

Recebido:07/02/2019 Aprovado: 06/01/2020

Dimensionamento Otimizado De Pilares-Parede

Paula Mayer dos Santos Souza¹ Elcio Cassimiro Alves²

RESUMO

A estabilidade global de uma edificação alta é usualmente garantida por estruturas de contraventamento, tais como pilares-parede retangulares ou em “U”. Dessa forma, este artigo objetiva realizar o dimensionamento otimizado de pilares-parede a partir das solicitações existentes e em acordo com as prescrições normativas. Será utilizado um programa computacional desenvolvido na plataforma *Matlab* para obtenção da solução otimizada, a qual é calculada por meio do Método dos Pontos Interiores. A função objetivo a qual se deseja minimizar é o custo total (por metro) de pilar, levando em consideração o custo do concreto, do aço e das fôrmas utilizadas. Serão analisados dois exemplos, um referente à seção retangular e outro à seção em “U”, ambos com dimensões preestabelecidas (fixas). O dimensionamento de ambos envolverá dois métodos, o tradicional e o da decomposição em faixas, de modo a comparar as áreas de aço otimizadas (único parâmetro liberado para otimização inicialmente). Em seguida, pretende-se otimizar tanto a resistência característica do concreto à compressão (f_{ck}) quanto a área de aço, de cada uma das seções a fim de verificar a economia resultante dessa otimização.

Palavras chaves: Dimensionamento; Otimização; Pilares-parede.

1 INTRODUÇÃO

Em edifícios altos de concreto armado, em geral, após o lançamento inicial da estrutura e da aplicação das cargas ao modelo, procede-se a análise da estabilidade global, parte fundamental do dimensionamento. A estabilidade pode ser garantida por estruturas de contraventamento, tais como pilares-parede retangulares ou em “U”, ou ainda por meio de pórticos formados por vigas e pilares.

De acordo com a NBR 6118:2014, pilares-parede são aqueles em que a maior dimensão da seção transversal excede em 5 vezes a menor. São classificados como simples, ao se tratar de seções retangulares, ou compostos, caso dos pilares em “U”, que possuem 3 lâminas, quando em ao menos uma delas a espessura é inferior a 1/5 da maior dimensão. A figura 1 apresenta pilares-parede simples e compostos no contexto da edificação.

¹Mestre em Engenharia Civil, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, pmssouza@gmail.com

²Professor Doutor, Departamento de Engenharia Civil, Universidade Federal do Espírito Santo, elcio.calves1@gmail.com

Endereço para correspondência: Av. Fernando Ferrari, 514, Goiabeiras – Vitória–ES – Brasil. CEP 29075-910.

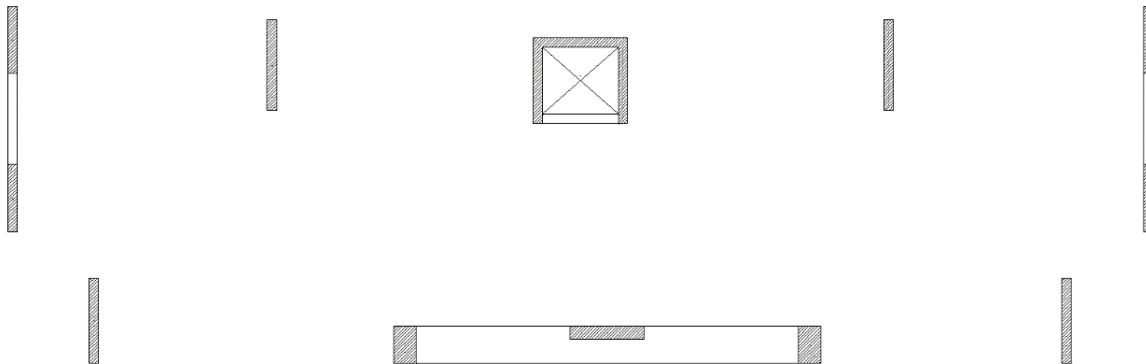


Figura 1 – Pilares-parede no contexto do edifício

O dimensionamento de pilares parte dos esforços solicitantes a fim de obter uma seção capaz de resisti-los e, simultaneamente, atender aos critérios definidos pela norma que determina o procedimento para o dimensionamento de estruturas de concreto, a NBR 6118:2014. Dessa forma, utiliza-se os métodos de otimização para obter, entre as possíveis, a seção mais econômica, considerando-se o custo do concreto, em função da resistência característica à compressão (f_{ck}), o custo do aço e o custo das formas.

O presente artigo tem por objetivo apresentar o problema de dimensionamento otimizado de pilares-parede, de seção retangular e em “U”, de acordo com a NBR 6118:2014. Para a otimização será utilizado o Método dos Pontos Interiores, ferramenta disponível na biblioteca do *software Matlab*.

A utilização da otimização para o dimensionamento de pilares tem sido objeto de diversos estudos, como os de Smaniotto (2005), Rodrigues Júnior (2005), Bordignon e Kripka (2012), Alves (2013), Sias (2014), Pires e Silva (2014), Alves, Souza e Gama (2017) e Alves e Souza (2018). Por outro lado, Souza (2017), Medeiros (2016) e Araújo (2007) tratam do dimensionamento de pilares-parede.

2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES DE CONCRETO ARMADO SEGUNDO A NBR 6118:2014

A NBR 6118:2014 determina as premissas para o dimensionamento de pilares de concreto armado. Inicialmente são definidas as propriedades dos materiais (concreto e aço) por meio dos diagramas tensão-deformação. Em seguida, tem-se as hipóteses básicas do dimensionamento: manutenção das seções transversais planas após as deformações; aderência perfeita entre os materiais; despreza-se a resistência do concreto à tração; e o estado-limite último é caracterizado de acordo com o domínio de deformação da seção transversal.

Além disso, a norma apresenta as dimensões mínimas exigidas para as seções, impõe um valor mínimo de momento a ser considerado (momento de 1ª ordem) e determina os métodos para a consideração dos efeitos locais de 2ª ordem. São mostrados, ainda, valores mínimos e máximos de

armaduras a serem adotados nas seções. Vale ressaltar que essas definições são similares, independentemente da geometria da seção.

Especificamente para os pilares-parede a NBR 6118:2014 exige que sejam analisados os efeitos localizados de 2ª ordem, pois interpreta que alguma região desses pilares pode apresentar não retilinearidade maior que a do eixo do pilar em geral. Este efeito pode ser visto na figura 2 e gera aumento dos esforços de flexão longitudinal e transversal na região.

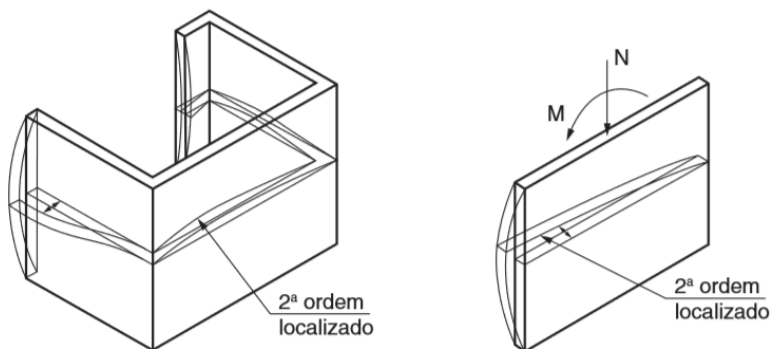


Figura 2 – Efeitos de segunda ordem localizados em pilares-parede

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

Em seu item 15.9.2, a NBR 6118:2014 permite que sejam desprezados os efeitos localizados de segunda ordem dos pilares-parede com base e topo convenientemente fixados às lajes do edifício e cujas lâminas possuam esbeltez inferior a 35. Para os pilares-parede que não se enquadram nessa condição, mas que possuam lâminas de esbeltez inferior a 90, é definido um procedimento aproximado, baseado na decomposição do mesmo em faixas verticais analisadas como pilares isolados. Essas faixas possuem largura a_i e estão submetidas a N_i (esforço normal) e M_{ydi} (momento fletor), conforme visualizado na figura 3 e definido nas equações (1) e (2).

