



ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DO USO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO EM PILARES DE EDIFÍCIOS

Pedro Luiz Sampaio Tomé Silva

Projeto de Graduação apresentado ao Curso de Engenharia Civil da Escola Politécnica, Universidade Federal do Rio de Janeiro, como parte dos requisitos necessários à obtenção do título de Engenheiro.

Orientadores:

Sergio Hampshire de Carvalho Santos

Assed Naked Haddad

Rio de Janeiro

Agosto de 2013

ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DO USO DE
CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO EM PILARES DE EDIFÍCIOS

Pedro Luiz Sampaio Tomé Silva

PROJETO DE GRADUAÇÃO SUBMETIDO AO CORPO DOCENTE DO CURSO DE
ENGENHARIA CIVIL DA ESCOLA POLITÉCNICA DA UNIVERSIDADE
FEDERAL DO RIO DE JANEIRO COMO PARTE DOS REQUISITOS
NECESSÁRIOS PARA OBTENÇÃO DO GRAU DE ENGENHEIRO CIVIL.

Examinado por:

Prof. Sergio Hampshire de Carvalho Santos, D. Sc.

Prof. Assed Naked Haddad, M. Sc., Ph. D.

Prof.^a. Cláudia Ribeiro Eboli, D. Sc.

RIO DE JANEIRO, RJ – BRASIL

AGOSTO DE 2013

Sampaio Tomé Silva, Pedro Luiz

Análise Estrutural e Econômica do Uso de Concreto de Alto Desempenho em Pilares de Edifícios / Pedro Luiz Sampaio Tomé Silva. – Rio de Janeiro: UFRJ/ESCOLA POLITÉCNICA, 2013.

XVIII, 96 p.: Il.; 29,7 cm.

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Assed Naked Haddad

Projeto de Graduação – UFRJ/ Escola Politécnica/ Curso de Engenharia Civil, 2013.

Referências Bibliográficas: p. 91-93

1. Concreto de Alto Desempenho. 2. Pilares. 3. Análise Estrutural 4. Análise Econômica. I. Santos, Sergio Hampshire de Carvalho, et al. II. Universidade Federal do Rio de Janeiro, Escola Politécnica, Curso de Engenharia Civil. III. Título.

AGRADECIMENTOS

A minha família, por estar ao meu lado e fazer parte da caminhada que me trouxe onde estou hoje, me apoiando e incentivando. Dedico a eles a conclusão de mais essa grande etapa da vida.

Ao meu avô, Reynaldo Paim Sampaio, por sempre me incentivar a ir além em minhas conquistas, pelos conselhos nas horas difíceis e pelo exemplo que tem sido em minha vida, que me fizeram o homem que sou hoje.

Aos meus amigos, que são a família que eu escolhi e a família que me adotou. Agradeço pelo companheirismo e pela força nos momentos difíceis, que me fizeram continuar em frente. Sem eles, essa conquista não seria possível.

Aos professores e orientadores Sergio Hampshire de Carvalho Santos e Assed Naked Haddad, pela atenção, paciência, disponibilidade e ensinamentos, durante a graduação e na realização do projeto final.

Aos professores Henrique Innecco Longo, de quem fui monitor, por acreditar em mim e por toda ajuda durante a graduação, e ao amigo Michael Leone Madureira, que foi, sem dúvida, o maior responsável pelo meu crescimento acadêmico.

E a todos os demais professores e pessoas que contribuíram de alguma forma para a minha formação acadêmica e pessoal.

Resumo do Projeto de Graduação apresentado à Escola Politécnica/ UFRJ como parte dos requisitos necessários para a obtenção do grau de Engenheiro Civil.

ANÁLISE ESTRUTURAL E ECONÔMICA DO USO DE CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO EM PILARES DE EDIFÍCIOS

Pedro Luiz Sampaio Tomé Silva

Agosto/2013

Orientadores: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Assed Naked Haddad.

Curso: Engenharia Civil

As estruturas de concreto armado são predominantes no Brasil, devido à facilidade de execução, produção simples, e por ter custo baixo, se comparado com outras metodologias, como as estruturas de aço. O uso de novas tecnologias na execução das estruturas de concreto pode levar a ganhos diretos, como a redução do volume de concreto, redução do consumo de aço e maior velocidade de execução, demandando menos homens/hora, e ganhos indiretos, como redução de impactos ambientais e maior flexibilidade de projeto, reduzindo a seção dos pilares e aumentando seu comprimento equivalente. A utilização de concreto de alto desempenho em pilares de edifícios será possível a partir da próxima revisão da NBR 6118, que abrangerá concretos com resistência de projeto especificada até 90 MPa. O limite estipulado para esse trabalho, em 60 MPa, se deve às dificuldades apresentadas em se obter resistências superiores à essa. Os resultados finais indicaram, para os casos estudados, vantagem técnica e econômica na utilização do concreto C60.

Palavras-chave: Concreto de Alto Desempenho, Pilares.

Abstract of Undergraduate Project presented to POLI/UFRJ as a partial fulfillment of the requirements for the degree of Engineer.

STRUCTURAL AND ECONOMIC ANALYSIS ON THE USE OF
HIGH PERFORMANCE CONCRETE IN COLUMNS OF BUILDINGS

Pedro Luiz Sampaio Tomé Silva

August/2013

Advisors: Sergio Hampshire de Carvalho Santos, Assed Naked Haddad

Course: Civil Engineering

Reinforced concrete structures are widely used in Brazil, due to the facility of execution, simplicity of production and low cost, when compared with other structural solutions, such as steel structures. The use of new technologies in the execution of reinforced concrete structures can lead to direct gains, such as reduction in the volume of concrete, reduction in the weight of steel and faster execution, demanding the expenditure of less man-hours, as well as indirect gains, such as reduction in the environmental impacts and increasing the design flexibility, reducing the cross area of the columns and allowing more slender columns. The use of high performance concrete in columns of buildings will be possible when the new revision of NBR 6118 is available, which will cover concretes with specified design resistance up to 90 MPa. The considered limit for this study of 60 MPa is due to the difficulties that arise for obtaining bigger design resistances. The final results indicate, for the analyzed cases, technical and economic advantages for using the concrete C60.

Keywords: High Performance Concrete, Columns.

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO	1
1.1. MOTIVAÇÃO	1
1.2. OBJETIVO.....	1
1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO	2
2. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO	3
2.1. HISTÓRICO	4
2.2. COMPOSIÇÃO DO CONCRETO ARMADO	5
2.2.1. CIMENTO	7
2.2.2. AGREGADOS	7
2.2.3. ÁGUA	8
2.2.4. ADITIVOS E ADIÇÕES	8
3. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	9
3.1. COMPOSIÇÃO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO	9
3.1.1. CIMENTO	9
3.1.2. AGREGADOS	10
3.1.3. ADITIVOS E ADIÇÕES	11

4. ESTADOS LIMITES	13
4.1. DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITES	13
4.2. AÇÕES E RESISTÊNCIAS	14
4.2.1. VALORES DAS AÇÕES.....	14
4.2.2. VALORES DAS RESISTÊNCIAS	18
4.3. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO	21
4.4. CARACTERÍSTICAS DO AÇO.....	23
4.5. ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO À FLEXÃO.....	25
4.5.1. ESTÁDIO I.....	26
4.5.2. ESTÁDIO IA.....	26
4.5.3. ESTÁDIO II.....	27
4.5.4. ESTÁDIO III	27
4.6. HIPÓTESES BÁSICAS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO	28
5. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA	31
5.1. DOMÍNIO DE DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS	31
6. CRITÉRIOS DE PROJETO DE PILARES.....	34
6.1. CARGAS ATUANTES NOS PILARES DE EDIFÍCIOS.....	34
6.1.1. AÇÕES A CONSIDERAR	34
6.1.2. IMPERFEIÇÕES GEOMÉTRICAS	34
6.2. MÉTODOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM.....	35
6.2.1. FLAMBAGEM NO CONCRETO ARMADO	35
6.2.2. ANÁLISE DOS PILARES EM FUNÇÃO DE SUA ESBELTEZ.....	36

7. ANÁLISE ESTRUTURAL	40
7.1. CÁLCULO DA TAXA DE ARMADURA	42
7.2. CÁLCULO DA NORMAL MÁXIMA	59
8. ANÁLISE ECONÔMICA	70
8.1. TAXA DE ARMADURA – CUSTOS.....	82
8.2. NORMAL MÁXIMA – CUSTOS.....	86
9. CONSIDERAÇÕES FINAIS	89
9.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS.....	90
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
ANEXOS.....	94

LISTA DE FIGURAS

Figura 1 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto	22
Figura 2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas.....	24
Figura 3 – Diagrama M-k na seção transversal da viga de concreto armado.....	25
Figura 4 – Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios	27
Figura 5 – Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.....	28
Figura 6 – Domínios no estado limite último de uma seção transversal	29
Figura 7 – Seção transversal.....	32
Figura 8 – Seção longitudinal.....	32
Figura 9 – Desaprumo dos Elementos Verticais – Imperfeições Geométricas Globais .	35
Figura 10 – Esquema de Pilar.....	40
Figura 11 – Momentos de primeira ordem e de segunda ordem	41
Figura 12 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 1 – C25, $\lambda_x = 90$	46
Figura 13 – Ábaco para Pilar 1 – C25, $\lambda_x = 90$, $N_d = -473,80$ kN – $A_S > A_{S,máx}$	47
Figura 14 – Pilar 1 – Distribuição de Armadura na Seção (Típico).....	48
Figura 15 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 1 – C40, $\lambda_x = 90$	49
Figura 16 – Gráfico A_S [cm ²] x λ_x – Pilar 1 (15 x 25 cm).....	50

Figura 17 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 2 – C40, $\lambda_x = 60$	53
Figura 18 – Gráfico A_s [cm ²] x λ_x – Pilar 2 (20 x 40 cm).....	54
Figura 19 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 3 – C60, $\lambda_x = 90$	57
Figura 20 – Ábaco para Pilar 3 – C25, $\lambda_x = 90$, $N_d = -2.788,80$ kN – $A_s > A_{s,máx}$	58
Figura 21 – Gráfico A_s [cm ²] x λ_x – Pilar 3 (30 x 50 cm).....	59
Figura 22 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 1 – C60, $\lambda_x = 90$	61
Figura 23 – Armadura 6 ϕ 10 – Pilar 2 – C25, $l_e = 3,90$ m.....	62
Figura 24 – Armadura Mínima – Pilar 3 – C25, $l_e = 3,90$ m.....	63
Figura 25 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 2 – C60, $\lambda_x = 60$	65
Figura 26 – Armadura 10 ϕ 20 – Pilar 3 – C25, $l_e = 3,45$ m.....	66
Figura 27 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 3 – C60, $\lambda_x = 90$	68
Figura 28 – Gráfico N_d [kN] x λ_x – A_s Máxima – C60.....	69
Figura 29 – Gráfico R_s x λ_x – Pilar 1.....	83
Figura 30 – Gráfico R_s x λ_x – Pilar 2.....	84
Figura 31 – Gráfico R_s x λ_x – Pilar 3.....	85
Figura 32 – Gráfico R_s x l_e – Pilar 1, A_s Máx.	87
Figura 33 – Gráfico R_s x l_e – Pilar 2, A_s Máx.	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$	16
Tabela 2 – Valores do coeficiente γ_{f2} NBR 6118:2007	17
Tabela 3 - Valores dos coeficientes de segurança γ_c e γ_s , dos materiais	20
Tabela 4 – Comprimento equivalente.....	43
Tabela 5 – Momentos Totais Máximos	44
Tabela 6 – Armaduras máximas e mínimas.....	44
Tabela 7 – Armaduras do Pilar 1 ($Nd = -473,8 \text{ kN}$).....	50
Tabela 8 – Armaduras do Pilar 2 ($Nd = -1.103,9 \text{ kN}$).....	54
Tabela 9 – Armaduras do Pilar 3 ($Nd = -2.788,8 \text{ kN}$).....	57
Tabela 10 – Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 1 – C60	61
Tabela 11 – Armaduras para Pilar 2 e Pilar 3 – C25	64
Tabela 12 – Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 2 – C60	65
Tabela 13 – Armaduras para Pilar 3 – C25	67
Tabela 14 - Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 3 – C60.....	68
Tabela 15 – Normais e Momentos Totais Máximos – C60.....	69
Tabela 16 – Fôrma de madeira maciça para pilares, com tábuas e sarrafos – unidade: m^2	71

Tabela 17 – Fabricação de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m ²	72
Tabela 18 – Montagem de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m ²	72
Tabela 19 – Desmontagem de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m ²	72
Tabela 20 – Orçamento das fôrmas do Pilar 1, $\lambda_x = 80 - 2,80$ m ²	73
Tabela 21 – Orçamento para fôrmas.....	73
Tabela 22 – Armadura de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro até 10,0 mm, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg	74
Tabela 23 – Armadura de aço para pilares, CA-50, diâmetro de 12,5 mm, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg	74
Tabela 24 – Características de fios e barras (NBR 7480:2007)	75
Tabela 25 – Orçamento para armadura do Pilar 1, C40, $\lambda_x = 80 - 26,29$ kg.....	76
Tabela 26 – Armadura de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro 20,0 mm, corte e dobra na obra – unidade: kg.....	76
Tabela 27 – Orçamento para armadura do Pilar 1, C25, $\lambda_x = 80 - 44,18$ kg.....	77
Tabela 28 – Orçamento para armaduras – Pilar 1	77
Tabela 29 – Orçamento para armaduras – Pilar 2	77
Tabela 30 – Orçamento para armaduras – Pilar 3	78
Tabela 31 – Concreto estrutural virado em obra, controle “A”, consistência para vibração, brita 1 – unidade: m ³	78

Tabela 32 – Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura – unidade: m ³	79
Tabela 33 – Orçamento do volume de concreto para Pilar 1, C25, $\lambda_x = 80$ – 0,13 m ³ ...	80
Tabela 34 - Concreto estrutural dosado em central, de alto desempenho, relação água/cimento: 0,4 - unidade: m ³	80
Tabela 35 – Orçamento do volume de concreto para Pilar 3, C60, $\lambda_x = 90$ – 1,17 m ³ ...	81
Tabela 36 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 1	81
Tabela 37 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 2	82
Tabela 38 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 3	82
Tabela 39 – Orçamento Total – Pilar 1.....	83
Tabela 40 – Orçamento Total – Pilar 2.....	84
Tabela 41 – Orçamento Total – Pilar 3.....	85
Tabela 42 – Orçamento para pilares – Pilar 1, A _s Máx.....	86
Tabela 43 – Orçamento para pilares – Pilar 2, A _s Máx.....	88

LISTA DE SÍMBOLOS E NOMENCLATURAS

– Letras Minúsculas

a – Distância ou dimensão, deslocamento máximo (flecha);

b – Largura de um retângulo;

bw – Largura da alma de uma viga;

c – Cobrimento da armadura em relação à face do elemento;

d – Altura útil, dimensão ou distância;

f – Resistência;

h – Dimensão, altura;

k – Coeficiente;

l – Altura total da estrutura ou de um lance de pilar, comprimento, vão;

r – Raio de curvatura interno do gancho, rigidez;

s – Espaçamento das barras da armadura;

u – Perímetro;

w – Abertura de fissura;

x – Altura da linha neutra;

z – Braço de alavanca, distância.

– Letras Maiúsculas

A_c – Área da seção transversal de concreto;

A_s – Área da seção transversal da armadura longitudinal de tração;

A'_s – Área da seção da armadura longitudinal de compressão;

D – Diâmetro dos pinos de dobramento das barras de aço;

E – Módulo de elasticidade;

(EI) – Rigidez;

F – Força;

G – Ações permanentes;

G_c – Módulo de elasticidade transversal do concreto;

H – Altura;

I_c – Momento de inércia da seção de concreto;

M – Momento fletor;

M_{1d} – Momento fletor de 1ª ordem de cálculo;

M_{2d} – Momento fletor de 2ª ordem de cálculo;

M_{Rd} – Momento fletor resistente de cálculo;

M_{Sd} – Momento fletor solicitante de cálculo;

N_d – Força normal de cálculo;

N_{Rd} – Força normal resistente de cálculo;

N_{Sd} – Força normal solicitante de cálculo;

Q – Ações variáveis;

R – Reação de apoio;

R_d – Esforço resistente de cálculo;

S_d – Esforço solicitante de cálculo;

T – Temperatura, momento torçor;

T_{Rd} – Momento torçor resistente de cálculo;

T_{Sd} – Momento torçor solicitante de cálculo;

V_d – Força cortante de cálculo.

– Letras Gregas

γ_c – Coeficiente de ponderação da resistência do concreto;

γ_f – Coeficiente de ponderação das ações;

γ_m – Coeficiente de ponderação das resistências;

γ_s – Coeficiente de ponderação da resistência do aço;

ε – Deformação;

ε_c – Deformação específica do concreto;

ε_s – Deformação específica do aço da armadura passiva;

λ – Coeficiente para cálculo de comprimento de ancoragem, índice de esbeltez;

ρ – Taxa geométrica de armadura longitudinal de tração;

$\rho_{\text{mín}}$ – Taxa geométrica mínima de armadura longitudinal de vigas e pilares;

σ_c – Tensão à compressão no concreto;

σ_{ct} – Tensão à tração no concreto;

σ_{Rd} – Tensões normais resistentes de cálculo;

σ_s – Tensão normal no aço de armadura passiva;

σ_{sd} – Tensões normais solicitantes de cálculo;

τ_{Rd} – Tensões de cisalhamento resistentes de cálculo;

τ_{sd} – Tensão de cisalhamento de cálculo usando o contorno adequado ao fenômeno analisado;

τ_{Td} – Tensão de cisalhamento de cálculo, por torção;

τ_{wd} – Tensão de cisalhamento de cálculo, por força cortante;

φ – Diâmetro das barras da armadura;

φ_l – Diâmetro das barras de armadura longitudinal de peça estrutural;

φ_n – Diâmetro equivalente de um feixe de barras;

φ_t – Diâmetro das barras de armadura transversal;

φ_{vibr} – Diâmetro da agulha do vibrador;

φ – Coeficiente de fluência.

– Símbolos Subscritos

c – concreto;

d – valor de cálculo;

ef – efetivo;

eq – equivalente;

fic – fictícia;

g – ações permanentes;

h – horizontal;

inf – inferior;

j – idade (referente à cura do concreto);

k – valor característico;

m – média;

máx – máximo;

mín – mínimo;

nec – necessário;

nom – nominal;

q – ações variáveis;

s – aço de armadura passiva;

sec – secante;

ser – serviço;

sup – superior;

t – tração, transversal;

tot – total;

u – último, de ruptura;

v – vertical, viga;

vão – vão;

vig – viga;

w – alma, transversal;

y – escoamento do aço;

R – resistências;

S – solicitações.

1. INTRODUÇÃO

As estruturas de concreto armado são predominantes no Brasil, devido à facilidade de execução, produção simples, e por ter custo baixo, se comparado com outras metodologias, como as estruturas de aço.

O uso de novas tecnologias na execução das estruturas de concreto pode levar a ganhos diretos, como a redução do volume de concreto, redução do consumo de aço e maior velocidade de execução, demandando menos homens/hora, e ganhos indiretos, como redução de impactos ambientais e maior flexibilidade de projeto, reduzindo a seção dos pilares e aumentando seu comprimento equivalente.

A utilização de concreto de alto desempenho em pilares de edifícios será possível a partir da próxima revisão da NBR 6118, que abrangerá dosagens com resistência de projeto especificada até 90 MPa. O limite estipulado para esse trabalho, em 60 MPa, se deve às dificuldades apresentadas em se obter resistências superiores à essa.

1.1. MOTIVAÇÃO

Com a futura inclusão do concreto de alto desempenho na norma, optou-se por fazer um estudo com relação ao seu desempenho estrutural e custo/benefício, quando utilizado em pilares de edifícios.

1.2. OBJETIVO

O presente trabalho tem por objetivo apresentar as variações que ocorrem em um pilar, moldado em concreto armado, quando se altera a altura do pilar e, principalmente, quando se utiliza diferentes tipos de f_{ck} , entre 25 e 60 MPa.

Além de apresentar a influência que o f_{ck} impõe ao pilar, sob o ponto de vista estrutural, este trabalho visa apresentar possíveis ganhos econômicos com a utilização de concreto de alto desempenho, relativos à uma menor taxa de armadura e menor seção do pilar, por exemplo.

1.3. ESTRUTURA DO TRABALHO

Segue-se a esta introdução o segundo capítulo, no qual são apresentados aspectos relativos às estruturas de concreto armado, quanto à sua definição, histórico e componentes do concreto.

O terceiro capítulo aborda o concreto de alto desempenho, apresentando sua definição e características de sua composição, principalmente as diferenças existentes na composição do concreto de menor resistência.

No quarto capítulo, são apresentadas as definições de estado limite, ações e resistências, assim como características do concreto e aço, definição dos estádios de comportamento à flexão e hipóteses básica no dimensionamento.

O quinto capítulo aborda o dimensionamento à flexão composta reta, apresentando os domínios de deformações específicas no estado limite último, assim como as notações e hipóteses adotadas no dimensionamento de seções retangulares.

No sexto capítulo, são apresentados critérios de projeto de pilares, como as ações que devem ser consideradas, flambagem da estrutura e métodos de análise das peças em função de sua esbeltez.

O sétimo capítulo apresenta o dimensionamento de pilares, quando se altera o índice de esbeltez da estrutura e a resistência à compressão do concreto, a fim de analisar a influência desses parâmetros na taxa de armadura do pilar, seção transversal e esforços solicitantes.

No oitavo capítulo, os pilares dimensionados no capítulo anterior são orçados, levando em consideração as planilhas do TCPO (2010), que fornecem o consumo de mão de obra, materiais, equipamentos e serviços, para a execução das estruturas de concreto armado, e a revista Guia da Construção, que fornece os valores unitários desses insumos.

No nono capítulo, são apresentadas as considerações finais e sugestões para trabalhos futuros com concretos de alto desempenho.

2. ESTRUTURAS DE CONCRETO ARMADO

A NBR 6118:2007, em seu item 3.1.3, define os elementos de concreto armado como: *“aqueles cujo comportamento estrutural depende da aderência entre concreto e armadura e nos quais não se aplicam alongamentos iniciais das armaduras antes da materialização dessa aderência”*.

As estruturas de concreto armado são as mais comuns nas obras civis de edifícios residenciais, pois este material apresenta uma série de vantagens, como fácil execução, tecnologia de produção simples, boa resistência a efeitos térmicos, atmosféricos, ao desgaste mecânico e choques, grande durabilidade e, normalmente, é mais econômico que outros materiais, como o aço.

A estrutura de uma obra civil tem por objetivo resistir a todos os esforços e solicitações que poderão ocorrer durante a vida útil da construção. A estrutura deve manter a segurança e sua funcionalidade, conforme exigência das normas de projeto e conforme a boa prática da Engenharia Civil.

De acordo com a norma NBR 6118, as estruturas de concreto armado devem ter capacidade resistente, o que consiste basicamente na segurança à ruptura; desempenho em serviço, se mantendo em condições plenas de utilização, não apresentando danos que comprometam o seu uso; e durabilidade, resistindo às influências ambientais previstas e definidas na elaboração do projeto. Estes são requisitos mínimos de qualidade que a estrutura deve atender durante sua construção e ao longo de sua vida útil.

O projeto estrutural deve ser feito de forma a atender os requisitos de qualidade estabelecidos nas normas técnicas, bem como considerar as condições construtivas, arquitetônicas, funcionais, de integração com os demais projetos, como elétrico e hidráulico, e exigências particulares, como a resistência ao impacto, aos sismos, ou ainda relativas à estanqueidade e ao isolamento térmico e acústico.

O projeto final deve proporcionar as informações necessárias para a execução da estrutura, sendo constituído por desenhos, especificações e critérios de projeto, como os desenhos executivos de fôrmas e de armaduras, exigências de cada contrato, memoriais de cálculo, especificações construtivas e de materiais, etc.

2.1. HISTÓRICO

O cimento pozolânico, de origem vulcânica, e a cal hidratada já eram conhecidos pelos romanos como aglomerante, sendo por eles realizada a primeira associação de um metal à argamassa de pozolana. No ano de 1770, em Paris, associou-se ferro com pedra para formar vigas como as modernas, com barras transversais ao cortante e barras longitudinais na tração.

O concreto armado surgiu a partir do desenvolvimento do cimento Portland, no ano de 1824, por Aspdin, na Inglaterra, e pela ideia da inserção de barras de aço na região tracionada das peças feitas de argamassa de cimento. As primeiras patentes e os primeiros resultados práticos foram obtidos, no ano de 1849, por Lambot e por Monier. Este último chegou ao concreto armado como hoje o conhecemos, a partir de 1867, obtendo patentes para a construção, com êxito, de lajes, canais, tanques e pontes, de forma totalmente empírica.

A primeira teoria consistente sobre o dimensionamento das peças de concreto armado surgiu em 1902, em uma publicação de E. Morsch, um reconhecido engenheiro alemão, professor da Universidade de Stuttgart. Suas teorias resultaram em ensaios experimentais, dando origem às primeiras normas para cálculo e construção em concreto armado.

A engenharia brasileira contribuiu expressivamente no desenvolvimento do concreto armado. A primeira ponte do mundo em balanços sucessivos, projetada por Paulo Fragoso, foi construída sobre o Rio Peixe, em 1930, sendo por muito tempo o maior vão do mundo em concreto armado, com 68 m. O primeiro arranha-céu do mundo, com 24 pavimentos, em concreto armado, foi o edifício do jornal “A Noite”, projetado por Emílio Baumgart, em 1931.

O início do desenvolvimento do concreto de alto desempenho se deu no final da década de 1960, quando foram desenvolvidos, na Alemanha e no Japão, aditivos redutores de água de alto desempenho. As primeiras aplicações foram restritas a produtos pré-moldados, vigas para pontes moldadas *in loco* e para estruturas submersas, onde o concreto apresentasse alta fluidez sem segregação durante o lançamento.

Hoje, cerca de um terço dos edifícios comerciais altos são de estrutura de concreto de alto desempenho, pois, devido à sua disponibilidade comercial, se tornou uma alternativa econômica para pilares maciços de concreto convencional para os andares mais baixos de edifícios altos (MEHTA & MONTEIRO, 1994).

O concreto armado é o material de construção mais utilizado hoje, no mundo, e o segundo mais utilizado pelo homem, atrás apenas da água. O índice de consumo do concreto é estimado em 11 bilhões de toneladas métricas por ano.

2.2. COMPOSIÇÃO DO CONCRETO ARMADO

Entende-se por concreto armado o material resultante da combinação do concreto com as barras de aço nele imersas, trabalhando em conjunto devido à aderência entre estes dois materiais. A função das barras de ferro é absorver as tensões de tração, quando as peças são submetidas a esforços de flexão, de cisalhamento, de torção e de tração; o concreto resiste melhor aos esforços de compressão.

O concreto é o material mais utilizado na construção civil, por ao menos três razões principais. São elas: consistência plástica enquanto fresco, proporcionando uma grande variedade de formas e tamanhos; excelente resistência à água, sendo, portanto, o material ideal para estruturas como barragens, revestimento de canais e elementos estruturais expostos à umidade, como estacas, sapatas, lajes, vigas e pilares; e o seu baixo custo, associado à rápida disponibilidade do material para a obra.

Pode ser definido como um material compósito constituído de um meio aglomerante, no qual estão aglutinadas partículas ou fragmentos de agregado (MEHTA & MONTEIRO, 1994). O cimento utilizado na fabricação do concreto é o que endurece com a água, o cimento hidráulico. A fabricação do concreto consiste na mistura de brita, areia, cimento e água, em proporções adequadas, e, eventualmente, aditivos.

