

A INFLUÊNCIA DA GEOTECNIA EM PROJETOS DE FUNDAÇÃO: UM ESTUDO DE CASO DE UM EDIFÍCIO RESIDENCIAL

MORAES, Paulo Roberto¹
DALA COSTA, Bárbara Pergher²

RESUMO: Este trabalho apresenta a análise e o dimensionamento comparativo de dois tipos de fundações — sapata (fundação rasa) e tubulão (fundação profunda) — para um edifício residencial multifamiliar com 21 pavimentos, considerando uma carga centrada de 6240 kN aplicada ao pilar P16. A partir de um laudo de sondagem com ensaio SPT e dados de sondagem rotativa, foram avaliadas as características do solo e da rocha, incluindo parâmetros como o RQD e a tensão admissível. O dimensionamento da sapata foi realizado com base no método CEB-70, enquanto o tubulão foi projetado conforme a literatura técnica de Alonso (2010), incluindo a definição da base, fuste, armaduras e volumes. Além da análise estrutural, foi feita uma estimativa de custos com base na tabela SINAPI, buscando identificar qual solução apresenta melhor viabilidade econômica e executiva para o contexto da obra. Os resultados obtidos demonstram que, embora as fundações rasas tendam a ser mais econômicas, o uso do tubulão também pode ser mais eficiente em determinadas condições de carga elevada e escavação profunda, especialmente em terrenos com presença de rocha. O estudo reforça a importância de uma análise geotécnica criteriosa e da avaliação técnica e financeira no processo de escolha do tipo de fundação.

PALAVRAS-CHAVE: fundações, sapata, tubulão, rocha, viabilidade econômica.

ABSTRACT: This work presents a comparative analysis and structural design of two foundation types — isolated footing (shallow foundation) and caisson (deep foundation) — for a 21-story multifamily residential building, considering a centered load of 6240 kN applied to column P16. Based on a geotechnical report including SPT and rotary drilling data, the soil and rock characteristics were evaluated, including parameters such as RQD and allowable bearing pressure. The isolated footing was designed using the CEB-70 method, while the caisson was dimensioned according to Alonso's (2010) methodology, covering base and shaft sizing, reinforcement, and volume calculations. In addition to structural analysis, a cost estimation was carried out using the SINAPI database to determine which foundation option offers greater economic and construction feasibility. The results indicate that although shallow foundations are typically more cost-effective, caissons can be more suitable in scenarios with high axial loads and deep excavation requirements, particularly in rocky terrains. The study highlights the importance of a detailed geotechnical evaluation and a balanced technical and economic assessment in foundation design.

KEYWORDS: foundations, spread footing, caisson, rock, economic feasibility.

1 INTRODUÇÃO

Os projetos de engenharia civil constituem etapas fundamentais para o planejamento, execução e controle das obras, assegurando a segurança estrutural, a previsibilidade dos processos construtivos e a eficiência na alocação de recursos. A elaboração detalhada dos projetos possibilita a integração interdisciplinar, promovendo a compatibilização entre as diversas especialidades envolvidas,

¹ Graduando(a) de Engenharia Civil no Centro Universitário Campo Real. engc-paulomoraes@camporeal.edu.br

² Engenheira Civil. Especialista em Auditoria, Avaliações e Perícias de Engenharia. Professora no Centro Universitário do Campo Real. prof_barbaracosta@camporeal.edu.br

minimizando retrabalhos, desperdícios materiais e atrasos no cronograma (SANTOS; ALMEIDA, 2019).

A correta definição dos parâmetros construtivos assegura a performance adequada da edificação ao longo de sua vida útil, prevenindo patologias e falhas funcionais (PEREIRA; SOUZA, 2021). Dessa forma, o investimento na fase de projetos representa um fator decisivo para a otimização dos custos e a mitigação de riscos inerentes à obra.

Entre os diversos projetos que compõem a execução de uma edificação, destaca-se o projeto de fundações, responsável pela transferência das cargas estruturais ao solo de forma segura e eficiente. A escolha adequada do tipo de fundação é determinante para a estabilidade global da estrutura, evitando recalques diferenciais, deformações excessivas e possíveis falhas estruturais que comprometam a integridade da edificação (ALONSO, 2012). Portanto, a fase de concepção desse projeto deve ser pautada em análises técnicas rigorosas e embasada em investigações geotécnicas confiáveis.

A caracterização detalhada do solo por meio de sondagens e ensaios in situ, como o Standard Penetration Test (SPT), é imprescindível para a definição do sistema de fundação mais adequado à condição local (SILVA; FERREIRA, 2020). Essa abordagem permite a avaliação da capacidade de carga, do perfil estratigráfico e das propriedades mecânicas do solo, elementos essenciais para a elaboração de um projeto seguro e economicamente viável, alinhado às normas técnicas aplicáveis.

O comportamento geotécnico do solo apresenta variabilidade intrínseca, o que exige estudos detalhados para garantir a estabilidade da fundação e, conseqüentemente, da edificação (VELLOSO; LOPES, 2010). Diferentemente da seleção de materiais convencionais em outras áreas da construção civil, a geotecnia deve lidar com a incerteza das propriedades do solo, como resistência ao cisalhamento, compressibilidade e permeabilidade, fatores que influenciam diretamente na escolha entre fundações rasas ou profundas (MARINHO, 2003).

Nesse sentido, a interface solo-estrutura configura-se como um dos principais pilares da segurança das obras, sendo imprescindível o conhecimento técnico aprofundado para o dimensionamento adequado das fundações (MEYERHOF, 1965; TERZAGHI & PECK, 1948). A geotecnia não somente orienta a seleção dos métodos

construtivos e materiais, mas também assegura a durabilidade e a integridade estrutural ao longo do tempo (KOVÁRI, 1999).

Diante do exposto, o presente trabalho tem como objetivo analisar e dimensionar dois tipos de fundações — tubulão e sapata — a partir das condições geotécnicas específicas do local onde será implantado um edifício residencial. Com base na carga estrutural de um pilar selecionado, será realizada uma avaliação comparativa da viabilidade econômica das soluções propostas, considerando critérios técnicos e financeiros.

A falta de uma análise criteriosa do laudo de sondagem SPT pode levar à seleção inadequada do tipo de fundação, comprometendo a segurança estrutural e elevando os custos com correções de patologias, como recalques diferenciais e fissuras (ALONSO; NASCIMENTO, 2018). Além disso, a escolha equivocada entre fundações do tipo tubulão e sapata, sem o devido estudo econômico e executivo, pode acarretar riscos de instabilidade e aumentos expressivos no orçamento da obra (VELLOSO; LOPES, 2010).

Outro desafio relevante reside na execução de escavações em profundidades abaixo do nível da via pública, onde a adoção de contenções, geralmente por meio de estacas, é necessária para garantir a segurança do canteiro e evitar desmoronamentos. A negligência nesse aspecto pode causar colapsos e acidentes, além de impactar negativamente o cronograma e os custos da construção (KOVÁRI, 1999).

Portanto, a correta análise das características geotécnicas do solo, aliada à seleção criteriosa do tipo de fundação, proporciona a redução significativa de retrabalhos, riscos e custos durante a execução da obra. Espera-se que a solução mais robusta, como o tubulão, apresente vantagens em terrenos de maior complexidade geotécnica, enquanto a sapata possa ser adequada em condições de solo favoráveis, sempre considerando o equilíbrio entre desempenho técnico e custo-benefício.

Em síntese, este estudo visa:

- Interpretar a sondagem SPT e rotativa;
- Identificar os tipos de fundações adequados conforme a geotecnia local;
- Estimar os custos associados a cada tipo de fundação;
- Avaliar a viabilidade econômica e executiva da fundação do tipo tubulão em comparação à sapata.

A justificativa para este trabalho reside na importância da investigação geotécnica para a correta caracterização do solo e na influência direta dessa caracterização na escolha do sistema de fundação, que impacta os custos, a logística e a execução do empreendimento. Ademais, fatores como a disponibilidade de maquinário específico, a complexidade dos métodos executivos e as condições do canteiro de obras devem ser considerados na análise final para garantir a eficiência técnica e econômica do projeto.

2 METODOLOGIA

Segundo Yin (2015), tem por definição estudo de caso como “Uma investigação empírica que investiga um fenômeno contemporâneo dentro de seu contexto da vida real, especialmente quando as fronteiras entre fenômeno e contexto não estão claramente definidas.”

O trabalho irá trazer inicialmente algumas definições mais relevantes para contextualização e entendimento do desenvolvimento. A partir da análise dos laudos de sondagem presentes, será interpretado as características das camadas de solo e o número de SPT, com esses dados será possível definir a tensão admissível do solo ou rocha presente na camada que servirá de apoio para o dimensionamento das fundações.

As fundações a serem projetadas referem-se a um edifício residencial multifamiliar de 21 pavimentos, incluindo um subsolo localizado na cota -3,00 m em relação ao nível da rua. A estrutura é composta por 23 pilares na região central da torre, além dos pilares de embasamento do edifício. Para este estudo de caso, foi selecionado o pilar P16, com dimensões de 50 x 50 cm e com uma carga centrada proveniente de 6240 kN, a fim de realizar os dimensionamentos das fundações.

O dimensionamento será desenvolvido para dois tipos de fundações: uma fundação rasa, do tipo sapata, dimensionada pelo método CEB-70 (*Comité Européen du Béton*), e uma fundação profunda, do tipo tubulão, calculada de acordo com a metodologia proposta por Alonso (2010) em *Exercícios de Fundações*, contemplando o fuste, a base e a altura da base do elemento. Após a definição das dimensões geométricas e da determinação da área de aço necessária para cada fundação, será elaborado o levantamento de custos, considerando materiais, escavações e mão de

obra. Os orçamentos serão obtidos com base na tabela SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil). Com as fundações dimensionadas e os custos estimados, será possível avaliar qual alternativa se apresenta mais adequada à execução, identificando, ainda, a opção mais econômica e viável no contexto do estudo.

Embora as fundações rasas do tipo sapata, em geral, apresentem um custo significativamente menor do que as fundações profundas, conforme apontado por Aoki e Velloso (2005), o objetivo deste trabalho é verificar se, no caso específico analisado em que há uma elevada carga atuando sobre o pilar selecionado, a fundação profunda do tipo tubulão pode, eventualmente, se mostrar mais vantajosa em termos econômicos e técnicos em comparação à fundação rasa.

2.1. SOLO

Pinto (2006), traz por definição que "solo é o conjunto de partículas minerais, com ou sem matéria orgânica, resultante da decomposição das rochas por processos físicos e químicos, que pode conter água e ar em seus vazios, sendo o meio natural de suporte das estruturas."