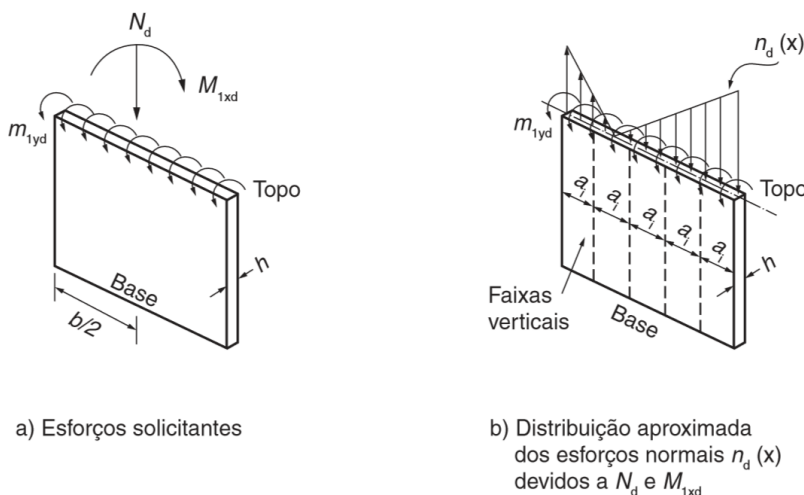


Figura 3 – Avaliação aproximada do efeito de segunda ordem localizado

Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

$$a_i = 3 * h \leq 100 \text{ cm} \quad (1)$$

$$M_{yid} = m_{1yd} * a_i \geq M_{1d,min} \quad (2)$$

Sendo h a espessura da lâmina, m_{1yd} o momento fletor solicitante de cálculo por metro e $M_{1d,min}$ o momento mínimo de primeira ordem a ser considerado, determinado no item 11.3.3.4.3 da referida norma.

3 OTIMIZAÇÃO: MÉTODO DOS PONTOS INTERIORES

Os processos de otimização são ferramentas utilizadas para a obtenção de uma solução ótima, que maximize ou minimize determinada função. Para o dimensionamento apresentado neste artigo foi utilizado um método determinístico, isto é, que utiliza formulações e métodos matemáticos para a obtenção da solução, denominado Método dos Pontos Interiores das Direções Viáveis, desenvolvido por Herskovits em 1995 e recomendado por Sias e Alves (2014) para solução deste tipo de problemas.

O Método dos Pontos Interiores tem como característica possuir uma região de busca, denominada região viável, a qual contém a solução do problema. Sendo assim, parte de um ponto inicial, pertencente a essa região viável, e, após a definição de uma direção de busca, do tamanho do passo e do critério de convergência, utiliza-se o Método de Newton para solucionar o problema, de modo a obter a solução ótima que atenda às condições de Karush-Kuhn-Tucker (KKT).

Para que este método possa ser empregado é necessário que o problema tenha funções diferenciáveis, variáveis contínuas e uma única função objetivo. No dimensionamento de pilares-parede as funções (objetivo e de restrições) são lineares (logo, diferenciáveis), a otimização é contínua, o problema é restrito e deseja-se obter o mínimo global. A formulação do Método dos Pontos Interiores encontra-se disponível na biblioteca do *software Matlab*.

3.1 O problema de otimização

No dimensionamento de pilares de concreto armado, a função objetivo a qual se deseja minimizar é o custo total do pilar por unidade de comprimento, o que engloba o custo dos materiais a serem utilizados (concreto, aço e formas). Assim, a função objetivo é dada por:

$$f_{min} = C_c * A_c + C_a * A_a * \rho + C_f * A_f \quad (3)$$

Em que C_c é o custo do concreto (R\$/m³), A_c é a área da seção transversal (m²), C_a é o custo do aço (R\$/kg), A_a é a área de aço total na seção transversal (m²), ρ é o peso específico do aço (kg/m³), C_f é o custo das formas (R\$/m²) e A_f é a área de formas, correspondente ao perímetro do pilar (m). Sabe-se que, no mercado, o custo do aço varia de acordo com o diâmetro das barras, entretanto, esse fato foi desprezado nesse estudo, no qual foi adotado um valor por quilo.

Dessa forma, as variáveis consideradas são as dimensões do pilar, a área de aço total na seção, a profundidade e o ângulo de inclinação da linha neutra e o f_{ck} , mostradas nas figuras 4 e 5. Neste estudo, optou-se por não realizar a otimização das dimensões da seção pois a mesma influenciaria em muitos fatores do dimensionamento, como a quantidade de faixas e a esbeltez do pilar, por exemplo. A profundidade e a inclinação da linha neutra são definidas a partir dos esforços

solicitantes, e é permitido ao usuário do programa desenvolvido definir pela consideração de f_{ck} fixo ou variável (liberado para a otimização).

Para a obtenção dos valores iniciais das variáveis algumas proposições foram adotadas. Com relação à área de aço, definiu-se um valor médio entre o mínimo e o máximo definido pela norma, ou seja, adotou-se 2% da área da seção transversal. Já para o f_{ck} compara-se a tensão solicitante com 40% da resistência característica do concreto à compressão, a fim de obter parâmetros capazes de resistir aos esforços solicitantes, e, a partir de então, convergir para a solução ótima. Nota-se que, para o cálculo da tensão solicitante, considera-se apenas o esforço de compressão, o que não causa grande prejuízo visto que serve somente para iniciar o processo de otimização.

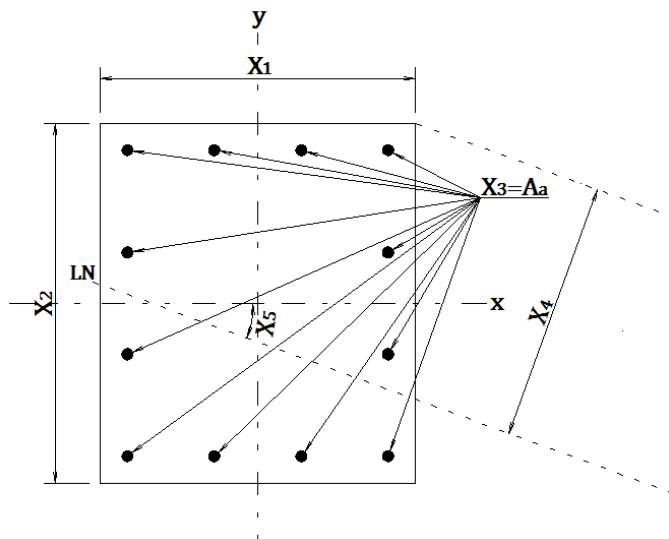


Figura 4 – Variáveis adotadas para as seções retangulares

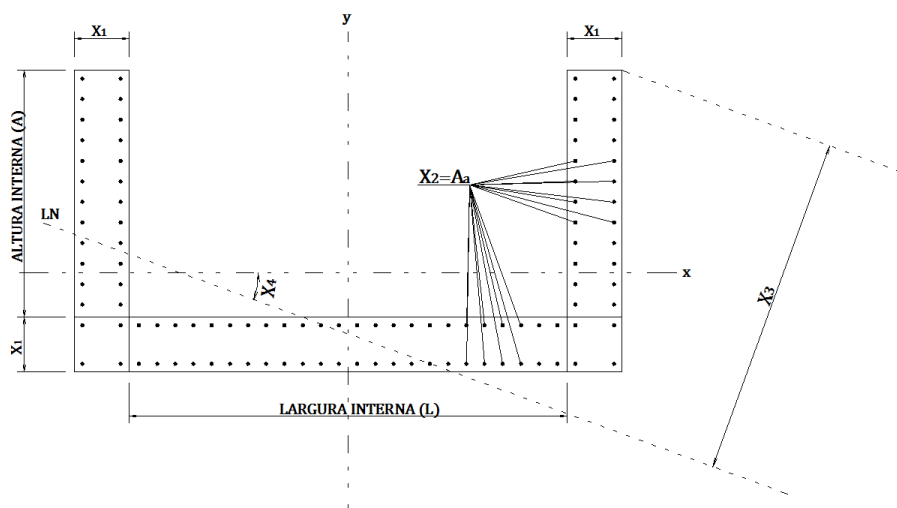


Figura 5 – Variáveis adotadas para as seções em “U”