A dosagem do concreto, que inclui o fator água/cimento e o traço do concreto, deve ser definida para a construção, a partir de fatores como trabalhabilidade, durabilidade e resistência mecânica mínima a ser atingida. A durabilidade do concreto está associada aos requisitos mínimos de resistência ao desgaste, ação da umidade, temperatura, agentes agressivos e impermeabilidade, além de uma distribuição adequada da armadura e boa concretagem.

A resistência do concreto varia em função do processo de hidratação do cimento, que é relativamente lento. Sendo assim, as especificações e os ensaios para resistência do concreto se baseiam em corpos de prova curados, sob condições padrão de temperatura e umidade, para períodos de 28 dias.

A resistência do concreto decresce com o fator água/cimento, que é a relação da água para o cimento, em peso. Este fator varia entre 45% e 70%. Uma menor relação água/cimento é benéfica para a durabilidade da estrutura, reduzindo, no entanto, a trabalhabilidade do concreto novo. A resistência do concreto aumenta com o consumo de cimento, em uma faixa de utilização entre 250 a 450 kg/m³.

O concreto começa a endurecer em poucas horas, podendo ser moldado *in loco* ou ser pré-fabricado. Este concreto novo deve ser curado, ou seja, protegido contra a desidratação, ação de agentes nocivos e variações bruscas de temperatura. A umidade presente durante a concretagem deve ser mantida, pelo menos durante os primeiros sete dias após o lançamento.

2.2.1. Cimento

Material seco, finamente pulverizado, que não é um aglomerante por si só, mas através de reações químicas entre seus minerais e a água, desenvolve propriedade aglomerante. Um cimento é chamado *hidráulico* quando os produtos da hidratação ficam estáveis em ambiente aquoso. O cimento Portland é o cimento hidráulico mais comum, sendo constituído essencialmente de silicatos reativos de cálcio.

O cimento é um material composto de clínquer e adições, sendo o clínquer o componente principal, presente em todos os tipos de cimento. As matérias-primas básicas do clínquer são a argila e o calcário. Para sua fabricação, a rocha calcária é britada e moída e misturada com argila moída. A mistura é submetida a um calor de até 1.450°C e então é subitamente resfriada, formando o clínquer, que então é moído até transformar-se em pó.

Durante o processo de moagem do clínquer, são acrescentados materiais, que definem as propriedades dos diferentes tipos de cimento. As principais adições são o gesso, materiais pozolânicos e carbonáticos, e as escórias de alto-forno.

Os tipos de cimento que existem no Brasil diferem em função da sua composição, como o cimento Portland comum, cimento Portland composto, de alto-forno, pozolânicos, de alta resistência inicial (CP V-ARI), resistente a sulfatos, de baixo calor de hidratação, o cimento Portland branco e cimento para poços petrolíferos.

2.2.2. Agregados

Material granular, como areia, pedregulho, pedrisco, rocha britada, escória de alto-forno ou resíduos de construção e de demolição, que é usado com um meio cimentício para produzir concreto ou argamassa. O termo areia é usualmente utilizado para agregado miúdo, resultante da desintegração natural ou da britagem de rocha. Brita é o produto resultante da trituração industrial de rochas. Escória de alto-forno é o subproduto da indústria siderúrgica, gerado a partir da produção do ferro gusa.

São muito importantes na composição do concreto, pois cerca de 70% dela é constituída de agregados. Uma das principais vantagens do uso em grandes proporções dos agregados no concreto ou argamassa é a de apresentar custo muito inferior ao do cimento. Do ponto de vista técnico, os agregados influenciam certas propriedades do concreto, beneficiando-as, principalmente na redução da retração, que é a alta na pasta de cimento, e na melhoria da resistência ao desgaste.

2.2.3. Água

Normalmente, a água potável é a indicada para a confecção dos concretos. A água é necessária para possibilitar as reações químicas do cimento, chamadas reações de hidratação, que irão garantir as propriedades de resistência e durabilidade do concreto. Tem também a função de lubrificar as demais partículas, para proporcionar melhor trabalhabilidade do concreto.

2.2.4. Aditivos e adições

Materiais que não são agregados, cimento e água. São adicionados à dosagem do concreto imediatamente antes ou durante a mistura, podendo aumentar a plasticidade do concreto sem aumentar o consumo de água, reduzir a exsudação e segregação, retardar ou acelerar o tempo de pega, aumentar à resistência à ação do congelamento, fissuração térmica e corrosão da armadura.

A composição desses materiais varia muito, desde surfactantes e sais solúveis até polímeros e minerais insolúveis. Pode-se classificá-los como aditivos químicos, que agem instantaneamente no sistema cimento-água ou se dissociam, afetando as reações químicas entre os compostos do cimento e da água, e as adições minerais, como os materiais pozolânicos e subprodutos industriais, como cinzas volantes e escórias.

3. CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

“Define-se concreto de alto desempenho como um concreto que atenda uma combinação especial entre desempenho e requisitos de uniformidade que não pode ser atingida sempre rotineiramente com o uso de componentes convencionais e práticas normais de mistura, lançamento e cura”. ACI Committee on High Strength Concrete, 2010.

Com base na resistência à compressão a uma dada idade, o concreto é definido como sendo de “alta resistência”, ou “alto desempenho”. Na década de 1970, antes da utilização dos superplastificantes, os concretos que apresentavam 40 MPa, ou mais, de resistência à compressão aos 28 dias eram chamados de concretos de alto desempenho. A partir de 2002, o *ACI Committee on High Strength Concrete* revisou a definição, abrangendo dosagens com resistência de projeto especificada de 55 MPa ou mais.

O aumento radical na resistência mecânica do concreto, mantendo sua trabalhabilidade, é atingido pela incorporação na mistura de aditivos como superplastificantes, superfluidificantes e microssílica, pela redução do fator água/cimento e o aumento do consumo do cimento no concreto, podendo atingir resistência à compressão superior à 100 MPa.

3.1. COMPOSIÇÃO DO CONCRETO DE ALTO DESEMPENHO

3.1.1. Cimento

Para se obter dosagens de concreto com resistências à compressão de até 50 MPa, o cimento Portland comum de qualquer tipo pode ser usado. Para alcançar resistências mais altas, ao mesmo tempo em que se mantém boa trabalhabilidade, é necessário o uso de aditivos químicos e adições minerais combinados com o cimento, pois a compatibilidade aditivo-cimento se torna uma questão importante.

É essencial um fator água/cimento baixo e agregados de pequena dimensão máxima, o que significa um alto teor de cimento, geralmente acima de 385 kg/m³. A dosagem de cimento varia de 400 a 600 kg/m³ (ALMEIDA, 1990).

É importante considerar que, com um teor excessivo de material cimentício, poderão surgir problemas de retração. Sendo assim, a quantidade máxima aceitável de cimento na mistura seria, normalmente, de 500 a 550 kg/m³.

3.1.2. Agregados

Em concretos convencionais, o tipo e a quantidade do agregado representam um papel importante na estabilidade do concreto, mas pouco influenciam na resistência. Para concretos de alta resistência, o agregado é importante não só para a estabilidade dimensional, mas também para a resistência e rigidez do concreto.

A baixa relação água/cimento usada nas dosagens de concreto de alta resistência causa densificação tanto da matriz quanto da zona de transição na interface (MEHTA & MONTEIRO, 1994). Além disso, agregados como granito e quartzo podem desenvolver microfissuras na zona de transição. Sendo assim, recomenda-se o uso de agregados duros e resistentes, com alto módulo de elasticidade e um baixo coeficiente de retração térmica.

De maneira geral, os agregados ideais para a produção do concreto de alto desempenho devem apresentar elevada resistência à compressão; elevado módulo de elasticidade, ou semelhante ao da pasta de cimento; granulometria que minimize o consumo de água e/ou as concentrações de tensões; forma e textura superficial que favoreçam a aderência com a pasta; e devem apresentar-se limpos e isentos de materiais pulverulentos.

3.1.3. Aditivos e adições

Dependendo das propriedades desejadas, um concreto de alto desempenho pode conter um ou mais tipos de aditivos químicos, tais como plastificantes, incorporadores de ar e controladores de pega. Adicionalmente, é comum usar adições minerais como cinza volante, sílica ativa e escória.

Os aditivos químicos são empregados na produção do concreto de alto desempenho, pois torna-se possível obter o aumento da resistência à compressão, aumento de trabalhabilidade e da durabilidade, além do controle da velocidade de endurecimento do concreto fresco. Os aditivos químicos mais utilizados são os plastificantes e superplastificantes.

Também chamados redutores de água de alta eficiência, os aditivos superplastificantes podem reduzir a quantidade de água de três a quatro vezes em um dado traço de concreto. Atualmente, são empregados condensados de formaldeído e naftaleno sulfonado ou formaldeído e melamina sulfonada (ALMEIDA, 1990).

Para reduzir, ou eliminar os componentes da pasta de cimento Portland hidratada que limitam a resistência, é comum a incorporação de um material pozolânico, por ser uma maneira barata e efetiva. A reação pozolânica é acompanhada também por uma redução no volume total dos poros capilares, que aumenta a resistência.

Além de um produto final mais homogêneo e da redução de custo, a substituição de parte do cimento Portland por pozolana gera menores elevações de temperatura, devido a menos calor de hidratação. Isso se faz necessário pois, devido ao alto consumo de cimento, misturas de concreto de alta resistência apresentam fissurações térmicas em elementos estruturais grandes.

Um ganho substancial de resistência nas primeiras idades pode ser obtido pela substituição parcial de escória de alto-forno moída ou cinza volante por agregado miúdo, desde que não seja acompanhada por um aumento no consumo de água na dosagem do concreto.

A escória de alto-forno é um resíduo da produção de ferro gusa em alto-fornos, constituído basicamente de compostos oxigenados de ferro, silício e alumínio. Agrega grande resistência ao ataque químico, e a permeabilidade à água do concreto é reduzida.

As cinzas volantes são subprodutos das centrais termoelétricas, que queimam o carvão em seus fornos. As ações físicas e químicas no concreto são semelhantes as da microssilica.

A microssilica é um subproduto industrial obtido a partir da produção de silício metálico, ligas de ferro-silício ou outros produtos siliciosos em forno elétricos a arco. Na produção do concreto de alto desempenho, geralmente a dosagem deste material varia de 5 a 20% da massa de cimento.

Os aditivos minerais, por serem materiais muito finos, aumentam a demanda da quantidade de água para o concreto atingir uma certa trabalhabilidade, por isso normalmente são empregados em conjunto com aditivos redutores de água.

4. ESTADOS LIMITES

4.1. DEFINIÇÃO DOS ESTADOS LIMITES

As condições construtivas relativas a materiais, processos construtivos e requisitos de detalhamento, assim como as condições analíticas e as condições de segurança devem ser atendidas, segundo a NBR 6118:2007, item 12.5, na verificação da segurança das estruturas de concreto.

Define-se que as resistências disponíveis não podem ser menores que as solicitações atuantes, do ponto de vista das condições analíticas, com relação a todas as seções estruturais, todos os estados limites e a todos os carregamentos. Simbolicamente, $R_d \geq S_d$.

O estado limite é definido quando uma estrutura, ou parte dela, de modo efetivo ou convencional, se torna inutilizável, ou deixa de satisfazer às condições previstas para sua utilização.

Os estados limites últimos estão relacionados ao colapso, ou a qualquer tipo de ruína estrutural que acarrete a paralisação do uso das estruturas.

Os estados limites de serviço, de deformações excessivas, de vibrações excessivas e de abertura de fissuras devem ser atendidos em todas as estruturas de concreto armado, estando associados a questões de durabilidade, aparência e conforto.

4.2. AÇÕES E RESISTÊNCIAS

4.2.1. Valores das ações

Definem-se as ações como as “*causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações. As deformações impostas são por vezes designadas por ações indiretas e as forças, por ações diretas.*” (NBR 8681:2004).

Segundo a NBR 6118:2007, na análise estrutural deve ser considerada a influência de todas as ações que possam produzir efeitos significativos para a segurança da estrutura, levando-se em conta os possíveis estados limites últimos e de serviço.

As ações a considerar classificam-se como permanentes, como peso próprio, instalações permanentes, empuxos permanentes, retração e deformação lenta do concreto; variáveis, como ação do vento, cargas acidentais e variações de temperatura; e excepcionais, que possuem duração extremamente curta e têm baixa probabilidade de ocorrência durante a vida da construção, como explosões, choques de veículos, incêndios, enchentes ou sismos excepcionais.

4.2.1.1. Valores característicos

Os valores característicos F_k das ações são estabelecidos em função da variabilidade de suas intensidades.

Para as ações permanentes, os valores característicos devem ser adotados iguais aos valores médios das respectivas distribuições de probabilidade, definidos em Normas Brasileiras específicas, como a NBR 6120:2000. Valores característicos superiores são os que correspondem a 95% da distribuição de probabilidade, e valores característicos inferiores são os que correspondem a 5% da distribuição de probabilidade (BASTOS, 2006).

Os valores característicos das ações variáveis (F_{qk}), estabelecidos por consenso, correspondem a valores que têm de 25% a 35% de probabilidade de serem ultrapassados no sentido desfavorável, durante o período de 50 anos.

4.2.1.2. Valores representativos

As ações são quantificadas por seus valores representativos, que podem ser os valores característicos; valores convencionais excepcionais; valores reduzidos, em função da combinação de ações, tais como:

- verificações de estados limites últimos, quando a ação considerada se combina com a ação principal. Os valores reduzidos são calculados a partir dos valores característicos, pela expressão $\psi_0 F_k$, que considera muito baixa a probabilidade de ocorrência simultânea dos valores característicos de duas ou mais ações variáveis de naturezas diferentes.

- verificações de estados limites de serviço. Estes valores reduzidos são determinados a partir dos valores característicos, pelas expressões $\psi_1 F_k$ e $\psi_2 F_k$, que estimam, respectivamente, valores frequentes e quase permanentes de uma ação que acompanha a ação principal.

4.2.1.3. Valores de cálculo

Os valores de cálculo F_d das ações são obtidos a partir dos valores representativos, multiplicando-se pelos respectivos coeficientes de ponderação γ_f .

4.2.1.4. Ponderação das ações

As ações devem ser majoradas pelo coeficiente de segurança γ_f , cujo valor é dado por:

$$\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f2} \cdot \gamma_{f3}$$

γ_{f1} – parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a variabilidade das ações.

γ_{f2} – parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera a simultaneidade de atuação das ações.

γ_{f3} – parte do coeficiente de ponderação das ações γ_f , que considera os desvios gerados nas construções e as aproximações feitas em projeto, do ponto de vista das solicitações.

Segundo a NBR 8681:2004, “quando se consideram estados limites últimos, os coeficientes γ_f de ponderação das ações podem ser considerados como o produto de dois outros, γ_{f1} e γ_{f3} (o coeficiente de combinação ψ_0 faz o papel do terceiro coeficiente, que seria indicado por γ_{f2}). O coeficiente parcial γ_{f1} leva em conta a variabilidade das ações e o coeficiente γ_{f3} considera os possíveis erros de avaliação dos efeitos das ações, seja por problemas construtivos, seja por deficiência do método de cálculo empregado”.

Tabela 1 – Coeficiente $\gamma_f = \gamma_{f1} \cdot \gamma_{f3}$

NBR 6118:2007

Combinações de ações	Ações							
	Permanentes (g)		Variáveis (q)		Protensão (p)		Recalques de apoio e retração	
	D	F	G	T	D	F	D	F
Normais	1,4 ¹⁾	1,0	1,4	1,2	1,2	0,9	1,2	0
Especiais ou de construção	1,3	1,0	1,2	1,0	1,2	0,9	1,2	0
Excepcionais	1,2	1,0	1,0	0	1,2	0,9	0	0

Onde: D é desfavorável, F é favorável, G é geral, T é temporária.
 1) Para as cargas permanentes de pequena variabilidade, como o peso próprio das estruturas, especialmente as pré-moldadas, esse coeficiente pode ser reduzido para 1,3.

Tabela 2 – Valores do coeficiente γ_{f2}

NBR 6118:2007

Ações		γ_{f2}		
		ψ_0	$\psi_1^{1)}$	ψ_2
Cargas acidentais de edifícios	Locais em que não há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, nem de elevadas concentrações de pessoas ²⁾	0,5	0,4	0,3
	Locais em que há predominância de pesos de equipamentos que permanecem fixos por longos períodos de tempo, ou de elevada concentração de pessoas ³⁾	0,7	0,6	0,4
	Biblioteca, arquivos, oficinas e garagens	0,8	0,7	0,6
Vento	Pressão dinâmica do vento nas estruturas em geral	0,6	0,3	0
Temperatura	Variações uniformes de temperatura em relação à média anual local	0,6	0,5	0,3

1) Para os valores de ψ_1 relativos às pontes e principalmente aos problemas de fadiga, ver seção 23.
2) Edifícios residenciais.
3) Edifícios comerciais, de escritórios, estações e edifícios públicos.

O coeficiente de ponderação das ações para estados limites de serviço, em geral, é dado pela expressão $\gamma_f = \gamma_{f2}$. O coeficiente γ_{f2} tem valor variável conforme a verificação que se deseja fazer (Tabela 2):

- $\gamma_{f2} = 1$, para combinações raras.
- $\gamma_{f2} = \psi_1$, para combinações frequentes.
- $\gamma_{f2} = \psi_2$, para combinações permanentes.

Nas combinações quase-permanentes, todas as ações variáveis são consideradas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$. Nas combinações frequentes, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor frequente $\psi_1 F_{q1k}$, e todas as demais ações variáveis são tomadas com seus valores quase-permanentes $\psi_2 F_{qk}$. Nas combinações raras, a ação variável principal F_{q1} é tomada com seu valor característico F_{q1k} , e todas as demais ações são tomadas com seus valores frequentes $\psi_1 F_{q1k}$.

4.2.1.5. Combinação das ações

Um carregamento é definido pela combinação das ações que têm probabilidade desprezível de atuarem simultaneamente sobre a estrutura, durante um período pré-estabelecido.

A combinação das ações deve ser feita de forma que possam ser determinados os efeitos mais desfavoráveis para a estrutura e a verificação da segurança em relação aos estados limites últimos e aos estados limites de serviço.

Nas combinações para estruturas do tipo residencial, normalmente ocorre apenas um tipo de ação variável direta, e as ações variáveis indiretas, como temperatura, e ações indiretas permanentes, como a retração, não são consideradas, porque seus efeitos não são importantes relativamente às ações permanentes e variável principal. O cálculo fica muitas vezes simplificado como:

$$F_d = \gamma_g \cdot F_{gk} + \gamma_q \cdot F_{q1k}$$

$$\therefore F_d = 1,4(F_{gk} + F_{q1k})$$

4.2.2. Valores das Resistências

As resistências dos materiais empregados nas estruturas de concreto armado e protendido são definidas através de seus valores característicos e de cálculo, de acordo com a NBR 6118:2007.

4.2.2.1. Valores característicos

Os valores característicos a serem considerados para as resistências, f_k , são aqueles que dentro de um lote de material têm uma determinada probabilidade de serem ultrapassados, no sentido desfavorável para a segurança. Além dos valores médios das resistências f_m , existem os valores da resistência característica inferior $f_{k,inf}$, e superior $f_{k,sup}$. Geralmente, é de interesse $f_{k,inf}$, pois seu valor é menor que f_m .

Segundo a NBR 6118:2007, a resistência característica inferior $f_{k,inf}$ é definida como sendo o valor que tem apenas 5% de probabilidade de não ser atingido pelos elementos de um dado lote de material, admitindo-se uma distribuição do tipo normal para essas resistências.

4.2.2.2. Valores de cálculo

Para o efeito de cálculo e com o objetivo de introduzir uma margem de segurança às estruturas de concreto, são considerados os valores de cálculo da resistência dos materiais, que são obtidos a partir dos valores característicos divididos por um fator de segurança γ_m , de minoração da resistência dos materiais. A resistência de cálculo f_d de um dado material é definida por:

$$f_d = \frac{f_k}{\gamma_m}$$

A NBR 6118:2007, para a resistência de cálculo do concreto (f_{cd}), define o valor de cálculo em função da idade do concreto. Quando a verificação se faz em data igual, ou superior, a 28 dias, adota-se a expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c}, \text{ com } \gamma_c \text{ definido na Tabela 3.}$$

De forma análoga ao concreto, a resistência de cálculo de início de escoamento do aço (f_{yd}) é definida como:

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \text{ com } \gamma_s \text{ definido na Tabela 3.}$$

4.2.2.3. Ponderação das Resistências

Quando se tratam dos estados limites últimos e de serviço, os coeficientes de ponderação podem assumir diferentes valores. Conforme a NBR 6118:2007, as resistências devem ser minoradas pelo coeficiente $\gamma_m = \gamma_{m1} \cdot \gamma_{m2} \cdot \gamma_{m3}$, com:

γ_{m1} – coeficiente que considera a variabilidade da resistência dos materiais envolvidos.

γ_{m2} – coeficiente que considera a diferença entre a resistência do material no corpo de prova e na estrutura.

γ_{m3} – coeficiente que considera os desvios gerados na construção e as aproximações feitas em projeto, do ponto de vista das resistências.

Os valores a serem considerados para o coeficiente de segurança, no estado limite último, para o concreto (γ_c) e o aço (γ_s) estão indicados na Tabela 3.

Tabela 3 - Valores dos coeficientes de segurança γ_c e γ_s , dos materiais

NBR 6118:2007

Combinações	Concreto (γ_c)	Aço (γ_s)
Normais	1,4	1,15
Especiais ou de construção	1,2	1,15
Excepcionais	1,2	1,0

Na situação de serviço, as resistências devem ser tomadas segundo os valores médios em laboratório, de modo a refletir a resistência real do material. Assim, os limites estabelecidos para os estados limites de serviço não necessitam de minoração, portanto, $\gamma_m = 1,0$.

4.3. CARACTERÍSTICAS DO CONCRETO

As classes de resistência para o concreto são definidas pela NBR 6118:2007. Para superestruturas de concreto armado, o concreto deve ser no mínimo de classe C20 ($f_{ck} = 20$ MPa). Para obras provisórias e para estruturas de fundações, pode ser usado o concreto de classe C15 ($f_{ck} = 15$ MPa), conforme NBR 8953:2011.

A partir de ensaios em corpos de prova cilíndricos, de 15 cm de diâmetro e 30 cm de altura, moldados de acordo com a NBR 5738, com a idade de 28 dias, é determinada a resistência característica do concreto à compressão, com procedimento estático de acordo com a NBR 5739.

A resistência do concreto à tração pode ser determinada pelo ensaio de compressão diametral, de acordo com a NBR 7222. Na ausência de ensaios, seus valores médio e característicos (inferior e superior) podem ser estimados em função da resistência à compressão f_{ck} , através das seguintes equações:

$$f_{ct,m} = 0,3 f_{ck}^{2/3}$$

$$f_{ctk,inf} = 0,7 f_{ct,m}$$

$$f_{ctk,sup} = 1,3 f_{ct,m} \text{ (MPa)}$$

O diagrama tensão-deformação idealizado, a ser utilizado nas análises no estado limite último, para concreto à compressão, é definido na Figura 1, de acordo com a NBR 6118, item 8.2.10.

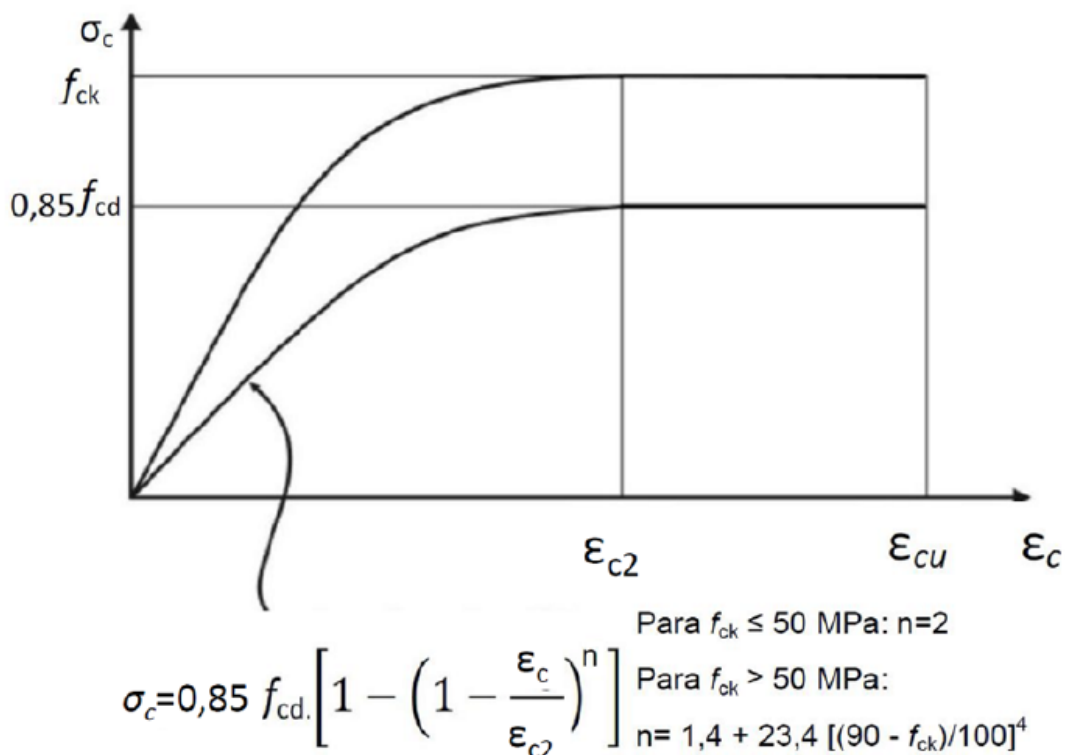


Figura 1 – Diagrama tensão-deformação idealizado para o concreto

Figura 8.2 da NBR 6118:2013 (Projeto de Revisão)

O módulo de deformação longitudinal tangente inicial, quando não forem feitos ensaios, pode ser estimado usando a expressão definida pela NBR 6118, item 8.2.8:

$$E_{ci} = 5600 \sqrt{f_{ck}} \text{ (MPa)}$$

Nas análises estruturais elásticas para valores de tensão de até $0,5 f_{ck}$, deve ser utilizado o módulo de elasticidade secante, determinado para uma tensão igual a $0,4 f_{ck}$, especialmente na determinação de esforços solicitantes e verificação dos estados limites de serviço:

$$E_{cs} = 0,85 E_{ci}$$

O concreto apresenta deformações que aumentam ou diminuem seu volume, quando exposto a ação dos carregamentos e ações indiretas. Essas deformações podem dar origem a fissuras que, dependendo da sua abertura e do ambiente a que a peça está exposta, podem ser prejudiciais para a estética e para a durabilidade da estrutura.

Retração pode ser definida como a diminuição de volume do concreto durante a cura, provocada principalmente pela evaporação da água não utilizada nas reações químicas de hidratação do cimento. Ocorre independentemente do carregamento, e sim devido a expulsão da água da periferia antes das regiões mais centrais, gerando restrições ao encurtamento da periferia e, conseqüentemente, tensões de tração e fissuração.

Há uma certa retração em todos os tipos de concreto; no entanto, é muito alta para se ignorar no caso do concreto de alto desempenho, que tipicamente contém um alto consumo de cimento e baixa relação água/cimento. A magnitude dessa retração aumenta ainda mais se a sílica ativa for adicionada ao concreto.

