

## 8 Implementações Computacionais e Exemplos

Neste capítulo é apresentada a relação de algoritmos implementados, com o objetivo de compor, juntamente com os algoritmos de otimização de Han-Powell, o processo de otimização como um todo. Adicionalmente, o modelo proposto e implementado é aplicado a dois edifícios idealizados. Tais estudos têm por objetivo testar o modelo implementado, bem como procurar extrair parâmetros de referência ou recomendações que venham a auxiliar os projetistas estruturais no desenvolvimento de projetos mais econômicos.

### 8.1 Implementações Computacionais

Além dos algoritmos de otimização de Han-Powell e Pontos Interiores, descritos no capítulo (5.0), já implementados e aplicados, ao longo dos anos, a diversos problemas de Engenharia Estrutural no DEC/PUC-Rio, outros algoritmos precisaram ser implementados a fim de compor, dentro do modelo proposto, o sistema computacional de otimização como um todo. Para tal, os seguintes algoritmos foram desenvolvidos:

- Análise de pórtico espacial considerando não-linearidade geométrica a nível global, bem como a implementação de método aproximado, baseado no parâmetro de instabilidade global  $\gamma_z$ . A não-linearidade física é tratada de forma aproximada a partir da redução média da inércia bruta da seção transversal dos elementos;
- Dimensionamento de seções poligonais quaisquer de concreto armado à flexão composta oblíqua;
- Dimensionamento de pilares de concreto armado segundo NBR 6118 (2003);
- Análise de sensibilidade dos deslocamentos, forças internas e armaduras longitudinais dos pilares em relação às dimensões da seção transversal de pilares retangulares,  $b$  e  $h$ , e em relação à resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ .

Todos os algoritmos encontram-se implementados em Linguagem de programação C.

Adicionalmente, com o objetivo de facilitar a elaboração dos exemplos, um sistema comercial integrado para projeto de estruturas tridimensionais de concreto armado, o *CAD/TQS*, é utilizado como pré-processador. Neste sistema, a fôrma da estrutura, propriedades mecânicas dos materiais, carregamentos (permanentes, acidentais verticais e devidas ao vento), bem como as combinações destes, entre outros dados, são definidos a partir de interface gráfica e caixas de diálogo. Com essas informações, é possível extrair do *CAD/TQS* um arquivo de dados contendo todos os dados necessários ao desenvolvimento da análise e dimensionamento pelo programa de pórtico implementado.

Considerando-se o estágio atual de desenvolvimento das pesquisas, as seguintes limitações devem ser consideradas ao modelo efetivamente testado e implementado:

a) Análise

- Deformações por cisalhamento não são consideradas;
- O vão efetivo das vigas, quando considerado, é calculado com base nas dimensões iniciais dos pilares, não sendo atualizado ao longo do processo.

b) Dimensionamento

- Efeitos localizados nos pilares-parede não são considerados.

c) Otimização

- São variáveis de projeto apenas as dimensões da seção transversal, as armaduras longitudinais e a resistência característica do concreto dos pilares.
- Somente pilares com seção retangular são otimizados. Pilares com seções em "L" ou "U" se incluídos no processo terão suas dimensões admitidas fixas.
- As vigas são admitidas com dimensões fixas. Além disso, as variações de armadura que as vigas sofrem ao longo do processo não são consideradas.
- A função de custo minimizada é constituída apenas pelo custo dos pilares.

## 8.2 Exemplos

Com base na formulação proposta dois edifícios são otimizados. Ambos desenvolvido a partir de *lay-outs* idealizados. Os resultados e as análises desses resultados são mostrados nos itens seguintes. A técnica de programação sequencial quadrática (SQP) e de pontos interiores (IP) são empregados nos exemplos.

### 8.2.1 Materiais: Propriedades Mecânicas e Custos

Todos os exemplos são desenvolvidos considerando a resistência característica do concreto,  $f_{ck}$ , igual a 35 MPa, como resistência de referência, e a resistência característica de escoamento do aço,  $f_{yk}$ , igual a 500 MPa, correspondentes ao aço CA-50A.

Quanto ao custo dos materiais envolvidos no processo, todos foram coletados em Belém do Pará, na construtora CKOM Engenharia Ltda, sendo considerados R\$ 4.370,00/tonelada para o aço; e R\$ 24,61/m<sup>2</sup> para a fôrma. Os preços do concreto massa são apresentados, por classe de resistência, na tabela (8.1). Incluem-se, ainda, nesta tabela os preços praticados por concreteiras de Belém/PA, Fortaleza/CE e Rio de Janeiro/RJ. Esta inclusão tem por objetivo ilustrar as possíveis variações de preço com que se pode deparar entre os diferentes estados, ou mesmo dentro de uma mesma cidade.

Tabela 8.1  
Preços de Concreto Massa (R\$/m<sup>3</sup>)

$f_{ck}(MPa)$ / / fonte	CKOM (Belém/PA)	Supermix (Belém/PA)	Engemix (Fortaleza/CE)	Engemix (RJ/RJ)
20	181,13	225,00	160,00	175,00
25	195,32	240,00	-	180,00
30	212,53	255,00	170,00	185,00
35	223,64	275,00	185,00	190,00
40	237,10	-	-	210,00
50	263,73	-	220,00	245,00

Os custos apresentados englobam a aquisição de material, a fabricação e aplicação dos mesmos na obra.

### 8.2.2 Exemplo I

A planta estrutural tipo do edifício empregada neste exemplo é apresentada na figura (8.1). Este é composto por um pavimento térreo, ao nível do solo, e mais 24 pavimentos tipo. O pé-direito adotado é de 3,00 m, sendo, assim, a altura do edifício igual a 72,00 m.

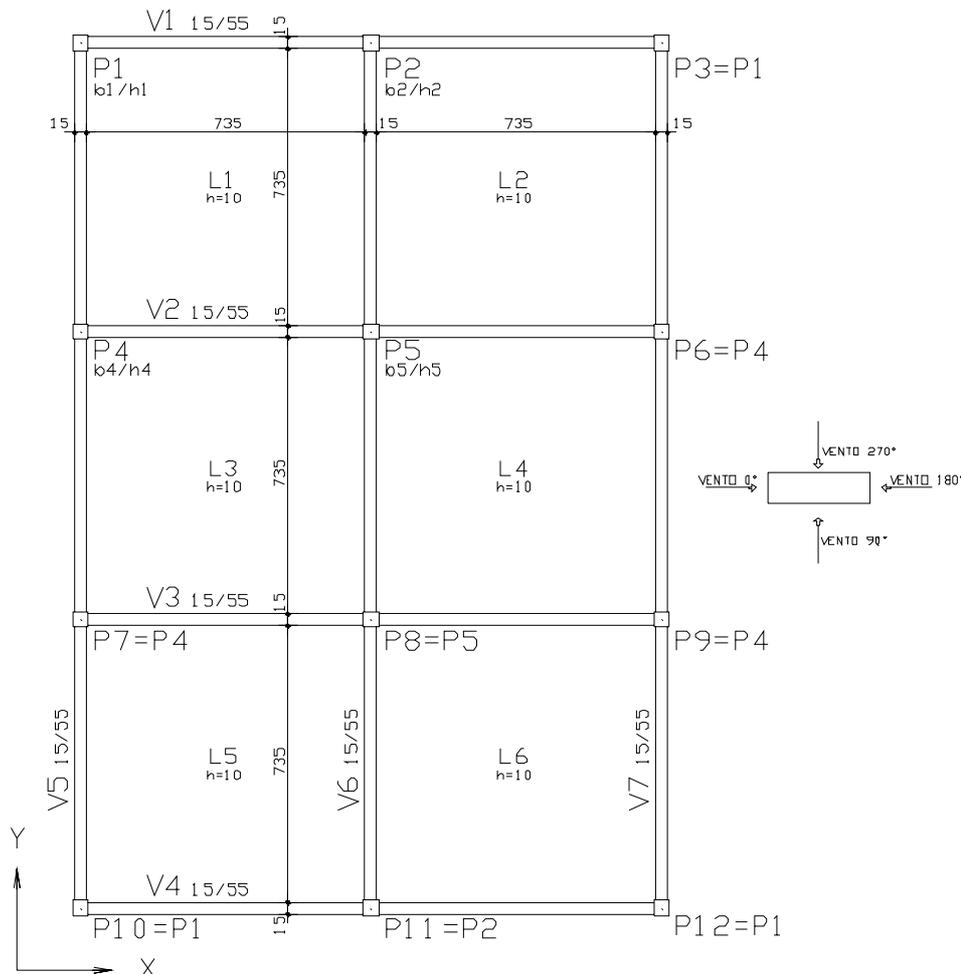


Figura 8.1 – Planta de fôrma estrutural – Exemplo I: edifício de 24 pavimentos tipo

Tomando-se partido da simetria da estrutura, além das restrições relativas aos estados limite, restrições construtivas e laterais estabelecidas em (6.4), as seguintes restrições são impostas as dimensões dos pilares:  $P1 = P3 = P10 = P12$ ,  $P2 = P11$ ,  $P4 = P6 = P7 = P9$  e  $P5 = P8$ .

Com respeito ao carregamento, os seguintes valores são considerados:

- peso próprio do concreto armado:  $25,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- revestimento:  $1,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- alvenaria sobre todas as vigas:  $4,40 \text{ kn/m}$ ;

- carga acidental (escritório):  $2,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- cargas de vento aplicadas, não simultaneamente, nas direções globais  $(X)$ ,  $(-X)$ ,  $(Y)$  e  $(-Y)$ .