2.2 INVESTIGAÇÃO GEOTÉCNICA

Conforme os autores (Meyerhof, 1965; terzaghi e Peck, 1948) o conhecimento geotécnico, que engloba a análise da capacidade de carga, a resistência do solo e suas propriedades físicas e mecânicas, é essencial para a definição do tipo de fundação mais adequada, seja ela rasa ou profunda.

Conforme a ABNT NBR 6122:2022 no item 4.3:

Para qualquer edificação deve ser feita uma campanha de investigação geotécnica preliminar, constituída por sondagem a percussão (com SPT), visando a determinação de estratigrafia e classificação dos solos, a posição do nível d'água e a medida índice de resistência à penetração NSPT, de acordo a ABNT 6484. (ABNT NBR 6122:2022)

2.2.1 Standard Penetration Test – SPT

Segundo Schnaid (2009) no Brasil, a sondagem à percussão SPT é o método mais comumente utilizado para investigações geotécnicas.

Esse ensaio avalia a resistência do solo em diferentes profundidades, fornecendo informações como a caracterização do subsolo por camada, a resistência à cravação do amostrador padrão (expressa pelo número de golpes necessários para penetrar os últimos 30 cm) e a posição do nível d'água, caso seja identificado durante o processo (ABNT,2020).

A norma que baliza o processo do ensaio é a NBR 6484 (ABNT, 2020). De acordo com a norma vigente, o ensaio SPT é executado por meio da perfuração do terreno e da cravação dinâmica de um amostrador-padrão com dimensões e energia de cravação padronizadas — um martelo de 65 kg, com queda livre de 75 cm. O procedimento é realizado a cada metro de profundidade, permitindo a identificação do tipo de solo, a estimativa de sua resistência e a verificação do nível do lençol freático no interior do furo de sondagem.

O ensaio é dividido em três estágios sucessivos de penetração de 15 cm cada. O número de golpes necessários para vencer os 30 cm finais de cravação (correspondentes ao segundo e o terceiro estágio) é registrado como o valor do índice de resistência à penetração, denominado NSPT.

2.2.2 Sondagem Rotativa

O uso desse tipo de sondagem é indicado sempre que a sondagem SPT não consegue avançar na perfuração: uma vez encontrado material rochoso cujo comportamento precisa ser compreendido mais a fundo, parte-se para uma rotativa (LORENZI, 2022).

Segundo a norma ABGE N.º 104:2023, define que “sondagem rotativa é um método de investigação que consiste no uso de um conjunto motomecanizado destinado à perfuração de maciços rochosos e obtenção de amostras de materiais rochosos com formato cilíndrico, chamadas de testemunho. Pode também mostrar solos e outros materiais e serve de acesso para a realização de diversos ensaios. A sondagem rotativa se utiliza de coroas diamantadas, às vezes coroas de vídea, neste

caso em perfuração em solo e quando não há necessidade de amostragem de testemunhos.

Sondagem mista é o método de investigação que conjuga a sondagem à percussão para o trecho em solo e sondagem rotativa para o trecho em rocha. Dessa forma, aplicam-se às Sondagens mistas os mesmos procedimentos das sondagens rotativas e das sondagens à percussão (ABGE, 2023).

A ABNT NBR 6122:2019 – Projeto e execução de fundações, recomenda: No caso de dúvida quanto a natureza do material impenetrável a percussão, devem ser programadas sondagens mistas (percussão e rotativa). Em se tratando de maciço rochoso, rocha alterada ou mesmo solo residual jovem, as amostras coletadas devem indicar suas características principais, incluindo-se eventuais descontinuidades, indicando: tipo de rochas, graus de alteração, fraturamento, coerência, xistosidade, porcentagem de recuperação e o índice de qualidade da rocha (RQD).

Conforme Lorenzi, (2022) RQD é a medida quantitativa usada para entender a resistência da rocha. No dimensionamento de fundação superficial, é utilizado para definir a tensão admissível do material no qual a fundação se apoiará.

De acordo ainda com o autor, um material bem alterado (uma rocha muito fraturada), a tensão admissível será muito menor do que em uma rocha sã. Uma rocha alterada pode possuir uma tensão admissível de 5 ou 6 kgf/cm², enquanto uma rocha sã pode ter tensões admissíveis de 20 a 25 kgf/cm², ou ainda de acordo com a tabela da ABNT NBR 6122 – Projeto e Execução de Fundações uma tensão admissível de 30 kgf/cm².

2.3 TENSÃO ADMISSÍVEL

A tensão admissível do solo representa o maior valor de pressão que pode ser aplicada pela fundação ao terreno, considerando os limites de segurança necessários para evitar rupturas, recalques excessivos ou outros efeitos indesejáveis, como vibrações, conforme estabelece a NBR 6122:2019.

Quando a fundação é apoiada em rocha e tendo sua tensão resistente utiliza-se também fatores de segurança de acordo com a qualidade da rocha. Conforme Velloso e Lopes (2010), no contexto brasileiro, é comum a utilização de um fator de segurança igual a 3,0 para fundações sobre rocha, sendo admissível sua redução apenas em situações raras e devidamente justificadas.

Ainda os autores em contrapartida, recomenda-se aumentar esse valor quando o maciço rochoso apresenta fraturamentos, alto grau de alteração ou quando há baixa confiabilidade nas informações obtidas.

Com a resistência da rocha encontra-se a tensão admissível com a seguinte expressão:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_c}{F_s} \quad \text{Eq. 01}$$

onde:

σ_{adm} = Tensão admissível

σ_c = Tensão resistente

F_s = Fator de segurança

2.4 FUNDAÇÕES

As fundações são responsáveis por transferir as cargas da superestrutura para o solo, garantindo que a construção atenda aos requisitos de segurança, com eficiência econômica e desempenho satisfatório (AOKI; VELLOSO, 2005, p. 1). As fundações são convencionalmente separadas em dois grandes grupos: fundações superficiais (ou "diretas" ou rasas) e fundações profundas (VELLOSO; LOPES, 2010).

2.4.1 Fundações Superficiais

De acordo com o item 3.28 da NBR 6122:2022 – Projeto e execução de fundações, trata-se de um elemento de fundação cuja base está posicionada a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada. Para essa definição, considera-se a menor profundidade, caso ela não seja uniforme em todo o perímetro da fundação.

2.4.2 Fundações Profundas

Conforme a NBR 6122 (2022), a fundação profunda é definida como aquela que transmite a carga da construção ao solo por meio da base (resistência de ponta), e pela superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação de ambas,

sendo sua ponta ou base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão em planta e no mínimo 3,0 m; quando não for atingido o limite de oito vezes, a denominação é justificada. Neste tipo de fundação incluem-se as estacas e os tubulões.

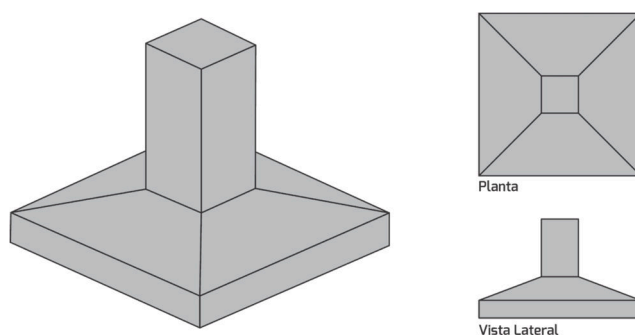
2.4.3 Sapatas

De acordo com o item 3.38 da NBR 6122 (2022), define como elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.

De acordo com Lorenzi (2022), existem basicamente três tipos de sapatas:

SAPATA ISOLADA: é o tipo de fundação em que um único pilar transfere sua carga diretamente para uma única sapata. Essa fundação recebe a totalidade da carga concentrada do pilar, geralmente de natureza axial. As sapatas podem assumir diferentes formas geométricas como retangulares, circulares ou piramidais de acordo com o formato da base do pilar ao qual estão associadas. A Figura 1 apresenta o respectivo tipo de sapata.

Figura 1 - Sapata Isolada.

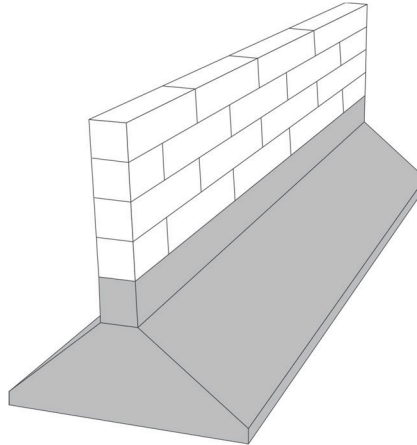


Fonte: VivaDecora (2025).

SAPATA CORRIDA: é utilizada quando há uma carga distribuída ao longo de sua extensão, como ocorre em edificações com paredes estruturais ou blocos de concreto que transferem esforços continuamente para a fundação. Nesse tipo de fundação, a carga não está concentrada em um único ponto, mas distribuída linearmente. É importante destacar que o tipo de fundação adotado deve sempre estar em consonância com o sistema estrutural da edificação, respondendo

adequadamente às suas características e exigências. A Figura 2 apresenta o respectivo tipo de sapata.

Figura 2 - Sapata Corrida.

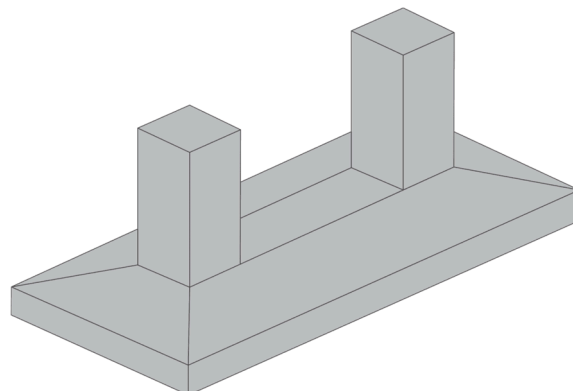


Fonte: VivaDecora (2025).

SAPATA ASSOCIADA: é adotada quando dois ou mais pilares transferem suas cargas para uma mesma sapata. Essa solução costuma ser empregada em situações em que a proximidade entre os pilares impede a execução de sapatas isoladas. Nesses casos, torna-se necessário interligá-los por meio de uma única base de fundação.

Um aspecto fundamental nesse tipo de fundação é o posicionamento do centro de gravidade das cargas, que deve ser cuidadosamente analisado para garantir o equilíbrio. Além disso, a presença de pilares com diferentes seções e cargas torna o processo de dimensionamento mais complexo. A Figura 3 apresenta o respectivo tipo de sapata.

