SAPATAS DE DIVISA SOB DIFERENTES MAGNITUDES DE CARGA: ESTUDO DE CASO

Ágatha Soares Rosa[1], André Puel[2], Ellen Roussenq[3]

[1]*Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, agatha.sr@aluno.ifsc.edu.br*
[2]*Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, puel@ifsc.edu.br*
[3]*Instituto Federal de Santa Catarina, Florianópolis, Brasil, ellen.r2003@aluno.ifsc.edu.br*

Resumo: Este trabalho apresenta uma análise crítica do dimensionamento geométrico e estrutural de uma sapata de divisa isolada submetida a cargas excêntricas. O dimensionamento consiste em um processo iterativo, confrontando as tensões máximas aplicadas com a capacidade de suporte do solo e verificando a estabilidade global ao tombamento e deslizamento. Para cargas verticais acima de 10 tf, a excentricidade de forma existente, por conta do pilar deslocado em relação ao centro de gravidade da sapata, exigiu uma seção geométrica de elevada volumetria, inviável economicamente. Diante desse cenário, realizou-se um procedimento de redução progressiva da carga de projeto para avaliar o comportamento do elemento estrutural. Constatou-se que a sapata de divisa atinge limites razoáveis em termos de geometria, equilíbrio de tensões e segurança ao tombamento quando submetida a carregamentos da ordem de 5tf. Neste cenário de cargas baixas, o cálculo da armadura final passou a ser governado pela armadura mínima e a verificação ao tombamento deixou de ser o fator crítico para determinar a nova geometria, já que os esforços solicitantes são relativamente pequenos.
Palavras-chave: Sapata de Divisa. Excentricidade. Fundações Diretas. Dimensionamento. Viabilidade Técnico-Econômica.

INTRODUÇÃO

Em projetos de edificações, é frequente que o espaço para a construção seja limitado pelos marcos legais de propriedade, conhecidos como divisas. Quando os pilares de uma estrutura precisam ser posicionados exatamente sobre esses limites ou muito próximos a eles, surge um desafio fundamental para a engenharia de fundações: a impossibilidade de executar uma sapata isolada centrada sob o pilar, uma vez que a sua base acabaria por invadir o terreno vizinho.

Essa restrição física define a sapata de divisa, que, de acordo com Rebello (2008, cap. 5), é um elemento cujo pilar não está alinhado ao centro de gravidade da sua base. Essa configuração resulta em uma carga excêntrica, que induz um momento fletor e provoca uma distribuição não uniforme de tensões no solo, apresentando valores máximos na borda próxima ao pilar e mínimos (ou até nulos) no lado oposto.

Embora a sapata excêntrica seja uma solução imediata, ela pode apresentar desvantagens como o alto consumo de concreto e a possibilidade de o bulbo de tensões afetar o terreno vizinho.

MATERIAL E MÉTODOS

A metodologia deste trabalho baseia-se nas prescrições das normas ABNT NBR 6122:2022 e ABNT NBR 6118:2026. O procedimento analítico compreende a definição da área da base, dimensionamento geométrico, determinação da altura de rigidez, verificação de estabilidade, análise das tensões de contato e o dimensionamento estrutural. Para o cálculo das armaduras de flexão, aplicou-se o Método CEB-70, consagrado na literatura técnica por Bastos (2019). O fluxo de cálculo e os critérios de estabilidade seguem os seguintes passos abaixo:

2.1 Área mínima da sapata de divisa

Para o cálculo da área mínima é aplicado a seguinte fórmula:

$$A_{sap} = \frac{Kmaj*FVk}{\sigma adm} \text{ (cm²)} \quad (1)$$

Onde:

- FVk = carga vertical (kgf);
- σadm = tensão do solo (kgf/cm²);
- Kmaj = coeficiente de peso próprio (sendo considerado como 1,05).

2.2 Geometria da sapata

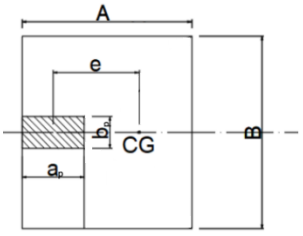


Figura 1. Representação da sapata de divisa com seus respectivos lados.

As dimensões da sapata são definidas por meio do cálculo do menor lado através da fórmula 2:

$$A = \frac{b_p - a_p}{2} + \sqrt{\frac{(a_p + b_p)^2}{4} + A_{sap}} \text{(cm)} \quad (2)$$

Em que b_p é o menor lado do pilar e a_p é o maior lado do pilar e A_{sap} é o resultado calculado através da fórmula 1.

