

Influence of standard recommendations for the calculation of the column-base connection by socket according to ABNT NBR 9062:2006

Influência das recomendações de norma para o cálculo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice segundo a ABNT NBR 9062:2006



R. PIERALISI ^a
ricardo.pieralisi@upc.edu

R. D. MACHADO ^b
rdm@ufpr.br

Abstract

This work studies the column-base connection by external socket in precast structures. A parametric study of the geometric characteristics of the external socket base with smooth interface is presented. In this parametric study, the consumption of concrete and steel are analyzed. The column cross section, the embedded length of the column in the socket base and the thickness of the wall of the socket base were the variables considered in this study. It was observed that with the increase of the embedded length, the minimum cross section of the main horizontal reinforcement reduces. With this modification, the walls of the socket base that are perpendicular to the direction of the applied loads presented a reduction of their stiffness. Besides the parametric study, this paper presents a verification model. This part of the study shows the possibility to generate abacuses that simplifies the project of the socket base foundation. Moreover, a comparative analysis becomes easier to be accomplished.

Keywords: socket base foundation, embedded length, wall thickness, parametric study, verification model.

Resumo

Este trabalho é dedicado ao estudo da ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo em estruturas de concreto pré-moldadas. Apresenta-se um estudo paramétrico envolvendo as características geométricas que influenciam no consumo de concreto e principalmente do aço em ligações com interface lisa. As variáveis consideradas são a seção transversal do pilar, o comprimento de embutimento do pilar no cálice e a espessura da parede do cálice. Observa-se que o aumento do comprimento de embutimento diminui a seção transversal mínima de armadura horizontal principal, o que torna as paredes perpendiculares a atuação dos esforços solicitantes mais frágeis. Além do estudo paramétrico, este trabalho também apresenta um modelo de verificação que mostra a possibilidade da geração de abacos que facilite tanto o projeto de cálices de fundação quanto uma análise comparativa.

Palavras-chave: cálice de fundações, comprimento de embutimento, espessura da parede, estudo paramétrico, modelo de verificação.

^a Departamento de Ingeniería de la Construcción, ETSECCPB, UPC BarcelonaTech, Barcelona, Espanha;
^b Universidade Federal do Paraná, Centro de Estudos de Engenharia Civil, Curitiba, PR, Brasil.

1. Introdução

Reduzir o desperdício, melhorar a qualidade e aumentar a produtividade das obras são premissas atuais da construção civil. Buscam-se construções mais econômicas, aliadas a melhor conservação energética e eficiência construtiva. Nesse contexto, diferentes métodos e procedimentos construtivos vem sendo estudados e aplicados nos últimos anos. Estruturas pré-moldadas cumprem esses objetivos, apresentando canteiros de obras mais limpos, permitindo maior velocidade de construção, e aumentando a eficiência do uso dos materiais.

Acompanhando uma tendência mundial, no Brasil, as estruturas pré-moldadas também vêm se destacando, sendo empregadas principalmente na construção de barracões industriais, *shoppings* e supermercados. A principal diferença entre estruturas de concreto armado moldado *in loco* e estruturas de concreto pré-moldado é que as últimas têm suas peças moldadas separadamente, em parte ou totalmente fora do local da construção final. Desta forma, apresentam diferentes fases: a concretagem, a desforma, o armazenamento, o transporte e a montagem.

Pode-se dizer que a montagem, onde são realizadas as ligações entre as peças, é uma das etapas mais importantes. Enquanto que uma estrutura moldada *in loco* atua de forma monolítica em seu conjunto, o grau de monoliticidade de uma estrutura pré-moldada depende de ligações eficientes que garantam uma boa transmissão de esforços entre os diferentes elementos. As ligações, caso não sejam bem projetadas e executadas, podem comprometer a

rapidez de construção e modificar o comportamento da estrutura. Conforme discutido por EL DEBS [1], existem diferentes métodos para se realizar a ligação entre um pilar pré-moldado e a fundação, entre eles, destacam-se os métodos ilustrados na Figura 1. A ligação por meio de cálice é bastante difundida no Brasil por apresentar facilidade no processo de execução. Existem algumas variações referentes ao tipo de cálice, o mesmo pode apresentar-se totalmente ou parcialmente embutido no bloco ou, ainda, externo ao bloco. A Figura 1a ilustra o caso em que o cálice está externo ao bloco. Segundo DELALIBERA & GIONGO [2], blocos com cálices externo e parcialmente embutido são mais usuais nas construções brasileiras. Outro método é a ligação por meio de chapa base que é similar a utilizada em pilares metálicos, como ilustrado na Figura 1b.

Outra alternativa é a ligação por emenda da armadura com bainha e graute, tendo a armadura do pilar como ferragem de arranque posteriormente introduzida em cavidades no bloco e preenchida com graute, Figura 1c. Por outro lado, na ligação por emenda da armadura saliente e concretagem posterior, parte da armadura do pilar e do bloco ficam aparentes, posteriormente são unidas (por meio de solda ou acopladores) e, finalmente, concretam-se a emenda, Figura 1d.

A ligação entre o pilar e a fundação em estruturas pré-moldadas por meio de cálice tem sido motivo de diversos estudos nos últimos anos, sendo motivados pelo aumento de construções pré-moldadas e por se tratar de uma região descontínua. Nos estudos de CANHA & EL DEBS [3] foram apresentados e discutidos diferentes modelos presentes na literatura, comentando-se que o modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4] apresenta-se bastante conservador quando comparado com outros modelos. CANHA *et al* [5] apresentaram uma análise do comportamento dessa ligação frente a estudos experimentais e com os resultados propõem um modelo de cálculo diferenciado. CAMPOS [6] compilou e analisou diferentes recomendações de projeto para a ligação pilar/fundação por meio de cálice. No mesmo trabalho, CAMPOS [6] realizou estudos comparativos incorporando novas recomendações, entre outras, referente a transferência de esforços do pilar para as paredes do cálice. CARVALHO & CANHA [7] discutiram, por meio de uma análise teórica utilizando bielas e tirantes, o comportamento

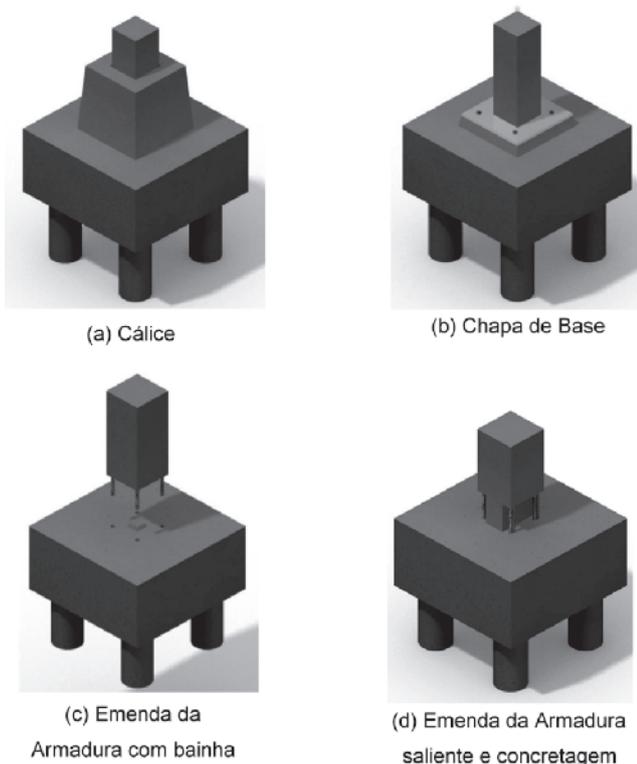


Figura 1
Tipos de ligação entre pilar e fundação

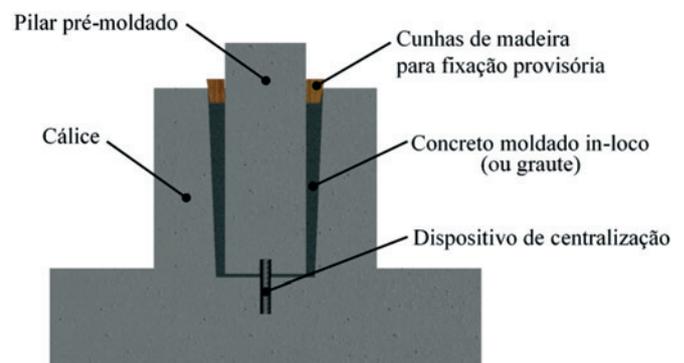


Figura 2
Ligação entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo

de uma ligação entre o pilar e fundação por meio de cálice totalmente embutido no bloco e com paredes lisas, os autores também consideraram que o bloco estava apoiado sobre duas estacas. O cálice totalmente embutido em um bloco apoiada sobre duas estacas também foi motivo de estudos por DELALIBERA & GIONGO [2]. Nesse estudo, DELALIBERA & GIONGO [2] utilizaram de um modelo numérico para analisar a distribuição das tensões nas armaduras e o comportamento da estrutura com variações da geometria do cálice, do bloco e das estacas. Referente aos estudos sobre o uso de cálices com interfaces rugosas, CANHA *et al.* [8] propuseram um modelo e recomendações para o cálculo de cha-

ves de cisalhamento e das armaduras que se cumpridas o pilar e o elemento de fundação atuam de maneira monolítica.

