

ANÁLISE ESTRUTURAL DE SAPATAS PRÉ-MOLDADAS EM CONCRETO ARMADO POR MEIO DO MÉTODO DOS ELEMENTOS FINITOS

Diego Felipe Abrahão Capraro (Universidade Paulista) E-mail: diegocapraro@gmail.com
Ana Paula Brandão Capraro (Universidade Federal do Paraná) E-mail: anapcapraro@gmail.com

Resumo: As sapatas pré-moldadas podem ser empregadas como solução em obras, nos casos em que as fundações diretas podem ser adotadas, em casos de restrições de prazo ou clima desfavorável. O uso do pré-moldado permite a moldagem antecipada da peça, em local diferente do definitivo, podendo resultar em ganhos no cronograma. Contudo, devido às condições de transporte e içamento da peça, são gerados esforços específicos no elemento, que devem ser analisados de forma diferenciada. O objetivo da pesquisa foi a análise dos esforços resultantes do manuseio dessas peças, por meio de um estudo de caso de uma obra em Imperatriz-MA, a qual adotou a solução das fundações em sapatas pré-moldadas. A análise realizada considerou simulações, por meio do método dos elementos finitos, com diferentes modelos estruturais, avaliando diferentes posições de içamento, no cálice e na base. As análises realizadas verificaram a existência de esforços de momento negativo (tração na parte superior), devido às condições de transporte, que usualmente não são encontrados em sapatas convencionais. Porém, para os casos analisados, não foi necessário à disposição de armaduras adicionais para os esforços de montagem, isto é, a armadura, devido ao dimensionamento geotécnico, seria suficiente para resistir aos esforços solicitantes. Os resultados também indicaram menores esforços no caso de içamento pela base da sapata e apontaram o modelo de placa como o mais adequado para este tipo de análise. A pesquisa pode auxiliar os projetistas e os fabricantes de pré-moldados, quanto a escolha do método de análise estrutural e a posição de içamento.

Palavras-chave: Sapatas pré-moldadas; içamento; elementos finitos; modelo de placa.

STRUCTURAL ANALYSIS OF PRECAST FOOTINGS IN REINFORCEMENT CONCRETE THROUGH THE FINITE ELEMENT ANALYSIS (FEA)

Abstract: Precast footings can be used as a solution in works, in cases where shallow foundations can be adopted, in case of time and weather restrictions. The use of the precast allows the early molding of the part, in a different place from the definitive one, which may result in gains in the schedule. However, due to the conditions of transport and lifting of the part, specific stresses are generated in the element, which must be analyzed differently. The objective of the research was to analyze the stresses resulting from the handling of these parts, through a case study of a work in Imperatriz-MA, which adopted the solution of the foundations in precast footings. The analysis carried out considered simulations, using the finite element method, with different structural models, evaluating different lifting positions, in the sockeye and at the base. The analyzes performed verified the existence of negative moment (upper tensile), due to the transport conditions, which are not usually found in conventional footings. However, for the analyzed cases, it was not necessary to provide additional reinforcement for the assembly stress, that is, the reinforcement, due to the geotechnical dimensioning, would be sufficient to resist the soliciting stress. The results also indicated less stress in the case of lifting by the sockeye base and pointed out the plate model as the most suitable for this type of analysis. Research can assist designers and precast manufacturers in choosing the method of structural analysis and the lifting position.

Keywords: Precast footings; Precast lifting; Finite Element Model (FEM); plate model.

1. Introdução

De acordo com Silva (2014), a maioria dos empreendimentos que fazem o uso do sistema estrutural com estrutura de concreto armado pré-moldado possui sua fundação moldada in loco. Porém, em alguns casos, devido a restrições de prazo ou devido a condições climáticas desfavoráveis, que dificultam a execução desta etapa in loco, a opção da utilização de sapatas pré-moldadas pode ser uma alternativa viável. Ainda, segundo o

mesmo autor, as principais vantagens da solução em sapata pré-moldada seriam a redução do tempo e dos custos de aplicação, isso quando a solução é comparada à execução in loco.

Segundo Alva (2007), as sapatas são fundações diretas que usualmente possuem armaduras somente em sua parte inferior, devido ao dimensionamento a flexão. Porém, no caso da sapata pré-moldada, devido as condições de transporte, manuseio e montagem, são gerados esforços específicos, para os quais podem ser necessárias armaduras adicionais.

Conforme o item 5.2.1.4 da NBR 9062 (2017), a estrutura deve ser analisada em relação a estabilidade em todas as fases, sendo verificados os estados limite último e de serviço. A NBR 6118 (2014) cita como fases as etapas de: fabricação, manuseio, armazenamento, transporte, montagem, fase transitória de construção e, por fim, a obra finalizada.