As cargas de vento são calculadas segundo NBR 6113 (1987) com base nos seguintes parâmetros: velocidade característica do vento,  $V_0$ , igual a  $30,00 \text{ m/s}$ ; fator topográfico,  $S_1$ , igual a  $1,00$ ; categoria de rugosidade *IV* e classe de edificação *C*, ambos associados ao fator  $S_2$ ; fator estatístico,  $S_3$ , igual a  $1,00$ ; e coeficientes de arrasto associados à direção  $(X)$ ,  $C_{a,x}$ , e à direção  $(Y)$ ,  $C_{a,y}$ , iguais a  $1,07$  e  $0,96$ , respectivamente.

São consideradas nove combinações de ações, cinco associadas ao estado limite último (ELU), equações (8.1a), e quatro associadas ao estado limite de serviço (ELS), equações (8.1b). Sendo o vento tratado como ação variável principal em todas as combinações que participa.

$$\begin{aligned}
 F_d[1] &= 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot Q \\
 F_d[2] &= 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot (+V_X + 0,70 \cdot Q) \\
 F_d[3] &= 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot (-V_X + 0,70 \cdot Q) \\
 F_d[4] &= 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot (+V_Y + 0,70 \cdot Q) \\
 F_d[5] &= 1,40 \cdot G + 1,40 \cdot (-V_Y + 0,70 \cdot Q)
 \end{aligned}
 \tag{8.1a}$$

$$\begin{aligned}
 F_{d,ser}[1] &= 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot (+0,30 \cdot V_X + 0,40 \cdot Q) \\
 F_{d,ser}[2] &= 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot (-0,30 \cdot V_X + 0,40 \cdot Q) \\
 F_{d,ser}[3] &= 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot (+0,30 \cdot V_Y + 0,40 \cdot Q) \\
 F_{d,ser}[4] &= 1,00 \cdot G + 1,00 \cdot (-0,30 \cdot V_Y + 0,40 \cdot Q)
 \end{aligned}
 \tag{8.1b}$$

Sob tais condições, o mesmo edifício é otimizado considerando quatro diferentes estratégias de redução nas dimensões da seção transversal dos pilares ao longo da altura, sendo estas apresentadas a seguir:

- $R(0)$ : sem reduções de seção;
- $R(1)$ : 1 redução de seção, do 12<sup>o</sup> ao 24<sup>o</sup> pavimento;
- $R(2)$ : 2 reduções de seção, do 8<sup>o</sup> ao 16<sup>o</sup> e do 16<sup>o</sup> ao 24<sup>o</sup> pavimento;
- $R(3)$ : 3 reduções de seção, do 6<sup>o</sup> ao 12<sup>o</sup> e do 12<sup>o</sup> ao 18<sup>o</sup> e do 18<sup>o</sup> ao 24<sup>o</sup> pavimento.

O deslocamento lateral máximo permitido no topo do edifício, sob combinações frequentes de cargas, equações (8.1b), é, em função do limite estabelecido em (2.2), tomado igual a  $0,0423 m$ .

### 8.2.2.1 Estudos Preliminares

Antes da apresentação do exemplo propriamente dito, algumas etapas serão desenvolvidas preliminarmente. Estas têm por objetivo avaliar a influência de determinados parâmetros no processo, bem como obter dados que permitam uma melhor condução dos estudos.

O primeiro desses estudos tem por objetivo avaliar a sensibilidade da solução ótima com relação à resistência característica do concreto. Neste sentido são realizados estudos empregando-se as classes de resistência  $C20$  e  $C50$ , limites extremos do grupo I de resistência, além da classe de resistência média  $C35$ .

A única restrição lateral imposta ao problema nessa fase corresponde à adoção de uma dimensão mínima aos pilares igual a  $0,20 m$ . As análises são conduzidas por processo linear, com os efeitos de 2ª ordem determinados de forma aproximada a partir do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ . Os resultados desses estudos são apresentados na figuras (8.2) e (8.3) e nas tabelas (8.2) e (8.3).

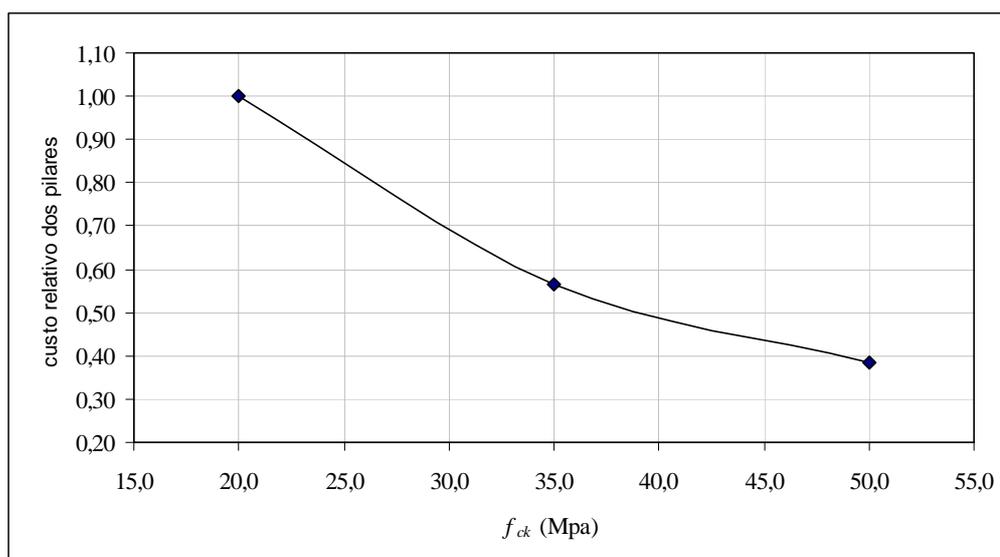


Figura 8.2 – Variação do custo dos pilares com o  $f_{ck}$

Na figura (8.2) é apresentada a variação relativa do custo dos pilares frente a variações na resistência características do concreto. Nesta observa-se uma redução no custo de aproximadamente 60%, associada à transição entre as classes de resistência C20 e C50. A partir desses dados, tem-se a indicação de que, considerando os preços utilizados, o emprego de resistências mais elevadas conduzirá, invariavelmente, a melhores resultados.

Tal característica levou-nos a considerar, na forma como implementado, na qual é admitindo um valor único para o  $f_{ck}$  ao longo da altura do edifício, desnecessária a aplicação do mesmo como variável de projeto. O modelo atual talvez viesse a encontrar aplicabilidade apenas em edifícios de pequeno porte. É possível que, nestes casos, as dimensões mínimas estabelecidas para as seções transversais dos pilares, associadas a  $f_{ck}$ 's inferiores a 50 MPa, venham a construir a solução ótima.

Acredita-se, contudo, que a aplicação do  $f_{ck}$  como variável poderia vir a ser extremamente útil se lhe fosse permitido sofrer variações ao longo da altura do edifício. Variações moduladas, acompanhando, por exemplo, as estratégias de redução de dimensões aplicada aos pilares.

Quanto aos resultados relativos à rigidez da estrutura, apresentados na tabela (8.2), são aqui retratados com base no parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ . Considera-se que o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$ , sendo capaz de avaliar a magnitude dos efeitos globais de 2ª ordem, pode também ser empregado como medida relativa de rigidez da estrutura, sendo a rigidez da estrutura inversamente proporcional a  $\gamma_z$ .

Tabela 8.2  
Variação do parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  com o  $f_{ck}$ .

$\gamma_z$ /cases	C20	C35	C50
$\gamma_{z,x}$	1,21	1,21	1,22
$\gamma_{z,y}$	1,44	1,35	1,32

Onde os parâmetros  $\gamma_{z,x}$  e  $\gamma_{z,y}$  estão associados a rigidez da estrutura nas direções  $x$  e  $y$  respectivamente.

A partir dos dados apresentados na tabela (8.2), é possível constatar que o projeto ótimo de um edifício alto de concreto armado pode, em determinados casos, vir a apresentar elevados valores de  $\gamma_z$ .

Com base na magnitude de  $\gamma_z$ , duas importantes informações podem ser extraídas: a primeira é a de que projetos flexíveis, submetidos a efeitos significativos de segunda ordem, podem vir a ser econômicos; e a segunda trata da obrigatoriedade do emprego da análise não-linear geométrica no processo de otimização de edifícios altos de concreto armado, uma vez que o uso da solução aproximadora empregada só é permitido para estruturas que apresentarem valores de  $\gamma_z$  não superiores a 1,3. Acima desse valor a aplicação de métodos mais rigorosos passa a ser exigida pela NBR 6118 (2003).

Na figura (8.3) os resultados relativos ao custo da estrutura, obtidos a partir de solução aproximadora, são reapresentados juntamente com resultados obtidos via análise não-linear, além dos obtidos a partir da solução aproximadora considerando restrições sobre  $\gamma_z$  ( $\gamma_z \leq 1,30$ ).

