



**UNIVERSIDADE FEDERAL DE CAMPINA GRANDE
CENTRO DE TECNOLOGIAS E RECURSOS NATURAIS
UNIDADE ACADÊMICA DE ENGENHARIA DE CIVIL**

AUTOR: SAVIGNY DANTAS DE SANTANA

**REFORÇO DE FUNDAÇÕES COM SOLO CIMENTO: DIMENSIONAMENTO E
ORÇAMENTO**

Campina Grande -PB 2021

SAVIGNY DANTAS DE SANTANA

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Unidade Acadêmica de Engenharia Civil – Centro de Tecnologia e Recursos Naturais da Universidade Federal de Campina Grande, como requisito para a obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Orientadora: Dra. Carina Silvani

Co-orientadora: Jucimara Cardoso da Silva

Campina Grande -PB

2021

DEDICATÓRIA E AGRADECIMENTOS

Aos meus pais, Francisco Alexandro e Lúcia de Fátima, por todo o apoio durante toda essa jornada que agora chega ao fim e por sempre acreditarem em minha capacidade, investindo desde o início em minha educação. A minha namorada, Jennifer Raíza, pelo grande suporte que me deu ao longo dessa caminhada, sendo capaz de amansar muitas das minhas lamurias depois de dias difíceis. Aos mestres que me auxiliaram com grande parte do conhecimento que agora tenho, além dos oportunos conselhos, aqui citando apenas alguns, as professoras: Andréa Carla, Aline Figueiredo, Dayse Luna, Iana Alexandra, Marília Marcy, Patrícia Hermínio e Verushcka Escarião, os professores: Ademir Montes, Eduardo Enéas, Luiz Antônio e Janiro Costa. Um agradecimento em especial a minha orientadora, professora Carina Silvani, que acolheu os pedidos de um aluno que ainda estava perdido e não sabia qual caminho tomar, sempre me orientando de maneira primorosa e com sua disposição impecável, sempre pronta a me auxiliar. A pessoa ilustre de Jucimara Cardoso, que muito me auxiliou na conclusão deste trabalho, sem ela este trabalho não teria chegado nem perto do que é agora.

Aos caros colegas, pela presença nos bons e maus momentos que guardarei para sempre em minha memória, esperando manter os laços de amizade e desejando a todos o maior sucesso que se possa ter, representados por: André Sérgio, André Mota, Carlos Roberto, Jonas Sebastião, Lana Aguiar, Letícia Marinho, Mayara Silveira, Paulo Moura, Pedro Serpa e Osmar Júnior.

A memória de meu avô, Valdemiro Né de Santana, que empenhou sua vida inteira na construção civil e não pôde me ver formado, gostaria que o senhor estivesse aqui nesse momento. E, por fim, a todos os familiares que contribuíram de alguma forma para a conclusão desse ciclo.

A todos, agradeço de forma solene a sua contribuição ao longo de minha formação acadêmica, sendo este apenas o princípio de minha jornada como engenheiro civil.

RESUMO

O método de estabilização de solo por meio da adição do cimento é uma das soluções para possibilitar a construção de edificações em regiões onde o solo tem baixa capacidade de suporte. Neste trabalho, foi estudado uma série de métodos de previsão de capacidade de carga para emprego de solo cimento como camada de reforço de fundações superficiais, visando entender qual seria o mais adequado para o solo argiloso, utilizando como parâmetro provas de carga realizadas neste solo e, ao fim, analisar qual seria o melhor método de previsão de capacidade de carga. O objetivo foi analisar o comportamento e as características de dimensionamento de sapatas em duas situações de cargas distintas, uma submetida ao solo natural e outra ao solo cimento com teor de 5% de cimento e espessura da camada de reforço de 60cm. Com o comparativo de métodos, constatou-se que o que mais se aproximou dos valores de prova de carga de Sales (1998) foi o método de Meyerhof e Hanna (1976). Após a escolha dos métodos, foram utilizados dois pilares teóricos de dimensões 30x20cm e 60x30cm, cargas de 300KN e 1400KN, representando cargas convencionais de residenciais unifamiliares e multifamiliares, respectivamente, para dimensionamento de sapatas em concreto armado. Com os dimensionamentos concluídos, foram geradas 4 sapatas distintas, as Sapatas 1 e 2 em solo natural, e as Sapatas 3 e 4, em solo cimento, respectivamente. A partir desses dimensionamentos, foram gerados os orçamentos por meio do método TCPO, utilizando a base de custos do SINAPI para o mês de junho/2021 no estado da Paraíba. Com o orçamento, encontrou-se os valores de R\$ 292.38 e R\$ 255.86 para as Sapatas 1 e 3, com uma redução no valor total de 12% da sapata em solo natural para a sapata em solo cimento. Para as Sapatas 2 e 4 os valores foram de R\$ 2,007.82 e R\$ 1,056.58, representando uma redução no valor total de 47%. Assim, constatou-se que o emprego do método viabiliza construções em solos com baixa capacidade de carga, além de gerar uma economia total satisfatória, principalmente em grandes cargas, onde houve uma redução bem mais significativa do que para pequenas cargas.