As informações disponibilizadas no meio técnico acerca do dimensionamento e análise de sapatas pré-moldadas são escassas. As poucas informações existentes abordam, de modo geral, a análise de diferentes tipos de ligação das fundações com pilares pré-moldados, como é o caso de Reguengo (2010), Habber et al. (2012) e Ou et al. (2010).

Levando em consideração as poucas informações existentes sobre o assunto, o presente trabalho traz a análise dos esforços presentes em uma sapata pré-moldada executada em uma obra industrial em Imperatriz-MA (Brasil). Ainda, é apresentado o dimensionamento das armaduras, considerando duas opções para o posicionamento da alça de içamento.

No estudo de caso optou-se pela solução em sapata pré-moldada pelo fato de ser uma obra industrial, exigindo um alto rendimento de cronograma, e pelo período de chuvas que compreendeu a execução da fundação. A solução foi vista como satisfatória, visto que as sapatas foram executadas em local coberto, dentro do canteiro da obra, e posteriormente içadas até a posição final. Com a solução abreviando o tempo de execução e o tempo que a vala permaneceu aberta, diminuiu-se a probabilidade de desmoronamento do solo e acidentes de trabalho.

2. Desenvolvimento

A primeira etapa do estudo foi o pré-dimensionamento e definição da geometria da sapata a ser avaliada.

Para exemplificação do procedimento foi estudado o pilar P6, apresentado na Figura 1. O pilar em questão possui seção quadrada (40x40) cm e carregamentos de: 700 kN de carga vertical, 20 kNm de momento e 10 kN de carga horizontal, sendo os dois últimos em ambas as direções. O solo sobre o qual a fundação foi apoiada possui característica arenosa, com tensão admissível na cota de apoio de 100 kN/m².



Figura 1. Planta de localização da sapata estudada.

O concreto adotado para o dimensionamento da sapata foi o C25 (NBR 6118, 2014), e ainda, foi feita a consideração de cálice com interface lisa e uma folga entre o pilar e o cálice, no valor 5 cm em cada face. O cobrimento nominal adotado foi de 4cm, por ser elemento estrutural em contato com solo, atendendo então aos requisitos da NBR 6118 (2014). Para as análises iniciais foi feita a adoção da espessura do cálice igual a 15cm.

Segundo Bastos (2016), para estimativa da área necessária para a sapata pode-se dividir a carga total (carregamento do pilar, majorado em 10% para estimativa do peso próprio da sapata) pela tensão admissível do solo.

Levando em consideração a carga vertical de 700kN e a tensão admissível do solo de 100 kN/m², obteve-se como estimativa da área da sapata 7,7m².

Pelo método dos balanços iguais, isto é, distâncias iguais, das faces do pilar até a extremidade da sapata, nas duas direções (MARTHA, 2010), foi feita a consideração de uma sapata quadrada. Assim sendo, obteve-se como dimensão mínima o comprimento de 2,77m. Por questões construtivas adotou-se inicialmente uma largura de 3m.

Atendendo aos critérios dispostos na NBR 6118 (2014), item 22.4.1, foi adotada uma altura total (h) de 0,70 m e altura da face vertical (h₀) de 0,25 m, para que a sapata fosse considerada como rígida. As considerações feitas resultaram em um ângulo de 23,2° da face inclinada.

Segundo a NBR 9062 (2017), de acordo com o tipo de interface cálice-pilar, deve-se calcular o embutimento do pilar. Como para o estudo foi adotada a interface lisa e pela relação entre o momento e a normal ser classificada como de pequena excentricidade pela mesma norma, foi feita a consideração do comprimento de embutimento como sendo 1,5 vezes a dimensão do pilar, sendo então necessário um embutimento de 60 cm para o caso estudado.

As dimensões das sapatas adotadas e calculadas neste item estão apresentadas na Figura 2.

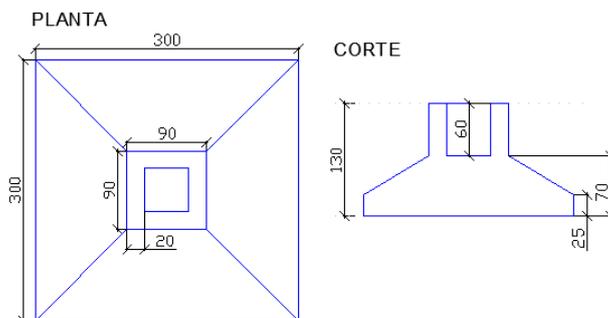


Figura 2 – Representação da sapata estudada (medidas em mm).