Dessa forma, a sapata de divisa é indicado que tenha-se uma relação de um lado ser o dobro que o outro, logo:

$$B = 2 * A \text{ (cm)} \quad (3)$$

2.3 Altura da sapata retangular

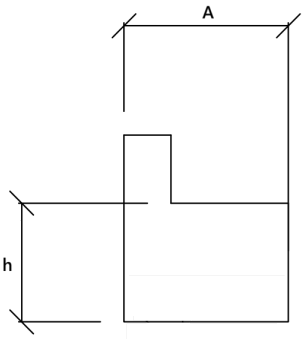


Figura 2. Corte representativo da altura da sapata.

Para o cálculo da altura da sapata de divisa, é partido do suposto que é uma sapata rígida, portanto:

$$h \geq \frac{B - b_p}{3} \text{ (cm)} \quad (4)$$

Onde "h" é a altura total e $(B - b_p)$ é o balanço na direção analisada.

2.4 Verificação da tensão no solo e tensão admissível

Para verificar se a segurança da sapata quanto à ruptura do concreto à compressão é necessário calcular a tensão atuante (σ0) que é a tensão transmitida ao solo.

$$\sigma 0 = \frac{1{,}05 * FVk}{A * B} \text{ (kgf/cm²)} \quad (5)$$

Dessa forma, para garantir a segurança, a tensão calculada deve ser inferior à tensão admissível do solo.

$$\sigma 0 \leq \sigma adm \quad (6)$$

2.5 Excentricidade

A excentricidade (e) representa a distância entre o eixo de aplicação da carga vertical do pilar e o centro geométrico da base da sapata. Matematicamente, para o caso de pilares de periferia onde o elemento é forçado a se posicionar no limite do terreno, ela é quantificada pela seguinte equação:

$$e = \frac{A}{2} - \frac{a_p}{2} \text{ (cm)} \quad (7)$$

Onde A é o lado da sapata e ap é o lado do pilar.

2.6 Verificação de estabilidade

2.6.1 Deslizamento

Para a verificação da estabilidade da sapata ao deslizamento, utiliza-se a seguinte relação:

$$\gamma_f = \frac{F_{estab}}{F_{deses}} \geq 1{,}5 \quad (8)$$

Em que a força desestabilizante (F_{deses}) e a força estabilizante (F_{estab}) são determinadas pelas equações 17 e 18 respectivamente.

$$F_{deses} = FHk \text{ (kgf)} \quad (9)$$

$$F_{esta} = (FVk * Kmaj) * tg\frac{2}{3}\phi + \frac{2}{3}c * A_{sap} \text{ (kgf)} \quad (10)$$

De acordo com Alonso (1983), dependendo da resistência (Nspt) e do tipo de solo, tem-se os seguintes valores para os parâmetros de coesão (c) e atrito interno do solo (ϕ):

Parâmetros estimados para coesão (c) e atrito interno do solo (φ):

Solo	SPT	c (kN/m²)	φ(°)
Argiloso			
Muito mole	< 2	< 10	
Mole	2 a 4	10 a 25	
Mediano	4 a 8	25 a 50	
Rijo	8 a 15	50 a 100	
Muito rijo	15 a 30	100 a 200	
Duro	> 30	> 200	
Arenoso			
Fofo	< 4		< 30
Pouco compacto	4 a 10		30 a 35
Medianamente compacto	10 a 30		35 a 40
Compacto	30 a 50		40 a 45
Muito compacto	> 50		> 45

Alonso (1983)

Figura 3. Tabela dos parâmetros de solo segundo Alonso (1983).

2.6.2 Tombamento

Para a verificação de segurança ao capotamento, quantificam-se primeiramente os volumes da sapata e do solo sobreposto de forma isolada:

$$V_{sapata} = ((A - a_p) * (B - b_p) * (h))\ (\text{cm}^3) \tag{11}$$

$$V_{solo} = ((A - a_p) * (B - b_p) * (D - h - h_{viga}))\ (\text{cm}^3) \tag{12}$$

Onde D é a distância do solo até onde a sapata está assentada, h é a altura da sapata e h_{viga} é a altura da viga de baldrame. Para o cálculo do momento de tombamento e estabilizante temos:

$$M_{tomb} = FVk * e\ (\text{kgf*m}) \tag{13}$$

$$M_{estab} = (FHk * D) + (V_{sapata} * \rho_c * (\frac{A-a_p}{2} + \frac{a_p}{2})) + (V_{solo} * \rho_s + (\frac{A-a_p}{2} + \frac{a_p}{2}))\ (\text{kgf*m}) \tag{14}$$