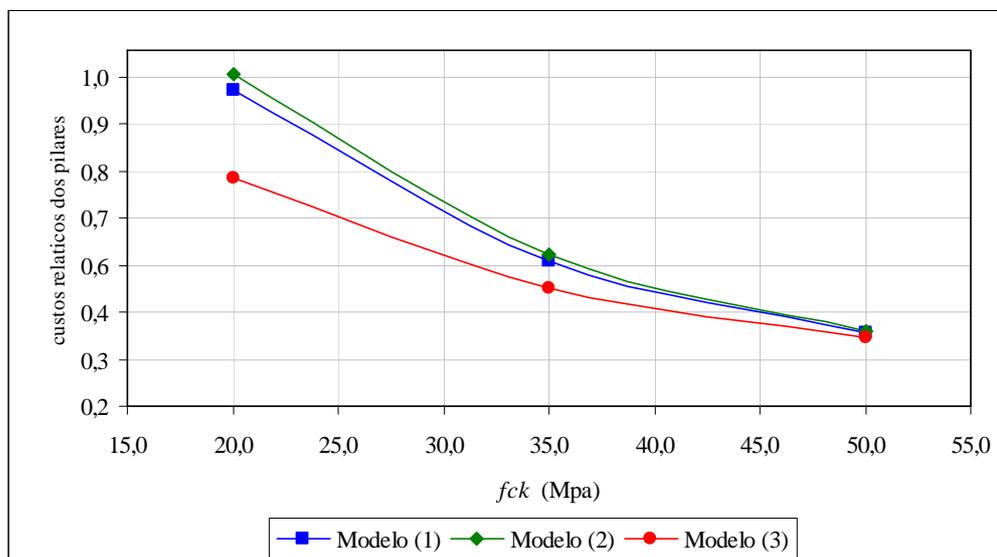


Figura 8.3 – Variação do custo dos pilares com o  $f_{ck}$  :

Modelo: (1) aproximada, (2) aproximada com  $\gamma_z \leq 1,30$  e (3) Não-Linear Geométrico

Tomando-se como referência a solução do modelo de análise (1), observa-se que a restrição sobre  $\gamma_z$  impôs a solução ótima custos mais elevados. Sendo estes maiores para a classe de resistência C20, 4,03%, e menores para a classe C50,

0,32%, casos em que se obteve, respectivamente, o maior e o menor valor para  $\gamma_z$ .

Observa-se ainda que os valores fornecidos pela análise não-linear apresentam diferenças expressivas em relação às fornecidas pelos modelos aproximados. Tais diferenças demonstram uma tendência de crescimento à medida que o parâmetro  $\gamma_z$  cresce.

Acredita-se, contudo, que os menores custos fornecidos a partir da análise não-linear não devem, apenas com esses resultados, ser tomados como tendência, pois, segundo Lima e da Guarda (2000), os esforços obtidos via solução aproximadora tendem a ser subestimados em determinados lances dos pilares e superestimados em outros.

Desta forma, a utilização de modelos mais precisos, para levar em conta a não-linearidade geométrica, mostram-se necessários, não apenas para melhorar a qualidade da análise dentro do processo ótimo, mais também para buscar soluções além dos limites impostos ao modelo simplificado de análise.

Quanto a geometria dos pilares, na tabela (8.5) são apresentadas as dimensões ótimas correspondentes à classe de resistência C35. Observa-se, nas duas análises, resultados semelhantes. Praticamente todos os pilares apresentam dimensão  $h$  maior que  $b$ . Diferenças expressivas são constatadas apenas nos pilares P5 e P8. Isso se deve a restrição imposta ao parâmetro  $\gamma_z$  no processo ótimo desenvolvido com base no modelo simplificado de análise que, para garantir um valor de  $\gamma_{z,y}$  menor que 1,3, promoveu enrijecimento da estrutura na direção  $y$  a partir do enrijecimento dos pilares P5 e P8 nesta direção.

Tabela 8.3  
Resultados Ótimos (cm): Classe C35

modelo/ pilares( $b, h$ )	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$
Aprox.: $\gamma_z \leq 1,30$	51,52	39,09	71,48	53,48	265,71	23,92	53,63	144,96
Não-Linear	59,44	36,46	80,08	48,27	194,76	25,77	97,71	73,01

Observa-se ainda que a grande maioria dos pilares apresenta como menor dimensão um valor bem superior àquele que, por questões arquitetônicas, é empregado na prática.

Assim, para aproximar o exemplo dos casos práticos, todas as demais análises, salvo indicação contrária, trabalharão com pilares de seção retangular cuja menor dimensão da seção não deverá ultrapassar  $0,30\text{ m}$ . Adicionalmente, para compensar a redução imposta à variável  $h$ , que chegou a atingir valor de até  $0,70\text{ m}$  nas análises iniciais, optou-se por orientar os pilares de forma alternada nas novas propostas de *lay-out*.

A partir desta nova premissa, duas propostas para orientação preferencial dos pilares foram estabelecidas, e estas se encontram apresentadas nas figuras (8.4) e (8.5).

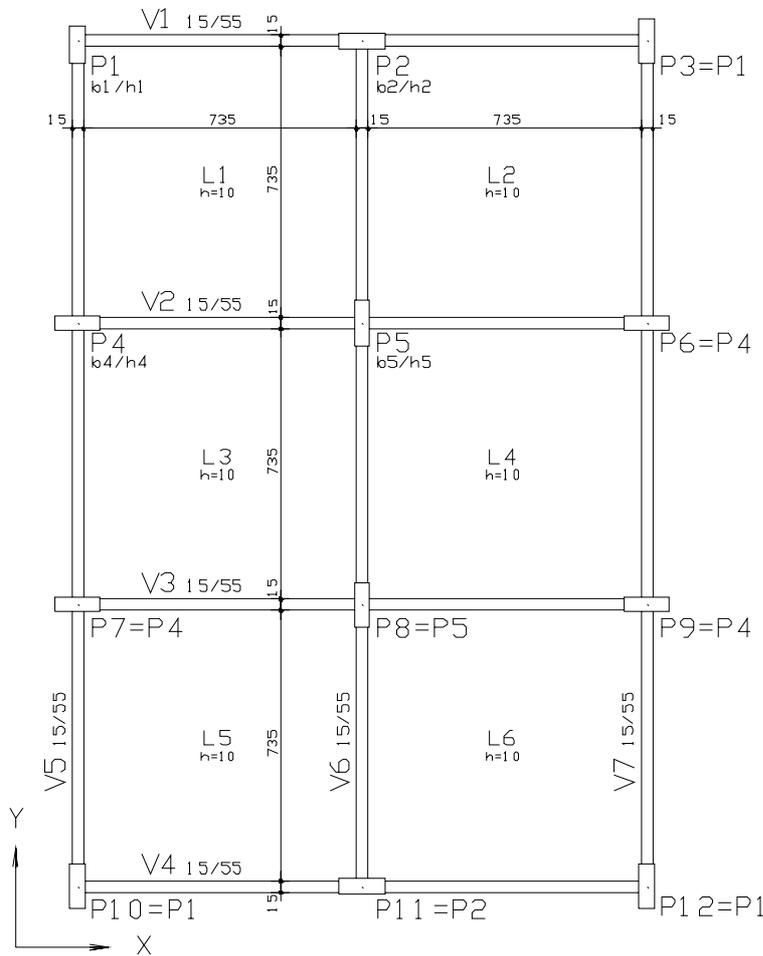


Figura 8.4 – Planta de fôrma estrutural – Exemplo I: proposta (I)

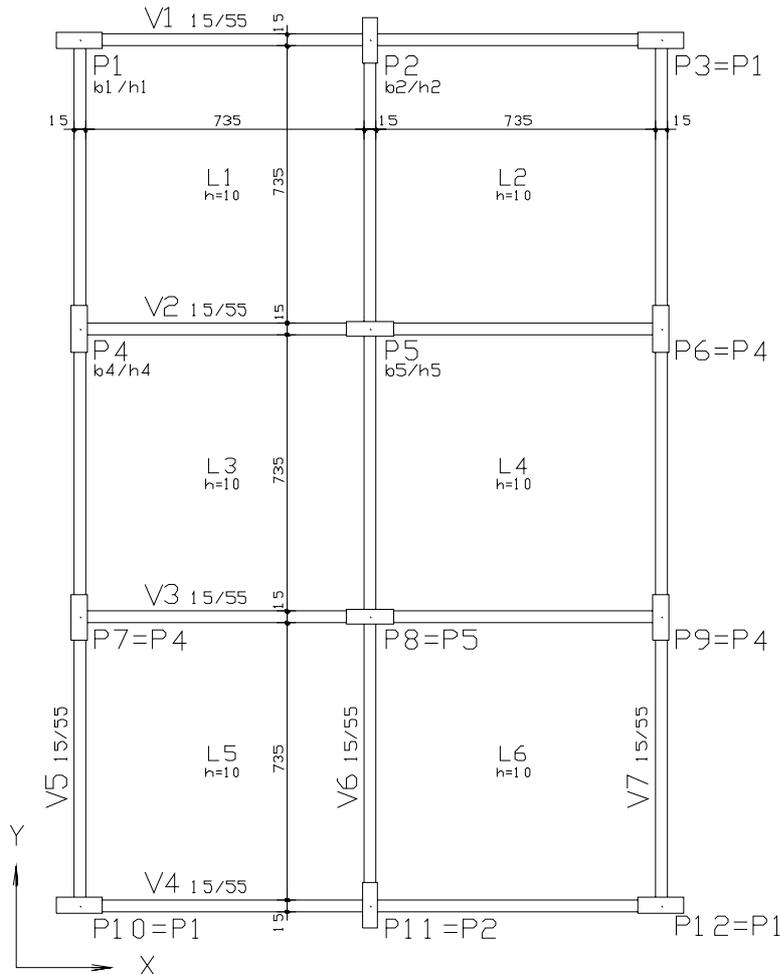


Figura 8.5 – Planta de forma estrutural – Exemplo I: proposta (II)

Os resultados obtidos da análise das duas propostas mostraram que a proposta (II) conduziu a custos, aproximadamente,  $10\%$  inferiores aos obtidos a partir da proposta (I). Sendo, por essa razão, a proposta (II) adotada como base para as demais análises. Os resultados mostraram ainda que a orientação pré-estabelecida aos pilares conduziu a soluções com estruturas menos flexíveis, com valores de  $\gamma_z$  inferiores a  $1,25$ .