As demais etapas foram divididas em seis passos de cálculo, sendo eles: dimensionamento geotécnico, dimensionamento da armadura de flexão, verificação do esforço cisalhante, dimensionamento do cálice, verificação devido as etapas construtivas, e, por fim, dimensionamento das alças de içamento.

2.1. Verificação Geotécnica

A tensão máxima na base da sapata, devido aos esforços atuantes, depende da flexibilidade da sapata, tipo de carregamento e tipo de solo. Porém, para efeito de dimensionamento de sapatas rígidas, pode se considerar a distribuição das tensões na base como linear, variando de acordo com a posição em relação a linha neutra (ALMEIDA,

2004).

A verificação geotécnica foi realizada conforme a NBR 6122 (2019). Primeiramente, foi avaliada a existência de tensão de tração na base, isto é, se a excentricidade do carregamento é maior que o núcleo central de inércia da base, sendo este $1/6$ da dimensão considerada. No caso da verificação ser positiva, ou seja, existir tensão de tração na base, a base deverá estar no mínimo $2/3$ comprimida. Por fim, ainda deve ser verificado se a tensão máxima na base é menor que a tensão admissível do solo.

2.2. Dimensionamento da armadura de flexão

Para a determinação da armadura utilizou-se o método da flexão. O método considera uma tensão de referência agindo como carregamento em modelos de viga em balanço e o momento de cálculo é aquele a uma distância de 15% da seção do pilar ou cálice (ALVA, 2007). Com os momentos fletores encontrados foi calculada a armadura, conforme a NBR 6118 (2014).

2.3. Verificação do esforço cisalhante

De forma a verificar a diagonal comprimida ou puncionamento foram obtidos os esforços cortantes. Ainda, seguindo a NBR 6118 (2014), foi verificada a necessidade de armadura transversal, conforme é feito para lajes de concreto. As verificações foram feitas por meio da comparação do esforço cortante solicitante de cálculo com o esforço resistente de cálculo.

2.4. Dimensionamento cálice

Para a determinação das forças resultantes e para o dimensionamento do cálice foram consideradas as equações dispostas no item 7.7 da NBR 9062 (2017).

2.5. Verificações devidos as etapas construtivas

Seguindo o padrão adotado em programas de dimensionamento estrutural (EBERICK, 2018 e TQS, 2017), foram posicionadas as alças de içamento em duas posições, no topo do cálice, e a um quinto do comprimento nas extremidades, conforme Figura 3.

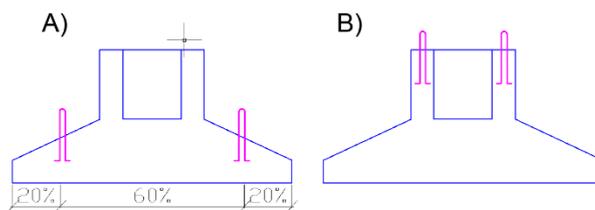


Figura 3 – Posição das alças, na base da sapata (A) no cálice (B);

Como as condições de transporte e montagem geralmente são realizados antes dos 28 dias, o dimensionamento deve considerar a resistência característica do concreto na idade de transporte, correspondente ao $f_{ck,j}$, conforme item 12.3.3 da NBR 6118 (2014). Para o caso estudado foi considerada a utilização do cimento CP-V ARI.

Para o dimensionamento estrutural da peça devido às condições de saque, transporte e montagem, foi considerado o coeficiente de amplificação dinâmica (NBR 9062, 2017), de forma a majorar os esforços das situações transitórias.

Dependendo do esforço a ser analisado, o carregamento do peso próprio pode atuar, em alguns trechos, ora como favorável, ora como desfavorável, variando então os coeficientes de amplificação dispostos na NBR 9062 (2017), por meio da aplicação das

Equações (1) e (2).

$$g_{eq,d,desfav} = \gamma_f * \beta_a * g_{eq,k} = 1,3 * 1,3 * g_{eq,k} = 1,69 * g_{eq,k} \quad (1)$$

$$g_{eq,d,fav} = \gamma_f * \beta_a * g_{eq,k} = 1,3 * 0,8 * g_{eq,k} = 1,04 * g_{eq,k} \quad (2)$$

Das Equações (1) e (2) tem-se: $g_{eq,d}$ é carga estática equivalente de cálculo permanente, $g_{eq,k}$ é carga estática equivalente característica permanente, γ_f é o coeficiente de ponderações de ações, com valor 1,3 para esta análise e β_a é o coeficiente de amplificação dinâmica.