A respeito das variáveis relativas à linha neutra pode-se afirmar, ainda, que

Na flexo-compressão normal, a profundidade da linha neutra, medida em relação a uma borda da seção transversal, é uma incógnita do problema. Entretanto, a orientação da linha neutra é conhecida, já que ela será sempre perpendicular ao plano de ação do momento fletor (ARAÚJO, 2003, p.15).

Por outro lado, na flexo-compressão oblíqua, tanto a profundidade da linha neutra quanto o seu ângulo de inclinação são desconhecidos.

O espaço de busca definido para o f_{ck} foi de 20 MPa (ou o valor do f_{ck} mínimo exigido pela norma de acordo com a classe de agressividade do ambiente em que será inserida a edificação, o menor) a 90 MPa. Sabe-se que os valores de f_{ck} disponíveis no mercado são padronizados (múltiplos de 5), entretanto, o método de otimização adotado exige que as variáveis sejam contínuas. Nesse sentido, Argolo (2000, p.38) explica:

É frequente em problemas de otimização estrutural a utilização de espaços de busca com variáveis discretas. Esta situação é contornada assumindo-se um espaço de busca com variáveis contínuas que, após a otimização, fornecerão uma aproximação das variáveis de projeto para as disponíveis no espaço discreto.

Assim, o programa possui uma função que obtém a solução viável, em termos de mercado, a partir da solução encontrada originalmente, isto é, o *software* faz uma nova otimização da área de aço para os valores de f_{ck} , existentes no mercado, imediatamente inferior e superior ao obtido na solução original. Verifica-se o custo dos dois novos processamentos e a seção mais econômica é apresentada na página de resultados (solução viável).

As funções de restrição são as condições a serem atendidas pelo conjunto das variáveis para que a solução seja válida, e, para o dimensionamento de pilares-parede, tratam-se dos critérios definidos pela NBR 6118:2014 citados no item 2 e explicitados em Souza (2017). Um fluxograma de funcionamento do programa pode ser visto na figura 6.

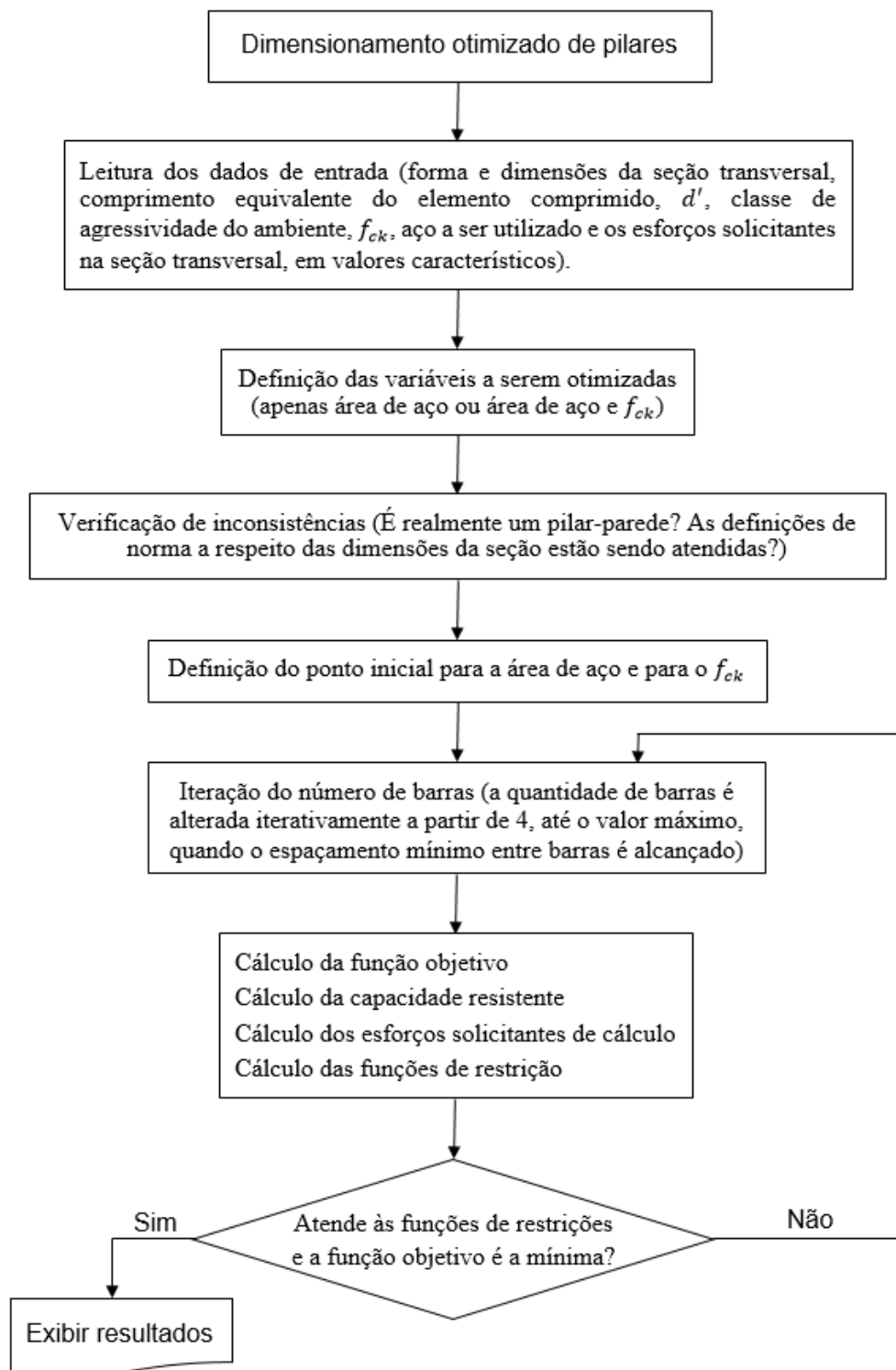


Figura 6 – Fluxograma de funcionamento do programa de otimização

4 EXEMPLOS DE APLICAÇÃO

Os exemplos que seguem referem-se ao dimensionamento de pilares-parede, sendo um retangular e um em “U”. Ambos foram dimensionados por dois métodos, o definido pela NBR 6118:2014 para pilares-parede, isto é, que considera os esforços localizados de segunda ordem, dividindo o pilar em faixas e analisando-as individualmente como pilar isolado e o – aqui denominado – tradicional, que desconsidera esses esforços, ou seja, se trata da formulação usualmente utilizada para o dimensionamento de pilares que não possuem a característica de pilares-parede, também de acordo com a NBR 6118:2014.

Os pilares são dimensionados inicialmente com as dimensões e o f_{ck} definidos e, em seguida, é permitida a otimização do f_{ck} com o objetivo de verificar a economia gerada por esta otimização. Vale destacar que os exemplos são os apresentados em Souza (2017), onde os resultados foram validados com o *software* TQS.