A escolha do *lay-out* de referência, a partir das propostas de formas estruturais (I) e (II) pré-estabelecidas, têm por objetivo mostrar que é possível realizar escolhas, entre dois ou mais possíveis modelos estruturais, de forma bem mais objetiva, e não apenas baseada na experiência ou intuição do engenheiro.

Adicionalmente, apesar da constatação de que o parâmetro de instabilidade máximo, observado nas propostas (I) e (II), estar abaixo do limite estabelecido

para o emprego da solução aproximada, optou-se pela aplicação da análise não-linear geométrica.

O processo como um todo é dividido em duas etapas distintas. As análises são iniciadas pelo método simplificado, e assim se mantém até que a estrutura alcance determinada rigidez previamente estabelecida. Só então a análise não-linear geométrica passa a ser aplicada. A determinação de  $\gamma_z$  é mantida ao longo de todo processo, apenas como parâmetro de medida de rigidez das estrutura.

### 8.2.2.2 Apresentação e Análise dos Resultados

A variação do custo dos pilares com relação aos diferentes modelos de redução de seção empregados é mostrada na figura (8.6). Nesta, é possível notar que a transição do modelo  $R(0)$  para o modelo  $R(1)$  produz uma redução significativa no custo dos pilares, de aproximadamente 19,0%. Já a transição do modelo  $R(1)$  para o modelo  $R(2)$  e posteriormente  $R(3)$  transcorrem de forma mais suave, com o custo reduzindo-se em 5,80% e 4,31%, respectivamente. Tais características indicam que, a partir de certo ponto, a redução de seção de pilares pode vir a deixar de ser viável devido a outros custos envolvidos no processo, como as adequações por que devem passar as fôrmas das vigas e lajes para se ajustarem às novas dimensões dos pilares e principalmente possíveis interrupções no processo construtivo para que essas adequações sejam realizadas.

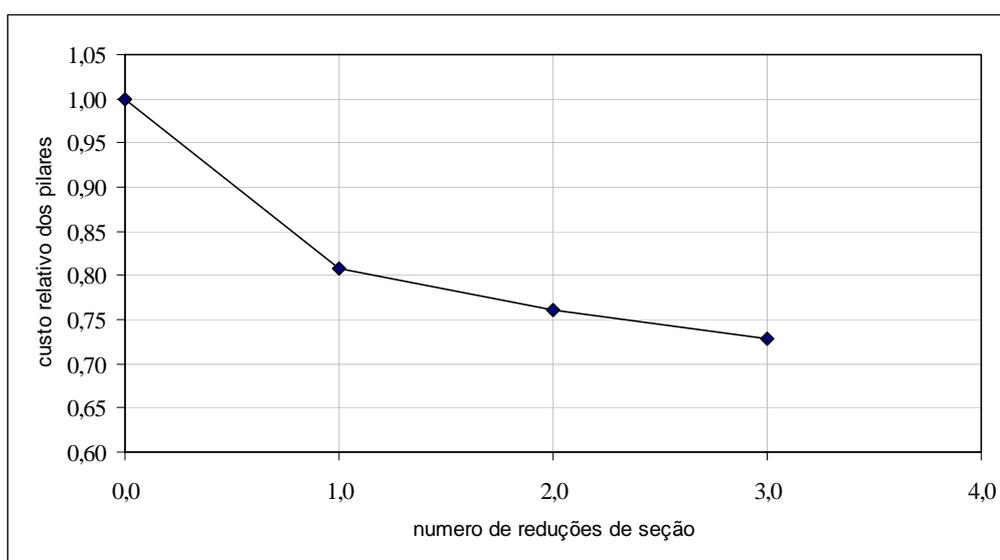


Figura 8.6 – Redução relativa do custo dos pilares com respeito à redução de seção

Na figura (8.7), a redução nos quantitativos é apresentada, separadamente, para cada material. Um comportamento semelhante entre as curvas das figuras (8.7) e (8.6) é observada. Todos os materiais (concreto, aço e fôrma) apresentam uma significativa redução nas suas quantidades na transição do modelo  $R(0)$  para o modelo  $R(1)$ , tornando-se mais suave nas reduções subseqüentes. Redução mais expressiva, ao longo da transição entre os modelos, manifesta-se na armadura.

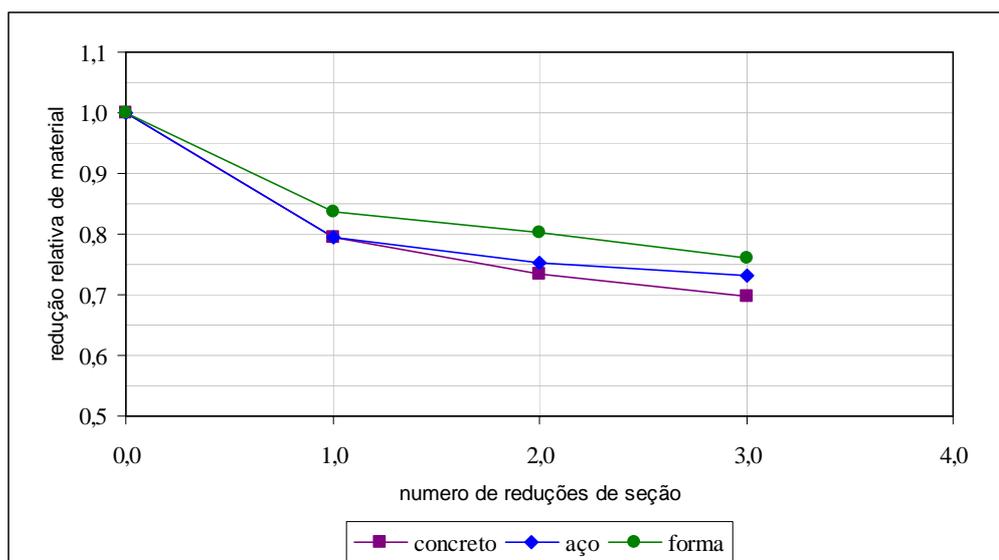


Figura 8.7 – Redução relativa de material dos pilares com respeito à redução de seção.

Os resultados também mostram, conforme tabela (8.4), que o parâmetro de instabilidade  $\gamma_z$  não é significativamente afetado pela redução nas dimensões da seção transversal dos pilares ao longo da altura do edifício. Desde que o parâmetro  $\gamma_z$  possa ser considerado como uma medida de rigidez, isto implica que a rigidez da estrutura é pouco afetada pelas sucessivas reduções nas seções dos pilares dentro de um processo ótimo.

Tabela 8.4

*Varição do parâmetro  $\gamma_z$  com respeito à redução de seção*

$\gamma_z / \text{modelo}$	$R(0)$	$R(1)$	$R(2)$	$R(3)$
$\gamma_{z,x}$	1,23	1,22	1,21	1,21
$\gamma_{z,y}$	1,27	1,26	1,26	1,26

A manutenção da rigidez da estrutura, mesmo com significativas reduções no volume de concreto, pode ser melhor analisada examinando as tabelas (8.5) a (8.8), onde as variáveis  $b$  e  $h$  são apresentadas para todas as estratégias de redução de pilares.

TABELA 8.5  
Resultados ótimos para o modelo  $R(0)$

pavimento/ pilares( $b,h$ )	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$
Fundação ao 24°	67,74	30,00	30,00	131,17	30,00	134,55	294,73	30,00

TABELA 8.6  
Resultados ótimos para o modelo  $R(1)$

pavimento/ pilares( $b,h$ )	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$
Fundação ao 12°	69,40	30,00	30,00	145,06	30,00	139,44	324,77	30,00
12° ao 24°	46,12	26,22	27,33	77,88	30,00	79,27	124,62	30,00

Examinando os resultados dessas tabelas, pode ser visto que, juntamente com a redução de concreto, ocorre uma redistribuição do volume de concreto remanescente durante o processo de otimização para os diversos modelos. A cada nova redução de seção imposta ao sistema, parte do concreto retirado dos lances superiores é transferida para os lances inferiores dos pilares, tornando-os mais rígidos.

Tal característica pode explicar porque a rigidez da estrutura mantém-se praticamente inalterada mesmo com expressivas reduções nas dimensões da seção ao longo da altura. Pode também justificar a redução de armadura que acompanha a redução no volume de concreto, pois, reduzindo-se as seções dos pilares nos lances superiores, reduz-se a armadura dos pilares armados com armadura mínima, enquanto que aumentando-se a seção dos pilares nos lances inferiores promove-se a redução da armadura necessária.