A deformação lenta ou fluência é o fenômeno segundo o qual uma peça de concreto é submetida a uma tensão constante, tem deformações crescentes ao longo do tempo. Este fenômeno se caracteriza pela redução de volume de concreto decorrente da aplicação das cargas, conduzindo a um deslocamento da água quimicamente inerte para as regiões de onde ela já tenha sido expulsa.

4.4. CARACTERÍSTICAS DO AÇO

A NBR 6118 define que, para as estruturas de concreto armado, deve ser utilizado aço classificado pela NBR 7480, com valor característico da resistência de escoamento nas categorias CA-25, CA-50 e CA-60.

O diagrama tensão-deformação biliar genérico para os aços, definido pela NBR 6118, em seu item 8.3.6, é utilizado para o cálculo nos estados limites últimos. O patamar de escoamento é bem definido e sem acréscimo de tensões após a deformação de escoamento, como indicado na Figura 2. O valor de f_{yk} para os aços sem patamar de escoamento é o valor da tensão correspondente à deformação permanente de 0,2%.

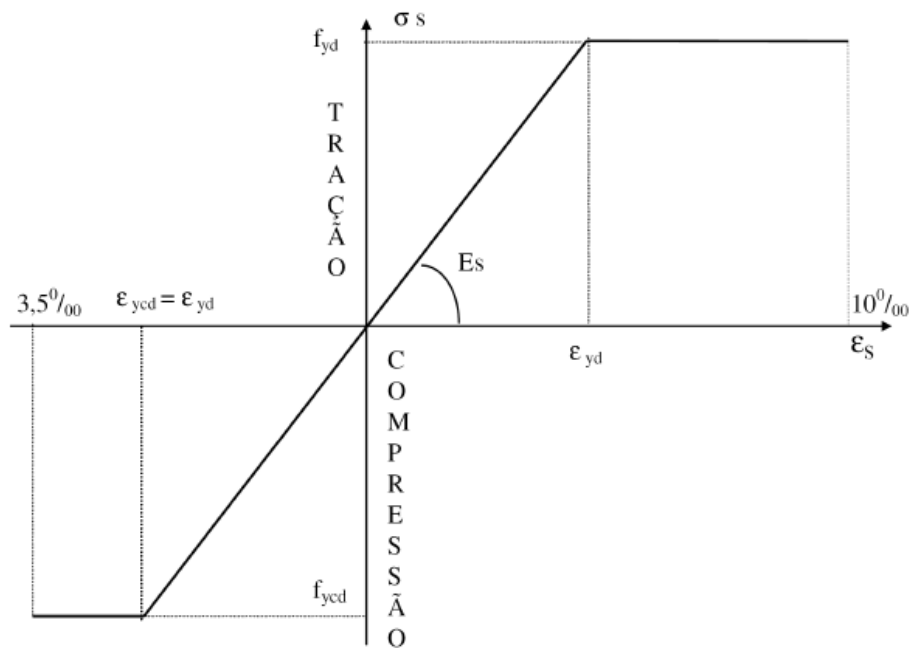


Figura 2 – Diagrama tensão-deformação para aços de armaduras passivas

SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ, 2013.

Este diagrama é válido para intervalos de temperatura entre -20°C e 150°C , e pode ser aplicado para tração e compressão. Conforme a NBR 6118, esse intervalo de temperatura é adotado como limitante para o uso do coeficiente de dilatação térmica dos aços em $10^{-5}/^\circ\text{C}$.

Considera-se, para todos os tipos de aço, $E_s = 210\,000\text{ MPa}$.

O aço CA-25 é usado em detalhes construtivos especiais, por ser o único que pode ser dobrado. O aço CA-50 é utilizado em todos os tipos de armadura estrutural. O aço CA-60 pode ser empregado nas armaduras de lajes e nas armaduras de estribos de vigas e de pilares.

4.5. ESTÁDIOS DE COMPORTAMENTO À FLEXÃO

Através da análise de um modelo estrutural, obtém-se os esforços em uma estrutura. Para peças de concreto armado, estabelecer um modelo de análise se torna uma difícil tarefa, pois o comportamento à flexão apresenta diferentes fases, isto é, a rigidez à flexão EI depende da intensidade das solicitações e da armadura da seção.

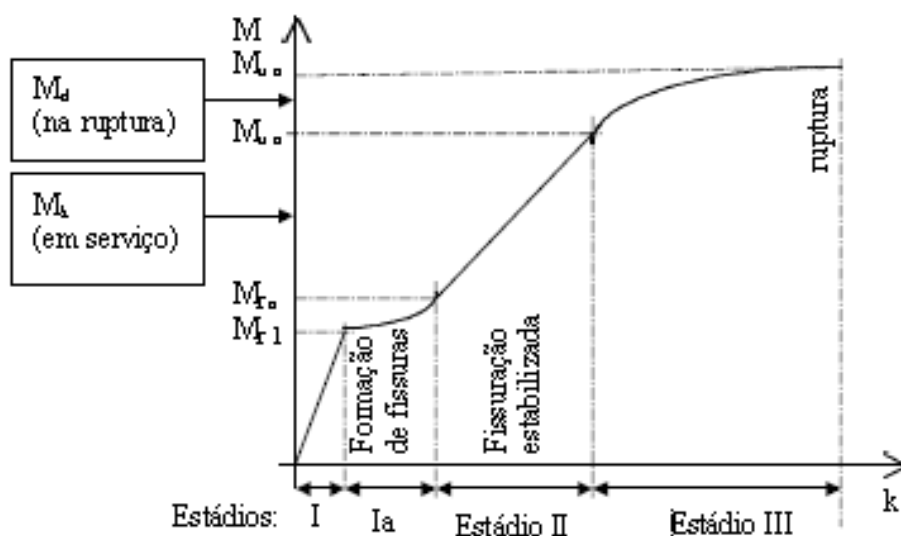


Figura 3 – Diagrama M-k na seção transversal da viga de concreto armado

EBOLI, C.R – Apostila de vigas em Concreto Armado – UFRJ.

Neste diagrama $M \times k$ (Figura 3), são observados 4 fases distintas de comportamento à flexão simples ao longo do carregamento. Em todas as fases, chamadas de estádios de comportamento, a hipótese da seção plana permanece válida. No entanto, a distribuição das tensões normais, de tração e compressão, assim como a posição da linha neutra, variam fase a fase.

A verificação do concreto no Estádio I é efetuada em casos especiais, quando não se pode admitir qualquer tipo de fissuração, em hipótese alguma. O funcionamento no Estádio II é considerado nas verificações do concreto em serviço, como para os estados limites de excesso de vibrações, de abertura de fissuras e de limitação de deformações. Já o Estádio III é considerado nas verificações dos estados limites últimos, como para as forças de cisalhamento, flexão e forças normais.

4.5.1. Estádio I

No Estádio I, $M \leq M_{r1}$. Para as pequenas deformações decorrentes da baixa intensidade da solicitação M , o comportamento do concreto e do aço pode ser admitido como elástico-linear, tanto à compressão como à tração, pois se admite que o esforço não ultrapassou a resistência do material na fibra mais alongada. O comportamento no Estádio I é o descrito pela Resistência dos Materiais. Para $M = M_{r1}$, na fibra inferior, a mais alongada, inicia-se a plastificação do concreto à tração.

4.5.2. Estádio Ia

No Estádio Ia ocorre a plastificação do concreto à tração, apresentando uma relação não-linear entre M e k , pois, com o surgimento das fissuras, a inércia não é mais constante.

A armadura, se bem dimensionada, substitui o concreto tracionado, sob o ponto de vista estático. Sendo assim, a fissuração na parte tracionada do concreto não representa a ruína da peça.

4.5.3. Estádio II

No Estádio II, os esforços de tração são absorvidos unicamente pela armadura disposta na zona do concreto tracionado, portanto, corresponde à fase em que já não se considera mais a resistência à tração do concreto. No entanto as relações tensão-deformação neste material podem ser consideradas ainda como lineares (até $\sigma_c \leq 0,5 f_{ck}$).

O concreto à compressão continua em regime linear-elástico até que em $M=M_{u0}$, na fibra mais encurtada, inicia-se a plastificação à compressão do concreto.

4.5.4. Estádio III

No Estádio III ocorre a plastificação progressiva do concreto à compressão, onde a resistência do concreto é explorada em sua totalidade, configurando-se o estado limite de ruptura. Nesta fase, pode ocorrer um alongamento excessivo da armadura tracionada, considerado como uma situação última da peça fletida.

As relações tensão-deformação não são mais lineares, correspondendo ao diagrama parábola-retângulo da Figura 4, o que faz a linha neutra subir mais ainda.

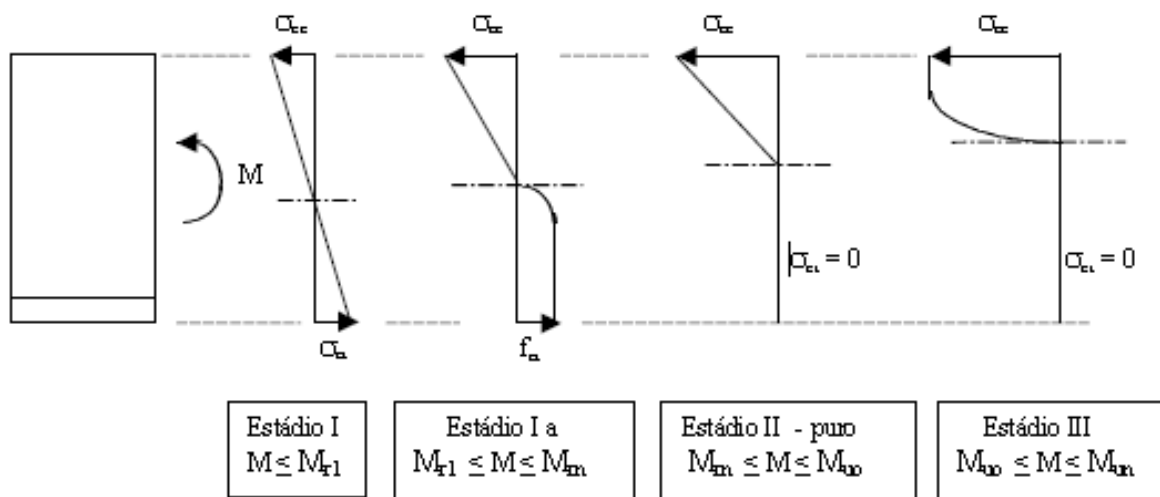


Figura 4 – Distribuição das tensões normais no concreto nos diversos estádios

4.6. HIPÓTESES BÁSICAS NO DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO NO ESTADO LIMITE ÚLTIMO

Segundo a NBR 6118, em seu item 17.2.2, as hipóteses para o dimensionamento para solicitações normais, nas seções de concreto armado, no estado limite último, para os quais o comportamento da seção à flexão é admitido no estágio III, são:

- As seções transversais se mantêm planas após a deformação (hipóteses de Bernoulli e Navier).

- A deformação das barras das armaduras deve ser a mesma do concreto em seu entorno.

- A resistência à tração do concreto, normais à seção transversal, é obrigatoriamente desprezada no ELU.

- As distribuições de tensões no concreto se faz com o diagrama parábola-retângulo, com a resistência do concreto igual a $0,85 f_{cd}$. Este diagrama pode ser simplificado para um diagrama retangular com profundidade igual a $0,8 x$ (sendo x igual à profundidade efetiva da linha neutra), e tensão igual a $0,80 f_{cd}$ ou $0,85 f_{cd}$, caso a largura da seção diminua ou não, respectivamente, a partir da linha neutra em direção à borda mais comprimida, como apresentado na Figura 5 (exemplo do Domínio 3):

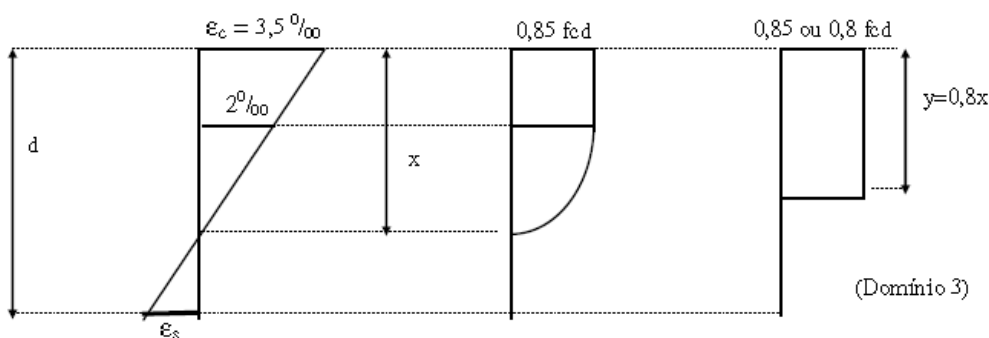


Figura 5 – Simplificação do diagrama parábola-retângulo para o concreto.

SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado I. Rio de Janeiro, 2013.

- A tensão nas armaduras deve ser obtida a partir dos diagramas de tensão-deformação.

- Os estados limites últimos são caracterizados (situação limite), quando a distribuição de deformações na seção transversal atingir uma das configurações definidas nos diversos domínios de dimensionamento à compressão, tração e flexão simples ou composta, normal ou oblíqua, estabelecidos pela NBR 6118:2013 (Projeto de Revisão), conforme Figura 6.

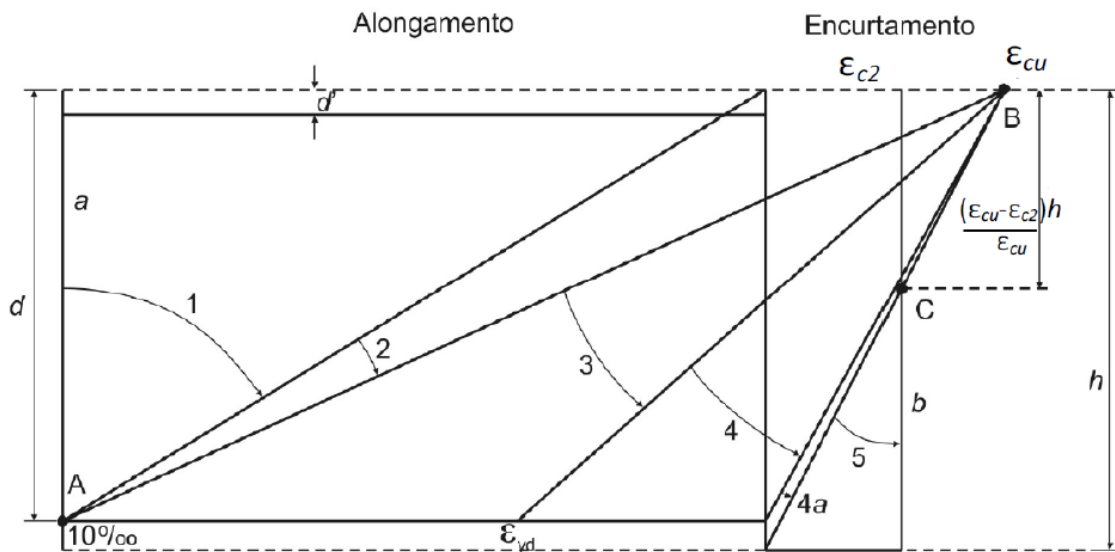


Figura 6 – Domínios no estado limite último de uma seção transversal

Figura 17.1 da NBR 6118:2013 (Projeto de Revisão).

De acordo com a Figura 6, é possível observar que no Estado Limite Último o alongamento da armadura de tração é igual a $\epsilon_{sd} = +10\text{‰}$, e o encurtamento máximo do concreto é igual a ϵ_{cu} .

Deformação plástica excessiva:

- Reta a: tração uniforme;
- Domínio 1: tração não uniforme, sem compressão;

- Domínio 2: flexão simples ou composta, sem ruptura à compressão do concreto, aço a 10‰.

Ruptura:

- Domínio 3: flexão simples (seção sub-armada) ou composta, com ruptura à compressão do concreto, e com escoamento do aço;

- Domínio 4: flexão simples (seção super-armada) ou composta, com ruptura à compressão do concreto, e com aço tracionado sem escoamento;

- Domínio 4a: flexão composta com armaduras comprimidas;

- Domínio 5: compressão não uniforme;

- Reta b: compressão uniforme.

5. DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO COMPOSTA RETA

Quando os diversos domínios de deformações específicas no estado limite último são percorridos – tração simples, flexão composta com tração, flexão simples, flexão composta com compressão e compressão simples – se realizam as diversas possibilidades de dimensionamento e verificação das seções de concreto armado na flexão composta reta.

5.1. DOMÍNIO DE DEFORMAÇÕES ESPECÍFICAS

A verificação, ou dimensionamento, para as seções de concreto submetidas à flexão composta reta é feita ao se percorrer todos os domínios de deformações específicas no estado limite último. Durante este desenvolvimento, a profundidade da linha neutra assume os seguintes valores:

- Domínio 1: $-\infty \leq x \leq 0$
- Domínio 2: $0 \leq x \leq 0,259d$
- Domínio 3 e 4: $0,259d \leq x \leq d$
- Domínio 4a: $d \leq x \leq h$
- Domínio 5: $h \leq x \leq \infty$

As Figura 7 e Figura 8 apresentam as notações a serem utilizadas para definir todas as variáveis e constantes envolvidas, de modo a auxiliar a definição das equações que regem o equilíbrio na seção dos diversos domínios, para flexão composta reta.

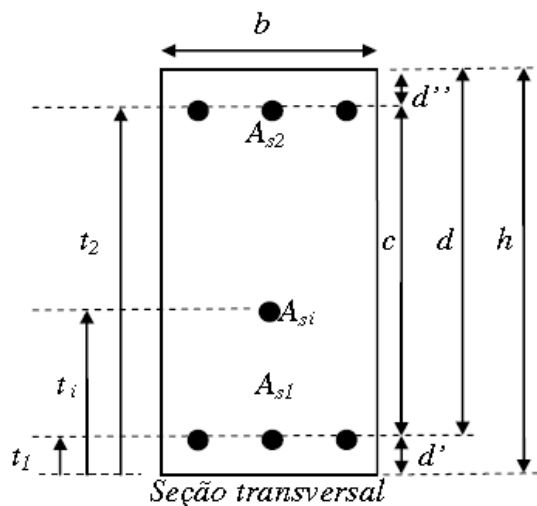


Figura 7 – Seção transversal

SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ, 2013.

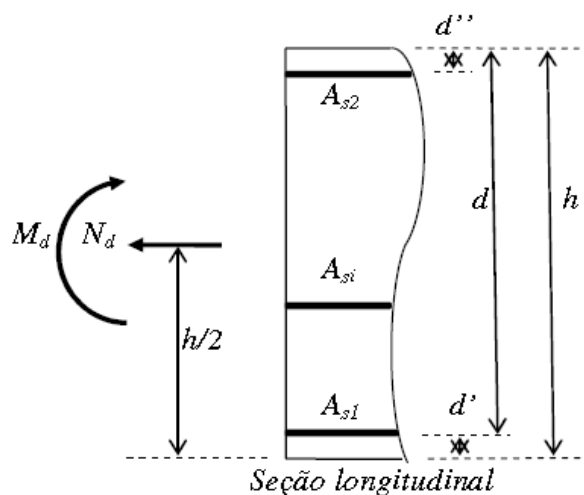


Figura 8 – Seção longitudinal

SANTOS, S.H.C – Apostila de Concreto Armado III – UFRJ, 2013.

- b, h – largura e altura total da seção de concreto.

- A_{s1} e A_{s2} – armaduras mais próximas, respectivamente, da face inferior e superior da seção (em uma viga em flexão simples seriam, respectivamente, as armaduras principais de tração e compressão).

- d' , d'' – distâncias entre centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} (cobrimento estrutural).

- $d = h - d'$ – “altura útil” da seção.

- $c = d - d''$ – distância entre centros de gravidade das armaduras A_{s1} e A_{s2} .

- A_{si} e t_i – armadura genérica e sua respectiva distância à face inferior da seção.

- N_d e M_d – esforço normal e momento fletor de cálculo referidos ao centro de gravidade da seção retangular.

As forças normais de tração são arbitradas como positivas, e os momentos fletores positivos tracionam a face inferior da seção. Da mesma forma, forças e tensões de tração são positivas e as de compressão são negativas, na seção resistente.

Com bases nestas hipóteses, são construídos ábacos e planilhas que viabilizam o dimensionamento de seções retangulares à flexão composta reta.

6. CRITÉRIOS DE PROJETO DE PILARES

6.1. CARGAS ATUANTES NOS PILARES DE EDIFÍCIOS

6.1.1. Ações a considerar

Deve ser considerada a influência de todas as ações que produzam efeitos significativos para a segurança estrutural, conforme a NBR 6118:2007, em seu item 11.2.1. Todos os possíveis estados limites últimos e de serviço devem ser considerados, de acordo com cada edificação.

As ações classificam-se, de acordo com a NBR 6118, como ações permanentes, que atuam durante toda a vida da construção, como peso próprio, empuxos permanentes, imperfeições geométricas, protensão e deformações por retração e fluência do concreto; ações variáveis, que atuam durante um período de tempo, como cargas acidentais, ação do vento, variação de temperatura e ação da água; e ações excepcionais, cujos efeitos não possam ser controlados por outros meios.

As ações em uma estrutura de concreto armado podem ser expressas como:

$p = g + q + \varepsilon$ (carga total = carga permanente + carga variável + carga devido a deformações próprias e impostas).

6.1.2. Imperfeições Geométricas

As imperfeições geométricas são consideradas como ações permanentes indiretas, podendo ser divididas em imperfeições globais e imperfeições locais. As imperfeições globais são representadas pelo desaprumo dos elementos verticais, sendo provenientes de falhas de execução da estrutura (Figura 9).

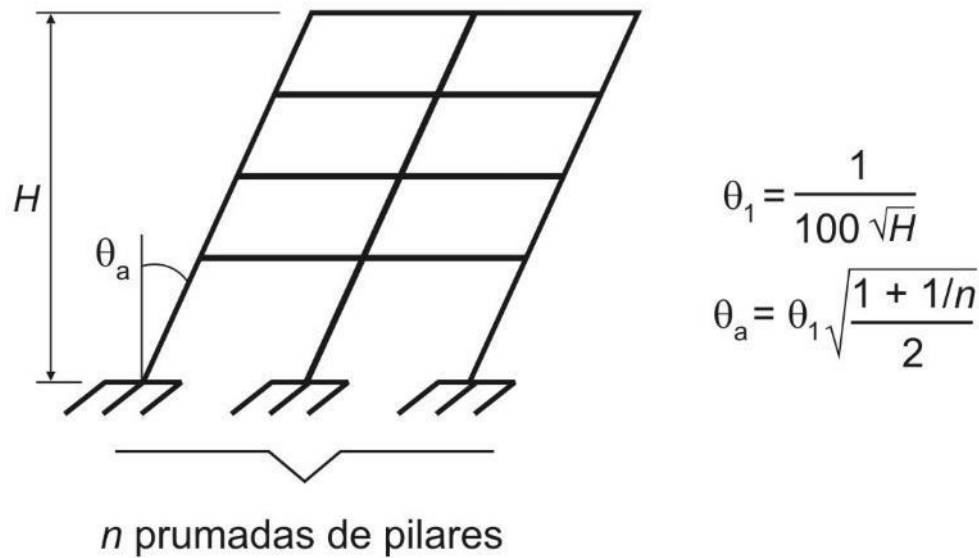


Figura 9 – Desaprumo dos Elementos Verticais – Imperfeições Geométricas Globais

Figura 11.1 da NBR 6118:2007

As construções de concreto são intrinsecamente imperfeitas e, no caso das imperfeições nos eixos dos pilares, devem ser explicitamente consideradas nos cálculos, não sendo cobertas pelos coeficientes de ponderação, como as imperfeições geométricas na posição e na forma, ou posicionamento das armaduras.

6.2. MÉTODOS DE ANÁLISE DOS EFEITOS DE 2ª ORDEM

6.2.1. Flambagem no Concreto Armado

A flambagem é um fenômeno que ocorre quando uma carga de compressão, atuando em um prisma, ocasiona uma flexão lateral ao redor do eixo, com o mínimo raio de giração de sua seção transversal. A flambagem no concreto armado envolve também a não linearidade física, não somente a geometria (SANTOS, 2013).

O índice de esbeltez mede o quão esbelto é um pilar, medindo, portanto, a facilidade ou a dificuldade que um pilar tem de flambar, e é definido pela expressão:

$$\lambda = \frac{l_e}{i}$$

Onde,

- l_e é o comprimento equivalente.

- i é o raio de giração na direção considerada, definido por $i = \sqrt{\frac{I}{A}}$.

Onde I é o momento de inércia da seção de concreto e A é a área da seção transversal do pilar.

A NBR 6118 considera os pilares como birrotulados entre dois pavimentos de edifício, cujo comprimento será igual à distância entre os eixos das vigas entre os quais ele se situa.

Para seções retangulares, os índices de esbeltez λ são definidos como:

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{i_x} = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{h}$$

(Equação 1)

$$\lambda_y = \frac{(l_e)_y}{i_y} = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_y}{b}$$

6.2.2. Análise dos pilares em função de sua esbeltez

A NBR 6118 propõe métodos simplificados para o cálculo de pilares em função de seu índice de esbeltez, em cada uma das duas direções, pressupondo pilares de seção constante e armadura constante ao longo do eixo.

6.2.2.1. Pilares muito curtos e curtos

Nenhuma verificação de efeitos de segunda ordem é necessária para pilares muito curtos, $\lambda_x \leq 35$. Para a verificação de pilares curtos ($35 \leq \lambda_x \leq \lambda_1$), se define o parâmetro λ_1 , que depende do valor dos momentos nas extremidades do pilar, variando entre $35 \leq \lambda_1 \leq 90$. Seu valor é dado pela expressão (SANTOS, 2013):

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot e_1/h}{\alpha_b}$$

Onde:

- e_1 – excentricidade de 1ª ordem: $e_1 = \left| \frac{M_A}{N} \right|$

- α_b :

- para pilares birrotulados sem cargas transversais:

$$1,00 \geq \alpha_b = 0,60 + 0,40 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,40$$

- para pilares birrotulados com cargas transversais:

$$\alpha_b = 1,00$$

- para pilares em balanço:

$$1,00 \geq \alpha_b = 0,80 + 0,20 \cdot \frac{M_B}{M_A} \geq 0,85$$

- para pilares em que os momentos de 1ª ordem são menores que um momento mínimo pré-definido ($M_{1d,mín}$):

$$\alpha_b = 1,00$$

A verificação para os esforços locais de 2ª ordem pode ser desprezada quando $\lambda_x \leq \lambda_1$ e $\lambda_y \leq \lambda_1$.

6.2.2.2. Pilares medianamente esbeltos

Considerando que estes pilares tenham armadura simétrica constante ao longo de seu eixo e seção constante, utilizam-se dois métodos aproximados baseados no pilar-padrão, segundo a NBR 6118:2007, item 15.8.3.3.

Neste trabalho, só serão considerados pilares medianamente esbeltos, com o parâmetro λ_x variando entre $60 \leq \lambda_x \leq 90$.

6.2.2.2.1. Método do Pilar-Padrão com curvatura aproximada

Neste método, a NBR 6118 considera um momento de segunda ordem igual a $N_d \cdot y_{máx}$ ($y_{máx}$ é o deslocamento máximo no centro do pilar). O momento total máximo no pilar pode ser calculado pela expressão abaixo, cujos termos e hipóteses são definidos no item 15 da NBR 6118.

$$M_{d,tot} = \alpha \cdot M_{1d,A} + N_d \cdot \frac{l_e^2}{\pi^2} \cdot \frac{1}{r} \geq \{M_{1d,A} \text{ e } M_{1d,MÍN}\}; \alpha = 1,0$$

A equação abaixo nos permite avaliar, aproximadamente, o valor da curvatura $1/r$ na seção crítica.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v + 0,5)} \leq \frac{0,005}{h}$$

Sendo que h é a altura da seção na direção considerada e $v = |N_{sd}| / (A_c \cdot f_{cd})$.