Palavras-chave: Estabilização com solo cimento; dimensionamento estrutural; redução de custos

ABSTRACT

The method of soil stabilization through the use of cement is one of the solutions to enable the construction of buildings in regions where the soil has low support capacity. This method is carried out by mixing natural soil with cement, dosed at a percentage of project and compacted, making it acquire a much higher resistance and allowing an increase in load capacity. In this work, a series of methods for predicting the carrying capacity for the use of cement soil were studied, in order to understand which would be the most suitable for the soil in the region of Cachoeirinha-RS. With the comparison of methods, it was found that the closest to the test load values of Sales (1998) was the method of Meyerhof (1976), after it, two fictitious columns loaded with 300KN and 1400KN, respectively, were used for the dimensioning of reinforced concrete shallow foundations. The objective was to analyze two distinct situations, submitted to natural soil and cement soil with 5% cement content and 60cm reinforcement layer thickness. With the design completed, 4 different shallow foundations were generated, Shoes 1 and 2 in natural soil, with dimensions of 70x70x45x10cm and 180x140x55x15cm, respectively. For the cement floor, Shoes 3 and 4, with dimensions 60x60x45x10cm and 120x100x55x15cm respectively. From these dimensions, budgets were generated using the TCPO method, using the SINAPI cost base for the month of June/2021 in the state of Paraíba. With the budget, the values of R\$ 292.38 and R\$ 255.86 were found for Shoes 1 and 3, with a reduction in the total value of 12% from the base in natural soil to the base in cement soil. For Shoes 2 and 4 the values were R\$2,007.82 and R\$1,056.58, representing a reduction in the total value of 47%. Thus, it was found that the use of the method enables constructions on soils with low load capacity, in addition to generating a satisfactory total economy, mainly on bigger loads, where it was found a much more significative reduce in total price than on smaller loads.

Key-words: Soil stabilization with cement soil; structure design; cost reducing;

Lista de Figuras

Figura 1: Comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente.	20
Figura 2: Tipos de ruptura do solo.	21
Figura 3: Ábaco que relaciona o tipo de ruptura com a compacidade e profundidade do assentamento em areias.	22
Figura 4: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.	26
Figura 5: Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por punção.	28
Figura 6: Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.	28
Figura 7: Coeficiente de resistência ao cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.	29
Figura 8: Resultado das provas de carga em sapatas circulares assentes sobre solo reforçado com solo-cimento.	31
Figura 9: Normalização de teste de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal. (a) Carga/Carga máxima <i>versus</i> recalque relativo. (b) Carga/Carga 2% do recalque relativo <i>versus</i> recalque relativo.	33
Figura 10: tipos de ruptura: (a) ruptura por punção; (b) ruptura da camada de reforço.	35
Figura 11: analogia reforço <i>versus</i> viga bi-apoiada.	36
Figura 12: Bloco de seção plena.	38
Figura 13: comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas.	40
Figura 14: Representação de um ensaio de placa.	43
Figura 15: Representação do equipamento empregado num ensaio SPT.	44
Figura 16: Seção a uma distância x do topo da sapata.	48
Figura 17: Sondagens SPT executados por Meksraitis (S1 e S2) e Matos (S3).	51
Figura 18: Resultado dos ensaios CPT do solo natural e da camada de solo melhorado com cimento.	54
Figura 19: Desenho esquemático da camada de reforço em solo cimento juntamente com a placa de aço utilizada no ensaio de placa.	55
Figura 20: Curvas carga <i>versus</i> recalque para placa de 0,60m de diâmetro.	56
Figura 21: Determinação da carga de ruptura placa o ensaio de placa H60D60 Solo Cimento.	58
Figura 22: Comparativo dos valores obtidos pelos métodos de previsão de carga <i>versus</i> resultados das provas de carga de Sales (1998).	67
Figura 23: Comparativo da capacidade de carga entre o método de Terzaghi, Meyerhof e Hanna e as provas de carga de Sales (1998).	70