TABELA 8.7  
Resultados ótimos para o modelo  $R(2)$

pavimento/ pilares( $b,h$ )	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$
Fundação ao 8°	69,47	28,08	29,71	150,00	30,00	139,53	350,00	30,00
8° ao 16°	62,11	24,82	27,65	112,43	30,00	97,53	189,34	29,38
16° ao 24°	47,59	21,13	21,06	74,94	29,51	61,79	110,76	24,52

TABELA 8.8  
Resultados ótimos para o modelo  $R(3)$

pavimento/ pilares( $b,h$ )	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$	$b$	$h$
Fundação ao 6°	74,32	28,73	29,96	146,71	30,00	139,68	343,95	30,00
6° ao 12°	61,36	27,44	29,91	106,96	30,00	109,89	208,70	29,99
12° ao 18°	48,89	25,19	29,09	75,20	29,99	83,45	137,42	29,98
18° ao 24°	46,86	24,75	20,64	64,31	29,99	54,44	66,95	29,71

É possível constatar ainda, com base nos deslocamentos máximos relativos no topo do prédio, apresentados na tabela (8.9), que a manutenção da rigidez da estrutura não se deve a nenhuma necessidade estrutural específica, pois, as restrições relativas ao deslocamento máximo, diretamente associadas a rigidez da estrutura, mantêm-se totalmente inativas com respeito ao deslocamento na direção  $y$ , para todos os esquemas de redução de seção estudados com deslocamentos  $u_y$ , aproximadamente, 40% menores que o deslocamento limite. Apenas na direção  $x$  estas restrições mantêm-se na fronteira ou bem próximo a ela, com deslocamentos  $u_x$  muito próximos a  $u_{limite}$ .

Tabela 8.9  
Deslocamentos máximos relativos no topo do prédio

deslocamento/ modelo	$R(0)$	$R(1)$	$R(2)$	$R(3)$
$u_x/u_{limite}$	1,0006	0,9539	0,9730	0,9947
$u_y/u_{limite}$	0,6058	0,6232	0,6375	0,6335

Na tabela (8.10) são apresentadas, separadamente por pilar, as taxas de armação máxima e a média registradas, sendo estas designadas por  $\rho_{max}$  e  $\rho_{media}$ , respectivamente.

A maior taxa de armadura registrada é de 2,008%, bem inferior ao limite máximo de 4,00%, estabelecido pela NBR 6118 (2003), e que tem sido freqüentemente utilizada nos projetos. As taxas máximas apresentadas foram, em todos os casos, registradas nos lances superiores dos pilares, correspondentes àqueles com menor seção transversal. A taxa média de armação apresentou variação de aproximadamente 14%, registrando valores entre 0,494% e 0,563%, bem próxima da estabelecida como mínima, de 0,40%, pela NBR 6118 (2003).

TABELA 8.10

Variação da taxa de armação com respeito à redução de seção (%)

modelo/ pilares	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	$\rho_{\max}$	$\rho_{\text{media}}$	$\rho_{\max}$	$\rho_{\text{media}}$	$\rho_{\max}$	$\rho_{\text{media}}$	$\rho_{\max}$	$\rho_{\text{media}}$
$R(0)$	1,108	0,509	1,405	0,544	1,082	0,517	1,446	0,498
$R(1)$	1,375	0,504	0,847	0,508	1,379	0,517	1,278	0,514
$R(2)$	1,795	0,557	0,800	0,518	1,745	0,550	0,911	0,494
$R(3)$	1,617	0,528	1,289	0,559	2,008	0,563	0,783	0,519

Todos os exemplos apresentados tomaram como base os preços praticados em Belém do Pará, por uma empresa específica. Contudo, como observado na tabela (8.1), na qual constam também os preços do concreto massa coletados no Rio de Janeiro/RJ e Fortaleza/CE, pode haver variações significativas nos preços desse insumo.

Assim, para avaliar a sensibilidade do processo ótimo desenvolvido com respeito à possíveis variações no custo do concreto, uma análise paramétrica, considerando reduções e acréscimos no custo do concreto, é realizada. O custo do concreto de  $f_{ck}$  igual a 35 MPa, no valor de R\$ 223,64, é tomado como referência. Os resultados desta análise são apresentados na figura (8.8) e na tabela (8.11).

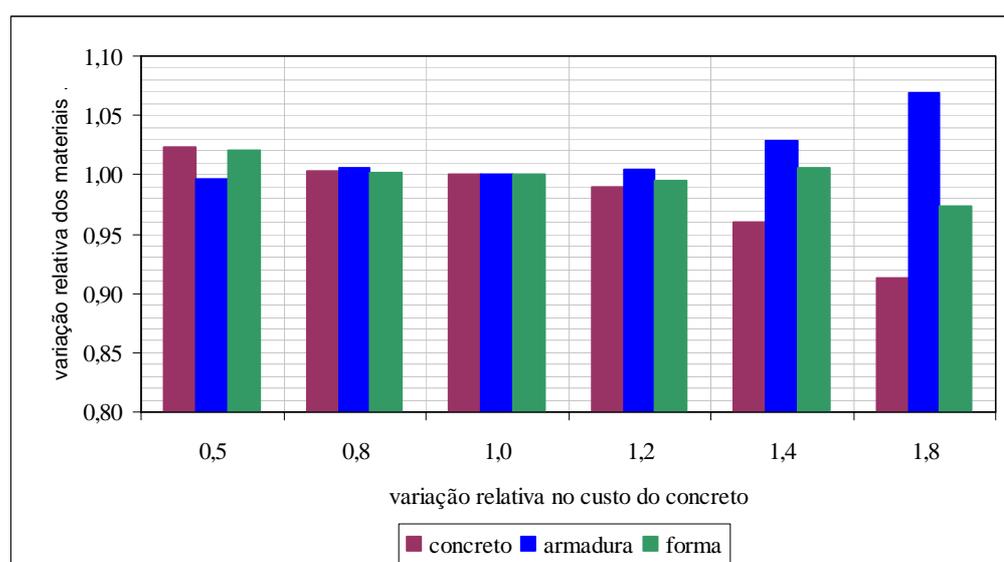


Figura 8.8 – Variação relativa de material para o modelo  $R(0)$  considerando possíveis variações no custo do concreto.

Na figura (8.8) são apresentadas variações relativas de material nos pilares, devidas a possíveis variações no custo do concreto massa. Nesta é possível constatar que alterações de aproximadamente 20% no preço do concreto massa, praticamente, não chegam a promover variações nas quantidades dos materiais. E mesmo alteração de preço de aproximadamente 40% promove variações inferiores a 5,00% nas quantidades de material empregadas nos pilares.

Deve-se mencionar ainda que variações no custo do concreto de 40% representam, no custo dos pilares da estrutura estudada, um acréscimo de apenas 12,80%. Esse fato que pode vir a justificar a baixa sensibilidade apresentada pela solução ótima com respeito ao custo do concreto massa.

Quanto às dimensões da seção transversal, apresentadas na tabela (8.10), estas se mostram um pouco mais sensíveis. São observadas variações máximas nas dimensões das seções transversais de 9,06%, para variações de aproximadamente 20% no preço do concreto.

TABELA 8.11

*Resultados ótimos para o modelo  $R(0)$  considerando possíveis variações no custo do concreto*

<i>custo/pilares(b,h)</i>	P1=P3=P10=P12		P2=P11		P4=P6=P7=P9		P5=P8	
	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>h</i>
$0,50 \cdot Cc_{35}$	68,83	30,00	30,00	139,08	30,00	140,46	291,94	30,00
$0,80 \cdot Cc_{35}$	65,96	30,00	30,00	140,63	30,00	127,85	304,32	30,00
$1,00 \cdot Cc_{35}$	67,74	30,00	30,00	131,17	30,00	134,55	294,73	30,00
$1,20 \cdot Cc_{35}$	70,18	30,00	30,00	128,95	30,00	129,76	296,80	30,00
$1,40 \cdot Cc_{35}$	74,75	25,90	30,00	132,99	30,00	129,00	307,02	27,07
$1,80 \cdot Cc_{35}$	71,01	27,17	30,00	128,36	30,00	112,36	318,67	26,06

### 8.2.3

#### Exemplo II

Este segundo exemplo tem por principal objetivo verificar se algumas das características, a respeito do projeto ótimo, constatadas no exemplo anterior, são apenas uma possibilidade ou constituem uma tendência.

Adicionalmente, este segundo exemplo é utilizado para avaliar a eficiência dos métodos SQP e IP na solução, bem como avaliar a precisão da distribuição contínua e uniforme ao longo do perímetro da seção proposta no presente trabalho.

Assim como no exemplo anterior, o edifício é composto por um pavimento térreo, ao nível do solo, e mais 24 pavimentos tipo. O pé-direito adotado é de 3,00 m, sendo, assim, a altura do edifício igual a 72,00 m. Buscou-se nesse exemplo uma planta estrutural com características bem diferentes da planta do exemplo I. Neste segundo exemplo, os pórticos na direção  $x$  são compostos de um único vão, ao invés de dois. Na direção  $y$ , os pórticos são constituídos por sete vãos. Adicionalmente, todos os pilares apresentam a mesma dimensão podendo, dependendo dos esforços solicitantes, apresentarem armaduras diferentes. E, assim como no exemplo anterior, para aproximar o exemplo dos casos práticos, uma outra restrição é imposta ao problema, limitando a variável  $h$  ao valor máximo de 0,30 m. A planta estrutural tipo do edifício empregada neste segundo exemplo é apresentada na figura (8.9).