Esse método não foi utilizado neste trabalho, dando-se preferência ao Método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada, pois este é, a princípio, mais preciso.

6.2.2.2.2. Método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada

A rigidez secante $(EI)_{sec}$ é definida como a relação entre o momento e a curvatura, para um certo nível de força normal, de acordo com a NBR 6118, item 15.3.1:

$$(EI)_{sec} = \frac{M_{Rd}}{1/r} \text{ [kNm}^2\text{]}$$

A rigidez secante adimensional κ é definida pela Norma como:

$$\kappa = \frac{EI_{sec}}{A_c h^2 f_{cd}} = \frac{M_{Rd}}{(1/r) \cdot b \cdot h^3 \cdot f_{cd}}$$

Onde A_c é a área bruta de concreto em pilares retangulares.

O momento total máximo pode ser calculado a partir da majoração do momento de 1ª ordem pela expressão:

$$M_{d,tot} = \frac{\alpha_b \cdot M_{1d,A}}{1 - \frac{\lambda^2}{120\kappa/\nu}} \geq \{M_{1d,A} \text{ e } M_{1d,MÍN}\}$$

(Equação 2)

O valor da rigidez adimensional aproximada κ é dado pela expressão:

$$\kappa = 32 \cdot \left(1 + 5 \cdot \frac{M_{d,tot}}{h \cdot N_d}\right) \cdot \nu$$

(Equação 3)

$$\text{Sendo } \nu = |N_{sd}| / (A_c \cdot f_{cd})$$

Obtém-se uma equação de segundo grau substituindo-se a(Equação 1 e(Equação 3 na (Equação 2, com $M_{d,tot}$ como incógnita:

$$A (M_{d,tot})^2 + B(M_{d,tot}) + C = 0$$

$$A = 5 \cdot h$$

$$B = h^2 \cdot |N_d| - \frac{|N_d| \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d}$$

$$C = -|N_d| \cdot h^2 \cdot \alpha_b \cdot M_{1d}$$

O método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada será o método utilizado neste trabalho para a análise estrutural dos pilares.

7. ANÁLISE ESTRUTURAL

De acordo com a NBR 6118:2007, as classes do concreto com armadura passiva, o concreto armado, vão desde a classe C20 até a classe C50. A próxima revisão da norma permitirá o uso dos concretos de alto desempenho, abrangendo concretos com resistência de projeto especificada até 90 MPa.

O presente trabalho apresentará as mudanças que ocorrem em pilares, quando se altera a resistência mecânica à compressão do concreto utilizado na moldagem da peça, e a altura da peça estrutural, alterando o índice de esbeltez e, conseqüentemente, o momento total máximo ($M_{d,tot}$).

Os pilares são elementos lineares de eixo reto, geralmente verticais, em que as forças normais de compressão são preponderantes. Servem de apoio para as vigas, transmitem as cargas para as fundações e participam do sistema estrutural de contraventamento, estando geralmente submetidos à flexo-compressão. São destinados a transmitir as ações às fundações, geralmente provenientes das vigas e lajes (Figura 10).

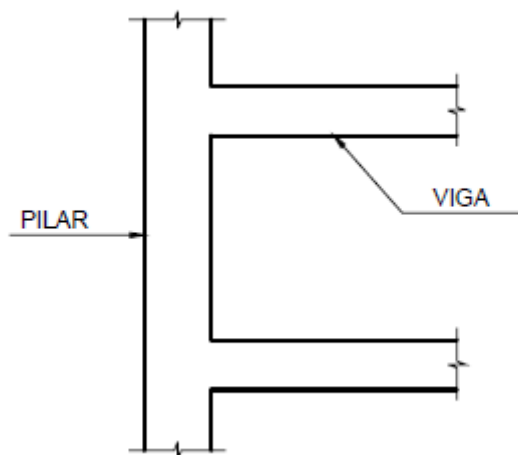


Figura 10 – Esquema de Pilar

Os esforços nos pilares dependem do carregamento atuante e do modelo adotado para a estrutura. Neste trabalho, será utilizado um modelo de elemento isolado, sendo desprezível a ação do vento. Sendo assim, o pilar estará submetido a um esforço normal N_d e momento fletor M_d .

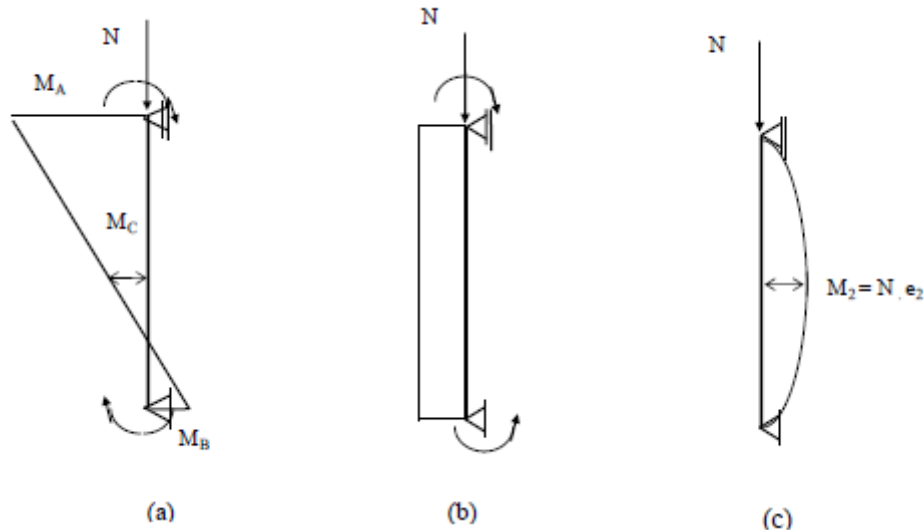


Figura 11 – Momentos de primeira ordem e de segunda ordem

LONGO, H.I – Pilares de Edifícios de Concreto Armado – UFRJ, 2011.

Nos pilares de edifícios de nós birrotulados, considerados indeslocáveis, é possível haver momentos fletores M_a e M_b nas extremidades dos pilares (Figura 11a), momentos constantes (Figura 11b) e momentos fletores de segunda ordem (Figura 11c).

Para atingir o objetivo proposto por esse trabalho, foram adotados três pilares tipos, Pilar 1 (15x25 cm), Pilar 2 (20x40 cm) e Pilar 3 (30x50 cm); quatro diferentes índices de esbeltez, variando entre $\lambda_x = 60$ e $\lambda_x = 90$; e três diferentes f_{ck} 's, 25, 40 e 60 MPa, sendo esse último considerado concreto de alto desempenho.

Vale ressaltar que, pela NBR 6118:2007, a seção transversal de pilares e pilares-parede maciços, qualquer que seja a sua forma, não deve apresentar dimensão menor que 19 cm, sendo usual estipular o limite de 20 cm na prática. O Pilar 1, com a menor dimensão de 15 cm, será dimensionado considerando o fator de majoração $\gamma_n = 1,2$, tanto para normal máximo quanto para momento total máximo, dado na tabela 13.1, do item 13.2.2 da NBR 6118.

Como dito anteriormente, a resistência mecânica à compressão foi limitada à 60 MPa, devido à grande complexidade em se obter resistências superiores à essa.

7.1. CÁLCULO DA TAXA DE ARMADURA

Nesta primeira etapa, foi estipulada, para cada pilar, uma normal N_d , alterando-se o índice de esbeltez (λ_x) e o f_{ck} do concreto. O objetivo é calcular a taxa de armadura em cada situação, para ser possível observar o quanto a armadura é influenciada por essas mudanças.

Adotou-se a normal $N_d = -473,8$ para o Pilar 1, $N_d = -1.103,90$ kN para o Pilar 2, e $N_d = -2.788,80$ kN para o Pilar 3, valores estes que são compatíveis com às dimensões dos pilares e adequados aos estudos que serão apresentados. Serão estudadas situações com momento mínimo, considerando que estas situações serão mais críticas do que as com momentos externos aplicados.

O primeiro passo é calcular o comprimento equivalente do pilar, através do índice de esbeltez e das dimensões do mesmo, segundo a fórmula abaixo, na direção x :

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{i_x} = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{h}$$

Adotando como exemplo o Pilar 1 – 15x25 cm e $\lambda_x = 90$:

$$\lambda_x = 90 \therefore 90 = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{0,15}$$

Definindo-se o comprimento l_{ex} de forma a se obter $\lambda_x = 90$:

$$(l_e)_x = 3,89 \therefore (l_e)_x = 3,90 \text{ m}$$

Analogamente, obtém-se o comprimento equivalente de cada pilar, em metros, considerando cada um dos quatro índices de esbeltez (Tabela 4).

Tabela 4 – Comprimento equivalente

l_{ex}	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
P1 - 15x25	2,60	3,05	3,50	3,90
P2 - 20x40	3,45	4,05	4,60	5,20
P3 - 30x50	5,20	6,10	6,95	7,80

Os momentos mínimos de primeira ordem são calculados da seguinte forma:

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

Seguindo o exemplo do Pilar 1: $N_d = -473,8 \text{ kN}$

$$M_{1d,mín,xx} = N_d \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,15) = 9,24 \text{ kNm}$$

Essa expressão não é função do índice de esbeltez, portanto, para qualquer altura, o Pilar 1 tem $M_{1d,mín,xx} = 9,24 \text{ kNm}$.

Através do Método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada, calculam-se os efeitos de 2ª ordem para a direção xx .

$$A \cdot (M_{d,tot})^2 + B \cdot (M_{d,tot}) + C = 0$$

$$A = 5 \cdot h = 0,75$$

$$B = h^2 \cdot |N_d| - \frac{|N_d| \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d} = -18,79$$

$$C = -|N_d| \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot M_{1d} = -98,49$$

$$\therefore M_{d,tot} = 29,50 \text{ kNm}$$

Da mesma maneira, calculam-se os momentos totais máximos em todas as situações (Tabela 5):

Tabela 5 – Momentos Totais Máximos

$M_{d,tot}$	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
P1 - 15x25	16,39	19,97	24,56	29,50
P2 - 20x40	43,58	54,42	67,24	84,43
P3 - 30x50	137,91	178,53	229,12	291,50

Para o cálculo da armadura, pode-se utilizar dois métodos práticos e simples, tendo em vista que, segundo a NBR 6118, de 2007, a armadura mínima e máxima para os pilares deve ser igual a:

$$A_{S_{MIN}} = 0,15 \cdot N_d / f_{yd} \geq 0,4\% AC$$

$$A_{S_{MAX}} = 4\% AC, \text{ para emendas com barras na mesma seção.}$$

Para os pilares deste trabalho, as armaduras máximas e mínimas são (Tabela 6):

Tabela 6 – Armaduras máximas e mínimas

<i>Armaduras</i>	Mínima	Máxima
P1 - 15x25	4 ϕ 10	8 ϕ 16
P2 - 20x40	6 ϕ 10	10 ϕ 20
P3 - 30x50	8 ϕ 10	12 ϕ 25

O primeiro método de dimensionamento é através de ábacos adimensionais, cujos parâmetros de entrada destes ábacos, para flexão composta reta, são o esforço normal adimensionalizado η e o momento adimensionalizado μ ; os resultados são em termos da porcentagem mecânica de armadura ω , válidos para CA-50.

Seguindo o exemplo do Pilar 1, tem-se:

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-473,8}{0,25 \cdot 0,15 \cdot 25000 / 1,4} = -0,708$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{29,50}{0,25 \cdot 0,15^2 \cdot 25000 / 1,4} = 0,294$$

Utilizando o Ábaco Adimensional 5 – Armadura simétrica com $d'/h = 0,25$ e $A_{S1}=A_{S2}=0,5$, temos:

$$\omega = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} > 1,0$$

Será adotado, por interpolação, $\omega = 1,1$

$$\therefore A_s = \frac{1,10 \cdot 0,25 \cdot 0,15 \cdot 25000 / 1,4}{50 / 1,15} = 16,94 \text{ cm}^2 = 10 \varphi 16$$

Para conferir o resultado acima, utiliza-se o segundo método, que consiste no uso de curvas de interação (SANTOS, 2013), através de um programa de computador como o Excel, onde são plotados os valores N_d e M_d , como o próximo exemplo, adotando-se a armadura máxima 8 φ 16 (Figura 12):

Seção Transversal	
b (m)	0,25
h (m)	0,15

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,11

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	A _{si} (cm ²)	d _i (m)
1	4	16	8,04	0,04
2	4	16	8,04	0,11
3			0,00	0,054
4			0,00	0,068
5			0,00	0,082
6			0,00	0,096
7				
SOMA			16,08	

Concreto	
f _{ck} (MPa)	25
f _{cd} (kN/m ²)	17857
α _c / 0,85	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
f _{yk} (kN/cm ²)	50
E _s (kN/cm ²)	21000
ε _{yd} (‰)	2,070
f _{yd} (kN/cm ²)	43,48

ε _{c2} (‰)	-2,00
ε _{cU} (‰)	-3,50
ε _{c3} (‰)	-1,75

Esforços	
N _d (kN)	-473,80
M _d (kN.m)	29,50

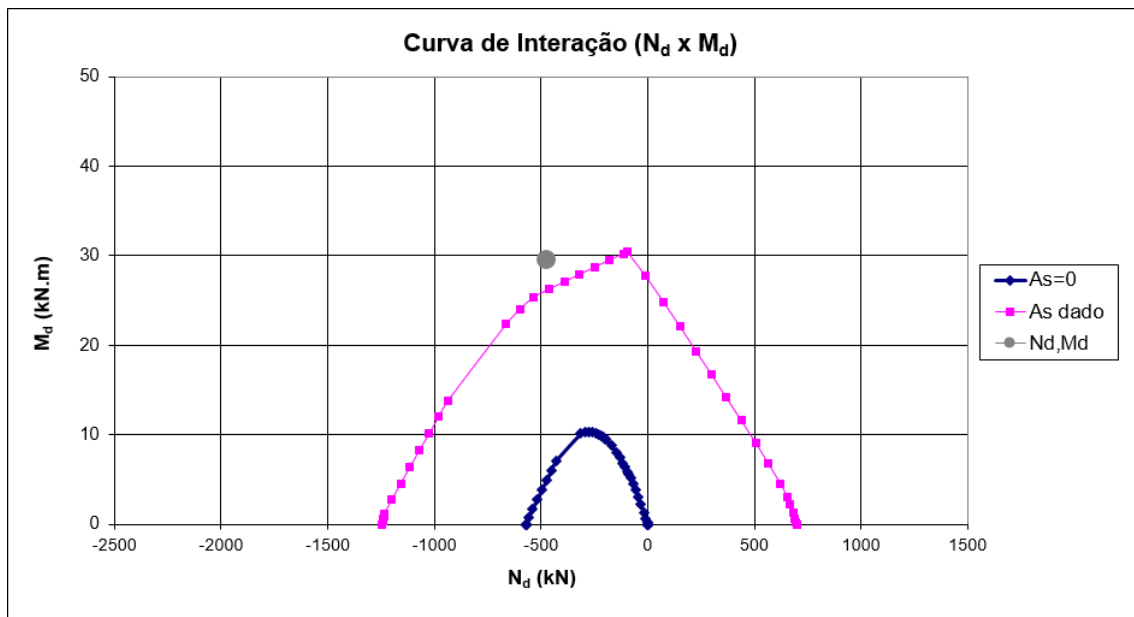


Figura 12 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 1 – C25, λ_x = 90

A armadura necessária para o correto dimensionamento do Pilar 1 é maior que a armadura máxima. Portanto, será adotada a armadura de 10 φ 16, apesar de não ser permitido pela NBR 6118:2007, conforme Figura 13.

Seção Transversal	
b (m)	0,25
h (m)	0,15

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,11

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	5	16	10,05	0,04
2	5	16	10,05	0,11
3			0,00	0,054
4			0,00	0,068
5			0,00	0,082
6			0,00	0,096
7				
SOMA			20,11	

Concreto	
fck (MPa)	25
fcd (kN/m ²)	17857
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço		CA50A
f _{yk} (kN/cm ²)	50	
E _s (kN/cm ²)	21000	
ϵ_{yd} (‰)	2,070	
f _{yd} (kN/cm ²)	43,48	

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

Esforços	
N _d (kN)	-473,80
M _d (kN.m)	29,50

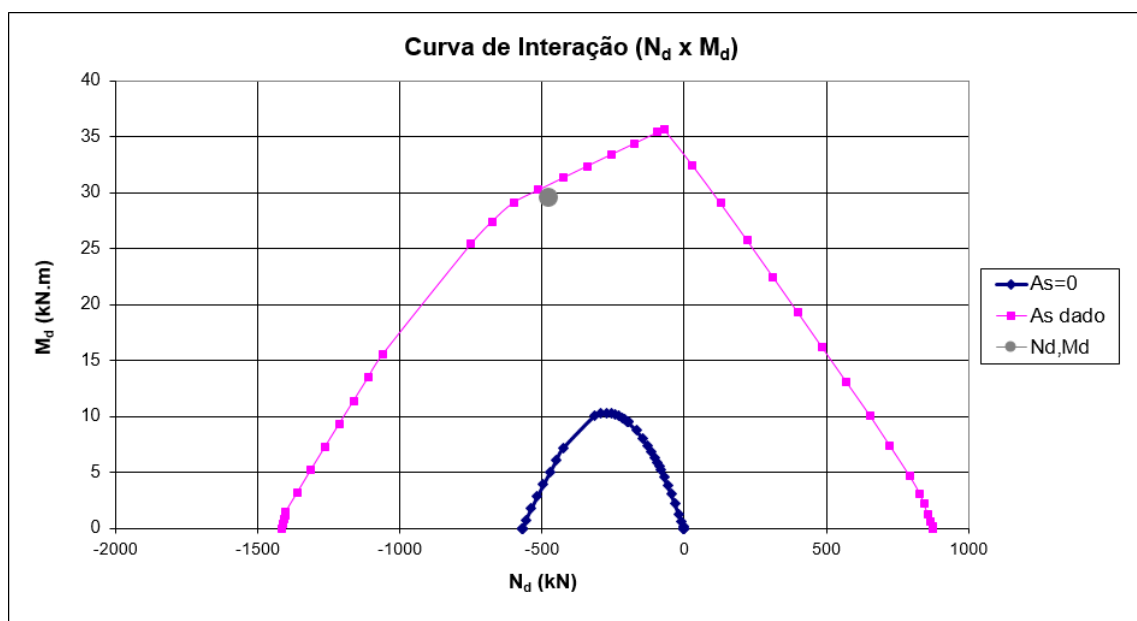


Figura 13 – Ábaco para Pilar 1 – C25, $\lambda_x = 90$, $N_d = -473,80$ kN – $A_S > A_{S,máx}$

Para o correto dimensionamento do Pilar 1, deve-se alterar a resistência mecânica à compressão da peça, as dimensões do pilar, ou seu comprimento equivalente. O exemplo abaixo ilustra as mudanças que ocorrem na estrutura quando se altera o f_{ck} de 25 MPa para 40 MPa.

A distribuição de armaduras considerada é a esquematizada no desenho abaixo, com as barras dispostas ao longo do menor lado dos pilares (Figura 14).

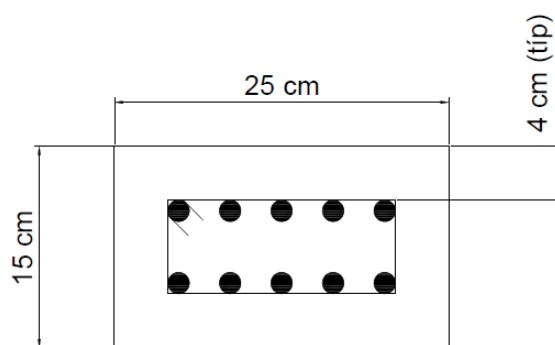


Figura 14 – Pilar 1 – Distribuição de Armadura na Seção – Típico (Sem escala)

Seguindo o exemplo anterior para dimensionamento da armadura, agora para um concreto C40, tem-se:

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-473,8}{0,25 \cdot 0,15 \cdot 40000 / 1,4} = -0,442$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{29,50}{0,25 \cdot 0,15^2 \cdot 40000 / 1,4} = 0,184$$

Utilizando, novamente, o Ábaco Adimensional 5 – Armadura simétrica com $d'/h = 0,25$ e $A_{S1} = A_{S2} = 0,5$, temos:

$$\omega = \frac{A_S \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0,38$$

$$\therefore A_S = \frac{0,38 \cdot 0,25 \cdot 0,15 \cdot 40000 / 1,4}{50 / 1,15} = 9,36 \text{ cm}^2 = 6 \varphi 16$$

Novamente, utilizam-se curvas de interação para conferir o resultado acima (Figura 15):

Seção Transversal	
b (m)	0,25
h (m)	0,15

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,11

Concreto	
fck (MPa)	40
fcd (kN/m ²)	28571
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
fyk (kN/cm ²)	50
Es (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
fyd (kN/cm ²)	43,48

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	3	16	6,03	0,04
2	3	16	6,03	0,11
3			0,00	0,054
4			0,00	0,068
5			0,00	0,082
6			0,00	0,096
7				
SOMA			12,06	

Esforços	
Nd (kN)	-473,80
Md (kN.m)	29,50

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

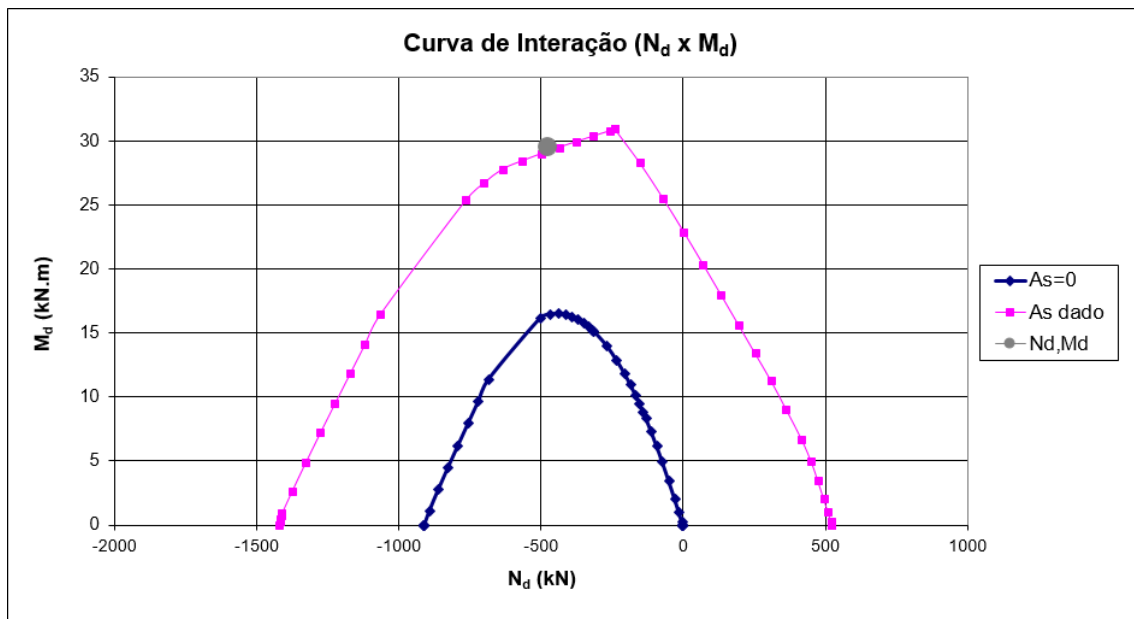


Figura 15 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 1 – C40, $\lambda_x = 90$

Neste caso, o dimensionamento da peça é possível, pois a taxa de armadura necessária é menor que a máxima, como ilustrado na figura acima.

A utilização de concretos de maior resistência pode, portanto, viabilizar estruturas mais esbeltas e de maior comprimento, proporcionando ganhos financeiros diretos, com menores seções de pilar e menores taxas de armadura, e indiretos, como ganhos estéticos e na velocidade de execução da peça.

De forma análoga, obtêm-se as armaduras em todas as situações do Pilar 1 (Tabela 7).

Tabela 7 – Armaduras do Pilar 1 ($Nd = -473,8 \text{ kN}$)

<i>PI - 15x25</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	8 ϕ 12,5	6 ϕ 16	8 ϕ 16	10 ϕ 16
C40	4 ϕ 10	4 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5	12 ϕ 12,5
C60	4 ϕ 10	4 ϕ 10	4 ϕ 12,5	8 ϕ 12,5

A partir destes dados, é possível plotar um gráfico que ilustra como a taxa de armadura, em cm^2 , se comporta (Figura 16):

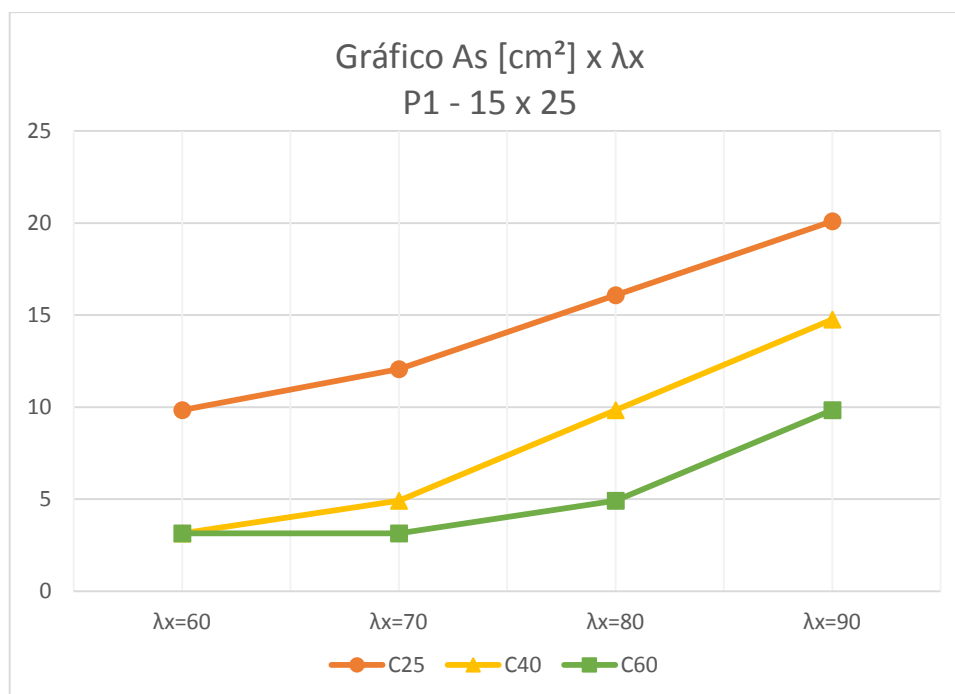


Figura 16 – Gráfico A_s [cm^2] x λ_x – Pilar 1 (15 x 25 cm)

Verifica-se, através do gráfico acima, uma grande diferença entre as armaduras dos pilares, submetidos a um mesmo esforço normal N_d e de mesma seção, quando é alterada a resistência à compressão do concreto, principalmente entre o concreto de f_{ck} de 25 MPa e os demais. Tanto para C40 e C60, com $\lambda_x = 60$, quanto C60 com $\lambda_x = 70$, apenas a armadura mínima é necessária na construção do pilar.