Figura 24: Comparativo dos volumes de concreto entre sapatas de carga residencial unifamiliar.	79
Figura 25: Comparativo dos volumes de concreto entre sapatas de carga residencial multifamiliar.	80
Figura 26: Valores de kg de aço/m³ de concreto para sapatas residenciais unifamiliares.	81
Figura 27: Valores de kg de aço/m³ de concreto para sapatas residenciais multifamiliares.	81
Figura 28: Relação entre os custos orçados por item e a redução percentual entre as sapatas 1 e 3.	85
Figura 29: Comparativo da redução do valor total entre as sapatas 1 e 3.	85
Figura 30: Relação entre os custos orçados por item e a redução percentual entre as sapatas 2 e 4.	86
Figura 31: Comparativo da redução total de valor entre as sapatas 2 e 4.	87

Lista de Tabelas

Tabela 1: Fatores de capacidade de carga.	24
Tabela 2: Fatores de forma.....	25
Tabela 3: faixa de validade para aplicação do método proposto por THOMÉ <i>et al.</i> (2003).....	34
Tabela 4: Peso específico de solos argilosos.....	45
Tabela 5: Peso específico de solos arenosos.	46
Tabela 6: Comprimento de ancoragem lb.....	47
Tabela 7: Valores de C e Φ para o solo da região de Cachoeirinha-RS.....	52
Tabela 8: Valores de índices físicos para o solo da região de Cachoeirinha-RS.....	52
Tabela 9: Valores obtidos no ensaio triaxial dos dois tipos de solo.	54
Tabela 10: Características físicas do solo reforçado.....	55
Tabela 11: Valores obtidos nos ensaios de placa para a placa de 0,60m de diâmetro em solo natural.....	57
Tabela 12: Valores obtidos nos ensaios de placa para a placa de 0,60m de diâmetro em solo reforçado com cimento.	57
Tabela 13: Informações utilizadas no dimensionamento das sapatas.	59
Tabela 14: Valores e parâmetros utilizados no dimensionamento estrutural.	60
Tabela 15: Valores e parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga para Meyerhof e Hanna (1978).	61
Tabela 16: Resultados para o método de Meyerhof e Hanna.	63
Tabela 17: Valores e parâmetros utilizados para o método de Thomé.	64
Tabela 18: Resultados para o método de Thomé.....	64
Tabela 19: Valores e parâmetros para o método de Foppa.	64
Tabela 20: Resultados para o método de Foppa.....	65
Tabela 21: Valores e parâmetros utilizados para o método de Caballero.....	65
Tabela 22: Resultado para o método de Caballero.....	66
Tabela 23: Comparativo dos valores obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga <i>versus</i> resultados das provas de carga de Sales (1998).....	66
Tabela 24: Valores e parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga por Terzaghi.	68
Tabela 25: Tensão admissível para Terzaghi.	69
Tabela 26: Resultados dos valores de carga de ruptura do solo estratificado <i>versus</i> solo natural <i>versus</i> provas de carga.	69