Com respeito ao carregamento, os seguintes valores são considerados:

- peso próprio do concreto armado:  $25,00 \text{ kN/m}^3$ ;
- revestimento:  $1,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- divisórias:  $1,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- alvenaria somente sobre as vigas externas:  $4,14 \text{ kN/m}$ ;
- carga acidental (escritório):  $2,00 \text{ kN/m}^2$ ;
- cargas de vento aplicadas, não simultaneamente, nas direções globais  $(X)$ ,  $(-X)$ ,  $(Y)$  e  $(-Y)$ .

As cargas de vento são calculadas segundo NBR 6113 (1987) com base nos seguintes parâmetros: velocidade característica do vento,  $V_0$ , igual a 30,00 m/s; fator topográfico,  $S_1$ , igual a 1,00; categoria de rugosidade IV e classe de edificação C, ambos associados ao fator  $S_2$ ; fator estatístico,  $S_3$ , igual a 1,00; e coeficientes de arrasto associados à direção  $(X)$ ,  $C_{a,x}$ , e à direção  $(Y)$ ,  $C_{a,y}$ , tomados iguais a 1,00.



### 8.2.3.1 Apresentação e Análise dos Resultados

A variação do custo dos pilares com relação aos diferentes modelos de redução de seção empregados é mostrada na figura (8.10). Nesta é possível notar comportamento semelhante ao observado no exemplo I. Reduções significativas no custo dos pilares com a redução de seção, de aproximadamente 18%, são constatadas apenas na transição do modelo  $R(0)$  para o modelo  $R(1)$ . A transição entre os modelos  $R(1)$  e  $R(2)$  e posteriormente  $R(2)$  e  $R(3)$  transcorrem de forma suave, com o custo reduzindo-se em 1,40% e 4,34%, respectivamente.

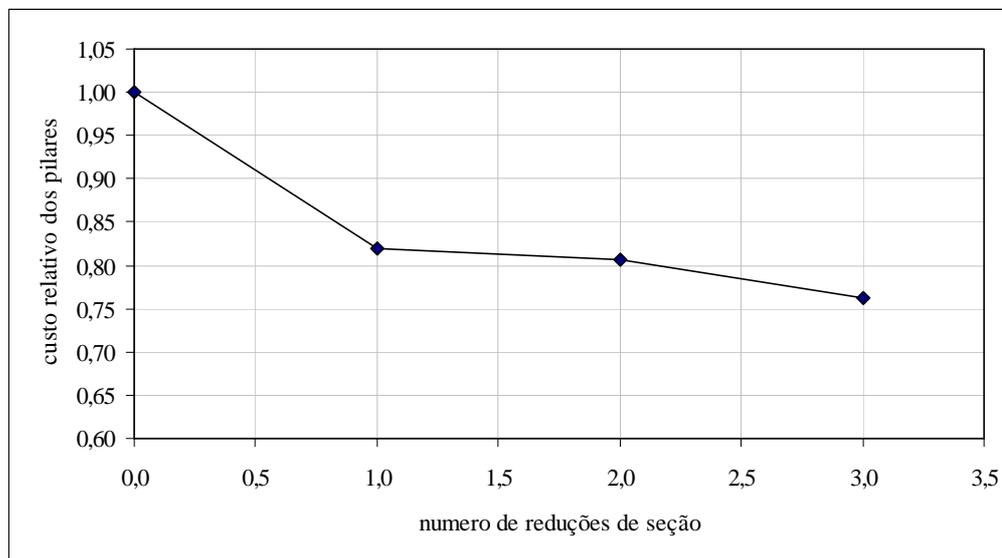


Figura 8.10 – Redução relativa do custo dos pilares com respeito à redução de seção.

Na figura (8.11), a redução nos quantitativos é apresentada, separadamente, para cada material. Todos os materiais (concreto, aço e fôrma) apresentam uma significativa redução nas suas quantidades na transição do modelo  $R(0)$  para o modelo  $R(1)$ , tornando-se mais suave nas reduções subseqüentes. Redução mais expressiva, ao longo da transição entre os modelos, manifesta-se desta vez no concreto e não na armadura, como observado no exemplo I.

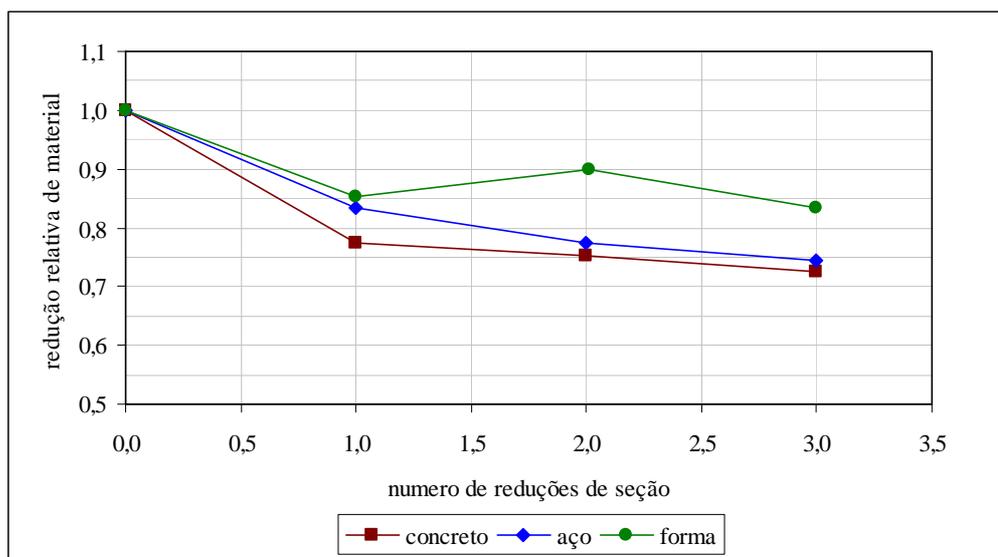


Figura 8.11 – Redução relativa de material dos pilares com respeito à redução de seção.

Quanto a rigidez, observa-se na tabela (8.12) que, assim como no exemplo anterior, a rigidez da estrutura mantém-se praticamente inalterada após redução de seção dos pilares. Os valores do parâmetro  $\gamma_z$  no entanto mostram-se bem inferiores aqueles observados, no exemplo I, para solução ótima. Tal fato indica que o surgimento de estruturas muito flexíveis é uma possibilidade, mas não uma tendência. Além disso, cada estrutura, em função de suas características (geometria, rigidez dos elementos, cargas aplicadas, entre outras) e restrições de projeto, alcançará seus parâmetros próprios, flexíveis ou não, dentro do processo.

Tabela 8.12

*Variação do parâmetro  $\gamma_z$  com respeito à redução de seção*

$\gamma_z / \text{modelo}$	$R(0)$	$R(1)$	$R(2)$	$R(3)$
$\gamma_{z,x}$	1,18	1,17	1,16	1,16
$\gamma_{z,y}$	1,12	1,13	1,15	1,13

Quanto às restrições associadas ao estado limite de deformação excessiva, observa-se, com base nos deslocamentos máximos relativos no topo do prédio, apresentados na tabela (8.13), que as restrições relativas ao deslocamento máximo na direção mantém-se totalmente inativas com respeito ao deslocamento na direção  $y$ , para todos os esquemas de redução de seção estudados, com

deslocamentos, aproximadamente, 40% menores que o deslocamento limite. Apenas na direção  $x$  estas restrições mantêm-se na fronteira ou bem próximo a ela.

Tabela 8.13  
*Deslocamentos máximos relativos no topo do prédio*

<i>deslocamento/modelo</i>	$R(0)$	$R(1)$	$R(2)$	$R(3)$
$u_x/u_{limite}$	0,9658	0,9793	0,9080	0,9401
$u_y/u_{limite}$	0,1780	0,2141	0,2470	0,2262

Nas tabelas (8.14) a (8.17) são apresentados os valores das variáveis de projeto  $b$  e  $h$  na solução ótima para todas as estratégias de redução de pilares.

TABELA 8.14 <i>Resultados ótimos para o modelo <math>R(0)</math></i>		
<i>pavimento/pilares(b,h)</i>	P1 à P16	
	$b$	$h$
Fundação ao 24°	100,79	30,00

TABELA 8.15 <i>Resultados ótimos para o modelo <math>R(1)</math></i>		
<i>pavimento/pilares(b,h)</i>	P1 à P16	
	$b$	$h$
Fundação ao 12°	108,19	29,25
12° ao 24°	61,19	24,79

TABELA 8.16 <i>Resultados ótimos para o modelo <math>R(2)</math></i>		
<i>pavimento/pilares(b,h)</i>	P1 à P16	
	$b$	$h$
Fundação ao 8°	133,23	26,60
8° ao 16°	85,63	23,11
16° ao 24°	64,12	20,32

Nestas tabelas é possível constatar que, assim como no exemplo I, a cada novo esquema de redução de seção imposto ao sistema, a redução de seção dos pilares nos lances superiores é sempre acompanhada de acréscimos na seção dos

pilares nos lances inferiores. Esta característica é considerada responsável pela manutenção da rigidez da estrutura mesmo com significativas reduções no volume de concreto dos pilares.