As mesmas fórmulas podem ser aplicadas para o Pilar 2 – 20x40 cm, como no exemplo abaixo, onde foi adotado índice de esbeltez $\lambda_x = 60$, e concreto C40.

$$\lambda_x = \frac{(l_e)_x}{i_x} = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{h}$$

$$\lambda_x = 60 \therefore 60 = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{0,20}$$

$$(l_e)_x = 3,46 \therefore (l_e)_x = 3,45 \text{ m}$$

Os momentos mínimos de primeira ordem são calculados da seguinte forma:

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

$$M_{1d,mín,xx} = 1103,90 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,20) = 23,18 \text{ kNm}$$

Tendo em vista que expressão não está em função do índice de esbeltez, para qualquer altura, o Pilar 2 tem $M_{1d,mín,xx} = 23,18 \text{ kNm}$.

Através do Método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada, calcula-se os efeitos de 2ª ordem para a direção xx .

$$A \cdot (M_{d,tot})^2 + B \cdot (M_{d,tot}) + C = 0$$

$$A = 5 \cdot h = 1,00$$

$$B = h^2 \cdot |N_d| - \frac{|N_d| \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d} = -20,09$$

$$C = -|N_d| \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot M_{1d} = -1.023,62$$

$$\therefore M_{d,tot} = 43,58 \text{ kNm}$$

Seguindo o exemplo anterior para dimensionamento da armadura, tem-se:

$$\eta = \frac{N_d}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = \frac{-1103,90}{0,40 \cdot 0,20 \cdot 40000 / 1,4} = -0,483$$

$$\mu = \frac{M_d}{b \cdot h^2 \cdot f_{cd}} = \frac{43,58}{0,40 \cdot 0,20^2 \cdot 40000 / 1,4} = 0,095$$

Utilizando o Ábaco Adimensional 4 – Armadura simétrica com $d'/h = 0,20$ e $A_{S1}=A_{S2}=0,5$, temos:

$$\omega = \frac{A_S \cdot f_{yd}}{b \cdot h \cdot f_{cd}} = 0$$

$$\therefore A_S = 0$$

Para conferir o resultado acima, utilizam-se novamente as curvas de interação, que nos fornece os dados abaixo (Figura 17):

Seção Transversal	
b (m)	0,4
h (m)	0,2

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,16

Concreto	
fck (MPa)	40
fcd (kN/m ²)	28571
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
fyk (kN/cm ²)	50
Es (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
fyd (kN/cm ²)	43,48

Disposição das Armaduras				
Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	4	16	8,04	0,04
2	4	16	8,04	0,16
3			0,00	0,064
4			0,00	0,088
5			0,00	0,112
6			0,00	0,136
7				
SOMA			16,08	

Esforços	
Nd (kN)	-1103,90
Md (kN.m)	43,58

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

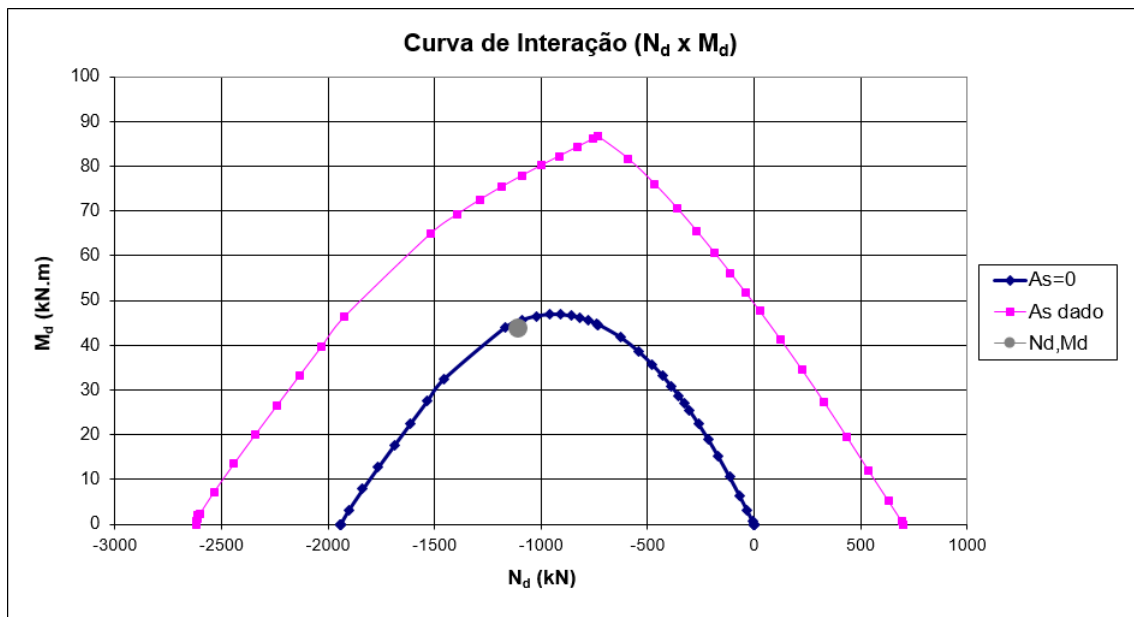


Figura 17 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 2 – C40, $\lambda_x = 60$

Observa-se que o par de esforços atuantes está abaixo da região segura, sendo necessária, portanto, apenas a utilização da armadura mínima, que no caso do Pilar 2, é de 6 ϕ 10, ou 4,71 cm².

De forma análoga, para $\lambda_x = 90$, $\lambda_x = 80$ e $\lambda_x = 70$, e os demais f_{ck} 's, obtém-se a tabela abaixo, que apresenta as armaduras necessárias em cada situação do Pilar 2. (Tabela 8).

Tabela 8 – Armaduras do Pilar 2 ($Nd = -1.103,9 \text{ kN}$)

<i>P2 - 20x40</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	8 ϕ 16	8 ϕ 20	10 ϕ 20	Não Passa
C40	6 ϕ 10	6 ϕ 12,5	8 ϕ 16	8 ϕ 20
C60	6 ϕ 10	6 ϕ 10	4 ϕ 12,5	6 ϕ 16

Novamente, será adotada uma armadura acima da máxima permitida para o Pilar 2, quando o índice de esbeltez for $\lambda_x = 90$ e resistência à compressão for 25 MPa. Neste caso, a armadura adotada é de 12 ϕ 20.

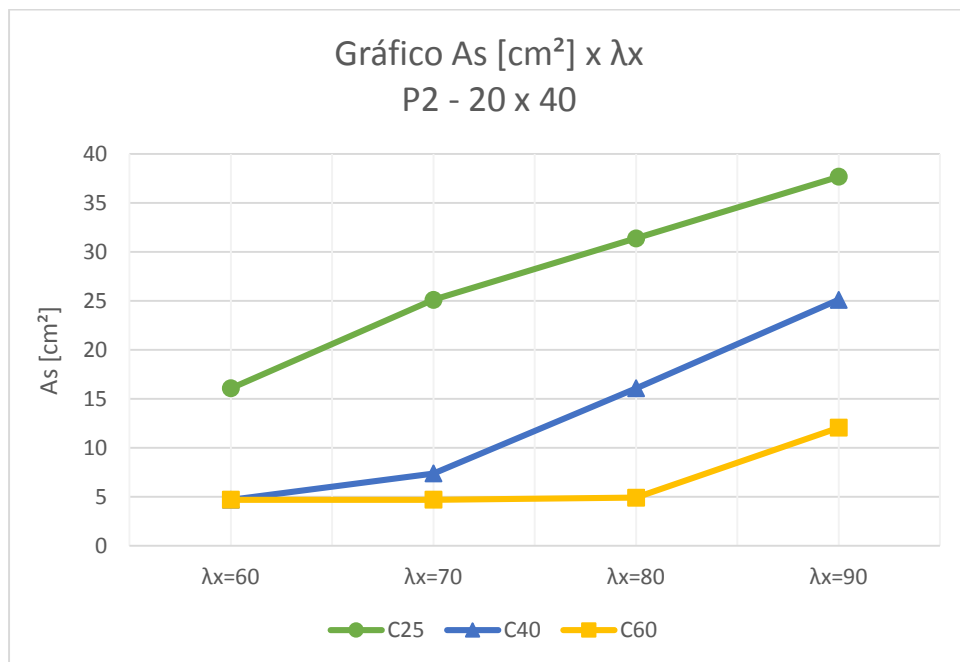


Figura 18 – Gráfico A_s [cm²] x λ_x – Pilar 2 (20 x 40 cm)

A taxa de armadura para C60, com $\lambda_x = 80$, é da ordem de 15% da armadura para C25, em cm^2 , apresentando uma grande economia na utilização de aço na peça (Figura 18). Essa economia não só reduz a quantidade dos materiais empregados na execução da armadura, como também reduz a demanda de mão de obra e equipamentos para tanto.

Já é possível observar os benefícios do uso do concreto de alto desempenho. Sob o ponto de vista estrutural, é vantajoso, pois para uma mesma altura e mesmo volume de concreto, são dimensionados pilares com reduzidas taxas de armadura. No próximo capítulo, esses pilares serão orçados, a fim de observar se existe vantagem também sob o ponto de vista econômico.

Como último exemplo de dimensionamento de um pilar, será calculado o Pilar 3 – 30x50 cm, adotando-se concreto C60 e índice de esbeltez $\lambda_x = 90$, onde obtêm-se os seguintes valores:

$$\lambda_x = 90 \therefore 90 = \sqrt{12} \cdot \frac{(l_e)_x}{0,30}$$

$$(l_e)_x = 7,79 \therefore (l_e)_x = 7,80 \text{ m}$$

Os momentos mínimos de primeira ordem são calculados da seguinte forma, considerando $N_d = -2.788,8 \text{ kN}$:

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

$$M_{1d,mín,xx} = 2788,8 \cdot (0,015 + 0,03 \cdot 0,30) = 66,93 \text{ kNm}$$

Conforme exemplos anteriores, para qualquer comprimento equivalente, o Pilar 3 tem $M_{1d,mín,xx} = 66,93 \text{ kNm}$.

Calcula-se os efeitos de 2ª ordem para a direção xx são, com base no Método do Pilar-Padrão com rigidez κ aproximada.

$$A \cdot (M_{d,tot})^2 + B \cdot (M_{d,tot}) + C = 0$$

$$A = 5 \cdot h = 1,50$$

$$B = h^2 \cdot |N_d| - \frac{|N_d| \cdot l_e^2}{320} - 5 \cdot h \cdot \alpha_b \cdot M_{1d} = -379,63$$

$$C = -|N_d| \cdot h^2 \cdot \alpha \cdot M_{1d} = -16.799,20$$

$$\therefore M_{d,tot} = 291,50 \text{ kNm}$$

Os ábacos adimensionais são válidos para concretos com f_{ck} até 50 MPa. Sendo assim, utilizam-se apenas as curvas de interação para se obter a taxa de armadura do pilar, conforme a figura abaixo (Figura 19):

Seção Transversal	
b (m)	0,5
h (m)	0,3

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,26

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	6	20	18,85	0,04
2	6	20	18,85	0,26
3			0,00	0,084
4			0,00	0,128
5			0,00	0,172
6			0,00	0,216
7				
SOMA			37,70	

Concreto	
fck (MPa)	60
fcd (kN/m ²)	42857
$\alpha_c / 0,85$	0,95
λ	0,775

Aço		CA50A
fyk (kN/cm ²)	50	
Es (kN/cm ²)	21000	
ϵ_{yd} (‰)	2,070	
fyd (kN/cm ²)	43,48	

ϵ_{c2} (‰)	-2,29
ϵ_{cu} (‰)	-2,88
ϵ_{c3} (‰)	-1,89

Esforços	
Nd (kN)	-2788,80
Md (kN.m)	291,50

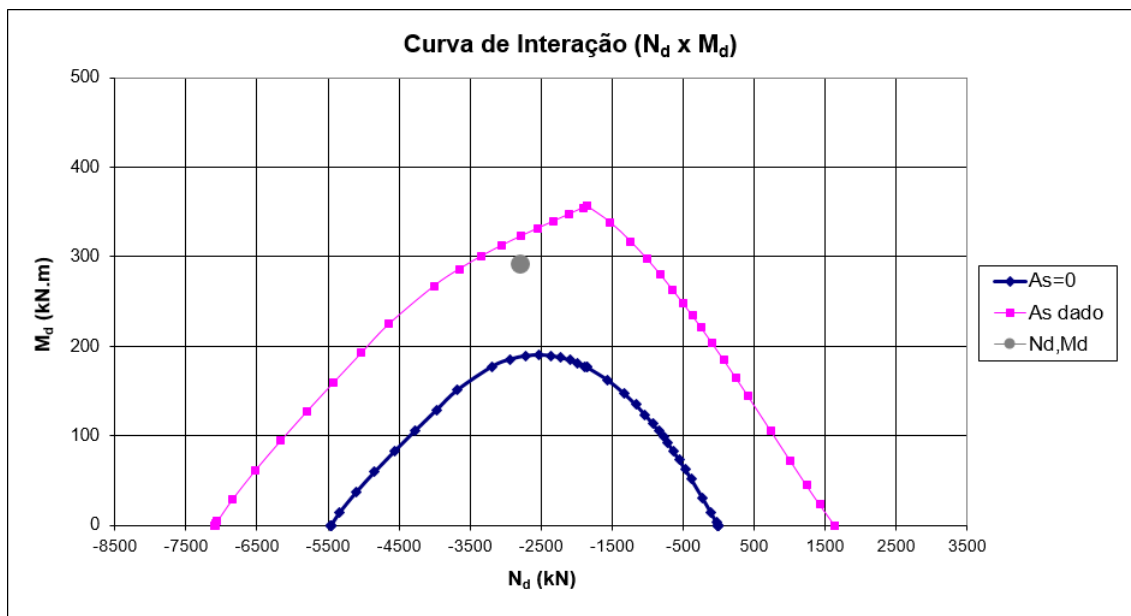


Figura 19 – Ábaco de Dimensionamento para Pilar 3 – C60, $\lambda_x = 90$

Nessas condições, a armadura necessária para resistir aos esforços de tração na peça, 12 ϕ 20, é inferior à armadura máxima, 12 ϕ 25. Sendo assim, é possível aplicar um esforço normal ainda maior que $N_d = -2.788,8$ kN, diminuir a seção do pilar, ou até mesmo diminuir a resistência à compressão do concreto, de 60 MPa para 40 MPa, por exemplo.

Aplicando as mesmas fórmulas, para cada uma das combinações possíveis, novamente obtém-se todas as armaduras necessárias, apresentadas na tabela abaixo (Tabela 9):

Tabela 9 – Armaduras do Pilar 3 ($N_d = -2.788,8$ kN)

<i>P3 - 30x50</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	10 ϕ 25	12 ϕ 25	Não Passa	Não Passa
C40	10 ϕ 16	10 ϕ 20	14 ϕ 20	12 ϕ 25
C60	8 ϕ 10	8 ϕ 10	10 ϕ 16	12 ϕ 20

Será adotado armaduras maiores que a máxima, tanto para $\lambda_x = 80$, quanto para $\lambda_x = 90$, quando o Pilar 3 for dimensionado com concreto C25, conforme exemplo abaixo, para o Pilar 1 com concreto C25 e índice de esbeltez $\lambda_x = 90$ (Figura 20).

Seção Transversal	
b (m)	0,5
h (m)	0,3

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,26

Concreto	
fck (MPa)	25
fcd (kN/m ²)	17857
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
f _{yk} (kN/cm ²)	50
E _s (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
f _{yd} (kN/cm ²)	43,48

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	8	25	39,27	0,04
2	8	25	39,27	0,26
3			0,00	0,084
4			0,00	0,128
5			0,00	0,172
6			0,00	0,216
7				
SOMA			78,54	

Esforços	
N _d (kN)	-2788,80
M _d (kN.m)	291,50

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

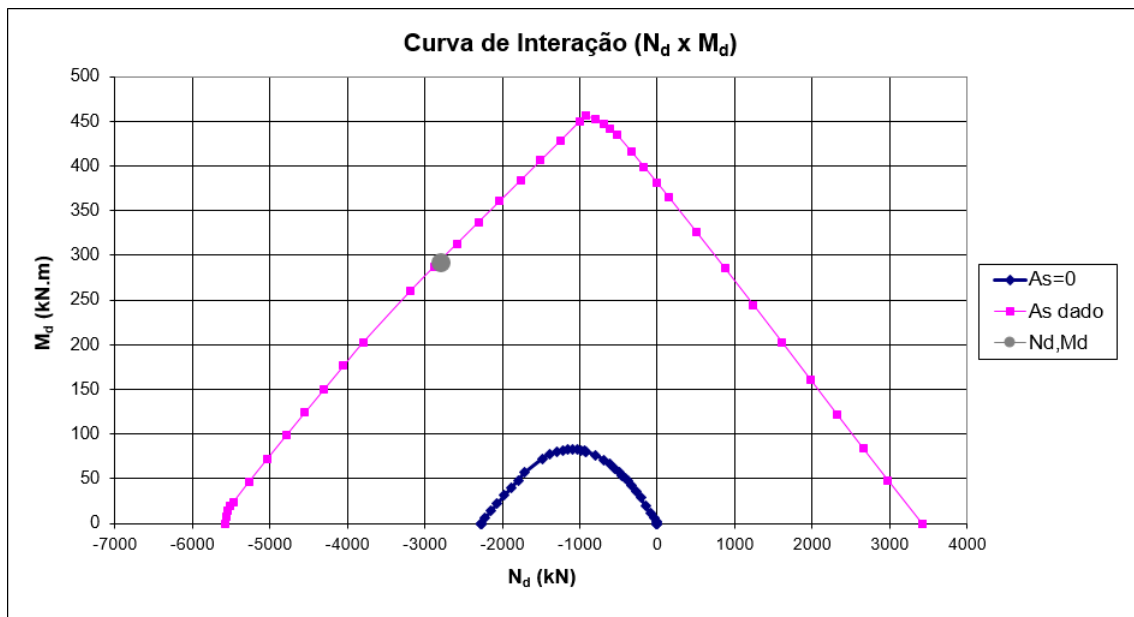


Figura 20 – Ábaco para Pilar 3 – C25, $\lambda_x = 90$, $N_d = -2.788,80$ kN – $A_S > A_{S,máx}$

A armadura, portanto, para o Pilar 3, com f_{ck} de 25 MPa e $\lambda_x = 90$, é de 16 ϕ 25, enquanto para o mesmo pilar, com o mesmo f_{ck} e $\lambda_x = 80$, é de 14 ϕ 25. De posse desses valores, é possível plotar o gráfico abaixo, que compara todos os pontos possíveis para o dimensionamento do Pilar 3 (Figura 21).

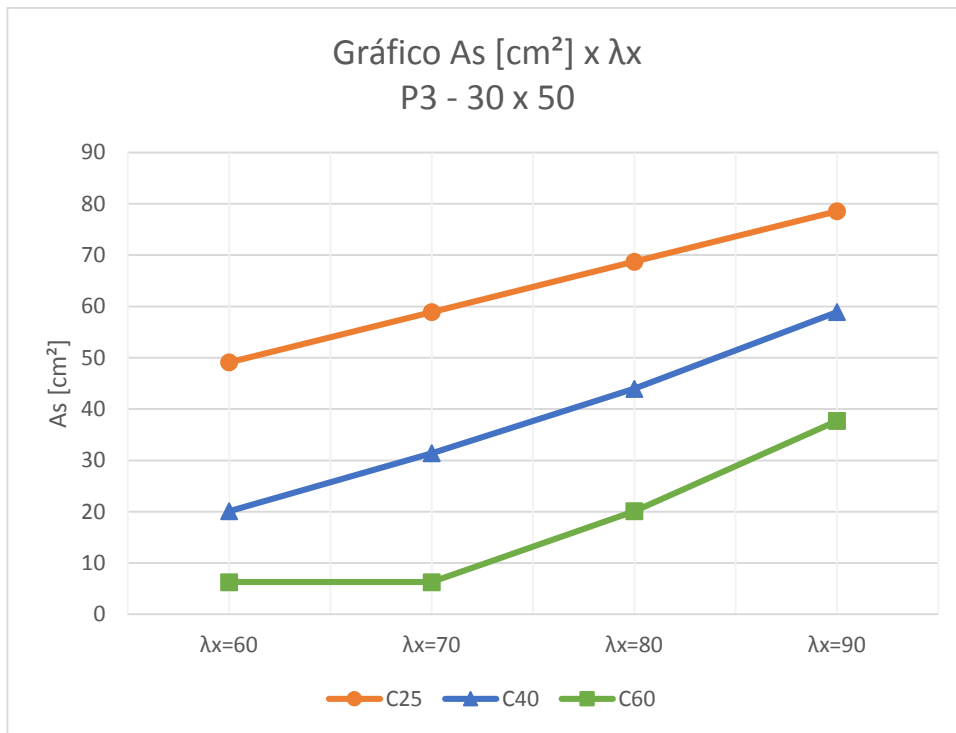


Figura 21 – Gráfico A_s [cm²] x λ_x – Pilar 3 (30 x 50 cm)

Observa-se, mais uma vez, a grande variação apresentada nas taxas de armadura, simplesmente alterando-se a resistência à compressão do concreto, com reduções de até 95%, entre o Pilar 3, com índice de esbeltez $\lambda_x = 60$, com f_{ck} de 25 MPa e o Pilar 3 moldado com f_{ck} de 60 MPa (Figura 21).

7.2. CÁLCULO DA NORMAL MÁXIMA

Para esse cálculo, foi adotado para o Pilar 1 a armadura máxima 8 ϕ 16, ou 16,08 cm², e a resistência mecânica à compressão $f_{ck} = 60$ MPa. Desta maneira, foi estimado a normal máxima N_d e, conseqüentemente, o momento total máximo $M_{d,tot}$ que a peça suporta, através das curvas de interação, no Excel (SANTOS, 2013).

O objetivo deste estudo é observar os maiores esforços que o menor pilar, o Pilar 1 – 15x20 cm, pode ser submetido, com f_{ck} de 60 MPa, e aplicá-los nos demais pilares, afim de dimensioná-los da melhor maneira possível, ajustando os valores das resistências à compressão e das taxas de armadura.

A partir deste ponto de vista, ficará mais evidente os benefícios econômicos que a utilização do concreto de alto desempenho trará para a indústria da construção civil residencial, pois grandes esforços poderão ser suportados por pilares cada vez menores, poupando em volume de concreto, aço e mão de obra.

O primeiro passo foi desenvolver fórmulas para calcular iterativamente o momento total máximo em cada situação. Utilizando o programa Excel, foram introduzidos valores para N_d , nas tabelas da curva de interação, automaticamente gerando valores para $M_{d,tot}$. A figura abaixo ilustra o ponto satisfatório para parar a iteração, fornecendo a normal máxima e o momento total máximo, quando índice de esbeltez $\lambda_x = 90$ (Figura 22).

Seção Transversal	
b (m)	0,25
h (m)	0,15

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,11

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	4	16	8,04	0,04
2	4	16	8,04	0,11
3			0,00	0,054
4			0,00	0,068
5			0,00	0,082
6			0,00	0,096
7				
SOMA			16,08	

Concreto	
fck (MPa)	60
fcd (kN/m ²)	42857
$\alpha / 0,85$	0,95
Λ	0,775

Aço	CA50A
f _{yk} (kN/cm ²)	50
E _s (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
f _{yd} (kN/cm ²)	43,48

ϵ_{c2} (‰)	-2,29
ϵ_{cu} (‰)	-2,88
ϵ_{c3} (‰)	-1,89

Esforços	
N _d (kN)	-580,00
M _d (kN.m)	36,12

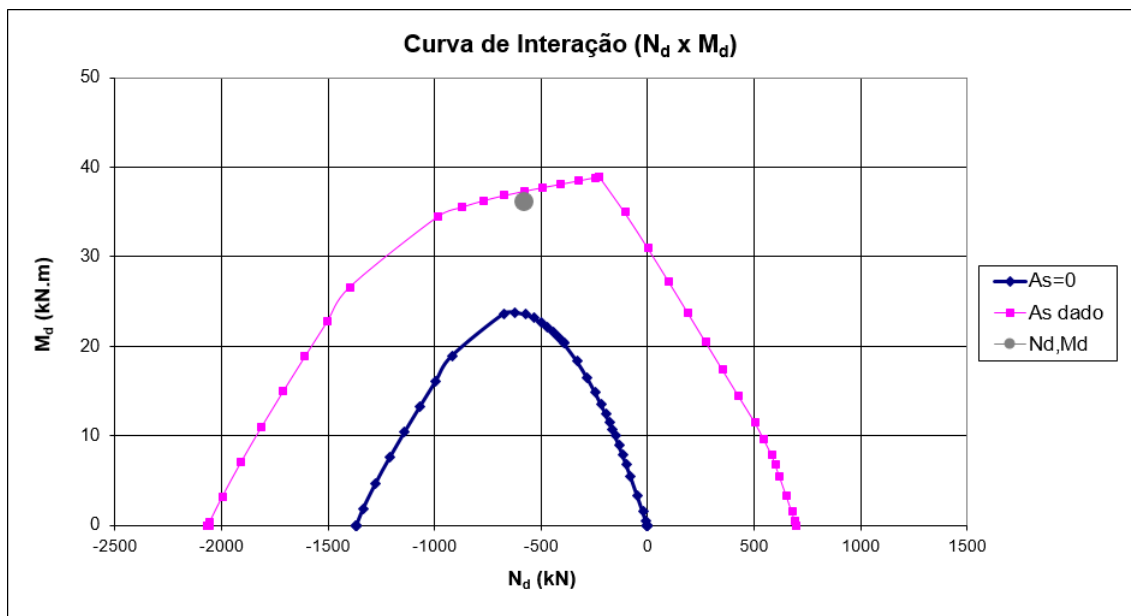


Figura 22 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 1 – C60, $\lambda_x = 90$

Portanto, para o Pilar 1, dimensionado com $f_{ck} = 60$ MPa e índice de esbeltez $\lambda_x = 90$, a normal máxima é $Nd = -580$ kN, e momento total máximo é $M_{d,tot} = 36,12$ kNm. De forma análoga, para os demais índices de esbeltez, temos os seguintes esforços máximos (Tabela 10):

Tabela 10 – Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 1 – C60

<i>P1 - 15x25</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
As Máx. = 8 ϕ 16	Nd = -970	Nd = - 823	Nd = -687	Nd = -580
C60	Md = 33,55	Md = 34,68	Md = 35,61	Md = 36,12

A partir destes resultados, calcula-se os pilares 2 e 3, considerando f_{ck} de 25 MPa. Abaixo, segue exemplo do Pilar 2, com comprimento equivalente $l_e = 3,90$ m, usando diretamente as curvas de interação (Figura 23):

Seção Transversal	
b (m)	0,4
h (m)	0,2

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,16

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	3	10	2,36	0,04
2	3	10	2,36	0,16
3			0,00	0,064
4			0,00	0,088
5			0,00	0,112
6			0,00	0,136
7				
SOMA			4,71	

Concreto	
fck (MPa)	25
fcd (kN/m ²)	17857
αc / 0,85	1
λ	0,8

Aço	
fyk (kN/cm ²)	50
Es (kN/cm ²)	21000
εyd (‰)	2,070
fyd (kN/cm ²)	43,48

εc2 (‰)	-2,00
εcu (‰)	-3,50
εc3 (‰)	-1,75

Esforços	
Nd (kN)	-580,00
Md (kN.m)	36,12

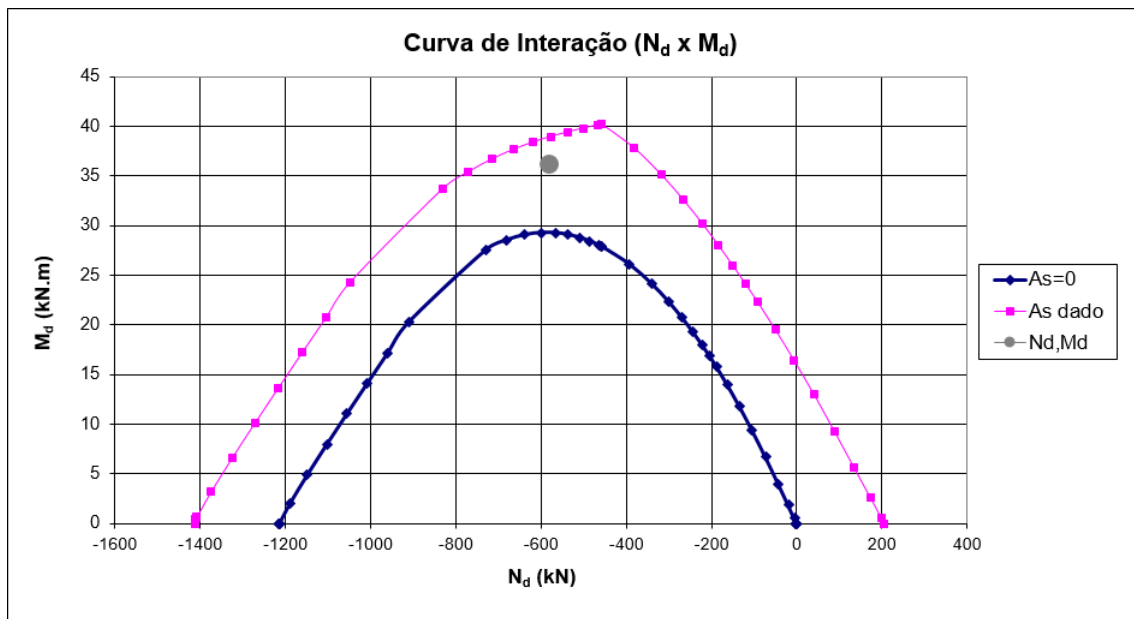


Figura 23 – Armadura 6 φ 10 – Pilar 2 – C25, $l_e = 3,90$ m

A taxa de armadura diminuiu consideravelmente, de 16,08 cm² no Pilar 1, para 4,71 cm² no Pilar 2. No entanto, o volume de concreto no Pilar 2 é quatro vezes maior que o volume do Pilar 1.