Figura 3 - Sapata Associada.



Fonte: VivaDecora (2025).

2.4.4 Tubulão

O tubulão trata-se de um elemento de fundação profunda que, ao menos na fase final da escavação do terreno, requer a realização de trabalho manual em profundidade para efetuar o alargamento da base ou, no mínimo, para a limpeza do fundo da escavação. Isso se deve ao fato de que, nesse tipo de fundação, as cargas são predominantemente suportadas pela ponta, conforme especificado no item 3.49 da NBR 6122:2022 (ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS, 2022).

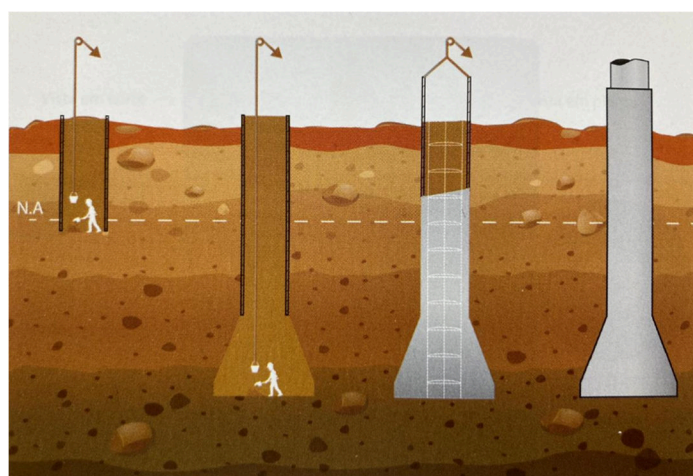
Os tubulões são classificados, quanto à forma de execução, em três tipos principais: tubulão a céu aberto escavado manualmente, tubulão aberto mecanicamente e tubulão a ar comprimido, conforme descrito por CAMPOS (2015).

O tubulão a ser dimensionado neste trabalho é do tipo céu aberto escavado manualmente.

TUBULÃO A CÉU ABERTO ESCAVADO MANUALMENTE: Segundo Campos (2015), os tubulões a céu aberto são escavados em solos coesivos para evitar o desmoronamento durante a escavação acima do nível d'água.

A abertura do poço do tubulão (fuste) é realizada com diâmetro igual ou superior a 90 cm, conforme preconiza a NR 18, garantindo a segurança do trabalhador, denominado (poceiro), que realiza a descida no tubulão. Na parte inferior, ocorre o alargamento da base, com diâmetro igual ou maior que três vezes o diâmetro do fuste ($B \geq 3df$). Após isso, são colocadas as armaduras e, posteriormente, realiza-se a concretagem, na Figura 4 é possível observar o passo a passo da sua execução.

Figura 4 – Execução de tubulão.



Fonte: Lorenzi (2022).

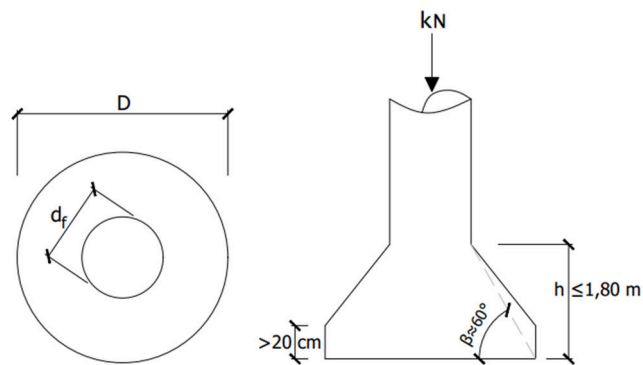
Na Figura 5, é possível ver as dimensões do tubulão e entender cada parte que o compõem. Pode-se observar que o rodapé tende ter uma altura mínima de 20 cm, altura que colabora para a segurança e estabilidade da estrutura.

A altura total (h) corresponde à distância entre a cota de arrasamento e a cota de apoio do tubulão.

A altura da base (h_b) é obtida somando-se a altura da base do tubulão com a altura do tronco de cone. Essa dimensão é um fator importante no projeto da fundação, pois afeta a sua capacidade de suportar cargas.

O diâmetro do fuste se dá pela sigla (d_f), que deve respeitar um diâmetro ≥ 90 cm.

Figura 5 - Detalhe de um tubulão.



Fonte: O autor (2025).

2.5. DIMENSIONAMENTOS

A seguir, serão apresentadas as fases e as equações que compõem o dimensionamento dos elementos de fundação do tipo sapata e tubulão, determinando a geometria de cada elemento e a respectiva área de aço.

2.5.1 Dimensionamento do Tubulão

O dimensionamento envolve a definição do diâmetro da base, do fuste e de sua respectiva área, bem como o cálculo do volume e da altura da base, além da determinação da área de aço necessária.

2.5.1.1 Dimensionamento da Base

Nos tubulões de geometria circulares, definir o diâmetro mínimo da base é um aspecto essencial no dimensionamento geotécnico. Esse parâmetro é determinante para garantir que as cargas da estrutura sejam adequadamente transmitidas ao solo de forma segura e eficiente. Conforme a literatura de Alonso (2010, p. 42), o cálculo do diâmetro da base se dá pela seguinte equação:

$$D = \sqrt{\frac{4P}{\pi\sigma_{adm}}} \quad \text{Eq. 02}$$

Onde:

D = Diâmetro da base;

P = Carga proveniente do pilar (kN)

σ_{adm} = Tensão admissível do solo (kN/m²)

2.5.1.2 Dimensionamento do Fuste (D_f)

O fuste do tubulão exerce a função estrutural de transferir as cargas provenientes do bloco de coroamento para a base da fundação, garantindo a transmissão eficiente dos esforços a cota apoio. De acordo com a NBR 6122:2022, o concreto utilizado na execução do tubulão deve apresentar resistência característica mínima à compressão (f_{ck}) de 25 MPa aos 28 dias (ABNT, 2022).

Ainda conforme a NBR 6122:2022, a resistência de cálculo à compressão do concreto, f_{cd} , deve ser obtida conforme os critérios estabelecidos na ABNT NBR 6118, por meio da seguinte expressão:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \quad \text{Eq. 03}$$

f_{cd} , é a resistência de cálculo do concreto à compressão

f_{ck} , é a resistência característica do concreto à compressão

γ_c , é o coeficiente de ponderação da resistência à compressão do concreto

Quadro 1 - Critérios de dimensionamento de tubulões conforme os requisitos estabelecidos na NBR 6122.

Tipo de tubulão	Classe de agressividade ambiental	Classe de concreto/resistência característica	γ_f	γ_c	γ_s
Tubulão não encamisados	I, II	C25	1,4	2,2	1,15

Fonte: ABNT NBR 6122(2022).

De acordo com Alonso (2010) o peso próprio do tubulão e o atrito lateral entre o fuste e o solo são desprezados.

O cálculo do diâmetro do fuste se dá pela seguinte equação:

$$Df = \sqrt{\frac{4P}{\pi\sigma_{ac}}} \geq 90 \text{ cm} \quad \text{Eq. 04}$$

Onde:

Df = Diâmetro do fuste;

P = Carga proveniente do pilar (kN)

σ_{ac} = Tensão do concreto

f_{ck} = Resistência característica do concreto

γ_f = Coeficiente de ponderação das ações

γ_c = Coeficiente de ponderação de resistência do concreto

γ_s = Coeficiente de ponderação de resistência do aço

2.5.1.3 Dimensionamento da Área do Fuste

O cálculo da área do fuste é feito de forma semelhante ao dimensionamento de um pilar submetido à compressão axial, considerando apenas o concreto, sem contribuição da armadura de aço (ALONSO, 2010, p. 42).

$$\gamma_f P = 0,85 \cdot Af \cdot f_{ck} / \gamma_c \quad \text{Eq. 05}$$

Ainda segundo o autor a fórmula pode ser reescrita de uma forma simplificada:

$$A_f = \frac{P}{\sigma_c} \quad \text{Eq. 06}$$

em que

$$\sigma_c = \frac{0,85 \cdot f_{ck}}{\gamma_f \cdot \gamma_c} \quad \text{Eq. 07}$$

e a área da seção do fuste se dá pela seguinte equação:

$$A_f = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \quad \text{Eq. 08}$$

2.5.1.4 Dimensionamento do Volume da Base

De acordo com Alonso (2010), o volume pode ser estimado, de forma aproximada, pela soma do volume de um cilindro com 20 cm de altura e o volume de um tronco de cone com altura equivalente a (H - 20 cm).

$$V = 0,2 \cdot A_b + \left(\frac{(H-0,20)}{3} \right) \cdot (A_b + A_f + \sqrt{A_b \cdot A_f}) \quad \text{Eq. 09}$$

O volume V será expresso em metros cúbicos (m³), considerando-se as áreas da base (A_b) e do fuste (A_f) em metros quadrados (m²).

A área da base se dá pela seguinte equação:

$$A_b = \frac{\pi \cdot D^2}{4} \quad \text{Eq. 10}$$

2.5.1.5 Dimensionamento Da Altura Da Base (h_b)

Seguindo a literatura de Alonso (2010), para dimensionar a altura da base, o valor de H_b deverá ser no máximo 2m. No caso de tubulões a céu aberto, adota-se α= 60°. H_b se dá pela seguinte equação:

$$H_b = \frac{D - \phi_f}{2} \cdot \tan(60^\circ) \quad \text{Eq. 11}$$

2.5.1.6 Dimensionamento Da Armadura Distribuída

Conforme descrito por Campos (2015), a armadura distribuída em tubulões é disposta ao longo do fuste com o objetivo de resistir à tração circunferencial e minimizar a fissuração do concreto. Além disso, essa armadura pode ser dimensionada para suportar esforços adicionais de cisalhamento e cargas axiais, contribuindo para a estabilidade global da fundação em diferentes condições de carregamento. Já a armadura de flexão tem como função principal resistir aos momentos fletores gerados pelas ações atuantes sobre o tubulão.

