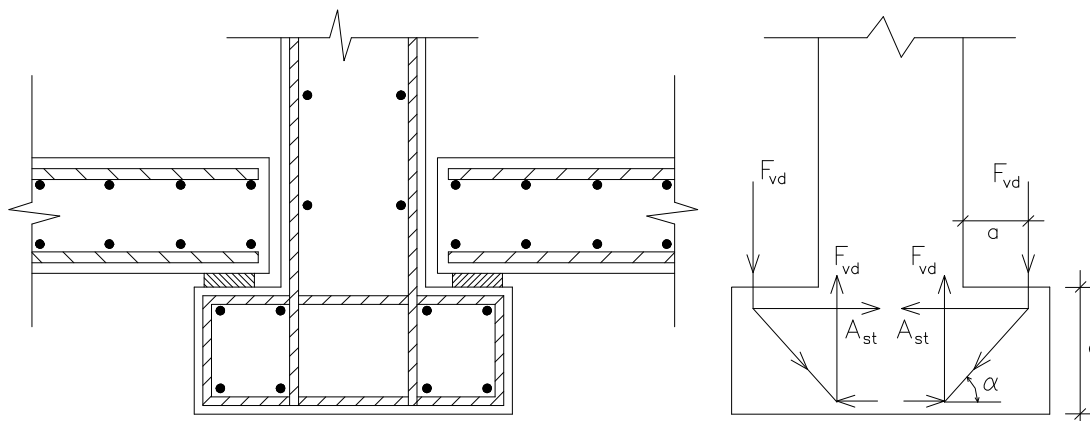


FIGURA 34 - Modelo Resistente da Ligação Viga T Invertida - Laje

A armadura de suspensão é dada por:

$$A_s = \frac{2 \cdot F_{vd}}{f_{yd}} \quad (40)$$

e a armadura do consolo, A_{st} , é determinada conforme condições descritas no item 3.2.3.1.

Importantes considerações devem ser feitas em relação a ancoragem necessária das lajes sobre os apoios, sobretudo nos casos de elementos protendidos, onde esta região de extremidade dos painéis não conta com o efeito benéfico da protensão para melhoria das condições resistentes aos esforços cortantes. As condições normativas ainda não contemplam suficientemente esta questão, onde um trabalho experimental deverá fornecer subsídios mais claros nesta questão.

Para as lajes pré-moldadas constituídas de vigotas não protendidas (“T”, “T” invertida ou treliçada), a EF 88 indica valores mínimos recomendáveis para ancoragens em vigas em diversas situações (pré-vigas, vigas metálicas, etc.).

3.3 Elementos de Seção Composta

Os elementos de seção composta constituem-se em solução de interesse capital à técnica de pré-moldagem, sobretudo nos elementos de vigas e de diferentes tipologias de lajes conforme figura 8 (página 40).

Dentre as principais razões, destacam-se:

- redução do peso próprio do elemento durante as fases de produção, transporte e montagem da estrutura;
- possibilidade de estabelecer ligações de continuidade de maneira mais simples quando comparada com elementos de seção plena;
- incorporação mais eficiente e mais simples das funções de diafragma nas lajes;
- nos casos de lajes pré-moldadas, para algumas tipologias da figura 8 (página 40) há possibilidade de considerar a bidirecionalidade no comportamento final da placa.

O mecanismo de transferência das tensões de cisalhamento entre as interfaces do elemento pré-moldado e o concreto incorporado no local possibilita o trabalho monolítico da seção resistente assim formada. Este monolitismo pode ser alcançado até o limite último de ruptura, ou até o estado de serviço do elemento.

O estudo de deformação do elemento assim constituído induz a dificuldades adicionais, decorrentes dos distintos módulos de elasticidade dos concretos envolvidos, além é claro, de incorporar tensões prévias na interface oriundas da retração do concreto moldado no local. Estas situações influenciam o comportamento final do elemento.

O mecanismo de transferência de cisalhamento na interface dá-se resumidamente, pelos seguintes fenômenos, segundo ARAÚJO (1997):

- transferência por adesão ou aderência: é transmitido sem que haja nenhum deslocamento relativo entre as superfícies; é destruído assim que inicia o deslocamento;
- transferência por atrito: é mobilizada no início do deslocamento relativo das superfícies e pressupõe uma tensão normal na interface, gerada através da armadura normal nesta região ou por ação de força normal externa. É o modelo atrito-cisalhamento descrito no item 3.3.1;

- transferência por ação mecânica: é mobilizada através do embricamento mecânico entre as superfícies (chaves de cisalhamento ou agregado graúdo atravessando a interface);
- transferência por corte de armadura transversal à interface: é mobilizado quando há deslocamento relativo das superfícies. Retrata a ação de pino solicitado ao corte.

3.3.1 Modelo Atrito-Cisalhamento

É um modelo analítico, proposto por BIRKELAND & BIRKELAND (1966) e é aceito como base a muitos códigos normativos na avaliação da tensão resistente em vigas compostas.

Conforme figura 23 (página 59), genericamente, temos:

$$t = (r \cdot f_y + s_n) \cdot m \quad (41)$$

onde:

- r - taxa geométrica da armadura na interface;
- t - tensão de cisalhamento resistente;
- m - coeficiente de atrito.

O modelo pressupõe:

- a tensão normal expressa por $(r \cdot f_y + s_n)$ é limitada a $0,15 \cdot f_c$, onde f_c é a resistência do concreto, sendo $f_c > 27$ MPa;
- a equação é válida para concreto de densidade normal;
- diâmetro da armadura transversal na interface é limitado a 19 mm e a tensão de escoamento $f_y \leq 420$ MPa e está devidamente ancorada em ambos os lados da junta;
- a armadura alcança sua resistência de escoamento f_y tão logo inicie o deslocamento da superfície.

3.3.2 Modelos Empíricos

Desde o início da década de 60, diversos autores sugeriram expressões empíricas de modo a avaliar as tensões de cisalhamento resistentes nas interfaces de concreto. ARAÚJO (1997) relata este estado da arte.

Para citar os mais recentes, PATNAIK (1992) sugere que a tensão última de cisalhamento na interface seja dada por:

- para superfície rugosa e que considere parcela devido a aderência

$$t_u = 0,60 \cdot \sqrt{(0,1 + r \cdot f_y) \cdot f_c} \leq 0,25 \cdot f_c \text{ (MPa)} \quad (42)$$

- para superfície pré-fissurada (não considera parcela devido a aderência)

$$t_u = 0,50 \cdot \sqrt{r \cdot f_y \cdot f_c} \text{ (MPa)} \quad (43)$$

onde:

- r - taxa geométrica da armadura transversal na interface;
- f_c - resistência do concreto em corpos de prova cilíndricos;
- f_y - tensão de escoamento da armadura ≤ 440 MPa.

MATTOCK (1994) considerou o efeito da resistência do concreto e da aderência e resistência ao cisalhamento na interface, que pode ser expressa por:

- para concretos com idades distintas:

$$t_u = \frac{\sqrt{r \cdot f_y \cdot f_c^{0,73}}}{3,82} - 0,02 \cdot f_c \leq 0,30 \cdot f_c \text{ (MPa)} \quad (44)$$

- para concretos monolíticos com plano de cisalhamento pré fissurado:

$$t_u = \frac{\sqrt{r \cdot f_y \cdot f_c^{0,73}}}{4,536} \leq 0,30 \cdot f_c \text{ (MPa)} \quad (45)$$

- para concretos monolíticos com plano de cisalhamento não pré fissurado:

$$t_u = \frac{\sqrt{r \cdot f_y} \cdot f_c^{0,73}}{3,82} \leq 0,30 \cdot f_c \text{ (MPa)} \quad (46)$$

onde f_c é o valor médio da resistência do concreto das partes.

3.3.3 Avaliação da Tensão de Cisalhamento Solicitante na Interface

Há duas possibilidades de avaliação das tensões de cisalhamento horizontal na interface da ligação concreto pré-moldado e concreto moldado no local.

Uma possibilidade é a utilização da expressão clássica da resistência dos materiais, admitindo comportamento elástico linear dos materiais. Temos assim a tensão horizontal solicitante na interface dada por:

$$t = \frac{V \cdot S}{I \cdot b} \quad (47)$$

onde:

- V - esforço cortante na seção;
- S - momento estático ou de primeira ordem da área compreendida acima do plano em estudo, com relação ao centróide da seção transversal;
- I - momento de inércia da seção transversal;
- b - largura da interface na seção transversal considerada.

O emprego da expressão 47 pode-se estender ao concreto fissurado, estágio II e III, fazendo as correções necessárias quanto a seção líquida não fissurada.

Outra abordagem para a estimativa das tensões de cisalhamento solicitantes na interface em estudo é considerar o equilíbrio de forças normais à seção transversal em um trecho finito do elemento, considerando as tensões na seção transversal já no estado limite último.

Dessa forma, pode-se escrever:

$$t_d = \frac{V_d}{z \cdot b_w} \quad (48)$$

onde:

- V_d - força cortante de cálculo na seção;
- d - altura útil da seção;
- z - braço de alavanca das resultantes de tração e compressão na seção, pode ser tomado aproximadamente igual a $0,90 \cdot d$;
- b_w - largura da seção na interface considerada.

Esta expressão é válida quando a linha neutra está acima da interface em estudo, quando ocorre o contrário, esta expressão fornece valores majorados da tensão de cisalhamento solicitante.

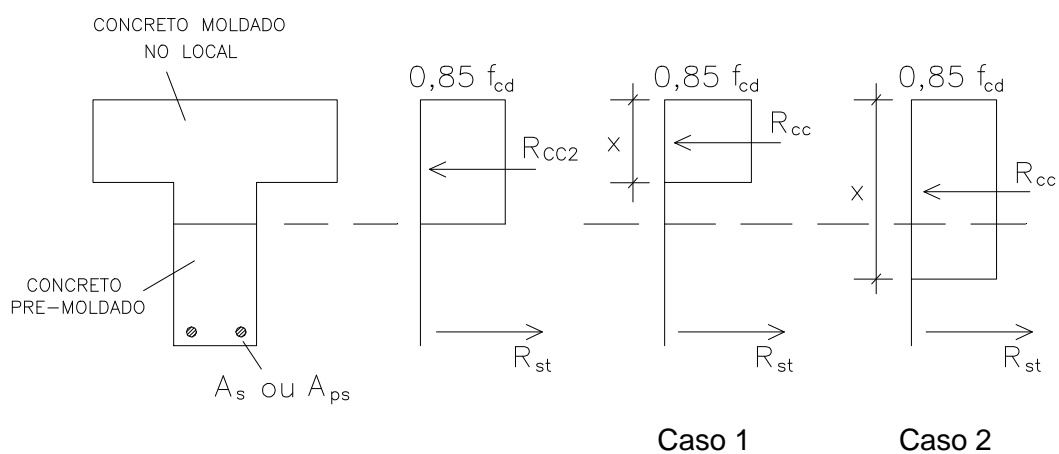


FIGURA 35 - Avaliação da Tensão na Interface por Equilíbrio de Forças

- Caso 1 - linha neutra acima da interface:

$$R_{cc2} > R_{cc}$$

$$R_d = R_{cc} = R_{st} \quad (49)$$

- Caso 2 – linha neutra abaixo da interface:

$$\begin{aligned} R_{cc2} &< R_{cc} \\ R_d &= R_{cc} < R_{st} \end{aligned} \quad (50)$$

onde:

- A_{c2} - área da seção de concreto moldado no local;
- R_{cc2} - força de compressão no concreto moldado no local, sendo $R_{cc2} = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot A_{c2}$;
- R_{cc} - força total de compressão na seção composta;
- R_{st} - força total de tração;
- f_{cd} - resistência de cálculo do concreto à compressão;
- R_d - força atuante na interface;
- A_s - área de armadura passiva;
- A_{ps} - área de armadura de protensão.

É possível também ampliar o trecho do elemento para aplicar as expressões de equilíbrio de forças normais na seção transversal.

Assim, pode-se obter a tensão de cisalhamento horizontal média no trecho considerado:

$$t_d = \frac{R_{cc}}{b_w \cdot a_v} \quad (51)$$

onde:

- R_{cc} - resultante de compressão na seção transversal de máximo momento compreendido no trecho considerado;
- b_w - largura da interface;
- a_v - comprimento do trecho considerado para análise da tensão de cisalhamento média compreendido entre o momento máximo e momento nulo no tramo.

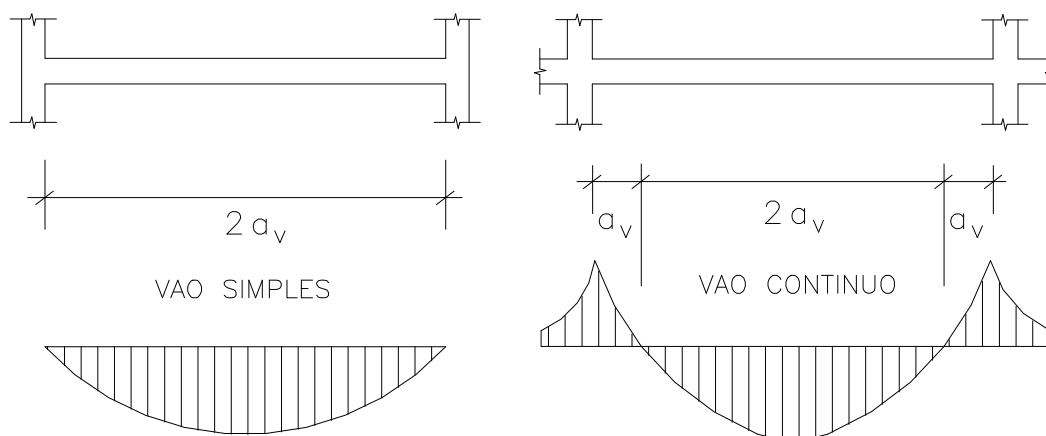


FIGURA 36 - Trechos de Análise da Tensão de Cisalhamento Solicitante Média

As mesmas considerações da posição da linha neutra em relação a interface em estudo, comentadas anteriormente, são igualmente válidas neste caso.

O procedimento acima exposto é o adotado pela NBR 9062 e pelo PCI (1988) para cálculo da tensão de cisalhamento horizontal solicitante nas interfaces consideradas.

Recomenda-se como tensão resistente nesta superfície a expressão:

$$t_{rd} = b_s \cdot \frac{f_{yd} \cdot A_{sw}}{b \cdot s} + b_c \cdot f_{td} \quad (52)$$

onde:

- A_{sw} - área de armadura transversal à interface devidamente ancorada;
- f_{yd} - resistência de cálculo da armadura (MPa);
- s - espaçamento da armadura transversal;
- b - largura transversal à interface;
- f_{td} - resistência de cálculo à tração (MPa);
- b_s, b_c - coeficientes aplicados à armadura e ao concreto respectivamente, válidos para superfícies ásperas.

$A_{sw}/s \cdot b$	b_s	b_c
< 0,002	0	0,30
> 0,005	0,90	0,60

TABELA 6 - Coeficientes b_s, b_c segundo NBR 9062

A NBR 9062 permite ainda o dimensionamento como elemento monolítico nas interfaces sem armadura transversal quando:

$$t_d \leq b_c \cdot f_{td} \quad (53)$$

onde:

- $f_{td} = f_{ck}/10$ para $f_{ck} \leq 18$ MPa;
- $f_{td} = 0,7 + 0,06f_{ck}$ para $f_{ck} > 18$ MPa

Atendidas ainda as seguintes condições:

- rugosidade superficial mínima de 0,50 cm a cada 3 cm;
- plano da superfície de ligação não seja submetido à tensões alternadas provenientes de cargas cíclicas;
- a armadura da alma resista integralmente aos esforços cortantes quando desprezada a contribuição do concreto da zona comprimida;
- a superfície esteja limpa e suficientemente úmida.

SOLAS (1988) expõe o problema de ruptura frágil da ligação na interface quando não há armadura transversal nesta região. A presença da armadura na interface faz com que a ruptura seja dúctil.

A FIP (1982) considera de fundamental importância o tratamento da interface, a qualidade do concreto da capa e os cuidados especiais na cura do mesmo para o desempenho final da ligação. Eis algumas recomendações:

a) cuidados na execução da capa:

- limpeza – a interface deverá estar isenta de pó, areia, óleo e outras substâncias que possam prejudicar a adesão;
- umedecimento da interface – é importante o umedecimento da interface antes da concretagem da capa, porém, quando da concretagem da capa de concreto, esta interface não deverá conter água livre. A presença de água na interface, nessa ocasião, pode acarretar perdas de até 50% na resistência final da ligação;

- b) qualidade do concreto da capa: concreto da capa não deve apresentar retração acentuada. A consistência deve ser compatibilizada com os equipamentos usados no transporte e vibração. O diâmetro máximo do agregado deverá ser não superior 1/3 da espessura da capa.
- c) espessura da capa de concreto: deve ser superior a 50 mm, admitindo-se valores mínimos, em pontos localizados, de 30 mm.
- d) cura da capa: em climas secos, quentes ou com presença acentuada de ventos, a capa deverá ser protegida (com pequena película de água, areia, membranas de cura, etc.) após a concretagem. A cura deve se iniciar tão logo seja possível. Deve prolongar-se até que o concreto atinja 50% da resistência do projeto. Para ambientes com temperatura média superior a 10°C, a cura poderá estender-se até 3 dias após a concretagem.

3.4 Parâmetros para Dimensionamento das Estruturas Pré-Moldadas nas Situações Transitórias

Os princípios gerais de cálculo das estruturas pré-moldadas, segundo LEWICKI (1964), devem levar em conta as diversas fases de fabricação, transporte e montagem dos elementos.

Na fase de desmoldagem dos elementos, deve-se ter uma estimativa correta das resistências do concreto nestas poucas idades, sobretudo quando a temperatura ambiente estiver baixa.

Para cura normal, sem vapor, utilizando cimento ARI-Plus (Ciminas), alta resistência inicial, pode-se inferir as resistências do concreto em diferentes idades segundo fator água/cimento utilizado, conforme figura 37.

Outro importante parâmetro que pode ser relacionado à resistência à compressão do concreto nesta pouca idade é a resistência à tração na flexão (f_{ctk}), segundo o C.E.B. (1990) pode-se estimar :

$$f_{ctk} = 0,21.f_{ck}^{2/3} \text{ (MPa)} \quad (54)$$

Este parâmetro de resistência é necessário para avaliar a possibilidade de cumprir também alguns requisitos do estado limite de utilização, sobretudo o de formação de fissuras. Neste caso recomenda-se utilizar o valor da expressão 54 com cautela, pois sua dispersão pode ser grande, segundo MONTOYA (1991).

A NBR 8661 (Ações e Segurança nas Estruturas) indica para fator de majoração das ações (g_f) nesta fase seja adotado igual a 1,20 para verificações no estado limite último.

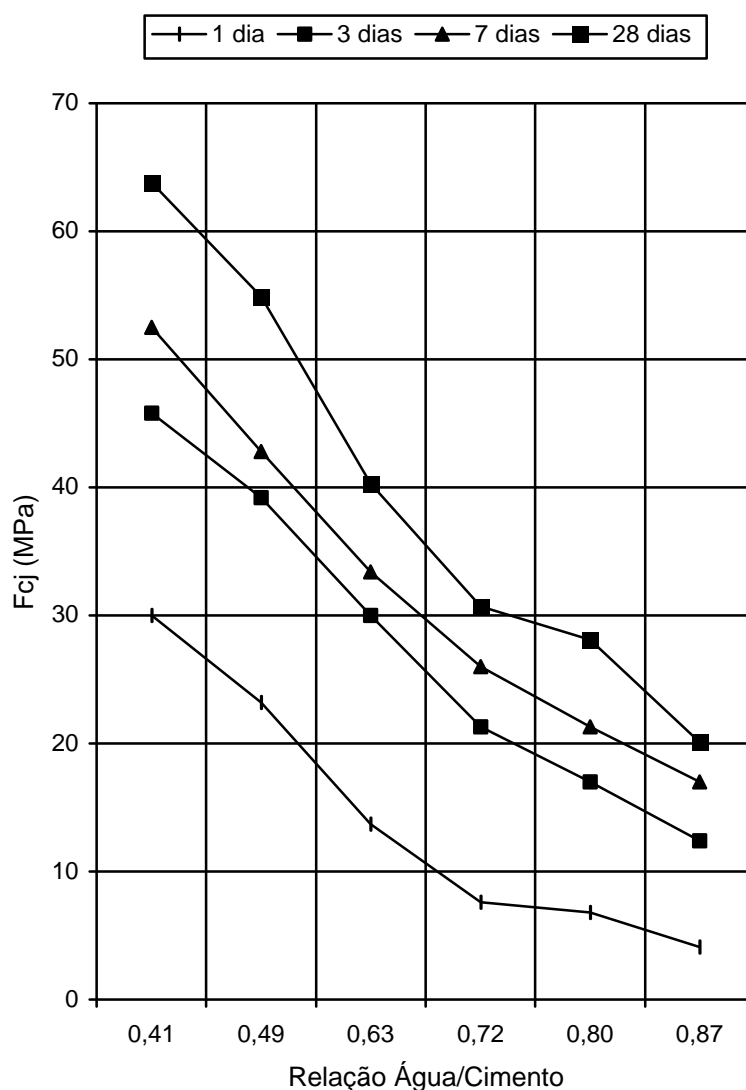


Figura 37 - Curvas de Abrams para cimento ARI-Plus: Resistência do Concreto em Várias Idades x Fator Água/Cimento Segundo Catálogo Técnico Ciminas (1997)

Para moldes fixos, sem abertura lateral, cujas faces possuem pequena inclinação apenas para propiciar desforma, deve-se prever um carregamento adicional nas considerações de cálculo desta etapa, devido aos efeitos de aderência entre a superfície do elemento e o molde. Segundo LEWICKI (1964), esta tensão de aderência situa-se próxima a 5 kN/m^2 .

RICHARDSON (1991), sugere que se considere para fins de cálculos dessa fase, seja adotado as seguintes tensões de aderência do elemento com o molde:

- Moldes de concreto: $1,10 \text{ kN/m}^2$;
- Moldes de aço: $1,30 \text{ kN/m}^2$;
- Moldes de madeira pregada: $3,6 \text{ kN/m}^2$.

Segundo SHEPPARD & PHILLIPS (1989), a quantificação desta tensão varia de modo expressivo de acordo com a forma do elemento, desse modo, recomenda que se faça pelo menos uma primeira desforma para avaliação, utilizando-se dinamômetros acoplados aos cabos de içamento.

Se se comprova que as resistências nestas primeiras idades do concreto são insuficientes para a desforma das mesmas, pode-se pensar em mudar o plano de flexão do elemento no içamento. Para tanto, há necessidade que os moldes tenham dispositivos para girar até o plano desejado para içamento.

Quando uma análise dinâmica não puder ser efetuada, a solicitação dinâmica pode ser considerada aproximadamente por uma ação estática equivalente, conforme sugestões diversas. Segundo os autores, este fator deve ser de 1,50, e segundo a NBR 9062, poderá ser de 1,30.

Segundo a NBR 9062, os dispositivos de içamento deverão ser calculados para uma carga de 4 vezes o peso próprio do elemento considerado.

Nos países com mais tradição na industrialização da construção, encontra-se no mercado dispositivos de içamento cujas características de ancoragem no concreto atendem a diversas situações (caso de elementos planos cuja profundidade para realizar a ancoragem é crítica, por exemplo).

No Brasil, ainda não se encontram no mercado tais dispositivos. Normalmente emprega-se cordoalhas de aço flexíveis ou aços mais dúcteis (CA-25 ou aços mecânicos lisos classes SAE 1010, SAE 1020 ou similares).

SHEPPARD & PHILLIPS (1989) indicam algumas possibilidades de içamento nos elementos pré-moldados prismáticos e as solicitações de flexão oriundas de cada caso conforme figura 38.

Os procedimentos de gestão da qualidade segundo a NBR ISO 9002, descritos no item 2.4, devem contemplar todas essas situações transitórias.

Forma de Içamento	Solicitação de flexão (m)	Principal Utilização	Observações
	$M^+ = 0,025.g.l^2$ $M^- = 0,025.g.l^2$	- Elevação de vigas e painéis de laje - Transporte de elementos pré-moldados	Distribuição favorável do esforço de flexão.
	$M^+ = 0,006.g.l^2$ $M^- = 0,012.g.l^2$	- Desforma de elementos - Transporte de elementos pré-moldados	Distribuição uniforme das reações.
	$M^+ = \left(1 - \frac{1}{2a}\right) \cdot g \cdot \frac{l^2}{2}$ $M^- = 0,56.b^2.g.l^2$	- Elevação de pilares e painéis verticais	Possibilidade de prumar os elementos com facilidade.
	$M^+ = 0,043.g.l^2$ $M^- = 0,043.g.l^2$	- Elevação de pilares e painéis verticais	Distribuição favorável do esforço de flexão.

FIGURA 38 - Situações Transitórias mais Frequentes para Manuseio de Elementos Pré-Moldado Segundo SHEPPARD & PHILLIPS (1989)

3.5 Estabilidade Global das Estruturas

Segundo BRUGGELING & HUYGHE (1991), a rigidez do conjunto estrutural nas obras com estruturas pré-moldadas depende sensivelmente da rigidez das ligações entre seus respectivos membros e destes com a fundação.

Uma coluna ou núcleo suficientemente rígido pode reduzir os deslocamentos horizontais da estrutura, desde que as fundações destes sejam projetadas para tanto. Pode-se deduzir que o deslocamento total no topo da estrutura (Δ) é devido a uma parcela correspondente ao giro da fundação e outra correspondente à flexão do elemento devido a ações horizontais e verticais conforme figura 39.

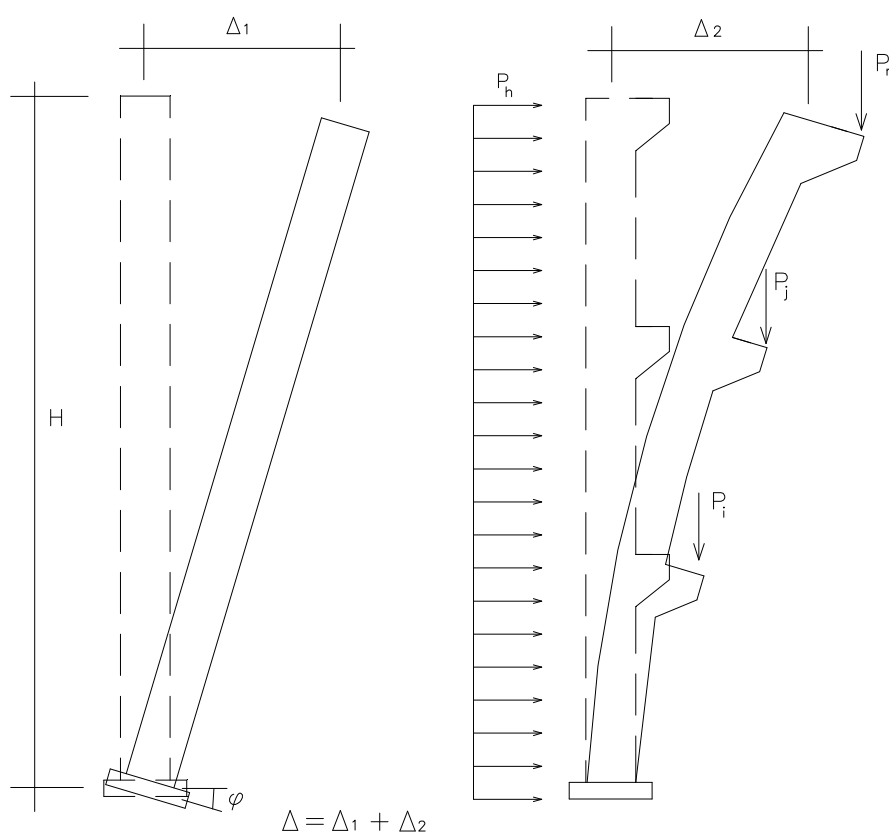


FIGURA 39 - Deslocamentos Horizontais (Δ)

Se os deslocamentos horizontais (Δ) são suficientemente grandes, as solicitações de flexão devido as cargas verticais são incrementais (efeitos de segunda ordem), e podem comprometer a estabilidade da estrutura.