A seguir, segue o exemplo do Pilar 3, novamente com comprimento equivalente $l_e = 3,90$ m, e f_{ck} de 25 MPa (Figura 24).

Seção Transversal	
b (m)	0,5
h (m)	0,3

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,26

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	3	12,5	3,68	0,04
2	3	12,5	3,68	0,26
3			0,00	0,084
4			0,00	0,128
5			0,00	0,172
6			0,00	0,216
7				
SOMA			7,36	

Concreto	
fck (MPa)	25
fcd (kN/m ²)	17857
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
fyk (kN/cm ²)	50
Es (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
fyd (kN/cm ²)	43,48

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

Esforços	
Nd (kN)	-580,00
Md (kN.m)	36,12

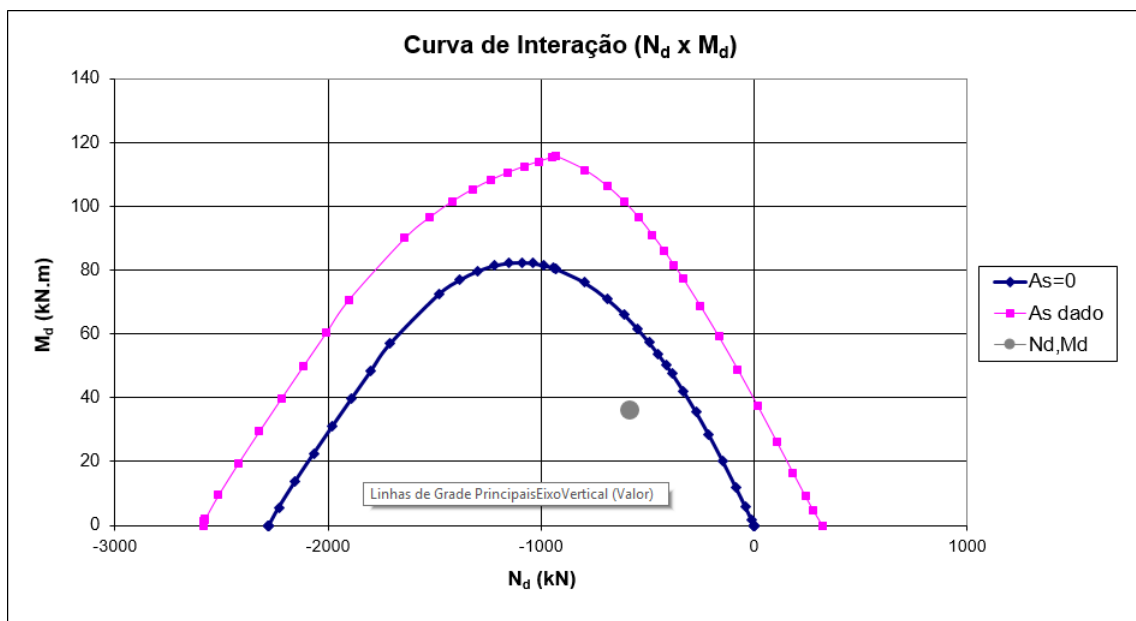


Figura 24 – Armadura Mínima – Pilar 3 – C25, $l_e = 3,90$ m

No caso do dimensionamento do Pilar 3, apesar de apresentar taxa de armadura muito menor que o Pilar 1, sua seção de concreto é quatro vezes maior que a seção do Pilar 1. Sendo assim, existe a possibilidade do Pilar 1 ser mais viável economicamente, para normais não maiores que 580 kN. Esta análise econômica será abordada no capítulo 8.

De forma análoga, são calculadas as armaduras em todas as situações possíveis para o Pilar 2 e 3, fixando o f_{ck} em 25 MPa, variando apenas o comprimento equivalente, de acordo com o Pilar 1 (Tabela 11).

Tabela 11 – Armaduras para Pilar 2 e Pilar 3 – C25

		$l_e = 2,60$ m	$l_e = 3,05$ m	$l_e = 3,50$ m	$l_e = 3,90$ m
<i>P1 - 15x25</i>	As Máx. 8 ϕ 16	Nd = -970	Nd = -823	Nd = -687	Nd = -580
	C60	Md = 33,55	Md = 34,68	Md = 35,61	Md = 36,12
<i>P2 - 20x40</i>	C25	8 ϕ 12,5	8 ϕ 10	6 ϕ 10	6 ϕ 10
<i>P3 - 30x50</i>	C25	8 ϕ 10	8 ϕ 10	8 ϕ 10	8 ϕ 10

A próxima interação será apenas entre os pilares 2 e 3. Inicialmente, serão obtidas as normais máximas, para cada índice de esbeltez, fixando o f_{ck} em 60 MPa. A partir destes resultados, o Pilar 3 será dimensionado com f_{ck} igual a 25 MPa, assim como foi feito na etapa anterior.

A normal máxima e, conseqüentemente, o momento total máximo, para o Pilar 2, dimensionado com f_{ck} igual a 60 MPa, e índice de esbeltez $\lambda_x = 60$, é fornecido, como exemplo, na Figura 25:

Seção Transversal		d'(m)		Concreto		Aço		
b (m)	0,4	d'(m)	0,04	fck (MPa)	60	fyk (kN/cm ²)	50	
h (m)	0,2	d''(m)	0,04	fcd (kN/m ²)	42857	Es (kN/cm ²)	21000	
		d(m)	0,16	$\alpha_c / 0,85$	0,95	ϵ_{yd} (‰)	2,070	
				λ	0,775	fyd (kN/cm ²)	43,48	
Disposição das Armaduras				Esforços		ϵ_{c2} (‰)	-2,29	
Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)	Nd (kN)	-2420,00	ϵ_{cu} (‰)	-2,88
1	5	20	15,71	0,04	Md (kN.m)	95,53	ϵ_{c3} (‰)	-1,89
2	5	20	15,71	0,16				
3			0,00	0,064				
4			0,00	0,088				
5			0,00	0,112				
6			0,00	0,136				
7								
SOMA			31,42					

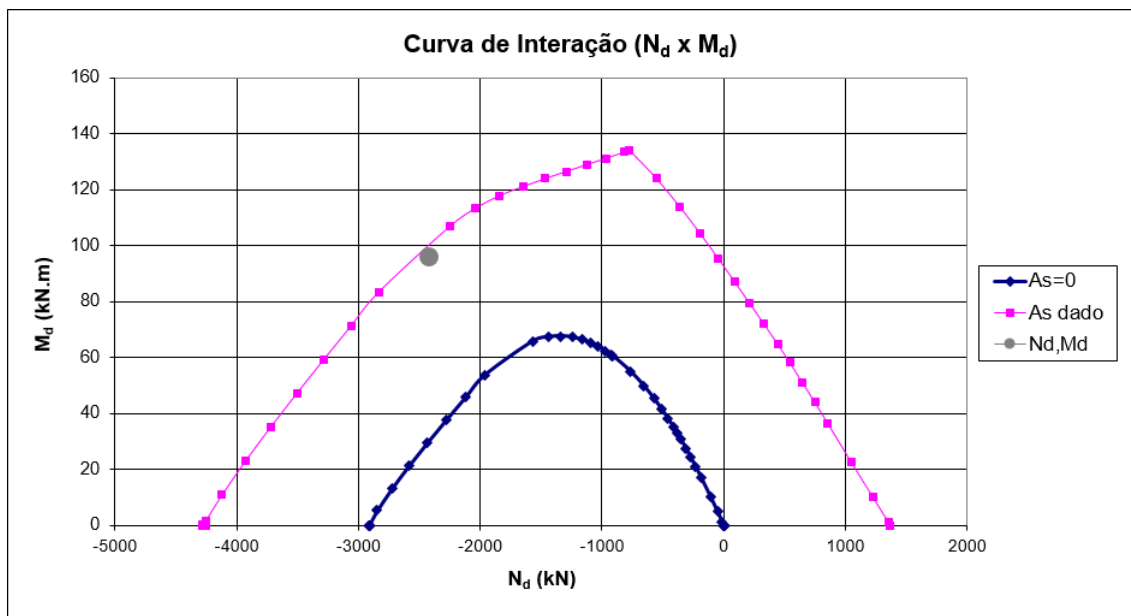


Figura 25 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 2 – C60, $\lambda_x = 60$

Portanto, para o Pilar 2, dimensionado com $f_{ck} = 60$ MPa e índice de esbeltez $\lambda_x = 60$, a normal máxima é $N_d = -2.420$ kN, e momento total máximo é $M_{d,tot} = 95,53$ kNm. De forma análoga, para os demais índices de esbeltez, temos os seguintes esforços máximos (Tabela 12):

Tabela 12 – Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 2 – C60

<i>P2 - 20x40</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
As Máx. = 10 \varnothing 20	Nd = -2.420	Nd = -2.145	Nd = -1.860	Nd = -1.552
C60	Md = 95,53	Md = 105,74	Md = 113,30	Md = 118,70

A partir destes resultados, dimensiona-se o Pilar 3, considerando f_{ck} de 25 MPa. Abaixo, segue exemplo do Pilar 3, com comprimento equivalente de $l_e = 3,45$ m, usando diretamente as curvas de interação (Figura 26):

Seção Transversal	
b (m)	0,5
h (m)	0,3

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,26

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	5	20	15,71	0,04
2	5	20	15,71	0,26
3			0,00	0,084
4			0,00	0,128
5			0,00	0,172
6			0,00	0,216
7				
SOMA			31,42	

Concreto	
fck (MPa)	25
fcd (kN/m ²)	17857
$\alpha_c / 0,85$	1
λ	0,8

Aço	
CA50A	
fyk (kN/cm ²)	50
Es (kN/cm ²)	21000
ϵ_{yd} (‰)	2,070
fyd (kN/cm ²)	43,48

ϵ_{c2} (‰)	-2,00
ϵ_{cu} (‰)	-3,50
ϵ_{c3} (‰)	-1,75

Esforços	
Nd (kN)	-2420,00
Md (kN.m)	95,53

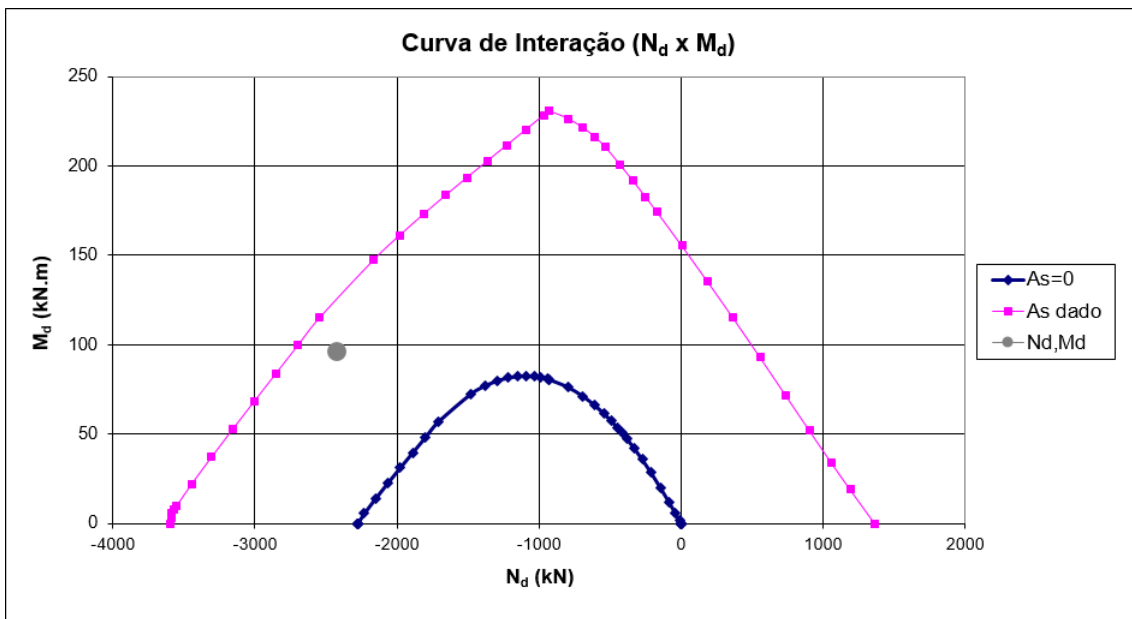


Figura 26 – Armadura 10 ϕ 20 – Pilar 3 – C25, $l_e = 3,45$ m

A armadura, neste caso, não sofreu alteração. Porém, o ganho econômico ainda é possível, tendo em vista o maior consumo de concreto no Pilar 3, tendo em vista a limitação do pé direito da construção à $l_e = 3,45$ m (comprimento equivalente do Pilar 2 com índice de esbeltez $\lambda_x = 60$).

Da mesma forma, são calculadas as armaduras em todas as situações possíveis para o Pilar 3, fixando o f_{ck} em 25 MPa, variando apenas o comprimento equivalente, conforme Pilar 2, onde obtém-se a tabela abaixo (Tabela 13).

Tabela 13 – Armaduras para Pilar 3 – C25

		$l_e = 3,45 \text{ m}$	$l_e = 4,05 \text{ m}$	$l_e = 4,60 \text{ m}$	$l_e = 5,20 \text{ m}$
<i>P2 - 20x40</i>	As Máx. 10 ϕ 20	Nd = -2.420	Nd = -2.145	Nd = -1.860	Nd = -1.552
	C60	Md = 95,53	Md = 105,74	Md = 113,30	Md = 118,70
<i>P3 - 30x50</i>	C25	10 ϕ 20	8 ϕ 20	6 ϕ 20	8 ϕ 16

Para comparação, o Pilar 3 também será dimensionado, adotando-se sua armadura máxima, 12 ϕ 25 ou 58,09 cm^2 , e resistência mecânica à compressão $f_{ck} = 60 \text{ MPa}$. Desta maneira, foi novamente estimado a normal máxima N_d e, conseqüentemente, o momento total máximo $M_{d,tot}$ que a peça suporta, através das curvas de interação. No exemplo abaixo, o Pilar 3 foi dimensionado com índice de esbeltez $\lambda_x = 90$ (Figura 27).

Seção Transversal	
b (m)	0,5
h (m)	0,3

d'(m)	0,04
d''(m)	0,04
d(m)	0,26

Disposição das Armaduras

Camadas	Barras	Bitola	Asi (cm ²)	di (m)
1	6	25	29,45	0,04
2	6	25	29,45	0,26
3			0,00	0,084
4			0,00	0,128
5			0,00	0,172
6			0,00	0,216
7				
SOMA			58,90	

Concreto	
fck (MPa)	60
fcd (kN/m ²)	42857
$\alpha_c / 0,85$	0,95
λ	0,775

Aço		CA50A
f _{yk} (kN/cm ²)	50	
E _s (kN/cm ²)	21000	
ϵ_{yd} (‰)	2,070	
f _{yd} (kN/cm ²)	43,48	

ϵ_{c2} (‰)	-2,29
ϵ_{cu} (‰)	-2,88
ϵ_{c3} (‰)	-1,89

Esforços	
Nd (kN)	-3470,00
Md (kN.m)	362,71

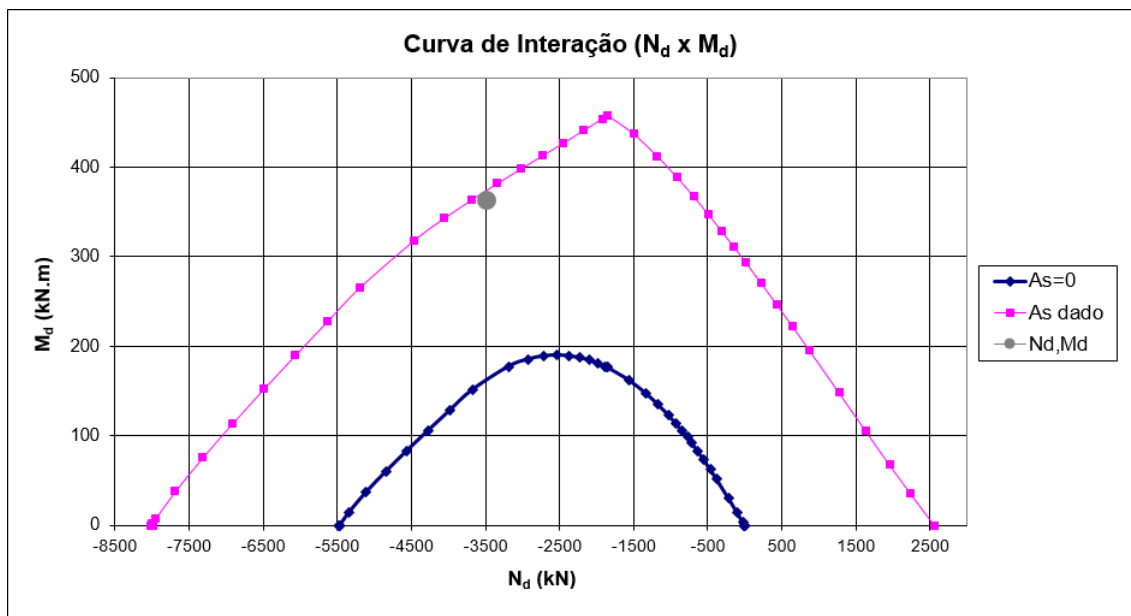


Figura 27 – Normal Máxima e Momento Total Máximo – Pilar 3 – C60, $\lambda_x = 90$

De forma análoga, são calculadas as normais e momentos máximos em todas as situações possíveis para o Pilar 3, fixando o f_{ck} em 60 MPa, variando apenas o índice de esbeltez, entre $60 \leq \lambda_x \leq 90$, onde obtém-se a tabela abaixo (Tabela 14).

Tabela 14 - Normais e Momentos Totais Máximos – Pilar 3 – C60

<i>P3 - 30x50</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
As Máx. = 12 \varnothing 25	Nd = -5.145	Nd = -4.600	Nd = -4.025	Nd = -3.470
C60	Md = 254,43	Md = 294,47	Md = 330,68	Md = 362,71

A partir destes dados, monta-se uma tabela contendo todos os esforços solicitantes máximos para os três pilares, quando se adota a armadura máxima permitida pela NBR 6118:2007, e concreto de alto desempenho, neste caso, de 60 MPa (Tabela 15).

Tabela 15 – Normais e Momentos Totais Máximos – C60

		$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
<i>P1 - 15x25</i>	As Máx. 8 ϕ 16	Nd = -970	Nd = - 823	Nd = -687	Nd = -580
	C60	Md = 33,55	Md = 34,68	Md = 35,61	Md = 36,12
<i>P2 - 20x40</i>	As Máx. 10 ϕ 20	Nd = -2.420	Nd = -2.145	Nd = -1.860	Nd = -1.552
	C60	Md = 95,53	Md = 105,74	Md = 113,30	Md = 118,70
<i>P3 - 30x50</i>	As Máx. 12 ϕ 25	Nd = -5.145	Nd = -4.600	Nd = -4.025	Nd = -3.470
	C60	Md = 254,43	Md = 294,47	Md = 330,68	Md = 362,71

De posse destes dados, é possível plotar um gráfico, que apresenta a normal máxima N_d que cada pilar pode resistir, quando dimensionado com sua armadura máxima e concreto de alto desempenho C60, para índice de esbeltez variando entre $\lambda_x = 60$ e $\lambda_x = 90$ (Figura 28).

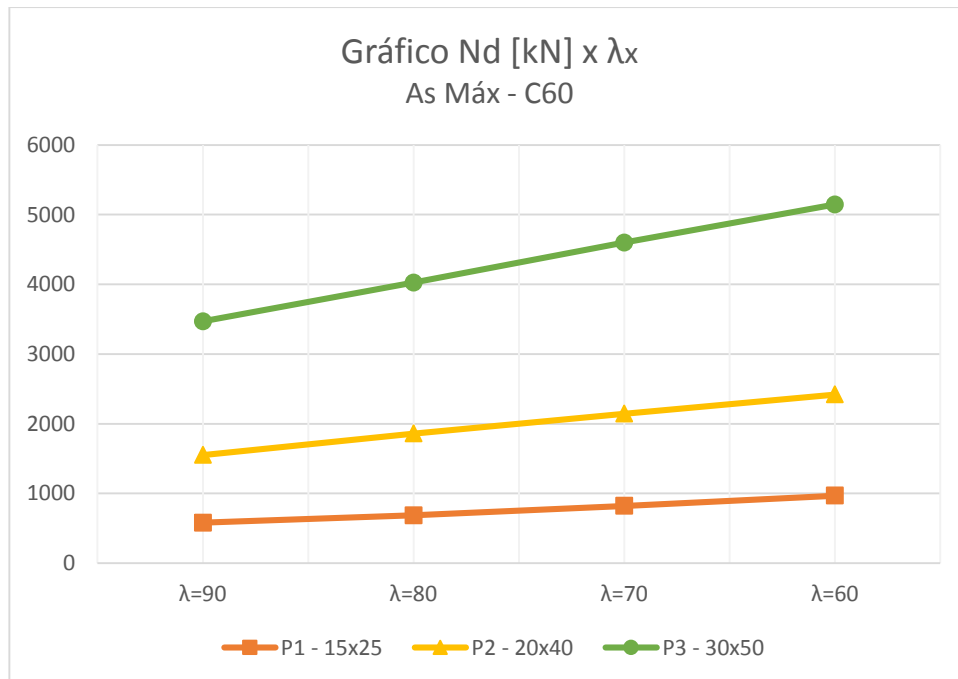


Figura 28 – Gráfico N_d [kN] x λ_x – A_S Máxima – C60

8. ANÁLISE ECONÔMICA

A estrutura é um dos principais subsistemas de um edifício, não apenas tendo grande importância estrutural, por responder pela estabilidade da obra, mas também econômica, na medida em que representa parte significativa dos custos de construção.

Ao se discutirem as estruturas de concreto armado, três partes devem ser analisadas: a matriz de concreto; as armaduras de aço; e o molde, representado pelas fôrmas. Apesar do molde ser um produto intermediário, diferente do concreto e do aço, que fazem parte do produto final, este não pode ser desprezado, pois tem representatividade nos custos da construção e relação com a qualidade das peças.

Para entender os custos de uma estrutura de concreto armado, é preciso conhecer a demanda relativa a cada um dos três serviços (fôrmas, armação e concretagem) por unidade de estrutura que se pretende executar. A estrutura, comumente, se mensura em metro cúbico, as fôrmas são avaliadas em metro quadrado, a armação em quilograma e a concretagem em metro cúbico.

A partir das tabelas do TCPO – Tabelas de Composições de Preços para Orçamentos – é possível obter o consumo de materiais, serviços e equipamentos, para a execução de um pilar, considerando fôrma, armação e concretagem. Os valores unitários foram obtidos através da revista mensal Guia da Construção, referente ao mês de agosto.

As fôrmas serão orçadas apenas por uma única tabela, pois seus processos de fabricação, montagem e desmontagem, a quantidade de materiais e de mão de obra, não dependem da dosagem do concreto, ou da taxa de armadura. Foi escolhido, como material constituinte das fôrmas, a madeira maciça, e elas somente serão aproveitadas uma única vez. A Tabela 16 se enquadra nos parâmetros estipulados para orçamento.

Tabela 16 – Fôrma de madeira maciça para pilares, com tábuas e sarrafos – unidade: m²

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS		
			APROVEITAMENTOS		
			1	3	5
			03110.8.1.12	03110.8.1.13	03110.8.1.14
*03110.8.19.7	Fabricação de fôrma de madeira maciça para pilares, com tábuas e sarrafos	m ²	1,00	0,333	0,20
*03110.8.20.4	Montagem de fôrma de madeira maciça para pilares, com tábuas e sarrafos	m ²	1,00	1,00	1,00
*03110.8.21.4	Desmontagem de fôrma de madeira maciça para pilares, com tábuas e sarrafos	m ²	1,00	1,00	1,00
COMPOSIÇÃO DETALHADA INCLUINDO A PRODUÇÃO DE INSUMOS					
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	h	0,64	0,367	0,312
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	2,562	1,468	1,25
05060.3.20.11	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,15	0,05	0,03
06062.3.2.4	Pontaletes 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	3,20	1,066	0,64
06062.3.4.5	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	2,70	0,899	0,54
06062.3.5.2	Tábua 1" x 12" (espessura: 25 mm / largura: 300 mm)	m ²	1,45	0,483	0,29
03125.3.1.1	Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,10	0,10	0,10
05060.3.20.18	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,20	0,20	0,20
05060.3.2.2	Arame galvanizado (bitola: 12 BWG)	kg	0,18	0,18	0,18

Como critério de medição, adota-se a área desenvolvida na planta de fôrmas, ou seja, a superfície de fôrma em contato com o concreto.

A Tabela 16 considera material e mão de obra para fabricação, montagem, inclusive contraventamentos e travamentos, e desenforma. Para detalhar estas etapas, assim como justificar a obtenção da quantidade de material e da taxa de consumo, em horas, da mão de obra, são usadas as tabelas abaixo (Tabela 17, Tabela 18 e Tabela 19):

Tabela 17 – Fabricação de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m²

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	h	0,41
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	1,64
05060.3.20.11	Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,15
06062.3.2.4	Pontalete 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	3,20
06062.3.4.5	Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25 mm)	m	2,70
06062.3.5.2	Tábua 1" x 12" (espessura: 25 mm / largura: 300 mm)	m ²	1,45

Tabela 18 – Montagem de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m²

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	h	0,161
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	0,645
03125.3.1.1	Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,10
05060.3.20.18	Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 62,1 mm / diâmetro da cabeça: 3,0 mm)	kg	0,20
05060.3.2.2	Arame galvanizado (bitola: 12 BWG)	kg	0,18

Tabela 19 – Desmontagem de fôrma de madeira maciça para pilares – unidade: m²

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.11	Ajudante de carpinteiro	h	0,069
01270.0.19.1	Carpinteiro	h	0,277

Como exemplo, será orçado o Pilar 1, com comprimento real $l_{real} = 3,50$ m ($\lambda_x = 80$), conforme tabela abaixo (Tabela 20). Para este exemplo, a demanda de fôrma, em metros quadrados, é de 2,80 m².