Desta maneira o presente trabalho visa analisar, por meio de estudos paramétricos, a influência de diferentes geometrias do cálice externo ao elemento de fundação e com paredes não rugosas sobre as forças resultantes e sobre os cálculos das armaduras referente a ABNT NBR 9062:2006 [9]. Apresenta-se também uma metodologia por meio de ábacos que propiciem um cálculo mais rápido e facilitem a realização de análises comparativas de consumo de material. Deve-se ressaltar que todo o estudo referente ao desenvolvimento dos ábacos de cálculo pode ser trasladado

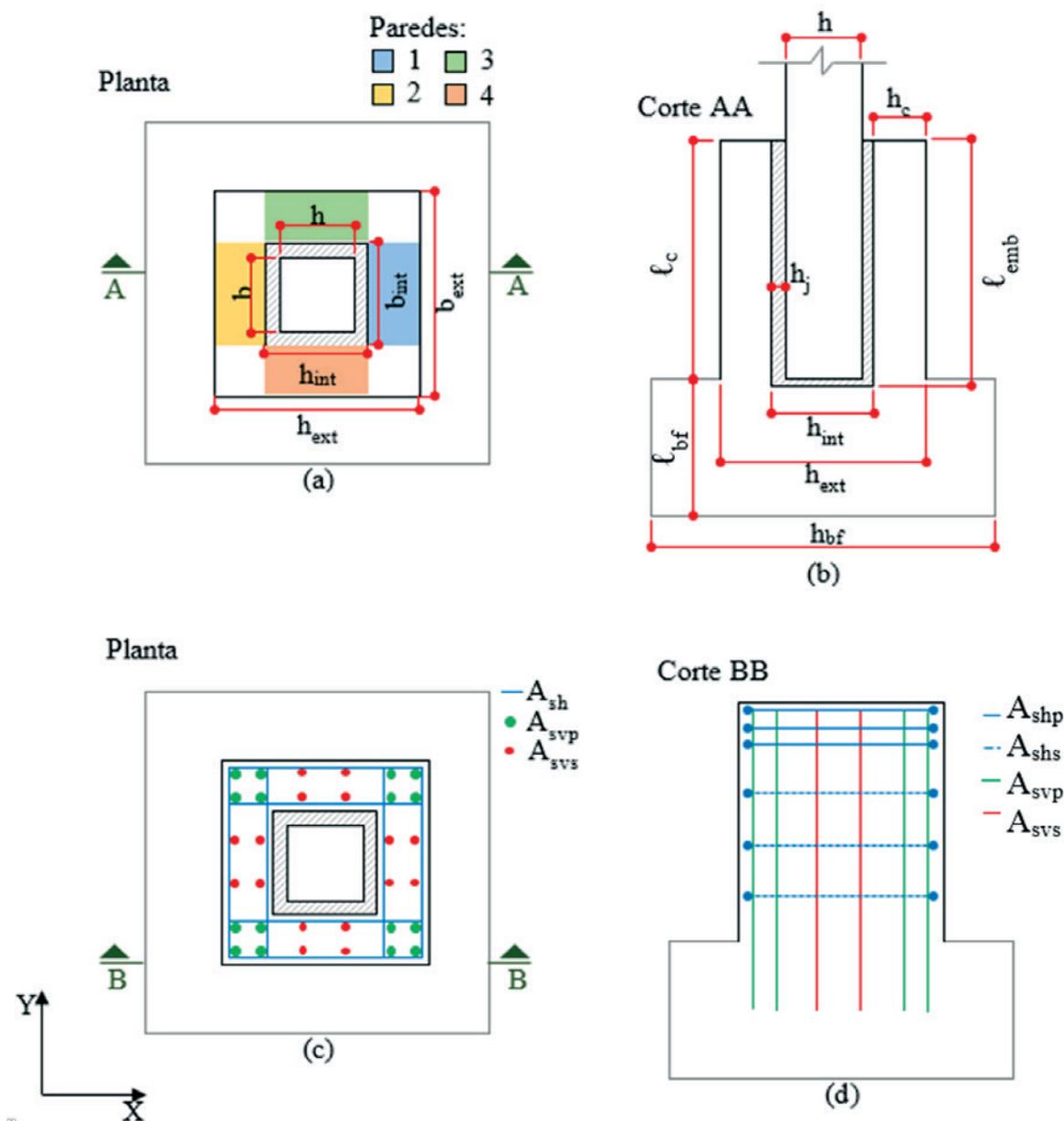


Figura 3 Nomenclatura geométrica (a) e (b) e nomenclatura das seções de aço (c) e (d)

para as variações de embutimento do cálice no elemento de fundação e também para o uso de paredes internas rugosas.

2. Projeto do cálice de fundação

2.1 Considerações iniciais

A ligação entre o pilar e a fundação, tratada no presente estudo, consiste no embutimento de parte do pilar pré-moldado no bloco de fundação ou sapata por meio de uma estrutura em formato de cálice externo ao bloco, com suas faces internas não rugosas. Usualmente o cálice externo é uma peça pré-moldada a ser conectada na estrutura de fundação pela concretagem conjunta da armadura de espera e da estrutura de fundação. Entretanto, o cálice pode ser concretado de forma monolítica em conjunto com o restante da fundação ou até toda a estrutura de fundação ser uma peça conjunta pré-moldada. O último caso é mais comum quando se trata de pequenas sapatas.

A execução de uma ligação entre o pilar e a fundação inicia-se com o encaixe do pilar no cálice, que utiliza um dispositivo de centralização localizado no fundo do cálice. Nessa operação, colocam-se cunhas de madeira para facilitar a fixação provisória e também a correção de desvios de execução. O espaço que fica entre o cálice e o pilar será preenchido posteriormente com graute ou concreto, com sua resistência característica igual ou superior a maior resistência do conjunto pilar e fundação. A Figura 2 apresenta um esquema do corte longitudinal da conexão entre o pilar e a fundação por meio de cálice externo. Nessa figura, podem ser observadas as diferentes partes da conexão, como o dispositivo de centralização localizado na fundação, o concreto moldado *in-loco* (ou graute) utilizado para solidarizar o pilar com o cálice e também as cunhas para fixação provisória do pilar.

Para facilitar o entendimento deste trabalho, a Figura 3 apresenta esquemas em planta e em corte da estrutura de fundação com cálice externo, onde estão identificadas as siglas da geometria (a) e (b) e também das armaduras (c) e (d) utilizadas. Na sequência, é apresentado um resumo com as siglas e seus significados.

- b: Medida da seção transversal do pilar na direção Y
- h: Medida da seção transversal do pilar na direção X
- b_{int} : Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção Y
- h_{int} : Medida entre as faces internas das paredes do cálice na direção X
- b_{ext} : Medida entre as faces externas das paredes na direção Y
- h_{ext} : Medida entre as faces externas das paredes na direção X
- h_{bf} : Medida da seção transversal do bloco de fundação ou sapata
- h_c : Espessura da parede do cálice
- h_j : Espessura da junta entre a face interna do cálice e a face do pilar
- l_c : Altura externa do cálice
- l_{emb} : Comprimento de embutimento do pilar no cálice
- l_{bf} : Altura do bloco de fundação/sapata
- A_{shp} : Armadura horizontal principal
- A_{shs} : Armadura horizontal secundária
- A_{svp} : Armadura vertical principal
- A_{svs} : Armadura vertical secundária

2.3 Transferências de esforços

Antes de apresentar o modelo de cálculo, deve-se entender o processo de transferência de esforços dos pilares para a fundação por meio do cálice, como observado por EL DEBS [1]. Primeiramente será abordado o caso de flexão simples, considerando os esforços somente na direção X. Os estudos experimentais de

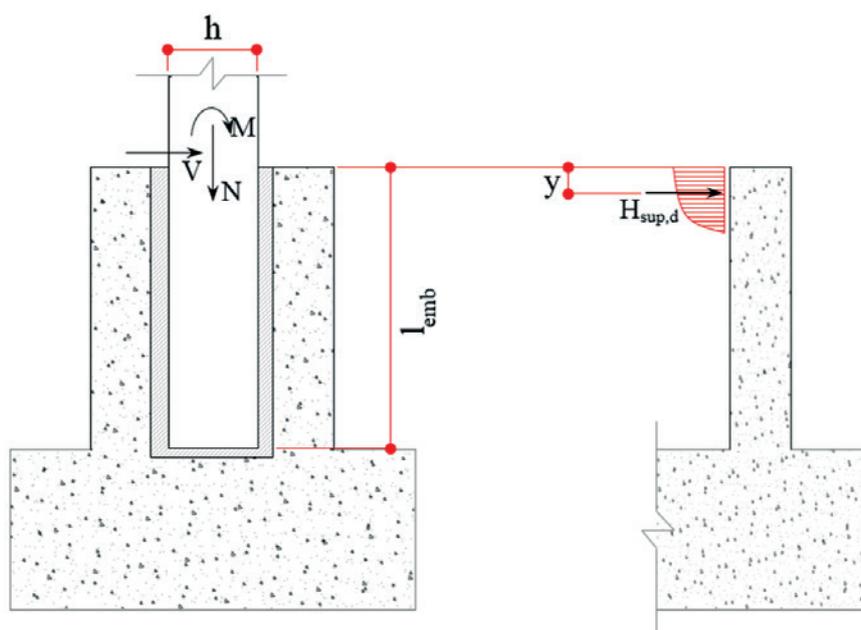


Figura 4
Geometria e resultante de forças

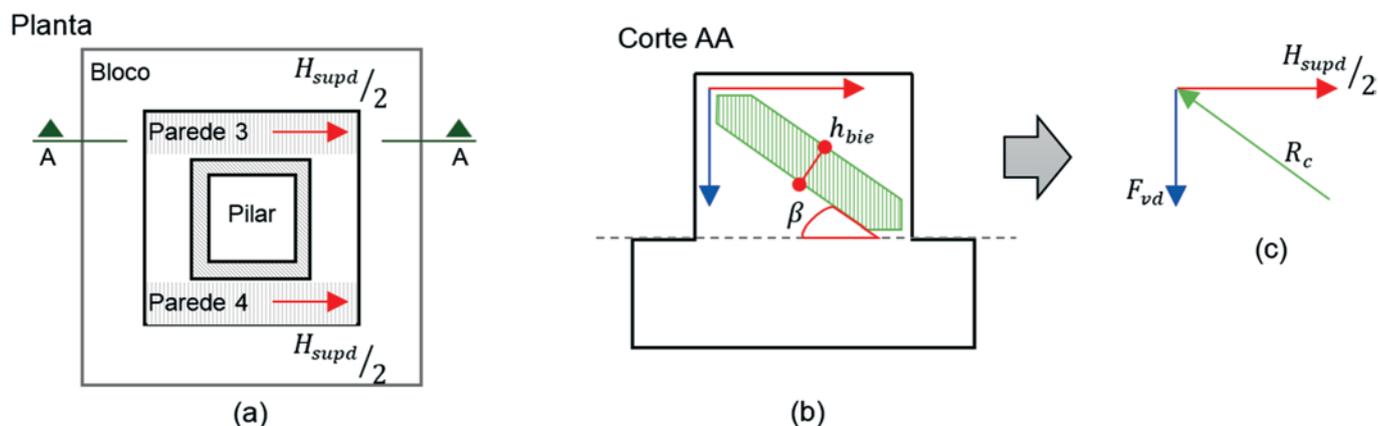


Figura 5
Comportamento das paredes 3 e 4 do cálice

CANHA & EL DEBS [10] mostraram que tanto a solicitação de momento fletor (M) e a de esforço cortante (V) são transmitidas do pilar diretamente para as paredes 1 e 2 do cálice através de pressões superiores e inferiores. A Figura 4 mostra um esquema de um corte da ligação pilar/fundação com o perfil de distribuição de pressões e as resultantes superiores (de cálculo) H_{supd} e inferior $H_{inf d}$ com suas respectivas distâncias de atuação y e $z+y$.