Diversos autores e regulamentos normativos dão limites à estes deslocamentos horizontais, sob ação de serviço, de modo a não ocorrer os referidos efeitos de segunda ordem. Pode-se considerar para cálculo dos mesmos uma análise linear elástica e, a título de ilustração, os valores limites dos deslocamentos no topo da estrutura, segundo:

- BRUGGELING & HUYGHE (1991) - Δ limite = $h/1000$
- TESORO (1991) - Δ limite = $h/750$
- ACI 435.3R-68 (1984) - Δ limite = $h/500$

Nota-se que há discrepâncias na consideração deste limite. Ocorre que para tal magnitude de deslocamentos horizontais, o incremento de sollicitação nos elementos de contraventamento são pequenos.

TESORO (1991) ilustra a evolução desses incrementos de sollicitação em função do deslocamento no topo da estrutura sob ações de serviço:

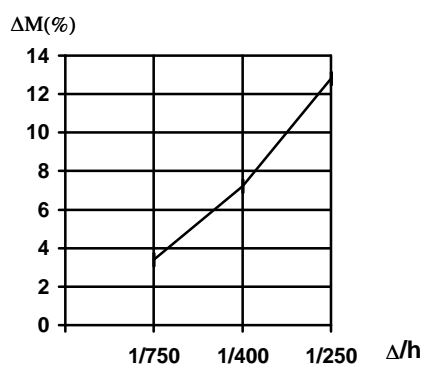


FIGURA 40 - Esforços de Segunda Ordem x Deslocamento no Topo da Estrutura Segundo TESORO (1991)

onde:

- ΔM - acréscimo de momento em relação ao momento de 1ª. ordem;
- h - altura do edifício;
- Δ - deslocamento do topo em análise de 1ª. ordem.

No caso de edifícios de pequena altura (até aproximadamente 12 m) é usual a utilização dos esquemas de contraventamento lateral dispostos nas figuras 41, 42 e 43 abaixo:

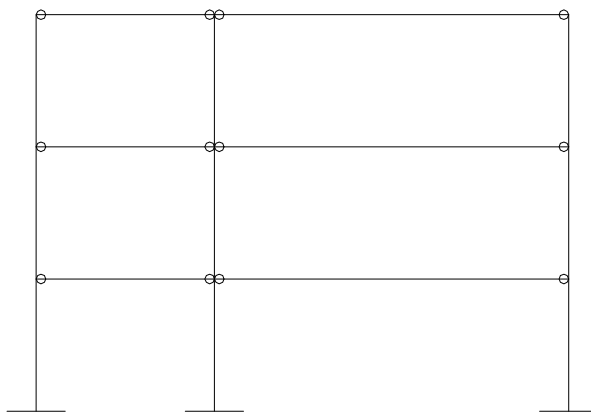
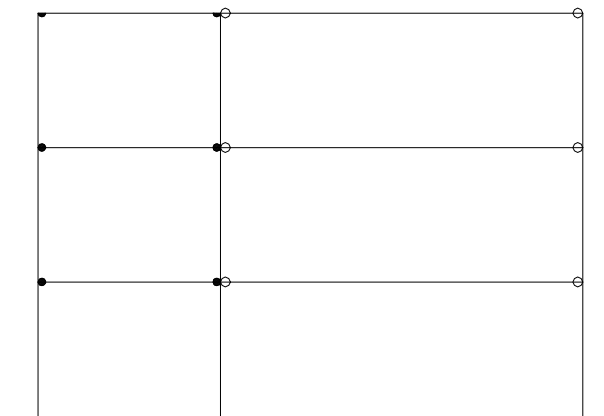


FIGURA 41 - Estabilidade Global Garantida pelo Conjunto dos Pilares



**FIGURA 42 - Estabilidade Global Garantida pelo Pórtico
com Ligações Rígidas Viga-Pilar**

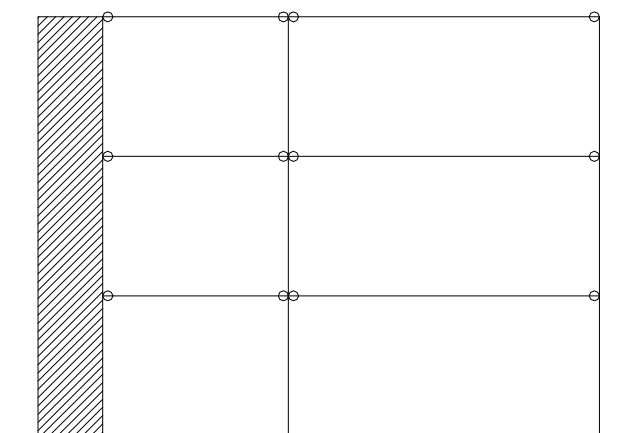


FIGURA 43 - Estabilidade Global Garantida por Parede Rígida

3.5.1 Análise do Parâmetro a

Na década de 70, surge o primeiro parâmetro para avaliação da estabilidade global de estruturas e é primeiramente adotado pela norma alemã e posteriormente incorporado ao CEB (Comite Eurointernacional do Concreto) (1978).

Relaciona as características elásticas do material, as características de inércia dos elementos de contraventamento considerado (pilar parede, pórticos planos ou espaciais), as cargas verticais de serviço e a altura total da estrutura. Considera a estrutura como pilar em balanço de rigidez equivalente engastado na fundação. Assim,

$$a = H \cdot \sqrt{\frac{\sum P_k}{(E \cdot I)_k}} \quad (55)$$

onde:

- H - altura total do edifício;
- P_k - cargas verticais de serviço;
- $(E \cdot I)_k$ - produto de rigidez equivalente da estrutura.

Se:

- $a \leq 0,20 + 0,1 \cdot n$ para $n \leq 3$ pavimentos e
- $a \leq 0,60$ para $n \geq 4$ pavimentos,

poderá ser desconsiderado o efeito de segunda ordem nas estruturas, e os elementos calculados isoladamente.

3.5.2 Análise do Parâmetro g

FRANCO & VASCONCELOS (1991)¹, analisaram o parâmetro g_z para verificação dos efeitos de segunda ordem.

O parâmetro majora os esforços globais em análise de primeira ordem a partir de $g_z \geq 1,10$, tendo como limite $g_z = 1,20$. É adotado pelo texto em revisão da NBR 6118.

O coeficiente g_z representa uma estimativa de quanto os esforços de segunda ordem global são maiores que os de primeira ordem.

Esta avaliação pode ser feita a partir dos resultados de uma análise de primeira ordem em regime elástico linear. O valor de g_z será dado por:

$$g_z = \frac{1}{1 - \frac{M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad (56)$$

sendo:

- $M_{1,tot,d}$ - momento total de todas os componentes de força horizontal, com seu valor de cálculo, em relação a base da estrutura;
- $M_{tot,d}$ - primeira avaliação dos esforços de segunda ordem global, dado pelo produto de todas as forças verticais da estrutura, com seu valor de cálculo, pelos respectivos deslocamentos horizontais de seus pontos de aplicação.

¹ Practical Assesment of Second Order Effects in Tall buildings, Colloquium on the CEB-FIP MC90, Rio de Janeiro. Proceedings. p. 307-324

3.6 Elementos Aplicados à Pré-análise de Projeto de Componentes Pré-Moldados para Edifícios de Pequena Altura

Para que se faça uma rápida avaliação na dimensão dos elementos que constituirão a estrutura pré-moldada, alguns parâmetros são importantes ferramentas para traçar o primeiro esboço da situação estrutural.

Desse modo, o processamento do cálculo analítico, executado por qualquer dos programas computacionais disponíveis, se encarregará, na realidade, do refinamento e dimensionamento final da estrutura.

Esta pré-análise é importante na definição da solução dos elementos pré-moldados, visto que será utilizado para definir situações específicas nas etapas de fabricação, transporte e montagem da estrutura, conforme discutido no item 2.3.

3.6.1 Pré-análise de Vigas

No caso do pré-dimensionamento de vigas, o critério do Estado Limite Último pode ser facilmente verificado conforme NBR 6118. As dificuldades ocorrem quando na estimativa das deformações.

Ao analisar as soluções desses elementos à luz dos princípios da técnica da pré-moldagem descritos no item 2.3, constata-se a importância de manter reduzido número de seções geométricas dos elementos que comporão a estrutura. Em função deste importante princípio, um ponto para reflexão trata-se da tentativa de manter uma dada seção geométrica qualquer das vigas para vários níveis de sobrecargas ou faixas de vãos que compreendem o projeto. Neste sentido, a análise do estado limite de utilização, mais especificamente das deformações, é de capital importância para a definição da solução dada aos elementos pré-moldados.

MATOUSEK, M.², ao analisar oitocentos casos de patologias em obras ocorridos na Europa, constatou que a maioria deles (40 a 60%) ocorreram na fase de utilização da obra e as deformações excessivas foram responsáveis pela quase totalidade dessas ocorrências.

² Reducción de los riesgos de fallo mediante estrategias adecuadas de proyecto. Coloquio Europeo da European Organization for Quality Control (1979), Madri.

O fato das deformações ao longo do tempo serem fortemente influenciadas por diversos fatores, como:

- umidade relativa do ambiente;
- tempo de colocação em carga do elemento;
- relação de cargas permanentes e acidentais;
- tensão de serviço da armadura tracionada;
- taxa de armadura comprimida;
- vinculação efetiva de apoio;

torna o trabalho prático cotidiano à nível de pré-análise uma tarefa difícil.

O Código Britânico CP-110 estabelece algumas relações de rigidez mínima (vão livre l / altura útil d) do elemento fletido, para que seja dispensada a verificação da flecha do elemento, considerando:

- vinculação de apoio;
- tensão de serviço da armadura tracionada;
- taxa de armadura comprimida do elemento.

Vigas Retangulares Vão livre l (m)	Valores máximos de l/d	
	Simplesmente apoiada	Contínua
≤ 10	20	26
12	18	23
14	16	21
16	14	18
18	12	16
20	10	13

TABELA 7 – Valores Básicos Máximos da relação l/d

Tensão serviço N/mm ²	100.A _s / b.d							
	0,25	0,50	0,75	1,00	1,50	2,00	2,50	>=3,00
145 (f _{yk} =250)	2.0	1.98	1.62	1.44	1.24	1.13	1.06	1.01
150	2.0	1.91	1.58	1.41	1.22	1.11	1.04	0.99
200	2.0	1.46	1.26	1.15	1.02	0.94	0.89	0.85
238 (f _{yk} =410)	1.60	1.23	1.09	1.00	0.90	0.84	0.80	0.77
246 (f _{yk} =425)	1.55	1.2	1.06	0.98	0.88	0.83	0.79	0.76
250	1.52	1.18	1.05	0.97	0.87	0.82	0.78	0.75
267 (f _{yk} =460)	1.41	1.11	0.99	0.92	0.84	0.78	0.75	0.72
290 (f _{yk} =500)	1.27	1.03	0.92	0.86	0.79	0.74	0.71	0.68
300	1.22	0.99	0.90	0.84	0.77	0.72	0.69	0.67

TABELA 8 – Coeficiente b_1 - Influência da Taxa de Armadura Positiva e da Tensão de Serviço da Armadura

100.A' / b.d	Fator
0,25	1,07
0,50	1,14
0,75	1,20
1,00	1,25
1,50	1,33
2,00	1,4
>=3,00	1,5

TABELA 9 – Coeficiente b_2 - Influência da Taxa de Armadura Comprimida

onde:

- f_s – tensão de tração de serviço, podendo ser estimada por

$$f_s = 0,58 \cdot f_{yk} \cdot A_{s,calc} / A_{s,efetivo}$$

- l - vão teórico do elemento fletido;
- A'_s – área da seção de armadura comprimida;
- A_s – área da seção de armadura tracionada;
- b,d – seção geométrica do elemento retangular;

$$\text{Tendo: } l/d \geq b_1 \cdot b_2 \cdot (l/d)_{\text{básico}} \quad (59)$$

Importante salientar que o Código Britânico CP110, ao adotar esses parâmetros para o estabelecimento da relação $(l/d)_{\text{min}}$, tomou como premissa básica flechas (a) do elemento fletido $a = l/250$. Para exigências mais rigorosas de limitação da flecha, outras recomendações devem ser impostas.

3.6.2 Pré-análise de Lajes Pré-moldadas

A escolha da tipologia de lajes pré-moldadas (figura 8 – página 40) a ser empregada em determinado projeto é de fundamental importância na análise de viabilidade tecno-econômica da solução.

ELLIOTT (1996) relaciona algumas tipologias mais usuais na Inglaterra e suas características básicas de utilização.

Tipologia da Laje	Altura (h) (mm)	Peso Próprio (KN/m ²)	Vão max. (m)	Relação l/h	Níveis de Sobrecarga (KN/m ²)
Painel Duplo Tê com capeamento	550	4.6	16.0	29	2.2 a 12.8
	450	4.3	14.0	31	1.5 a 10.0
	400	4.1	12.0	30	2.2 a 10.2
	300	3.4	9.0	30	0.8 a 7.5
Painel Alveolar	250	3.5	12.5	50	0.75 a 10.0
	200	2.7	10.5	52	
	150	2.3	8.5	56	
	110	2.1	6.5	59	
Pré-laje	200	4.8	7.0	35	0.75 a 10.0
	150	3.6	5.0	33	
	140	3.4	4.5	32	

TABELA 10 – Campos de Aplicação de Lajes Pré-moldadas Segundo ELLIOTT (1996)

A tipologia da laje pré-fabricada utilizando mini painéis treliçados com material de enchimento (isopor, cerâmica ou concreto leve) é usual na Itália, Espanha e, sobretudo, no Brasil. Uma das variações desta tipologia em laje pré-moldada mista é a utilização das vigotas em concreto protendido ou em concreto simples em seção transversal T invertido.

A importância na definição e especificação correta das lajes numa dada estrutura pré-moldada sustenta-se no fato desse item ser ponderadamente o mais expressivo em termos de custos, representando, na média, 40 a 60% do custo total da estrutura pré-moldada. Logo, sua correta avaliação é decisiva para a viabilidade econômica e técnica da solução adotada.

As soluções em laje painel, ilustrada na tabela 10, são usualmente empregadas em países cuja disponibilidade de equipamentos para transporte e içamento desses elementos são fáceis e economicamente vantajosos frente a soluções que utilizam-se de montagem manual.

Por essa razão, basicamente, as tipologias de lajes que possibilitam montagem manual no canteiro de obra são mais usuais no Brasil, onde a disponibilidade de guas ou guindastes não é frequente na obra.

ELLIOTT (1996) ilustra genericamente, através da figura 44, os campos que determinam os limites no dimensionamento e no emprego de determinada tipologia de laje pré-moldada.

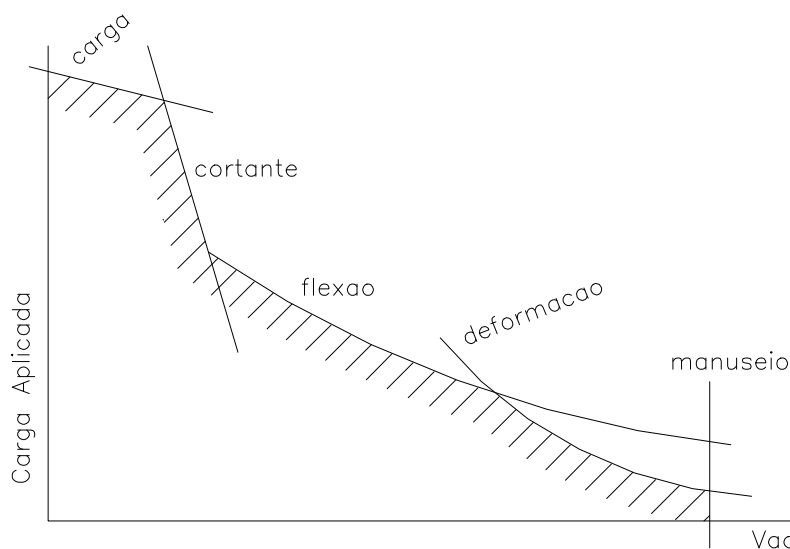


FIGURA 44 – Fatores Determinantes na Especificação da Tipologia ou no Dimensionamento da Laje Pré-moldada Segundo ELLIOTT (1996)

SHEPPARD & PHILLIPS (1989) sugerem valores mais conservadores da rigidez l/d (vão/altura útil) para algumas tipologias de lajes em painel.

Tipologia da Laje	Utilização	l/d
Painel Pi ou duplo T	piso	26
	cobertura	34
Painel Alveolar	piso	40
	cobertura	46
Painel com uma nervura	piso	23
	cobertura	29

TABELA 11 – Relação Básica de Rigidez de Painéis de Laje Segundo SHEPPARD & PHILLIPS (1989)

Segundo cada nível de sobrecarga e vão livre, é possível definir a especificação mais conveniente dentro de determinada tipologia, consultando tabelas dos fabricantes que relacionam estas variáveis e definem a altura mínima recomendada para esta dada situação.

Nas lajes pré-moldadas mistas com vigotas, a EF (88) “Instruccion para el Proyecto y la Ejecucion de Forjados Unidireccionales de Hormigon Armado o Pretensado”, fixa parâmetros de rigidez mínima (l/d) para que seja dispensado o cálculo das flechas.

As premissas básicas para fixação desses parâmetros de rigidez (l/d) são:

- sobrecargas uniformemente distribuídas não superior a $3,0 \text{ kN/m}^2$;
- armadura positiva efetiva igual a armadura calculada;
- vãos contíguos equilibrados (diferença não superior a 20%)

Tipo de Tramo	Bi-apoiado		Contínuo				Balanço	
Tipo de Vínculo	Apoiado		Externo		Interno			
Tipo de Aço	CA50	CA40	CA50	CA40	CA50	CA40	CA50	CA40
De cobertura, s/ elementos fissuráveis inferiores	L/26	L/27	L/29	L/30	L/34	L/35	L ₀ /10	L ₀ /11
De piso, c/ elementos fissuráveis inferiores/superiores	L/22	L/24	L/26	L/28	L/29	L/31	L ₀ /9	L ₀ /9
De piso, c/ elementos muito fissuráveis ou alvenarias	L/20	L/22	L/22	L/24	L/27	L/29	L ₀ /8	L ₀ /8

TABELA 12 – Relação de Rigidez Mínima para Lajes Pré-Moldadas Mistas com Vigotas Segundo EF (88)

Pode-se reduzir a altura mínima recomendada na tabela acima quando:

- a altura final da nervura seja pelo menos 20% do entreixo entre as mesmas. Neste caso a redução de altura poderá ser de 10%;
- a armadura efetiva for maior que a calculada. Neste caso pode-se adotar

o coeficiente $\sqrt{\frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}}}$ no resultado obtido da tabela acima.

4 ESTUDO DE CASO

4.1 Considerações Gerais

Este estudo de caso caracteriza-se pelas peculiaridades da obra em questão. Trata-se de um prédio comercial com dois pavimentos tipo e um pavimento térreo, a ser construído na cidade de Franca/SP. As figuras 46, 47, 48 e 49 ilustram o projeto estrutural.

A escolha dessa obra especificamente justifica-se por:

- não ter sido projetada arquitetonicamente para utilizar estrutura pré-moldada em concreto. Desse modo, não há modularidade nem simetria que reforcem a viabilidade tecno-econômica da solução em estrutura pré-moldada;
- possuir área total construída relativamente pequena (750 m²) para os padrões que historicamente viabilizaram emprego dessas estruturas;
- as duas laterais ocupam os alinhamentos das divisas, impondo dificuldades adicionais para solução estrutural, conforme figura 45;
- não possuir caixa de escada ou de elevadores, onde possa existir um núcleo rígido para contraventamento lateral.

Desta escolha identifica-se claramente que alguns paradigmas brasileiros para a utilização de estruturas pré-moldadas são eliminados, a exemplo do que se tem hoje nos países onde a construção civil encontra-se em estágio mais industrializado.

4.2 Diretrizes para Escolha do Sistema Estrutural Adotado

Segundo princípios da técnica de pré-moldagem comentados no capítulo 2, procurou-se adotar para todos elementos estruturais (pilares, vigas e lajes) tipolo-

gias que, no seu conjunto, resultasse a melhor relação entre os custos envolvidos e os requisitos de desempenho da estrutura no que diz respeito à segurança estrutural e a qualidade final da mesma.

Nos elementos de pilares, optou-se em projetá-los como elemento contínuo, sem ligação pilar-pilar, isto porque seu comprimento máximo (próximo dos 12m) e peso máximo (45 kN) permitem que os equipamentos, utilizados no manuseio dentro da usina, no transporte até a obra e na montagem dos mesmos, sejam utilizados com segurança e custos satisfatórios.

Nas seções transversais escolhidas para os pilares (0,30x0,30m e 0,30x0,50m), as tensões de compressão em serviço são baixas (da ordem de 0,50 kN/m²), porém a análise de deslocabilidade lateral e de estabilidade global da estrutura, calculados adiante, evidenciará a necessidade ainda maior de inércia desses elementos, caso não seja criada condições de enrijecimento global da estrutura.

Para definição da tipologia a ser utilizada nas vigas, considerou-se a necessidade de estabelecer algumas ligações rígidas viga-pilar devido ao problematizado da deslocabilidade lateral. Neste sentido, a utilização de vigas com seção parcial (pré-vigas) facilita a execução dessas ligações rígidas, conforme ilustrado nas figuras 28 e 29 da página 66.

A utilização de seção geométrica “ I ” não se justifica para esta altura de pré-viga (0,40m) e pequeno comprimento desses elementos.

Nas lajes, a adoção de tipologias de painéis não se aplicam com simplicidade, devido a dificuldades na ligação pré-viga-painel. As soluções mais adequadas para o caso estão discutidas em 4.4, página 112.

Outra situação específica diz respeito a solução a ser adotada nas ligações pilar-fundação.

Nos pilares de divisa (P1, P6, P9, P10, P11, P12 e P13), a utilização de blocos tipo cálice (figura 10, página 45) traz problemas com relação ao afastamento necessário da face do pilar em relação ao alinhamento de divisa. Este inconveniente pode ser solucionado com a utilização da ligação pilar-fundação com chapa de aço ilustrado nas figuras 14 e 15 da página 50.

Para os pilares internos P4, P5, P7 e P8, com seção transversal de 0,30x0,50m, será adotada a solução de bloco tipo cálice por razões de ordem econômica e também por se tratar de uma ligação com menor deformabilidade.