O dimensionamento por faixas com o f_{ck} liberado para a otimização pode obter valores diferentes para o f_{ck} ótimo em cada faixa, logo, como toda a seção deve apresentar o mesmo f_{ck} , foi necessário calcular a média dos valores obtidos, no caso dos pilares-parede retangulares. Por outro lado, para os pilares-parede em “U”, optou-se por utilizar a média dos valores de f_{ck} obtidos na lâmina mais solicitada, uma vez que possuem maior influência no resultado.

Os custos considerados para a resolução dos exemplos foram obtidos na tabela SINAPI da Caixa Econômica Federal, referentes à cidade de Vitória, em julho de 2017. É importante salientar que é permitido ao usuário modificar esses valores e que, a definição precisa dos custos dos materiais, influencia fortemente nos resultados fornecidos pelo programa. isto é, para a utilização do mesmo os custos devem ser levantados de maneira adequada para não se obter resultados distorcidos.

4.1 Pilar-parede retangular

Para as seções retangulares, os dados de entrada a serem inseridos pelo usuário no programa são as dimensões da seção (largura e altura), o comprimento equivalente do elemento comprimido (l_e) – utilizado para o cálculo da esbeltez –, o d' , valor que representa a distância do eixo da armação longitudinal à face externa do pilar – isto é, a soma do cobrimento, do diâmetro do estribo e de metade do diâmetro da armadura utilizada –, a classe de agressividade do ambiente em que será inserido o pilar, o f_{ck} , o aço a ser utilizado e, por fim, os esforços solicitantes na seção transversal (valores característicos).

A seção considerada para este exemplo possui 250 cm de largura e 20 cm de altura, comprimento equivalente do elemento comprimido de 300 cm, $d' = 4$ cm, aço CA-50 e $f_{ck} = 30$ MPa e pode ser vista na figura 7.

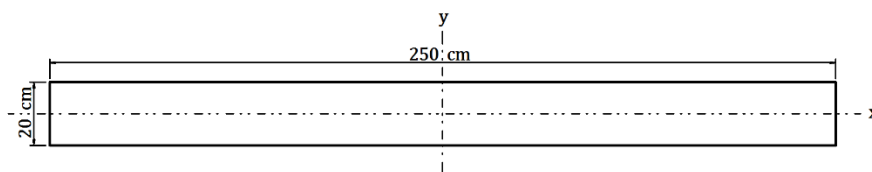


Figura 7 – Seção do pilar-parede retangular

Os esforços solicitantes característicos estão listados abaixo e podem ser vistos na figura 8.

- Esforço normal (N_{sk}) = 4250 kN;
- Maior valor absoluto do momento fletor em torno do eixo x ao longo do pilar biapoado (M_{xask}) = 57,57 kN.m;
- Maior valor absoluto do momento fletor em torno do eixo y ao longo do pilar biapoado (M_{yask}) = 2000 kN.m;
- Menor valor absoluto do momento fletor em torno do eixo x ao longo do pilar biapoado (M_{xbsk}) = 35,07 kN.m; e
- Menor valor absoluto do momento fletor em torno do eixo y ao longo do pilar biapoado (M_{ybsk}) = 1250 kN.m.

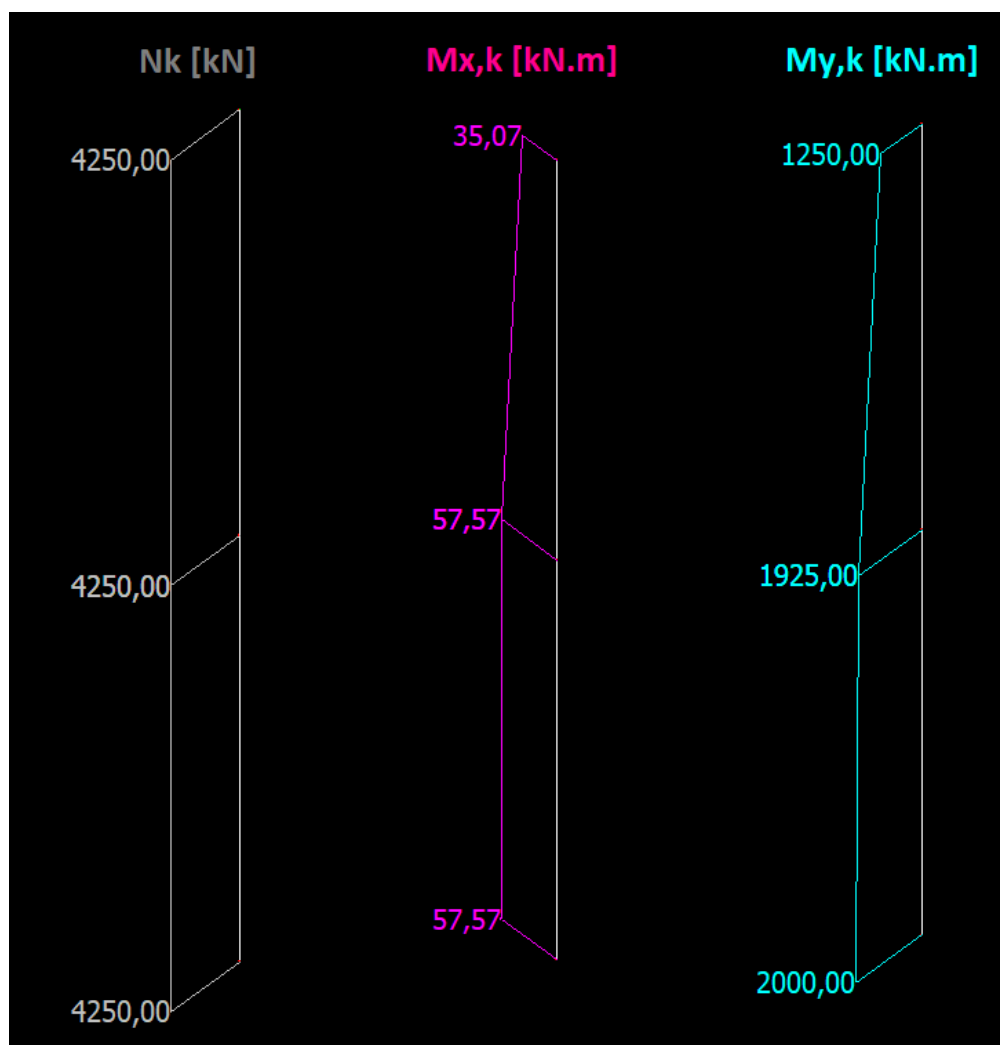


Figura 8 – Esforços solicitantes característicos no exemplo do pilar-parede retangular

A figura 9 apresenta a tela de resultados do programa computacional desenvolvido para o exemplo em questão pelo método de dimensionamento por faixas (f_{ck} fixo = 30 MPa).