No dimensionamento da área de concreto necessária para resistir aos esforços normais atuantes no fuste de um tubulão, Campos (2015) propõe a utilização da equação:

$$A_{CN} = \frac{\omega \cdot N_d}{0,85 \cdot f_{cd}} \quad \text{Eq. 12}$$

$$A_{S_{min}} \geq 0,85\% A_{CN} \quad \text{Eq. 13}$$

$$A_{S_{min}} \geq 0,5\% A_C \quad \text{Eq. 14}$$

$$\omega = 1 + \frac{6}{\phi f} \quad \text{Eq. 15}$$

$$N_d = y_f \cdot N_K \quad \text{Eq. 16}$$

Onde:

A_{CN} = Área de concreto necessária

A_C = Área de concreto

N_d = Esforço normal de cálculo

f_{cd} = Resistência de cálculo do concreto

ω = Fator corretivo relacionado ao diâmetro da seção do fuste

A_s = Área de aço

Com a área de aço determinada, é possível calcular o número de barras necessárias a partir da área de aço correspondente à bitola escolhida, utilizando-se a seguinte equação:

$$N = \frac{A_s}{A_s \emptyset} \quad \text{Eq. 17}$$

Onde:

N = número de barras

A_s = Área de aço

$A_s \emptyset$ = Área de aço da barra

2.6 DIMENSIONAMENTO ESTRUTURAL DA SAPATA

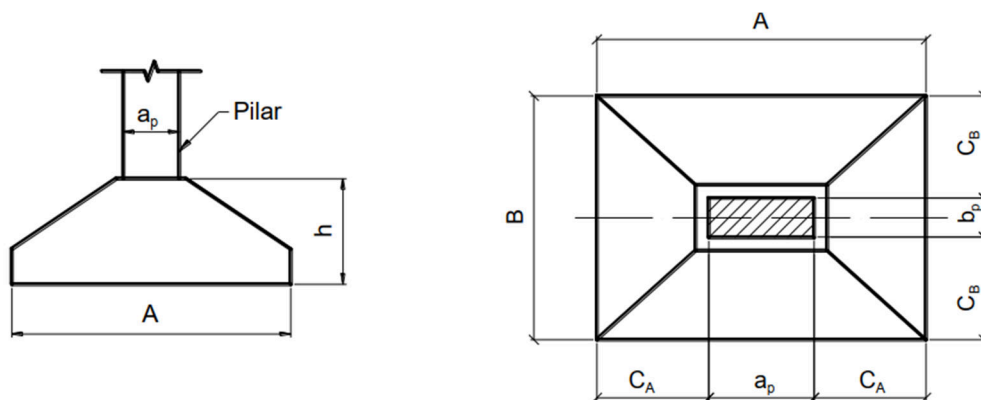
2.6.1 Dimensionamento Da Base Da Sapata

Para um dimensionamento mais econômico, Basto (2023) recomenda que os balanços da sapata nas duas direções representados pelas dimensões C_A e C_B sejam iguais ou, ao menos, aproximadamente iguais (Figura 6). Fazendo $C_A = C_B$ obtém:

$$\begin{aligned} A - a_p &= B - b_p \\ A - B &= a_p - b_p \end{aligned} \quad \text{Eq.18}$$

Outra recomendação é que: $A \leq 2,5B$

Figura 6 - Dimensões da sapata e balanços iguais $C_A = C_B$.



Fonte: Bastos (2023, p. 9).

Onde:

A = maior dimensão da sapata em planta

B = menor dimensão da sapata em planta

C_A e C_B = balanços da sapata

a_p = maior dimensão do pilar

b_p = menor dimensão do pilar

2.6.1.1 Cálculo da Base da Sapata

$$Ssap = \frac{K_{maj} \cdot N_{gk} + N_{qk}}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 19}$$

Onde:

$Ssap$ = área da sapata

N_{gk} = carga vertical devida às ações permanentes, valor característico

N_{qk} = carga vertical devida às ações variáveis, valor característico

K_{maj} = coeficiente majorador da carga vertical das ações permanentes

σ_{adm} = tensão admissível do solo

De acordo com a norma NBR 6122, a carga vertical deve ser majorada em 5% ou considerar o peso próprio da sapata, o que, em alguns casos, pode ser realizado diretamente com base na carga total:

$$Ssap = \frac{1,05 \cdot N_g + N_{gk}}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq. 20}$$

A área da sapata também pode ser encontrada por:

$$Ssap = A \cdot B \quad \text{Eq. 21}$$

Tendo os balanços $CA = C_B$, então, obtemos:

$$A - B = a_p - b_p \rightarrow \left(\frac{Ssap}{B}\right) - b = a_p - b_p \quad \text{Eq. 22}$$

Fazendo a multiplicação por B e a manipulação da equação temos:

$$\begin{aligned} (Ssap - B^2) &= (a_p - b_p)B \\ B &= \frac{1}{2}(b_p - a_p) + \sqrt{\frac{1}{4}(b_p - a_p)^2 + Ssap} \end{aligned} \quad \text{Eq. 23}$$

Onde:

$Ssap$ = área de apoio da sapata

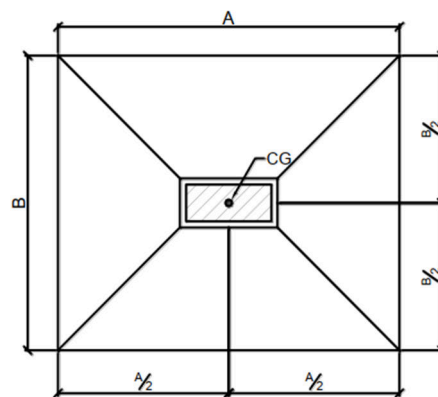
B = uma das dimensões da sapata

$a_p - b_p$ = dimensões do pilar

As dimensões A e B devem ser múltiplas de 5 para facilitar na execução prática de obra.

Outra recomendação é que o centro de gravidade (CG) do pilar deve estar alinhado com o centro de gravidade da sapata isolada, independentemente do formato da seção do pilar, conforme a Figura 7.

Figura 7 - Sapata isolada com o CG do pilar.



Fonte: Bastos (2023, p. 5).

2.6.1.2 Verificando a Rigidez

De acordo com a NBR 6118 (item 22.6.1), as sapatas são classificadas como rígidas ou flexíveis, sendo consideradas rígidas aquelas que satisfazem a condição da seguinte equação específica:

$$h \geq \frac{A - a_p}{3} \quad \text{Eq. 24}$$

Onde:

h = altura da sapata

A = uma das dimensões da sapata

a_p = dimensão do pilar na mesma direção

De acordo com o item 22.6.2 da ABNT NBR 6118:2014, são apresentadas orientações técnicas que distinguem o comportamento estrutural de sapatas rígidas em relação às sapatas flexíveis.

2.6.1.3 Sapatas Rígidas

Trabalho à flexão nas duas direções, admitindo-se que, para cada uma delas, a tração na flexão seja uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. Essa hipótese não se aplica à compressão na flexão, que se concentra mais na região do pilar que se apoia na sapata e não se aplica também ao caso de sapatas muito alongadas em relação à forma do pilar;

Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruptura por tração diagonal, e sim por compressão diagonal verificada conforme 19.5.3.1. Isso ocorre porque a sapata rígida fica inteiramente dentro do cone hipotético de punção, não havendo, portanto, possibilidade física de punção. (ABNT NBR 6118:2014).

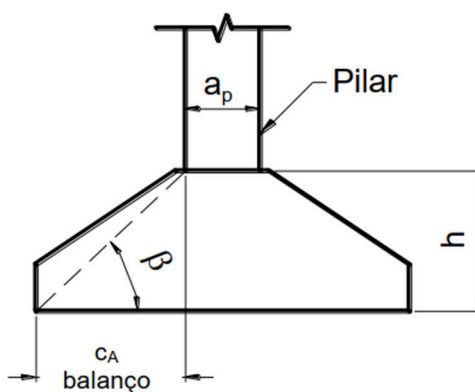
2.6.1.4 Sapatas Flexíveis

Conforme a NBR 6118:2014, as sapatas flexíveis apesar de serem menos comuns, essas sapatas são empregadas em fundações que suportam cargas leves e estão assentadas sobre solos de menor capacidade resistente. Seu comportamento estrutural é caracterizado por:

- a) trabalho à flexão nas duas direções, não sendo possível admitir tração na flexão uniformemente distribuída na largura correspondente da sapata. A concentração de flexão junto ao pilar deve ser, em princípio, avaliada;
- b) trabalho ao cisalhamento que pode ser descrito pelo fenômeno da punção (ver 19.5). A distribuição plana de tensões no contato sapata-solo deve ser verificada.

De acordo com Montoya (1971), uma sapata é considerada rígida quando o ângulo β é igual ou superior a 45° ($\beta \geq 45^\circ$). Caso esse ângulo seja inferior a 45° ($\beta < 45^\circ$), a sapata deve ser classificada como flexível.

Figura 8 - Sapata mostrando ângulo de β e balanço.



O método CEB-70 considera rígida quando o ângulo β ($\text{tg } \beta = h/c$) fica entre os seguintes limites:

$$0,5 \leq \text{tg } \beta \leq 1,5 \quad (26,6^\circ \leq \beta \leq 56,3^\circ) \quad \text{Eq. 25}$$

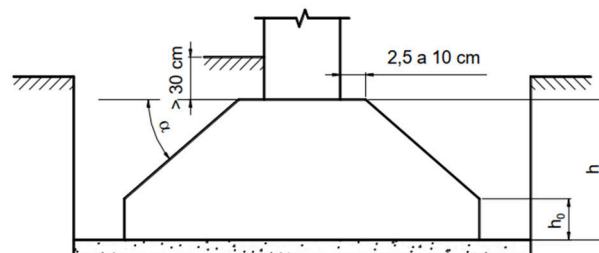
Assim, fica a seguinte condição:

Se $\text{tg } \beta < 0,5$ - Sapata Flexível ou Se $\text{tg } \beta > 1,5$ - Bloco de fundação

Com o objetivo de evitar a ruptura nas bordas da sapata, recomenda-se que suas faces laterais externas sejam executadas em superfície vertical. Para isso, Bastos sugere a adoção de uma altura útil mínima h_0 , de forma a garantir a integridade estrutural da fundação, assim, é possível definir h_0 da seguinte forma:

$$h_0 \geq \begin{cases} \frac{h}{3} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Eq. 26}$$

Figura 9 - Sapata mostrando h e h_0 .