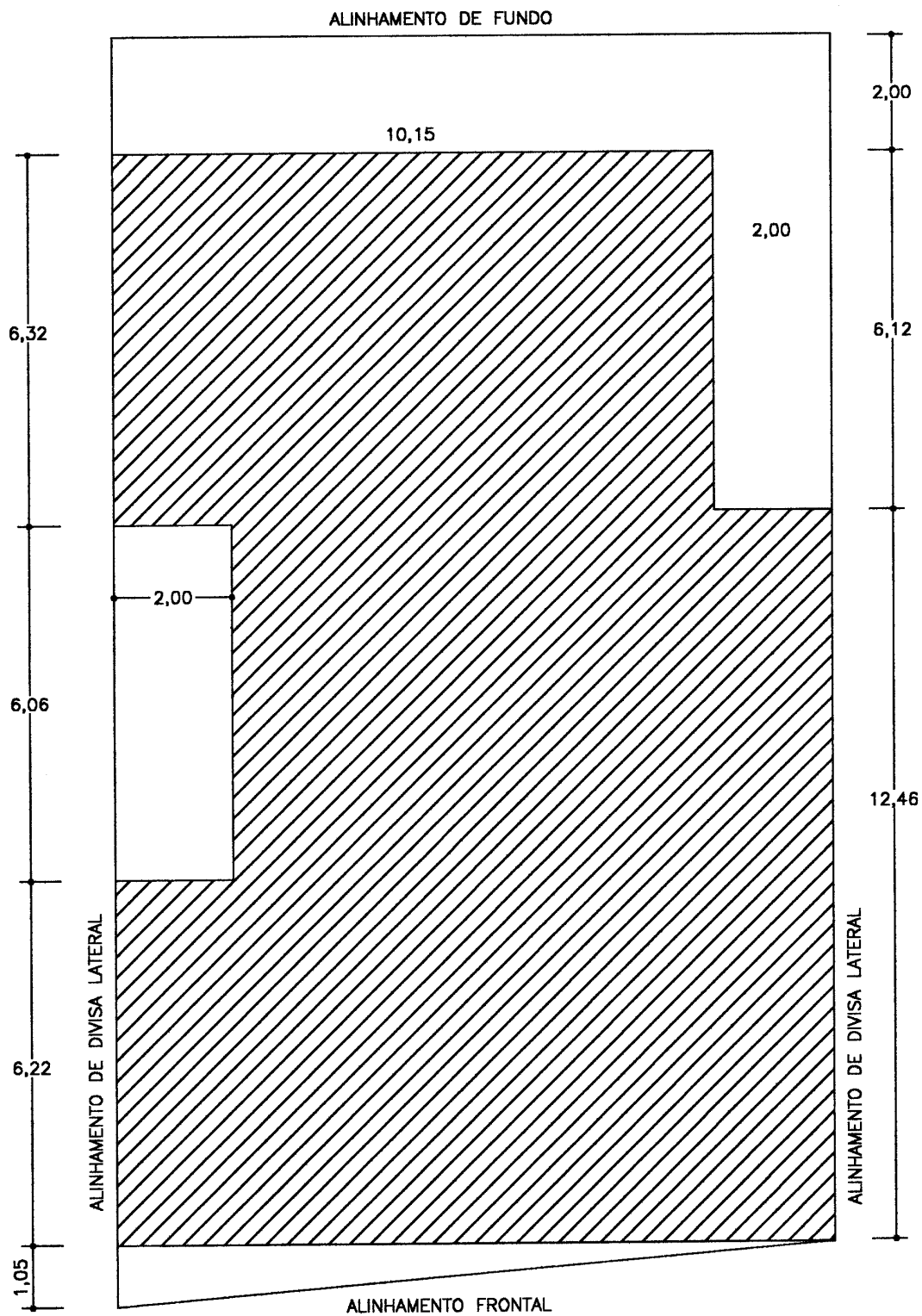


FIGURA 45 – Planta de Implantação do Projeto no Terreno

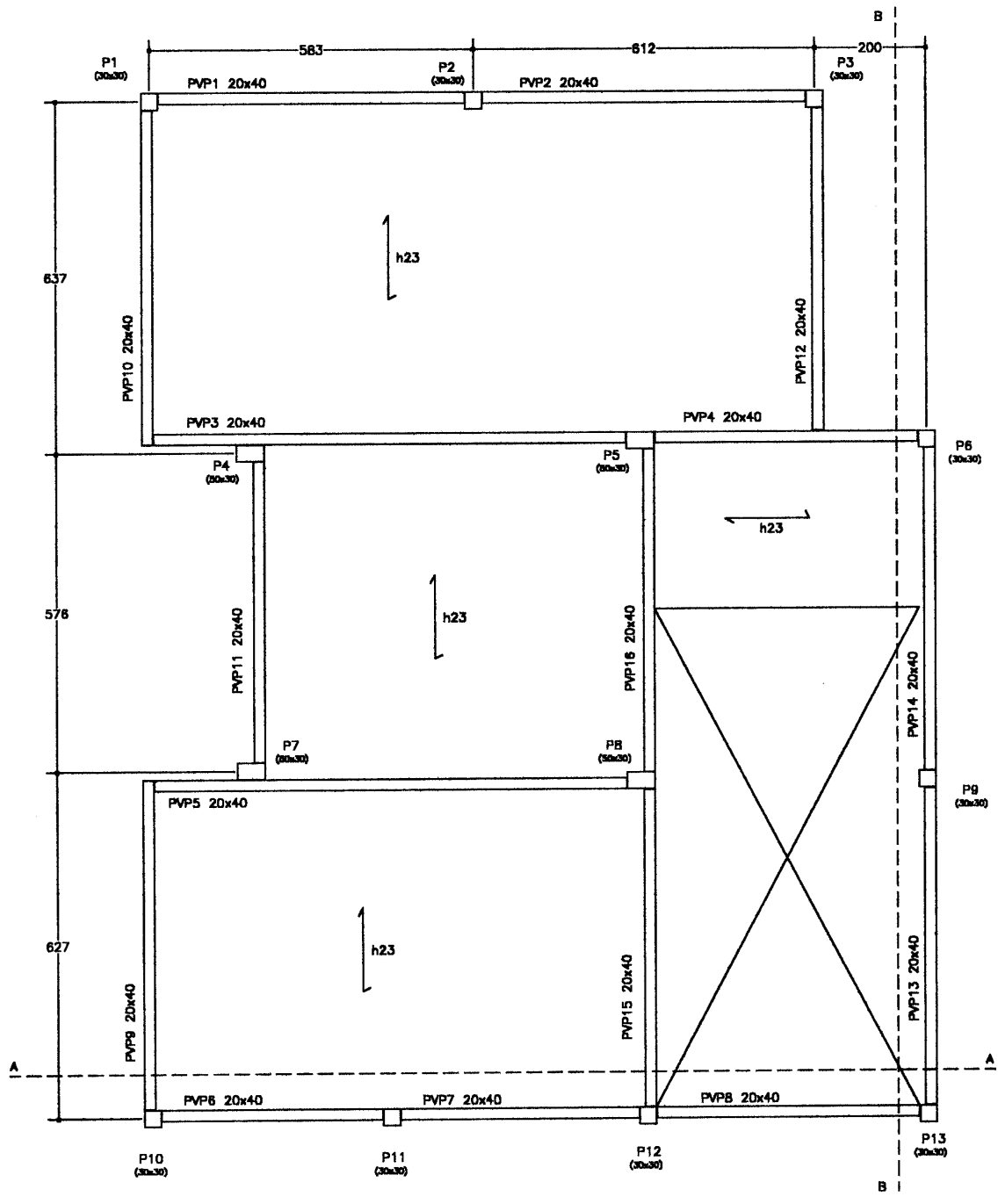


FIGURA 46 – Fôrma da Estrutura do 1º e 2º Piso

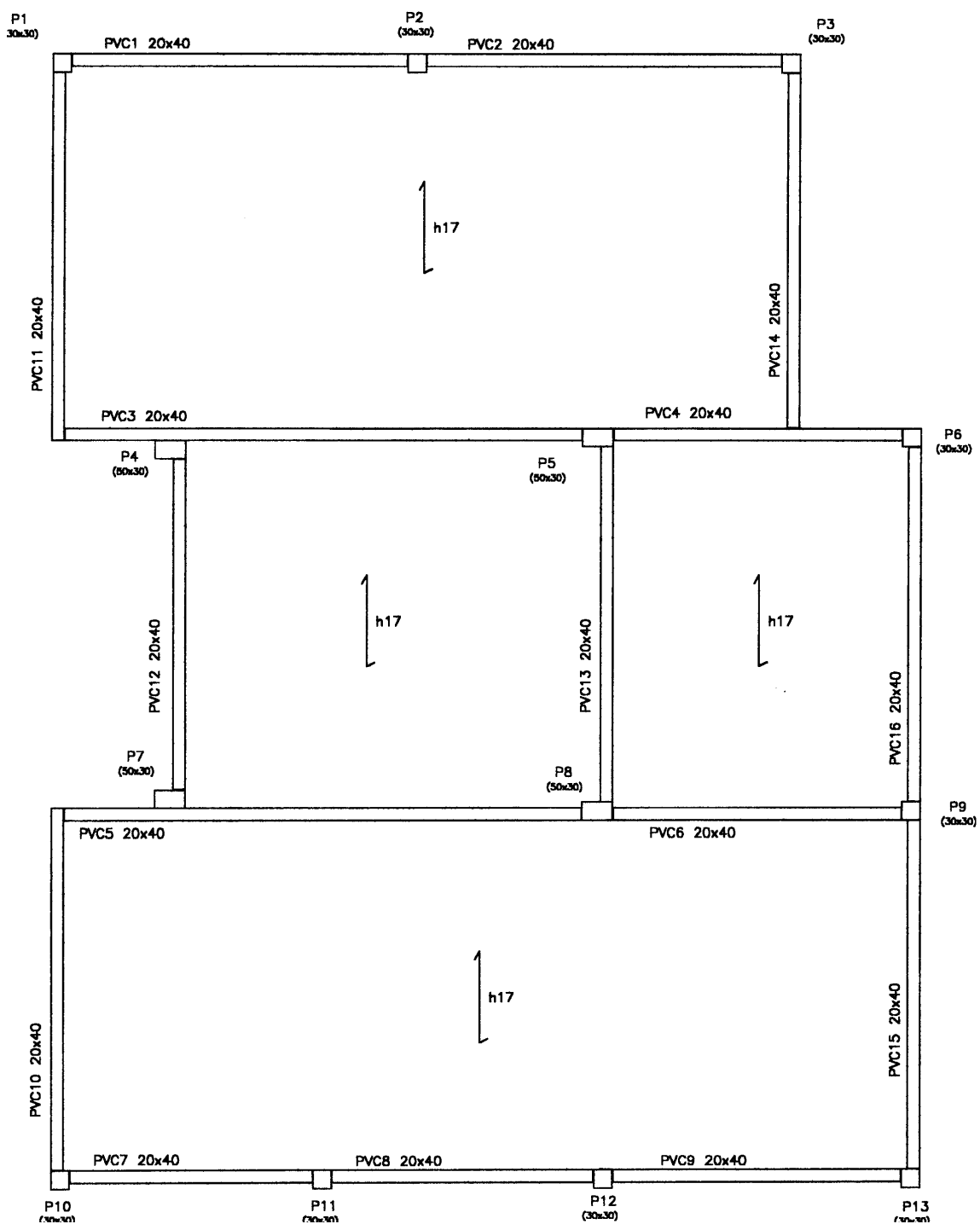


FIGURA 47 – Fôrma da Estrutura da Cobertura

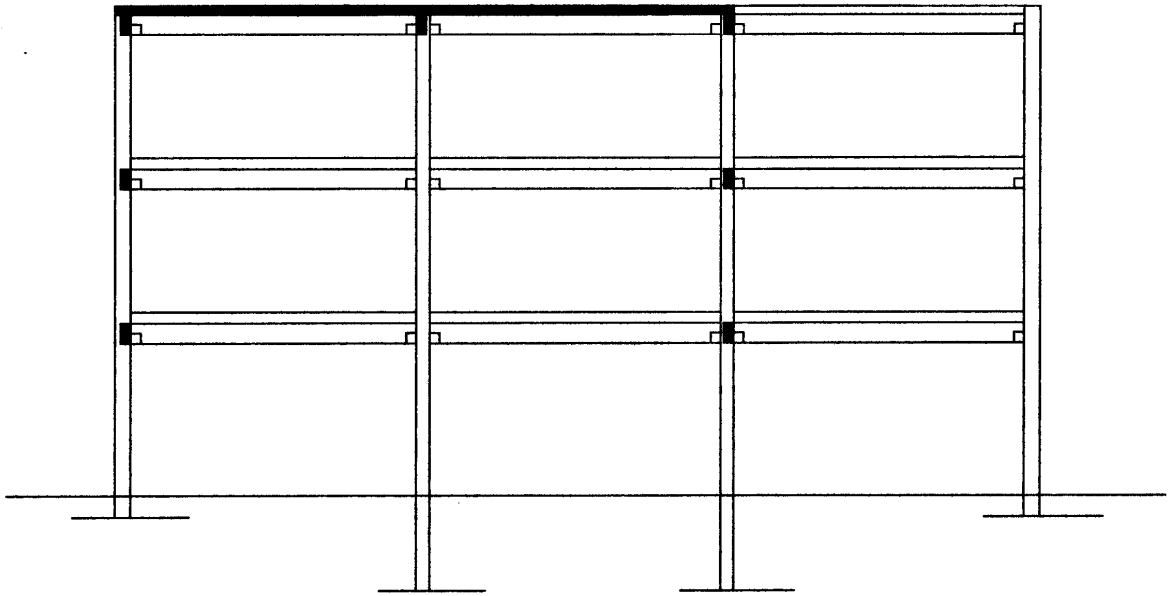


FIGURA 48 – Corte AA

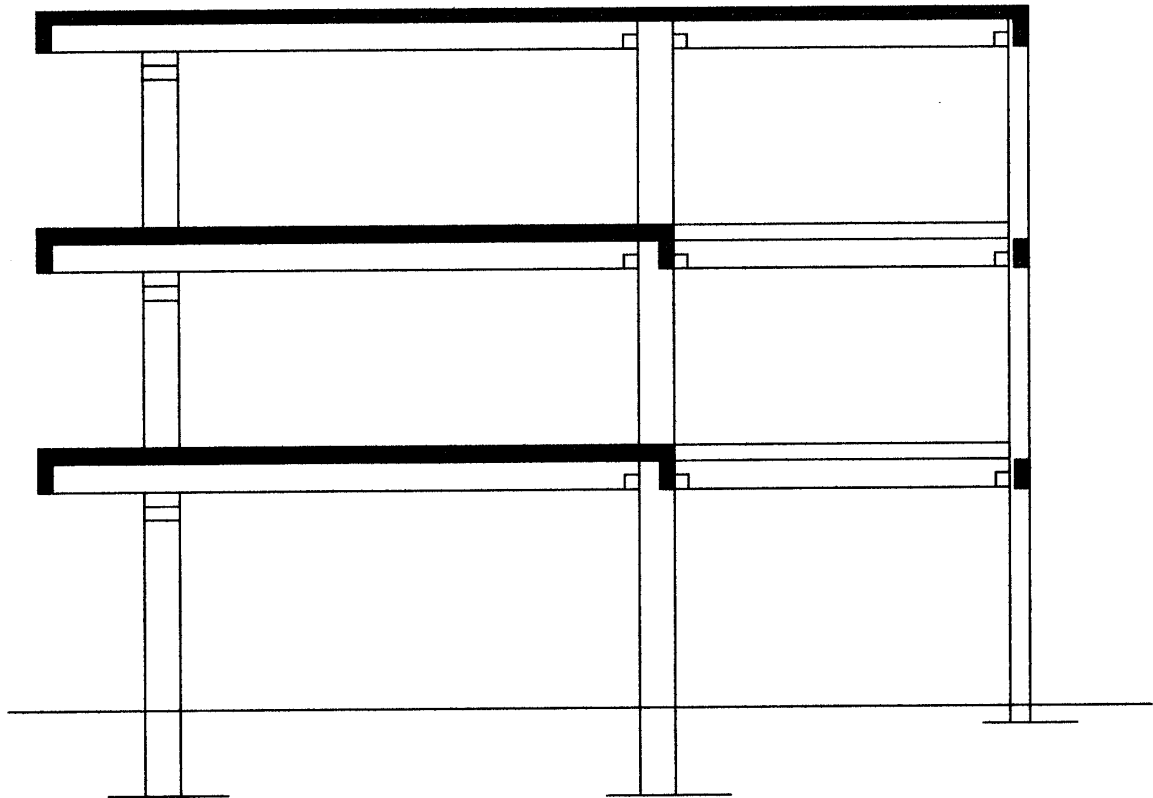


FIGURA 49 – Corte BB

4.3 Análise da Deslocabilidade Lateral da Estrutura

A Características Geométricas e Elásticas dos Elementos

A.1 Pilares

Segundo NBR 6118, tem-se:

$$E_c = 6000 \cdot \sqrt{f_{ck} + 3,5} = 32031 \cdot MPa \quad \text{para} \quad f_{ck} = 25 \cdot MPa$$

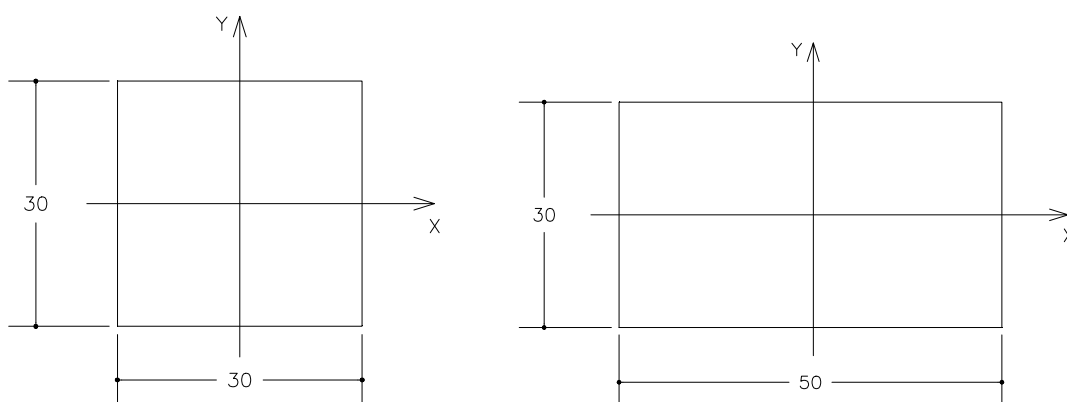


FIGURA 50 – Seção Geométrica dos Pilares

$$I_x = I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 6,75 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = 11,25 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$I_y = \frac{b \cdot h^3}{12} = 31,25 \cdot 10^{-4} m^4$$

A.2 Vigas

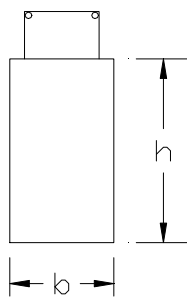


FIGURA 51 – Seção Geométrica das Vigas

$$b = 0,20 \text{ m}$$

$$h_{\text{parcial}} = 0,40 \text{ m}$$

$$h_{\text{plena}} = 0,63 \text{ m}$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,4^3}{12} = 10,67 \cdot 10^{-4} \cdot m^4 \quad \text{- seção parcial}$$

$$I_x = \frac{b \cdot h^3}{12} = \frac{0,2 \cdot 0,63^3}{12} = 41,67 \cdot 10^{-4} \cdot m^4 \quad \text{- seção plena (20cm de largura colaborante)}$$

B Ação Vertical Total

- Ação média por pavimento $\cong 11 \text{ kN/m}^2$ (permanente + acidental)
- Ação média da cobertura $\cong 6 \text{ kN/m}^2$ (permanente + acidental)
- Ação total gravitacional de serviço:

$$G_K + Q_K = 2 \text{ pav/os.} \cdot 242 \text{ m}^2 \cdot 11 \text{ kN/m}^2 + 242 \text{ m}^2 \cdot 6 \text{ kN/m}^2$$

$$G_K + Q_K = 6776 \text{ kN}$$

C Ação Horizontal

- Velocidade básica do vento – Franca/SP:

$$V_0 = 40 \text{ m/s}$$

$$\text{Fatores estatísticos: } S_1 = 1,0 ; S_2 = 0,74 ; S_3 = 1,0$$

$$V_K = V_0 * S_1 * S_2 * S_3 = 29,6 \text{ m/s}$$

- Pressão de obstrução: $V_K^2/1,6 = 548 \text{ N/m}^2 = 0,55 \text{ kN/m}^2$

- Determinação do Coeficiente de Arrasto:

Direção do vento – maior fachada (18,50 m)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{18,50}{14,00} = 1,32$$

$$\Rightarrow C_a = 1,12$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{10,00}{18,50} = 0,54$$

Direção do vento – menor fachada (14,00 m)

$$\frac{l_1}{l_2} = \frac{14,00}{18,50} = 0,75$$

$$\Rightarrow C_a = 1,00$$

$$\frac{h}{l_1} = \frac{10,00}{14,00} = 0,68$$

- Ação do vento distribuída: $F_i = C_a * q * l_i$

$$F_x = 1,12 * 0,55 * 18,50 = 11,40 \text{ kN/m}$$

$$F_y = 1,00 * 0,55 * 14,00 = 7,70 \text{ kN/m}$$

D Deslocabilidade Lateral (hipótese dos pilares em balanço)

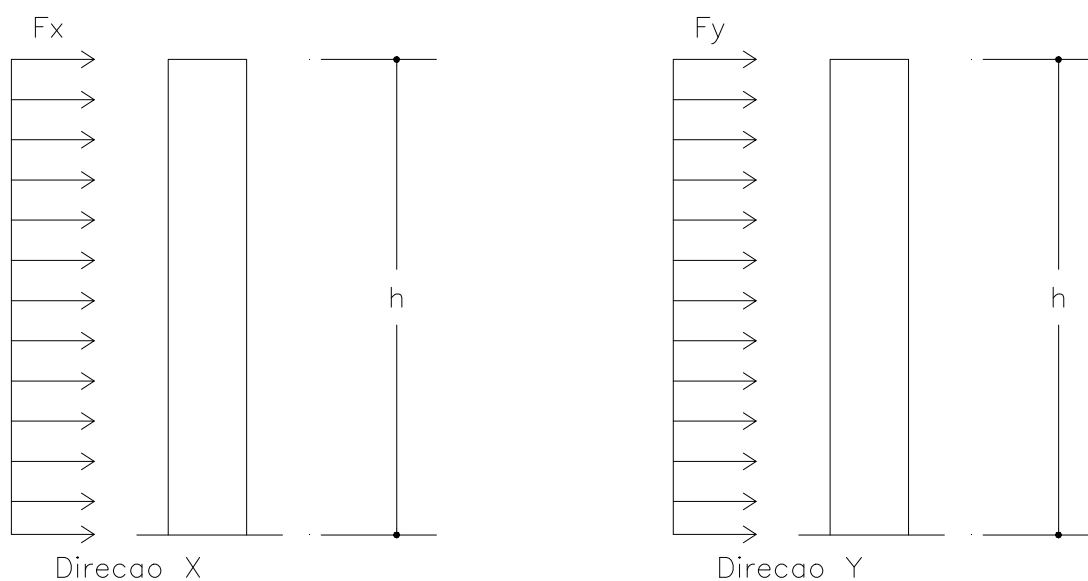


FIGURA 52 – Esquema Estático dos Pilares em Balanço

$$F_x = 11,4 \text{ kN/m}$$

$$h = 10,00 \text{ m}$$

$$\sum E.I_x = 5,94 \cdot 10^5 \text{ kN.m}^2$$

$$F_y = 7,7 \text{ kN/m}$$

$$h = 10,00 \text{ m}$$

$$\sum E.I_y = 3,38 \cdot 10^5 \text{ kN.m}^2$$

Deslocabilidade lateral na direção i:
$$\Delta_i = \frac{F_i \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_i}$$

Direção x -
$$\Delta_x = \frac{11,40 \cdot 10,00^4}{8 \cdot 5,94 \cdot 10^5} = 2,40 \cdot \text{cm} \Rightarrow \frac{h}{\Delta_x} \cong 417$$

Direção y -
$$\Delta_y = \frac{7,70 \cdot 10,00^4}{8 \cdot 3,38 \cdot 10^5} = 2,85 \cdot \text{cm} \Rightarrow \frac{h}{\Delta_y} \cong 350$$

Observa-se que em ambas direções os deslocamentos horizontais são superiores aos recomendados em 3.5.

E Análise do Parâmetro Alfa Considerando Pilares Isolados

Parâmetro Alfa para a direção i:
$$a_i = H \cdot \sqrt{\frac{G_K}{\sum E \cdot I_i}}$$

Direção x -
$$a_x = 10,00 \cdot \sqrt{\frac{6776}{5,94 \cdot 10^5}} = 1,07$$

Direção y -
$$a_y = 10,00 \cdot \sqrt{\frac{6776}{3,38 \cdot 10^5}} = 1,41$$

$$a_{lim} = 0,20 + 0,1 \cdot n \text{ para } n = 3 \text{ pavimentos, } a_{lim} = 0,50$$

Pode-se verificar que, tanto a deslocabilidade lateral do conjunto da estrutura assim considerada, como também o parâmetro a desta hipótese, estão muito acima dos valores recomendados para o caso.

Observa-se também algo muito frequente que ocorre em estruturas pré-moldadas de pequena altura, ou seja, para hipótese de pilares isolados em balanço, há necessidade de aumento expressivo das seções transversais desses elementos com único intuito de melhorar a deslocabilidade lateral do conjunto, vez que o nível das tensões de compressão em estado de serviço são baixas (no presente estudo de caso, os pilares mais solicitados estão com tensões de compressão em serviço da ordem de $0,50 \text{ kN/m}^2$).

Considerar-se-á outra hipótese de contraventamento global, considerando a formação dos pórticos de contraventamento descritos em seguida. Nesta hipótese de contraventamento lateral, considerar-se-á a rigidez das ligações pilar-pré-viga como se fossem monolíticas, conforme discutidas no item 3.2.4

F Deslocabilidade Lateral (hipótese dos pórticos planos)

F.1 Direção x

- pórtico formado pelos pilares P_1 , P_2 , P_3 , com características elásticas e geométricas definidas anteriormente;

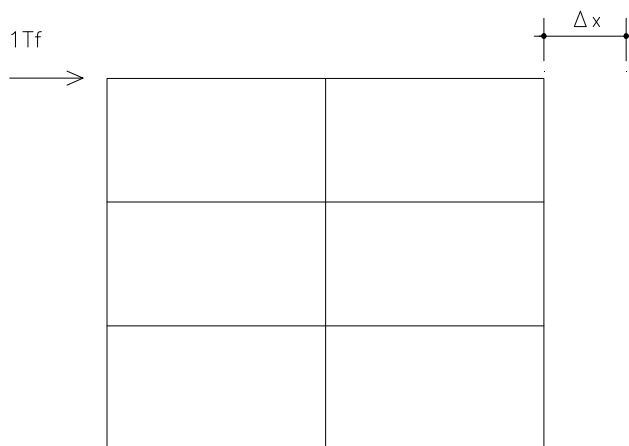


FIGURA 53 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento P_1 , P_2 , P_3

Tem-se, da análise elástica linear do pórtico:

$$\Delta_x = 0,0021 \text{ m e } \Delta_x = \frac{P \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{eq}} \Rightarrow I_{eq} = 3,7 \cdot 10^{-2} \cdot m^4$$

- pórtico formado pelos pilares P_{10} , P_{11} , P_{12} , P_{13} , com características elásticas e geométricas definidas anteriormente;

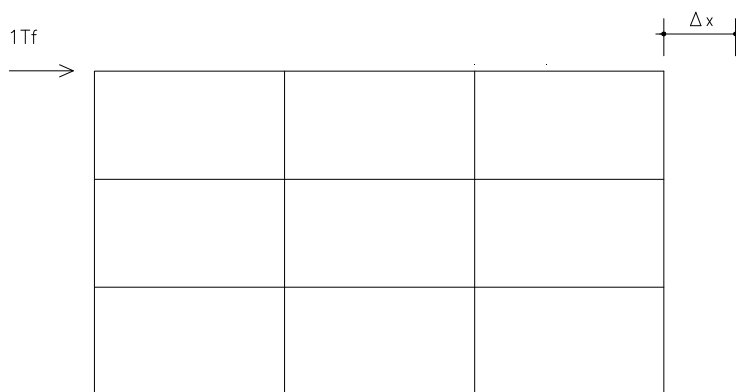


FIGURA 54 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento P_{10} , P_{11} , P_{12} , P_{13}

Tem-se, da análise elástica linear do pórtico:

$$\Delta_x = 0,0014 \text{ m e } \Delta_x = \frac{P \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{eq}} \Rightarrow I_{eq} = 5,5 \cdot 10^{-2} \cdot m^4$$

Desprezando-se a rigidez dos pilares P_4 , P_5 , P_6 , P_7 , P_8 , P_9 isolados, temos na direção x:

$$I_{x,total} = I_{eq1} + I_{eq2} = 9,2 \cdot 10^{-2} \cdot m^4$$

F.2 Direção y

- Temos dois pórticos planos simétricos formados pelos pilares P_4 , P_7 , P_5 , P_8 , com características elásticas e geométricas definidas anteriormente;

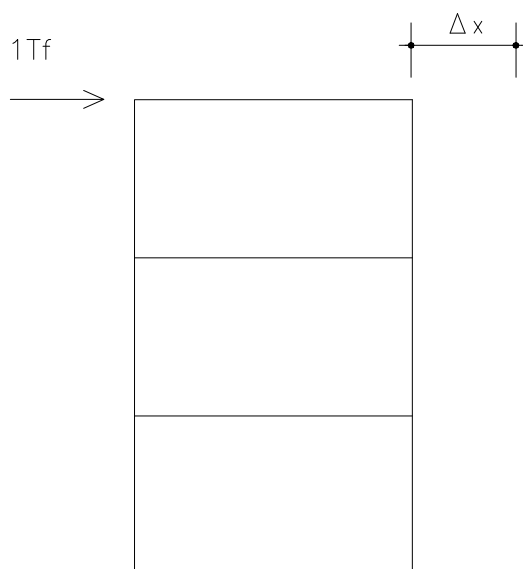


FIGURA 55 – Esquema Estático dos Pórticos de Contraventamento P_4 , P_7 , P_5 , P_8

Tem-se, da análise elástica linear do pórtico:

$$\Delta_y = 0,0023 \text{ m e } \Delta_x = \frac{P \cdot h^3}{3 \cdot E \cdot I_{eq}} \Rightarrow I_{eq} = 3,4 \cdot 10^{-2} \cdot m^4$$

Desprezando o conjunto restante dos pilares isolados nesta direção, temos:

$$I_{y,total} = 2 \cdot I_{eq} = 6,8 \cdot 10^{-2} \cdot m^4$$

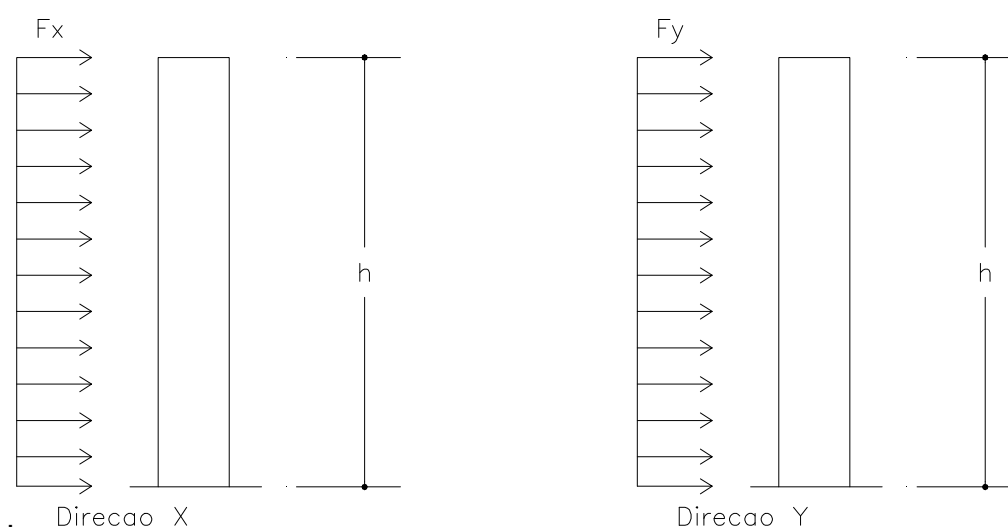


FIGURA 56 – Esquema Estático dos Pilares Equivalentes em Balanço

$$F_x = 11,4 \text{ kN/m}$$

$$h = 10,00 \text{ m}$$

$$I_{xeq} = 9,20 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$F_y = 7,7 \text{ kN/m}$$

$$h = 10,00 \text{ m}$$

$$I_{yeq} = 6,80 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

Deslocabilidade lateral na direção i :
$$\Delta_i = \frac{F_i \cdot h^4}{8 \cdot E \cdot I_i}$$

Direção x -
$$\Delta_x = \frac{11,40 \cdot 10,00^4}{8 \cdot 32,03 \cdot 10^6 \cdot 9,20 \cdot 10^{-2}} = 0,48 \cdot \text{cm} \Rightarrow \frac{h}{\Delta_x} \cong 2080$$

Direção y -
$$\Delta_y = \frac{7,70 \cdot 10,00^4}{8 \cdot 32,03 \cdot 10^6 \cdot 6,80 \cdot 10^{-2}} = 0,44 \cdot \text{cm} \Rightarrow \frac{h}{\Delta_y} \cong 2270$$

A deslocabilidade lateral sob ações horizontais de serviço, na hipótese considerada, estão dentro das recomendações descritas em 3.5.