Onde, ρ_c é a massa específica do concreto (2500 kgf/m³), ρ_s é a massa específica do solo (1800 kgf/m³), FHk é a força horizontal aplicada e $(\frac{A-a_p}{2} + \frac{a_p}{2})$ é o braço de alavanca da força da sapata e da força do solo. Logo, a verificação de tombamento, segundo Montoya (1973) é:

$$\gamma_{tomb} = \frac{M_{estab}}{M_{tomb}} \geq 1,5 \tag{15}$$

2.7 Tensões

Para o cálculo das tensões máxima e mínima geradas pelo momento tem-se:

$$\sigma_{máx} = \sigma_0 + \sigma_1\ (\text{kgf/cm}^2) \tag{16}$$

$$\sigma_{mín} = \sigma_0 - \sigma_2\ (\text{kgf/cm}^2) \tag{17}$$

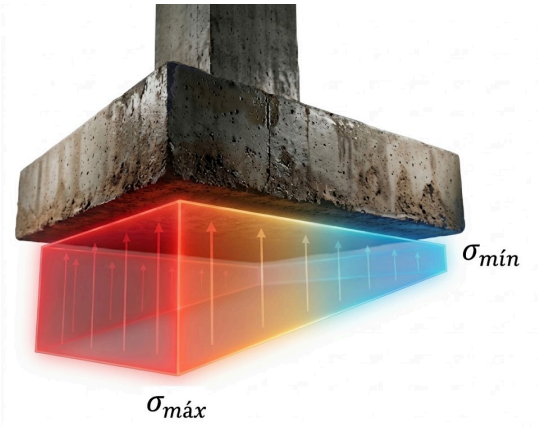


Figura 4. Representação das tensões máxima e mínima.

A tensão mínima ($\sigma_{mín}$) quando apresenta um valor negativo significa que está havendo tração.

Em que σ_1 e σ_2 são representados pela equação abaixo:

$$\sigma_1 = \sigma_2 = \frac{Nk*e}{(\frac{B*A^2}{6})}\ (\text{kgf/cm}^2) \tag{18}$$

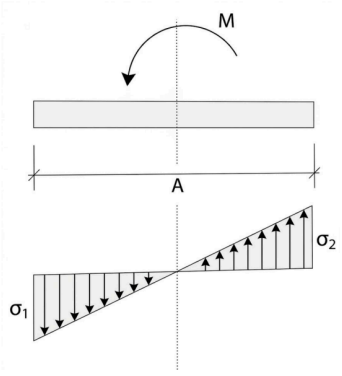


Figura 5. Representação do diagrama das tensões 1 e 2.

Todas as tensões devem passar pela verificação de serem menores ou iguais a tensão admissível do solo para evitar a sua ruptura.

2.8 Verificação de equilíbrio

Caso ocorra tensão mínima negativa ($\sigma_{mín} < 0$) a extensão real da sapata que permanece efetivamente comprimida (x'), realizada através da relação apresentada na fórmula:

$$\frac{\sigma_{máx}}{x'} = \frac{|\sigma_{mín}|}{A-x'} \text{ (cm)} \quad (19)$$

Na relação acima, o A representa o lado da sapata responsável por desestabilizá-la, como apresentado na Figura 6.

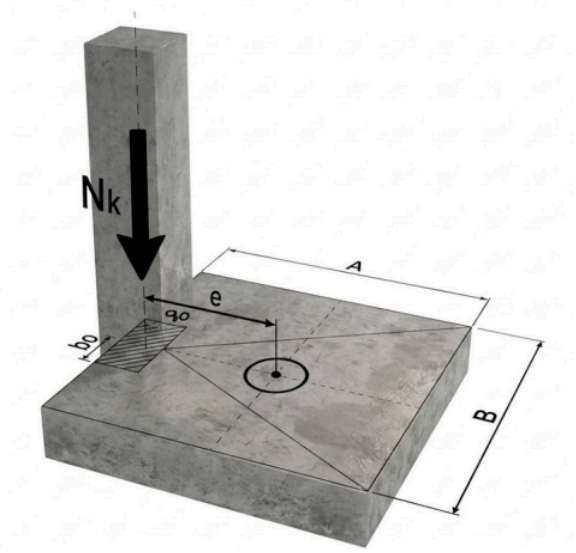


Figura 6. Representação isométrica da sapata.

Para que a sapata mantenha o equilíbrio é necessário que $x \geq \frac{2}{3} * A$

A partir do tópico 2.9, o artigo segue a premissa de que a sapata dimensionada possui tração.

2.9 Região comprimida

A região comprimida definida como B' é compreendida pela Figura 7 e calculada pela equação 20.