TABELA 8.17 <i>Resultados ótimos para o modelo R(3)</i>		
<i>pavimento/ pilares(b,h)</i>	P1 à P16	
	<i>b</i>	<i>h</i>
Fundação ao 6°	119,22	29,30
6° ao 12°	90,25	27,02
12° ao 28°	69,37	25,21
18° ao 24°	55,35	20,11

Na tabela (8.18) são apresentadas as taxas de armação máxima e a média registradas associadas a solução ótima para os diversos sistemas de redução de seção.

TABELA 8.18 <i>Varição da taxa de armação com a redução de seção</i>		
<i>modelo/ pilares</i>	P1 à P16	
	$\rho_{\max}$	$\rho_{\text{média}}$
<i>R(0)</i>	1,838	0,632
<i>R(1)</i>	1,474	0,565
<i>R(2)</i>	1,490	0,528
<i>R(3)</i>	2,089	0,525

Apesar de tratar-se de exemplos tão diferentes, a maior taxa de armadura registrada é de 2,089%, bem próxima do valor máximo registrado no exemplo I, de 2,008%. A taxa média de armação também manteve-se em níveis baixos, de aproximadamente 0,562%, próxima à armadura mínima. As baixas taxas médias de armação servem como indicativo de que um grande número de lances de pilares, nos exemplos estudados, apresenta armadura mínima.

Com respeito à avaliação de eficiência entre os métodos SQP e IP, os resultados são apresentados na figura (8.12) e tabela (8.17). Sendo possível

verificar na figura (8.12) que tanto o método SQP quanto o IP convergem para a mesma solução.

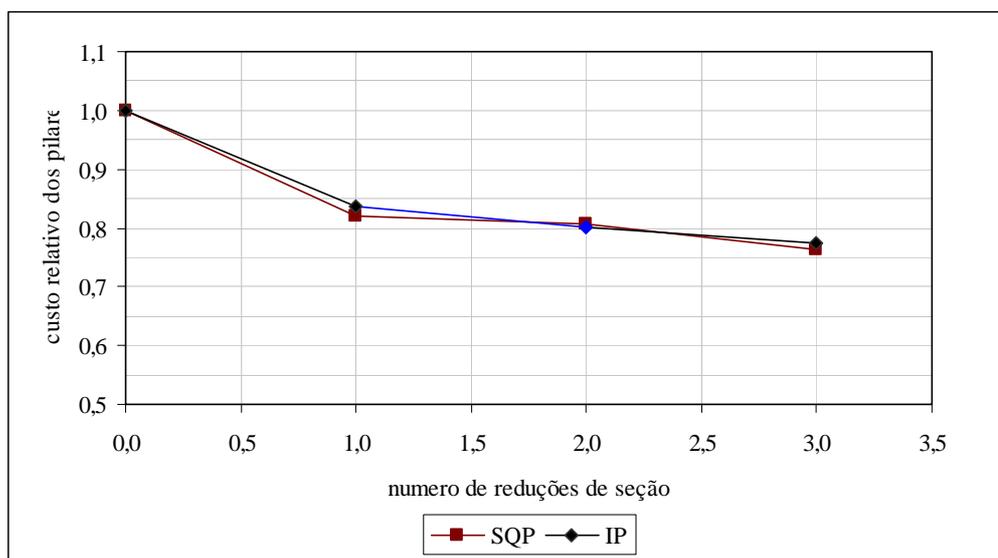


Figura 8.12 – Redução relativa do custo dos pilares com respeito à redução de seção: comparação entre os métodos SQP e IP.

Como pode ser constatado na tabela (8.19), o método IP mostrou-se mais eficiente no desenvolvimento do processo ótimo do exemplo II, tanto no tempo de processamento, quanto ao atendimento aos critérios de parada. O SQP, apesar de atender todas as restrições, e alcançar a solução ótima, este continua o processo, sem promover alterações significativas na solução e sem atender o critério de erro estabelecido, vindo, algumas vezes, a parar somente quando o número máximo de iterações é alcançado.

TABELA 8.19  
Tempos de Processamento – SQP x IP

Método/ Modelo	Tempo de Processamento (seg)			
	R(0)	R(1)	R(2)	R(3)
<b>SQP</b>	279,91	1510,72*	1869,73*	1534,06*
<b>IP</b>	331,87	303,70	236,70	287,99

\*Número máximo de iterações alcançado

Apesar do exposto, a possibilidade de se iniciar o processo a partir de qualquer projeto, seja ele viável ou não, torna o SQP bastante atrativo. Assim,

para que se possa obter o melhor dos dois métodos, sugere-se um modelo misto. O qual consistiria em iniciar o processo com o SQP e, assim que todas as restrições estiverem atendidas, o processo passaria a ser desenvolvido via IP.

Cabe ressaltar que tais conclusões, a respeito da eficiência dos métodos SQP e IP, restringem-se, a princípio, a classe de problema aqui tratada, segundo formulação proposta. Acredita-se, entretanto, que somente com um número bem maior de exemplos seria possível confirmar a maior eficiência do método IP na classe de problemas aqui tratados.

Os estudos apresentados a seguir dizem respeito a consideração, no presente trabalho, de que a armadura dos pilares distribui-se de forma contínua e uniforme ao longo do perímetro da seção. Para tais estudos, o modelo  $R(0)$  tomado como referência, seguiu-se os seguintes passos:

1. as dimensões ótimas dos pilares são arredondadas para valores usuais: de  $1,0079\text{ m} \times 0,30\text{ m}$  para  $1,00\text{ m} \times 0,30\text{ m}$ ;
2. a estrutura é analisada com base nas novas dimensões;
3. são avaliados os esforços e armadura associados à combinação crítica;
4. a armadura total calculada segundo modelo proposto é discretizada com base em bitolas comerciais;
5. após a discretização, as barras são posicionadas na seção transversal do pilar buscando manter estas barras uniformemente distribuídas ao longo do perímetro;
6. a capacidade resistente da seção é então verificada.

A análise é desenvolvida a partir do pilar  $P1$ , lance  $I$ , e pilar  $P3$ , lance  $I$  (ver figura 8.9). São ao todo analisadas quatro opções de discretização: duas para o pilar  $P1$ , com barras de  $\phi 12.5$  e  $\phi 16.0$ ; e duas para o pilar  $P3$ , com  $\phi 16.0$  e  $\phi 20.0$ . Os resultados são apresentados nas figuras (8.13) à (8.16).

Nestas figuras,  $A_{s,calc}$  representa a armadura calculada considerando o modelo proposto de distribuição uniforme e contínua;  $A_{s,ef}$  representa a armadura efetivamente empregada após discretização de  $A_{s,calc}$  em bitolas comerciais; e  $A_{s,necessario}$  representa a armadura calculada considerando o posicionamento das barras após discretização.

**P1 – 100 x 30 / Lance 1 :  $A_{s,calc} = 27,15cm^2 \Rightarrow A_{s,ef} = 22\phi 12.5(27,0cm^2)$**

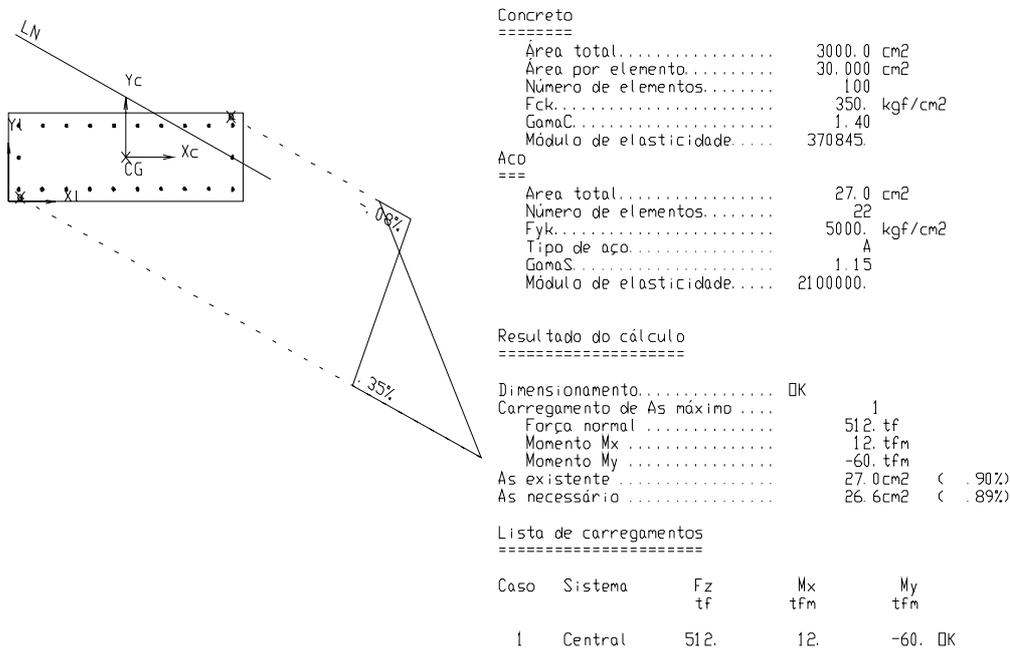


Figura 8.13 – Verificação da capacidade resistente do pilar P1, lance 1 (opção 1).