Fonte: Bastos (2023, p. 18)

De acordo ainda com o método CEB-70 as sapatas devem atender algumas considerações de projeto na parte geométrica. Os balanços “c” devem estar de acordo com os intervalos a seguir:

$$\frac{h}{2} \leq c \leq 2h \quad (\text{ou } \frac{1}{2} \leq \frac{c}{2h} \leq 2) \quad \text{Eq. 27}$$

Onde:

c = balanço

h = altura da sapata

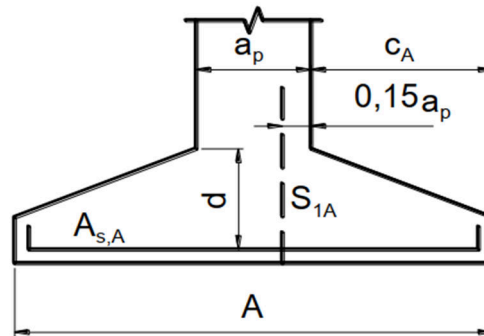
$c > 2h$ = a sapata pode ser considerada como viga ou como placa

$c < h/2$ = bloco de fundação (método não se aplica)

2.6.2 Seções de Referência CEB 70

Os critérios adotados para o dimensionamento de sapatas variam conforme a metodologia empregada, especialmente no que se refere à localização da seção onde se consideram os momentos fletores atuantes. De acordo com as recomendações do CEB-70, o momento fletor máximo em cada direção da sapata deve ser analisado em uma seção de referência plana (S_{1A} ou S_{1B}), perpendicular à superfície de apoio, localizada a uma distância de 0,15 vezes a dimensão do pilar (a_p) na direção perpendicular à seção. (Figura 10)

Figura 10 - Seção de referência S_{1A} , relativa a dimensão A da sapata.



Fonte: Bastos (2023, p. 27).

Os momentos fletores que atuam nas seções de referência S_{1A} e S_{1B} , são determinados do seguinte modo:

$$C_A = \frac{A - a_p}{2}; \quad C_B = \frac{B - b_p}{2} \quad \text{Eq. 28}$$

Para garantir que a armadura longitudinal do pilar seja devidamente ancorada dentro da sapata, é necessário que a altura útil da sapata (d) seja maior que o comprimento exigido para a ancoragem da armadura (l_b), ou seja: $d \geq l_b$. Para determinar l_b é aplicado a seguinte equação:

$$l_b = \frac{\phi}{4} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{bd}} \quad \text{Eq. 29}$$

$$f_{bd} = f_{ctd} \cdot n_1 \cdot n_2 \cdot n_3 \quad \text{Eq. 30}$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot f_{ck}^{2/3} \quad \text{Eq. 31}$$

A altura do rodapé da sapata se dá pela expressão:

$$h_0 \geq \begin{cases} h/3 \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{Eq. 32}$$

Para obter o ângulo da superfície inclinada da sapata se dá pela seguinte equação:

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{h-h_0}{c} \quad \text{Eq. 33}$$

A pressão exercida pela sapata sobre o solo, que corresponde à reação do terreno à carga aplicada, é dada por:

$$P_d = \frac{Nk}{A.B} \quad \text{Eq. 34}$$

Distâncias de X_A e X_B :

$$X_A = C_A + 0,15a_p \quad \text{Eq. 35}$$

$$X_B = C_B + 0,15b_p$$

As distâncias x são medidas da seção S (S_{1A} e S_{1B}) até a face da sapata, em ambas as direções (A e B).

Momentos fletores relativos às seções de referência S_{1A} e S_{1B} se dá pela seguinte equação:

$$M_{1A,d} = p_d \cdot \frac{X_A^2}{2} B = \quad \text{Eq. 36}$$

$$M_{1B,d} = p_d \cdot \frac{X_B^2}{2} A = \quad \text{Eq. 37}$$

Onde:

M_{1A} = momento fletor na dimensão "A", na seção S_{1A}

M_{1B} = momento fletor na dimensão "B", na seção S_{1B}

p = pressão

X_A e X_B = distâncias, e por fim o cálculo da armadura se dá pela seguinte equação:

$$A_s = \frac{M_d}{0,85 \cdot f_{yd}} = \quad \text{Eq. 38}$$

Onde:

A_s = área de aço

M_d = momento fletor

As armadura se dá por metro: $A_{s,A}/m = A_{s,A}/A$ e $A_{s,B}/m = A_{s,B}/B$

2.6.3 Verificação da diagonal comprimida

Em sapatas rígidas não ocorre a ruptura por punção. Por isso faz a verificação da tensão resistente de compressão diagonal do concreto na superfície crítica C. A superfície C, é o perímetro do pilar, que pode ser encontrado com a seguinte equação:

$$u_o = 2 \cdot (b_p + a_p) \quad \text{Eq. 39}$$

A verificação da diagonal comprimida deve tender a seguinte expressão:

$$\tau_{sd} \leq \tau_{Rd2} = 0,27 \alpha_v f_{cd} \quad \text{Eq. 40}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

onde:

τ_{sd} = Tensão de cisalhamento solicitante

τ_{Rd2} = Tensão de cisalhamento resistente

De acordo com a NBR 6118:2014, item 19.5.2.1 a equação para tensão de cisalhamento se obtém com a seguinte expressão:

$$\tau_{sd} = \frac{F_{sd}}{u_o d} \quad \text{Eq. 41}$$

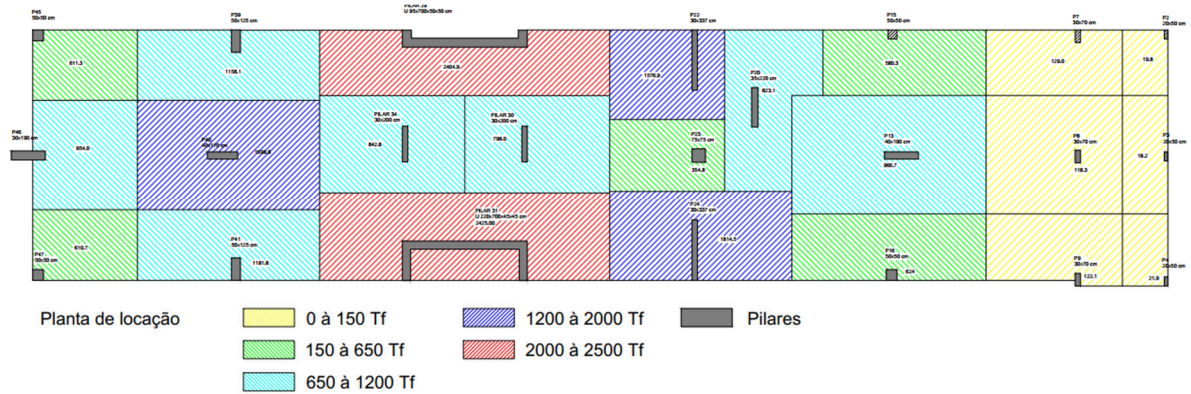
Em que:

$$f_{sd} = N_{sd} = \gamma_f N \quad \text{Eq. 42}$$

2.7 PROJETO (PLANTA DE PILARES E DE CARGAS)

Na Figura 11, são apresentados todos os pilares que compõem a parte central da torre do edifício, juntamente com a média das cargas atuantes em cada pilar, organizadas por regiões destacadas por diferentes cores.

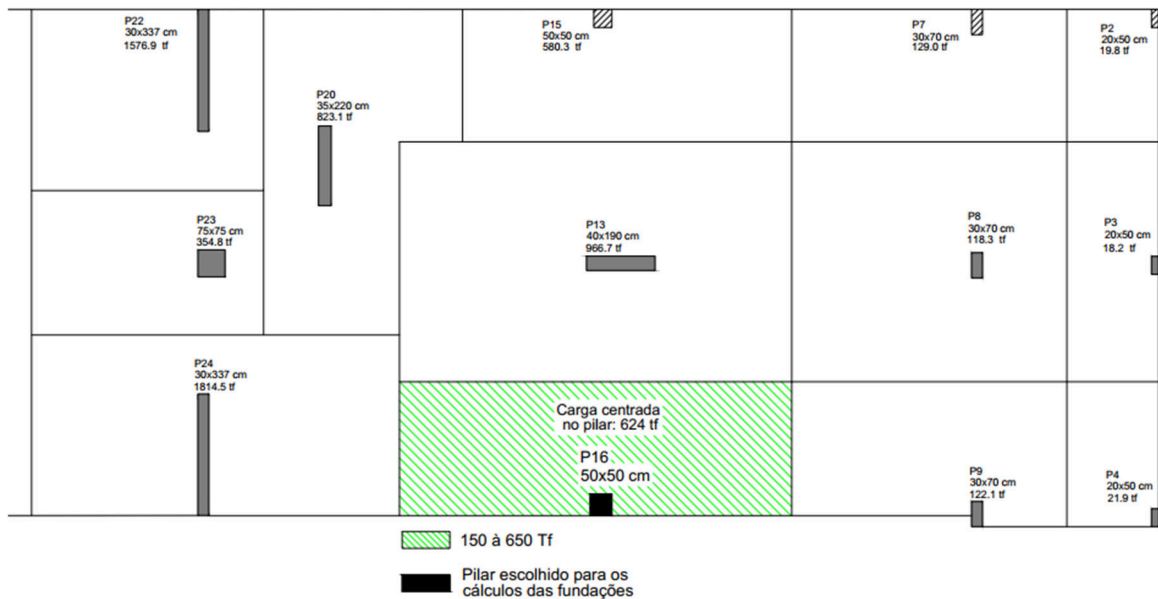
Figura 11 - Planta de Pilares e de cargas.



Fonte: O autor (2025).

A Figura 12 a seguir apresenta uma visualização mais aproximada do pilar selecionado para o dimensionamento das fundações, identificado como P16, o qual recebe uma carga centrada de 624 tf.

Figura 12 - Pilar escolhido para cálculo.



Fonte: O autor (2025).

O pilar escolhido para dimensionamento é identificado na cor preta, pilar quadrado com suas dimensões de 50x50 cm, ele recebe a carga de 21 lajes pré fabricada do tipo treliçada em concreto armado, e tem uma carga solicitante centrada de 6240 kN. O pilar foi escolhido por apresentar uma carga intermediária, permitindo que, no dimensionamento das fundações, tanto o tubulão quanto a sapata fossem

considerados como unidades isoladas, ou seja uma só fundação, para submeter aos objetivos que se espera deste trabalho.

3 ANÁLISE E DISCUSSÃO DOS RESULTADOS

A primeira fundação a ser submetida ao dimensionamento será a do tipo sapata, a qual deve suportar a carga de 6240 kN proveniente do pilar P16 com dimensões 50 x 50 cm.

3.1 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO TIPO SAPATA

O concreto a ser utilizado para suportar a carga solicitada será de 50 Mpa, aço CA-50, armadura do pilar é de $\varnothing 20$ mm e a sapata será apoiada na cota -7,00 m, com conforme as amostragens da tabela 1 da sondagem SPT e a tabela 2 de sondagem rotativa (SR).