Essas pressões mobilizam forças de atrito na interface do pilar com o cálice. A norma ABNT NBR 9062:2006 [9] considera o atrito como uma parcela da força normal para cálices com interfaces lisas. A força de atrito mobilizada na parede 1 é no sentido da força normal (N). Já o sentido da força de atrito mobilizada na parede 2 depende da relação entre as solicitações e a geometria do cálice. A força normal do pilar e os esforços de atrito mobilizados nas paredes 1 e 2 são transmitidos para a base do cálice, onde também tendem a mobilizar o atrito no sentido horizontal. Como as paredes 3 e 4 têm maior inércia do que a parede 1 na direção de solicitação dos esforços, a pressão que atua na parede 1 será transmitida quase que em sua totalidade, por flexão para as paredes 3 e 4. Já a pressão atuante na parede 2 será transmitida, praticamente, de forma direta para a base do cálice.

As forças que atuam nas paredes 3 e 4 são transmitidas para a base do cálice com um comportamento bastante similar aos dos consolos. Dependendo das dimensões das paredes, o comporta-

mento pode ser como o de um consolo muito curto, curto ou longo. Verificações quanto à armação da peça devido ao puncionamento da base do bloco ou sapata devem ser efetuadas. A intensidade da punção é maior, quando a relação geométrica pela força normal (N) é menor.

2.3 Modelo da ABNT NBR 9062:2006 [9]

O método de cálculo descrito pela Norma Brasileira ABNT NBR 9062:2006 [9] tem suas premissas definidas no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4], apresentando algumas características em comum. Segundo o item 6.4.1 da norma, o cálice de fundação deve ser calculado para resistir a totalidade dos esforços solicitantes normais, horizontais e dos momentos transmitidos pelos pilares, para assim transmitir para o elemento de fundação. As superfícies internas do cálice devem apresentar, no mínimo, a mesma característica de rugosidade das faces externas da parte do pilar a ser embutido, como indicado no item 6.4.2. Cabe ressaltar que o presente trabalho considera a face interna do cálice como sendo lisa.

O cálice ao ser solicitado pelo pilar recebe pressões superiores e inferiores, além de uma parcela de atrito como apresentado no item 2.2. As paredes 3 e 4 devem ser calculadas como consolos engastados na base, como sugerido no modelo de LEONHARDT & MÖNNIG [4]. A Figura 5 apresenta um esquema das resultantes da pressão superior (H_{supd}) solicitando as paredes 3 e 4. Pode-se observar também, no corte A-A, a distribuição de esforços dentro das paredes 3 e 4. Ao observar a distribuição de esforços dentro das referidas paredes nota-se a presença de bielas e tirantes assim como num consolo. Essa hipótese de transmissão de esforços foi verificada nos trabalhos de CANHA [11].

Caso fossem feitos frisos nas superfícies de contato aumentando a rugosidade, com dimensões mínimas de 1 cm a cada 10 cm, definidas pelo item 6.4.3 da norma, a estrutura poderia ser calculada como monolítica. Com essa característica, é possível considerar uma força de atrito de 90% da resultante combinada entre a força normal e uma parcela do momento aplicada a uma distância média entre o pilar e o cálice, conforme os itens 6.4.4 e 6.4.5 da norma citada.

Já para superfícies lisas, caso em análise, permite-se considerar um valor de 70% da força normal (N) a ser transmitida pela

Tabela 1

Comprimento de embutimento do pilar
(Adaptado da ABNT NBR 9062:2006)

Excentricidade relativa	Comprimento de embutimento (l_{emb})
$\frac{M_d}{N_d n h} \leq 0,15$	1,50 nh
$\frac{M_d}{N_d n h} \geq 2,00$	2,00 nh

interface por meio de atrito, desde que exista armadura de suspensão disposta em toda a volta do cálice, calculada conforme a Eq. 1. A armadura de suspensão deve ser somada as armaduras verticais principais e secundárias.

$$A_{s, susp} = \frac{0,7 n N_d}{F_{yd}} \quad (1)$$

A punção deve ser verificada como disposta no item 6.4.5 da norma. No presente estudo não são abordados os cálculos para punção. O comprimento de embutimento do pilar na fundação (ℓ_{emb}), definido pelo item 6.2.3.1 da norma, está apresentado na Tabela 1. Os comprimentos de embutimento devem ser interpolados para valores de excentricidade relativa intermediários. De acordo com a ABNT NBR 9062:2006 [9], caso o comprimento de embutimento calculado seja maior ou igual a 200 cm pode-se adotar outros valores com referência a estudos mais aprofundados, como, por exemplo, os elaborados por modelos de elementos finitos.

A determinação da força resultante H_{supd} é definida pela Eq. (2), onde é considerada uma parcela de distribuição pelo momento e pelo esforço cortante. A distância y de aplicação da força resultante da face superior do cálice pode ser calculada pela Eq. (3).

$$H_{sup} = \frac{M_d}{0,67 n \ell_{emb}} + 1,25 n V_d \quad (2)$$

$$y = 0,167 n \ell_{emb} \quad (3)$$

Além dos esforços solicitantes de cálculos considerados na equação (2), devem ser considerados os efeitos dos esforços de montagem para o cálculo das armaduras. A espessura mínima da parede do cálice deve ser de 10 cm. O concreto de preenchimento, localizado entre o pilar e o cálice, deve ter as características iguais ou superiores que o concreto de maior resistência, devendo ser previsto tamanho máximo do agregado que permita a vibração e a concretagem adequada da região.

Na continuação, são apresentadas considerações complementares a ABNT NBR 9062:2006 [9] feitas por EL DEBS [1] sobre cálculos de esforços frente à flexão simples e oblíqua e sobre a disposição e cálculo das armaduras no cálice.

Devido às pressões produzidas pelo pilar no cálice, as paredes 1 e 2 sofrem flexão. A máxima flexão ocorre na base da parede e é produzida pela força horizontal H_{supd} . A partir dos esforços solicitantes, calcula-se a pressão superior que atua na faixa do primeiro terço superior da parede do cálice ($\ell_{emb}/3$). A armadura horizontal principal (A_{shp}) disposta nessa região pode ser calculada pela Eq. (4) para suportar os esforços solicitantes. É importante realizar as verificações para flexo-tração nessa região.

$$A_{shp} = \frac{H_{sup,d}}{2 n f_{yd}} \quad (4)$$

As armaduras verticais dispostas nas paredes 3 e 4 devem ser calculadas considerando a distribuição dos esforços como consolo. Primeiramente o ângulo β , formado pela relação geométrica do cálice externo, deve ser calculado utilizando a Eq. (5). A força vertical F_{vd} deve ser calculado com a Eq. (6). Finalmente, a arma-

dura vertical principal (A_{svp}) é calculada para resistir a força vertical F_{vd} , conforme apresentado na Eq. (7).

$$\beta = \arctg \left(\frac{\ell_c - y}{0,85 \cdot h_{ext} - 0,5 \cdot h_c} \right) \quad (5)$$

$$F_{vd} = \frac{H_{supd}}{2 \cdot \cos \beta} \quad (6)$$

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \quad (7)$$

As forças vertical e horizontal aplicadas nas paredes 3 e 4 geram uma biela na diagonal dessas paredes, o valor dessa força é calculado utilizando a Eq. (8). Devido a essa biela, essa região deve ser verificada quanto ao esmagamento do concreto, segundo a Eq. (9).

$$R_c = \frac{H_{supd}}{2} \cdot \text{tg} \beta \quad (8)$$

$$\sigma_c = \frac{R_c}{h_{bie} n h_c} \leq 0,85 n f_{cd} \quad (9)$$

Caso o cálice deva ser dimensionado em flexão oblíqua, como na maioria dos casos, EL DEBS [1] sugeriu alguns procedimentos para serem seguidos durante o cálculo, tais como: o dimensionamento das armaduras verticais deve ser feito para as duas direções e posteriormente somá-los. Essa recomendação é indicada para o caso de atuação simultânea dos momentos nas duas direções. Já para as armaduras horizontais, deve-se adotar o maior valor entre as armaduras resultantes da atuação do momento em cada direção.

Na verificação do esmagamento do concreto na biela de compressão das paredes 3 e 4 deve-se reduzir a tensão última de contato de $0,6 \cdot f_{cd}$ para $0,5 \cdot f_{cd}$. Para o comprimento de embutimento, deve-se adotar o maior valor de ℓ_{emb} obtido da análise isolada em cada direção, estando assim, a favor da segurança.

3. Ferramenta de cálculo

Para uma completa análise teórica e crítica de como os parâmetros de projeto de estruturas de conexão entre pilares pré-moldados e blocos/sapatas de fundação interferem no consumo de cada material, deve-se dispor de um eficiente método de cálculo para analisar diversas variáveis. Com essa consideração, o presente trabalho utilizou o programa desenvolvido no trabalho de PIERALISI [12], adaptando-o a um módulo de cálculo iterativo.