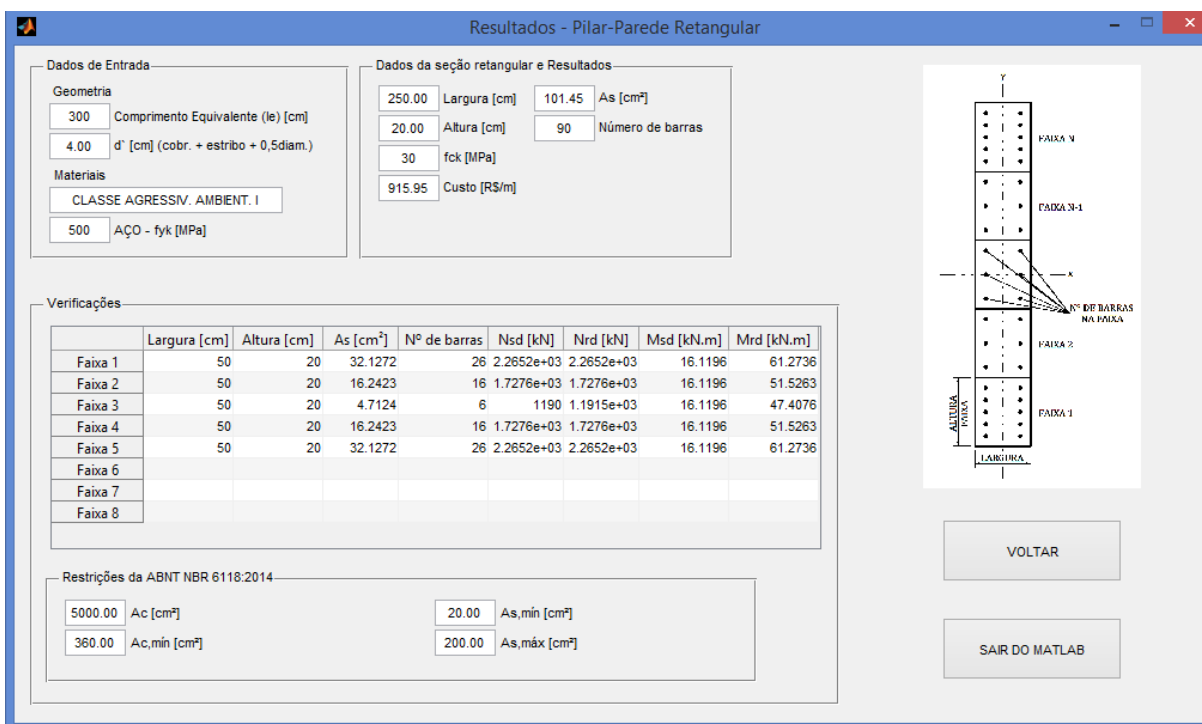


Figura 9 – Tela de resultados do programa computacional para o pilar-parede retangular

Para os dados deste exemplo, o índice de esbeltez máximo do pilar-parede retangular é de 51,96, o que exige a consideração dos esforços localizados de segunda ordem no dimensionamento, conforme descrito no item 2. O dimensionamento tradicional foi realizado apenas com o intuito de comparação. A tabela 1 apresenta os resultados obtidos para este exemplo pelos dois métodos de dimensionamento.

Tabela 1 – Resultados obtidos para o pilar-parede retangular

Método	Otimização	B (cm)	H (cm)	As (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Dimensionamento por faixas	f_{ck} fixo	250,00	20,00	101,45	30
	f_{ck} otimizado	250,00	20,00	46,11	45
Dimensionamento tradicional	f_{ck} fixo	250,00	20,00	26,06	30
	f_{ck} otimizado	250,00	20,00	20,51	35

Para o exemplo analisado, pode-se perceber que, com o f_{ck} de 30 MPa previamente definido, foi necessária uma área de aço otimizada de 101,45 cm² no dimensionamento por faixas para resistir aos esforços solicitantes. Em seguida, com a liberação do f_{ck} para a otimização, o mesmo foi

alterado para 45 MPa, em prol da redução da área de aço, que passou a ser de 46,11 cm². Já o dimensionamento tradicional obtém uma área de aço muito inferior, de apenas 26,06 cm² para o f_{ck} fixo e de 20,51 cm², próxima da mínima exigida pela norma, para o f_{ck} otimizado (35 MPa).

Nota-se, assim, que a análise por faixas, exigida pela norma para os pilares-parede com esbeltez entre 35 e 90, torna a armação muito robusta. Esta questão já foi abordada por Araújo (2007), que considera que a decomposição em faixas e a análise das mesmas como pilares isolados superestima os efeitos localizados de segunda ordem. Em seu estudo, o autor realizou análises por placa de pilares-parede com diferentes condições de apoio e esforços solicitantes utilizando o método dos elementos finitos e comparou-as com o processo simplificado definido pela norma para a consideração dos efeitos de segunda ordem localizados. Os resultados obtidos possibilitaram ao autor concluir que esses esforços possuem pequena relevância e, portanto, poderiam ser desprezados para o dimensionamento no estado-limite último.

Os custos encontrados para o pilar-parede retangular podem ser vistos na tabela 2, na qual a coluna “diff” apresenta uma comparação com o custo total obtido pelo dimensionamento por faixas com o f_{ck} fixo.

Tabela 2 – Comparação dos custos obtidos para o pilar-parede retangular

Método	Otimização	Custo do concreto (R\$/m)	Custo do aço (R\$/m)	Custo das formas (R\$/m)	Custo total (R\$/m)	Diff (%)
Dimensionamento por faixas	f_{ck} fixo	168,12	477,83	270,00	915,95	0
	f_{ck} otimizado	198,99	217,18	270,00	686,17	-25
Dimensionamento tradicional	f_{ck} fixo	168,12	122,75	270,00	560,87	-39
	f_{ck} otimizado	173,41	96,59	270,00	540,00	-41

A análise da tabela 2 permite concluir que no dimensionamento por faixas com o f_{ck} fixo (30 MPa) o custo do aço representou mais de 50% do custo total da seção. Por outro lado, na otimização do f_{ck} , o acréscimo de 18,37% no custo do concreto permitiu uma redução de 54,55% no custo do aço, totalizando uma economia de 25% no custo total da seção ao adotar o f_{ck} de 45 MPa.

Ao se tratar do dimensionamento tradicional, os valores obtidos para a área de aço foram muito inferiores aos do dimensionamento por faixas, conforme mostrado na tabela 1, portanto, o custo do aço nesses casos foi o principal fator de redução do custo quando comparado à seção de f_{ck} fixo do dimensionamento por faixas. Além disso, a otimização do f_{ck} permitiu reduzir ainda mais o custo do aço, com um pequeno aumento no custo do concreto – ao se utilizar f_{ck} de 35 MPa – para obter a economia total de 41% notada na tabela 2. Como as dimensões da seção foram previamente definidas, o custo com as formas manteve-se inalterado nos diferentes dimensionamentos.

Reitera-se então, que o dimensionamento por faixas eleva em muito o custo total da seção, uma vez que aumenta consideravelmente o consumo de aço. Consequentemente, percebe-se a forte

influência da consideração dos esforços localizados de segunda ordem, exigida pela norma, no custo total.

Por fim, as tabelas 3 a 5 apresentam os valores dos esforços solicitantes e resistentes de cálculo, bem como a razão entre eles, de modo a permitir a análise das restrições ativas, isto é, determinantes para o dimensionamento do pilar-parede retangular deste exemplo. Tem-se o esforço normal (F_z) e os momentos em torno dos eixos x e y, M_x e M_y respectivamente.

Tabela 3 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento tradicional

	f_{ck} fixo			f_{ck} otimizado		
	Fz	Mx	My	Fz	Mx	My
Esforço solicitante (Sd)	5950,0	80,6	2800,0	5950,0	80,6	2800,0
Esforço resistente (Rd)	5950,0	80,6	2800,0	6516,5	129,7	2801,2
Razão (Sd / Rd)	1,0	1,0	1,0	0,91	0,62	1,0

Tabela 4 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento por faixas (f_{ck} fixo)

	Faixas 1 e 5		Faixas 2 e 4		Faixa 3	
	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
Sd	2265,2	16,1	1727,6	16,1	1190,0	16,1
Rd	2265,2	61,3	1727,6	51,5	1191,5	47,4
Sd / Rd	1,0	0,26	1,0	0,31	1,0	0,34

Tabela 5 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento por faixas (f_{ck} otimizado)

	Faixas 1 e 5		Faixas 2 e 4		Faixa 3	
	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx
Sd	2265,2	16,1	1727,6	16,1	1190,0	16,1
Rd	2265,2	70,8	1729,9	72,0	1404,5	73,3
Sd / Rd	1,0	0,23	1,0	0,22	0,85	0,22

Ao observar a tabela 3 nota-se que, no dimensionamento tradicional com o f_{ck} fixo, todas as verificações dos esforços foram restrições ativas, isto é, obteve-se 100% de aproveitamento da capacidade resistente da seção transversal, enquanto no dimensionamento tradicional com o f_{ck} otimizado apenas o momento em torno do eixo y foi uma restrição ativa, provavelmente devido à sua maior ordem de grandeza, quando comparado ao M_x . Já nos dois dimensionamentos por faixas, mostrados nas tabelas 4 e 5, a restrição ativa foi apenas a do esforço normal, mostrando-se determinante para essa análise. Isso acontece pois, ao realizar a divisão do pilar em faixas e distribuir os esforços, o momento em torno da direção de menor inércia da seção é distribuído igualmente entre as faixas, enquanto o momento na direção de maior inércia da seção – neste caso M_y – é “transformado” em um binário de forças normais, aumentando assim a influência deste esforço (F_z) no dimensionamento da seção.