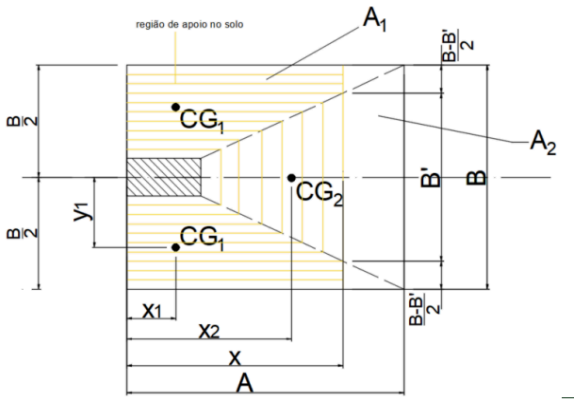


Figura 7. Representação isométrica da sapata.

$$B' = \frac{x*B}{A} \text{ (cm)} \quad (20)$$

2.10 Áreas 1 e 2

Para o cálculo das áreas 1 e 2 representadas na Figura 7 são utilizadas as seguintes equações:

$$A_1 = \frac{(2*A*B)-(x*B)}{4*A} * x \text{ (cm²)} \quad (21)$$

$$A_2 = \frac{B'*x}{2} \text{ (cm²)} \quad (22)$$

2.11 Distância do centro de gravidade

A distância do centro de gravidade é determinado pelas equações 23 e 24

$$\overline{y_1} = \frac{B+b_p}{4} \text{ (cm)} \quad (23)$$

$$\overline{x_2} = \frac{2}{3} * x \text{ (cm)} \quad (24)$$

2.12 Resultante

Utilizando as áreas 1 e 2 calculadas no tópico 2.10 e a tensão média determinada pela equação 25, obtém-se as duas resultantes (R1 e R2) como apresentadas pelas equações 26 e 27 respectivamente.

$$\sigma_{média} = \frac{\sigma_{máx}}{2} \text{ (kgf/cm²)} \quad (25)$$

$$R_1 = A_1 * \sigma_{média} \text{ (kgf)} \quad (26)$$

$$R_2 = A_2 * \sigma_{média} \text{ (kgf)} \quad (27)$$

2.13 Momentos fletores

2.13.1 Momentos atuantes

Os momentos fletores atuantes nas seções de referência do pilar são calculados através do produto das resultantes pelos respectivos braços de alavanca:

$$M1_a = R2 * (x'_2 - \frac{a_p}{2} + 0,15 * a_p) \text{ (kgf*cm)} \quad (28)$$

$$M1_b = R1 * (y'_1 - \frac{b_p}{2} + 0,15 * b_p) \text{ (kgf*cm)} \quad (29)$$

2.13.2 Momentos de cálculo

Os momentos são majorados pelo coeficiente de segurança para o Estado Limite Último (ELU):

$$Md_a = M1_a * 1,4 \text{ (kgf*cm)} \quad (30)$$

$$Md_b = M1_b * 1,4 \text{ (kgf*cm)} \quad (31)$$

2.14 Armadura calculada

A linha neutra (x_1) e a área de aço necessária (As) por flexão são calculadas utilizando a largura útil unitária (bw = 100 cm) e a altura útil (d):

$$d = h - cobrimento - (\phi + \frac{\phi}{2}) \text{ (cm)} \quad (32)$$

Na sequência, calcula-se o delta (Δ) e a altura da linha neutra (x_1):

$$\Delta = ((0,8 * bw * 0,85 * f_{cd} * d)^2 - 1,28 * bw * 0,85 * f_{cd} * Md) \quad (33)$$

Com o valor de Δ, isola-se a altura da linha neutra (x_1):

$$x_1 = \frac{0,8*bw*0,85*f_{cd}*d \pm \sqrt{\Delta}}{0,64*bw*0,85*f_{cd}} \quad (34)$$

Nas formulações apresentadas, fcd representa a resistência de cálculo do concreto à compressão, Md corresponde ao momento fletor de projeto majorado e bw denota a largura unitária de análise (100 cm).

A partir da profundidade da linha neutra comprimida, quantifica-se a área de seção transversal de aço por metro linear exigida para o equilíbrio do elemento:

$$As = \frac{(\frac{fck}{1,4}*0,85)*bw*0,8*x_1}{(\frac{fyk}{1,15})} \text{ (cm²)} \quad (35)$$

Onde fck é a resistência característica à compressão do concreto, fyk é a tensão de escoamento característica do aço, e os coeficientes 1,4 e 1,15 correspondem aos fatores ponderadores normativos de segurança dos materiais para o Estado Limite Último (ELU).