O programa desenvolvido por PIERALISI [12] apresenta uma fácil interação usuário/máquina, tendo 3 opções de métodos de cálculo para solucionar o problema proposto. Os métodos implementados nesse programa incluem o definido pela ABNT NBR 9062:2006 [9], pela norma italiana CNR 10025:1998 [13] e também pelo método desenvolvido por CANHA [10]. Esses métodos são resolvidos de forma analítica. Como entrada de dados é fornecido, em um primei-

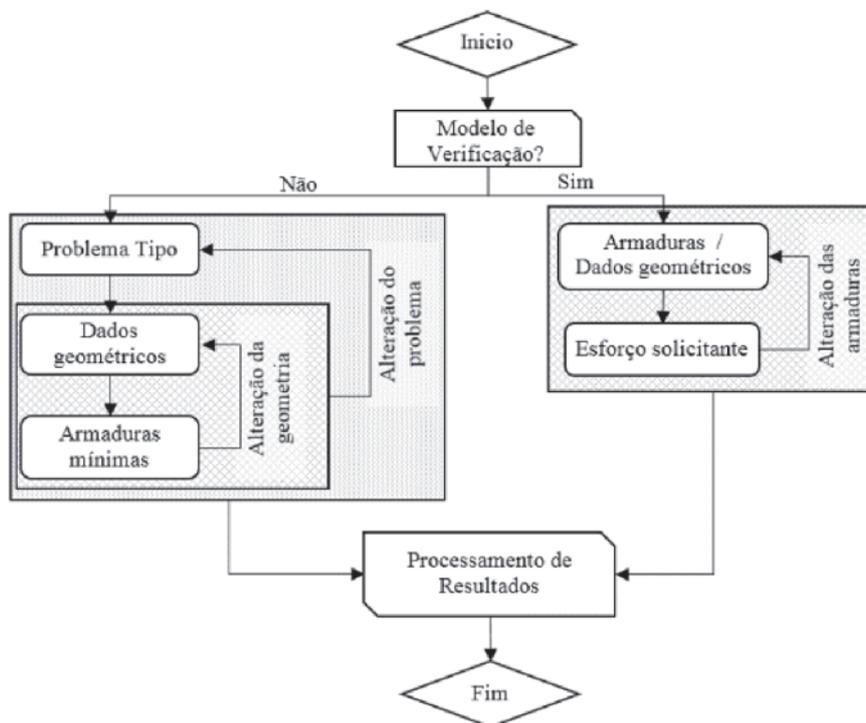


Figura 6
Fluxograma de funcionamento do programa

ro momento, os esforços solicitantes. Internamente, dependendo do método de cálculo selecionado, o programa calcula as dimensões geométricas mínimas necessárias para o cálice externo. O usuário introduz as dimensões do cálice que devem ser maiores ou iguais as mínimas fornecidas no passo anterior. Com todos os dados fornecidos, o programa calcula as seções transversais de aço mínimas. As seções transversais de aço mínimas são calculadas, também, de maneira analítica segundo o método de cálculo selecionado. O presente trabalho utilizou somente o método de cálculo proposto pela ABNT NBR 9062:2006 [9] em suas análises.

O módulo implementado tem como objetivo, por um lado, fazer uma análise da influência dos parâmetros geométricos do cálice sob a quantidade mínima necessária de armadura em certos casos. Por outro lado, utilizar um método de verificação, permitindo entrar com os parâmetros geométricos e com a armadura disposta

na peça e calcular os esforços atuantes. Em ambos os casos foram realizados estudos paramétricos.

A Figura 6 apresenta o algoritmo de cálculo utilizado neste trabalho. Como pode ser observado, está dividido em dois grupos: um responsável pela análise convencional, onde é estudada a influência de cada parâmetro geométrico do cálice com a menor quantidade de armadura requerida. O outro é responsável pelo método de verificação que determina qual o esforço solicitante máximo que a combinação geometria + armadura suporta.

Ao final dos cálculos, os resultados são processados em forma de tabelas e gráficos para verificar a influência das diferentes variáveis. Os resultados oriundos desse módulo de cálculo são apresentados no item 4.

4. Resultados

Como mostrado anteriormente, os parâmetros que modificam o valor da pressão superior na parede do cálice influenciam também na quantidade de armadura necessária para suportar as solicitações. Deve-se salientar que os resultados deste estudo não consideram a parcela referente a armadura de suspensão. Apresentam-se, primeiramente, os resultados de diferentes estudos paramétricos realizados com auxílio do módulo descrito no item 3. Na sequência, realizou-se um estudo comparativo estimando a quantidade de material (concreto em m³ e aço em kg) para as diferentes situações, anteriormente descritas. Finalmente, são apresentados os resultados obtidos pelo método de verificação, através de uma maneira rápida de calcular estruturas ligação pilar/fundação do tipo cálice com interface lisa.

Tabela 2
Problemas tipo

	Problemas tipo			
	1	2	3	4
N_k (kN)	1261	2083	1355	180
M_{xk} (kN.m)	117	-	-	-
M_{yk} (kN.m)	22	25	110	145
V_{xk} (kN)	12	50	65	35
V_{yk} (kN)	65	-	-	-

4.1 Estudos de caso

Foram analisados quatro diferentes problemas, sendo que um deles representa um caso de flexão oblíqua, enquanto, os demais representam casos de flexão normal composta com diferentes excentricidades da força normal. A Tabela 2 apresenta os valores dos esforços solicitantes para cada estudo de caso. Esses valores foram elegidos com base em projetos desenvolvidos pelos autores e também como dito anteriormente, para abranger diferentes excentricidades. O valor da resistência a compressão do concreto utilizado nesses estudos foi de 25 MPa.

4.2 Influência da seção do pilar pré-moldado

Quando se trata de estruturas pré-moldadas de concreto, algumas seções transversais de pilares são as mais usuais. Desta maneira, neste trabalho foram definidas as seções de 40x40 cm², 50x50 cm², 60x60 cm², 40x60 cm² e 60x40 cm² como objetos de estudo. Os quatro estudos de caso foram analisados para cada uma das seções de pilares. Para as propriedades geométricas dos cálices

foram considerados os valores referentes como mínimos de cálculo definido pela ABNT NBR 9062:2006 [9]. Em todos os casos analisados, tomou-se a folga entre a face do pilar e a face interna do cálice como sendo de 5 cm para cada lado.

Na tabela 3 pode ser observado um resumo dos resultados para os 4 problemas tipo com as variações da seção do pilar (h_x e h_y). Seguindo as orientações de norma foram definidos a espessura do cálice (h_c) e o comprimento de embutimento (ℓ_{emb}) como os valores mínimos recomendados. A definição destes dois parâmetros permite a imediata avaliação do volume de concreto. Para essa estimativa foi considerado somente o cálice, independentemente do restante da estrutura de fundação. Na sequência, as seções de armaduras mínimas de aço para resistir aos esforços solicitantes foram calculadas. A quantidade total de aço foi estimada sem considerar nenhuma armadura de ancoragem e também não se adotou uma bitola específica para a armadura.

Analisando primeiramente os resultados geométricos, pode-se observar que com o aumento das dimensões da seção transversal do pilar os valores mínimos para a espessura do cálice e o comprimento de embutimento também aumentam. Deve ser ressaltado

Tabela 3

Influência da seção do pilar no consumo de material do cálice do bloco de fundação

Problema tipo	h_x (cm)	h_y (cm)	h_c (cm)	ℓ_{emb} (cm)	Conc. vol. (m ³)	A_{shp} (cm ²)	A_{svp} (cm ²)	A_{svs} (cm ²)	A_{shs} (cm ²)	$A_{s,tot}$ (kg)
1	40	40	14	62	0,22	3,23	3,69	1,48	0,87*	15,63
	50	50	17	77	0,40	2,34	2,89	1,53*	1,31*	17,34
	60	60	20	90	0,65	1,82	2,34	2,10*	1,80*	20,83
	40	60	20	90	0,58	1,82	2,53	2,10*	1,80*	20,26
	60	40	20	90	0,58	1,82	2,75	2,10	1,80*	20,91
2	40	40	14	60	0,22	2,01	1,66	1,05*	0,84*	8,95
	50	50	17	75	0,39	1,81	1,56	1,53*	1,28*	12,86
	60	60	20	90	0,65	1,67	1,48	2,10*	1,80*	17,98
	40	60	20	90	0,58	1,67	1,86	2,10*	1,80*	18,01
	60	40	20	90	0,58	1,67	1,48	2,10	1,80*	16,89
3	40	40	14	62	0,22	5,57	4,76	1,90	1,19	22,09
	50	50	17	77	0,40	4,74	4,19	1,68	1,31*	25,10
	60	60	20	90	0,65	4,25	3,76	2,10*	1,80*	30,21
	40	60	20	90	0,58	4,25	4,72	2,10*	1,80*	31,15
	60	40	20	90	0,58	4,25	3,76	2,40	1,80*	29,20
4	40	40	14	80	0,29	5,06	5,60	2,79	1,40	29,86
	50	50	17	95	0,50	4,37	4,78	2,71	1,62*	33,28
	60	60	20	110	0,79	3,87	4,20	2,78	2,20*	37,95
	40	60	20	90	0,58	4,58	5,09	2,10*	1,80*	32,84
	60	40	20	110	0,70	3,87	4,20	2,58	2,20*	35,32

* Uso de armadura mínima

que o comprimento de embutimento é função da seção transversal do pilar e também da excentricidade de cálculo dos esforços solici-

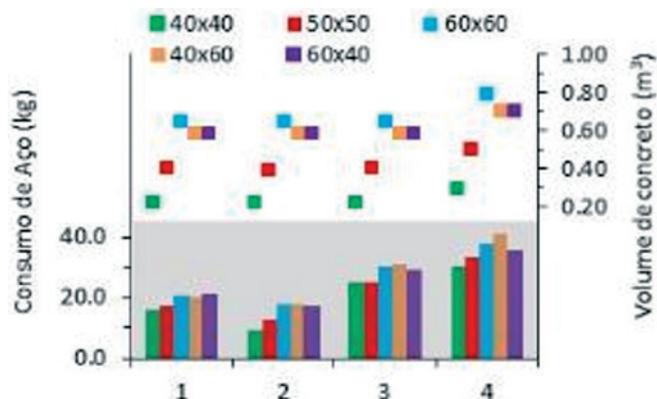


Figura 7
Consumo de materiais para o cálice

tantes. A relação entre o comprimento de embutimento e a excentricidade dos esforços é demonstrada pelos estudos de caso 2, 3 e 4 que apresentam esforços na mesma direção, com intensidades diferentes que modificam a excentricidade de cálculo.

No caso das armaduras, demonstram-se situações diferentes para cada seção armada do cálice. Desta maneira, cada tipo de armadura será discutido separadamente. A armadura horizontal principal (A_{shp}) tem uma seção menor conforme se aumenta o comprimento de embutimento, que, por sua vez, está relacionado com o aumento das dimensões do pilar. A armadura horizontal secundária (A_{shs}) apresenta um acréscimo de sua seção com o aumento da seção transversal do pilar, devido principalmente ao aumento do comprimento de embutimento que eleva a seção de concreto no local dessa armadura e exige o uso de armadura mínima.