**P1 – 100 x 30 / Lance 1 :  $A_{s,calc} = 27,15cm^2 \Rightarrow A_{s,ef} = 14\phi 16.0(28,1cm^2)$**

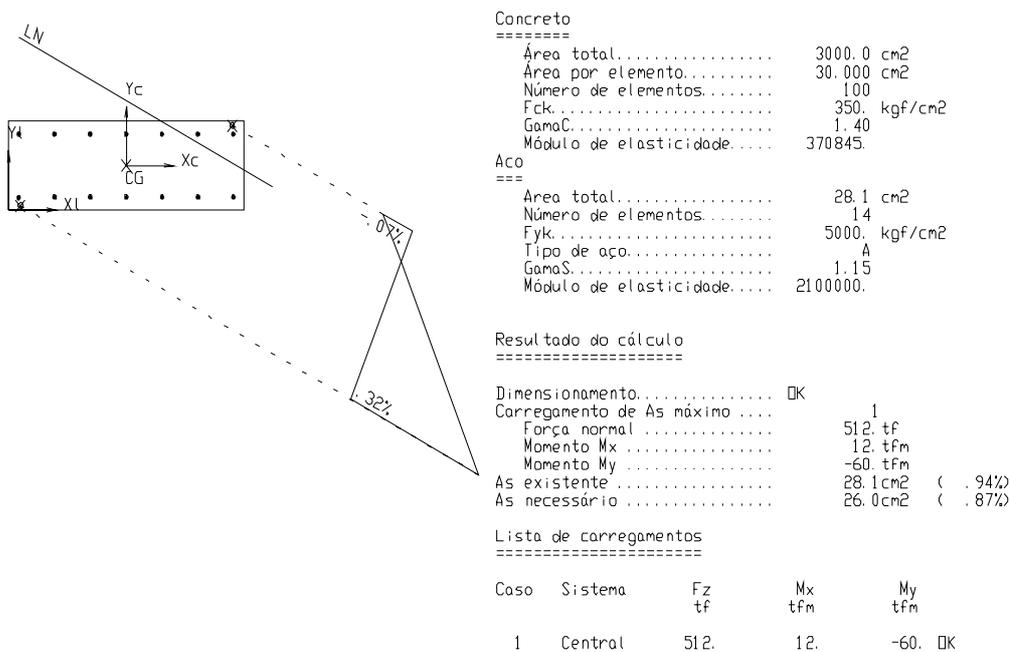
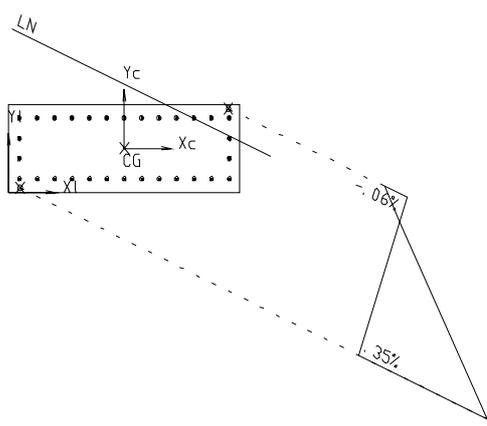


Figura 8.14 – Verificação da capacidade resistente do pilar P1, lance 1 (opção 2).

Analisando os resultados apresentados nas figuras (8.13) a (8.16), nota-se que, em todos os casos de discretização estudados,  $A_{s,calc}$  mantém-se bastante próximo de  $A_{s,necessario}$ . Com diferenças inferiores a 4,50%, quando diâmetros maiores são utilizados, e inferiores a 1,50%, quando a discretização é feita a partir de barras com diâmetros menores. Nota-se ainda, que  $A_{s,necessario}$  pouco varia frente às opções de discretização adotadas. No pilar P1, as variações em  $A_{s,necessario}$ , frente aos modelos de discretização, são de 2,30%, enquanto que no pilar P3, estas são de apenas 0,165%.

**P3 – 100 x 30 / Lance 1 :  $A_{s,calc} = 59,72m^2 \Rightarrow A_{s,ef} = 30\phi 16.0(60,30cm^2)$**

PUC-Rio - Certificação Digital Nº 0115584/CA



```

Concreto
=====
Área total..... 3000.0 cm2
Área por elemento..... 30.000 cm2
Número de elementos..... 100
Fck..... 350. kgf/cm2
GamaC..... 1.40
Módulo de elasticidade..... 370845.

Aço
===
Área total..... 60.3 cm2
Número de elementos..... 30
Fyk..... 5000. kgf/cm2
Tipo de aço..... A
GamaS..... 1.15
Módulo de elasticidade..... 2100000.

Resultado do cálculo
=====

Dimensionamento..... No limite
Carregamento de As máximo .... 1
Força normal ..... 636. tf
Momento Mx ..... 15. tfm
Momento My ..... -63. tfm
As existente ..... 60.3cm2 ( 2.01%)
As necessário ..... 60.5cm2 ( 2.02%)

Lista de carregamentos
=====

Caso Sistema Fz Mx My
tf tfm tfm

1 Central 636. 15. -63. No limite
    
```

Figura 8.15 – Verificação da capacidade resistente do pilar P3, lance 1 (opção 1).

**P3 – 100 x 30 / Lance 1 :**  $A_{s,calc} = 59,72\text{cm}^2 \Rightarrow A_{s,ef} = 20\phi 20.0(62,80\text{cm}^2)$

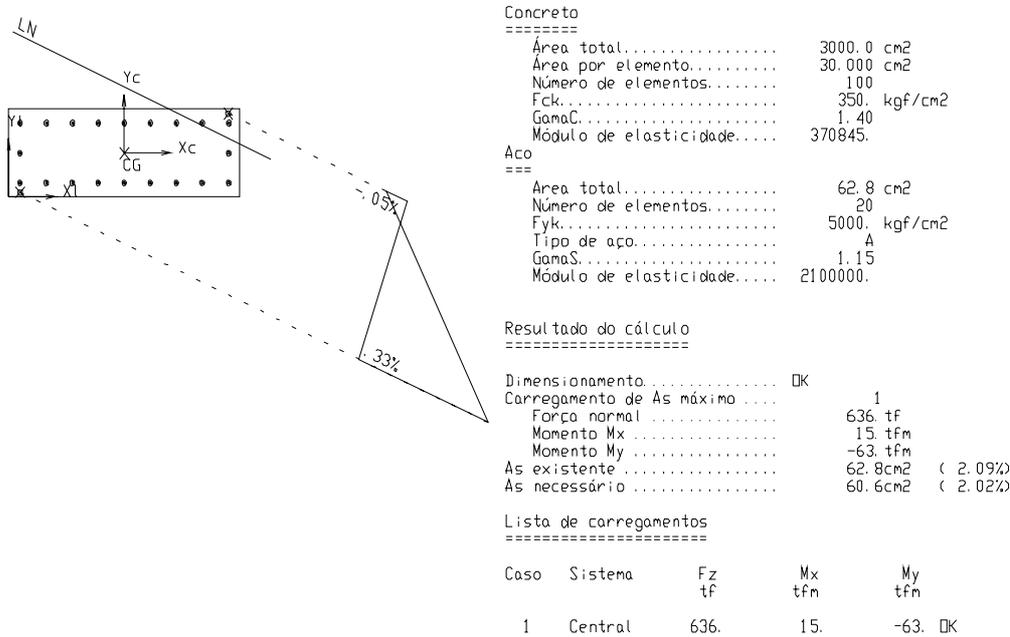


Figura 8.16 – Verificação da capacidade resistente do pilar P3, lance 1 (opção 2).

Adicionalmente, pode-se constatar que as  $A_{s,ef}$  (bitola, número de barras e posicionamento das barras de aço na seção), selecionadas com base em  $A_{s,calc}$ , são capazes de resistir aos esforços solicitantes. As diferenças entre  $A_{s,calc}$  e  $A_{s,ef}$  avaliadas no pilar P1, opção I, e no pilar P3, opção I, são de apenas 0,55% e 0,97%, respectivamente. Quanto as diferenças entre  $A_{s,necessario}$  e  $A_{s,ef}$ , avaliadas nesses mesmos casos, são de 0,33% e 1,50%, respectivamente. Deve-se lembrar que sempre haverá diferenças entre  $A_{s,ef}$  e  $A_{s,necessario}$ , independente do modelo de distribuição adotado para as barras de aço.

Considera-se importante ressaltar que o emprego de armadura distribuída de forma contínua e uniforme ao longo da seção encontra respaldo, não apenas nos poucos exemplos apresentados, mas principalmente na constatação feita por Balling e Yao (1997) de que as dimensões ótimas ( $b's$  e  $h's$ ) são insensíveis ao diâmetro das barras, ao número de barras e ao posicionamento dessas barras na seção transversal dos pilares e vigas.

Cabe enfatizar que a determinação da  $A_s$ , seja na forma de  $A_{s,calc}$  ou na forma  $A_{s,ef}$ , não constitui objetivo efetivo do presente trabalho.  $A_{s,calc}$  pode ser considerado um parâmetro, como tantos outros, indispensável dentro do processo na busca pelas dimensões ( $b's$  e  $h's$ ) ótimas das seções transversais dos pilares. A inserção destas dimensões em programas comerciais, como CAD/TQS por exemplo, conduzirá naturalmente a determinação das armaduras ótimas, uma vez que  $A_s$  estaria sendo calculada e detalhada com base nas dimensões ( $b's$  e  $h's$ ) ótimas das seções transversais dos pilares. Além disso, todos os programas comerciais empregam processos próprios para selecionar  $A_{s,ef}$  ótimo.