Tabela 20 – Orçamento das fôrmas do Pilar 1, $\lambda_x = 80 - 2,80$ m²

COMPONENTES	UNID.	CONSUMO	QUANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
Ajudante de carpinteiro	h	0,64	1,79	R\$ 5,00	R\$ 8,96
Carpinteiro	h	2,562	7,17	R\$ 6,50	R\$ 46,63
Prego 17 x 21 com cabeça (comprimento: 48,3 mm / diâmetro da cabeça: 3,0mm)	kg	0,15	0,42	R\$ 6,95	R\$ 2,92
Pontalete 3" x 3" (altura: 75,00 mm / largura: 75,00 mm)	m	3,20	8,96	R\$ 6,26	R\$ 56,09
Sarrafo 1" x 3" (altura: 75 mm / espessura: 25mm)	m	2,70	7,56	R\$ 2,73	R\$ 20,64
Tábua 1" x 12" (espessura: 25 mm / largura: 300mm)	m ²	1,45	4,06	R\$ 13,98	R\$ 56,76
Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,10	0,28	R\$ 6,72	R\$ 1,88
Prego 17 x 27 com cabeça dupla (comprimento: 61,2 mm / diâmetro da cabeça: 3,0mm)	kg	0,20	0,56	R\$ 7,63	R\$ 4,27
Arame galvanizado (bitola: 12 BWG)	kg	0,18	0,50	R\$ 5,73	R\$ 2,89
				Total	R\$ 201,04

De forma análoga, pode-se calcular o custo da moldagem de todos os pilares, conforme Tabela 21:

Tabela 21 – Orçamento para fôrmas

<i>Fôrmas</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
P1 - 15x25	R\$ 149,34	R\$ 175,19	R\$ 201,04	R\$ 224,01
P2 - 20x40	R\$ 297,25	R\$ 348,94	R\$ 396,33	R\$ 448,03
P3 - 30x50	R\$ 597,37	R\$ 700,76	R\$ 798,40	R\$ 896,05

Para o orçamento das armaduras, o mais indicado seria utilizar uma planilha para cada bitola usada no dimensionamento dos pilares. No entanto, o TCPO fornece apenas três tabelas para armadura de aço CA-50 para estruturas em geral, nas bitolas de 10 e 12,5 mm, para corte e dobra industrial, fora da obra; e 20 mm, para corte e dobra na obra (Tabela 22, Tabela 23 e Tabela 26).

Tabela 22 – Armadura de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro até 10,0 mm, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.10	Ajudante de armador	h	0,06
01270.0.25.1	Armador	h	0,06
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	11,40
03210.1.2.1	Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA 50/60	kg	1,05
03210.3.2.2	Barra de aço CA-50 3/8" (bitola: 10,00 mm / massa linear: 0,617 kg/m)	kg	1,05
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02

Tabela 23 – Armadura de aço para pilares, CA-50, diâmetro de 12,5 mm, corte e dobra industrial, fora da obra – unidade: kg

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.10	Ajudante de armador	h	0,034
01270.0.25.1	Armador	h	0,034
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	4,70
03210.1.2.1	Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA 50/60	kg	1,05
03210.3.2.3	Barra de aço CA-50 1/2" (bitola: 12,50 mm / massa linear: 0,963 kg/m)	kg	1,05
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02

O critério de medição é a massa obtida pelo levantamento em projeto da armação, e, para essas composições, admite-se uma perda no consumo de aço de 5%, por já ser cortado e dobrado industrialmente. Essas perdas podem variar de 0% a 10%, dependendo do grau de organização do canteiro.

Para se obter a massa de aço na estrutura, é necessário consultar a NBR 7480:2007, que fornece a massa nominal de cada bitola, em kg/m (Tabela 24). Sendo assim, calcula-se quantos metros de aço existem no pilar, multiplicando o número de barras pelo comprimento equivalente do pilar e, por fim, multiplica-se esse produto pela massa nominal da barra.

Tabela 24 – Características de fios e barras (NBR 7480:2007)

Diâmetro nominal ^(A) (mm)		Massa e tolerância por unidade de comprimento (kg/m)					Valores nominais	
Fios	Barras	Massa mínima -10%	Massa mínima -6%	Massa nominal ^(B)	Massa máxima +6%	Massa máxima +10%	Área da seção (mm ²)	Perímetro (mm)
2,4	-	-	0,034	0,036	0,038	-	4,5	7,5
3,4	-	-	0,067	0,071	0,075	-	9,1	10,7
3,8	-	-	0,084	0,089	0,094	-	11,3	11,9
4,2	-	-	0,102	0,109	0,115	-	13,9	13,2
4,6	-	-	0,123	0,130	0,137	-	16,6	14,5
5,0	5,0	0,139	0,145	0,154	0,163	0,169	19,6	17,5
5,5	-	-	0,175	0,187	0,198	-	23,8	17,3
6,0	-	-	0,209	0,222	0,235	-	28,3	18,8
-	6,3	0,220	0,230	0,245	0,259	0,269	31,2	19,8
6,4	-	-	0,238	0,253	0,268	-	32,2	20,1
7,0	-	-	0,284	0,302	0,320	-	38,5	22,0
8,0	8,0	0,355	0,371	0,395	0,418	0,434	50,3	25,1
9,5	-	-	0,523	0,558	0,589	-	70,9	29,8
10,0	10,0	-	0,580	0,617	0,654	-	78,5	31,4
-	12,5	-	0,906	0,963	1,021	-	122,7	39,3
-	16,0	-	1,484	1,578	1,673	-	201,1	50,3
-	20,0	-	2,318	2,466	2,614	-	314,2	62,8
-	22,0	-	2,805	2,984	3,163	-	380,1	69,1
-	25,0	-	3,622	3,853	4,084	-	490,9	78,5
-	32,0	-	5,935	6,313	6,692	-	804,2	100,5
-	40,0	-	9,273	9,865	10,456	-	1256,6	125,7

Estas tabelas consideram corte, soldagem e dobra do aço, feito por uma empresa especializada, fora da obra. A montagem da armação nas fôrmas é por conta da obra.

O Pilar 1 será orçado, como exemplo, com resistência à compressão de 40 MPa, índice de esbelteza $\lambda_x = 80$, e armadura de 8 ϕ 12,5 (Tabela 25). Para este exemplo, a demanda de aço, em quilogramas, é de 26,29 kg.

Tabela 25 – Orçamento para armadura do Pilar 1, C40, $\lambda_x = 80$ – 26,29 kg

COMPONENTES	UNID.	CONSUMO	QUANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
Ajudante de armador	h	0,034	0,89	R\$ 5,00	R\$ 4,47
Armador	h	0,034	0,89	R\$ 6,50	R\$ 5,81
Espaçador circular de plástico para pilares (cobrimento: 30 mm)	un	4,70	123,57	R\$ 0,09	R\$ 11,12
Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA-50	kg	1,05	27,61	R\$ 0,38	R\$ 10,49
Barra de aço CA-50 1/2" (bitola 12,50 mm / massa linear: 0,963 kg/m)	kg	1,05	27,61	R\$ 3,65	R\$ 100,76
Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,02	0,53	R\$ 6,22	R\$ 3,27
Total					R\$ 135,93

Para as bitolas de 16, 20 e 25 mm, será adotada uma única tabela, a Tabela 26, alterando apenas o preço dos insumos, conforme a bitola. Esta tabela apresenta diferenças em relação às anteriores, pois o aço é cortado e dobrado na obra, aumentando consideravelmente as perdas.

Tabela 26 – Armadura de aço para estruturas em geral, CA-50, diâmetro 20,0 mm, corte e dobra na obra – unidade: kg

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.1.10	Ajudante de armador	h	0,10
01270.0.25.1	Armador	h	0,10
03150.3.3.6	Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un	1,82
03210.3.2.4	Barra de aço CA-50 3/4" (bitola: 20,00 mm / massa linear: 2,466 kg/m)	kg	1,10
05060.3.3.1	Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	kg	0,03

Diferente das tabelas anteriores, o critério de medição não inclui as perdas, pois já estão consideradas no coeficiente de consumo unitário, que inclui corte, dobra e montagem da armadura nas fôrmas. Neste caso, admite-se perdas de 10% no consumo de aço, que normalmente varia entre 4% e 16%.

Como exemplo, será orçado o Pilar 1, com resistência à compressão de 25 MPa, índice de esbelteza $\lambda_x = 80$, e armadura de 8 ϕ 16 (Tabela 27). Para este exemplo, a demanda de aço, em quilogramas, é de 44,18 kg.

Tabela 27 – Orçamento para armadura do Pilar 1, C25, $\lambda_x = 80$ – 44,18 kg

COMPONENTES	UNID.	CONSUMO	QUANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
Ajudante de armador	h	0,10	4,42	R\$ 5,00	R\$ 22,09
Armador	h	0,10	4,42	R\$ 6,50	R\$ 28,72
Espaçador circular de plástico para pilares (cobrimento: 30 mm)	kg	1,82	80,41	R\$ 0,09	R\$ 7,24
Barra de aço CA-50 5/8" (bitola 16,0 mm / massa linear: 1,578 kg/m)	m	1,10	48,60	R\$ 4,00	R\$ 194,19
Arame recozido (diâmetro do fio: 1,25 mm / bitola: 18 BWG)	m ²	0,03	1,33	R\$ 6,22	R\$ 8,24
Total					R\$ 260,49

Da mesma forma, é possível orçar todos os pilares, variando suas bitolas entre CA-10 E CA-25. Os resultados são apresentados nas tabelas abaixo (Tabela 28, Tabela 29 e Tabela 30):

Tabela 28 – Orçamento para armaduras – Pilar 1

<i>P1 - 15x25</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 103,56	R\$ 170,25	R\$ 260,49	R\$ 362,82
C40	R\$ 40,58	R\$ 59,23	R\$ 135,93	R\$ 227,19
C60	R\$ 40,58	R\$ 47,60	R\$ 69,70	R\$ 155,33

Tabela 29 – Orçamento para armaduras – Pilar 2

<i>P2 - 20x40</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 256,77	R\$ 452,98	R\$ 643,11	R\$ 872,40
C40	R\$ 80,77	R\$ 117,97	R\$ 342,36	R\$ 581,60
C60	R\$ 80,77	R\$ 94,81	R\$ 111,53	R\$ 279,12

Tabela 30 – Orçamento para armaduras – Pilar 3

<i>P3 - 30x50</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 1.014,68	R\$ 1.428,36	R\$ 1.898,63	R\$ 2.435,24
C40	R\$ 483,76	R\$ 852,83	R\$ 1.360,33	R\$ 1.826,43
C60	R\$ 162,32	R\$ 190,41	R\$ 646,57	R\$ 1.308,60

O concreto estrutural será orçado seguindo duas tabelas. A primeira serve para orçar concretos virados em obra, com controle “A”, e o uso de brita 1 apenas. Esta tabela apresenta os coeficientes de consumo para diversos valores de resistência à compressão (f_{ck}), variando de 10 MPa até 40 MPa (Tabela 31).

Tabela 31 – Concreto estrutural virado em obra, controle “A”,
consistência para vibração, brita 1 – unidade: m³

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS		
			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (f_{ck})		
			10 MPa	11,5 MPa	15 MPa
			03310.R.1.1	03310.R.1.2	03310.R.1.3
01270.0.45.1	Servente	h	6,00	6,00	6,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,93	0,908	0,898
02060.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,836	0,836	0,836
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	kg	241,00	268,00	280,00
**22300.9.2.5	Betoneira, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l – vida útil 10.000 h	h prod.	0,3060	0,3060	0,3060
			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (f_{ck})		
			16 MPa	18 MPa	20 MPa
			03310.R.1.4	03310.R.1.5	03310.R.1.6
01270.0.45.1	Servente	h	6,00	6,00	6,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,892	0,878	0,864
02060.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,836	0,836	0,836
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	kg	288,00	305,00	322,00
**22300.9.2.5	Betoneira, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l – vida útil 10.000 h	h prod.	0,3060	0,3060	0,3060

			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (F _{cd})		
			21 MPa	24 MPa	25 MPa
			03210.8.1.7	03310.8.1.8	03310.8.1.9
01270.0.45.1	Servente	h	6,00	6,00	6,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,857	0,836	0,828
02060.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,836	0,836	0,836
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	kg	331,00	358,00	367,00
**22300.9.2.5	Betoneira, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l – vida útil 10.000 h	h prod.	0,3060	0,3060	0,3060
			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (F _{cd})		
			30 MPa	35 MPa	40 MPa
			03310.8.1.10	03330.8.1.11	03350.8.1.12
01270.0.45.1	Servente	h	6,00	6,00	6,00
02060.3.2.2	Areia lavada tipo média	m ³	0,788	0,744	0,694
02060.3.3.1	Pedra britada 1	m ³	0,836	0,836	0,836
02065.3.5.1	Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32,00 MPa)	kg	416,00	471,00	533,00
**22300.9.2.5	Betoneira, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l – vida útil 10.000 h	h prod.	0,3060	0,3060	0,3060

Esta tabela considera os materiais e mão de obra para dosagem, preparo e mistura de concreto virado em obra com betoneira. No entanto, não leva em consideração o transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto. O critério de medição é o volume de concreto.

Para orçar o transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura, é usada a Tabela 32. Vale ressaltar que o coeficiente de produtividade desta tabela é um dado médio de mercado, onde se considerou o transporte do concreto até o andar da concretagem por elevador de obras, e os esforços demandados desde o descarregamento do concreto do caminhão-betoneira, ou betoneira, no caso de ser feito em obra, até o sarrafeamento ou desempenamento.

Tabela 32 – Transporte, lançamento, adensamento e acabamento do concreto em estrutura – unidade: m³

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS
01270.0.40.1	Pedreiro	h	1,65
01270.0.45.1	Servente	h	4,50
22300.9.10.1	VIBRADOR de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW) - vida útil 20.000 h	h prod	0,20

A partir da Tabela 31 e Tabela 32, será orçado, como exemplo, o Pilar 1, com resistência à compressão de 25 MPa e índice de esbeltez $\lambda_x = 80$ (Tabela 33). Para este exemplo, a demanda de concreto, em metros cúbicos, é de 0,13 m³.

Tabela 33 – Orçamento do volume de concreto para Pilar 1, C25, $\lambda_x = 80 - 0,13 \text{ m}^3$

COMPONENTES	UNID.	CONSUMO	QUANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
Servente	h	6,00	0,79	R\$ 4,75	R\$ 3,74
Areia lavada tipo média	m ³	0,828	0,11	R\$ 86,00	R\$ 9,35
Pedra britada 1	m ³	0,84	0,11	R\$ 83,40	R\$ 9,15
Cimento Portland CP II-E-32 (resistência: 32 MPa)	kg	367,00	48,17	R\$ 0,50	R\$ 24,08
Betoneira, elétrica, potência 2 HP (1,5 kW), capacidade 400 l - vida útil 10.000 h	h prod.	0,31	0,04	R\$ 3,58	R\$ 0,14
Pedreiro	h	1,65	0,22	R\$ 6,50	R\$ 1,41
Servente	h	4,50	0,59	R\$ 4,75	R\$ 2,81
Vibrador de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW) - vida útil 20.000h	h prod.	0,20	0,03	R\$ 2,66	R\$ 0,07
				Total	R\$ 50,75

Para o concreto de alto desempenho, cuja resistência à compressão é de 60 MPa, será usada a tabela abaixo (Tabela 34):

Tabela 34 - Concreto estrutural dosado em central, de alto desempenho, relação água/cimento: 0,4 - unidade: m³

TCPO – 2010

CÓDIGO	COMPONENTES	UNID.	CONSUMOS	
			RESISTÊNCIA À COMPRESSÃO (F _{cd})	
			50 MPa	75 MPa
			03310.8.2.11	03310.8.2.12
03310.3.1_	Concreto dosado em central de alto desempenho, relação água/cimento: 0,4	m ³	1,05	1,05

O TCPO não fornece nenhuma tabela para o orçamento de concretos com resistência à compressão de 60 MPa. No entanto, a tabela acima poderá ser utilizada, desde que seja utilizado o valor do metro cúbico para concreto C60.

O Pilar 3 será orçado, como exemplo, com resistência à compressão de 60 MPa, índice de esbeltez $\lambda_x = 90$, segundo a Tabela 35. Para este exemplo, a demanda de concreto, em metros cúbicos, é de 1,17 m³.

Tabela 35 – Orçamento do volume de concreto para Pilar 3, C60, $\lambda_x = 90 - 1,17 \text{ m}^3$

COMPONENTES	UNID.	CONSUMO	QUANT.	P. UNIT.	P. TOTAL
Concreto dosado em central de alto desempenho, relação água/cimento: 0,4	m ³	1,05	1,23	R\$ 377,84	R\$ 464,18
Pedreiro	h	1,65	1,93	R\$ 6,50	R\$ 12,55
Servente	h	4,50	5,27	R\$ 4,75	R\$ 25,01
Vibrador de imersão, elétrico, potência 1 HP (0,75 kW) - vida útil 20.000h	h prod.	0,20	0,23	R\$ 2,66	R\$ 0,62
				Total	R\$ 502,36

O custo do volume de concreto, para todos os pilares dimensionados com f_{ck} 25, 40 e 60 MPa, é dado pelas Tabela 36, Tabela 37 e Tabela 38:

Tabela 36 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 1

<i>P1 - 15x25</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 37,70	R\$ 44,22	R\$ 50,75	R\$ 56,55
C40	R\$ 44,67	R\$ 52,40	R\$ 60,13	R\$ 67,00
C60	R\$ 41,86	R\$ 49,11	R\$ 56,35	R\$ 62,79

Tabela 37 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 2

<i>P2 - 20x40</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 106,72	R\$ 125,28	R\$ 142,29	R\$ 160,85
C40	R\$ 126,44	R\$ 148,44	R\$ 168,59	R\$ 190,58
C60	R\$ 118,50	R\$ 139,11	R\$ 158,01	R\$ 178,62

Tabela 38 – Orçamento do volume de concreto – Pilar 3

<i>P3 - 30x50</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 301,59	R\$ 353,79	R\$ 403,09	R\$ 452,39
C40	R\$ 357,34	R\$ 419,19	R\$ 477,60	R\$ 536,02
C60	R\$ 334,90	R\$ 392,87	R\$ 447,61	R\$ 502,36

8.1. TAXA DE ARMADURA – CUSTOS

Nesta etapa de dimensionamento, cada pilar foi estudado separadamente, alterando o f_{ck} do concreto e o índice de esbeltez. Sendo assim, a análise econômica também será feita para cada um dos pilares.

O objetivo desta análise é comparar pilares idênticos, quanto à seção e aos esforços solicitantes, de modo a averiguar se o aumento da resistência à compressão do concreto, ou o uso de um concreto de alto desempenho, traz benefícios econômicos diretos na construção destes, seja pela redução da taxa de armadura ou redução da mão de obra envolvida no processo.

O custo total do pilar é a soma das três etapas de sua execução: fôrmas, armação e concretagem. Para cada índice de esbeltez, o custo das fôrmas se mantém constante, pois todas as dimensões do pilar se mantêm constantes. Logo, as diferenças surgirão em função da quantidade de aço no pilar, e do custo do concreto, pois o volume do mesmo também se mantém constante.

Para o Pilar 1, os custos totais para sua execução, considerando cada um dos diferentes índices de esbeltez e as resistências à compressão, são dados por (Tabela 39):

Tabela 39 – Orçamento Total – Pilar 1

<i>P1 - 15x25</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 290,60	R\$ 389,66	R\$ 512,27	R\$ 643,38
C40	R\$ 234,59	R\$ 286,81	R\$ 397,09	R\$ 518,21
C60	R\$ 231,78	R\$ 271,90	R\$ 327,09	R\$ 442,14

A partir destes valores, é possível plotar um gráfico, que ilustra os possíveis benefícios, ou não, do uso do concreto de alto desempenho em estruturas convencionais de concreto armado (Figura 29).

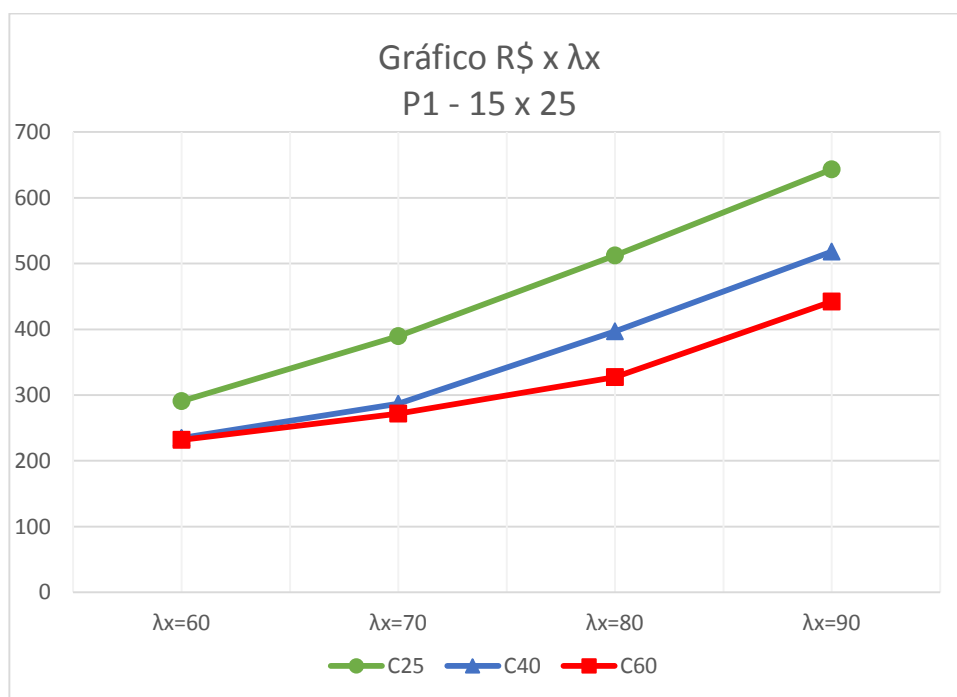


Figura 29 – Gráfico R\$ x λx – Pilar 1

Fica claro que o uso de concreto de alto desempenho reduz consideravelmente o custo da execução do Pilar 1, principalmente pela redução expressiva da taxa de armadura da peça. A economia chega a perto de 30% do custo direto da estrutura, sem contabilizar ganhos na arquitetura, e possível redução de impactos ambientais.

Conforme exemplo anterior, segue relação de custos totais diretos para a execução do Pilar 2, considerando fôrmas, armaduras e concretagem da peça (Tabela 40):

Tabela 40 – Orçamento Total – Pilar 2

<i>P2 - 20x40</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 660,73	R\$ 927,20	R\$ 1.181,73	R\$ 1.481,27
C40	R\$ 504,46	R\$ 615,34	R\$ 907,28	R\$ 1.220,21
C60	R\$ 496,52	R\$ 582,87	R\$ 665,87	R\$ 905,77

De posse destes valores, plota-se o gráfico abaixo (Figura 30):

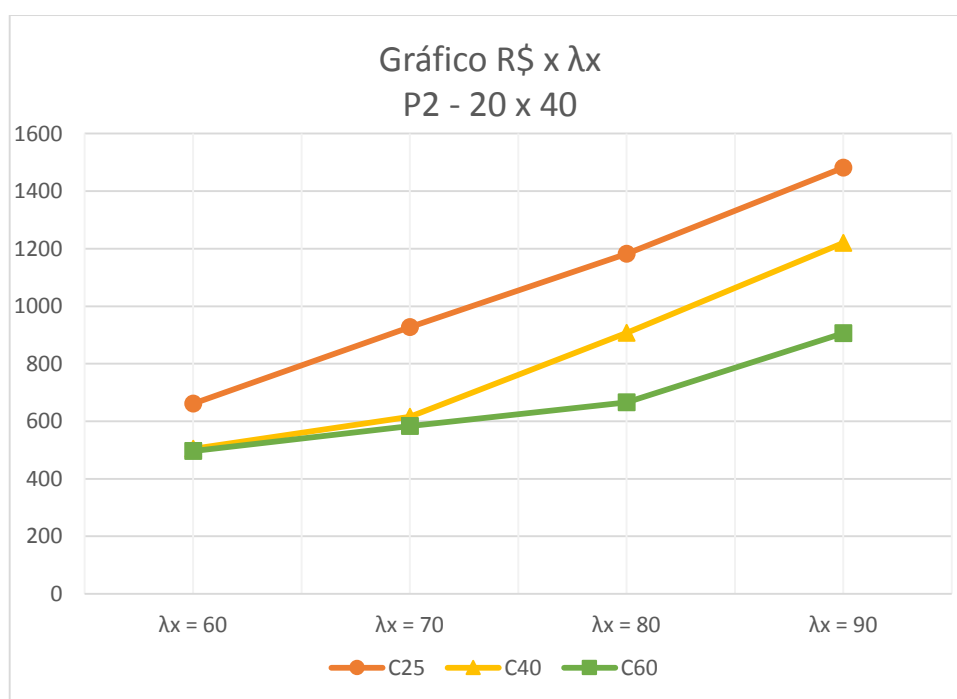


Figura 30 – Gráfico R\$ x λx – Pilar 2

Para o Pilar 2, o ganho econômico pode atingir cerca de 45%, quando se compara a peça dimensionada com resistência à compressão de 25 MPa e 60 MPa, com índice de esbelteza $\lambda_x = 80$. Novamente, a diferença mais expressiva ocorre em função da armadura da estrutura.

O Pilar 3 apresenta os seguintes custos totais diretos para a execução da peça (Tabela 41):

Tabela 41 – Orçamento Total – Pilar 3

<i>P3 - 30x50</i>	$\lambda_x = 60$	$\lambda_x = 70$	$\lambda_x = 80$	$\lambda_x = 90$
C25	R\$ 1.913,64	R\$ 2.482,91	R\$ 3.100,12	R\$ 3.783,68
C40	R\$ 1.438,47	R\$ 1.972,77	R\$ 2.636,33	R\$ 3.258,50
C60	R\$ 1.094,59	R\$ 1.284,04	R\$ 1.892,58	R\$ 2.707,00

A partir desses dados, pode-se plotar o gráfico abaixo, que compara o custo do Pilar 3, quando se altera o f_{ck} do concreto e o índice de esbeltez (Figura 31).