Com os carregamentos obtidos foram avaliadas as três possíveis combinações, sendo elas: a 01, aquela em que se espera encontrar o maior momento positivo na sapata; a 02, aquela de maior momento negativo; e, por fim, a 03, a de maior cortante na peça. A Figura 4 apresenta esquematicamente as combinações, representando a sapata em um modelo esquemático, sendo as alças os apoios.

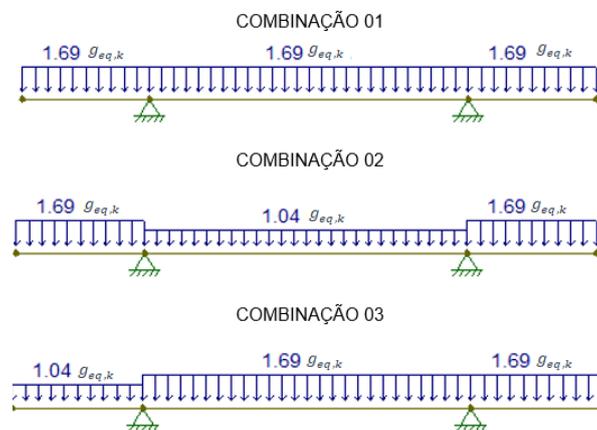


Figura 4 – Combinações de carregamentos analisados.

Na sequência, os esforços foram analisados através de duas metodologias, utilizando um modelo de vigas, uma em cada direção, e utilizando um modelo de placa, bidimensional.

Analisou-se isoladamente cada direção da sapata como se fossem duas vigas, com os apoios no alinhamento das alças. Utilizou-se o programa FTOOL 4.0 para esta análise, que determina os esforços considerando as barras como vigas, por meio de uma análise plana com elementos finitos unidimensionais.

O outro modelo computacional adotado considera a sapata como uma placa e as alças como apoios discretos. Para isto, utilizou-se o programa ABAQUS CAE 6.14, com o elemento S8R, para o elemento bidimensional, com 8 nós e 6 graus de liberdade em cada nó, com interpolação quadrática.

Para a modelagem foi necessário indicar o módulo de elasticidade do concreto, no caso utilizado foi o secante, e o coeficiente de Poisson, que pela bibliografia é recomendado o valor de 0,2 (NEVILLE,1997).

Para a representação dos apoios (alças), foram representados círculos com diâmetro de 20 cm, referente a área aproximada da ancoragem da alça. Foram restringidos os deslocamentos na região circular referente a alça e aplicado o carregamento do peso próprio, majorado pelos coeficientes apresentados na Figura 04.

A malha de elementos finitos utilizada foi considerada adequada após uma convergência

no teste de malha, através de um refinamento tipo-h. O tamanho final dos elementos foi de aproximadamente 5 cm. O teste consistiu na verificação da variação das tensões principais máximas, por meio da variação dimensional da malha, o critério de parada foi quando a variação das tensões ficou menor que 5%.

2.6. Dimensionamento das alças de içamento

Segundo a NBR 9062 (2017), para o dimensionamento das alças de içamento deve-se usar o coeficiente de amplificação dinâmica igual a 3, conforme item 5.3.2.2 da norma multiplicada pelo coeficiente de majoração de cargas, igual a 1,3. O que resulta em uma carga distribuída majorada 3,9 vezes.

A reação de apoio em cada aparelho de içamento foi obtida dos modelos apresentados no item anterior. A área mínima de aço é então obtida pela divisão entre o esforço e a tensão resistente do aço.

O aço utilizado na alça foram as cordoalhas CP-190, com sete fios, de diâmetro igual total de 12,7mm, as quais possuem tensão de escoamento de 1900 MPa. A escolha foi realizada em conformidade ao disposto na NBR 9062 (2017.)

Por fim, ainda foi calculado o comprimento básico de ancoragem da alça, de acordo com item 9.4.5.1 da norma NBR 6118 (2014).

3. Resultados

O presente capítulo apresenta os resultados na sequência apresentada no item do desenvolvimento.

3.1. Dimensionamento geotécnico

Na verificação das tensões na base obteve-se uma excentricidade dentro do núcleo de inércia, isto é, a base estaria inteiramente comprimida, sendo a tensão máxima de 92,4 kN/m². Por essa ser menor que a tensão admissível do solo, que é 100 kN/m², verificou-se a compressibilidade do solo. Na Figura 5 é observado o diagrama de tensões na base da sapata.