A armadura vertical principal (A_{svp}), assim como a armadura horizontal principal, apresenta um decréscimo de sua seção ao aumentar a seção transversal do pilar. Para essa armadura pode-se observar a nítida influência da direção dos esforços predominantes, no problema tipo 1 os esforços predominantes atuam na

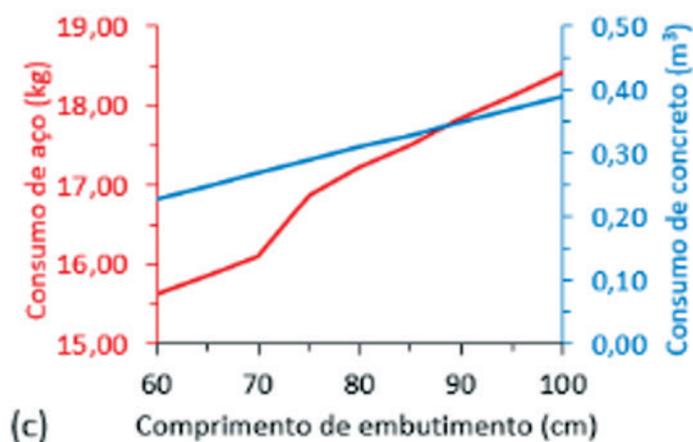
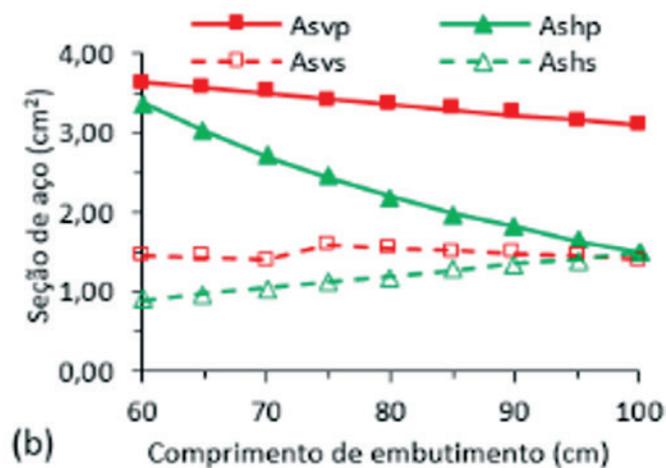
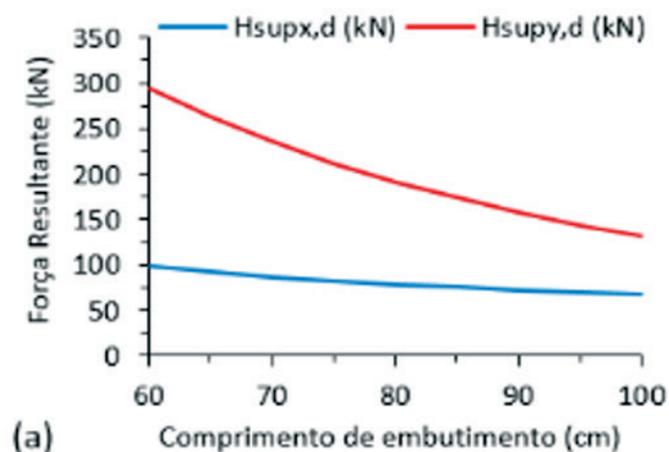


Figura 8
Influência da variação do comprimento de embutimento sobre as forças resultantes superiores (a), sobre a seção de aço de cálculo (b) e sobre o consumo de materiais (c)

direção Y e, ao serem comparadas as armaduras obtidas para as seções transversais dos pilares 40 x 60 cm e 60 x 40 cm (2,53 e 2,75 cm² respectivamente), observa-se que quando a maior dimensão do pilar está na mesma direção dos maiores esforços, o A_{svp} é menor. O mesmo acontece com os estudos de caso 2, 3 e 4. No entanto os esforços atuam predominantemente na direção X (o uso dos pilares com seção transversal 60 x 40 cm nesses casos é mais eficiente). Foram observados dois comportamentos distintos em relação a armadura vertical secundária (A_{svs}). O primeiro, ocorre quando a seção transversal de concreto é suficiente para resistir aos esforços solicitantes. Neste caso, a armadura disposta será a mínima estabelecida por norma. Foi observado que com o aumento da seção transversal do pilar, mais armadura será necessária. Por outro lado, quando a seção transversal de concreto não é suficiente para resistir aos esforços solicitantes, com o aumento da seção transversal do pilar, menos armadura é necessária para suportar os carregamentos solicitantes.

Entretanto, a análise somente da seção de armadura mínima de cálculo para suportar os esforços solicitantes em alguns casos pode apresentar-se ilusória, como, por exemplo, apresentar uma seção necessária de aço menor e, no entanto, devido as geometrias do cálice, o consumo de aço ser maior. A Figura 7 apresenta um gráfico que relaciona o consumo de cada tipo de material com a seção transversal do pilar utilizada no cálculo de cada estudo de caso. O eixo horizontal representa os 4 estudos de caso, o eixo vertical à esquerda representa o consumo de aço em kg e o eixo vertical à direita representa o consumo de concreto em m³. A parte inferior do gráfico, representada em barras, relaciona o consumo de aço para cada simulação. A parte superior do gráfico, representada em pontos, relaciona o consumo de concreto para cada simulação.

Analisando somente as seções transversais quadradas dos pilares (40 x 40 cm, 50 x 50 cm e 60 x 60 cm) observa-se uma relação praticamente linear tanto para o consumo de aço quanto de concreto. Com o aumento das dimensões da seção transversal do pilar, o consumo de aço e de concreto aumentam. As seções transversais retangulares dos pilares (40 x 60 cm e 60 x 40 cm) devem ser estudadas caso a caso para verificar qual direção consome menos material. Entretanto, ao comparar essas seções retangulares de 60 x 40 cm com a seção transversal quadrada de 60 x 60 cm, para os estudos de caso de 2 a 4, as retangulares apresentam consumos de materiais inferiores.

4.3 Influência do comprimento de embutimento (l_{emb})

Para os estudos paramétricos sobre a influência do comprimento de embutimento (4.3) e da espessura da parede (4.4) sobre as armaduras do cálice, escolheu-se a seção 40 x 40 cm² como seção de estudo, utilizando os esforços dos estudo de caso definidos na tabela 4. Primeiramente será analisado o estudo de caso 1 sob a influência do aumento do comprimento de embutimento, por ser o único dos casos com flexão oblíqua. A espessura da parede do cálice foi estipulada utilizando a mínima necessária definida pela norma ABNT NBR 9062:2006, sendo seu valor igual a 14 cm. A Figura 8a apresenta a variação das forças resultantes superiores com o aumento do comprimento de embutimento. A força superior na direção X ($H_{sup,x,d}$) está representada em azul, e a força superior na direção

Y ($H_{sup,y,d}$) em vermelho. Como esperado, devido a predominância dos esforços solicitantes, a magnitude da força resultante superior na direção Y é maior e também a que sofre maior alteração com o aumento do comprimento de embutimento devido a composição dos esforços solicitantes. Como apresentado anteriormente no item 2, o valor da força resultante superior é função direta do comprimento de embutimento e dos esforços solicitantes. Observa-se um decréscimo de aproximadamente 55% de $H_{sup,y,d}$ ao variar o comprimento de embutimento de 60 cm para 100 cm mas, para a direção X, o decréscimo é de cerca de 30 % para a mesma variação do comprimento de embutimento.

A Figura 8b apresenta os valores das seções de armaduras calculadas para suportar os esforços solicitantes com a variação do comprimento de embutimento. As curvas contínuas representam as armaduras principais, as tracejadas representam as armaduras secundárias, sendo que a cor verde refere-se às armaduras horizontais e a cor vermelha às armaduras verticais.

Nesse estudo de caso, a armadura A_{shp} sofre uma influência direta da força resultante superior máxima, decrescendo aproximadamente 55% com a variação de 60 cm a 100 cm do comprimento de embutimento. O fato de apresentar um decréscimo da seção de armadura igual ao decréscimo da força resultante máxima superior não é um acaso. Ao contrário, os casos apresentados na sequência exibem o mesmo padrão pois, como discutido no item 2, o cálculo de A_{shp} tem como principal variável justamente a força resultante superior. Logo, a armadura A_{shs} apresenta um acréscimo de sua seção com o acréscimo do comprimento de embutimento, devido a apresentar o valor mínimo referente a seção de concreto em análise.

A armadura A_{svp} para o mesmo caso apresenta um decréscimo significativo. Como o estudo de caso em análise está solicitado em ambas as direções, há uma compensação dos esforços diminuindo a seção de armadura A_{svp} com o aumento do comprimento de embutimento. A armadura A_{svs} apresenta um decréscimo semelhante ao exibido pela armadura vertical principal. No entanto, entre os comprimentos de embutimento de 70 cm e 75 cm a armadura vertical secundária apresenta um salto devido a mudança de consolo curto para consolo longo.

Da mesma forma que foi analisado o consumo de materiais para a utilização de diferentes seções transversais de pilares, a Figura 8c apresenta o consumo de concreto em azul e de aço em vermelho sob influência do comprimento de embutimento. Observa-se um aumento do consumo tanto de aço, quanto de concreto com o aumento do comprimento de embutimento. Observa-se um salto no consumo de aço entre os comprimentos de 70 cm e 75 cm devido ao fenômeno observado no cálculo da armadura vertical secundária.

Para os estudos de caso 2, 3 e 4, a principal diferença é a intensidade dos esforços solicitantes. Por esse motivo, os três casos são abordados e discutidos de forma conjunta. A Figura 9a mostra os resultados das seções de aço para as simulações do estudo de caso 2 variando o comprimento de embutimento. Observa-se que a seção de armadura horizontal principal (A_{shp}) foi a única que decresceu com o aumento do comprimento de embutimento, como consequência direta da redução da força resultante superior com o aumento do comprimento de embutimento. A armadura A_{shs} apresenta um crescimento constante por ser definida integralmente