2.15 Armadura mínima

Para determinar a armadura mínima deve ser definido como o menor valor entre 3 (três) relações, sendo:

2.15.1 Dobro do Momento de Cálculo

A primeira relação estipula a área mínima necessária em função do momento fletor majorado de projeto (Md):

$$As,\ mín = \frac{2*Md}{0,85*d*fyd} \quad (36)$$

2.15.2 Seção Retangular

A segunda relação baseia-se em uma taxa mínima de armadura aplicada diretamente sobre a área da seção transversal da peça (0,1% da altura útil por metro linear de largura):

$$As,\ mín = 0,1\%\ x\ bw\ x\ h \text{ (cm²)} \quad (37)$$

2.15.3 Módulo de Resistência da Seção

A terceira metodologia avalia a armadura necessária para combater o momento de fissuração do elemento de concreto. Inicialmente, determina-se o módulo de resistência volumétrico (WO) para cada direção analisada:

$$W0 = \frac{bw*h^2}{6} \quad (38)$$

$$Md,\ mín = 0,8 * W0 * fctk,sup \quad (39)$$

$$As,\ mín\ A = \frac{Md,mín}{0,85*d*fyd} \quad (40)$$

Na Equação 34, a variável bw representa a largura unitária da seção analisada (arbitrada em 100 cm para faixas de lajes e sapatas), enquanto h corresponde à altura total do elemento estrutural. Na equação

subsequente (Equação 35), o momento mínimo de fissuração do concreto (Md,min) é quantificado correlacionando o módulo de resistência volumétrico (W0) com a resistência característica superior à tração do material (fctk,sup). Em seguida, a determinação da área de aço mínima por flexão é consolidada na Equação 36, utilizando o momento mínimo previamente calculado. Para a direção ortogonal (Lado B), adota-se o mesmo roteiro de cálculo, ajustando-se a dimensão geométrica em planta que multiplica a altura da sapata na formulação do módulo de resistência (W0), em conformidade com a seção de referência correspondente.

2.16 Dimensionamento

O cálculo da quantidade de barras por metro através da razão entre a área de aço (As) e a área de aço da bitola escolhida:

$$AS_{/m} = \frac{AS_{Total}}{A_{barra}} \text{ (cm²/m)} \quad (41)$$

Bitola		TIPO	Área de Aço	Peso Linear
mm	pol.	-	cm²	kg/m
4.2		CA-60	0,14	0,109
5.0	3/16"	CA-60	0,196	0,154
6.3	1/4"	CA-50	0,31	0,245
8.0	5/16"	CA-50	0,5	0,395
10.0	3/8"	CA-50	0,785	0,617
12.5	1/2"	CA-50	1,22	0,963
16.0	5/8"	CA-50	2,01	1,578
20.0	3/4"	CA-50	3,14	2,466
25.0	1"	CA-50	4,91	3,853
32.0	1 1/4"	CA-50	8,04	6,313

Figura 8. Áreas das bitolas de cada diâmetro.

O espaçamento teórico é calculado distribuindo-se a quantidade de barras calculada em uma faixa unitária de referência (bw = 100 cm), adotando-se o arredondamento para o número inteiro inferior:

$$s = \frac{100}{AS_{/m}} \text{ (cm)} \quad (42)$$

O número total de elementos necessários para cobrir cada direção é obtido dividindo-se o comprimento geométrico do lado analisado (L, correspondente à dimensão total do Lado A ou Lado B) pelo espaçamento obtido:

$$n = \frac{L}{S} \text{ (un)} \quad (43)$$

O resultado de n deve ser sempre arredondado para o próximo número inteiro. Deverá ser feito o cálculo para os dois lados da sapata, visto que $A \neq B$.

2.17 Ganho vertical

O comprimento do gancho vertical de ancoragem (gv) é determinado para garantir a correta aderência entre o aço e o concreto nas extremidades da fundação. Conforme os critérios normativos, a extensão geométrica mínima da dobra é definida pelo maior valor entre três parâmetros restritivos:

$$gv = máx(10 * \Phi cm; 10\ cm; 0,3 * lb) \text{ (cm)} \quad (44)$$

ESTUDO DE CASO

Para os próximos cálculos, será considerado como base de dados:

- Dimensão do pilar: 20 x 40 cm (bp =20; ap =40);
- Carga Vertical (FVk): 15.000 kgf;
- Carga Horizontal (FHk): 1200 kgf;
- σadm = 2,0 kgf/cm²;
- Materiais: Concreto C30; Aço CA-50;
- Cobrimento nominal = 4 cm;
- Armadura adotada = barras com bitola de 8 mm;
- Massa específica do concreto: 2500 (kgf/m³);
- Massa específica do solo: 1800 (kgf/m³);
- Coesão do solo: 0,5;
- Ângulo de atrito do solo: 30°;
- Altura viga de baldrame: 0,5 m;
- Kmaj: 1,05;
- Distância entre o solo e o arrasamento da sapata: 1,5 m.