Tabela 1 – Sondagem SPT

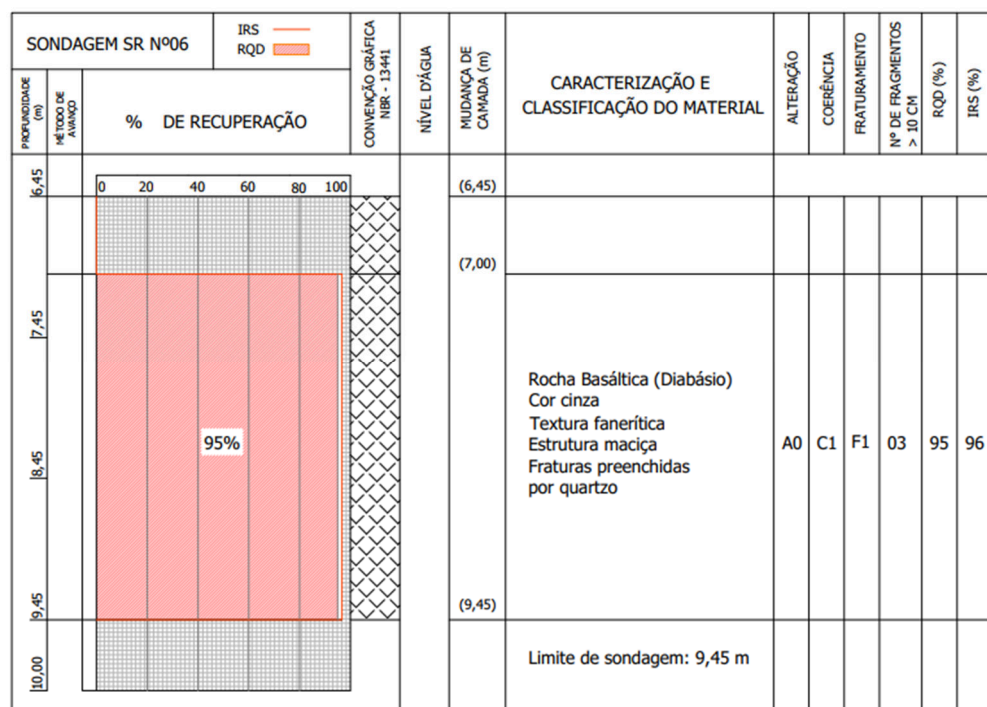
Sondagem SPT						
Profundidade	Ensaio de penetração			Resistencia a penetração		Descrição do solo
	(m)	(golpes)			Inicial	
0,00	$\frac{0}{15}$	$\frac{0}{15}$	$\frac{0}{15}$	0	0	SOLO SUPERFICIAL ARGILOSO
1,45	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	5	7	SILTE- ARGILOSO, MARRON, MÉDIO
2,45	$\frac{3}{15}$	$\frac{4}{15}$	$\frac{4}{15}$	7	8	ARGILA, MARRON, MÉDIA
3,45	$\frac{1}{15}$	$\frac{1}{15}$	$\frac{2}{15}$	2	3	ARGILA, MARRON, MOLE
4,45	$\frac{2}{15}$	$\frac{3}{15}$	$\frac{3}{15}$	5	6	SILTE-ARGILOSO, MARRON, MÉDIO
5,45	$\frac{6}{15}$	$\frac{12}{15}$	$\frac{13}{15}$	18	25	SILTE-ARGILOSO, MARRON, MUITO RIJO
6,45	$\frac{6}{15}$	$\frac{14}{15}$	$\frac{16}{15}$	20	30	SILTE-ARGILOSO, MARRON, MUITO RIJO
7,00	$\frac{20}{3}$	-	-	$\frac{20}{3}$	-	MUITO RIJO

IMPENETRÁVEL AO TRÉPANO DE
LAVAGEM

Fonte: O autor (2025).

A Figura 13 apresenta o laudo de sondagem SPT, no qual foi identificado solo até a profundidade de 7,00 metros, onde se atingiu o material impenetrável. A paralisação ocorreu nessa cota devido à presença de camada rochosa, impossibilitando o avanço do SPT. Nessa situação, torna-se necessário utilizar a sondagem rotativa.

Figura 13 – Sondagem Rotativa (SR)



Fonte: O autor (2025).

A Figura 13 da sondagem rotativa nos mostra a partir dos 7,00 metros até os 9,45 metros a qualidade e integridade da rocha, esta rocha tem uma qualidade (RQD) de 95%, alteração (A0) = rocha sã, coerência (C1) = muito coerente, fraturamento (F1) = pouco fraturada, nº de fragmentos > 10 cm = 03 e Índice de recuperação sólida (ISR) = 96%, um material rochoso de alta qualidade.

De acordo com a tabela de sondagem rotativa, a rocha encontrada tem um índice de alta qualidade (RQD = 95%), ou seja, o maciço rochoso é de excelente qualidade, classificada como uma rocha sã, conforme a literatura do Lorenzi (2022) e NBR 6122 (2010) uma rocha desta qualidade tende a ter uma resistência de até 30

kgf/cm². Considerando a resistência da rocha de 30 kgf/cm², para o dimensionamento das fundações foi adotado um fator de segurança = 3 por se tratar de um material rochoso de ótima qualidade, com isso define-se a tensão admissível da rocha com a equação 01:

$$\sigma_{adm} = \frac{\sigma_c}{F_s} \quad \sigma_{adm} = \frac{30}{3} = 10 \text{ kgf/cm}^2$$

a) *Dimensões da sapata*

Utilizando a equação 20, calculamos a área da base da sapata:

$$S_{sap} = \frac{1,05 \cdot 6240}{0,1} = 68640 \text{ cm}^2$$

Utilizando a equação 23, calcula-se a dimensão do menor lado da sapata:

$$B = \frac{1}{2}(50 - 50) + \sqrt{\frac{1}{4}(50 - 50)^2 + 68640} = 261,99 \text{ cm}$$

As dimensões devem ser preferencialmente múltiplas de 5 cm, adota-se 265 cm para B.

Como Ca=Cb, o lado maior da sapata obtemos através da equação 21:

$$A - B = a_p - b_p \rightarrow A - 265 = 50 - 50 \rightarrow A = 265 \text{ cm}$$

A área da sapata corrigida é:

$$S_{sap} = 265 \times 265 = 70225 \text{ cm}^2 > 68640 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ok!}$$

A sapata terá dimensão A = 265 cm e B = 265 cm. Como os balanços foram adotados iguais, aplica-se a equação 28:

$$CA = CB = \frac{265-50}{2} = 107,5 \text{ cm}$$

Considerando uma sapata rígida, deve-se atender a seguinte condição da equação 24:

$$h \geq \frac{265-50}{3} = 71,67 \text{ cm}$$

A altura útil da sapata deve ser superior ao comprimento de ancoragem (lb) da armadura do pilar: $d \geq lb$

Para obter o valor de (lb) se dá pelas equações 29, 30 e 31:

$$lb = \frac{2}{4} \cdot \frac{5000/1,15}{45,81} = 47,46$$

$$n_1 = 2,25 \text{ Barra nervurada}$$

$$n_2 = 1,0 \text{ Zona de boa aderência}$$

$$n_3 = 1,0 \text{ Diâmetro} < 32 \text{ mm}$$

$$f_{bd} = 20,4 \cdot 2,25 \cdot 1 \cdot 1 = 45,81$$

$$f_{ctd} = 0,15 \cdot 50^{2/3} = 20,4 \text{ kgf/cm}^2$$

Com a adoção de uma altura total $h = 75 \text{ cm}$, a sapata enquadra-se como rígida ($> 71,67 \text{ cm}$), e para a altura útil pode-se considerar:

$$d = h - (c+1) \rightarrow d = 75 - (4+1) = 70 \text{ cm} \rightarrow d \geq l_b = 70 > 47,46 \text{ cm ok!}$$

Altura do rodapé da sapata, aplica-se a equação 32:

$$h_0 \geq \begin{cases} 70/3 = 23,3 \text{ cm} \\ 15 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow h_0 = 30 \text{ cm adotado}$$

Ângulo da superfície inclinada é obtido através da equação 33:

$$\text{tg } \alpha = \frac{70-30}{107,5} = 22,71 \rightarrow \alpha = 22,71^\circ \leq 30^\circ \rightarrow \text{ok!}$$

b) Cálculo dos momentos fletores internos solicitantes

Para encontrar a pressão no solo aplica-se a equação 34:

$$P_d = \frac{6240 \cdot 1,4}{265 \cdot 265} = 0,124400 \text{ kn/cm}^2$$

Os balanços “c” devem estar nos seguintes intervalos da equação 27:

$$h/2 \leq Ca \leq 2h \rightarrow 35 < 107,5 < 140 \rightarrow \text{ok!}$$

As distancias das seções de referencia S_1 as extremidades da sapata são encontradas pela equação 35:

$$XA = 107,5 + 0,15 \cdot 50 = 115 \text{ cm}$$

$$XB = 107,5 + 0,15 \cdot 50 = 115 \text{ cm}$$

Cálculo dos momentos fletores nas seções de referencia S_{1A} e S_{1B} através da equação 36 e 37:

$$M_{1A,d} = 0,124400 \cdot \frac{115^2}{2} \cdot 265 = 217987,9 \text{ kN.cm}$$

$$M_{1B,d} = 0,124400 \cdot \frac{115^2}{2} \cdot 265 = 217987,9 \text{ kN.cm}$$

c) Armaduras de flexão dos lados A e B da sapata

Considerando $\gamma_s = 1,15$ e $f_{yd} = 50/1,15 = 43,48 \text{ kN/cm}^2$ para o aço CA-50, aplica a equação 38:

$$A_{S,A} = A_{S,B} = \frac{217987,9}{0,85 \cdot 70 \cdot 43,48} = 90,75 \text{ cm}^2$$

Dimensão A= $90,75/2,65= 34,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\emptyset 25 \text{ mm c}/14 \text{ cm (35,71 cm}^2/\text{m)}$

Dimensão B= $90,75/2,65= 34,24 \text{ cm}^2/\text{m}$

$\emptyset 25 \text{ mm c}/14 \text{ cm (35,71 cm}^2/\text{m)}$

d) *Verificação da diagonal comprimida*

Aplica-se a equação 39:

$$u_o = 2 \cdot (50 + 50) = 200 \text{ cm}$$

Para o cálculo da força aplicada no solo utiliza-se a equação 42:

$$f_{sd} = 1,4 \cdot 6240 = 8736 \text{ kN}$$

A tensão de cisalhamento atuante é obtida através da equação 41:

$$\tau_{sd} = \frac{8736}{200 \cdot 70} = 6,24 \text{ MPa}$$

A tensão de cisalhamento resistente é obtida através da equação 40:

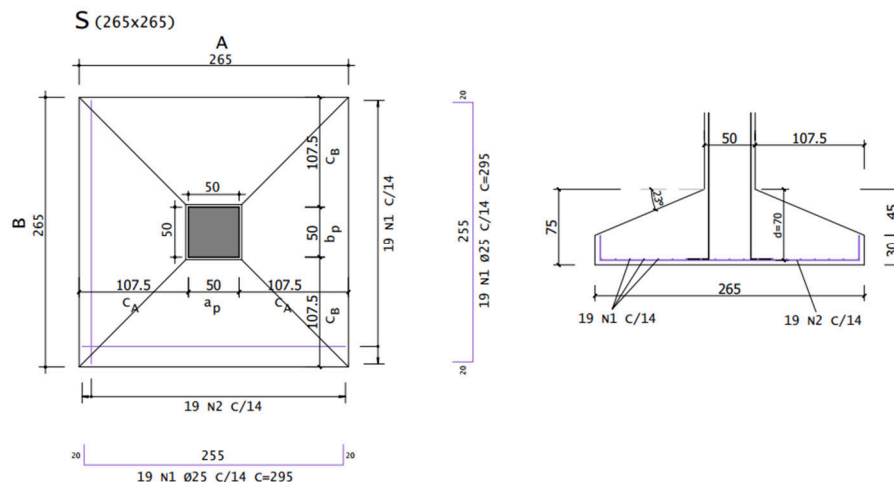
$$\tau_{Rd2} = 0,27 \left(1 - \frac{50}{250}\right) \frac{5,0}{1,4} = 7,71 \text{ MPa}$$

$$\alpha_v = \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right)$$

$$\tau_{sd} = 6,24 \text{ MPa} \leq \tau_{Rd2} = 7,71 \text{ MPa} \rightarrow \text{ok!}$$

Na figura 14 abaixo temos o projeto da sapata dimensionada.

Figura 14 – Projeto da sapata dimensionada



Fonte: O autor (2025).

Sapata do tipo quadrada com dimensões: A=265cm x B= 265cm, Altura H= 75 cm, rodapé = 30 cm, pilar com dimensão 50x50 cm e obteve 19 barras de aço de 25

mm com comprimento de 295 cm e espaçamento entre elas a cada 14 cm na direção A e B, resultando em 448,4 kg de aço CA-50 e 3,42 m³ de concreto com FCK de 50 Mpa (megapascals).

3.2 DIMENSIONAMENTO DA FUNDAÇÃO TUBULÃO

O tubulão será dimensionado para suportar a mesma carga de $P = 6240$ kN, correspondente ao pilar P16. Essa carga será transmitida a um concreto com resistência característica de 25 MPa, e a fundação estará apoiada na cota -7,00 m, conforme indicado nas tabelas de sondagem 1 e 2.

Dimensionamento do diâmetro da base (D), utilizando-se a equação 02:

$$D = \sqrt{\frac{4 \cdot 6240}{\pi \cdot 0,1}} = 282 \rightarrow 285 \text{ cm}$$

Para o dimensionamento do fuste, aplica-se as equações 03 e 04:

$$Df = \sqrt{\frac{4(1,4 \cdot 6240)}{\pi \cdot 0,85 \cdot 1,14}} = 107 \rightarrow 110 \text{ cm}$$

$$f_{cd} = \frac{2,5}{2,2} = 1,14$$

A área de seção de concreto do fuste necessário é encontrada pela aplicação das equações 06 e 07:

$$A_f = \frac{6240}{689,93} = 9,04 \text{ m}^2$$

$$\sigma_c = \frac{0,85 \cdot 25}{1,4 \cdot 2,2} = 689,93$$

e a área da seção do fuste se dá pela equação 08:

$$A_f = \frac{\pi \cdot 1,10^2}{4} = 0,95 \text{ m}^2$$

Calculando a área da base pela equação 10:

$$A_b = \frac{\pi \cdot 2,85^2}{4} = 6,37 \text{ m}^2$$

Dimensionamento da altura da base (H_b) com a equação 11:

$$H_b = \frac{285 - 110}{2} \cdot \tan(60^\circ) = 151 \rightarrow 155 \text{ cm}$$

Campos (2015), recomenda que a altura do rodapé (H_0) seja ≥ 20 cm, com isso foi adotado $H_0 = 25$ cm.

O dimensionamento do volume da base utiliza-se a equação 09:

$$V = 0,25 \cdot 6,37 + \left(\frac{(1,55 - 0,25)}{3} \right) \cdot (6,37 + 0,95 + \sqrt{6,37 \cdot 0,95}) = 5,83 \text{ m}^3$$

Para realizar o cálculo da área de aço (armadura longitudinal) aplica-se a equação 12,13,14, 15 e 16:

$$\omega = 1 + \frac{6}{110} = 1,055 \leq 1,1$$

$$N_D = 1,4 \cdot 624 \text{ tf} \rightarrow N_D = 873,6 \text{ tf}$$

$$f_{cd} = \frac{25}{2,2} \rightarrow f_{cd} = 1,14 \text{ kgf/mm}^2$$

$$A_{CN} = \frac{1,1 \cdot 873,6}{0,85 \cdot 1,14} \rightarrow A_{CN} = 994,87 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \geq 0,0085 \cdot 994,87 \rightarrow A_{s_{min}} \geq 8,45 \text{ cm}^2$$

$$A_{s_{min}} \geq 0,005 \cdot 9500 \rightarrow A_{s_{min}} \geq 47,5 \text{ cm}^2$$

Portanto, a armação do fuste necessita de $47,5 \text{ cm}^2$ de área de aço, adotando barras de 16 mm, temos o número de barras através da equação 17:

$$N = \frac{47,5}{2} = 23,75 \rightarrow N \cong 24 \text{ barras de } \varnothing 16 \text{ mm}$$

Calculo da armadura transversal utilizando a expressão:

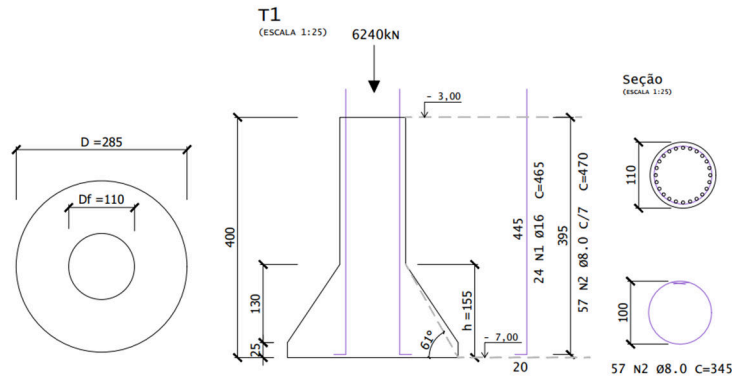
$$A_{se} = \frac{1,61 \cdot P \cdot (\varnothing - b)}{8 \cdot f_{yk} \cdot \varnothing_f} = 13,70 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{se} = \frac{1,61 \cdot 624000 \cdot (110 - 50)}{8 \cdot 5000 \cdot 90} = 13,70 \text{ cm}^2$$

Portanto, a armação das armaduras transversais (estribos) necessita de $13,70 \text{ cm}^2$ de área de aço, adotando barras de 8 mm, obtemos o número de barra através da equação 17:

$$N = \frac{13,70}{0,5} = 27,4 \rightarrow N \cong 28 \text{ barras de } \varnothing 8 \text{ mm}$$

Na figura 15 abaixo está o projeto do tubulão dimensionado:

Figura 15 – Projeto do tubulão dimensionado



Fonte: O autor (2025).

O tubulão obteve as seguintes dimensões, comprimento de 4,00 metros, diâmetro do fuste: 110 cm, diâmetro da base: 285 cm, altura da base: 155 cm e rodapé com 25 cm de altura. As armaduras resultaram em 24 barras longitudinais de 16 mm com comprimento de 465 cm e 57 barras transversais (estribos) de 8 mm com espaçamento de 7 cm e comprimento de 345 cm, totalizando em 178,56 kg de aço CA-50 de 16 mm e 78,66 kg de aço CA-50 de 8 mm.

3.3 ORÇAMENTO

Com as fundações dimensionadas foi realizado o levantamento do custo de cada fundação com auxílio da SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil), que está na Tabela 2 a seguir:

Tabela 2 - Tabela orçamentaria

CÓDIGO DO SERVIÇO	DESCRIÇÃO DO SERVIÇO	UNIDADE DE MEDIDA	QUANTIDADE	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO TOTAL
	Sapata				R\$ 14.090,28
96521	Escavação Mecanizada Para Bloco De Coroamento Ou Sapata Com Retroescavadeira (Incluindo Escavação Para Colocação De Fôrmas). Af_01/2024	M3	51,60	45,75	2.360,56
96619	Lastro De Concreto Magro, Aplicado Em Blocos De Coroamento Ou Sapatas, Espessura De 5 Cm. Af_01/2024	M2	9,92	41,14	408,21
Comp 001	Concreto De Alto Desempenho Fck > 50 Mpa / Executado Em Central Dosadora	M3	3,76	641,21	2.412,23
103673	Lançamento Com Uso De Bomba, Adensamento E Acabamento De Concreto Em Estruturas. Af_02/2022	M3	3,76	51,13	192,35
92798	Corte E Dobra De Aço Ca-50, Diâmetro De 25,0 Mm. Af_06/2022	Kg	493,24	8,81	4.345,44