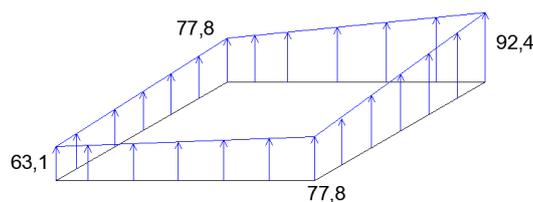


Figura 5 – Representação das tensões na base da sapata.

3.2. Dimensionamento da armadura de flexão

A tensão de referência obtida na base foi 85,1 kN/cm² e a distância de cálculo até a seção de referência foi 118,5cm, resultando em um momento de 251 kNm. Com a majoração do esforço em 1,4(γ_d) vezes, calculou-se a armadura necessária de acordo com a NBR 6118 (2014), sendo a área de aço resultante (A_s) igual à 12,59 cm² em cada direção (x e y).

Ainda, para o dimensionamento, foi calculada a armadura mínima, conforme a NBR 6118(2014), a qual resultou em uma área de 29,17cm². Como a armadura mínima foi superior à encontrada pelo momento solicitante, esta foi a utilizada. Contudo, o item 17.5.3.2.1 da norma NBR 6118 (2014), permite a utilização de armadura inferior a

mínima, contanto que a mesma seja calculada com o dobro do momento de cálculo. Levando em consideração o exposto, na Tabela 1, é apresentada a armadura necessária para o dobro do momento de cálculo.

Tabela 1 – Armaduras da base.

Momento	As	Diâmetro	Espaçamento
$2 \times 1,4 \times M_{1x} = 702,8 \text{ kNm}$	25,46 cm ²	12.5 mm	c/ 14 cm
$2 \times 1,4 \times M_{1y} = 702,8 \text{ kNm}$	25,46 cm ²	12.5 mm	c/ 14 cm

Nota-se que a armadura mínima exigida pela norma é consideravelmente superior (132%) a encontrada para o esforço avaliado. Isto pode ser explicado pelo fato de que a sapata utilizada é tipo rígida, isto é, com grande seção transversal e conseqüentemente com alto volume de concreto.

3.3. Verificação cisalhamento

Como a sapata é rígida, conforme item 22.6.4.1.3 da NBR 6118 (2014), não é necessária a verificação de punção da mesma. Contudo, deve ser feita a verificação da tensão resistente de compressão diagonal na superfície crítica C. A verificação foi feita por meio da comparação entre o esforço solicitante e a tensão resistente. A tensão resistente encontrada foi de 0,509kN/cm², sendo superior a solicitante (0,044 kN/cm²), desta forma atende-se a verificação da diagonal comprimida.

3.4. Dimensionamento do cálice

Por ser um pilar com interface lisa e classificado como de pequena excentricidade pode-se considerar, segunda a norma NBR 9062 (2017), o ponto de aplicação de carga horizontal a um sexto do comprimento de embutimento. A carga vertical, para efeito do cálculo desta etapa, é considerada no eixo.

Com a intensidade das cargas aplicadas no cálice e considerando os requisitos de dimensionamento de consolo descritos na norma 6118 (2014) foram obtidas as armaduras de consolo. Além destas, foi necessário considerar a armadura de suspensão do cálice, dada pela NBR 9062 (2017). As armaduras foram divididas nas 4 faces igualmente e a Tabela 2 apresenta a armadura total vertical do cálice.

Tabela 2 – Armaduras verticais do cálice por face.

Armadura	Consolo	Suspensão	As total
A_s, vp	3,1 cm ²	-	3,1 cm ²
A_s, vs	0,87 cm ²	2,81 cm ²	3,68 cm ²

Para determinação da armadura horizontal principal foi dividida a força horizontal (14,29 kN) pela tensão do aço de cálculo (43,48 kN/cm²), encontrando a área de estribo necessária. Foi ainda necessária a divisão por 2, por se tratar de estribos com dois ramos, resultando em um valor de 0,164cm².

3.5. Verificações devido às etapas construtivas

A Figura 6 apresenta um dos modelos de viga (Combinação 01-Posição A). Na imagem

é possível observar o carregamento trapezoidal da parte da base com altura variável e o carregamento pontual referente ao peso próprio do cálice.