G Análise do Parâmetro Alfa Considerando a Formação dos Pórticos de Contraventamento

Parâmetro Alfa para a direção i :
$$a_i = H \cdot \sqrt{\frac{G_K + Q_K}{\sum E \cdot I_i}}$$

$$a_y = 10,00 \cdot \sqrt{\frac{6776000}{6,80 \cdot 10^{-2} \cdot 32031 \cdot 10^6}} = 0,56$$

$$a_x = 10,00 \cdot \sqrt{\frac{6776000}{9,20 \cdot 10^{-2} \cdot 32031 \cdot 10^6}} = 0,48$$

$$a_{lim} = 0,20 + 0,1 \cdot n \text{ para } n = 3 \text{ pavimentos, } a_{lim} = 0,50$$

Considerando o resultado bem próximo do limite recomendado para a_{lim} , e analisando a deslocabilidade lateral obtida no item anterior satisfatória, esta hipótese de contraventamento lateral da estrutura será a adotada no presente estudo.

Importante salientar que o parâmetro elástico do módulo de elasticidade (E_c), calculado segundo NBR 6118, pode apresentar valores superiores aos verificados na prática cotidiana, sobretudo nos casos de concreto com resistências acima de 20 MPa. Deste modo, a imprecisão deste parâmetro elástico conduz a imprecisões no cálculo das deformações globais da estrutura.

4.4 Escolha da Tipologia das Lajes para o Caso

A necessidade de dispor dos pórticos de contraventamento vistos no item anterior, e o emprego de pré-vigas que facilitam em parte a execução das ligações rígidas desses pórticos, induz a exclusão das tipologias de lajes que empregam painéis, dentre estes os painéis alveolares, painéis “pi” e as pré-lajes protendidas. A solução indicada para o caso constitui-se das lajes mistas compostas por vigotas, pelas razões seguintes:

- a ligação da pré-viga com as lajes mistas pré-moldadas constituídas por vigotas possibilitam estabelecer continuidade das lajes além de simplificar a conclusão da concretagem da pré-viga;
- a montagem das mesmas podem ser feitas manualmente, reduzindo custos de locação de equipamentos, que no Brasil ainda são altos;
- as instalações (elétrica, hidráulica e de esgotos) podem ser embutidas nas regiões do material de enchimento, dispensando a execução de forros;

- os escoramentos provisórios necessários à concretagem da laje mista pré-moldada são simples, de montagem rápida e segura, conforme ilustrado na figura 57.

Nesta tipologia tem-se no Brasil três tipos de vigotas pré-moldadas, conforme figura 8, página 40:

- vigotas em seção “T” invertido sem protensão;
- vigotas em seção “T” invertido com protensão;
- vigotas em mini painel treliçado.

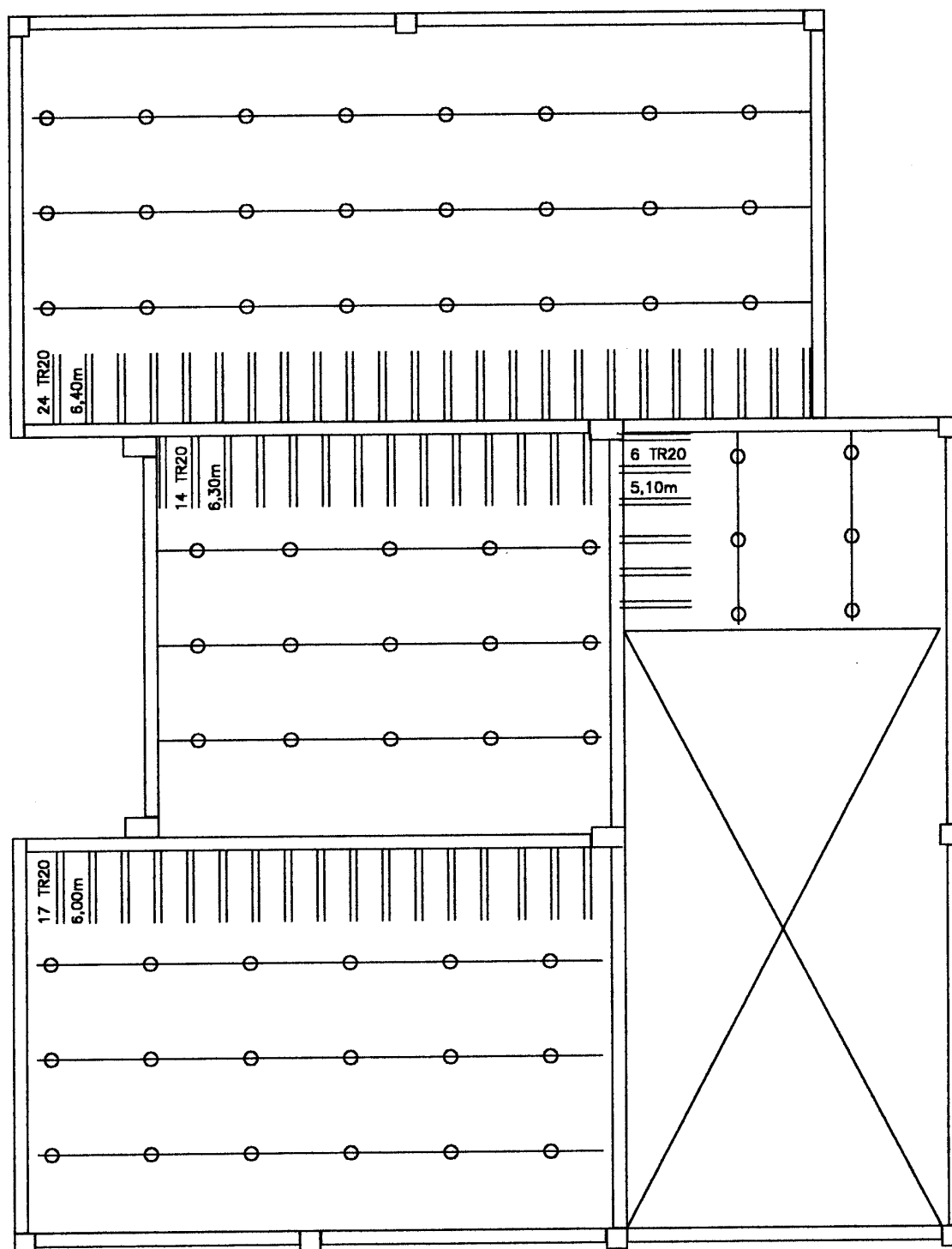
Para vãos maiores que 5,00 m a solução das vigotas “T” não protendidas tem-se mostrado pouco competitiva sob o aspecto econômico quando comparada com as demais, além da grande flexibilidade da vigota nestes vãos (da ordem de 6,00 m), dificultando a sua montagem.

A utilização da vigota “T” protendida seria interessante na medida em que esta solução dispensasse o uso do escoramento provisório. Segundo catálogos dos produtores no Brasil, o vão livre máximo para a não utilização de escoramento situa-se na faixa dos 3,20 m de vão.

No presente estudo, todos os vãos livres são maiores que 5,00 m, e esta vantagem não seria considerada.

A solução recai sobre a utilização de mini painéis treliçados, cujo dimensionamento será objeto do item seguinte.

Importante observar que a continuidade da laje poderia ser estabelecida sobre os apoios das vigas PVP3 e PVP5, diminuindo a altura útil da mesma, reduzindo custos. Ocorre que tais vigas já estão no limite máximo de solicitação à flexão conforme pode-se verificar no item 4.6, página 119, e tal procedimento faria com que as seções geométricas dessas pré-vigas tivessem que ser diferenciadas das demais, pelo acréscimo de cargas, o que neste julgamento não seria conveniente. Isto posto, considerar-se-á os painéis de laje bi-apoiados.



LEGENDA

- ≡ Paineis Trelicados TR20
- Linhas Guias de Escoramento
- Pontaletes do Escoramento

FIGURA 57 – Esquema de Escoramento Provisório das Lajes

4.5 Dimensionamento da laje Pré-Moldada Composta por Mini Painéis (13cm) de Armadura Treliçada

No Brasil, as recomendações normativas específicas para o projeto e dimensionamento das lajes pré-moldadas ainda não existem. Será adotada a norma espanhola EF-88 “Instrucciones para el Proyecto y la Ejecucion de Forjados Unidireccionales de Hormigon Armado o Pretensado”.

Na fixação da altura mínima (h) da laje acabada, para dispensa da verificação da flecha, será adotada a tabela 12 da página 98.

Adotar-se-á a mesma altura (h) da laje para os demais vãos livres da figura 46.

4.5.1 Condições gerais:

- aço CA-50;
- os tramos serão considerados bi-apoiados, conforme discutido em 4.4;
- l_{\max} adotado é igual a 6,37 m;
- utilização de piso sem alvenarias sobre a laje.

Donde tem-se da tabela citada: $d \geq \frac{l}{24} = 0,26 \text{ m}$.

Como a altura da nervura é maior que 20% do entrevão entre as mesmas (0,50 cm), pode-se reduzir em 10% o valor da altura mínima obtida, assim:

$$d \geq 0,90 \cdot 0,26 = 0,23 \text{ m}.$$

4.5.2 Dimensionamento

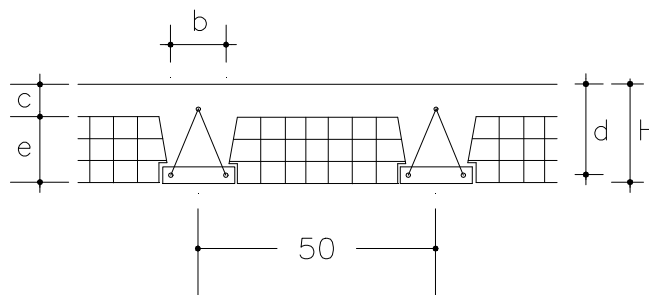


FIGURA 58 – Seção Transversal das Lajes com Vigotas Treliçadas

$$\begin{array}{ll} H = 0,23 \text{ m} & b_w = 0,50 \text{ m} \\ c = 0,50 \text{ m} & b = 0,10 \text{ m} \\ e = 0,18 \text{ m} & d = 0,21 \text{ m} \end{array}$$

- Cargas Permanentes:

Peso próprio: $2,2 \text{ kN/m}^2$

Revestimento inferior: $0,4 \text{ kN/m}^2$

Revestimento de piso: $0,9 \text{ kN/m}^2$

$$\sum g_{perm} = 3,50 \text{ kN/m}^2$$

- Cargas Acidentais:

Piso para escritório = $2,0 \text{ kN/m}^2$

Considerar-se-á unidirecionalidade para cálculo das nervuras, considerando apoio simples.

- Cálculo da armadura de flexão por vigotas.

Tem-se, por nervura:

$$q_{tk} = g_k + q_k = 3,5 + 2,0 = 5,5 \text{ kN/m}^2$$

$$q_{tk,nervura} = 0,50 \cdot 5,5 = 2,750 \text{ kN/m}$$

$$M_k = \frac{q_k \cdot l^2}{8} = 13,9 \text{ kN.m}$$

Para $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ na capa e CA-50, tem-se $A_{s,nervura} = 2,23 \text{ cm}^2$

$K_y = 0,08 \Rightarrow y = d \cdot K_y = 1,68 \text{ cm} \Rightarrow$ a linha neutra encontra-se na capa.

- Verificação do esforço cortante no apoio

$$V_k = \frac{q_k \cdot l}{2} = \frac{2,75 \cdot 6,37}{2} = 8,75 \text{ kN}$$

Segundo EF-88, para dispensa de armadura transversal, este esforço deverá cumprir:

$$V_d \leq V_{u1} = 2 \cdot f_{cv} \cdot b \cdot d \quad \text{onde } f_{cv} = 0,30 \cdot f_{cd} = 0,30 \cdot \frac{25}{1,4} = 5,35 \text{ MPa}$$

$V_{u1} = 2 \cdot 5,35 \cdot 10^3 \cdot 0,10 \cdot 0,21 = 224 \text{ kN} \gg V_d = 1,40 \cdot 8,75 = 12,25 \text{ kN} \Rightarrow$
 não há necessidade de armadura transversal próxima às seções de apoio.

- Cálculo da armadura de distribuição na capa

Segundo EF-88, a armadura mínima de distribuição na capa será no sentido transversal à vigota:

$$A_1 \geq \frac{500 \cdot C}{f_{yd}} = 0,58 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{onde } C = 5 \text{ cm (espessura da capa).}$$

No sentido paralelo à vigota, adotar-se-a 50% desse valor:

$$A_2 = 0,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

4.5.3 Situações Transitórias

Na fase de concretagem da capa, o espaçamento entre linhas de escoras da figura 57, página 115, obedece ao espaçamento máximo permitido para o uso do painel treliçado de 20cm de altura. Este espaçamento é dado em função dos diâmetros que compõem o banzo superior da treliça e as diagonais. No caso específico, utilizar-se-á para diâmetro do banzo superior $f = 7 \text{ mm}$, e para as diagonais $f = 5 \text{ mm}$, obtendo-se, através de catálogos do fabricante, como limite superior para as linhas de escoramento 1,70m. A Norma Brasileira de especificação e utilização desta tipologia de laje, em fase de estudos, regulamentará os espaçamentos máximos permitidos entre escoras para cada tipo de painel treliçado comercialmente produzido no Brasil.

4.6 Cálculo e Dimensionamento de Viga de Seção Composta

Será escolhida como exemplo de dimensionamento a pré-viga PVP5. Esta viga não pertence aos pórticos de contraventamento descritos no item 4.3. Desse modo, não se aplica a majoração de 20% aos esforços solicitantes previstos na NBR 9062 no caso de consideração das ligações rígidas com limitação da rotação efetiva não comprovada. As vigas que compõem tais pórticos deverão ser dimensionadas com esta majoração dos esforços.

Neste exemplo, não será considerado o cálculo das situações transitórias, pois, neste caso específico, os esforços provocados nesta etapa não são críticos para dimensionamento do elemento.

Os parâmetros de dimensionamento desta viga são:

$$\begin{aligned} h_{\text{parcial}} &= 0,40 \text{ m}; & d_{\text{parcial}} &= 0,37 \text{ m}; \\ h_{\text{total}} &= 0,63 \text{ m}; & d_{\text{total}} &= 0,60 \text{ m} \\ b_w &= 0,20 \text{ m}; & & \\ f_{ck} &= 25 \text{ MPa}; & & \text{aço CA-50.} \end{aligned}$$

A envoltória das solicitações desta viga encontra-se ilustrada na figura 61, página 126.

4.6.1 Dimensionamento em Estado de Serviço

A Estado Limite de Ruptura

- Na flexão do vão:

$$M_{k,\text{max}} = 250 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 16,14 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotado } 5 \text{ } f20,0\text{mm}$$

$$A'_s = 4,60 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotado } 2 \text{ } f20,0\text{mm}$$

- Na flexão do apoio:

$$M_{k,\text{max}} = 180 \text{ kN.m}$$

$$A_s = 12,80 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotado } 4 \text{ } f20,0\text{mm}$$

Detalhes do escalonamento conforme Apêndice I.

- Cortante máxima no apoio

$$V_{k,\max} = 235 \text{ kN}$$

$$t_{wd} = \frac{g_f \cdot V_k}{b_w \cdot d} = 2,74 \text{ MPa}$$

$$t_{wu} = \frac{0,25 \cdot f_{ck}}{1,4} = 4,46 \text{ MPa} > t_{wd} \text{ OK !}$$

$$t_d = 1,15 \cdot t_{wd} - t_c = 2,64 \text{ MPa onde } t_c = 0,51 \text{ MPa}$$

$$r_t = \frac{t_d}{f_{yd}} = 0,005 \text{ para aço CA-60}$$

$$A_{st} = r_t \cdot b_w \cdot s = 1,31 \text{ cm}^2 \text{ para } s = 13 \text{ cm}$$

⇒ adotado estribo duplo $f6,3\text{mm c/ } 13 \text{ cm}$

Distribuição da armadura transversal conforme Apêndice I.

B Estado Limite de Utilização

B.1 Deformação

Adotar-se-á, para verificação da flecha, o processo aproximado sugerido por MONTOYA et al (1991), que segue:

$$a_0 = \mathbf{a} \cdot \frac{M_k \cdot l^2}{E_c \cdot I_e} \quad (60)$$

onde:

- a_0 - flecha instantânea;
- M_k - momento de serviço;
- l - vão livre do tramo correspondente;
- I_e - momento de inércia efetivo da seção fissurada;
- \mathbf{a} - coeficiente de tramo, conforme vínculos de apoio;
- E_c - módulo de elasticidade secante do concreto.

Tem-se, para a viga PVP5:

$$M_k = 250 \text{ kN.m} \quad l = 6,85 \text{ m} \quad a = 1/23 \quad E_c = 32031 \text{ MPa}$$

Para determinação do momento de inércia efetivo da seção (I_e), adotar-se-á a expressão de BRANSON:

$$I_e = \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^3 \cdot I_0 + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_k} \right)^3 \right] \cdot I_2 \quad (61)$$

onde:

- $M_k = 250 \text{ kN.m}$
- $I_0 = 4,16 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ – momento de inércia da seção de concreto;
- I_2 - momento de inércia da seção fissurada:

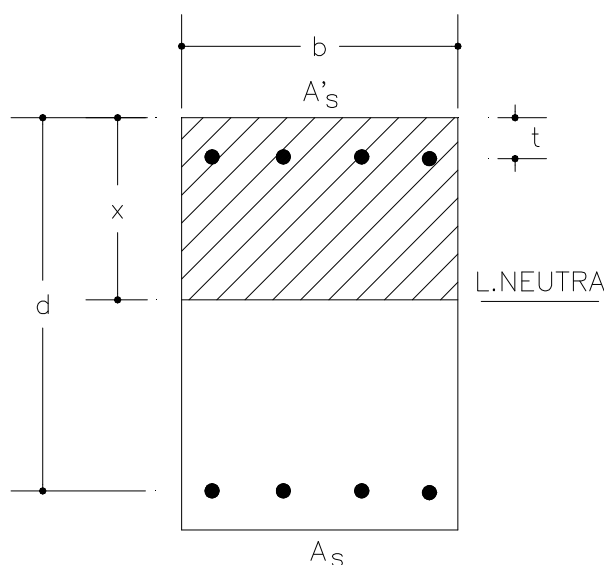


FIGURA 59 – Seção Transversal da Viga PVP5

A posição da linha neutra (x), para seção retangular com armadura de compressão, pode ser expressa por:

$$x = \frac{n \cdot (A_s + A'_s)}{b_w} + \sqrt{\left[\left(\frac{n \cdot (A_s + A'_s)}{b_w} \right)^2 + \frac{2 \cdot n}{b_w} \cdot (d \cdot A_s + t \cdot A'_s) \right]} \quad (62)$$

onde:

$$\begin{aligned} n &= \frac{E_s}{E_c} = 6,56 & b_w &= 0,20 \text{ m} \\ A_s &= 15,75 \text{ cm}^2 & t &= 0,03 \text{ m} \\ A'_s &= 6,30 \text{ cm}^2 & d &= 0,60 \text{ m} \end{aligned}$$

Tem-se, da expressão (62): $x = 18,93 \text{ cm}$.

Para cálculo da inércia da seção fissurada (I_2), com armadura comprimida, tem-se:

$$I_2 = \frac{b \cdot x^3}{3} + n \cdot A_s \cdot (d - x)^2 + n \cdot A'_s \cdot (x - t)^2 = 2,29 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

- M_{cr} - momento fletor de fissuração, expresso por:

$$M_{cr} = \frac{f_{ct} \cdot I_0}{y} = \frac{0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} \cdot I_0}{y} = 24,28 \text{ kN.m}$$

y – distância do centro de gravidade da seção de concreto à fibra mais tracionada;

Donde temos, da expressão (61):

$$I_e = 2,30 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4;$$

e da expressão (60):

$$a_0 = 0,007 \text{ m}$$

Segundo ainda MONTROYA et al (1991), tem-se, aproximadamente, para flecha final:

$$a = \mathbf{b} \cdot a_0 \quad (63)$$

onde \mathbf{b} é adotado em função da taxa de armadura comprimida e do tempo de duração da carga em anos, sendo para o caso ($r' = 0,05$ e $t \geq 5$ anos) $\mathbf{b} \cong 1,25$.

Portanto, temos, da expressão (63):

$$a = 0,008 \text{ m} \Rightarrow \frac{a}{l} = \frac{1}{782} \ll \frac{a}{350} \text{ considerado flecha limite segundo}$$

revisão da NBR 6118.

B.2 Limitação da Abertura de Fissura

A NBR 6118, apoiada em resultados experimentais, admite que o estado limite de utilização por fissuração não é atingido desde que respeitada uma das desigualdades seguintes:

$$\frac{f}{2 \cdot h_b - 0,75} \cdot \frac{s_s}{E_s} \cdot \left(\frac{4}{r_r} + 45 \right) \leq \begin{matrix} 1, \text{ para } w \leq 0,1 \text{ mm} \\ 2, \text{ para } w \leq 0,2 \text{ mm} \\ 3, \text{ para } w \leq 0,3 \text{ mm} \end{matrix} \quad (64)$$

$$\frac{f}{2 \cdot h_b - 0,75} \cdot \frac{s_s}{E_s} \cdot \frac{3 \cdot s_s}{f_{tk}} \leq \begin{matrix} 1, \text{ para } w \leq 0,1 \text{ mm} \\ 2, \text{ para } w \leq 0,2 \text{ mm} \\ 3, \text{ para } w \leq 0,3 \text{ mm} \end{matrix} \quad (65)$$

onde:

- f - diâmetro das barras da armadura, em mm;
- h_b - coeficiente de aderência do aço empregado;
- f_{tk} - valor característico da resistência à tração do concreto
- s_s - tensão de serviço na armadura.

A tensão de serviço na armadura pode ser obtida pela expressão:

$$s_s = \frac{n \cdot M(d - x)}{I_2} \quad (66)$$

onde:

$$\begin{aligned} x &= 18,93 \text{ cm} & I_2 &= 2,29 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4 & n &= 6,56 \\ d &= 0,60 \text{ m} & M &= 250 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Donde temos: $s_s = 294 \text{ MPa}$

A taxa geométrica da armadura na seção transversal de concreto A_{cr} interessada pela fissuração, isto é, $r_r = \frac{A_s}{A_{cr}}$, segundo NBR 6118, A_{cr} para o caso é igual:

$$A_{cr} = 0,25 \cdot b_w \cdot h = 315 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad r_r = 0,05$$

Na expressão (64):

$$\frac{20}{2 \cdot 1,5 - 0,75} \cdot \frac{294}{210000} \cdot \left(\frac{4}{0,05} + 45 \right) = 1,55 < 3$$

Portanto, a condição de abertura de fissuras em ambientes protegidos está satisfeita.

C Verificação de Cisalhamento na Interface da Viga Composta PVP5

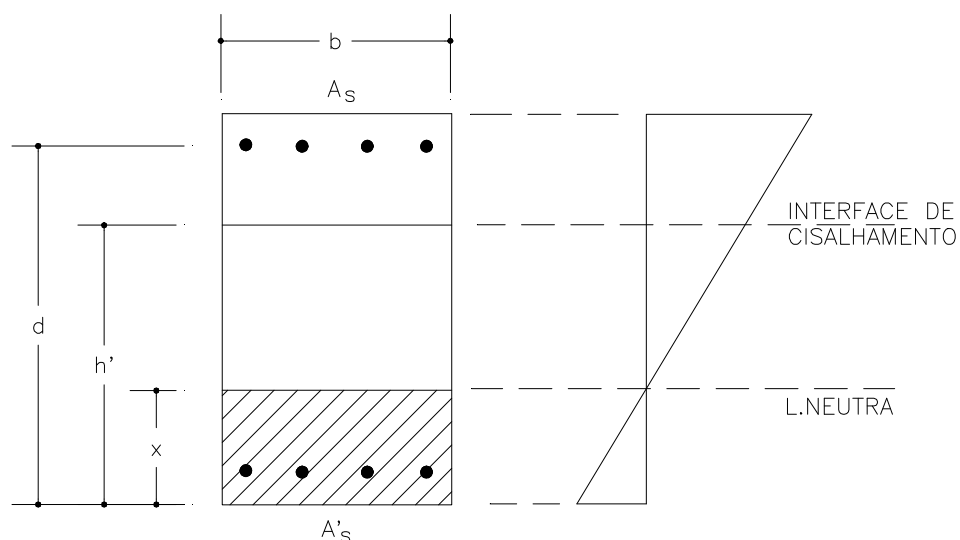


FIGURA 60 – Situação da Linha Neutra em Relação à Interface de Cisalhamento

Segundo a envoltória de solicitação da viga PVP5, na figura 61, o trecho crítico de análise da tensão de cisalhamento da interface situa-se do momento negativo máximo até o ponto de momento nulo mais próximo, donde tem-se:

$$a_v = 1,05 \text{ m} \quad h' = 0,40 \text{ m} \quad \Delta M = 183 \text{ kN.m} \quad d = 0,60 \text{ m}$$

$$r_{\text{trecho}} = 0,004 \text{ (adotado conforme apêndice I)} \quad \text{Aço CA-60}$$

Da expressão (51) da página 80, a tensão de cisalhamento horizontal média no trecho considerado é:

$$t_d = \frac{R_{cc}}{b_w \cdot a_v}$$

Considerar-se-á a posição da linha neutra (x), para momento negativo no apoio, seja $x \ll h'$, conforme figura 60.

Sendo:

$$R_{cc} = \frac{\Delta M}{z} \quad \text{onde } z \cong 0,9 \cdot d$$

donde tem-se:

$$R_{cc} = \frac{183}{0,9 \cdot 0,60} = 338,8 \text{ kN}$$

na expressão (51), tem-se:

$$t_d = \frac{1,4 \cdot 338,8}{0,20 \cdot 1,05} = 2,25 \text{ MPa}$$

Tomando como valor limite da tensão de cisalhamento resistente na interface (t_{rd}), recomendado pela NBR 9062, dada pela expressão (52), da página 81:

$$t_{rd} = b_s \cdot f_{yd} \cdot r + b_c \cdot f_{ct}$$

Da tabela 6, página 81, tem-se, interpolando linearmente para $r = 0,004$:

$$b_s = 0,60 \quad b_c = 0,50$$

donde, tem-se

$$t_{rd} = 2,16 \text{ MPa} \quad \Rightarrow \quad t_d \cong t_{rd} \quad \text{OK !}$$

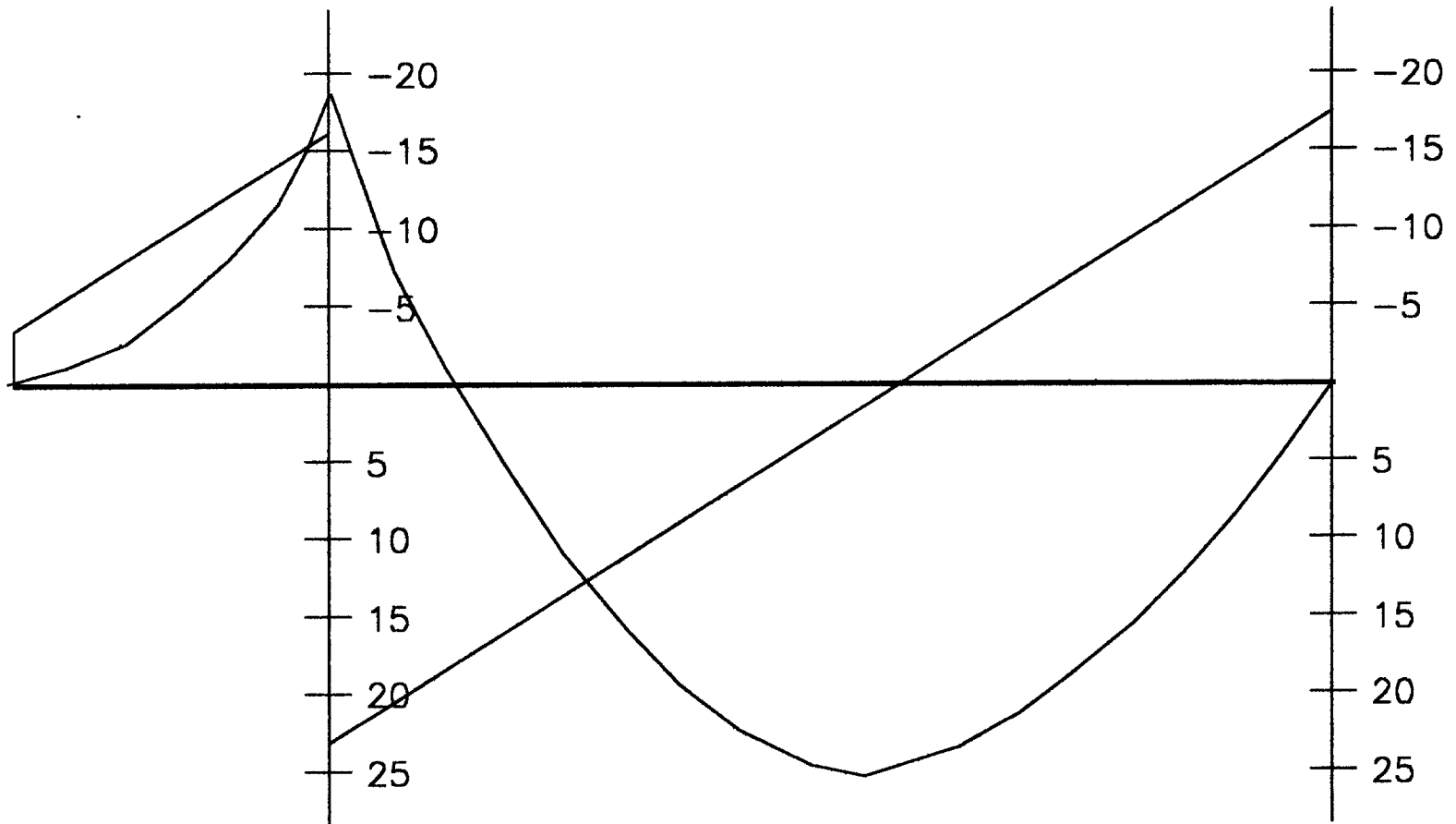


FIGURA 61 – Envoltória das Solicitações em Serviço da Pré-Viga PVP5

(Unidades: M - Tf.m e V - Tf)

4.7 Dimensionamento do Pilar P7

4.7.1 Estado de Serviço

Para o parâmetro de estabilidade global (α), obtido no item 4.3, sub-item G, tem-se garantido a indeslocabilidade dos nós da estrutura. Pode-se tomar, nestes casos, o comprimento de flambagem do pilar (l_f) isoladamente como sendo igual a altura do pé direito do andar correspondente.