Tabela 27: Valores e parâmetros utilizados para o dimensionamento de sapata em solo natural para unidade unifamiliar.....	71
Tabela 28: Resultados para sapata em solo natural dimensionada para residência unifamiliar (Sapata 1).	72
Tabela 29: Valores e parâmetros para o dimensionamento de sapata em solo natural para unidade multifamiliar. (Sapata 2).....	73
Tabela 30: Resultados para sapata multifamiliar dimensionada em solo natural.	74
Tabela 31: Valores e parâmetros utilizados para dimensionamento de sapata em solo cimento para unidade unifamiliar. (Sapata 3).....	75
Tabela 32: Resultads para sapata unifamiliar dimensionada em solo cimento.	76
Tabela 33: Valores e parâmetros utilizados para dimensionamento de sapata em solo cimento para unidade multifamiliar. (Sapata 4).....	77
Tabela 34: Resultados para sapata multifamiliar dimensionada em solo cimento.....	78
Tabela 35: Resumo dos resultados e comparativo.....	79
Tabela 36: Orçamento da Sapata 1, assente em solo natural.....	82
Tabela 37: Orçamento da Sapata 2, assente em solo natural.....	83
Tabela 38: Orçamento da Sapata 3, assente em solo cimento.....	83
Tabela 39: Orçamento da Sapata 4, assente em solo cimento.....	84
Tabela 40: Comparativo entre sapatas residenciais unifamiliares.	84
Tabela 41: Comparativo entre sapatas residenciais multifamiliares.	86

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	16
2	OBJETIVOS	18
	2.1 Objetivo geral.....	18
	2.2 Objetivos específicos	18
3	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	19
	3.1 Tipos de Fundações.....	19
	3.2 Solo-cimento	19
	3.3 Capacidade de Carga.....	20
	3.3.1 Teoria da Capacidade de Carga de Terzaghi	22
	3.4 Métodos de cálculo de capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes Sobre Solo Estratificado.....	25
	3.4.1 Método de Meyerhof e Hanna:.....	25
	3.4.2 Método de Florkiewicz:	29
	3.4.3 Método de Burd e Frydman:.....	29
	3.5 Fundações superficiais assentes em camadas de solo cimento.....	30
	3.5.1 Método de Thomé.....	31
	3.5.2 Método de Foppa.....	34
	3.5.3 Método de Caballero.....	41
	3.6 Dimensionamento estrutural de fundação superficial do tipo sapatas	46
	3.7 Composição Orçamentária	49
	3.8 Tabelas de Composições de Custos	50
4	MATERIAIS E MÉTODOS	51
	4.1 Materiais	51
	4.1.1 Solo Natural	51
	4.1.2 Reforço em Solo Cimento	53
	4.1.3 Provas de Carga	55
	4.2 Métodos.....	58
	4.2.1 Análise das metodologias de previsão de cálculo de fundações assentes em solo estratificado.....	58
	4.2.2 Capacidade de carga de uma Sapata para um pilar típico de edificação unifamiliar e para pilar típico de edificação multifamiliar.....	59

4.2.3	Dimensionamento estrutural de sapatas pelo método das bielas	60
4.2.4	Orçamento dos elementos de fundação	60
5	RESULTADOS E DISCUSSÕES	61
5.1	Método de Meyerhof e Hanna	61
5.2	Método de Thomé	63
5.3	Método de Foppa	64
5.4	Método de Caballero	65
5.5	Comparativo dos Resultados de Capacidade de Carga	66
5.6	Sapatas assentes em solo natural.....	68
5.7	Dimensionamento de sapatas em solo natural	70
5.7.1	Sapata Residencial Unifamiliar (Sapata 1)	70
5.7.2	Sapata Residencial Multifamiliar (Sapata 2).....	72
5.8	Dimensionamento de sapatas em solo cimento.....	74
5.8.1	Sapata Residencial Unifamiliar (Sapata 3)	74
5.8.2	Sapata Residencial Multifamiliar (Sapata 4).....	76
5.9	Resumo dos Resultados dos dimensionamentos e Comparativos.....	78
5.10	Orçamento	82
5.10.1	Orçamento das sapatas em solo natural.....	82
5.10.2	Orçamento das sapatas em solo cimento.....	83
5.10.3	Comparativos de orçamentos.....	84
6	CONCLUSÕES.....	88
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	90

1. INTRODUÇÃO

A construção civil é sempre vista como um grande motor econômico de uma sociedade. O setor, em geral, pode ser utilizado como parâmetro para analisar a situação da economia de um país. Logo, este setor da indústria está sempre buscando novas tecnologias, visando diminuir custos e aumentar a produtividade.