4.2 Pilar-parede em “U”

A utilização de pilar em “U” é muito comum em torno de elevadores, desse modo, as dimensões a serem definidas pelo usuário são a largura e a altura internas da seção. Para exemplificação do dimensionamento de um pilar com esta geometria, considerou-se as dimensões padrão de um elevador (1,80 m x 1,80 m), definindo-se, assim, 180 cm de altura e de largura internas e espessura de 20 cm para as lâminas. A seção deste exemplo está representada na figura 10, o d' considerado foi de 3,5 cm e f_{ck} de 35 MPa.

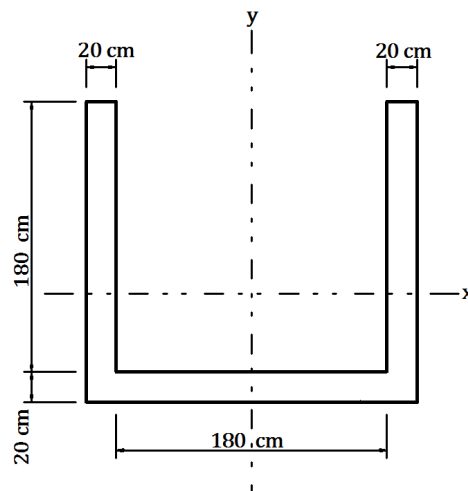


Figura 10 – Seção do pilar-parede em “U”

Os esforços característicos solicitantes estão indicados abaixo e na figura 11.

- $N_{sk} = 7115 \text{ kN}$;
- $M_{xask} = 4795 \text{ kN.m}$; e
- $M_{yask} = 576,4 \text{ kN.m}$.

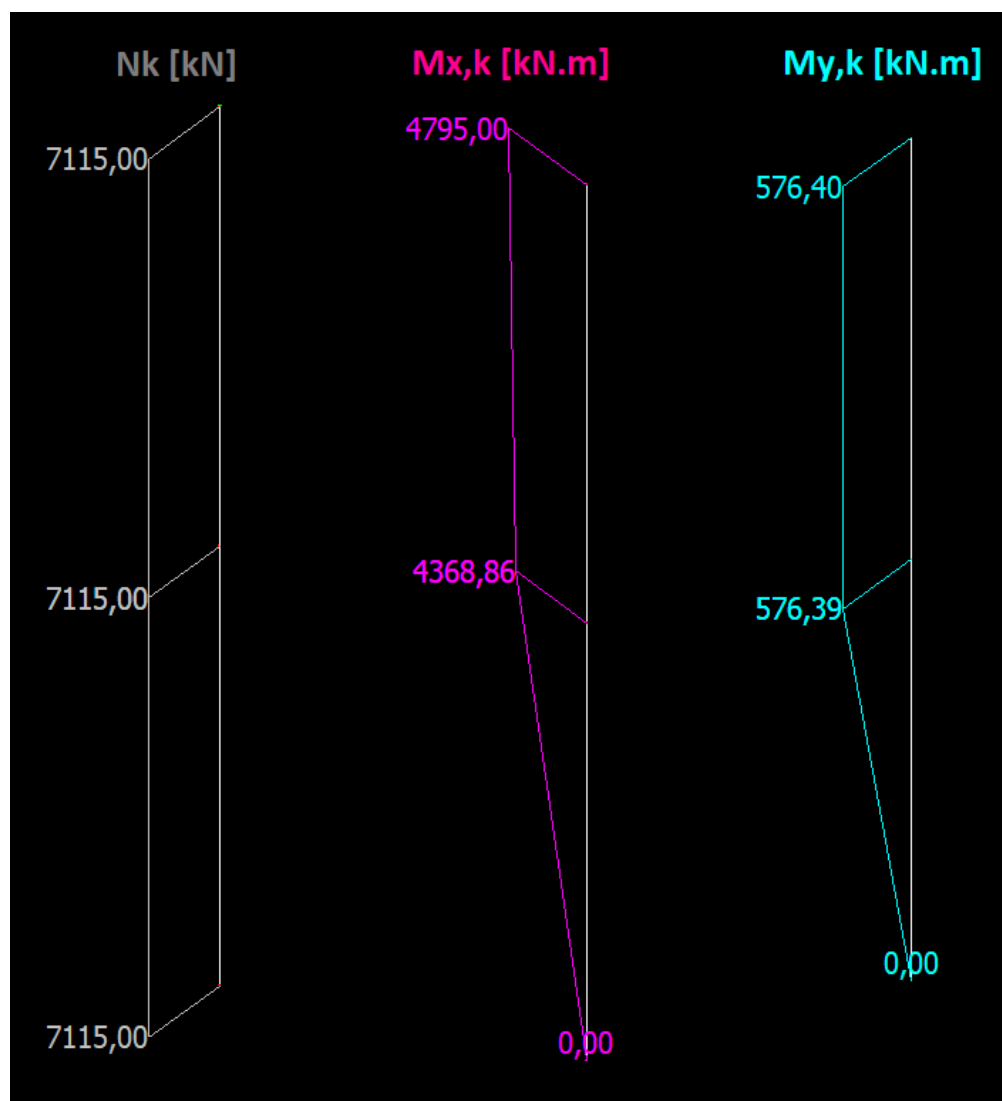


Figura 11 – Esforços solicitantes característicos no exemplo do pilar-parede em “U”

A figura 12 apresenta a tela de resultados do programa computacional desenvolvido para o exemplo em questão, do pilar-parede em “U”, com f_{ck} fixo em 35 MPa.