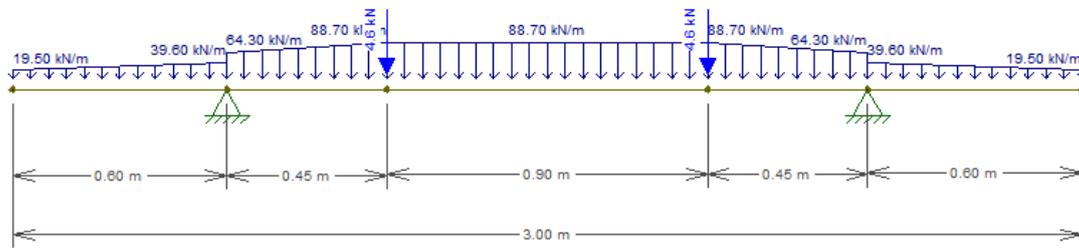


Figura 6 – Carregamento no modelo de viga para a Combinação 01-Posição A.

A Tabela 3 apresenta o resultado de momento fletor e cisalhante máximo para cada combinação no modelo de viga, estando em vermelho os valores máximos encontrados.

Tabela 3 – Esforços máximos encontrados no modelo de viga.

Esforço	Momento + Máximo (kNm)		Momento - Máximo (kNm)		Cisalhamento Máximo (kN)	
	A	B	A	B	A	B
Posição	A	B	A	B	A	B
Comb. 1	32,5	0	4,7	6,0	78,9	39,9
Comb. 2	15,2	0	7,7	27,9	48,6	63,2
Comb. 3	31,0	0	7,7	27,9	80,6	63,2

Pode-se observar que o momento máximo negativo foi o mesmo na combinação 2 e 3, desta forma, não seria necessário a utilização da Combinação 02. Apenas a combinação 01 e 03 seriam suficientes para a determinação dos esforços máximos solicitantes.

A análise numérica com o modelo de placa possibilitou a análise dos esforços atuantes na sapata. As Figuras 7 e 8 apresentam os diagramas de momento e cortante, respectivamente, do mesmo modelo apresentado no item anterior (Combinação 01-Posição A).

Na Figura 07 é possível observar a concentração de momento negativo(em azul) nas regiões das alças, bem como o maior momento positivo (em vermelho) no meio do vão.

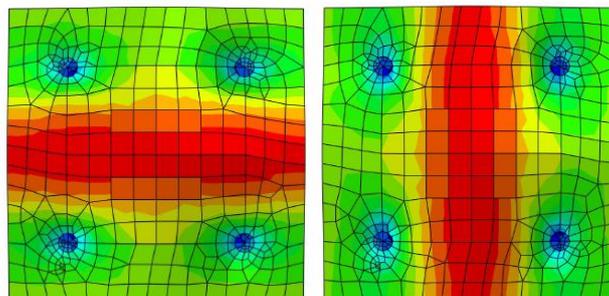


Figura 7 – Momento fletor em X e Y modelo de placa (Combinação 01-Posição A).

Na Figura 08 é possível observar a concentração do esforço cortante nas regiões das alças devido a restrição de deslocamentos nestes pontos.

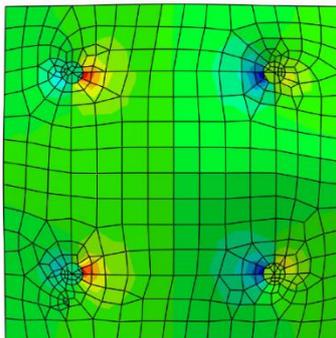


Figura 8 – Esforço Cortante no modelo de placa (Combinação 01-Posição A).

A Tabela 4 sintetiza os resultados encontrados de acordo com a posição da alça e a combinação de carregamento.

Tabela 4 – Esforços máximos encontrados no modelo de placa.

Esforço	Momento + Máximo (kNm)		Momento- Máximo (kNm)		Cisalhamento Máximo (kN)	
	A	B	A	B	A	B
Posição	A	B	A	B	A	B
Comb. 1	62,0	0	73,0	94,2	67,0	45,5
Comb. 2	36,0	0	67,2	152,3	53,0	72,6
Comb. 3	60,0	0	87,0	152,7	75,0	73,0

Assim como observado no modelo de viga, pode-se verificar que o momento máximo negativo foi encontrado na combinação 3, desta forma, não seria necessário a utilização da Combinação 02.

A Tabela 5 apresenta os momentos fletores máximos encontrados pelos dois métodos propostos, para cálculo da armadura, conforme a NBR 6118 (2014).

Tabela 5 – Momentos máximos para os dois modelos de cálculo.

Modelo	Modelo de viga (kNm)		Modelo de Placa (kNm)	
	A	B	A	B
Posição	A	B	A	B
Momento +	32,5	0	62,0	0
Momento –	7,7	27,9	87,0	152,7

Considerando que a resistência do concreto aos 28 dias é de 25 MPa e aplicando o fator da NBR 6118 (2014) obteve-se a resistência do concreto na idade 3 dias, sendo essa considerada a idade do transporte e montagem da sapata pré-moldada, igual a 16,6 MPa.