As construções podem adotar sistemas estruturais de concreto armado, concreto protendido, aço, madeira e estruturas mistas. Todos estas por sua vez, fazem uso do mesmo elemento de base, o solo em seu estado natural. As fundações são os elementos que transferem a carga da estrutura para o solo. Porém o solo não é um material uniforme e contínuo, logo as leis da mecânica do contínuo, aplicadas nas estruturas de aço e concreto, muitas vezes não representam adequadamente este material. Utilizando a adição ao solo de um material cimentício, controlado desde seu processo de fabricação, é possível obter uma mistura final cujas propriedades são mais próximas as do concreto.

A adição de cimento ao solo é uma técnica de estabilização de solo. O cimento age aglutinando as partículas de sólidos do solo e gerando maior coesão entre elas, podendo tornar utilizáveis solos inadequados para a construção civil. O uso desta técnica pode permitir, por exemplo, fazer uso de fundações superficiais, que são fundações de fácil execução e, em geral, de menor custo, sobre um solo que anteriormente só permitiria execuções de fundações profundas, mais onerosas, que exigem uma mão de obra e equipamentos especializados.

Com isso, as técnicas de estabilização de solo vêm ganhando mais espaço como uma alternativa para viabilização de fundações superficiais. Com o tratamento do solo de baixa resistência, são geradas assim novas soluções do ponto de vista estrutural e uma economia em vários pontos para as obras, tais como a diminuição do consumo de aço e concreto nas sapatas e diminuição do volume de solo a ser descartado. Entretanto, trata-se de uma tecnologia que ainda é muito utilizada de forma empírica, necessitando uma metodologia definitiva, que possa ser desenvolvida em um espectro mais amplo.

É necessário o devido cuidado e a realização dos estudos teóricos e ensaios de laboratório, de maneira a adequar a situação da obra com o modelo matemático já existente. Para isso, é preciso chegar em um método de cálculo mais adequado para o uso da técnica, visando a situação mais próxima possível da realidade e resulte no melhor desempenho. Uma maneira de avaliar a aplicabilidade dos modelos de cálculo de fundações é compará-los com

os resultados das provas de carga, que são ensaios de campo responsáveis por medir a resistência do solo por meio da aplicação de carga numa placa, que tem como função representar a fundação, e assim analisar a resistência do solo por meio do recalque do mesmo.

Neste sentido a presente pesquisa visa comparar os resultados obtidos nos métodos de previsão de capacidade de carga de MEYERHOF e HANNA,1978; para sapatas sobre solo estratificados naturalmente e de THOMÉ, 2003; FOPPA, 2016 e CABALLERO, 2019, desenvolvidos especificamente para sapatas executadas sobre solo estabilizado quimicamente, com os resultados de provas de carga em sapatas executadas sobre reforço de solo-cimento feitas por Sales (1998) visando obter a metodologia mais adequada para uso em projetos. A existência de vantagens econômicas também será analisada por meio da comparação do orçamento de uma sapata assente sobre o solo natural e sobre o solo estabilizado.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo geral

Avaliar e comparar os métodos de dimensionamento e a economia gerada com o uso de reforço de solo cimento na base de fundações superficiais.

2.2 Objetivos específicos

- Avaliar a aplicabilidade das teorias de capacidade de carga, tanto para fundações sobre solos estratificados e solos cimentados, na previsão do comportamento de sapatas assentes sobre solo cimentado;
- Analisar a economia obtida com a adoção de reforço de solo cimento em fundações diretas para um sobrado unifamiliar;
- Analisar a economia obtida com a adoção de reforço de solo cimento em fundações diretas para uma edificação multifamiliar de cinco pavimentos;
- Verificar a aplicabilidade da técnica de reforço de fundações superficiais em sapatas, quando o custo é considerado.

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Tipos de Fundações

A norma ABNT NBR 6122/2019 divide as fundações em dois tipos básicos: fundações profundas e fundações rasas. Para a norma, fundações rasas ou superficiais, são aquelas em que a base dos elementos de fundação está assente em uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da sua base. Ainda de acordo com ABNT NBR 6122/2019 são elemento de fundação profunda aqueles que transmitem tensões ao solo por meio da sua resistência de ponta ou por sua superfície lateral, ou por uma combinação das duas, sendo a ponta ou a base apoiada em uma profundidade superior a oito vezes a sua menor dimensão e ter no mínimo 3,0m de comprimento.