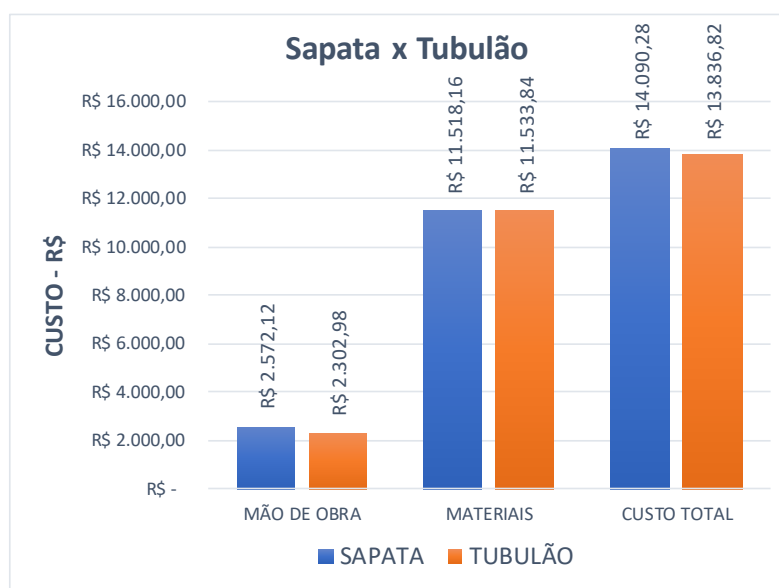
92806	Corte E Dobra De Aço Ca-50, Diâmetro De 20,0 Mm. Af_06/2022	Kg	211,20	8,82	1.862,78
92801	Corte E Dobra De Aço Ca-50, Diâmetro De 6,3 Mm. Af_06/2022	Kg	12,87	9,90	127,41
Comp 002	Reaterro Compactado De Fundação	M3	47,84	15,40	736,65
90777	Engenheiro Civil De Obra Junior Com Encargos Complementares	H	14,01	117,41	1.644,67
Tubulão					R\$ 13.836,82
Comp 003	Tubulão A Céu Aberto, Diâmetro Do Fuste De 110cm, Escavação Mecânica, Sem Alargamento De Base, Concreto Usinado E Lançado Com Bomba Ou Diretamente Do Caminhão (Exclusive Bombeamento, Mobilização E Desmobilização). Af_05/2020	M3	4,18	669,09	2.796,79
101113	Alargamento De Base De Tubulão A Céu Aberto, Escavação Manual, Concreto Usinado E Lançado Com Bomba Ou Diretamente Do Caminhão (Exclusive Bombeamento). Af_05/2020	M3	6,41	912,44	5.851,47
103673	Lançamento Com Uso De Bomba, Adensamento E Acabamento De Concreto Em Estruturas. Af_02/2022	M3	10,59	51,13	541,62
Comp 004	Mobilização E Desmobilização De Equipamento	Unid.	1,00	1.868,24	1.868,24
95579	Montagem De Armadura De Estacas, Diâmetro = 16,0 Mm. Af_09/2021 Ps	Kg	196,42	8,46	1.661,67
95576	Montagem De Armadura De Estacas, Diâmetro = 8,0 Mm. Af_09/2021 Ps	Kg	86,53	12,91	1.117,05

Fonte: O autor (2025).

No Anexo A deste trabalho apresenta as composições de cada fundação, permitindo a verificação individual dos itens que as constituem.

No Gráfico 1 está apresentado o gráfico de custos de cada fundação, discriminando os valores referentes à mão de obra, aos materiais e ao custo total.

Gráfico 1 – Gráfico de custo da sapata e tubulão



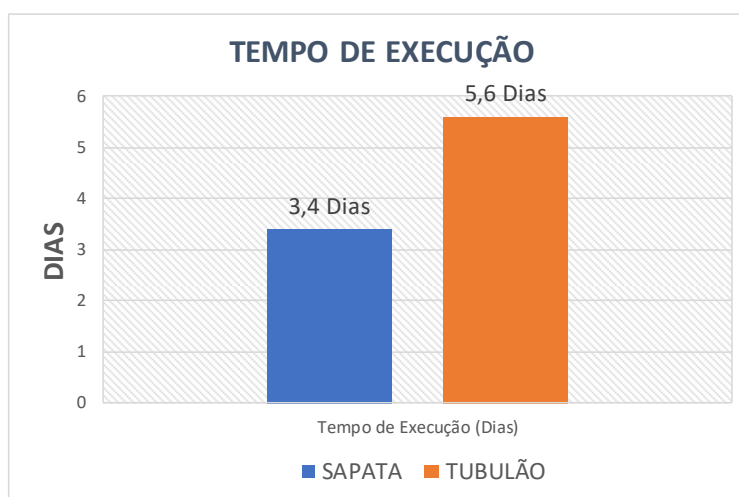
Fonte: O autor (2025).

3.4 CRONOGRAMA EXECUÇÃO

Foi realizado o levantamento do tempo de execução de cada fundação, tomando como referência os coeficientes de produtividade dos serviços constantes na tabela orçamentária do SINAPI. No Anexo B está apresentado o cronograma das etapas de cada serviço.

É possível observar, no Gráfico 2 a seguir, a comparação entre as duas tipologias de fundação, indicando o tempo, em dias, necessário para a execução de cada uma delas.

Gráfico 2 – Gráfico de tempo de execução das fundações



Fonte: O autor (2025).

4 CONCLUSÃO

As fundações foram dimensionadas considerando as condições geotécnicas locais, o que possibilitou a definição de suas dimensões geométricas e da área de aço necessária. Com base nesses dados, realizou-se o levantamento dos custos de cada tipo de fundação, verificando-se uma diferença de R\$ 253,46, sendo a sapata a solução de maior custo em relação ao tubulão.

O tempo de execução estimado para a sapata foi de 3,4 dias, enquanto para o tubulão foi de 5,6 dias. Considerando a execução das 23 fundações correspondentes aos 23 pilares da torre, o prazo total seria de aproximadamente 79 dias para a solução em sapata e cerca de 129 dias para a solução em tubulão.

No aspecto da segurança, a sapata apresenta-se como a alternativa mais adequada, uma vez que a execução do tubulão exige a descida de um trabalhador, denominado poceiro, para realizar manualmente o alargamento da base, o que eleva significativamente o risco à integridade física do profissional.

Conclui-se que, embora a sapata apresente um custo inicial superior ao do tubulão, sua adoção se mostra mais vantajosa neste estudo de caso. Considerando a execução das fundações dos 23 pilares, haveria uma redução de aproximadamente 50 dias no prazo de obra, o que impacta positivamente no custo global, tanto pela diminuição de despesas com mão de obra quanto pela antecipação da entrega do edifício.

Além disso, a sapata oferece melhores condições de segurança para os trabalhadores, reforçando sua adequação como solução mais eficiente e segura para este empreendimento.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6484:2020 – *Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio*. Rio de Janeiro: ABNT, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6122:2019 – *Projeto e execução de fundações*. Rio de Janeiro: ABNT, 2019.

AOKI, Nelson; VELLOSO, Dirceu. *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Edgard Blücher, 2005.

ALONSO, F.; NASCIMENTO, J. Importância do projeto de fundação na estabilidade das edificações. *Revista de Engenharia Civil*, v. 2, pág,2018

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Exercícios de fundações*. 2. ed. São Paulo: Editora Edgard Blücher, 2010. p. 43. ISBN 978-85-212-0537-1.

ALONSO, Urbano Rodriguez. *Dimensionamento de fundações profundas*. 2. ed. São Paulo: Blucher, 2012.

ABGE – ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE GEOLOGIA DE ENGENHARIA E AMBIENTAL. *Norma ABGE N.º 104:2023 – Sondagem rotativa*. São Paulo: ABGE, 2023.

BASTOS, Paulo Sérgio. *Sapatas de fundação*. Bauru, SP: UNESP – Universidade Estadual Paulista, Departamento de Engenharia Civil e Ambiental, 2023. Material didático da disciplina Estruturas de Concreto III. Disponível em: <https://www.feb.unesp.br/pbastos>. Acesso em: 13 maio 2025.

CAMPOS, João Carlos de. *Elementos de fundações em concreto*. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CEB – COMITÉ EUROPÉEN DU BÉTON. *CEB-FIP Model Code 1970*. Lausanne: CEB, 1970.

KOVÁRI, K. Engenharia geotécnica: princípios e práticas de mecânica dos solos e engenharia de fundações. Rio de Janeiro: McGraw-Hill, 1999.

LORENZI, Vinicius. *Fundações na prática*. Cascavel, PR: FSC Treinamentos em Engenharia Civil Ltda, 2022.

MARINHO, F. A. C. *Fundações: teoria e prática*. São Paulo: Blucher, 2003.

MEYERHOF, G. G. *Projeto de fundações para estacas escavadas*. 1965.

MONTOYA, J. Hormigon armado, v.1-2. Barcelona,Ed. Gustavo Gili, 5a. ed., 1971.

PEREIRA, R.; SOUZA, L. Importância da fase de projetos na qualidade das edificações. *Revista de Tecnologia e Construção*, v. 1, pág. 55-70, 2021.

PINTO, Carlos de Sousa. *Curso básico de mecânica dos solos*. 3. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SANTOS, M.; ALMEIDA, J. Planejamento e compatibilização de projetos na construção civil. *Revista Brasileira de Engenharia e Construção*, v. 3, pág. 112-128, 2019.

SCHNAID, F. In situ testing in geomechanics: The main tests. New York: Taylor & Francis, 2009.

SILVA, R.; FERREIRA, L. Fundações: Análise geotécnica e impactos na construção civil. *Revista Brasileira de Geotecnia*, v. 1, pág. 22-37, 2020.

TERZAGHI, K.; PECK, R. B. *Mecânica dos solos na prática da engenharia*. São Paulo: Edgard Blücher, 1948.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. *Fundações: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas*. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

VIVA DECORA. *Sapata: o que é, tipos, como fazer e muito mais!*. Viva Decora, 2025. Disponível em: <https://arquitetura.vivadecora.com.br/sapata/>. Acesso em: 13 maio 2025.

YIN, Robert K. *Estudo de caso: planejamento e métodos*. 5. ed. Porto Alegre: Bookman, 2015.

ANEXO A
Estimativa de Execução

Estimativa para Fundação Tipo SAPATA (Horas)					
CODIGOS	DESCRIÇÃO	COEF	UNID	QTD	HORAS
5678	RETROESCAVADEIRA	0,1920	M³	51,6	9,91
88309	LASTRO DE CONCRETO - PEDREIRO	0,3391	M²	9,92	3,36
88316	LANÇAMENTO DE CONCRETO - SERVENTE	1,3450	M³	3,76	5,06
88245	CORTE E DOBRA AÇO 25 mm -ARMADOR	0,0011	kg	493,24	0,54
88245	CORTE E DOBRA AÇO 20 mm -ARMADOR	0,0013	kg	211,2	0,27
88245	CORTE E DOBRA AÇO 6.3 mm -ARMADOR	0,0310	kg	12,87	0,40
4008000	REATERRO	0,1800	M³	47,84	8,61
Total de horas					28,16

Estimativa para Fundação Tipo TUBULÃO (Horas)					
CODIGOS	DESCRIÇÃO	COEF	UNID	QTD	HORAS
90680	PERFURATRIZ HIDRAULICA	0,1100	M³	4,18	0,46
88313	ALARGAMENTO DA BASE	4,753	M³	6,41	30,47
88245	MONTAGEM DE ARMADURAS ESTACAS 16 mm	0,0106	kg	196,42	2,08
88245	MONTAGEM DE ARMADURAS ESTACAS 8 mm	0,0645	kg	86,53	5,58
88316	LANÇAMENTO DE CONCRETO - SERVENTE	1,3450	M³	10,59	14,24
Total de horas					52,83