Com os momentos obtidos foram calculadas as armaduras necessárias, porém, em todos os casos a seção está no Estádio I, isto é, o momento máximo (152,7 kNm) é menor que

o momento de fissuração (717,4kNm), este último calculado conforme item 17.3 da NBR 6118 (2014). Assim sendo, a resistência a tração do concreto é maior que as tensões solicitantes de tração, não fissurando a seção e não sendo necessário armaduras neste caso.

O fato da não necessidade das armaduras pode ser explicado devido ao fato da sapata ser rígida, com grande altura transversal, e aos esforços na sapata, devido ao dimensionamento geotécnico, serem muito superiores quando comparado ao das etapas construtivas.

Pode-se observar que os momentos do modelo de placa são consideravelmente maiores que os modelos de viga, 90% maior no momento positivo e 1130% maior no momento negativo. Desta forma, não recomenda-se o uso de modelos de viga para análise destes esforços, devido a simplificação da alça de forma linear e não concentrada como no modelo de placa.

Foi também possível observar a variação dos esforços de acordo com o posicionamento da alça na sapata. No caso da alça na Posição B (topo do cálice) não é gerado momento positivo na sapata, ficando a mesma inteiramente com momento negativo. O valor máximo do momento negativo encontrado para a posição B é 75,5% superior em relação ao com alça na Posição A.

A Tabela 6 apresenta o resumo dos cortantes máximos encontrados nos modelos.

Tabela 6 – Cortantes máximos para os dois modelos de cálculo.

Modelo	Modelo de viga (kN)		Modelo de Placa (kN)	
	A	B	A	B
Posição				
<i>Cortante Máximo</i>	80,6	63,2	75,0	73,0

O cortante encontrado com a alça na posição A é 27% superior ao na posição B, no modelo de viga, e 3%, no modelo de placa. Ainda, o modelo de viga encontrou em A valor 7% maior que no modelo de placa, porém em B 13,4% menor.

A tensão resistente (V_{rd1}), depende da altura útil (d) da seção conforme Equação 3, assim sendo, como a seção crítica altera de acordo com a posição da alça, as Equações 4 e 5 calculam o esforço resistente para a posição A e B, respectivamente.

$$V_{rd1} = \tau_{rd} * k * (1,2 + 40 * \rho_1) * d \quad (3)$$

$$V_{rd1,A} = 0,32 * 0,95 * (1,2 + 40 * 0,1\%) * 45,9 = 172,5 \text{ kN} \quad (4)$$

$$V_{rd1,B} = 0,32 * 0,95 * (1,2 + 40 * 0,1\%) * 62,5 = 242,9 \text{ kN} \quad (5)$$

Das Equações (3), (4) e (5) tem-se: τ_{rd} a tensão resistente de cálculo ao cisalhamento, k o coeficiente função da taxa de armadura na posição do cortante e ρ_1 a taxa de armadura.

Como os valores dos esforços resistentes são superiores aos apresentados na Tabela 6, pode-se afirmar que a sapata resiste ao esforço sem a necessidade de armadura transversal.

3.6. Dimensionamento das alças de içamento

Para o dimensionamento das alças de içamento foram considerados os modelos de cálculo e os coeficientes de amplificação dinâmica, resultando em uma força de 112,4 kN.

Como optou-se em utilizar o aço CP-190, por ser empregado na região, com tensão de escoamento de 1900 MPa, a área mínima de aço necessária é 0,680cm². O comprimento básico de ancoragem é apresentado na Equação 6.

$$l_{bp} = \frac{7 \cdot \emptyset}{36} * \frac{f_{pyd}}{f_{bpd}} = \frac{7 \cdot 1,27}{36} * \frac{165,2}{0,1} = 348,7 \text{ cm} \quad (6)$$

Da Equação 6 tem-se: l_{bp} é o comprimento de ancoragem básico, \emptyset é o diâmetro nominal da cordoalha, f_{pyd} é a resistência de cálculo da cordoalha ao escoamento e f_{bpd} a resistência de aderência cálculo da cordoalha.

O comprimento de ancoragem necessário depende da tensão efetiva de aço, assim sendo, antes de definir a seção foi realizado o cálculo iterativo do número de barras até que fosse encontrado um comprimento de ancoragem que coubesse dentro da sapata.