A tabela 13, página 134, ilustra a envoltória das solicitações nos pilares, donde temos:

$$N_K = 777,6 \text{ kN}$$

$$M_{XK} = 21,10 \text{ kN.m}$$

$$M_{YK} = 34,30 \text{ kN.m}$$

$$l_{fx} = 4,50 \text{ m}$$

$$l_{fy} = 4,70 \text{ m}$$

$$I_x = 11,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_y = 31,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_x = 54,27$$

$$I_y = 31,18$$

$$f_{ck} = 25 \text{ MPa e Aço CA-50}$$

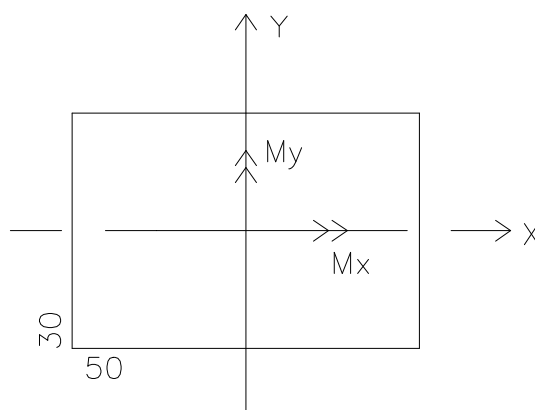


FIGURA 62 – Solicitações de Flexão no Pilar P7

Segundo NBR 6118, o caso é passível de decomposição da flexão oblíqua para flexões normais segundo eixo x e y independentes. Assim;

- direção x:

Para $40 < I_x < 80$, deverá ser avaliada excentricidade de 2ª ordem (e_2), segundo NBR 6118:

$$e_2 = \frac{l_e^2}{10} \cdot \left(\frac{1}{r}\right)_{base}$$

onde, para $d < 0,5$, temos:

$$\left(\frac{1}{r}\right)_{base} = \frac{0,0035 + f_{yd}/E_s}{h}$$

$$d = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} = \frac{1,4 \cdot 777,6 \cdot 10^3}{0,30 \cdot 0,50 \cdot 17,8 \cdot 10^6} = 0,407 < 0,50 \Rightarrow \left(\frac{1}{r}\right)_{base} = 0,0185 \text{ m}^{-1}$$

Assim, tem-se:

$$e_{2x} = \frac{4,50^2}{10} \cdot 0,0185 = 0,037 \text{ m}$$

$$e_{1x} = \frac{M_{xk}}{N_k} = \frac{21,10}{777,60} = 0,027 \text{ m}$$

$$e_{ax} = 0,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow m = \frac{N_d \cdot (e_{1x} + e_{ax} + e_{2x})}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h} = \frac{1,40 \cdot 777,60 \cdot (0,027 + 0,02 + 0,037)}{0,30 \cdot 0,50 \cdot 17,8 \cdot 10^6 \cdot 0,30} = 0,114$$

Segundo ábacos MONTROYA et al (1991), para

$$d = 0,407$$

$$m = 0,114$$

armadura disposta ao longo das duas faces maiores (50 cm)

$d' = 0,05 \cdot h$ (cobrimento de armadura)

$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ para $e = 0,2 \%$, tem-se:

$$w = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0,04 \Rightarrow A_{s \text{ 2 faces}} = 2,54 \text{ cm}^2.$$

Adotar-se-á: $A_{s \text{ 2 faces}} = 4 \text{ f } 10,0 \text{ mm}$

- direção y:

Para $I_x < 40$, não há excentricidade de 2ª ordem (e_2) a considerar.

$$e_{1y} = \frac{M_{yk}}{N_k} = \frac{34,30}{777,60} = 0,044 \text{ m}$$

$$e_{ay} = 0,02 \text{ m}$$

$$\Rightarrow m = \frac{N_d \cdot (e_{1x} + e_{ax})}{A_c \cdot f_{cd} \cdot h} = \frac{1,40 \cdot 777,60 \cdot (0,027 + 0,02)}{0,30 \cdot 0,50 \cdot 17,8 \cdot 10^6 \cdot 0,30} = 0,052$$

Segundo ábacos MONTROYA et al (1991), para

$$m = 0,114$$

armadura disposta ao longo das duas faces maiores (50 cm)

$d' = 0,05 \cdot h$ (cobrimento de armadura)

$f_{yd} = 420 \text{ MPa}$ para $e = 0,2 \%$, tem-se:

$$w = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{A_c \cdot f_{cd}} = 0 \quad \Rightarrow \quad A_{s \text{ 2 faces}} = 0$$

A armadura obtida na direção x é menor que a armadura mínima, conforme NBR 6118:

$A_s = 2,54 \text{ cm}^2 < A_{s,\min} = 0,8 \% \cdot A_c = 0,8 \% \cdot 50 \cdot 30 = 12 \text{ cm}^2$. Será adotado 4 f 16,0mm e 4 f 12,5mm, conforme ilustrado na figura 65, página 135

4.7.2 Situações Transitórias

A Desforma do Pilar P7

A moldagem do elemento dar-se-á no plano de maior inércia do mesmo, com 3 pontos de içamento verticais. Assim, tem-se, conforme item 3.4, página 83:

$$M^- = 0,012 \cdot g_k \cdot L^2$$

$$M^+ = 0,006 \cdot g_k \cdot L^2$$

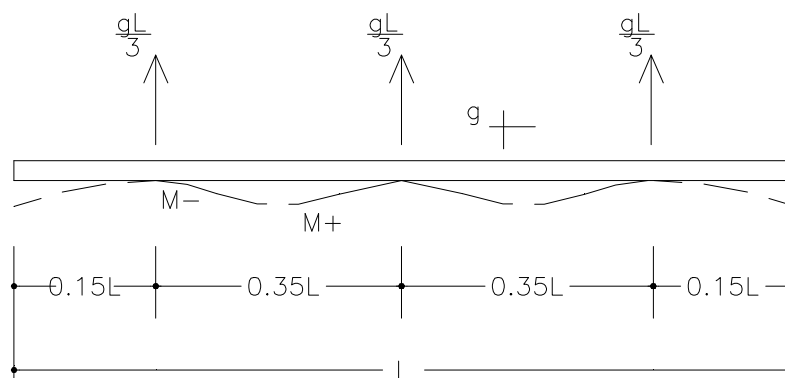


FIGURA 63 – Esquema Estático para Desforma do Pilar P7

sendo: $a = 0,50$ m;

$b = 0,30$ m;

$g_c = 25$ kN/m³

$L = 11,30$ m, $\Rightarrow g_k = a \cdot b \cdot g_c = 0,50 \cdot 0,30 \cdot 25 = 3,75$ kN/m

Considerando o carregamento provocado pela tensão de aderência do elemento com o molde, tem-se, conforme item 3.4, para moldes de aço:

$s_{ad} = 1,30$ kN/m²

$A_{sup\ erf.\ contato / m} = 0,50 + 0,30 + 0,50 = 1,30$ m²

$p_k = A_{sup\ erf.\ contato / m} \cdot s_{ad} = 1,69$ kN/m

Considerando Ação dinâmica no ato da desforma, adotar-se-á, segundo NBR 9062, $g_d = 1,30$. Assim, a ação estática equivalente:

$$(g_k + p_k)_{eq} = 1,30 \cdot (3,75 + 1,69) = 7,07 \text{ kN/m}$$

$$M_{k,eq} = 0,012 \cdot (g_k + p_k)_{eq} \cdot l^2 \Rightarrow M_{eq}^- = 10,83 \text{ kN.m e } M_{eq}^+ = 5,41 \text{ kN.m}$$

Para o ciclo de produção da usina, a desforma deverá ser feita com 24 Hs., neste caso temos, conforme figura 37, página 84:

- Fator água/cimento = 0,48
- Cimento ARI-Plus Ciminas
- $f_{c,1 \text{ dia}} = 18 \text{ MPa}$
- $S_d = 4,0 \text{ MPa}$ (controle rígido de usina)
- $f_{ck} = f_{c,1 \text{ dia}} - 1,65 \cdot S_d = 18 - 1,65 \cdot 4 = 11 \text{ MPa}$

A.1 Verificação do Estado Limite Último na Desforma

$$M_{\max,k} = 10,83 \text{ kN.m} \Rightarrow K_6 = \frac{b_w \cdot d^2}{M_k} = \frac{30 \cdot 47^2}{108,30} = 611$$

$$\text{CA-50 e } f_{ck} = 11 \text{ MPa} \Rightarrow K_3 = 0,33$$

$$A_s = \frac{k_3 \cdot M_k}{d} = \frac{0,33 \cdot 108,33}{47} = 0,76 \text{ cm}^2$$

A.2 Verificação do Estado Limite de Utilização

Para formação de fissuras (Estado I):

$$I_y = 31,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, x_{\max} = 0,25 \text{ m e } f_{c,1 \text{ dia}} = 11 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{M}{I_y} \cdot x = \frac{10,83 \cdot 10^3}{31,25 \cdot 10^{-4}} \cdot 0,25 = 866,4 \cdot \text{kN} / \text{m}^2 = 0,86 \cdot \text{MPa}$$

$$f_{ctk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,04 \text{ MPa} > s_{t, \text{serviço}} \text{ OK!}$$

B Armazenamento e Transporte

Será adotado empilhamento e transporte em até três níveis suportado por três apoios dispostos do mesmo modo que o içamento. Não será necessário, no caso, a sua verificação para os estados limites último de ruptura e segurança.

C Montagem do Pilar P7

Nesta fase adotar-se-á a hipótese mais crítica supondo a possibilidade de, durante o instante de seu levantamento com um só ponto de içamento, o pilar girar e ser solicitado no seu lado de menor inércia, dessa forma, tem-se:

$$g_{k,eq} = g_{din} \cdot g_k = 1,3 \cdot 3,75 = 4,87 \text{ kN/m}$$

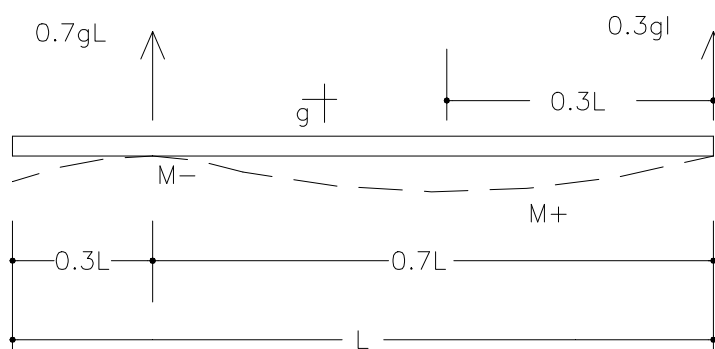


FIGURA 64 – Esquema Estático para Içamento do Pilar P7

C.1 Verificação do Estado Limite de Ruptura

$$M_k = 0,043 \cdot g_{k,eq} \cdot l^2 = 26,73 \text{ kN.m}$$

$$M_d = g_f \cdot M_k = 1,20 \cdot 26,73 = 32,08 \text{ kN.m}$$

$$d = 30 - 3 = 27 \text{ cm}, b_w = 50 \text{ cm}, f_{ck} = 25 \text{ MPa e aço CA-50} \Rightarrow$$

$$\Rightarrow A_s = 4,38 \text{ cm}^2 \text{ ou } 4 \text{ } \bar{f}12,5 \text{ mm na face tracionada.}$$

C.2 Verificação do Estado Limite de Utilização

Para formação de fissuras (Estado I):

$$I_x = 11,25 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4, y_{\max} = 0,15 \text{ m e } f_{ck, 1 \text{ dia}} = 25 \text{ MPa}$$

$$s = \frac{M}{I_x} \cdot y = 3,56 \cdot \text{MPa}$$

$f_{ctk} = 0,21 \cdot f_{ck}^{2/3} = 1,81 \text{ MPa} \Rightarrow$ poderá haver formação de fissuras nesta etapa de montagem, caso o pilar gire para o plano de menor inércia durante o içamento.

M	P1			P2			P3			P4		
	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN
1	-9,00	3,00	64,80	4,60	-3,90	122,00	12,70	3,10	68,70	-20,00	13,10	172,60
2	16,30	-5,50	186,30	-9,40	-0,40	342,90	-23,10	-6,10	201,30	19,10	-22,60	483,70
3	-29,40	3,00	309,50	17,90	-2,00	567,80	36,20	3,60	334,70	-21,20	24,40	797,00
4	28,90	-6,30		-17,80	2,60		-36,30	-6,40		29,20	-25,20	
5	-18,70	5,20		12,50	-2,50		21,90	5,70		-19,90	20,10	
6	16,10	9,90		-14,00	8,10		-19,30	-10,10		35,60	-22,90	

M	P5			P6			P7			P8		
	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN
1	4,30	-10,00	163,50	3,70	2,40	79,80	-19,60	-5,80	162,40	7,60	8,60	165,30
2	-4,80	-24,90	483,90	-3,90	-4,20	204,60	17,60	-6,20	466,10	-23,40	10,80	418,90
3	-8,10	62,20	812,20	2,80	-1,10	330,90	-21,00	-24,70	777,60	40,30	-54,80	679,80
4	5,00	-59,00		-5,10	-4,00		28,80	22,70		-38,80	49,80	
5	-6,80	34,50		3,80	3,90		-19,60	-19,10		27,90	-30,40	
6	-32,80	-30,90		-8,40	-9,20		34,30	21,10		-40,10	28,50	

M	P9			P10			P11			P12			P13		
	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN	Mx KN.m	My KN.m	N KN
1	8,00	1,00	99,10	-5,10	-6,10	54,70	3,40	-16,10	84,80	2,60	-16,50	95,30	7,10	-6,50	59,30
2	-1,90	-2,00	173,90	8,60	2,60	153,30	-6,30	6,50	237,50	-7,70	6,30	220,60	-9,70	1,30	121,00
3	-5,30	-3,40	250,00	-18,20	-5,30	25,50	-13,00	-2,00	392,70	15,00	-1,40	349,20	12,30	-2,70	184,10
4	4,50	3,60		17,80	7,20		12,60	7,10		-14,70	6,80		-12,40	5,00	
5	1,60	2,00		-12,50	-4,90		-9,90	-7,00		10,60	-6,60		9,70	-3,30	
6	-6,50	-8,20		11,90	8,90		10,50	10,40		-10,60	10,70		-10,00	9,30	

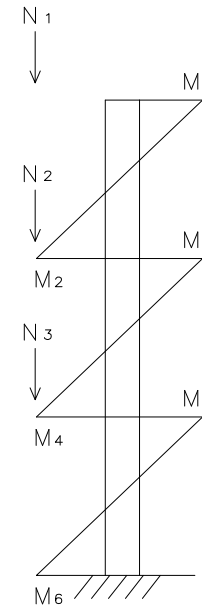


TABELA 13 – Envolvória das Solicitações em Pilares

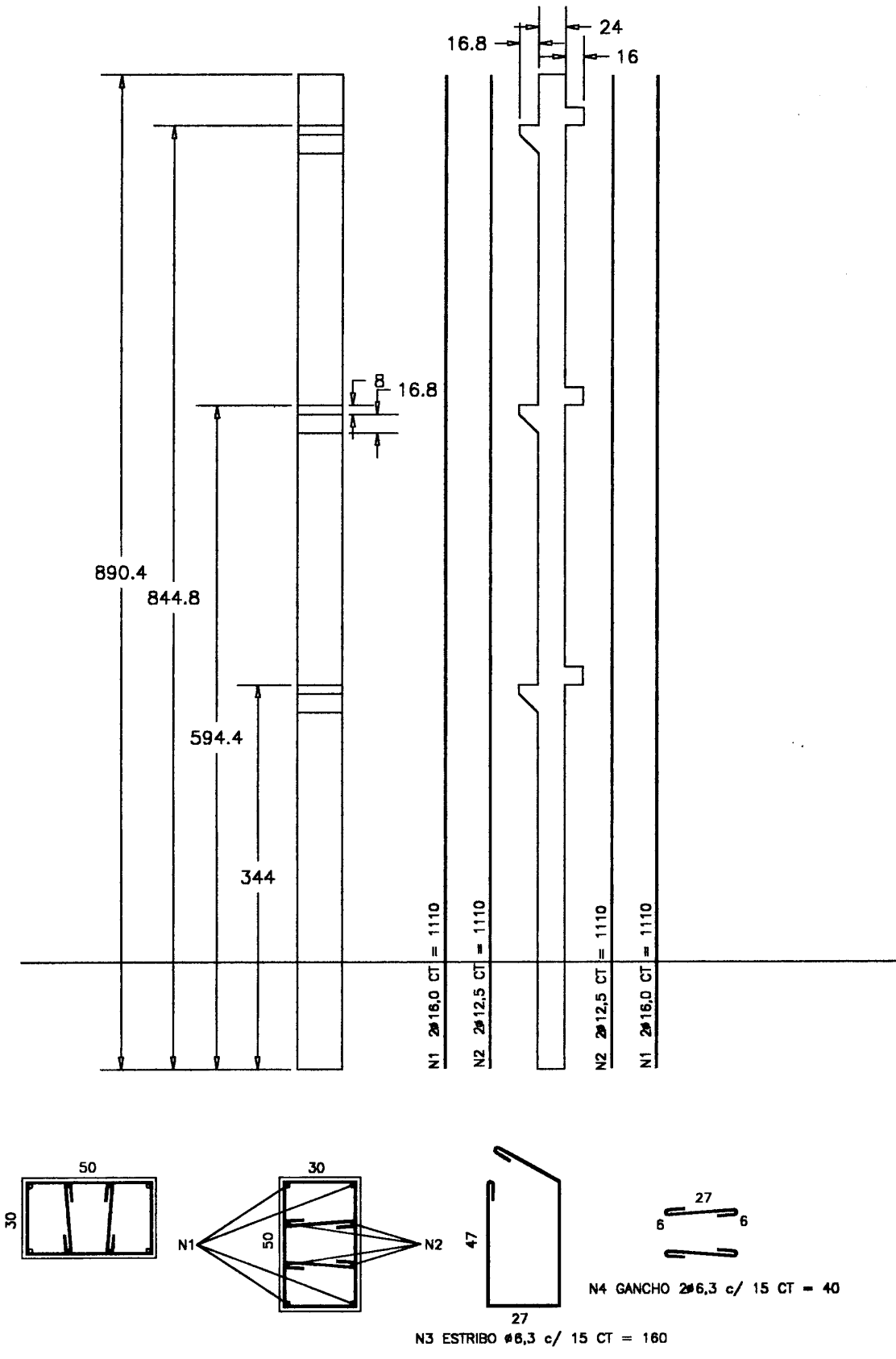


FIGURA 65 – Detalhamento de Armadura do Pilar P7

4.8 Dimensionamento do Cálce de Fundação

Será dimensionado o cálce do Pilar P7, com as seguintes solicitações, conforme tabela 13, ilustrada na página 134:

$$N_K = 777,60 \text{ kN}$$

$$M_{YK} = 34,30 \text{ kN.m}$$

$$M_{XK} = 21,10 \text{ kN.m}$$

$$H_{XK} = 17,50 \text{ kN}$$

$$H_{YK} = 13,00 \text{ kN}$$

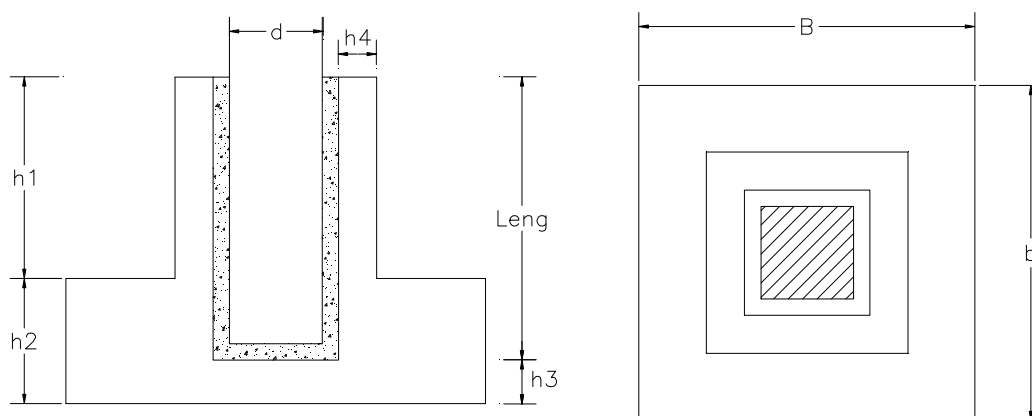


FIGURA 66 – Cálce de Fundação

4.8.1 Definição Geométrica do Cálce

Segundo o item 3.2.2.1, temos para L_{eng} :

- na direção x:

$$\frac{M}{N \cdot h} = \frac{21,10}{777,6 \cdot 0,30} = 0,09 \quad \Rightarrow \quad a = 1,50 \text{ (segundo NBR 9062)}$$

$$L_{eng} = 0,30 \cdot 1,50 = 0,45 \cdot m$$

- na direção y:

$$\frac{M}{N \cdot h} = \frac{34,3}{777,6 \cdot 0,50} = 0,088 \quad \Rightarrow \quad a = 1,50 \text{ (segundo NBR 9062)}$$

$$L_{eng} = 0,50 \cdot 1,50 = 0,75 \cdot m$$

adotando L_{eng} o maior dos valores acima, temos: $L_{eng} = 0,75 \cdot m$

Para a espessura da parede do cálice (h_4), temos, conforme o item 3.2.2.1:

$$h_4 \geq \frac{1}{3} \text{ menor dimensão interna do cálice} \Rightarrow h_4 \geq \frac{1}{3} (30+16) \text{ cm} = 15,30 \text{ cm.}$$

Adotar-se-á a espessura $h_4 = 20 \text{ cm.}$

Segundo LEONHARDT & MONNIG (1978), o comprimento de engaste do pilar no cálice (L_{eng}) deverá adentrar pelo menos 1/6 de seu valor na base do bloco. Então, tem-se:

$$h_2 - h_3 = \frac{1}{6} \cdot L_{eng} = \frac{1}{6} \cdot 0,75 = 0,125 \cdot m$$

4.8.2 Dimensionamento do Cálice

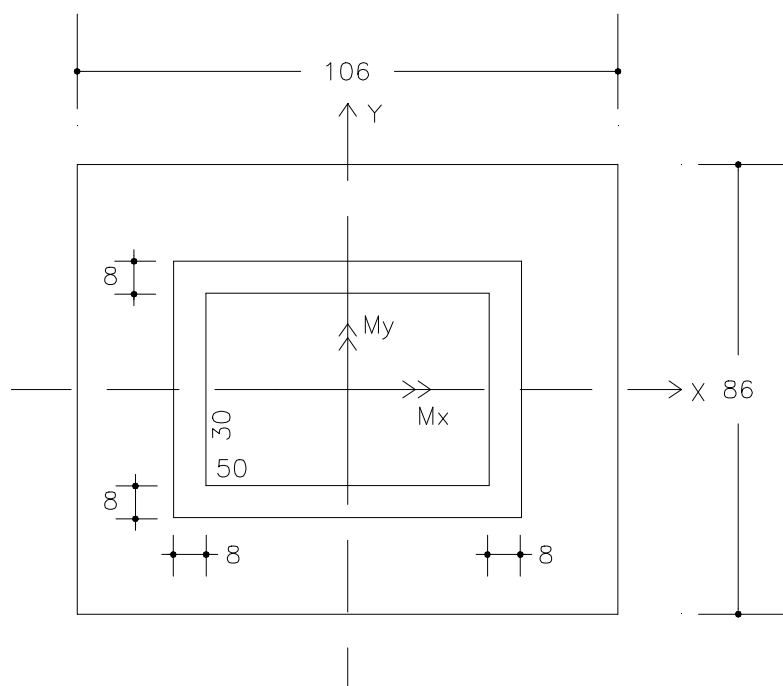


FIGURA 67 – Cálice de Fundação: Planta

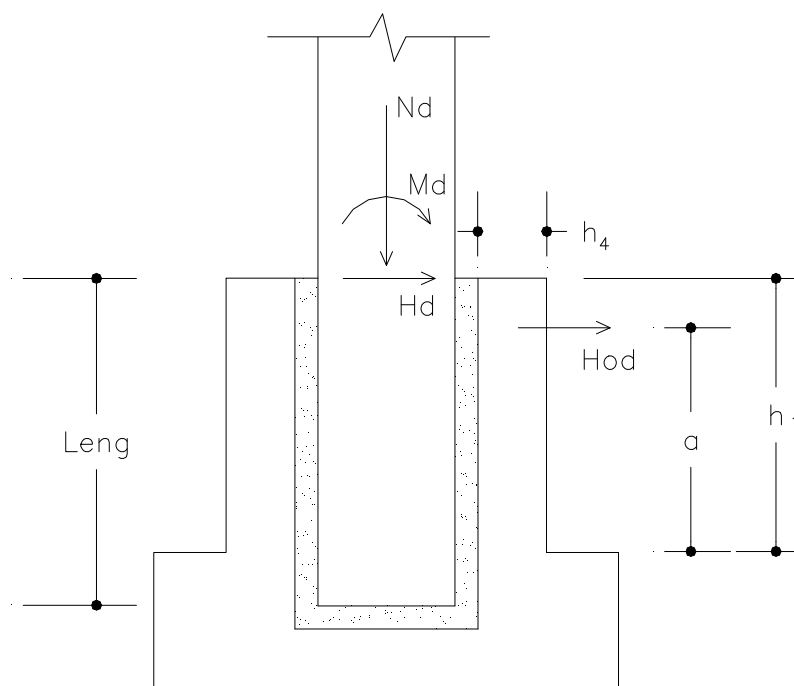


FIGURA 68 – Esquema das Ações Solicitantes no Cálice

O esforço horizontal H_{od} pode ser determinado conforme o item 3.2.2.1, expressão (12):

$$H_{odi} = \frac{3}{2} \cdot \frac{M_{di}}{L_{eng}} + \frac{5}{4} \cdot H_d$$

- Direção x:

$$H_{odX} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,4 \cdot 34,30}{0,75} + \frac{5}{4} \cdot 1,4 \cdot 17,5 = 126,66 \text{ kN}$$

- Direção y:

$$H_{odY} = \frac{3}{2} \cdot \frac{1,4 \cdot 21,10}{0,75} + \frac{5}{4} \cdot 1,4 \cdot 13 = 81,83 \text{ kN}$$

Para o cálculo da armadura no topo do cálice (A_{sh}), adotar-se-á simetria nesta armadura. Assim, temos:

$$A_{sh} = \frac{H_{od}}{2 \cdot f_{yd}} = \frac{126,66}{2 \cdot 2,43,48} = 1,46 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{adotar-se-á N1/N2 - 4 } f8,00\text{mm (CA-50)}$$

Para o cálculo da armadura vertical (A_{sv}), considerada como tirante do modelo resistente proposto no item 3.2.2.1, temos;

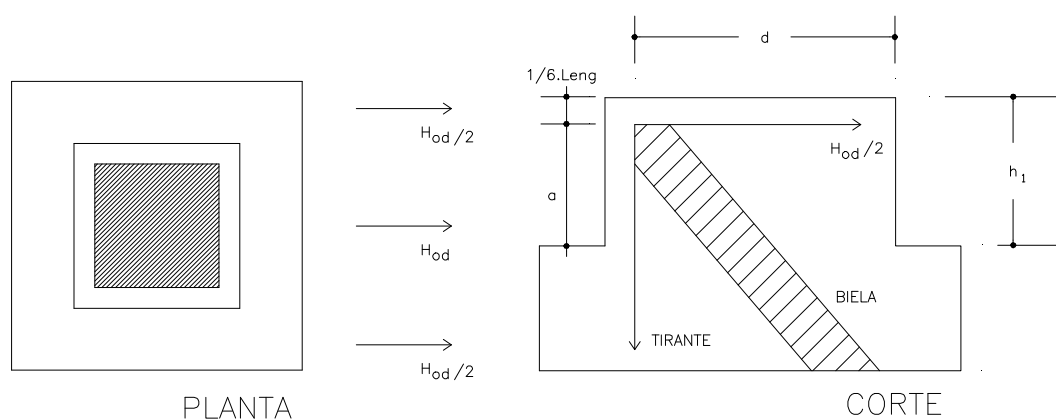


FIGURA 69 – Mecanismo Resistente de Consolo na Parede do Bloco

- Direção x:

$$H_{odx} = 126,66 \text{ kN} \quad L_{eng} = 75 \text{ cm} \quad h_1 = 62,5 \text{ cm}$$

$$d_x = 103 \text{ cm (altura útil = 106 - cobrimento da armadura 3 cm)}$$

$$a = h_1 - \frac{1}{6} \cdot L_{eng} = 50 \text{ cm}$$

$$A_{sv} = \left[0,1 + \frac{a}{d} \right] \cdot \frac{H_{od}}{2 \cdot f_{yd}} = \left[0,1 + \frac{50}{103} \right] \cdot \frac{126,66}{2 \cdot 43,48} = 0,85 \text{ cm}^2$$

- Direção y:

$$H_{ody} = 81,83 \text{ kN} \quad L_{eng} = 75 \text{ cm} \quad h_1 = 62,5 \text{ cm}$$

$$d_y = 83 \text{ cm (altura útil = 86 - cobrimento da armadura 3 cm)}$$

$$a = h_1 - \frac{1}{6} \cdot L_{eng} = 50 \text{ cm}$$

$$A_{sv} = \left[0,1 + \frac{a}{d} \right] \cdot \frac{H_{od}}{2 \cdot f_{yd}} = \left[0,1 + \frac{50}{83} \right] \cdot \frac{81,83}{2 \cdot 43,48} = 0,66 \text{ cm}^2$$

Adotar-se-á armadura simétrica $A_{sv} \Rightarrow N4 - 2 \text{ } f \text{ } 8,00\text{mm}$

A armadura de suspensão distribuída ao longo das paredes do cálice pode ser calculada, segundo NBR 9062, por:

$$A_{sv} = \frac{0,70 \cdot N_d}{f_{yd}} = \frac{0,70 \cdot 1,4 \cdot 777,6}{43,48} = 17,52 \text{ cm}^2 \quad - \text{ adotado: } N3 - 22 \text{ } f \text{ } 10,0\text{mm}$$

12 estribos verticais com duas pernas distribuídos uniformemente pelas paredes do cálice.