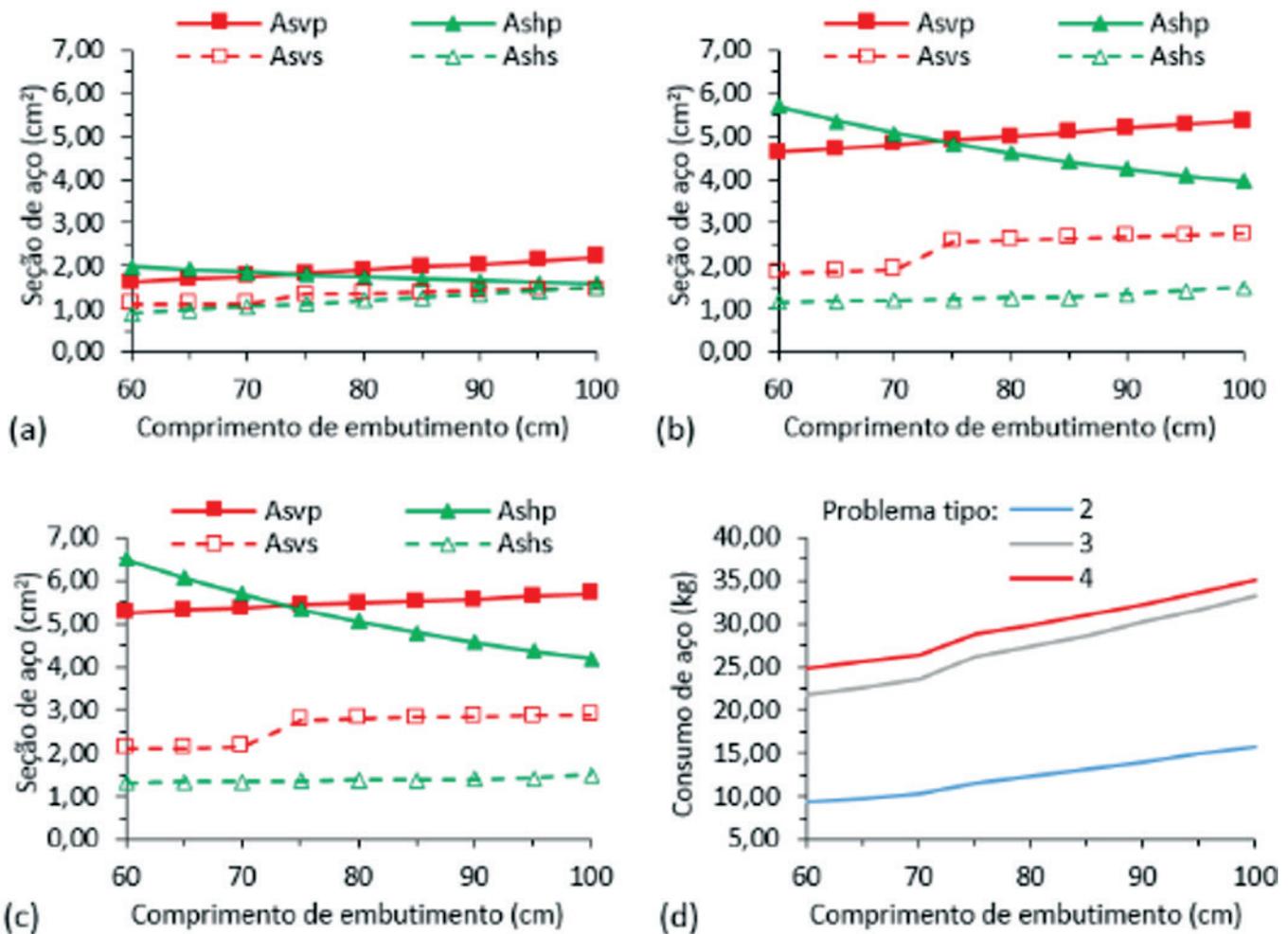


Figura 9
Influência da variação do comprimento de embutimento sobre a seção de aço de cálculo problema tipo 2 (a), 3 (b) e 4 (c) e sobre o consumo de materiais (d)

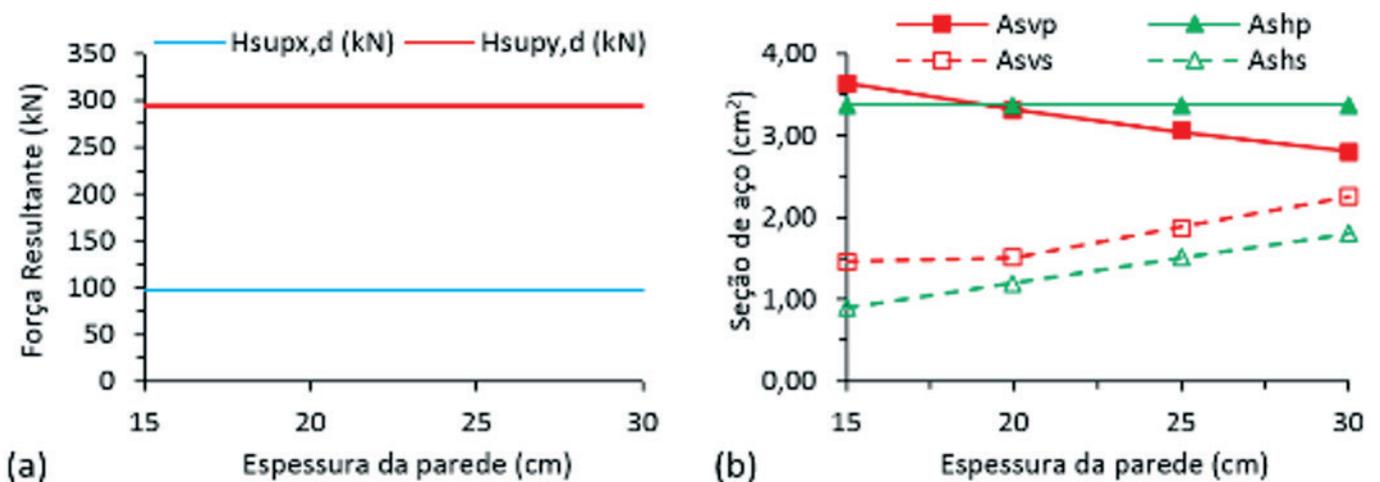


Figura 10
Forças resultantes superiores sob influência da variação da espessura da parede do cálice

como armadura mínima pela seção de concreto. Para a armadura A_{svp} observa-se um comportamento diferente do apresentado no estudo de caso 1. Mesmo com a redução da força superior resultante por conta do acréscimo do comprimento de embutimento, não foi suficiente para reduzir a armadura A_{svp} . A armadura secundária A_{svs} mostra um comportamento bastante semelhante ao estudo de caso anterior, apresentando um salto entre os comprimentos de embutimento 70 cm e 75 cm devido a mudança do tipo de consolo e o uso de armadura mínima referente a seção de concreto com comprimentos de embutimento menores ou iguais a 70 cm.

A Figura 9b mostra a curva dos resultados de seção de aço para o estudo de caso 3. A intensidade dos esforços solicitantes desse estudo de caso é maior que do caso anterior, ocasionando maior magnitude dos resultados de seção de aço. No caso da armadura A_{shs} , necessita-se de armadura mínima somente com comprimentos de embutimento maiores ou iguais a 85 cm. Para as demais seções de aço o comportamento é bastante semelhante ao discutido no caso anterior. A Figura 9c mostra os resultados das seções de aço com a variação do comprimento de embutimento para o estudo de caso 4, caso em que os esforços solicitantes são de maior magnitude gerando, as-

sim, maiores valores de armadura. O comportamento é semelhante aos dois últimos estudos de caso exemplificados, com exceção da armadura A_{shs} que recai no valor mínimo somente com comprimentos de embutimento maiores ou igual a 95 cm. Observa-se que os valores de seção de aço calculados para o estudo de caso 4 com comprimentos de embutimento inferior a 80 cm são meramente para uso comparativo, já que a norma ABNT NBR 9062:2006 [9] recomenda a utilização de um comprimento de embutimento maior ou igual a 80 cm. A Figura 9d apresenta a evolução do consumo de aço em kg para os três últimos estudos de caso apresentados, representando os resultados para o estudo de caso 2 em azul, 3 em cinza e 4 em vermelho, com o aumento do comprimento de embutimento. Observa-se que para todos os casos discutidos, o consumo de aço aumenta com o comprimento de embutimento.

4.4 Influência da espessura da parede (h_c)

Inicialmente será analisada a influência do aumento da espessura da parede do cálice relativo ao estudo de caso 1, utilizando um comprimento de embutimento igual a 60 cm e variando a espessura da parede de 15 cm a 30 cm. A Figura 10 apresenta a variação

Tabela 4

Influência da modificação dos parâmetros geométricos para o problema tipo 4

h_c (cm)	l_{emb} (cm)	Conc. vol. (m ³)	A_{shp} (cm ²)	A_{svp} (cm ²)	A_{svs} (cm ²)	A_{shs} (cm ²)	$A_{s,tot}$ (kg)	Haunch type
15	60	0,23	5,71	4,63	1,85	1,16	21,79	Short
20	60	0,34	5,71	4,21	1,68	1,20*	22,25	Short
25	60	0,45	5,71	3,86	1,88*	1,50*	23,98	Short
30	60	0,58	5,71	3,56	2,25*	1,80*	26,27	Short
15	70	0,27	5,08	4,82	1,93	1,20	23,63	Short
20	70	0,39	5,08	4,38	1,75	1,40*	24,01	Short
25	70	0,52	5,08	4,02	1,88*	1,75*	25,54	Short
30	70	0,67	5,08	3,71	2,25*	2,10*	27,86	Short
15	80	0,31	4,61	5,00	2,60	1,25	27,36	Long
20	80	0,45	4,61	4,55	1,82	1,60*	26,16	Short
25	80	0,60	4,61	4,18	1,88*	2,00*	27,46	Short
30	80	0,77	4,61	3,86	2,25*	2,40*	29,84	Short
15	90	0,35	4,25	5,19	2,68	1,35*	30,17	Long
20	90	0,50	4,25	4,72	2,79	1,80*	31,29	Long
25	90	0,68	4,25	4,33	2,98	2,25*	32,97	Long
30	90	0,86	4,25	4,00	2,25*	2,70*	32,09	Short
15	100	0,39	3,95	5,38	2,75	1,50*	33,27	Long
20	100	0,56	3,95	4,89	2,86	2,00*	34,28	Long
25	100	0,75	3,95	4,49	3,04	2,50*	35,92	Long
30	100	0,96	3,95	4,14	3,31	3,00*	38,16	Long

* Uso de armadura mínima

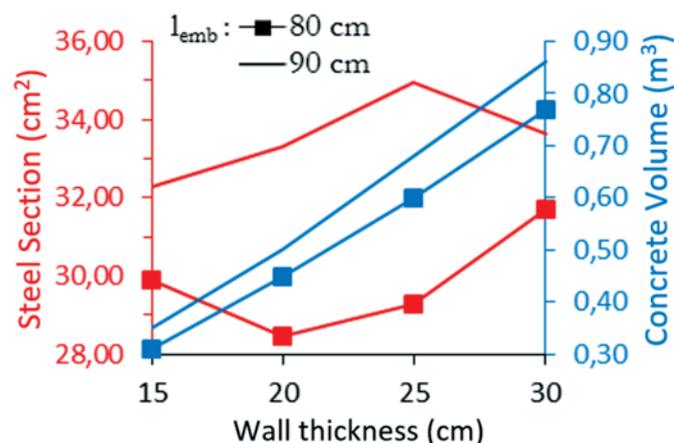


Figura 11
Resultados de consumo de aço e de concreto para os casos de l_{emb} igual a 80 e 90 cm

das forças resultantes superiores com o aumento da espessura da parede. A força superior na direção X ($H_{sup,x,d}$) está representada em azul e a força superior na direção Y ($H_{sup,y,d}$) em vermelho. Como se pode observar as forças resultantes em ambas direções não sofrem nenhuma alteração ao aumentar a espessura do cálice.