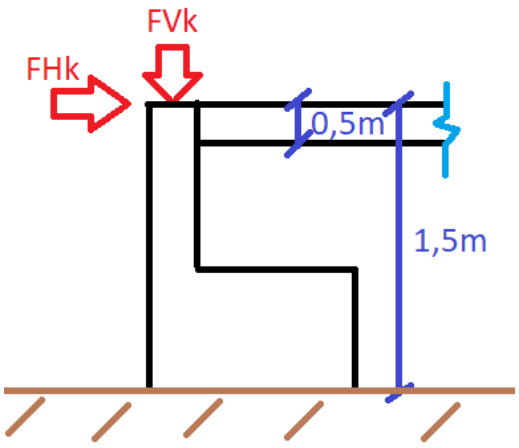


Figura 9. Sapata de Divisa analisada.

RESULTADOS E DISCUSSÃO

O processo de dimensionamento da sapata de divisa isolada foi conduzido por meio de uma estratégia analítica iterativa. Frente à severa excentricidade imposta pelo posicionamento do pilar na borda do elemento, o estudo de caso avaliou o impacto físico de três magnitudes de cargas verticais (15 tf, 10 tf e 5 tf) na busca por uma geometria que aliasse segurança geotécnica e viabilidade prática de execução.

4.1 Análise do Carregamento de 15 tf

A primeira tentativa de dimensionamento utilizou a carga real de projeto de 15 tf (15.000 kgf). Ao estipular uma seção em planta inicial otimizada de 95 x 190 cm baseada na área mínima , a excentricidade de 37,5 cm concentrou picos excessivos de pressão na borda da divisa. A tensão máxima atuante atingiu $\sigma_{máx}$ = 2,799 kgf/cm², superando o limite admissível do solo (σ_{adm} = 2,0 kgf/cm²). Para restaurar a segurança geotécnica e impedir o tombamento da peça, expandiu-se geometricamente a base até atingir a seção massiva de 200 x 400 cm com altura de 130 cm.

Tabela 1. Iterações para o carregamento de 15 tf.

Parâmetro	**(95 x 190 cm)**	**(200 x 400 cm)**
Excentricidade	37,5 cm	90 cm
h (cm)	60	130
Cota de arrasamento	Não alterou	Alterado para 1,80 m
σ0	0,831	0,187
σ0≤σadm	OK	OK
σmin (kgf/cm²)	-1,13 TRAÇÃO	-0,32 TRAÇÃO
σmáx	2,799	0,694
σmáx≤σadm	FALHA	OK
Volume de concreto (m³)	0,765	8,892 Inviável
Verificação de tombamento	0,55≥ 1,50 FALHA	1,80 ≥ 1,50 OK

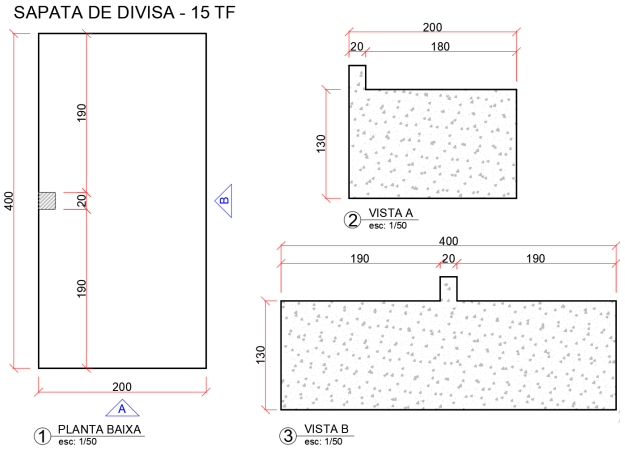


Figura 10. Dimensão final da sapata com carga aplicada de 15 tf.

Conforme exposto na Tabela 1, embora a estrutura tenha obtido aprovação nas verificações mecânicas, o volume de concreto resultante de 8,892 m³ para

suportar apenas 15 tf classificou a solução como antieconômica.

4.2 Análise do Carregamento de 10 tf

Diante do volume excessivo de concreto demandado no primeiro cenário, realizou-se um alívio artificial da carga vertical para 10 tf (10.000 kgf). A excentricidade fixou-se em 72,5 cm. A reestruturação geométrica convergiu para uma seção de 165 x 330 cm com altura de 105 cm. Conforme sintetizado na Tabela 2, embora o fator de segurança ao tombamento tenha se mantido estável (1,67 > 1,5), o consumo de concreto permaneceu elevado (4,719 m³).

Tabela 2. Iterações para o carregamento de 10 tf.