A análise resultou na utilização de 3 cordoalhas de 12,7mm de 7 fios, que possui área de seção igual a 101 mm² conforme catálogo GERDAU (2017), com isto a área total é igual a 3,03 cm². Assim sendo, a tensão no aço é igual a 37,1 kN/cm². Logo a área da seção da armadura, foi definida em função do comprimento de ancoragem disponível e não devido ao esforço de tração.

4. Considerações Finais

O estudo de caso apresentado neste estudo possibilitou a verificação de alguns itens, sendo eles:

- O uso de sapatas rígidas pode levar ao uso de armaduras mínimas. Estas, por sua vez, são muito superiores às armaduras necessárias calculadas pelos esforços solicitantes. Neste caso, observou-se uma área de armadura superior em 132%;
- No dimensionamento das etapas construtivas, em ambos os modelos, de viga e de placa, os maiores momentos fletores e esforços cortantes foram encontrados na Combinação 01 e 03, logo, a Combinação 02 proposta, não necessitaria de análise.
- Na análise das etapas construtivas o modelo de placa apresentou valores de momentos fletores muito superiores quando comparados ao modelo de viga, sendo de 90% no momento positivo e de até 1130% no momento negativo. A grande diferença encontrada, principalmente no momento negativo, se deu pela discretização da alça (apoios) localizados no modelo de placa, que ocasionou concentração dos esforços. O modelo de viga simplifica o apoio de forma linear, em toda a extensão na posição da alça, distribuindo melhor os esforços fletores. Assim sendo, o trabalho recomenda o uso do modelo de placa por melhor simular a concentração dos esforços na região da alça.
- Foi também possível observar a variação dos esforços de acordo com o posicionamento da alça na sapata. No caso da alça na Posição B (topo do cálice) não foi gerado momento positivo na sapata, ficando a mesma inteiramente com momento negativo. O valor máximo do momento negativo encontrado para a posição B é 75,5% superior em relação ao com alça na Posição A.
- É interessante ressaltar que durante as etapas construtivas são gerados momentos negativos, isto é, tração na parte superior da sapata, que geralmente não ocorrem em sapatas moldadas in loco, logo, destaca-se a importância da modelagem da etapa construtiva, e análise deste momento negativo gerado, pois usualmente não é disposto armadura na posição superior de sapatas.

- No dimensionamento das alças, o fator limitante na definição da seção transversal foi o comprimento de ancoragem e não devido ao esforço de tração.

REFERENCIAS

ALMEIDA, L. C. *Concreto II - Sapatas*. Universidade Estadual de Campinas. Departamento de Estruturas. Campinas, 2004.

ALVA, G. M. S. *Apostila de estruturas de concreto: Projeto estrutural de sapatas*. Universidade Federal de Santa Maria. Departamento de Estruturas e Construção Civil. Santa Maria, 2007.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6122: Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro, 2010.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 6118: Projeto de estruturas de concreto — Procedimento*. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. *NBR 9062: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado*. Rio de Janeiro, 2017.

BASTOS, P. S. S. *Apostila de estruturas de concreto III: Sapatas de Fundação*. Universidade Estadual Paulista. Departamento de Engenharia Civil. Bauru, 2016.

EBERICK. *Suporte online de ajuda do software Altoqi Eberick*. 2018.

GERDAU. *Catálogo de produtos – Comercial Gerdau*. 2017.

HABBER, Z. B; SALLDI, M.S; SANDERSM D. H. *Seismic Performance of Precast Columns with Mechanically Spliced Column-Footing Connections*. ACI Structural Journal. No. S-2012-286.R2, 2012.

OU, Y. C; WANG, P-H; TSAI, M. S; CHANG, J. C. LEE, G. C. *Large-Scale Experimental Study of Precast Segmental Unbonded Posttensioned Concrete Bridge Columns for Seismic Regions*. Journal of Structural Engineering. ASCE, vol. 255, 2010.

MARTHA, L. F. *Análises de Estruturas – Conceitos e Métodos básicos*. Elsevier, Rio de Janeiro, 2010.

NEVILLE, A. M. *Propriedades do concreto*. 2ªed. São Paulo: PINI, 1997.

REGUENGO, R. G. *Comportamento da ligação pilar-fundação em estruturas pré-fabricadas com armaduras salientes do pilar ensaios monotônicos e cíclicos*. Dissertação de Mestrado. Universidade Nova de Lisboa, 2010.

SILVA, M. D. *Tipificação de fundações de torres eólicas em parques industriais, para diversos tipos de solos*. Tese de Doutorado. Instituto Superior de Engenharia de Lisboa, 2014.

TQS PREO. *Manual de Utilização*. São Paulo, 2017.