Conforme NBR 9062, o fundo do bloco deverá ainda ser verificado à punção para uma carga de $0,30 \cdot N_d$.

FIGURA 70 – Detalhamento de Armadura do Cálice de Fundação

4.9 Dimensionamento da Ligação Pilar P7 – Viga PVP5

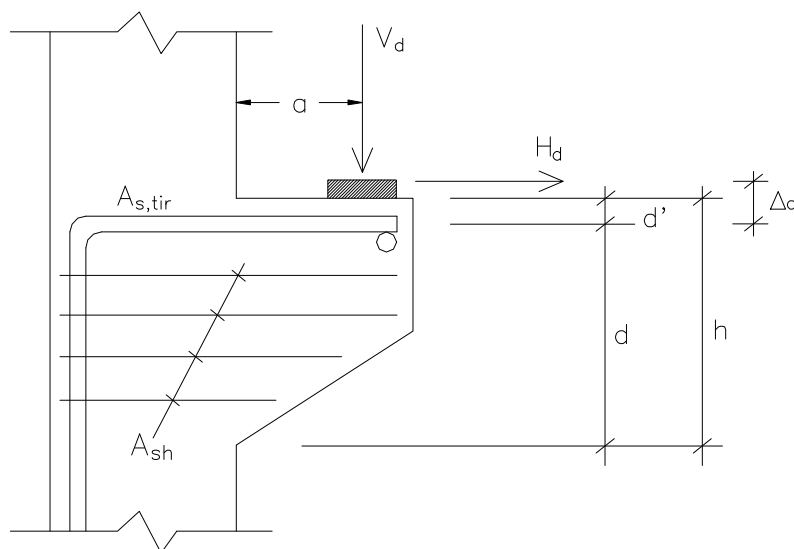


FIGURA 71 – Esquema de Cálculo da Ligação Articulada

Pilar P7 – Viga PVP5

onde:

- $V_d = g_f \cdot V_k = 1,40 \cdot 310 = 434 \text{ kN}$
- $d = 0,27 \text{ m}$
- $a = 0,11 \text{ m}$
- $H_d = 0,20 \cdot V_d = 86,8 \text{ kN}$ (segundo NBR 9062, com almofada de Neoprene)
- $m = 1,4$ - coeficiente de atrito para ligação concreto monolítico segundo tabela 5, página 60
- $\frac{a}{d} = 0,40$
- $b_w = 0,50 \text{ m}$

Da definição de consolo muito curto ($\frac{a}{d} < 0,5$), tem-se:

$$A_{s,tir} = \frac{0,80 \cdot V_d}{f_{yd} \cdot m} + \frac{H_d}{f_{yd}} = 7,69 \text{ cm}^2$$

$$r = \frac{A_{s,tir}}{d \cdot b_w} = 0,0056$$

Da expressão (26), da página 60, tem-se as limitações de t_{wu} :

$$t_{wu} = 3,0 + 0,90 \cdot r \cdot f_{yd} = 5,19 \text{ MPa} \leq 0,30 \cdot f_{cd} \text{ ou } 6 \text{ MPa}$$

$$t_{wd} = \frac{V_d}{b_w \cdot d} = 3,20 \text{ MPa} < t_{wu} \quad \text{OK!}$$

A armadura calculada está disposta conforme figura 71 da página 142.

$$A_{sh} = 0,40 \cdot A_{s,tir} = 3,07 \text{ cm}^2$$

4.10 Resumo dos Custos Obtidos

A tabela 14 ilustra os resultados obtidos na solução adotada para estrutura pré-moldada. Não está incluso o valor do BDI (Benefício e Despesas Indiretas), nem também custos de origem tributária. Estes fatores serão discutidos em 4.11.

DISCRIMINAÇÃO	UN.	QUANT.	CUSTO UN.	CUSTO TOT.
PILARES				
Concreto C-25	m3	15,20	R\$ 88,00	R\$ 1.337,60
Armadura de aço processada	kg	1.687,67	R\$ 1,05	R\$ 1.772,05
Ganchos para içamento	kg	35,10	R\$ 0,75	R\$ 26,33
Cantoneiras do portico	un	42,00	R\$ 4,19	R\$ 175,98
MO - Oficial - moldagem	h	58,50	R\$ 6,00	R\$ 351,00
MO - Servente - moldagem	h	117,00	R\$ 3,26	R\$ 381,42
MO - Oficial - acabamentos	h	58,50	R\$ 6,00	R\$ 351,00
MO - Servente - acabamentos	h	117,00	R\$ 3,26	R\$ 381,42
Chapas das ligações pilar-fund.	un	9,00	R\$ 110,00	R\$ 990,00
Transporte e montagem	gl	1,00	R\$ 700,00	R\$ 700,00
Total pilares:				R\$ 6.466,80
VIGAS DOS PISOS				
Concreto C-25	m3	22,70	R\$ 88,00	R\$ 1.997,60
Armadura de aço processada	kg	2.840,75	R\$ 1,05	R\$ 2.982,79
Ganchos para içamento	kg	64,00	R\$ 0,75	R\$ 48,00
Cantoneiras do portico	un	28,00	R\$ 4,19	R\$ 117,32
MO - Oficial - moldagem	h	64,00	R\$ 6,00	R\$ 384,00
MO - Servente - moldagem	h	64,00	R\$ 3,26	R\$ 208,64
MO - Oficial - acabamentos	h	32,00	R\$ 6,00	R\$ 192,00
MO - Servente - acabamentos	h	32,00	R\$ 3,26	R\$ 104,32
Transporte e montagem	gl	1,00	R\$ 1.300,00	R\$ 1.300,00
Total vigas dos pisos				R\$ 7.334,67
VIGAS DA COBERTURA				
Concreto C-25	m3	10,26	R\$ 88,00	R\$ 902,88
Armadura processada	kg	1.067,74	R\$ 1,05	R\$ 1.121,13
Ganchos para içamento	kg	32,00	R\$ 0,75	R\$ 24,00
Chumbadores do pórtico	un	14,00	R\$ 4,19	R\$ 58,66
MO - Oficial - moldagem	h	32,00	R\$ 6,00	R\$ 192,00
MO - Servente - moldagem	h	32,00	R\$ 3,26	R\$ 104,32
MO - Oficial - acabamentos	h	16,00	R\$ 6,00	R\$ 96,00
MO - Servente - acabamentos	h	16,00	R\$ 3,26	R\$ 52,16
Transporte e montagem	gl	1,00	R\$ 700,00	R\$ 700,00

Total vigas da cobertura R\$ 3.251,15				
LAJES PISO h23 (397,80m2)				
Treliça TR-20	kg	1.150,00	R\$ 1,12	R\$ 1.288,00
EPS	m3	50,12	R\$ 46,72	R\$ 2.341,61
Concreto com pedrisco	m3	3,03	R\$ 72,00	R\$ 218,16
Armadura processada	kg	2.189,49	R\$ 0,90	R\$ 1.970,54
Tela de aço Q-61	m2	418,00	R\$ 1,43	R\$ 597,74
Concreto C-20 - bombeado	m3	34,64	R\$ 107,00	R\$ 3.706,48
Oficial	h	102,00	R\$ 6,00	R\$ 612,00
Servente	h	408,00	R\$ 3,26	R\$ 1.330,08
Escor. metálico - locação	m2	397,80	R\$ 3,50	R\$ 1.392,30
Transporte	gl	1,00	R\$ 120,00	R\$ 120,00
Total lajes h23				R\$ 13.576,91
LAJES DE COBERTURAS h17 (249,33)				
Treliça TR-12	kg	470,00	R\$ 1,12	R\$ 526,40
EPS	m3	21,25	R\$ 46,72	R\$ 992,80
Concreto com pedrisco	m3	1,91	R\$ 72,00	R\$ 137,52
Armadura processada	kg	830,00	R\$ 0,90	R\$ 747,00
Tela de aço Q-61	m2	262,50	R\$ 1,43	R\$ 375,38
Concreto C-20 - bombeado	m3	18,00	R\$ 107,00	R\$ 1.926,00
Oficial	h	42,50	R\$ 6,00	R\$ 255,00
Servente	h	170,00	R\$ 3,26	R\$ 554,20
Escor. metálico - locação	m2	249,33	R\$ 3,50	R\$ 872,66
Transporte	gl	1,00	R\$ 90,00	R\$ 90,00
Total lajes h17				R\$ 6.476,95
Custo total de pilares e vigas:				R\$ 17.052,61
Custo total de lajes:				R\$ 20.053,86
Custo total da estrutura:				R\$ 37.106,47

US\$/R\$=1,15 (nov/1997)

TABELA 14 - Resumo de Custos da Estrutura.

RESUMO DE CUSTOS DA ESTRUTURA

PILARES	R\$ 6.466,80
VIGAS	R\$ 10.585,82
LAJES	R\$ 20.053,86
TOTAL	R\$ 37.106,48
MÃO DE OBRA	R\$ 5.549,56
MATERIAIS	R\$ 28.646,92
TRANSPORTE E MONTAGEM	R\$ 2.910,00

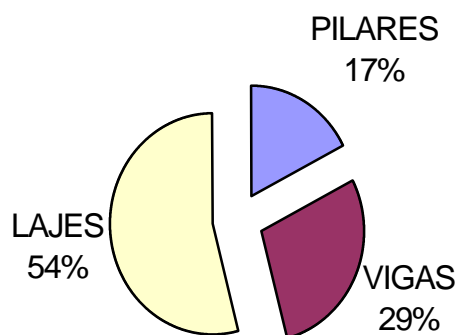


FIGURA 72 - Distribuições Percentuais dos Custos da Estrutura

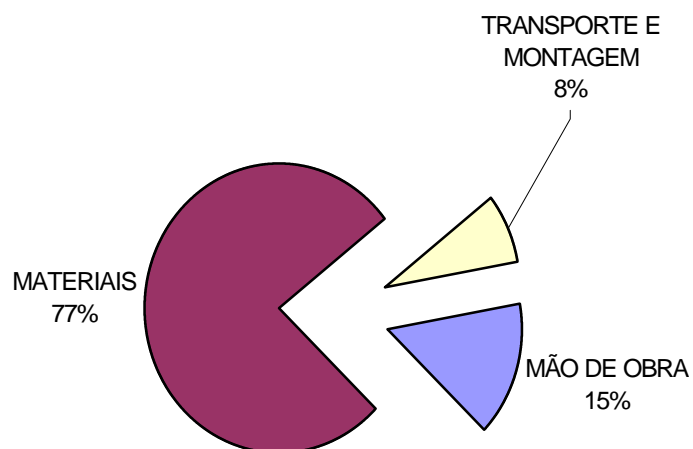


FIGURA 73 - Relação entre Mão de Obra, Materiais e Transporte e Montagem

4.11 Análise da Viabilidade Tecno-econômica

4.11.1 A Questão do Transporte

Os resultados ilustrados na figura 73, da página anterior, mostram que os custos relativos ao transporte e montagem dos elementos pré-moldados atingiram 8% dos custos de produção da estrutura para o caso em questão. Este índice é baixo e é compreendido por duas razões básicas:

- a distância transportada dos elementos pré-moldados não excede 20 Km;
- emprego de elementos com seção parcial (vigas e lajes).

É frequente este índice chegar próximo aos 15%, considera-se limite para análise de viabilidade tecno-econômica quando este índice se aproxima dos 20% do custo de produção.

Tendo em consideração que o custo médio do m³ de estrutura pré-moldada transportada por nossas rodovias é da ordem de R\$ 0,28 / m³.Km, e considerando o custo da produção do m³ de estrutura da ordem de R\$ 350,00, tem-se que, para atingir 20% desse valor (R\$ 70,00) pode-se transportá-la até uma distância limite de aproximadamente 250 Km.

É claro que, em casos excepcionais, estes limites não se aplicam. É o caso das obras emergenciais e outras circunstâncias pouco comuns.

4.11.2 A Questão Tributária

É questão importante a ser analisada no estudo do emprego das estruturas pré-moldadas.

Uma razão fundamental que pode, de certa forma, explicar as dificuldades de aplicação de produtos mais industrializados nas obras brasileiras, é sem dúvida, a irracionalidade tributária no Brasil.

Todo ganho provocado por conquistas de ordem tecnológica e de racionalização do processo produtivo, muitas vezes ficam inválidos pelos custos tributários vigente.

São impostos municipais, estaduais e federais que se superpõem nas diversas fases do processo (produção e comercialização). As fontes geradoras incidem,

na sua maior parte, sobre o preço final de venda. Os tributos atingem facilmente à ordem de 20% do preço final de venda do produto estrutura.

4.11.3 Parâmetro para fixação do B.D.I (Benefícios e Despesas Indiretas)

A determinação desse parâmetro é importante na medida em que, além de permitir a reprodução do conjunto das atividades cotidianas da empresa, permite o investimento em novas máquinas, equipamentos e ou processos de produção. Sua avaliação é feita basicamente com base nas seguintes informações:

- conhecimento mais detalhado possível dos custos indiretos que ocorrem a nível de cada usina;
- grau de incerteza dos índices de produtividade, a ser obtido pelas equipes de trabalho, sobretudo nas partes de montagem dos elementos pré-moldados;
- nível de custos previstos no item transporte e montagem. A medida que este cresce, há uma tendência de fixar menores percentagens para o BDI, no sentido de viabilizar o emprego da solução pré-moldada indicada;
- nível de atividade econômica vigente no período em questão, no segmento da construção civil. Em geral, este índice situa-se entre 20 e 30% sobre os custos de produção.

4.12 Análise dos Resultados

Segundo Tabela 14, da página 144, tem-se para custo total da estrutura pré-moldada: R\$ 37.106,47. Segundo ainda mesma tabela, tem-se um consumo de concreto total igual a 105,74 m³.

Obtendo um custo de produção da estrutura por m³ (C_p):

$$C_p = \frac{37.106,47}{105,74} = 350,92 \text{ R\$/m}^3$$

Considerando um BDI médio de 25%, tem-se o Preço de Venda (P_v):

$$P_v = \text{BDI} \cdot C_p = 1,25 \cdot 350,92 = 438,65 \text{ R\$/m}^3$$

Considerando ainda, por estimativa, as incidências tributárias ponderadas em 4.11.2, têm-se o Preço Final de Venda (P_{fv}):

$$P_{fv} = P_v + 0,20 \cdot P_{fv} = P_v / (1 - 0,20) = 438,65 / (1 - 0,20) = 548,30 \text{ R\$/m}^3$$

Item	Valor Absoluto R\$	%
Pilares	6.466,80	11,00
Pré-vigas	10.585,82	18,00
Lajes	20.053,86	35,00
BDI (*)	9.276,60	16,00
Tributos (**)	11.594,14	20,00
Total	57.977,22	100,00

TABELA 15 – Preço Final de Venda (P_{fv})

* Valor fixado

** Valor estimado

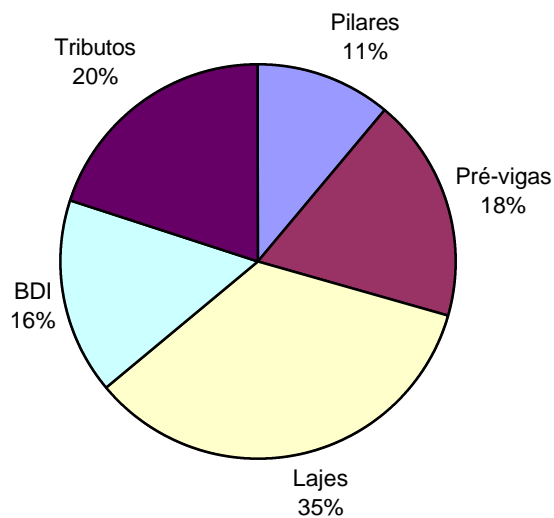


FIGURA 74 – Distribuição dos Custos Finais da Estrutura

4.12.1 Análise do Custo Médio de Estrutura Moldada no Local

Segundo índice PINI para estruturas de concreto no mês de Outubro/97, tem-se, por unidade (m^3), para edificações:

Item	R\$/ m^3
Concreto $f_{ck} = 15$ MPa	119,80
Armadura preparada (taxa média de 100 Kgf/ m^3)	165,07
Formas de chapa de madeira compensada ($12 m^2/m^3$)	286,76
Andaimes	4,54
Lançamento e aplicação do concreto	54,83
Total (R\$/ m^3)	631,00

Relação U\$/R\$ = 1,15

TABELA 16 – Índices PINI para Preços de Estrutura de Concreto Moldada no Local

Os valores incluem materiais, mão-de-obra, leis sociais e BDI (15%).

A constatação importante na tabela 16 é a ponderação que tem o item formas no conjunto dos valores que compõem o custo unitário da estrutura moldada no local.

Observa-se que quanto menor o número de pavimentos, o reaproveitamento das formas é menor. No caso de edifícios de pequena altura (até 4 pavimentos) tem-se alterado de $12 m^2/m^3$ de formas para $3 m^2/m^3$. Desse modo, o valor final do preço da estrutura moldada no local para este nível de reutilização das formas passa a ser, segundo tabela 16, de R\$ 415,93/ m^3 .

4.12.2 Análise Comparativa

Para análise comparativa da viabilidade tecno-econômica do emprego de estruturas pré-moldadas, faz-se necessário a seguinte análise:

- Nos edifícios de um único pavimento tem-se a relação de custos (R_c):

$$R_c = \frac{\text{custo.estrutura.moldada.no.local}}{\text{custo.estrutura.pré - moldada}} = \frac{631,00}{548,30} = 1,15$$

- Nos edifícios de dois pavimentos:

$$R_c = \frac{\text{custo.estrutura.moldada.no.local}}{\text{custo.estrutura.pré - moldada}} = \frac{487,60}{548,30} = 0,88$$

- Nos edifícios de três pavimentos:

$$R_c = \frac{\text{custo.estrutura.moldada.no.local}}{\text{custo.estrutura.pré - moldada}} = \frac{439,82}{548,30} = 0,80$$

- Nos edifícios de quatro pavimentos:

$$R_c = \frac{\text{custo.estrutura.moldada.no.local}}{\text{custo.estrutura.pré - moldada}} = \frac{415,93}{548,30} = 0,76$$

Importante salientar que estas relações são aproximadas e seus denominadores não são constantes, podendo sofrer pequenas variações. Isto, no entanto, não implica na perda de validade, ao menos qualitativa, da análise.

A questão da rapidez na execução da estrutura pré-moldada é uma variável, que na maioria das vezes, diminui o tempo de construção global da obra. Nesse sentido, o período de retorno do investimento é menor, e esta análise econômica pode ser significativa na escolha entre um sistema estrutural pré-moldado e uma obra convencional moldada no local.

5 CONCLUSÕES

As questões colocadas no início do trabalho sobre a possibilidade de gerir um sistema de qualidade visando a garantia da qualidade nas estruturas pré-moldadas de concreto, e entendendo essa possibilidade como uma potencialidade da técnica de pré-moldagem das estruturas, estão delineadas, em seu escopo, no capítulo 2 e também no apêndice I do presente trabalho. Para tanto, observa-se a necessidade de sistematização de todo processo produtivo, sobretudo a nível de projeto dos elementos pré-moldados.

Quando o objeto desses projetos são estruturas não modulares, proposto neste estudo de caso, a problemática da elaboração de todos esses documentos (ilustrados no Apêndice I apenas os elementos de pré-vigas piso) passa a ser crítica e possível somente com o uso de softwares de geração e edição de desenhos de estruturas com alto desempenho, caso contrário, vê-se toda sistematização da produção desta importante etapa comprometida pelo exaustivo trabalho dos projetistas. Neste sentido, as experiências com softwares gráficos não específicos, como é o caso do AUTOCAD, não são animadoras. Desta análise, verifica-se a necessidade de utilização de novas gerações de softwares gráficos específicos, que serão mais eficazes na confecção de desenhos de formas e armaduras, com possibilidades de mais facilmente cumprirem a árdua função de geração de grande quantidade de projetos de elementos pré-moldados de uma única estrutura não modular.

O conjunto restante da produção, a experiência tem demonstrado, que o treinamento e conscientização das equipes de trabalho são elementos suficientes para enquadrá-los dentro deste sistema de gestão pela qualidade.

A análise que se pode fazer a respeito da viabilidade técnico-econômica do emprego de estruturas pré-moldadas nos edifícios de pequena altura, fica delineada no conjunto de constatações verificadas ao longo do trabalho, quais sejam:

- nestas categorias de obras, o emprego das estruturas pré-moldadas é mais vantajoso, sob aspecto econômico, quanto menor o número de pa-

vimentos do edifício, devido ao custo relativo das formas utilizadas na estrutura convencional;

- o diferencial de custos na análise de competitividade entre a utilização de estruturas pré-moldadas e estruturas convencionais fica, em muitos casos, ligado aos custos tributários;
- possibilidade de redução do tempo de execução da obra como um todo, diminuindo o período de retorno do investimento;
- o emprego das estruturas pré-moldadas não modulares pode ser viabilizado segundo cada caso e sua produção necessita de instrumentos eficazes de projetos e desenhos, vez que a grande diversidade de elementos pré-moldados induz a uma grande quantidade de documentos numa só estrutura;
- o quesito qualidade pode e deve ser colocado como um elemento diferencial do produto e concorre muito favoravelmente ao emprego das estruturas pré-moldadas.

5.1 Recomendações para Trabalhos Futuros

A breve abordagem acerca do sistema de gestão da qualidade orientado à produção de estruturas pré-moldadas, mostrado no presente trabalho, poderia ser objeto de estudos mais profundos por profissionais ligados diretamente à área de produção dessas estruturas. Atualmente, esses profissionais são oriundos de outros segmentos produtivos, o que frequentemente ocasiona grandes dificuldades para o setor de construção civil como um todo, na implantação e manutenção de um sistema de gestão da qualidade.

Outro aspecto importante é a constatação da preponderância dos custos das lajes pré-moldadas no conjunto global de preços da estrutura. Neste sentido, a análise de viabilidade técnico-econômica para utilização do concreto pré-moldado fica fortemente influenciada por este fator. Os estudos teóricos e experimentais das diversas tipologias de lajes pré-moldadas existentes no mercado necessitam de maior atenção, visando uma melhor caracterização do seu comportamento estrutural, sobretudo no que diz respeito às deformações, fonte importante das patologias relacionadas a essas estruturas.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE – ACI (1983). Building code requirements for reinforced concrete (ACI 318). Detroit, American Concrete Institute.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1985). NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1992). NBR 6118 - Projeto e execução de obras em concreto armado (Revisão). Rio de Janeiro.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS – ABNT (1994). NBR ISO 9002 - Normas de gestão da Qualidade e garantia da qualidade. Rio de Janeiro.

ARAÚJO, D. L. (1997). Cisalhamento na interface entre concreto pré-moldado e concreto moldado no local em elementos submetidos à flexão. São Carlos, 203p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BALLARIN, A. W., (1993). Desempenho das ligações de elementos estruturais pré-moldados de concreto. São Carlos, 255p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.

BAYKOV, V. N.; SIGALOV, E. E. (1980). Estructuras de hormigon armado. Moscou, Mir.

BRUGGELING, A. S. G.; HUYGHE, G. F. (1991). Prefabrication with concrete. Rotterdam, A.A. Balkema Publishers.

- EF-88 (1988). Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado i pretensado. Madrid, Comisión permanente del hormigón.
- ELLIOTT, K. S. (1996). Multi storey precast concrete framed structures U.K. Blackwell Scientific Press.
- FERREIRA, M. de A. (1993). Estudo de deformabilidades de ligações para análise linear em pórticos planos de elementos pré-moldados de concreto. São Carlos, 193p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎTE – FIP (1982). Shear at the interface of precast and in situ concrete: guide to good practice. London, Thomas Telford.
- FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAÎTE – FIP (1994). Planning and design handbook on precast building structures. London, SETO Ltd.
- HALASZ, R. V. (1982). La construcción con grandes elementos prefabricados. Bilbao, Urmo.
- KONCZ, T. (1975). Manual de la construcción pré-fabricada. Madrid, Herman Blume, 3v.
- LEONHARDT, F.; MONNIG, E. (1978). Construções de concreto vol. 2: casos especiais de dimensionamento de estruturas de concreto armado. Rio de Janeiro, Interciencia.
- LEWICKI, B. (1968). Edifícios de viviendas prefabricadas com elementos de grandes dimensões. Madrid, Instituto Eduardo Torroja de La Construcción y Del Cemento.