A Figura 10b apresenta um resumo da seção de aço necessária para suportar os esforços solicitantes com a variação da espessura da parede do cálice. Como a força resultante superior não sofre nenhuma alteração ao variar a espessura do cálice e considerando que a armadura A_{shp} é função direta deste parâmetro, então esta armadura não sofre alteração de seu valor com a alteração da espessura. A armadura A_{shs} neste caso, é a armadura mínima de cálc-

culo relativa a seção de concreto em todas as situações simuladas, sofrendo assim um acréscimo ao aumentar a espessura da parede. Por outro lado, o valor da armadura A_{svp} necessária sofre redução com o incremento da espessura da parede do cálice, devido a uma maior contribuição da seção de concreto para suportar os esforços solicitantes. A armadura A_{svs} apresenta um acréscimo da seção necessária de aço para suportar os esforços solicitantes ao aumentar a espessura da parede do cálice. Contudo, observa-se que a armadura referente a seção de aço passa a ser considerada mínima com espessuras de parede maiores ou igual a 20 cm. Trata-se de um comportamento contrário ao observado no caso do incremento do comprimento de embutimento. Ao aumentar somente o comprimento de embutimento pode-se modificar o tipo de consolo de curto para longo, devido a maneira como a tensão é transmitida para a base do cálice. No caso de se aumentar somente a espessura da parede do cálice, observa-se o contrário, os consolos podem passar de longos para curtos (ou mesmo para muito curtos em casos especiais). Por esse motivo, identifica-se a importância de analisar esses dois parâmetros geométricos de maneira conjunta.

4.5 Influência da espessura da parede conjunta com o comprimento de embutimento

Conforme mencionado no item 4.4, é importante analisar a influência tanto da espessura da parede quanto do comprimento de embutimento de maneira conjunta. Desta maneira, considerou-se para os estudos de caso 2, 3 e 4 a verificação da influência da espessura da parede com dimensão de 15 a 30 cm e do comprimento de embutimento com uma variação de 60 a 100 cm. Devido ao grande número de análises e a semelhança do comportamento dos resultados, será apresentado uma tabela resumo contendo os valores da espessura da parede (h_c), os valores do compri-

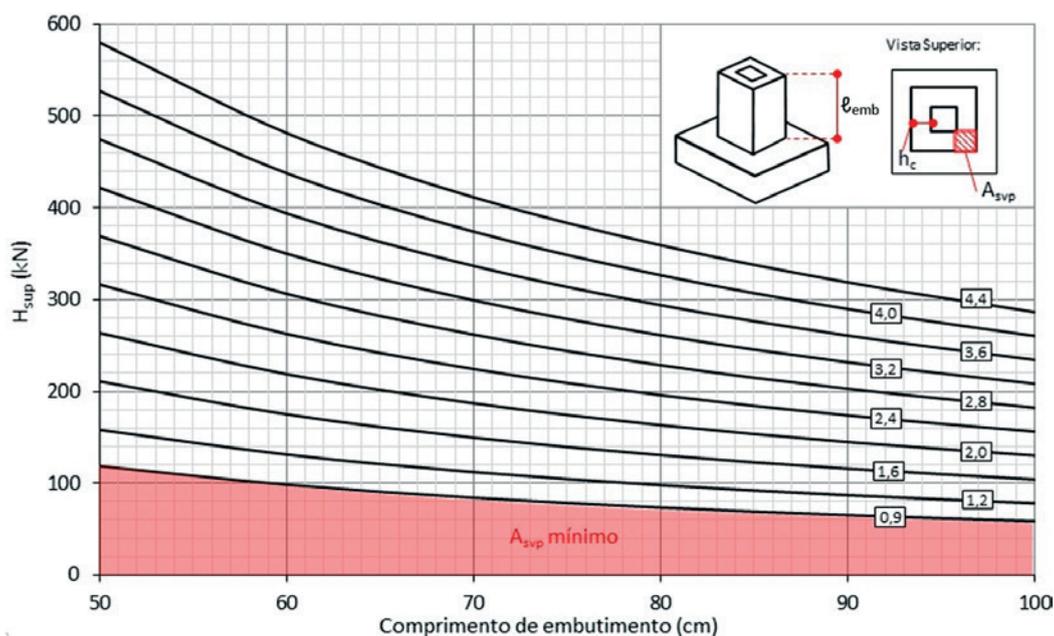


Figura 12
Ábaco para cálculo da armadura vertical principal (cm²) para concreto C25 e aço CA-50

mento de embutimento (l_{emb}), o volume de concreto estimado, os resultados calculados para as armaduras A_{shp} , A_{svp} , A_{svs} e A_{shs} , os valores do consumo estimado de aço e a identificação do tipo de consolo para o caso 4. Os resultados obtidos estão sintetizados na tabela 4.

A ação combinada do incremento da espessura da parede do cálice com o comprimento de embutimento pode, em alguns casos, modificar o tipo de cálculo de consolo para as paredes 3 e 4. Ao aumentar o comprimento de embutimento, o modelo de cálculo de consolo pode passar de curto para longo. Por outro lado, ao aumentar a espessura da parede do cálice o modelo de cálculo pode mudar de longo para curto, como observado para os comprimentos de embutimento de 80 e 90 cm no exemplo da tabela 4. O consumo de material (aço em kg e concreto em m^3) para os casos com comprimento de embutimento de 80 e 90 cm variando a espessura da parede do cálice está apresentado na Figura 11. Os consumos de aço estão apresentados em vermelho e a volume de concreto em azul, as linhas com um quadrado representam o comprimento de embutimento de 80 cm e as linhas contínuas o comprimento de embutimento de 90 cm. Quanto ao consumo de concreto, quanto maiores as dimensões geométricas, maior será o consumo. Entretanto podem ser observadas quedas do consumo de aço em ambos os casos apresentados. Nos casos com comprimento de embutimento igual a 80 cm, observa-se uma redução de aproximadamente 5 % ao utilizar uma espessura de parede do cálice igual a 20 cm ao invés de 15 cm. Já para o comprimento de embutimento igual a 90 cm, pode-se observar uma redução de aproximadamente 4 % ao utilizar uma espessura de parede do cálice igual a 30 cm ao invés de 25 cm. Ao analisar os resultados na tabela 4 constata-se a mudança do modelo de cálculo utilizado para as paredes 3 e 4, alterando o cálculo como modelo de consolo longo para um de consolo curto, o que justifica os decréscimos apresentados.

4.6 Modelo de verificação

Os resultados dos estudos paramétricos, anteriormente apresentados, mostram a influência da geometria do cálice sobre a armadura requerida capaz de resistir aos esforços solicitantes. Entretanto, é necessária uma ferramenta para auxiliar a tomada de decisões quanto a um projeto mais econômico de estruturas de cálices. Nesse sentido, este trabalho são apresentados ábacos que relacionam os esforços solicitantes com as geometrias do cálice e fornecem a armadura requerida.

Como exemplo, apresenta-se dois ábacos, detalhados, referentes às armaduras vertical principal e secundária, cuja determinações envolvem a maior complexidade de cálculo. Os esforços solicitantes são considerados como força resultante superior (H_{sup}) e cada ábaco corresponde a uma espessura de parede do cálice. A Figura 12 apresenta o ábaco para cálculo da armadura vertical principal para cálices com espessura de parede igual a 15 cm, seção do pilar de 40 x 40 cm^2 e concreto com resistência de 25 MPa. O ábaco é composto pela força resultante superior no eixo vertical e o comprimento de embutimento no eixo horizontal, cada uma das linhas representa um valor de seção de armadura vertical principal. Como ilustrado no canto direito superior da Figura 12, a seção de armadura calculada é referente a somente um dos cantos do cálice e deve ser disposta também nos outros 3 cantos. Observa-se, ainda, o destaque (em vermelho) na parte inferior da figura, indicando a necessidade do uso da armadura mínima para essas magnitudes de força.

Este procedimento permite a geração de um conjunto de ábacos que facilita o projeto das ligações pilar pré-moldado/fundação por meio de cálice. Assim, através de procedimento análogo, é possível determinar as outras armaduras para diferentes espessuras de parede do cálice.

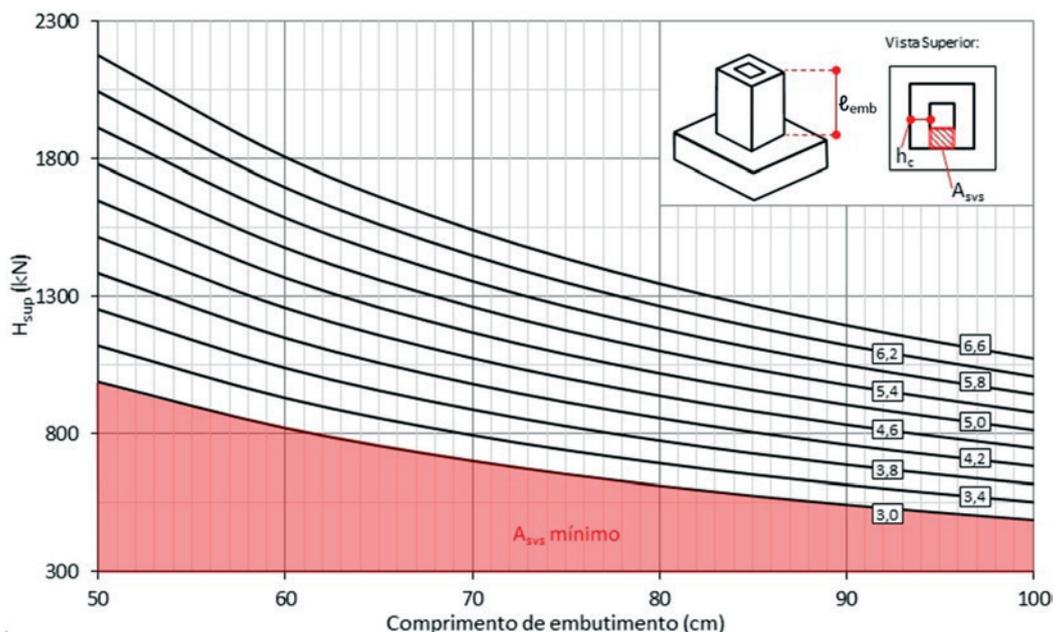


Figura 13

Ábaco para cálculo da armadura vertical secundária (cm^2) para concreto C25 e aço CA-50