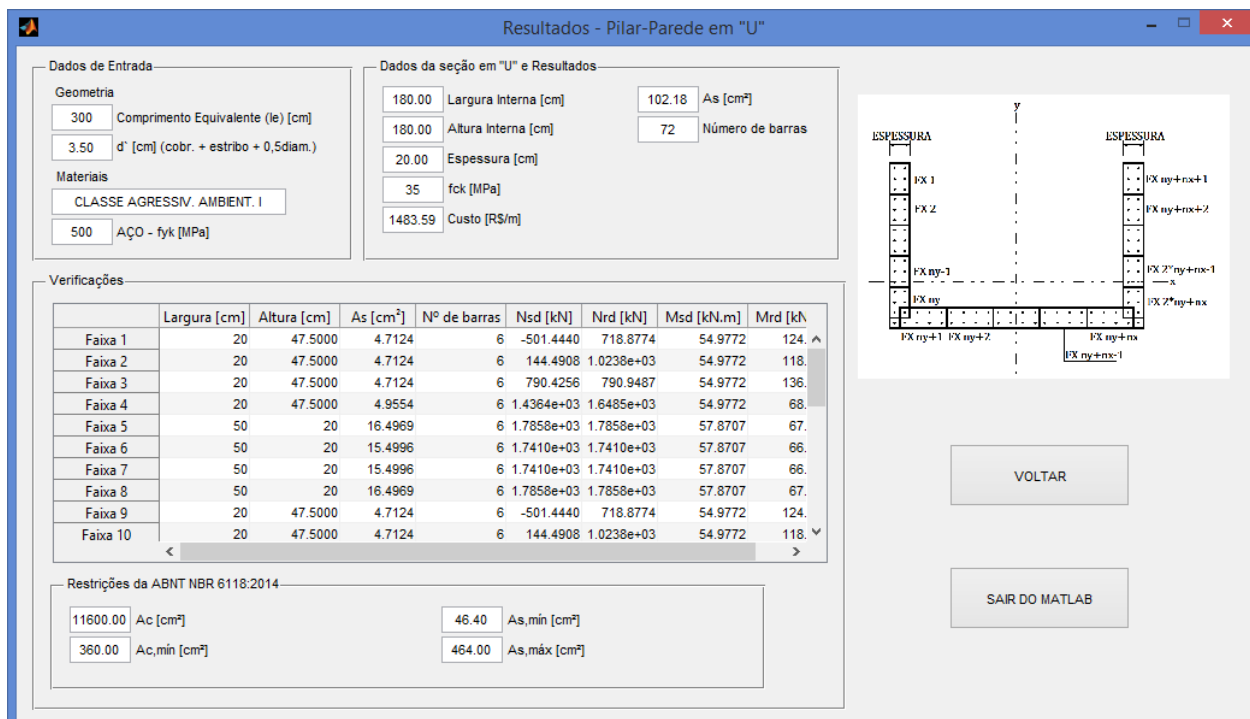


Figura 12 – Tela de resultados para o pilar-parede em “U”

O índice de esbeltez máximo obtido para todas as lâminas foi de 51,96 e os resultados fornecidos pelos dois métodos de dimensionamentos estão mostrados na tabela 6.

Tabela 6 – Resultados obtidos para o pilar-parede em “U”

Método	Otimização	Espessura (cm)	As (cm ²)	f_{ck} (MPa)
Dimensionamento por faixas	f_{ck} fixo	20,00	102,18	35
	f_{ck} otimizado	20,00	62,79	45
Dimensionamento tradicional	f_{ck} fixo	20,00	46,40	35
	f_{ck} otimizado	20,00	46,40	35

Para esse exemplo, no dimensionamento por faixas com o f_{ck} fixo em 35 MPa, a área de aço otimizada foi de 102,18 cm², enquanto a maior resistência à compressão do concreto (45 MPa), obtida com a liberação do f_{ck} , possibilitou uma redução de 38,5% da área de aço, que passou a ser de 62,79 cm².

Para o dimensionamento tradicional, o f_{ck} otimizado foi similar ao definido como fixo na análise anterior (35 MPa). Dessa forma, os resultados foram idênticos, e a área de aço obtida foi a mínima exigida pela norma sendo, assim, uma restrição ativa para o dimensionamento. Novamente frisa-se que o dimensionamento tradicional foi realizado apenas com o objetivo de comparação e

validação da implementação realizada pois, de acordo com a norma em vigor, para a esbeltez obtida, é necessária a divisão do pilar em faixas verticais e a análise das mesmas como pilares isolados. A tabela 7 contém uma comparação dos custos obtidos nas análises deste exemplo.

Tabela 7 – Comparação dos custos obtidos para o pilar-parede em “U”

Método	Otimização	Custo do concreto (R\$/m)	Custo do aço (R\$/m)	Custo das formas (R\$/m)	Custo total (R\$/m)	Diff (%)
Dimensionamento por faixas	f_{ck} fixo	402,33	481,26	600,00	1483,59	0
	f_{ck} otimizado	461,65	295,74	600,00	1357,39	-9
Dimensionamento tradicional	f_{ck} fixo	402,33	218,55	600,00	1220,88	-18
	f_{ck} otimizado	402,33	218,55	600,00	1220,88	-18

Nota-se, para o exemplo analisado, que com a otimização apenas da área de aço no dimensionamento por faixas o custo total do pilar por metro linear foi de R\$1483,59, sendo 32,43% deste valor o custo do aço. Com a otimização também do f_{ck} , o custo do concreto aumentou em 14,74%, ao se utilizar f_{ck} de 45 MPa, em prol de uma redução considerável no custo com o aço, superior a 38%. Sendo assim, a economia total gerada foi da ordem de 9%.

Já para o dimensionamento tradicional, não houve alteração no resultado com a otimização do f_{ck} , uma vez que o f_{ck} ótimo foi o mesmo fixo definido inicialmente. Ainda assim, este dimensionamento obteve uma seção 18% mais econômica que a do dimensionamento por faixas. Percebe-se ainda que devido às dimensões da seção previamente estabelecidas o custo das formas é fixo e representa aproximadamente 40 a 50% do custo total do pilar analisado.

As tabelas 8 a 10 apresentam os valores dos esforços solicitantes e resistentes de cálculo, bem como a razão entre eles, de modo a permitir a análise das restrições ativas no dimensionamento deste pilar-parede em “U”.

Tabela 8 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento tradicional

	f_{ck} fixo			f_{ck} otimizado		
	Fz	Mx	My	Fz	Mx	My
Esforço solicitante (Sd)	9961,0	6713,0	807,0	9961,0	6713,0	807,0
Esforço resistente (Rd)	11802,0	6790,0	3240,3	11802,0	6790,0	3240,3
Razão (Sd / Rd)	0,84	0,99	0,25	0,84	0,99	0,25

Tabela 9 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento por faixas (f_{ck} fixo)

	Faixas 1 e 9		Faixas 2 e 10		Faixas 3 e 11		Faixas 4 e 12		Faixas 5 e 8		Faixas 6 e 7	
	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	My	Fz	My
Sd	-501,4	55,0	144,5	55,0	790,4	55,0	1436,4	55,0	1785,8	57,9	1741,0	57,9
Rd	718,9	125,0	1023,8	118,2	791,0	136,9	1648,5	68,0	1785,8	67,0	1741,0	66,6
Sd / Rd	-0,70	0,44	0,14	0,47	1,0	0,40	0,87	0,81	1,0	0,86	1,0	0,87

Tabela 10 – Esforços solicitantes x resistentes para o dimensionamento por faixas (f_{ck} otimizado)

	Faixas 1 e 9		Faixas 2 e 10		Faixas 3 e 11		Faixas 4 e 12		Faixas 5 e 8		Faixas 6 e 7	
	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	Mx	Fz	My	Fz	My
Sd	-501,4	55,0	144,5	55,0	790,4	55,0	1436,4	55,0	1785,8	57,9	1741,1	57,9
Rd	1176,8	148,0	1146,1	152,5	1199,6	152,8	1437,9	169,4	1785,8	71,8	1750,0	72,0
Sd / Rd	-0,43	0,37	0,13	0,36	0,66	0,36	1,0	0,32	1,0	0,81	0,99	0,80

Ao observar a tabela 8 nota-se que, no dimensionamento tradicional, a verificação do momento em torno do eixo x foi a restrição ativa, tanto para o f_{ck} fixo quanto para o f_{ck} otimizado. Isso ocorreu, provavelmente, devido à sua maior ordem de grandeza, quando comparado ao M_y . Já nos dois dimensionamentos por faixas realizados, mostrados nas tabelas 9 e 10, a restrição ativa na maior parte das faixas foi a do esforço normal, mostrando-se determinante para essa análise. Isso acontece pois, assim como realizado para o pilar-parede retangular, os momentos foram “transformados” em binários de forças normais (F_z).