- MONTOYA, P. J.; MESEGNER, A. G. E.; MORAN CABRÉ, F. (1991). Hormigón Armado. 13º ed. Barcelona, Gustavo Gilli S.A.
- ORDONEZ, J. A. F. et al (1974). Prefabricacion: teoria y práctica. Barcelona, Editores Técnicos Asociados. 2v.
- PÁEZ, A. (1989). El hormigón pretensado. Madrid, Bellisco.
- PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INSTITUTE – PCI (1988). Design and typical details of connections for precast and prestressed concrete. Chicago, Prestressed/Precast Concrete Institute.
- PRESTRESSED/PRECAST CONCRETE INSTITUTE – PCI (1992). PCI Design handbook – precast and prestressed concrete. Chicago, Prestressed/Precast Concrete Institute.
- RICHARDSON, J. G. (1991). Quality in precast concrete. New York, John Wiley & Sons Inc.
- SANTOS, S. P. dos (1985). Ligações de estruturas pré-fabricadas de betão. Lisboa, Laboratório Nacional de Engenharia Civil.
- SHEPPARD, D. A.; PHILLIPS, W. R. (1989). Plant-cast precast & prestressed concrete. New York, Mac Graw Hill Inc.
- SOLAS, A. (1988). Armaduras de cosido entre hormigones prefabricados y ejecutados in situ. Informes de la construcción, v.2, n.39,p.33-47, mar-abr.
- TESORO, F. R. (1991). Los forjados reticulares. Madrid, CYPE Ingenieros.

ANEXO A: CONTROLE DE PROCESSOS

Este anexo ilustra um modelo de procedimento para controle de processos na produção dos elementos pré-moldados de concreto, utilizado por uma indústria brasileira de pré-moldados certificada pela ISO 9002. Reporta aos vários Procedimentos Operacionais Padrão correspondentes a cada tarefa específica do processo.

Os itens que este modelo reporta não correspondem aos itens deste trabalho, e sim ao conjunto de documentos do qual faz parte.

Procedimento
CONTROLE DE PROCESSOS

Cod.: P9

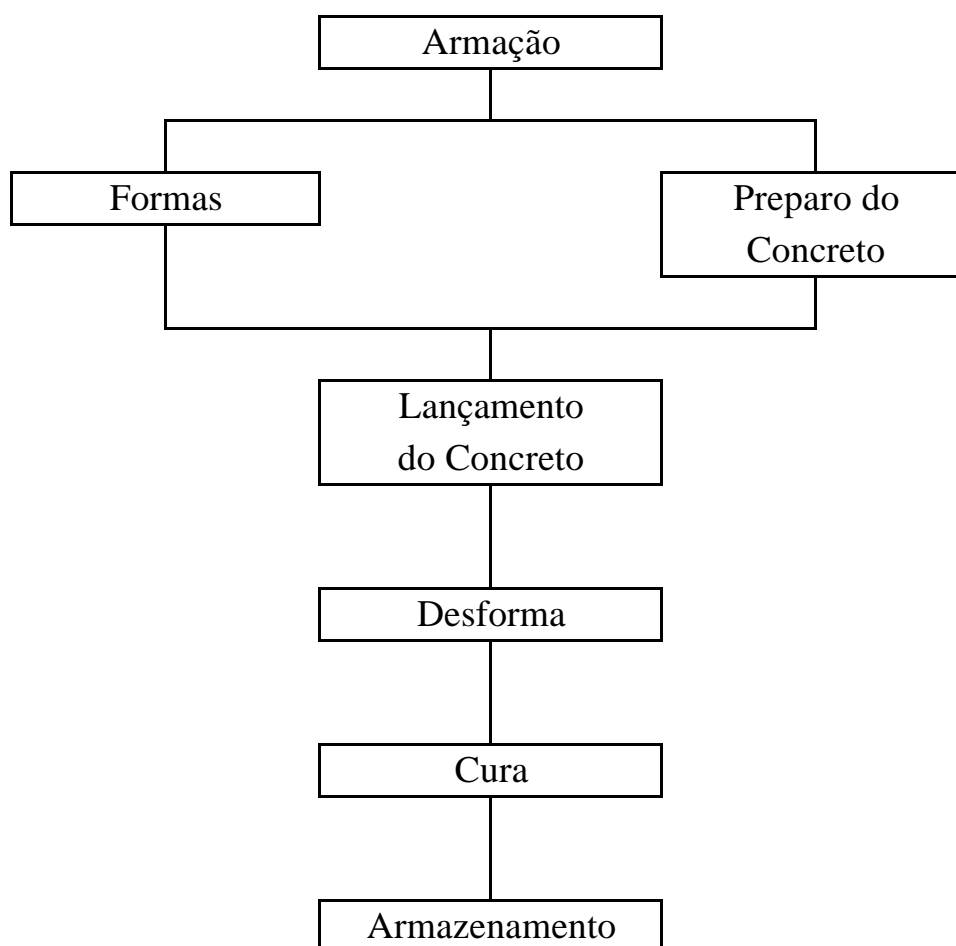
Total de Folhas do documento: 7.

Revisão nº	Data	Alterações
01-original	10/12/96	

(Responsável) Data: (Data)	(Responsável) Data: (Data)	(Responsável) Data: (Data)

1.0 - OBJETIVO.

Descrever todos os procedimentos executivos para a fabricação de elementos de concreto armado, moldados nesta usina.

2.0 - CONTEÚDO.**2.1 - Etapas do Processo de Produção.**

2.2 - Plano de Produção.

O plano de produção do dia é determinado pela gerência e passado ao Encarregado de produção que, desta forma, toma conhecimento do tipo e da quantidade de elementos a serem produzidos naquele dia, conforme descrito no ítem 2.1.3 do procedimento P3.1 e P3.2.

2.3 - Descrição das Etapas do Processo de Produção.

As etapas do processo de produção estão descritas nos procedimentos operacionais padrão POP.P9.1 a POP.P9.8, que se encontram em forma de tabela descritiva.

2.4 - Padrão Técnico do Processo.

O Padrão Técnico do Processo, mostrado no ítem 3.1, define as características da qualidade que o processo deve assegurar, bem como o nível de controle e o método de verificação para cada etapa do processo produtivo.

2.5 - Plano de Manutenção de Equipamentos.

Os planos de manutenção de equipamentos são organizados em quadros e estão subdivididos em duas etapas: **limpeza** e **manutenção preventiva**.

Cópias destes quadros devem ser distribuídas, de acordo com o P5 - ítem 2.2.6, nos setores interessados.

É responsabilidade do **Encarregado da Produção** designar um ou mais funcionários para efetuar as manutenções de acordo com o especificado nos quadros.

Toda manutenção que necessitar de assistência técnica especializada deve ser efetuada em local apropriado, indicado pela empresa fabricante do equipamento.

2.5.1 - Limpeza.

O quadro de limpeza de equipamentos está definido no ítem 3.2.

2.5.2 - Manutenção Preventiva.

Os equipamentos que devem receber manutenção preventiva são o Munck e a Talha elétrica e estão apresentados no quadro especificado no item 3.3, assim como a data em que estas manutenções devem ocorrer. A definição destas datas é função do **Gerente Administrativo**, que as comunica aos funcionários.

A cada manutenção, o funcionário responsável pela sua execução comunica ao Gerente Administrativo o tipo de manutenção efetuada, para cada equipamento. Este último deve preencher o impresso especificado no item 3.4.

A rotina da manutenção feita nos equipamentos (Munck e Talha) deve ser a seguinte:

- engraxamento;
- lubrificação;
- troca de peças com sinais de desgaste;
- verificação e eventual troca de cabos de aço e correntes.

2.6 - Processo Especial: PREPARO DO CONCRETO.

2.6.1 - Preliminares.

No processo de fabricação de pré-moldados de concreto, a operação de **Preparo do Concreto** é considerada um **processo especial** porque qualquer deficiência nesta fase só poderá se tornar aparente depois que o produto estiver pronto, não permitindo recuperação.

2.6.2 - Parâmetros de Controle.

Para assegurar que os requisitos especificados sejam atendidos é necessário que sejam monitorados e controlados os parâmetros de **trabalhabilidade e dosagem de materiais**.

2.6.2.1 - Dosagem de Materiais.

A dosagem dos materiais é determinada em volume para os agregados miúdo e graúdo, por embalagem (saco de 50 Kg) para o cimento e em litros para a água.

A quantidade de cada material (traço) está especificada em tabelas, especificadas no item 3.5, e devem ser distribuídas segundo P5 - item 2.2.6.

Para os agregados, a medida é feita em recipientes padronizados (20 L) conseguindo-se, assim, uma precisão adequada. O mesmo foi feito para medir meio saco de cimento, utilizando-se um recipiente padrão (25 Kg).

O monitoramento é feito segundo descrito abaixo e sua inspeção é função do **Encarregado da Produção**, nas operações realizadas na produção, e do **Responsável pelo Laboratório de Controle de Concreto**, nas operações realizadas neste departamento:

a) **Visual**: o Encarregado da Produção acompanha a dosagem dos materiais e sua colocação na betoneira, conferindo suas medidas com a tabela. Esse procedimento é adotado, no mínimo, uma vez por dia.

b) **Ensaio na Produção**: o operador da betoneira realiza o ensaio de abatimento do tronco de cone, “Slump Test”, segundo NBR 7223, uma vez por dia. Este ensaio está especificado no procedimento P10, ítem 3.1.1.

c) **Ensaio Laboratorial**: o operador da betoneira molda quatro (4) corpos de prova por dia, em uma das misturas realizadas. Estes corpos de prova são rompidos em laboratório, sendo dois corpos ao sétimo dia e, eventualmente, dois corpos ao vigésimo oitavo dia, verificando-se a resistência característica que o concreto está atingindo e confirmando a correta dosagem dos materiais. Este ensaio está especificado no procedimento P10, ítem 3.1.

2.6.2.2 - Trabalhabilidade.

A trabalhabilidade está diretamente ligada à dosagem de materiais visto que depende do fator água/cimento e de uma adequada granulometria dos agregados.

Envolve características como consistência e coesão do concreto fresco, onde consistência diz respeito a sua maior ou menor fluidez, e coesão é a medida da facilidade de adensamento e acabamento do concreto sem que este apresente segregação de materiais.

O monitoramento da trabalhabilidade é feito através do ensaio de abatimento do tronco de cone - NBR 7223, como descrito no ítem 2.6.2.1.b, e sua inspeção é de responsabilidade do **Encarregado da Produção**.

2.6.3 - Qualificação de Operadores.

A qualificação dos operadores é feita através de treinamento ou da própria experiência dos mesmos. O **Responsável pelo Laboratório** de Controle de Concreto tem a função de treinamento dos operadores sempre que:

- for introduzido um novo método de trabalho;
- for alterado o traço usual (tabelas);
- for efetuada uma nova contratação;
- for alterado o método de ensaio normalizado pela ABNT.

Todos os funcionários da produção devem estar qualificados para realizar a operação de Preparo do Concreto.

3.0 - ANEXOS.

3.1 - Padrão Técnico do Processo.

Etapas do Processo	Qualidade Assegurada		Nível de Controle		Controle				POP
	Características	Valor Assegurado	Parâmetro	Valor Padrão	Responsab.	Frequ.	Instrum.de Medição	Registro	Referência
Armação	Rigidez	Estribos Firmes	Amarração correta	----	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.1
	Armação Correta	Quantidade/bitola do aço	Cod.Cores	Tabelas proj.técnico	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.1
			Proj.Técnico						POP.P9.2
	Formas	Estanques e Fixas	Rigidez	Presilhas e Parafusos	----	Encar.Produção	Unidade	Visual	
Armaduras ajustadas		Espaçamento armadura/formas	Espaçadores	1,20m a 2,00m	Encar.Produção	Unidade	Visual		
Preparo do Concreto	Trabalhabilidade	Água/Cimento	Slump Test	2 a 5 cm	Encar.Produção	Lote Diário	Tronco de Cone	For.008	POP.P9.4
			Slump Test	2 a 5 cm	Encar.Produção	Lote Diário	Tronco de Cone	For.008	
	Resistência	Dosagem	Quantidades de materiais	Tabelas ítem 3.5	Encar.Produção	Mistura	Recipiente Padrão		
			Ensaio a Compressao	fck >=20MPa fc28>=29MPa	Técnico do Laboratório	Lote Diário	Prensa	For.008	
Lança/o. Concreto Fresco	Elementos sem nichos vazios	Adensamento adequado	Tempo de Vibração	Exsudação água amas/o 20s	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.5
Desforma	Concreto Endurecido	Fim do tempo de Pega	Tempo de Pega	24 Hs.	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.6
Cura	Elemento sem fissuras	Hidratação do concreto	Tempo de Hidratação	Três (3) dias	Encar.Produção	Lote Diário	Visual		POP.P9.7
Armazenamento	sem danos físicos e mecanicos	Transporte correto	Manuseio Equipa/o.	----	Encar.Produção	Unidade	Visual		POP.P9.8

3.2 - Quadro de Limpeza de Equipamentos.

Limpeza	Betoneira	Vibrador	Forma	Munck	Talha
Externa	Toda Mistura	Toda Mistura	Semanal	Ítem 3.3	Ítem 3.3
Interna	Toda Mistura	Semanal	Toda Desforma	Ítem 3.3	Ítem 3.3

3.3 - Quadro de Manutenção Preventiva de Equipamentos.

Formulário 011 - versão 01.

3.4 - Impresso Padrão para Manutenção de Equipamentos.

Formulário 012 - versão 01.

3.5 - Tabelas de Dosagens de Materiais para Concreto.

Tabela 01 - versão 01.

APÊNDICE I: PROJETO DE PRODUÇÃO DOS ELEMENTOS DE PRÉ-VIGAS DO PISO

Esse apêndice ilustra o detalhamento dos elementos de pré-vigas piso utilizadas no estudo de caso, capítulo 4.

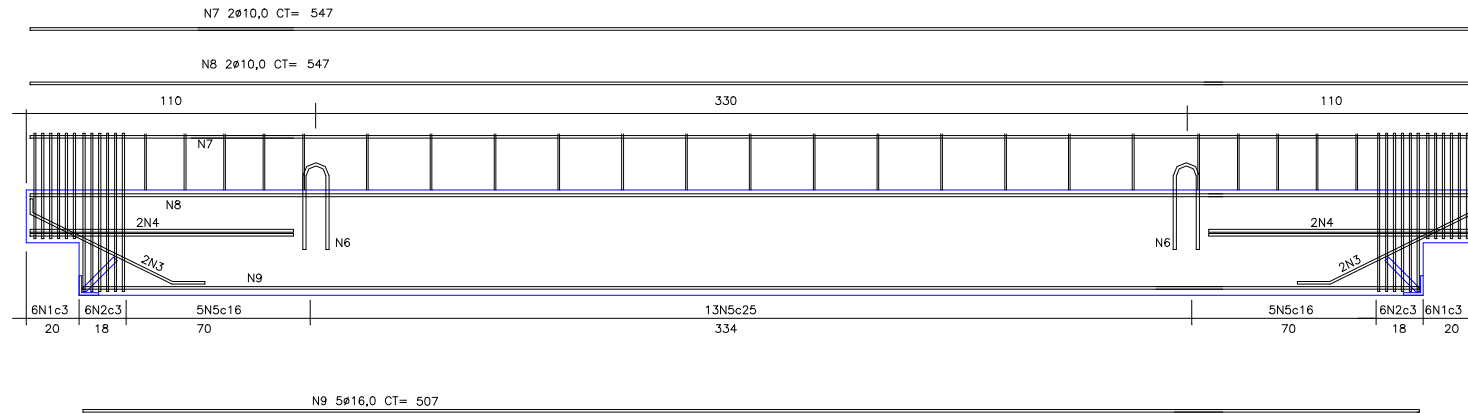
Cada um desses detalhamentos é um documento de projeto executivo que a equipe de produção deverá ler, interpretar e associar aos outros documentos complementares que integram o sistema de gestão da qualidade proposto no item 2.4.

O nível de detalhamento exigido nos documentos que seguem somente é possível no dia a dia de uma unidade fabril, quando o setor responsável pela elaboração dos mesmos está informatizado e sistematizado dentro de um sistema de gestão de qualidade.

VP1 (20 x 40) (2X)

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,43 m³
Viga cheia: 0,68 m³

Armaduras

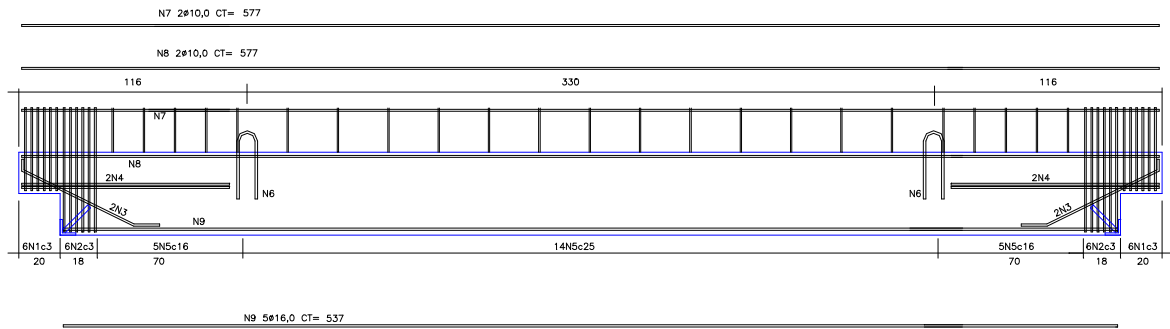


Formas

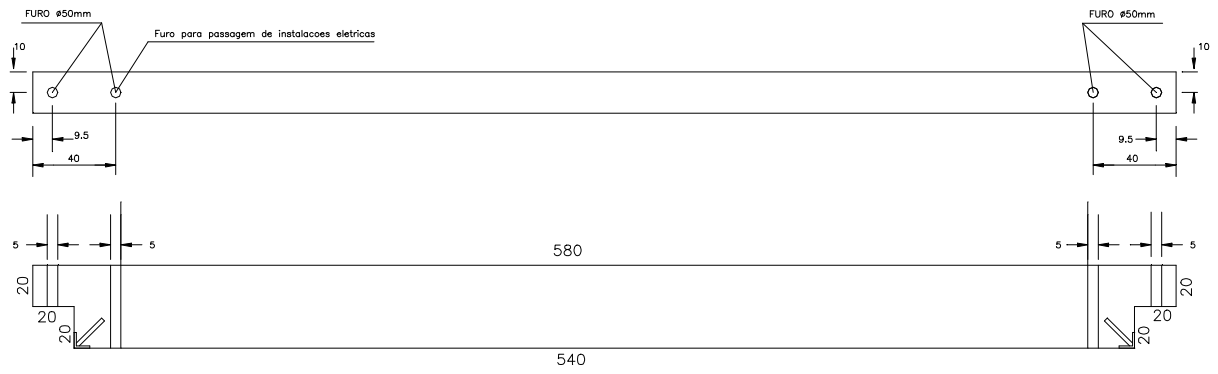


VP2 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,45 m³
 Viga cheia: 0,72 m³

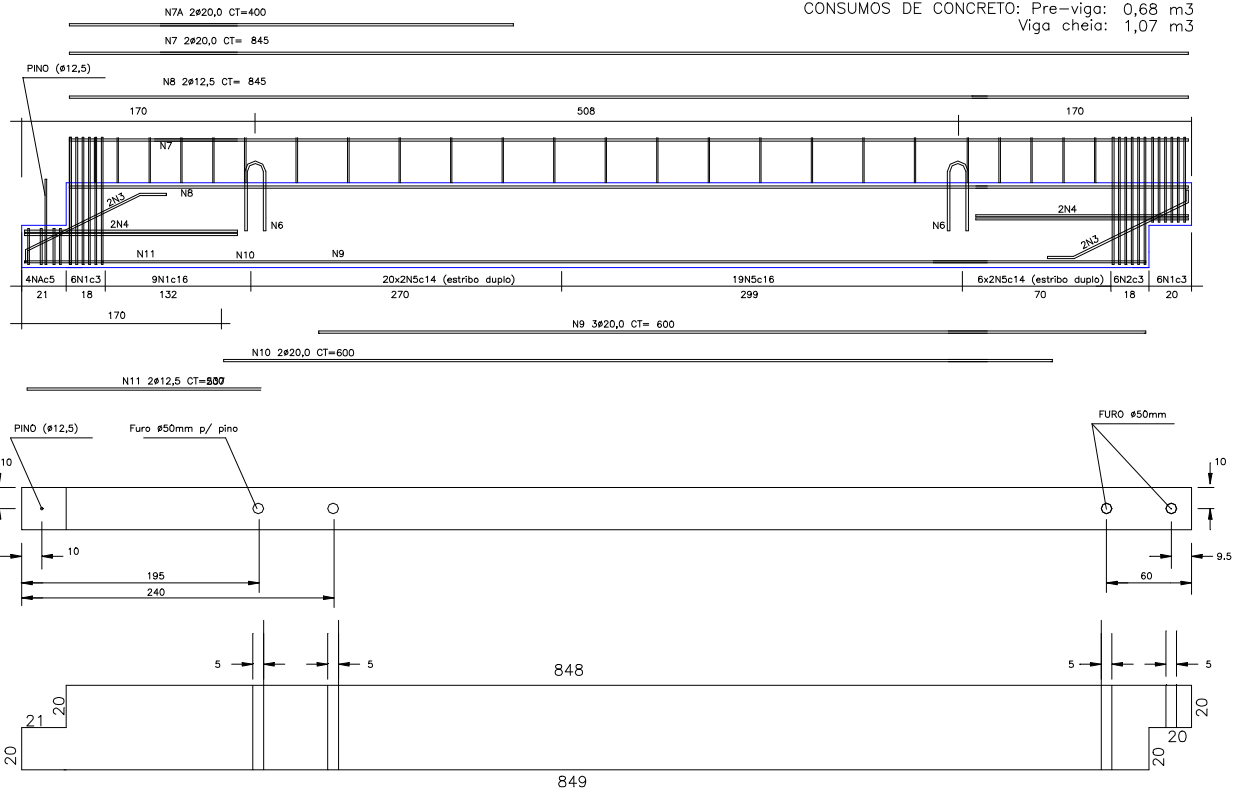


Formas



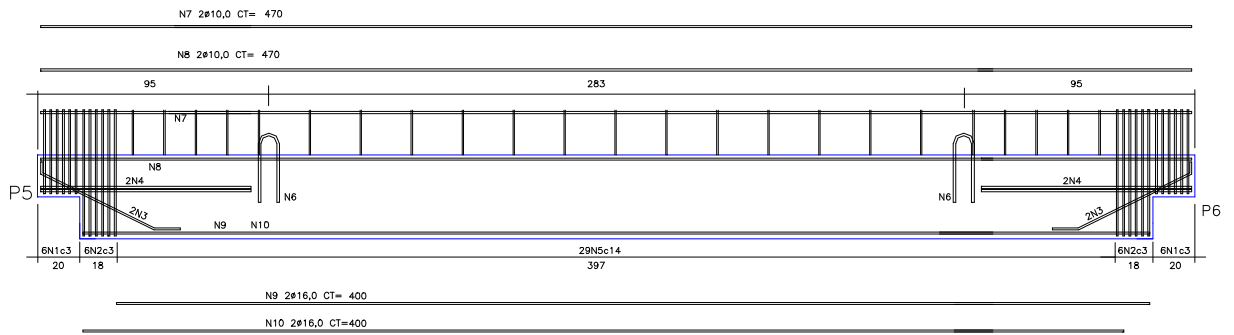
VP3 (20 x 40) (2X) = VP5 (20 x 40) (2X)

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,68 m³
Viga cheia: 1,07 m³

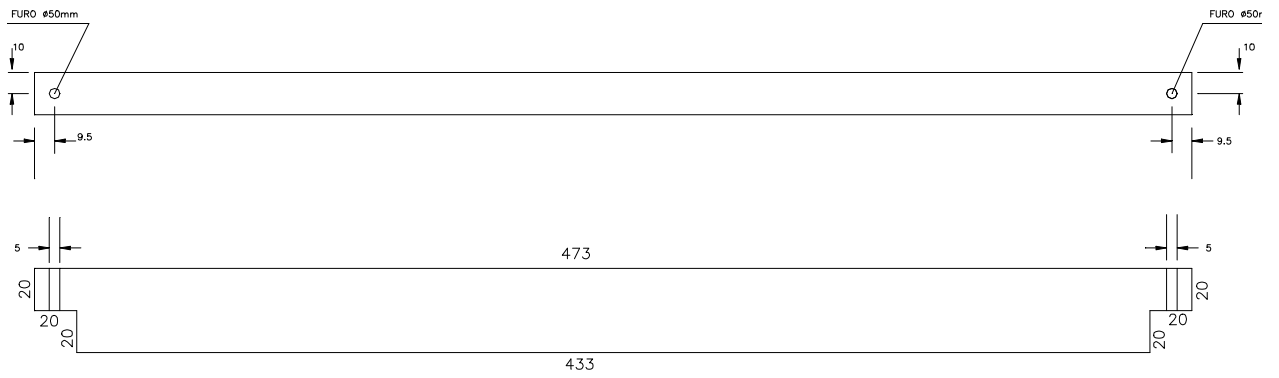


VP4 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,36 m³
 Viga cheia: 0,58 m³

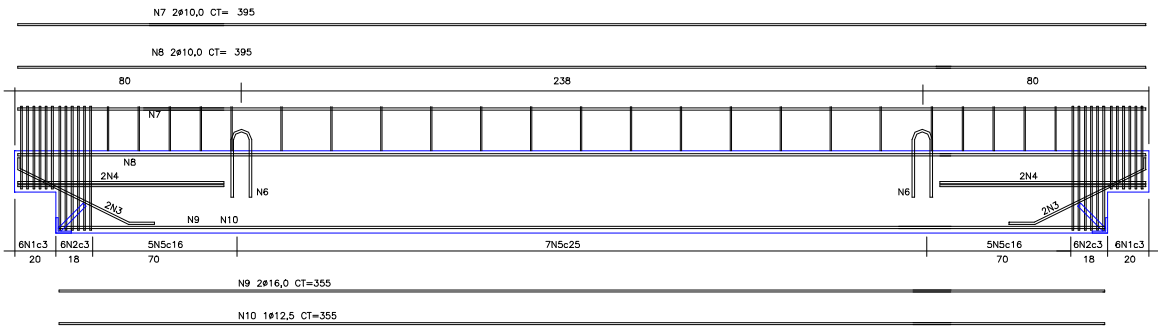


Formas



VP6 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,31 m³
 Viga cheia: 0,49 m³



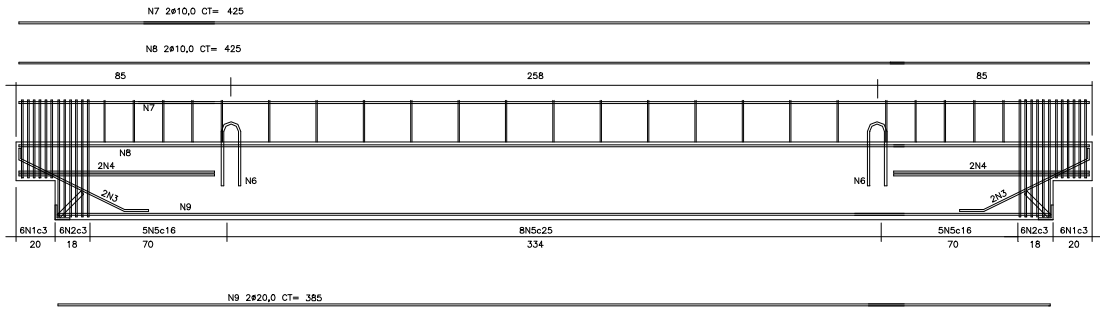
Formas



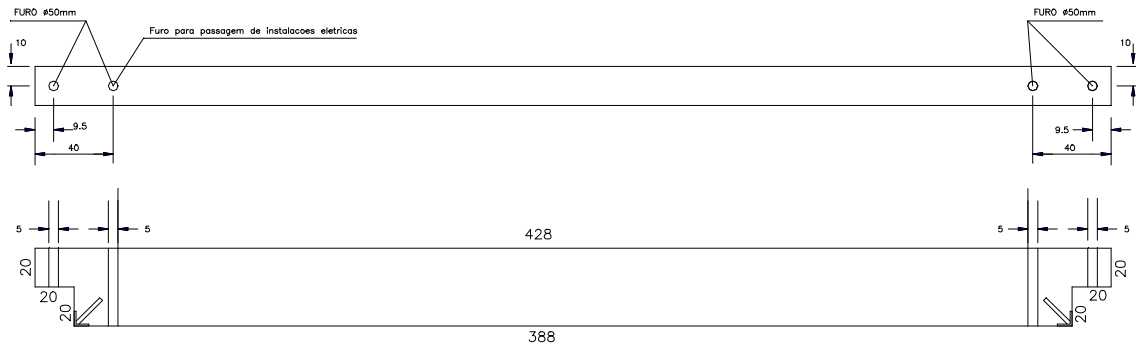
VP7 (20 x 40) (2X)