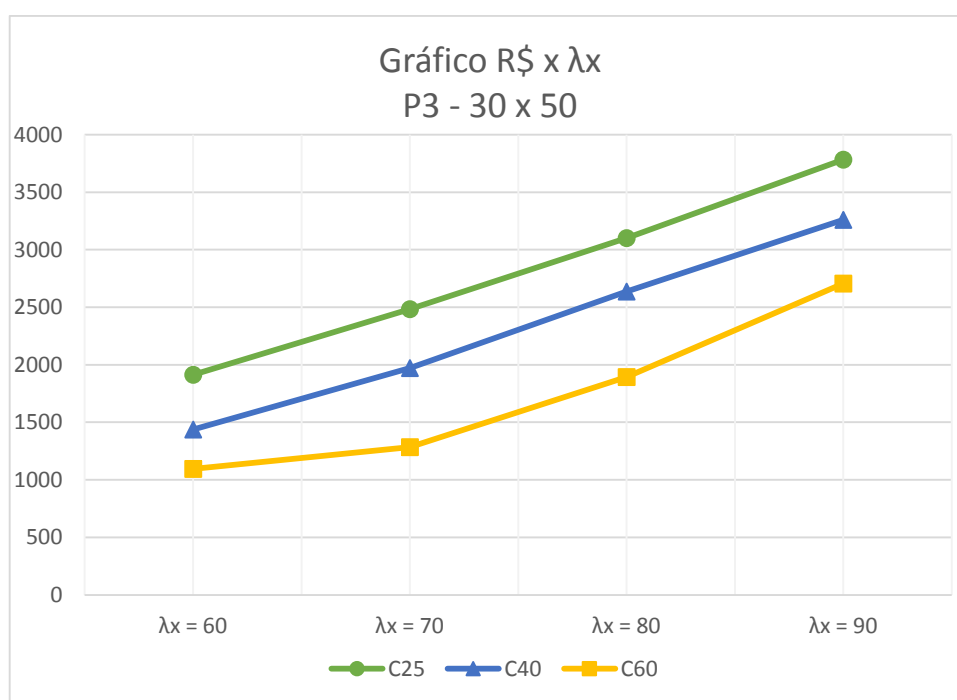


Figura 31 – Gráfico R\$ x λx – Pilar 3

O Pilar 3, assim como os demais, apresenta uma redução no seu custo de execução, na mesma ordem de grandeza, cerca de 40%.

Os estudos indicam que a utilização do concreto de alto desempenho, ou o simples aumento da resistência à compressão do concreto, de 25 MPa para 40 MPa, resulta em uma redução de custo direto total da peça. Ao se aumentar o f_{ck} do concreto, de 25 MPa para 60 MPa, por exemplo, se reduz significativamente a armadura do pilar, que, quando se trabalha com bitolas de 20 mm e 25 mm, representa mais de 50% do custo da peça.

8.2. NORMAL MÁXIMA – CUSTOS

O objetivo deste estudo é observar os maiores esforços que o menor pilar, o Pilar 1 – 15x20 cm, pode ser submetido, com f_{ck} de 60 MPa, e aplicá-los nos demais pilares, a fim de dimensioná-los da melhor maneira possível, ajustando os valores das resistências à compressão e das taxas de armadura.

De posse dos valores obtidos no capítulo anterior, os pilares serão orçados, para se observar se é economicamente vantajoso adotar pilares de menor seção, com maior resistência à compressão, ao invés de pilares menos esbeltos, com concreto de menor resistência.

A primeira comparação será entre o Pilar 1, dimensionado com concreto de alto desempenho C60, e armadura máxima 8 ϕ 16, e os pilares 2 e 3, dimensionados com f_{ck} de 25 MPa. Será adotado, para os pilares 2 e 3, o mesmo comprimento equivalente encontrado para o Pilar 1, quando o índice de esbeltez varia entre $60 \leq \lambda_x \leq 90$.

Tabela 42 – Orçamento para pilares – Pilar 1, As Máx.

		$l_e = 2,60$ m	$l_e = 3,05$ m	$l_e = 3,50$ m	$l_e = 3,90$ m
<i>P1 - 15x25</i>	As Máx 8 ϕ 16	R\$ 384,71	R\$ 451,29	R\$ 517,88	R\$ 577,06
	C60				
<i>P2 - 20x40</i>	C25	R\$ 412,50	R\$ 450,75	R\$ 490,40	R\$ 546,44
<i>P3 - 30x50</i>	C25	R\$ 521,88	R\$ 612,20	R\$ 702,53	R\$ 782,82

A vantagem econômica é sempre válida em relação ao Pilar 3, enquanto para o Pilar 2, só existe benefício para $\lambda_x = 60$. Com índice de esbeltez maior, é mais viável adotar o Pilar 2, com f_{ck} de 25 MPa. A Figura 32 ilustra essa transição.

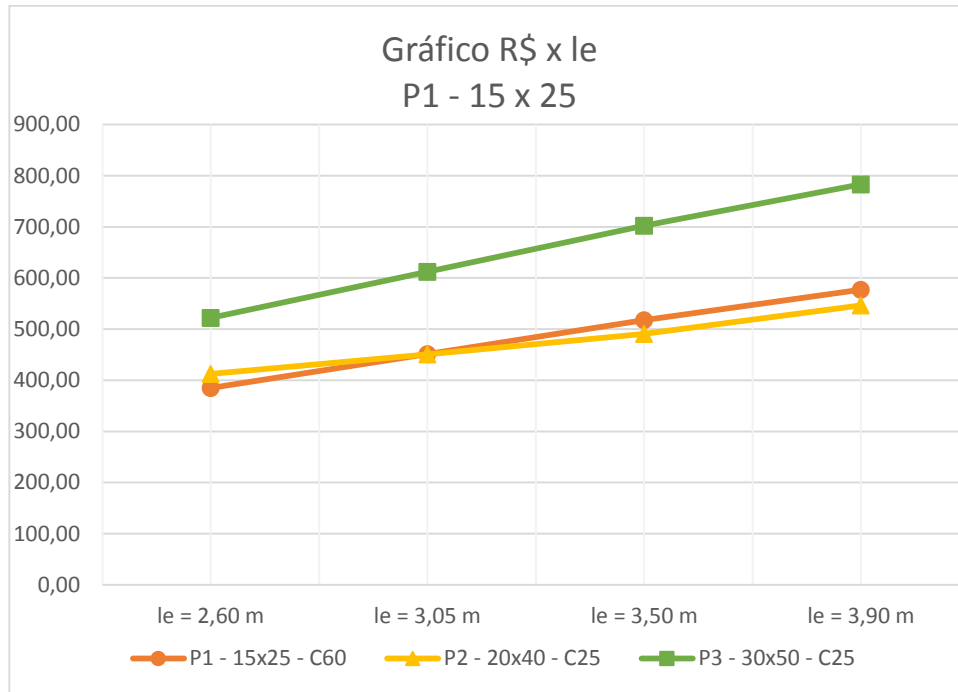


Figura 32 – Gráfico R\$ x l_e – Pilar 1, A_S Máx.

Apesar do custo do Pilar 1, dimensionado com f_{ck} de 60 MPa, ser menor, em comparação com o Pilar 3, devido ao alto custo das fôrmas e grande volume de concreto, para o Pilar 2, existe vantagem apenas até $l_e = 3,05$ m. Isso se deve pois, a partir deste comprimento equivalente, o custo do volume de concreto de alto desempenho torna o Pilar 1 mais caro.

A próxima interação será apenas entre os pilares 2 e 3. Inicialmente, serão obtidas as normais máximas, para cada índice de esbeltez, fixando o f_{ck} em 60 MPa, para o Pilar 2. A partir destes resultados, o Pilar 3 será dimensionado com f_{ck} igual a 25 MPa, assim como foi feito no exemplo anterior.

A partir dos dados, obtidos no capítulo anterior, os pilares 2 e 3 são orçados, conforme tabela abaixo (Tabela 43):

Tabela 43 – Orçamento para pilares – Pilar 2, A_S Máx.

		$l_e = 3,45$ m	$l_e = 4,05$ m	$l_e = 4,60$ m	$l_e = 5,20$ m
<i>P2 - 20x40</i>	As Máx. 10 ϕ 20	R\$ 824,85	R\$ 968,12	R\$ 1.102,68	R\$ 1.241,63
	C60				
<i>P3 - 30x50</i>	C25	R\$ 929,64	R\$ 989,91	R\$ 1.013,56	R\$ 1.082,07

Assim como o exemplo anterior, existe vantagem econômica apenas quando o índice de esbeltez, para o Pilar 2, é inferior a $\lambda_x = 70$, ou comprimento equivalente $l_e = 4,05$ m, conforme gráfico abaixo (Figura 33):

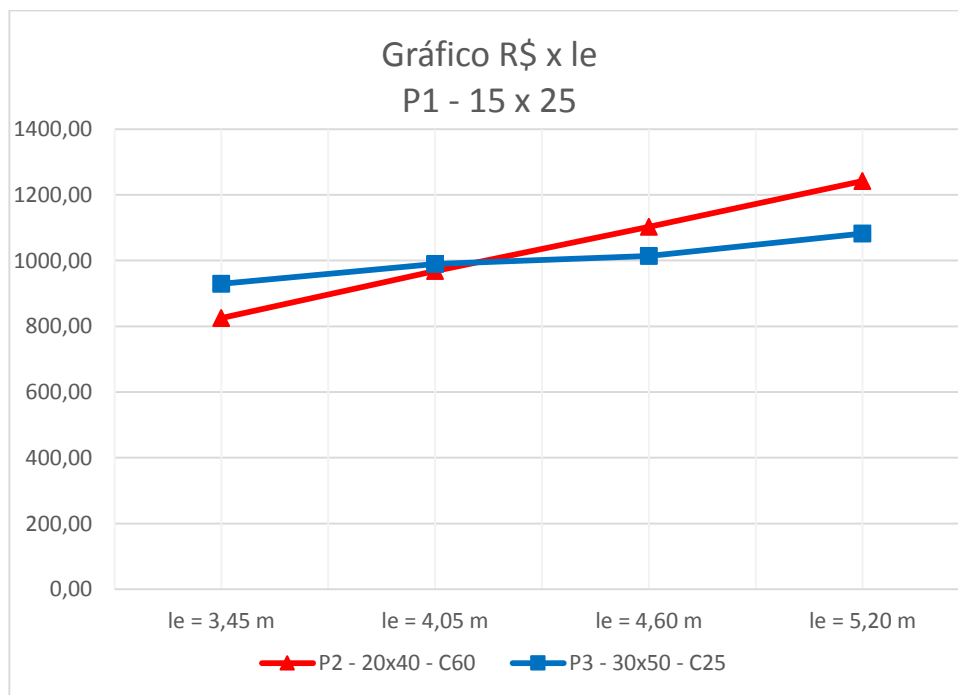


Figura 33 – Gráfico R\$ x l_e – Pilar 2, A_S Máx.

9. CONSIDERAÇÕES FINAIS

Este projeto foi desenvolvido com o objetivo de analisar os possíveis benefícios no dimensionamento estrutural de um pilar em edifícios, e as vantagens econômicas, quando se altera a altura do pilar e se utiliza concreto de alto desempenho, ou simplesmente se adota um concreto com maior resistência à compressão.

Quando se estuda a influência em um único pilar, as vantagens são evidentes. A redução da taxa de armadura é significativa, reduzindo bastante o custo da peça. Através das planilhas de orçamento, obtidas no TCPO, foi possível verificar que o item mais representativo no custo de um pilar é a armadura, pois a quantidade de fôrmas é a mesma, e o custo unitário do metro cúbico de concreto apresenta pouca variação.

No entanto, quando pilares diferentes são comparados, os benefícios econômicos diretos só são verificados quando a altura dos mesmos é pequena, mas não são válidos para grandes comprimentos equivalentes. Isso ocorre pois a armadura para pilares menores, com maior f_{ck} , é muito próxima à taxa de armadura para pilares maiores, com menor resistência à compressão. Nesses casos, para maiores alturas, o custo do aço é semelhante, mas o custo do volume de concreto de alto desempenho se torna um empecilho para sua utilização.

Apesar dos benefícios diretos não serem verificados, quando são comparados diferentes pilares, com grandes alturas, os benefícios indiretos podem compensar o custo maior, pois, para concretos de alto desempenho, existe um maior controle de qualidade, tanto na sua fabricação, quanto no momento da concretagem e, ao optar-se por pilares de menor seção, aumenta-se a flexibilidade arquitetônica, com menor interferência da estrutura nas residências, inclusive aumentando a metragem quadrado do imóvel.

Sendo assim, pode-se afirmar que o concreto de alto desempenho traz benefícios para a construção civil, direta e indiretamente. Sua utilização, em larga escala, poderá não só baratear seu custo, tornando-o cada vez mais atraente, como proporcionar maior qualidade nas estruturas de concreto armado e maior flexibilidade para projetos de arquitetura.

9.1. SUGESTÕES PARA TRABALHOS FUTUROS

Como sugestão para futuros trabalhos de pesquisa, sugere-se que se faça um estudo de um edifício completo, considerando lajes, vigas e pilares, com diversos valores de f_{ck} , e com um estudo comparativo de custos totais.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, I. R. – *Betões de Alta Resistência e Durabilidade. Composições e Características*, Tese de Doutorado, Universidade Técnica de Lisboa, Portugal, 1990.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). *Building code requirements for structural concrete and Commentary*, ACI 318-11. Farmington Hills, 2011.

AMERICAN CONCRETE INSTITUTE (ACI). ACI 363 R-10, *Report on High Strength Concrete*, *ACI Manual of Construction Practice*, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 5738: Concreto – Procedimento para moldagem e cura de corpos de prova*. Rio de Janeiro. 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 5739: Concreto – Ensaios de compressão de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimentos*. Rio de Janeiro. 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6118: Projeto e execução de obras de concreto armado*. Rio de Janeiro. 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 6120: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações*. Rio de Janeiro. 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 7191: Execução de desenhos para obras de concreto simples ou armado*. Rio de Janeiro. 1982.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 7222: Concreto e argamassa – Determinação da resistência à tração por compressão diametral de corpos de prova cilíndricos*. Rio de Janeiro. 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 7480: Aço destinado a armaduras para estruturas de concreto armado – Especificação*. Rio de Janeiro, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 8522: Concreto – Determinação do módulo estático de elasticidade à compressão*. Rio de Janeiro, 2008.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 8681: Ações e segurança nas estruturas – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 8953: Concreto para fins estruturais – Classificação pela massa específica, por grupos de resistência e consistência*. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 12142: Concreto – Determinação da resistência à tração na flexão de corpos de prova prismáticos*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 12655: Concreto de cimento Portland – Preparo, controle e recebimento – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2006.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS (ABNT). *NBR 14931: Execução de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro, 2004.

BASTOS, P.S.S – *Fundamentos do Concreto Armado*. UNESP, 2006.

EBOLI, C.R – *Apostila de vigas em Concreto Armado*. Rio de Janeiro (s.d.).

GUIA DA CONSTRUÇÃO, Ed. Pini, Agosto, 2013.

LONGO, H.I – *Carregamentos atuantes em Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.

LONGO, H.I – *Considerações sobre o Projeto de Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.

LONGO, H.I – *Fundamentos do Concreto Armado*, Escola Politécnica, UFRJ, 2009.

LONGO, H.I – *Lançamento das Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.

LONGO, H.I – *Pré-Dimensionamento das Estruturas de Edificações*, Escola Politécnica, UFRJ, 2008.

LONGO, H.I – *Pilares de Edifícios de Concreto Armado*, Escola Politécnica, UFRJ, 2011.

MEHTA, P.K.; MONTEIRO, P.J.M. – *Concreto – Estrutura, propriedades e materiais*. São Paulo, Ed. Pini, 1994.

MONTOYA, P.J. – *Hormigón Armado: ábacos para el cálculo de secciones em el estado último de agotamiento*. Barcelona. 1979.

NEVILLE, A. M., *Propriedades do Concreto*. Trad. Salvador E. Giamusso, Ed. Pini, São Paulo, 2ª Edição, 1997.

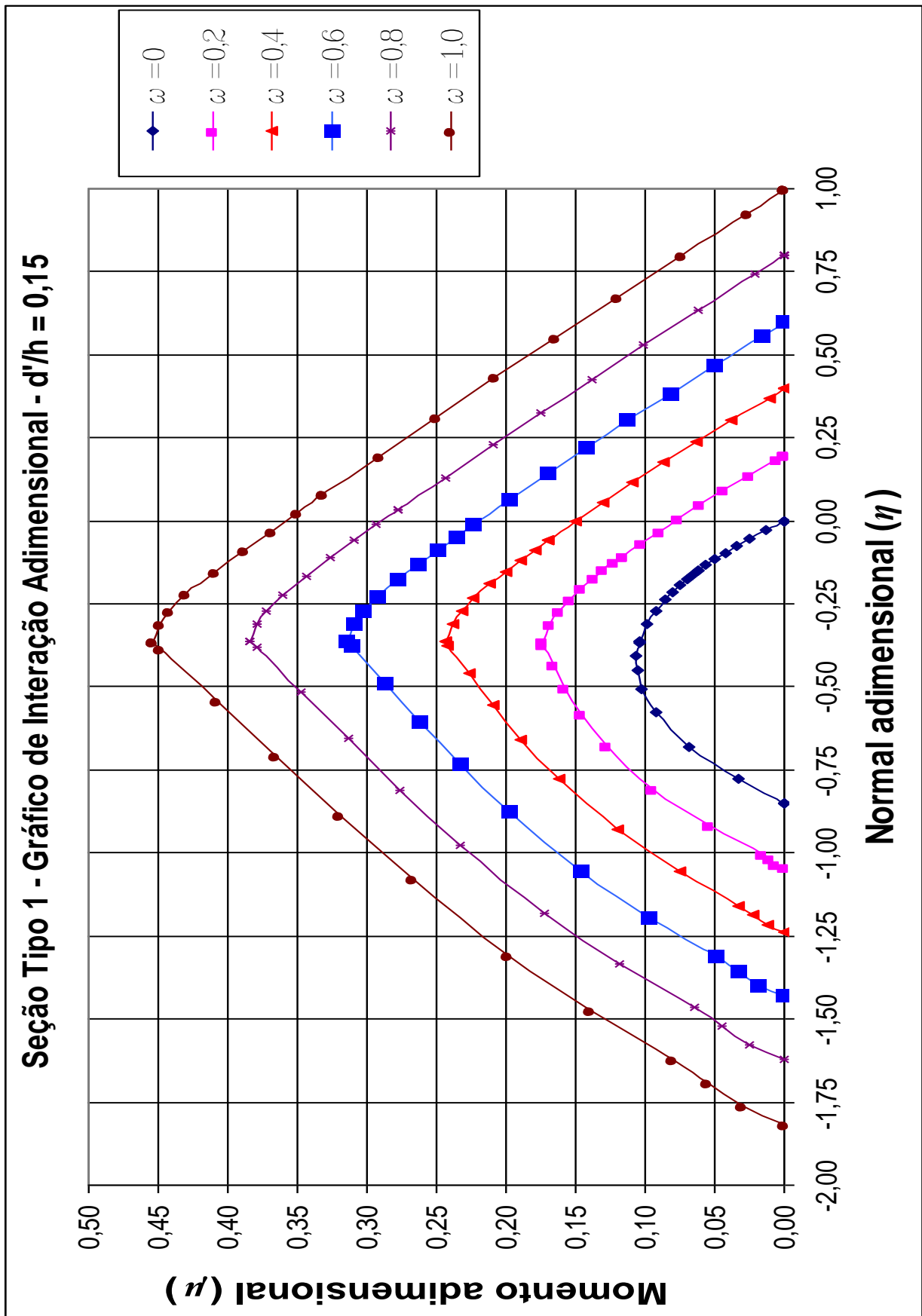
PFEIL, W. – *Dimensionamento do concreto armado à flexão composta*. Rio de Janeiro. 1976.

SANTOS, S.H.C – *Apostila de Concreto Armado I*. Rio de Janeiro. 2013.

SANTOS, S.H.C – *Apostila de Concreto Armado III*. Rio de Janeiro. 2013.

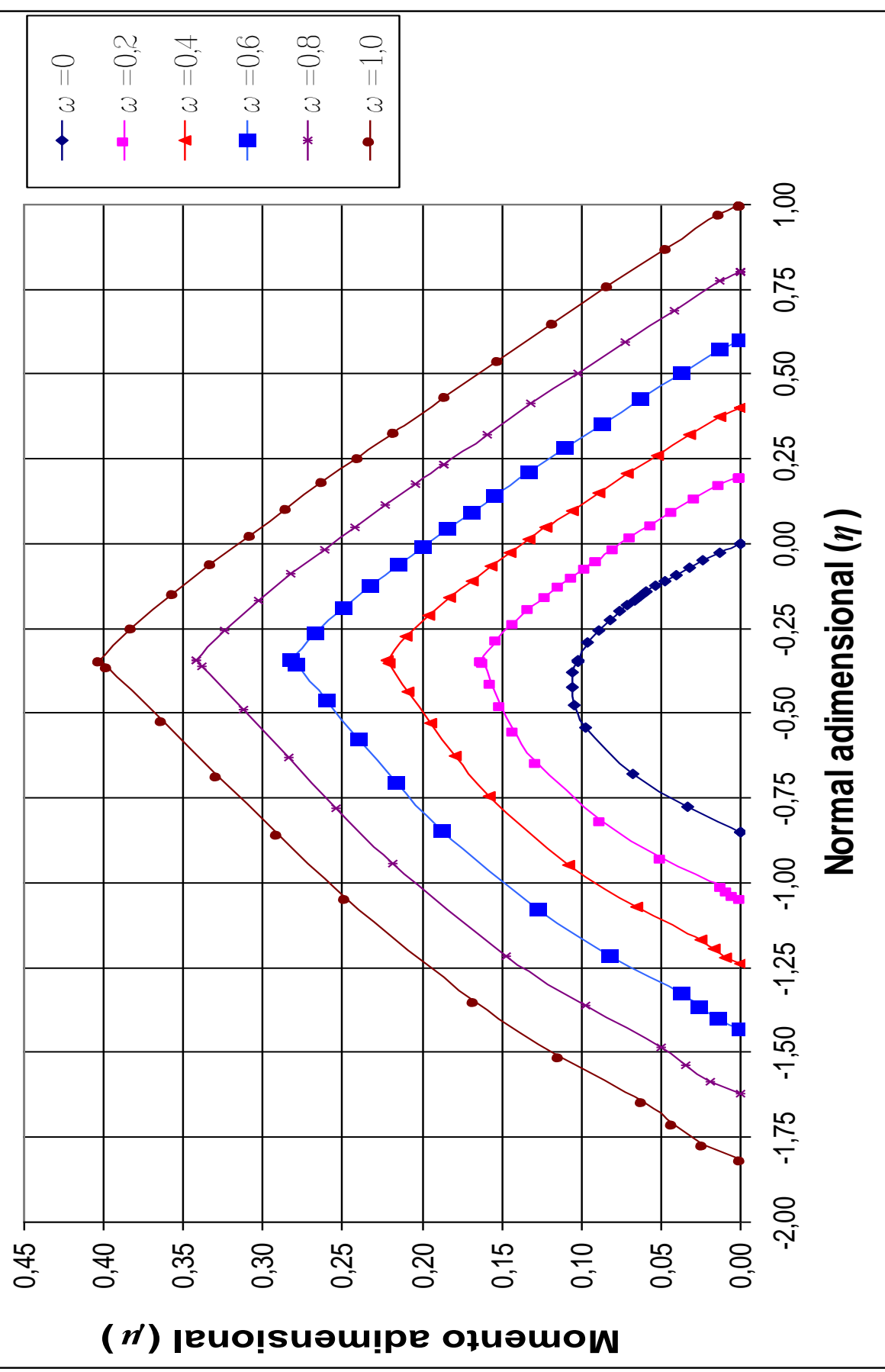
SÜSSEKIND, J.C. – *Curso de Concreto*, vol.1, Ed. Globo, 1983.

TCPO – *Tabelas de Composição de Preços para Orçamentos*. Ed. Pini, São Paulo. 13ª Edição, 2010.

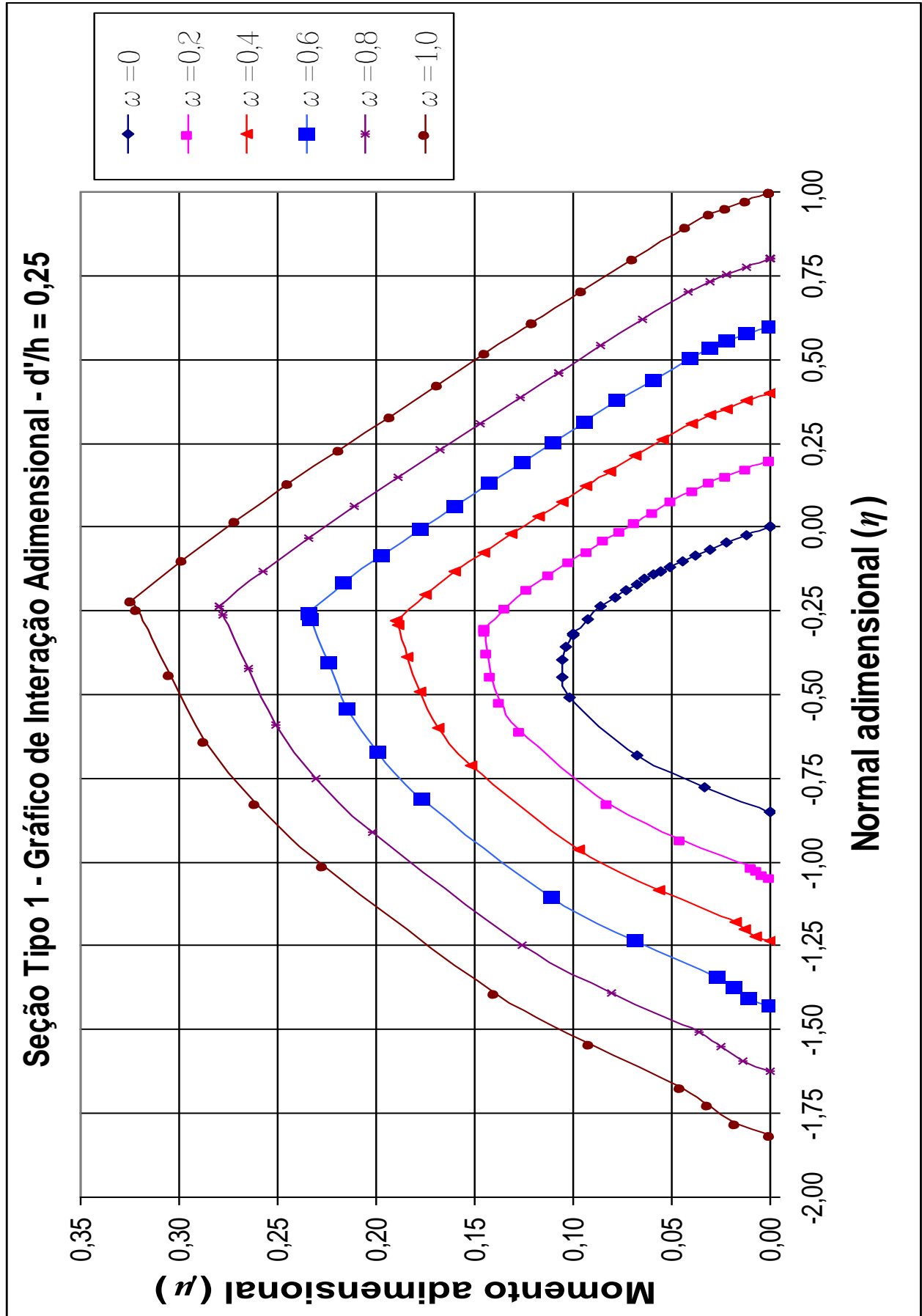


Seção TIPO 1 - $d'/h = 0,15$ e $A_{s1} = A_{s2} = 0,5 A_s$ - Ábaco Adimensional 3

Seção Tipo 1 - Gráfico de Interação Adimensional - $d'/h = 0,20$



Seção TIPO 1 - $d'/h = 0,20$ e $As_1 = As_2 = 0,5 As$ - Ábaco Adimensional 4



Seção TIPO 1 - $d'/h = 0,25$ e $A_{s1} = A_{s2} = 0,5 A_s$ - Ábaco Adimensional 5