5 CONCLUSÃO

O programa computacional desenvolvido e utilizado para o dimensionamento dos pilares-parede apresentados neste artigo fornece, em seu resultado, a área de aço otimizada a partir dos esforços solicitantes, o que diminui a imprecisão do dimensionamento realizado por análise de ábacos. Além disso, facilita a consideração dos esforços localizados de segunda ordem exigida pela NBR 6118:2014, pois realiza automaticamente a divisão da seção em faixas verticais e analisa cada uma delas como pilar isolado.

Nota-se ainda que, mesmo mantendo-se as dimensões fixas e otimizando o f_{ck} a economia obtida foi considerável, pois o ganho na resistência do concreto à compressão leva a uma redução representativa na área de aço necessária, e o custo total gerado por essa modificação é, em geral, inferior ao inicial, com f_{ck} fixo, visto que a redução no custo do aço é superior ao aumento com o custo do concreto. Por sua vez, o custo das formas manteve-se inalterado, já que as dimensões foram previamente definidas.

Assim, tem-se que, quanto maior o número de parâmetros liberados para a otimização, melhor o resultado obtido em termos de custo. A redução dos custos encontrada nos exemplos foi significativa, em torno de 25% no exemplo do pilar-parede retangular e 10% no pilar em “U”, considerando-se apenas o dimensionamento por faixas.

Conclui-se também que o dimensionamento por faixas exige seções com maior área de aço, e consequentemente, maior custo quando comparado ao dimensionamento tradicional. Pela análise dos exemplos, pode-se observar também, que nestes dimensionamentos como pilares isolados, a capacidade de aproveitamento da seção não é, em geral, completamente aproveitada, o que pode ser verificado por meio das restrições ativas (quando a razão entre os esforços solicitantes e os resistentes é superior a 95%). Este dimensionamento teve, em geral, apenas o esforço normal como restrição ativa, provavelmente devido à distribuição dos esforços entre as faixas, na qual os momentos foram transformados em binários de forças, aumentando a influência do esforço normal.

Ao ter como base a NBR 6118:2014, o estudo englobou os critérios para o dimensionamento de estruturas com concretos dos grupos I e II de resistência (20 a 90 MPa), entretanto, valores de resistência acima de 50 MPa (grupo II) não fizeram parte da solução otimizada, em virtude do alto custo e da pequena utilização. Reitera-se, aqui, a importância da precisa definição dos custos dos materiais para a utilização do programa desenvolvido, de modo a não se obter resultados distorcidos.

REFERÊNCIAS

Alves, E. C., Souza, P. M. S., Projeto ótimo de pilares geométricos em concreto de alta resistência segundo ABNT NBR 6118:2014, *Revista Portuguesa de Engenharia de Estruturas*, n.6, p. 53-66, 2018.

Alves, E. C., Souza, P. M. S., Gama, P. V. C. N., Projeto Ótimo de Pilares Esbeltos de Concreto Armado, *Engineering and Science*, n.2, p. 60-75, 2017.

Alves, L. R. M., 2013. Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado submetidos à flexo-compressão normal utilizando programação matemática e algoritmos genéticos. 106f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Estadual do Norte Fluminense, Campos dos Goytacazes.

Araújo, J. M., 2003. *Curso de concreto armado*. Volume 3. 2ª Edição. Rio Grande: Editora Dunas.

Araújo, J. M., 2007. Análise do processo aproximado da NBR-6118 para consideração dos efeitos localizados de segunda ordem. *Teoria e Prática na Engenharia Civil*, n. 10, p. 1-10.

Argolo, W. P. de, 2000. *Otimização de seções de concreto armado submetida a flexo-compressão reta utilizando algoritmos genéticos*. 141f. Dissertação (Mestrado em Ciências em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Associação Brasileira de Normas Técnicas, 2014. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto – Procedimento*. Rio de Janeiro.

Bordignon, R., Kripka, M., Optimum design of reinforced concrete columns subjected to uniaxial flexural compression. *Computers and Concrete*, p. 345-358, 2012.

Herskovits, J., A view of nonlinear optimization, *Advances in Structural Optimization*, p. 71-116, 1995.

Medeiros, M. de F., 2016. *Dimensionamento e detalhamento de pilares-parede*. 77f. Dissertação (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Norte, Natal.

Pires, S. de L., Silva, M. C. A. T. da, 2014. Otimização de pilares esbeltos de concreto armado submetidos à flexão oblíqua considerando as não linearidades física e geométrica. *VII Congresso Brasileiro de Pontes e Estruturas*. Rio de Janeiro.

Rodrigues Júnior, S. J., 2005. *Otimização de pilares de edifícios altos de concreto armado*. 154f. Tese (Doutorado em Engenharia Civil) – Pontifícia Universidade Católica do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro.

Sias, F. M., 2014. *Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado*. 153f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

Sias, F. M., Alves, E. C., Dimensionamento ótimo de pilares de concreto armado. *Revista Eletrônica de Engenharia Civil*. vol. 9, p. 16-31, 2014.

Smaniotto, A., 2005. *Dimensionamento e detalhamento automático de pilares retangulares submetidos à flexão composta oblíqua*. 120f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina. Florianópolis.

Souza, P. M. dos S., 2017. *Dimensionamento otimizado de pilares de concreto armado de acordo com a NBR 6118:2014*. 190f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Espírito Santo, Vitória.

Optimized Design of Thin-walled Columns

ABSTRACT

The overall stability of a tall building is usually guaranteed by bracing structures such as rectangular or U-shaped columns. Thus, this article aims to realize the optimized design of thin-walled columns from existing requests and in accordance to normative prescriptions. Will be used a computer program developed in Matlab platform to obtain the optimized solution, which is calculated by Interior Point Method. The objective function to be minimized is the total cost (per meter) of the column, taking into account the cost of concrete, steel and the shapes used. Two examples will be analyzed, one referring to the rectangular section and another to the "U" section, both with pre-established (fixed) dimensions. The design of both will involve two methods, the traditional one and the one of the strip decomposition, in order to compare the optimized steel areas (only parameter released to optimization initially). Then, it is intended to optimize both the compressive strength of the concrete (f_{ck}) and the steel area of each section in order to verify the economy resulting from this optimization.

CONCLUSION

The computational program developed and used for the design of thin-walled columns presented in this article provides, in its result, the optimized steel area from the requesting forces, which reduces the inaccuracy of the design performed by abacus analysis. In addition, it facilitates the consideration of the second-order localized efforts required by NBR 6118:2014 as it automatically divides the section into vertical strips and analyzes each of them as an isolated column.

It is also noted that even maintaining the fixed dimensions and optimizing the f_{ck} , the economy obtained were considerable, as the gain in the compressive strength of the concrete leads to a representative reduction in the steel area required, and the total cost generated by this modification is generally lower than the initial one, with fixed f_{ck} , as the reduction in steel cost is higher than the increase in concrete cost. In turn, the cost of the shapes remained unchanged as the dimensions were previously defined.

Thus, the higher the number of parameters released for optimization, the better the result obtained in terms of cost. The cost reduction obtained in the examples was significant, around 25% in the example of the rectangular thin-walled column and 10% in the "U-shaped" column, considering only the strip decomposition design method.

It is also concluded that the strip decomposition design method requires sections with higher steel area, and consequently, higher cost when compared to traditional design method. From the analysis of the examples, it can also be observed that in these designs as isolated columns, the utilization capacity of the section is not, in general, fully utilized, which can be verified by the active constraints (when the ratio between the efforts applicants and the resistant is greater than 95%). In general, this design method had only the normal effort as active restraint, probably due to the distribution of the efforts between the bands, in which the moments were transformed into forces binaries, increasing the influence of the normal effort.

Based on NBR 6118:2014, the study encompassed the criteria for structures design with concrete of groups I and II of resistance (20 to 90 MPa), however, resistance values above 50 MPa (group II) were not part of the optimized solution because of the high cost and low utilization. The importance of the precisely definition of materials costs for the use of the developed program is reiterated here, so as not to be distort results.