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,33 m³
Viga cheia: 0,53 m³

Armaduras



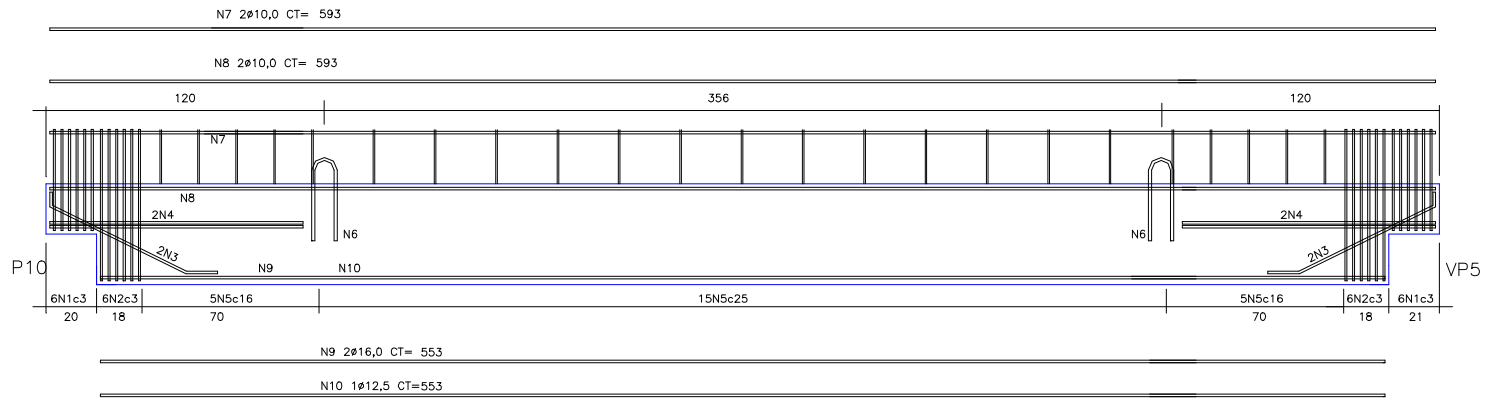
Formas



VP9 (20 x 40) (2X)

Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,46 m³
Viga cheia: 0,74 m³



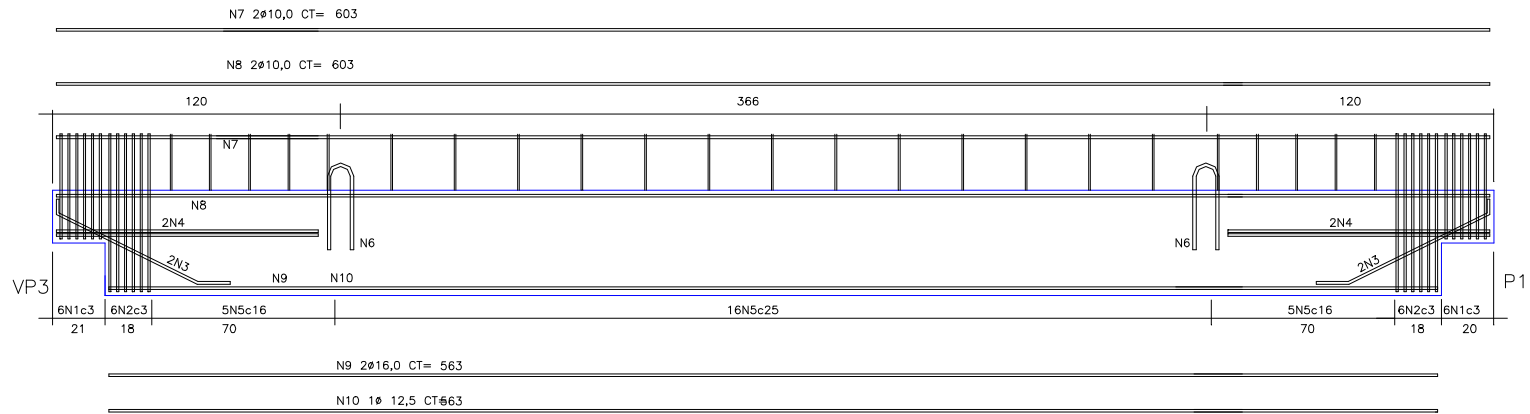
Formas



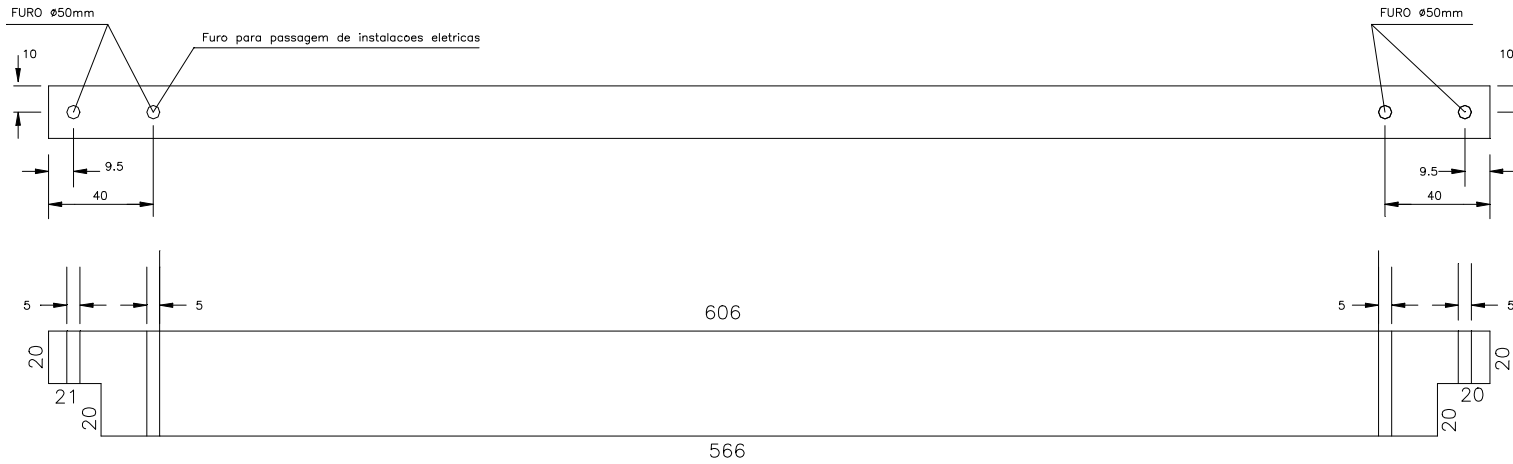
VP10 (20 x 40) (2X)

Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,44 m³
Viga cheia: 0,70 m³

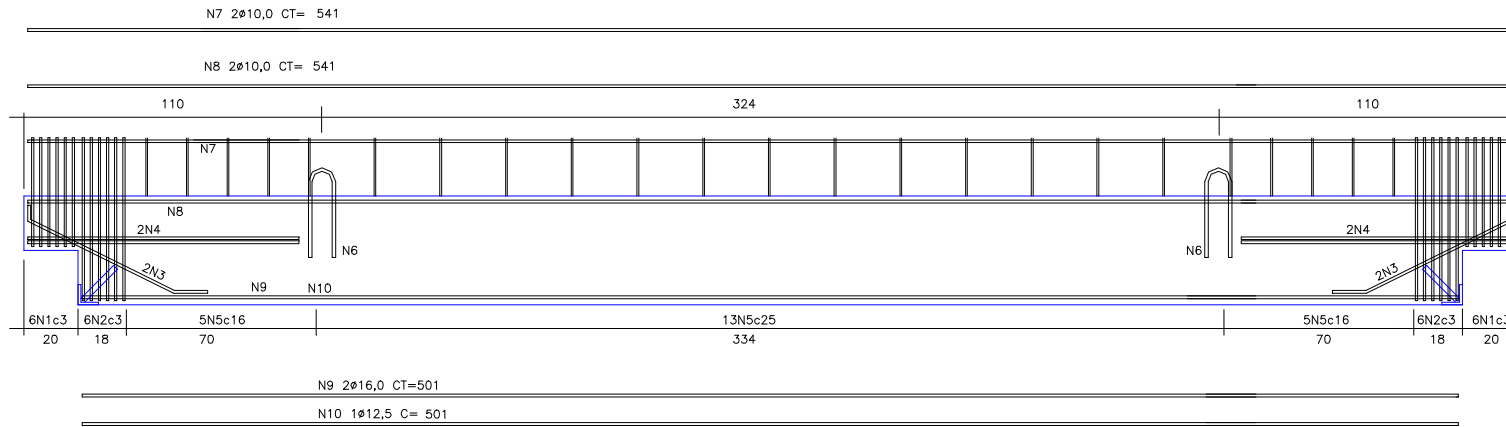


Formas

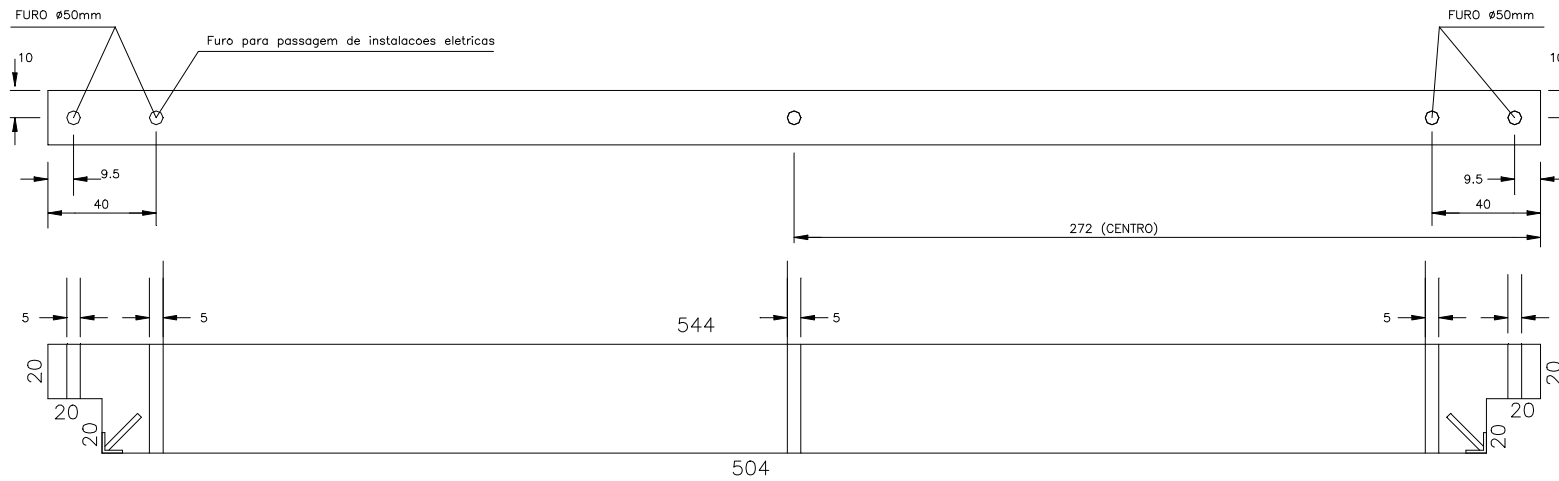


VP11 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,42 m³
 Viga cheia: 0,67 m³

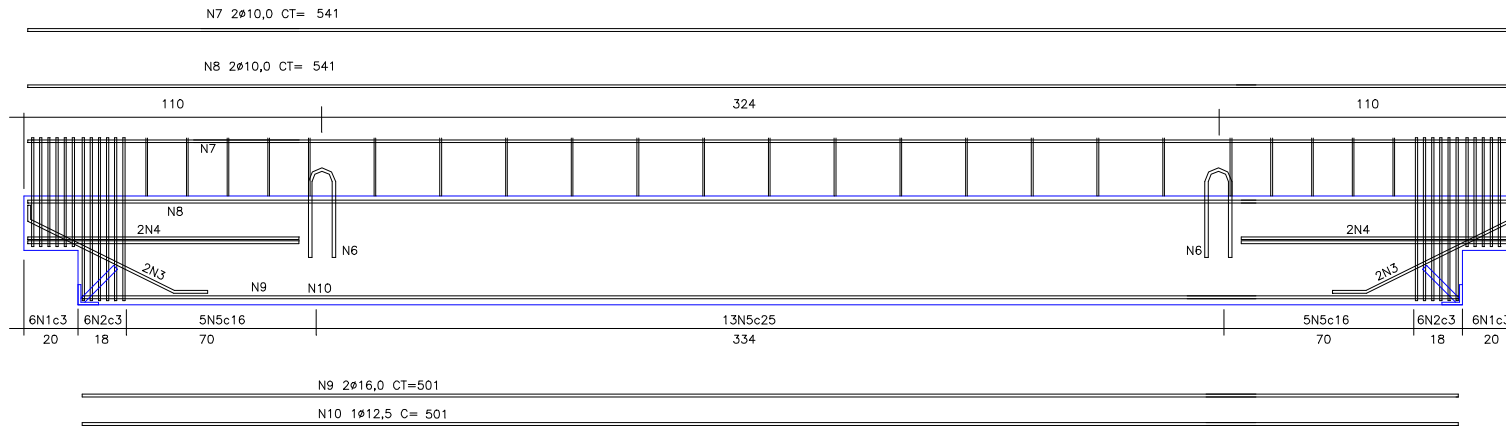


Formas

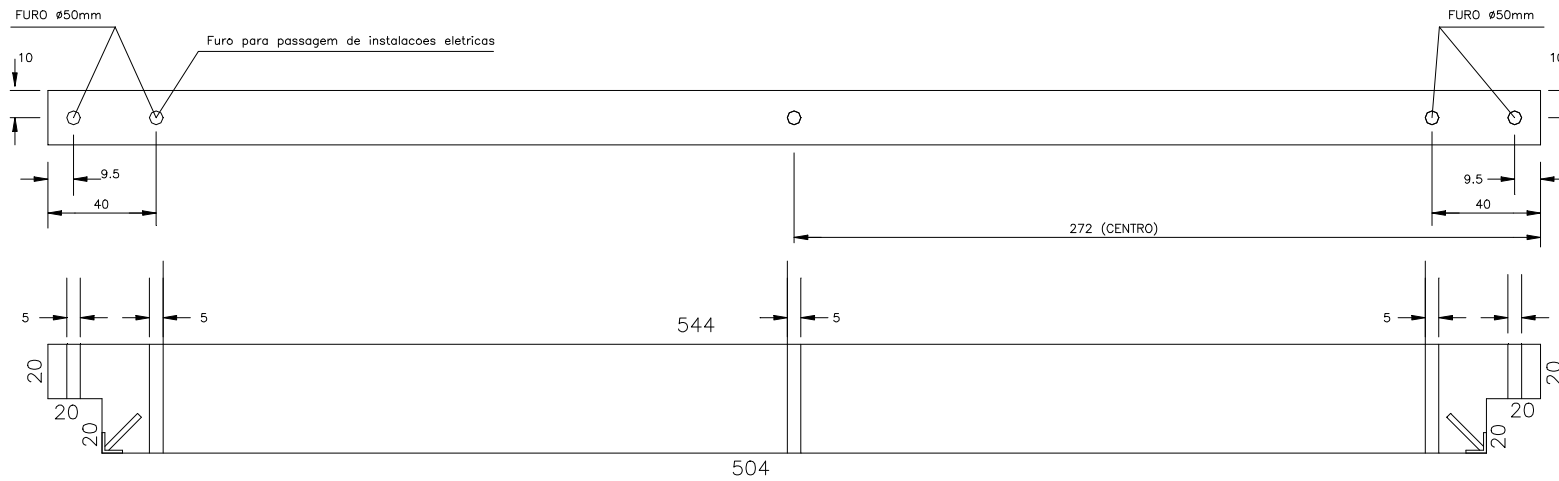


VP11 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,42 m³
 Viga cheia: 0,67 m³

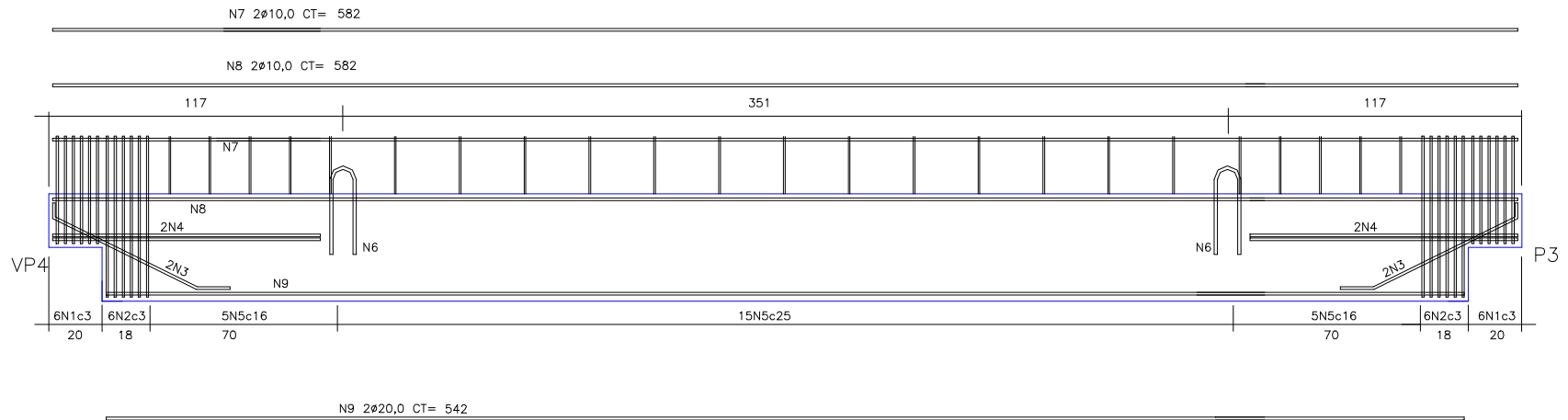


Formas

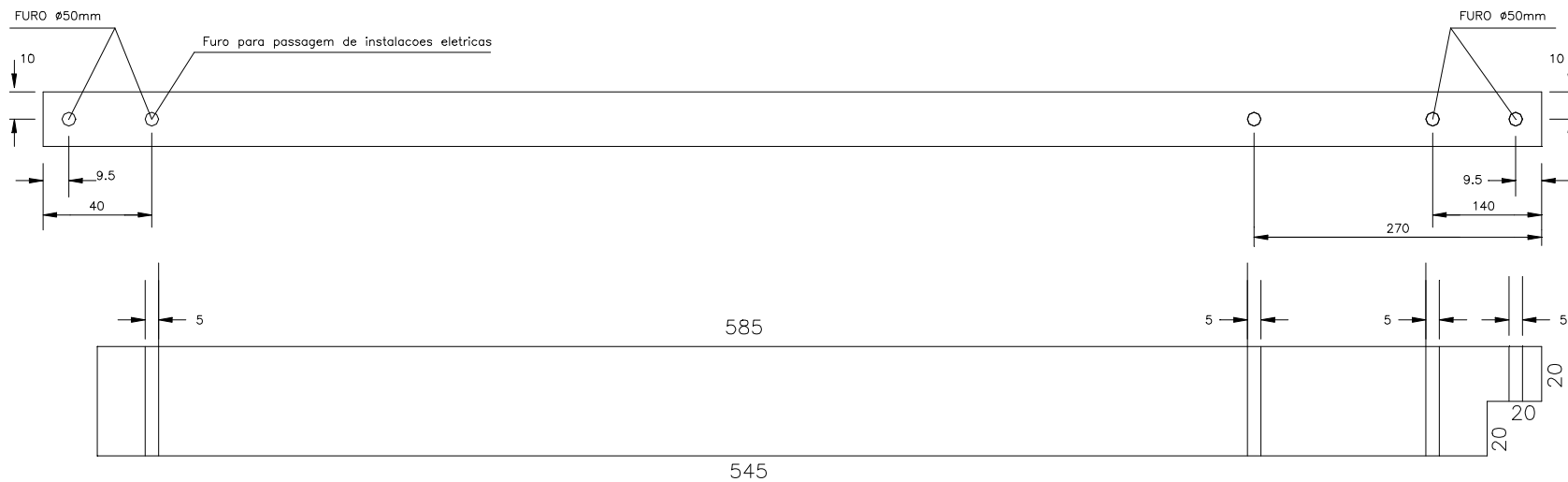


VP12 (20 x 40) (2X)
 Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,45 m³
 Viga cheia: 0,73



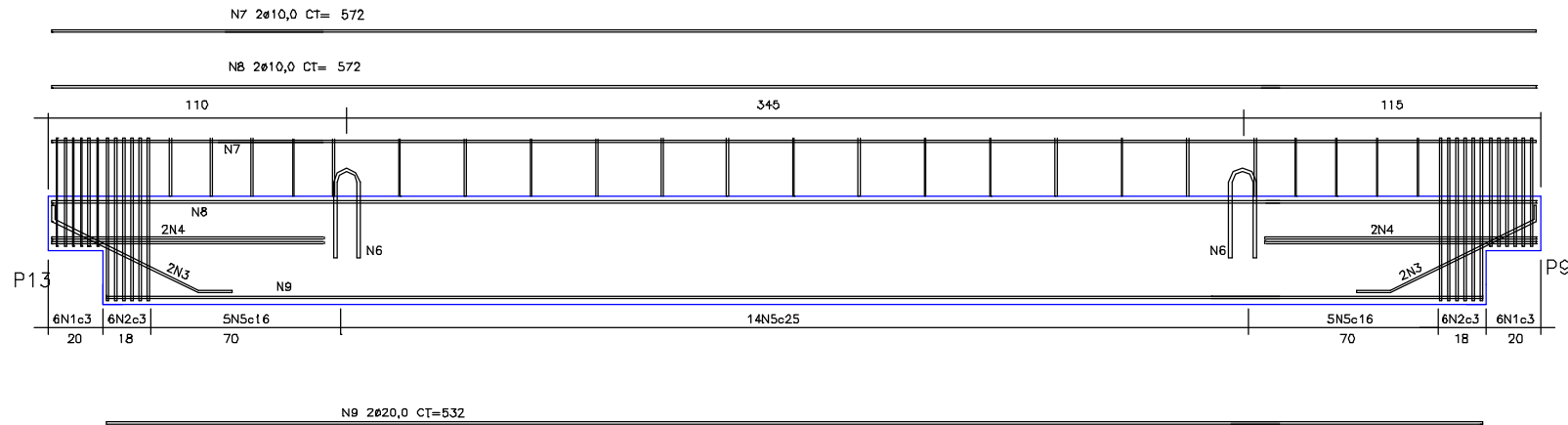
Formas



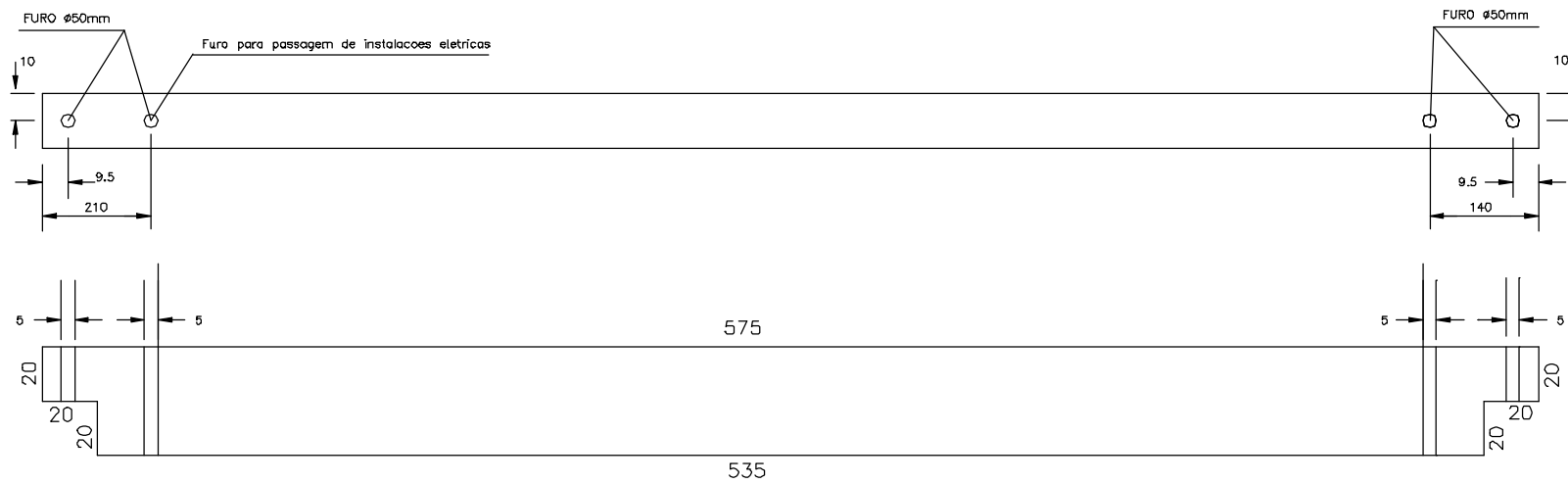
VP13 (20 x 40) (2X) = VP15 (20 x 40) (2X)

Armaduras

CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,45 m³
Viga cheia: 0,71 m³

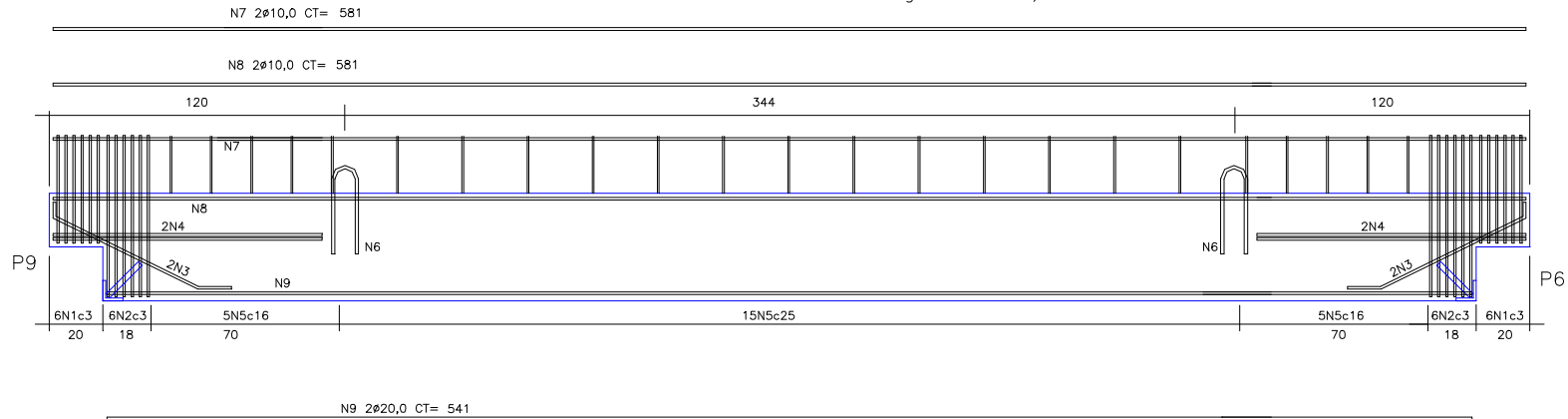


Formas



VP14 (20 x 40) (2X) (SEM CANTONEIRAS) = VP16 (20 x 40) (2X) (COM CANTONEIRAS)

Armaduras CONSUMOS DE CONCRETO: Pre-viga: 0,45 m³
Viga cheia: 0,72 m³



Formas