Parâmetro	Resposta	Validação
Geometria da sapata	165 x 330 x 105 cm	Rigidez OK
Excentricidade	72,5 cm	OK
Volume de concreto (m³)	4,719	Inviável
σ0	0,18	-
σ0≤σadm	OK	-
σmin (kgf/cm²)	-0,30	TRAÇÃO
σmáx	0,668	
σmáx≤σadm	OK	
Verificação de tombamento	1,67≥ 1,50	OK

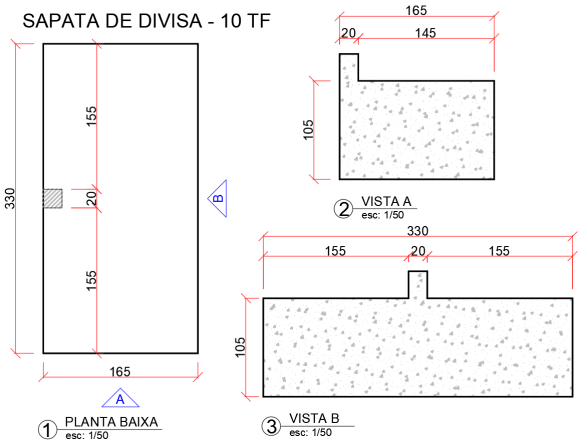


Figura 11. Dimensão final da sapata com carga aplicada de 10 tf.

A persistência de um bloco robusto para dar suporte a um carregamento moderado manteve uma volumetria alta e economicamente inviável.

4.3 Análise do Carregamento de 5 tf

Buscando encontrar o limiar de funcionamento físico do elemento isolado, a carga vertical foi mitigada para 5 tf (5.000 kgf). Nessa etapa final, o comportamento das tensões exigiu duas fases distintas de ajuste geométrico, descritas a seguir.

4.3.1 Seção Reduzida (50 x 100 cm) – Falha por Esmagamento do Solo

Na primeira tentativa com carga reduzida, adotou-se uma seção compacta de 50 x 100 cm com altura de 35 cm. Essa geometria atendeu com folga ao critério de tombamento (γ_{tomb} = 2,56) devido ao baixo momento gerado pela excentricidade de apenas 15 cm. Contudo, ao analisar a distribuição de pressões, a restrição de área elevou a tensão máxima para σmáx = 2,8 kgf/cm², violando a capacidade de suporte do terreno e gerando a reprovação do bloco estrutural.

Tabela 3. Tentativa 1 para o carregamento de 5 tf.

Parâmetro	Resposta	Validação
Geometria da sapata	50 x 100 x 35 cm	Rigidez OK
Excentricidade	15 cm	OK
Volume de concreto (m³)	0,072	OK
σ0	1,00	-
σ0≤σadm	OK	-
σmin (kgf/cm²)	-0,80	TRAÇÃO
σmáx	2,80	-
σmáx≤σadm	FALHA	-
Verificação de tombamento	2,56≥ 1,50	OK

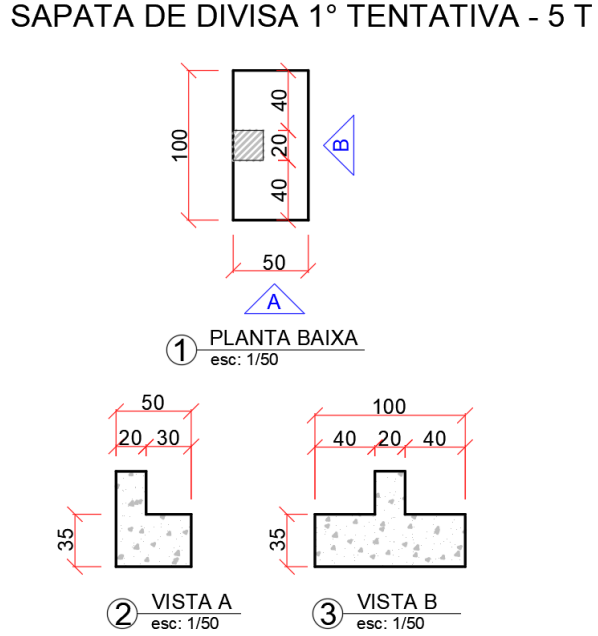


Figura 12. Dimensão da primeira tentativa da sapata de divisa - 5 tf.

Nota que, para cargas menores (da ordem de 5 tf), a determinação da geometria da sapata é definida pelas tensões atuantes no solo e não pela verificação ao tombamento, ocorrido para as cargas de 10 tf e 15 tf.

4.3.2 Seção 70 x 140 cm

Para sanar o pico de compressão na divisa, expandiu-se a base da sapata para as dimensões finais de 70 x 140 cm com altura de 40 cm. Esse incremento de área diluiu com eficácia os esforços solicitantes: a tensão máxima decresceu para 1,603 kgf/cm², situando-se abaixo do limite regulamentar do solo (2,0 kgf/cm²) e consolidando a estabilidade da fundação. A Tabela 4 detalha o mapeamento comparativo completo desta última carga, evidenciando como a alteração geométrica solucionou a tensão excessiva no solo, mantendo um volume de concreto viável (0,24 m³).