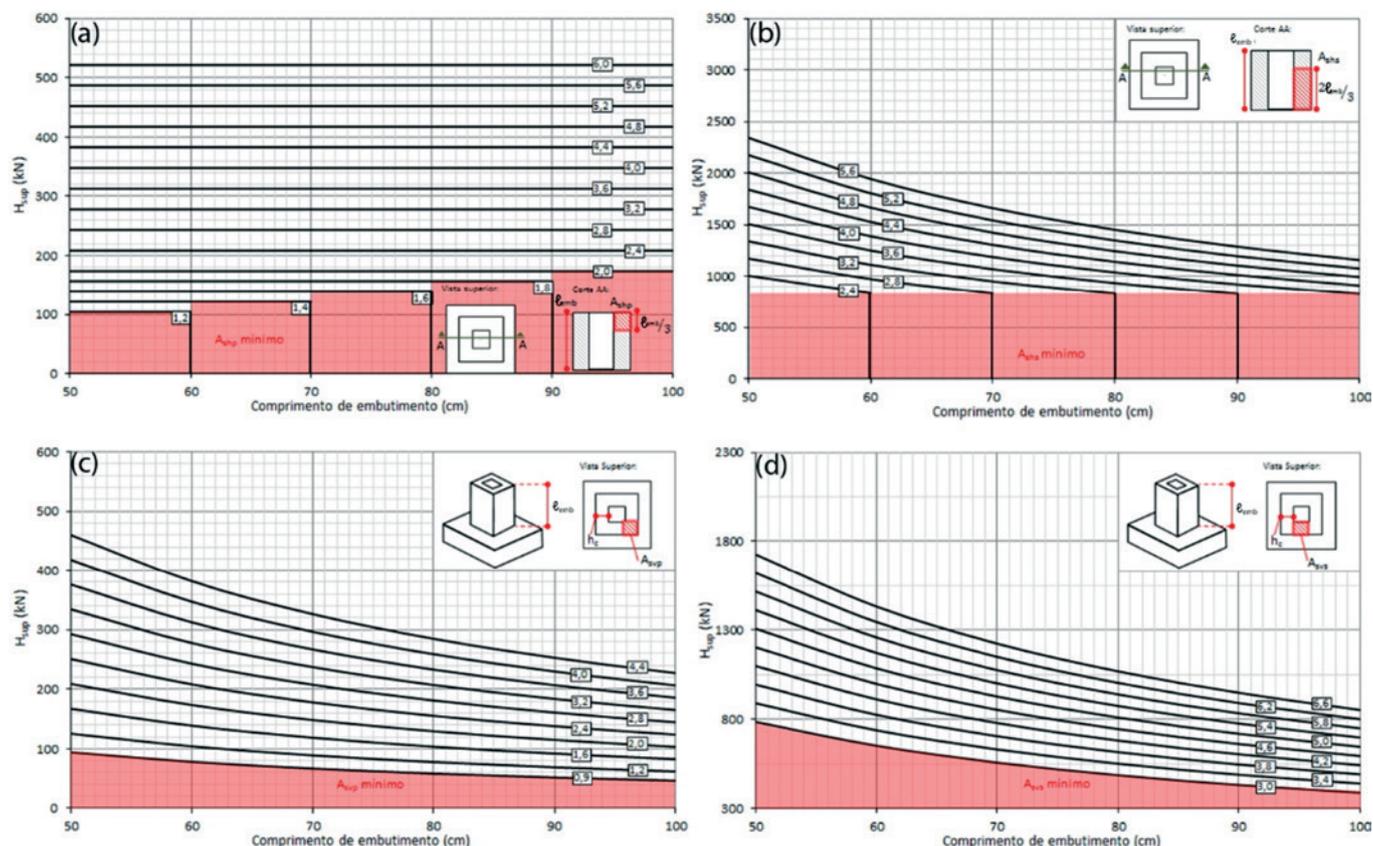


Figura 14
 Ábacos para cálculo das armaduras (cm^2) do cálice com espessura de parede (h_c) de 15 cm, pilar de seção transversal de 25 x 25 cm, concreto C25 e aço CA-50

Utilizando as mesmas variáveis de entrada, espessura de parede igual a 15 cm, seção do pilar de 40 x 40 cm^2 e concreto com resistência de 25 MPa, foi gerado um ábaco para o cálculo da armadura vertical secundária, apresentado na Figura 13. O ábaco da armadura vertical secundária também é composto pela força resultante superior no eixo vertical e o comprimento de embutimento no eixo horizontal. No entanto, ao comparar os dois ábacos (Figura 12 e 13) pode-se observar que as escalas dos eixos verticais são diferentes, a Figura 13 apresenta uma escala de 0 a 600 kN, enquanto a Figura 13 uma escala de 300 a 2300 kN. Essa variação de escalas é justificada pela diferença de tensões experimentadas para cada região em análise, sendo que a região onde deve ser disposta a armadura vertical principal é a região responsável por transmitir a maior parte das tensões para o bloco de fundação, já a região onde a armadura vertical secundária deve ser disposta não recebe o mesmo nível de tensões. No canto direito superior da Figura 13 está ilustrado a região de cálculo da seção de armadura calculada, referente a somente um dos centros das paredes do cálice e deve ser disposta também nos outros 3 centros de paredes.

A Figura 14 apresenta os ábacos para as armaduras do cálice de fundações considerando a espessura de parede igual a 15 cm, a seção do pilar de 25 x 25 cm^2 e o concreto com resistência de 25

MPa. O ábaco referente ao cálculo da armadura horizontal principal está apresentado na Figura 14a, onde é possível observar as armaduras mínimas necessárias para cada comprimento de embutimento apresentadas em vermelho e, também, que a armadura horizontal principal é função direta da intensidade da força resultante superior. As Figuras 14b, 14c e 14d apresentam, de maneira análoga, os ábacos para os cálculos das armaduras horizontal secundária, vertical principal e vertical secundária, respectivamente.

5. Conclusões

Considerando os resultados dos estudos paramétricos e dos procedimentos de cálculo sugeridos neste estudo, pode-se concluir que:

- Ao aumentar as seções transversais do pilar, aumenta-se a geometria do cálice, mas as seções de aço mínimas requeridas são menores. Entretanto ao tratar do consumo final dos materiais, observa-se um incremento tanto no consumo de concreto quanto no consumo de aço com o aumento da seção transversal do pilar.
- Ao comparar as seções retangulares dos pilares observa-se que as seções mais econômicas são as que estão na direção da maior sollicitação. Portanto, evidencia-se a importância de analisar diferentes seções transversais para buscar a seção ótima.
- O aumento do comprimento de embutimento do pilar no cálice

reduz consideravelmente a força resultante que atua na parede 1, impactando na diminuição da quantidade de armadura horizontal principal (A_{shp}). Todavia, o aumento do comprimento de embutimento fragiliza as paredes 3 e 4 e aumenta os esforços de flexo-tração, resultando em um aumento das armaduras verticais (observado principalmente nos estudos de casos de 2 a 4, onde a combinação de esforços é mais desfavorável).

- O aumento da espessura da parede do cálice não reflete na resultante da força que atua na parede 1, como o aumento do comprimento de embutimento, entretanto acarreta em um aumento da resistência das paredes 3 e 4 (paredes que trabalham como consolos), diminuindo assim, a seção mínima necessária de armaduras verticais.
- Torna-se evidente que deve ser realizado um estudo combinado entre comprimento de embutimento e a espessura da parede do cálice para buscar a geometria ótima do cálice de fundações. Observa-se, também, que ao analisar diferentes geometrias para o cálice os resultados de consumo de aço apresentam pontos de inflexão, sugerindo que o modelo de cálculo pode ser otimizado.
- O uso de ábacos, como os que foram apresentados neste trabalho, simplifica o projeto e torna uma análise comparativa entre diferentes soluções factível. Deve-se constatar que em uma construção pré-moldada busca-se a maior uniformidade de peças. Portanto ao estudar qual a melhor seção das peças, seção mais econômica, estará trabalhando com um elevado número de peças submetidas a diferentes esforços e condições de contorno. Desta maneira, métodos, como a utilização de ábacos, que facilitem esse processo são de extrema importância.

6. Referências bibliográficas

- [1] EL DEBS, M. K. Concreto pré-moldado: fundamentos e aplicações. 1.ed. São Carlos, SP, Publicação EESC-USP. 2000.
- [2] DELALIBERA, R. G.; GIONGO, J. S. Análise numérica de blocos sobre duas estacas com cálice embutido, submetido à ação de força de compressão excêntrica, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 6, Number 3 (June 2013) p. 436-474.
- [3] CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Análise crítica dos modelos e recomendações para o projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 95-136.
- [4] LEONHARDT, F.; MÖNNIG, E. Construções de concreto: Princípios básicos sobre armação de estruturas de concreto armado. v.3, 1.ed. Rio de Janeiro, Interciência. 1977.
- [5] CANHA, R. M. F.; JAGUARIBE JR., K. de B.; EL DEBS, A. L. H. de C.; EL DEBS, M. K. Analysis of the behavior of transverse walls of socket base connections, Engineering Structures, Volume 31, Issue 3, March 2009, p. 788-798.
- [6] CAMPOS, G. M. Recomendações para o projeto de cálices de fundação. São Carlos. 183p. Dissertação (Mestrado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2010.
- [7] CARVALHO, R. R.; CANHA, R. M. F. Análise da ligação do cálice embutido em bloco de fundação, Scientia Plena, Volume 8, Number 12b (2012) p. 1-9.
- [8] CANHA, R. M. F.; CAMPOS, G. M.; EL DEBS, M. K. Modelo e recomendações de projeto da ligação pilar-fundação por meio de cálice com interfaces rugosas, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 5, Number 2 (April 2012) p. 182-218.
- [9] ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 9062 - Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, ABNT. 2006.
- [10] CANHA, R. M. F.; EL DEBS, M. K. Proposta de modelo de projeto para a ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado, Revista IBRACON de Estruturas, Volume 2, Number 2 (June 2006) p. 137-166.
- [11] CANHA, R. M. F. Estudo teórico-experimental da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. São Carlos. 279p. Tese (Doutorado). Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo. 2004.
- [12] PIERALISI, R. Análise teórica da ligação pilar-fundação por meio de cálice em estruturas de concreto pré-moldado. Curitiba. 80p. Trabalho final de curso. Engenharia Civil, Universidade Federal do Paraná. 2011.
- [13] CONSIGLIO NAZIONALE DELLE RICERCHE. CNR-10025 – La normative sui prefabbricati. Milano. 1998.