Tabela 4. Tentativa 2 para o carregamento de 5 tf.

Parâmetro	Resposta	Validação
Geometria da sapata	70 x 140 x 40 cm	Rigidez OK
Excentricidade	25 cm	OK
Volume de concreto (m³)	0,24	OK
σ0	0,51	-
σ0≤σadm	OK	-
σmin (kgf/cm²)	-0,58	TRAÇÃO
σmáx	1,603	-
σmáx≤σadm	OK	-
Verificação de tombamento	1,80≥ 1,50	OK

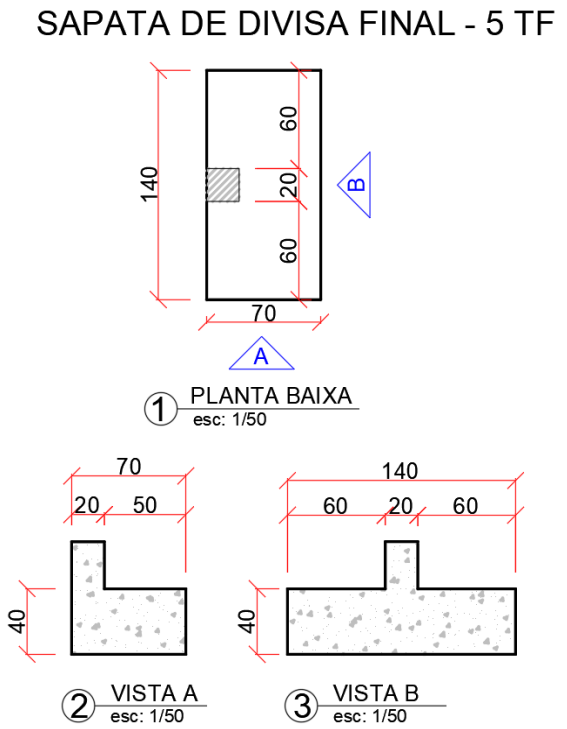


Figura 13. Dimensão final da sapata de divisa - 5 tf.

CONCLUSÃO

A análise iterativa do dimensionamento de sapatas de divisa isoladas revela que a excentricidade de forma, provocada pelo posicionamento do pilar no limite da propriedade, impõe restrições à viabilidade técnico-econômica desse elemento estrutural.

Os resultados indicam que, para carregamentos acima de 10 tf, a solução exige uma seção geométrica de grandes dimensões com consumo de quase 9 m³ de concreto para atender aos critérios de estabilidade e tensões do solo, o que a torna antieconômica e de execução impraticável em canteiros de obra.

O estudo demonstra que, para carregamentos reduzidos, da ordem de 5 tf, o elemento apresenta dimensões razoáveis e consumo de materiais viável economicamente.

Verificou-se ainda que, enquanto em cargas maiores o dimensionamento é governado pela estabilidade ao tombamento, para cargas reduzidas o controle passa a ser exercido pelas tensões atuantes no solo.

Em conclusão, embora a estabilização numérica de uma sapata de divisa isolada seja possível, o custo e a complexidade geométrica envolvidos na maioria das situações necessita a adoção de vigas de equilíbrio para absorver os momentos devido aos pilares de divisa.

REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: **Projeto de estruturas de concreto**. Rio de Janeiro: ABNT, 2026.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122**: **Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro: ABNT, 2022.

ALONSO, U. R. **Exercícios de Fundações**. São Paulo: Edgard Blücher, 1983.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Fundações superficiais: sapatas**. Bauru: UNESP, 2023.

COMITÉ EURO-INTERNATIONAL DU BÉTON. **Recomendações internacionais CEB-FIP 1970**. Paris: CEB-FIP, 1970.

GONZATTO, Douglas; ARAUJO, Pietra Fritsch de; BRACIANI, Vinicius. **Memorial de Cálculo: Sapata de Divisa e Viga Alavanca**. Orientador: André Puel. Florianópolis: Instituto Federal de Santa Catarina (IFSC), 2026.

MARINHO, Filipe. **Sapata de divisa sem complicação!** Guia da Engenharia, 25 ago. 2020. Disponível em: portal Guia da Engenharia. Acesso em: 24 mai. 2026.

MONTOYA, P. J. **Hormigón Armado.** Madri: Editorial Gustavo Gili, 1973.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **A concepção estrutural e a arquitetura**. São Paulo: Zigurate, 2008.