Na prática, temos fundações que superficiais amplamente difundidas são as sapatas, que se dividem em sapatas corridas, isoladas e associadas. As sapatas são um tipo de fundação superficial cuja transferência de carga se faz pelo contato da base com o solo, por meio de uma base moldada em concreto que se conecta com os pilares por meio de armadura. Em geral, temos que essas fundações devem respeitar uma profundidade mínima de 1,5m e não avançar mais do que 3m de profundidade, visto que, à medida que há esse avanço na escavação, sua execução é dificultada e o seu custo aumenta, deixando de ser tão atraente financeiramente.

3.2 Solo-cimento

Para SALES (1998), entende-se como solo-cimento a mistura compactada e endurecida de 3 elementos: o solo natural, cimento Portland e água em proporções características adequadas que possam dar a essa mistura a resistência mecânica apropriada.

Ainda para SALES (1998), o aumento de resistência do solo-cimento é dado por meio de reações primárias e secundárias, sendo as ações primárias, predominantemente, em solos de grãos maiores e com pouca presença de argila, já a ação secundária se encontra em solos mais argilosos, com grãos mais finos. A mistura de solo-cimento se faz interessante pelo fato de que, a adição de cimento gera um aumento direto na resistência à compressão e na capacidade de suporte.

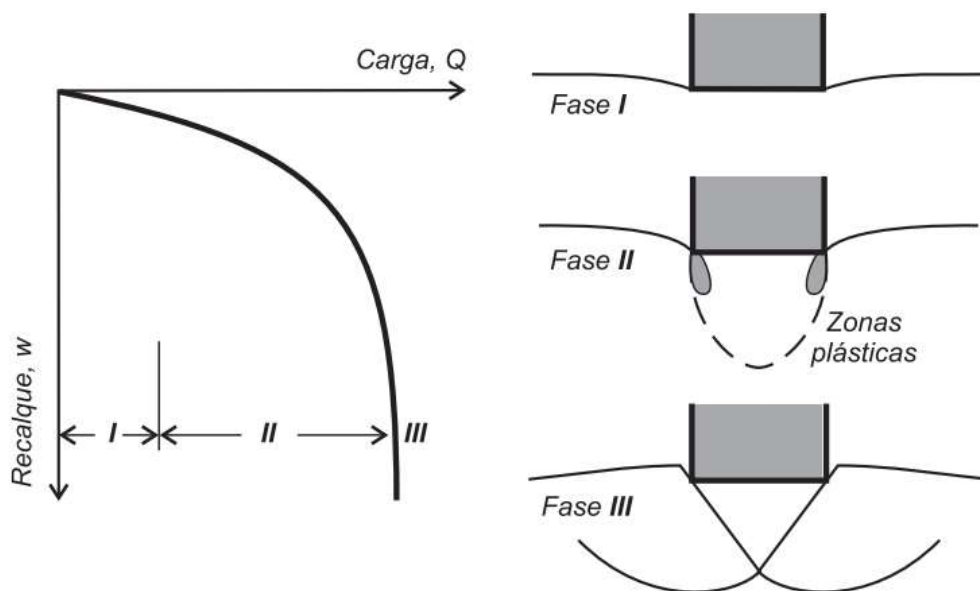
Nuñez (1991) observou que quanto maior for o teor de cimento, maior será a quantidade de produtos cimentantes primários de hidratação e assim, maior será a resistência à compressão simples e a capacidade de carga do solo, gerando assim fundações de menores dimensões e possivelmente mais econômicas. Silva (2019) constatou que há uma redução do consumo de

aço para fundações que são assentes sobre camadas de solo cimento, o que gera uma redução no custo final do valor da sapata, dado que o aço tende a ser o material mais oneroso dentro das estruturas de concreto armado tradicionais.

3.3 Capacidade de Carga

A ABNT NBR 6122/2019 estabelece que a carga de ruptura é aquela que, quando aplicada à uma fundação, provoca nestes deslocamentos que comprometem sua segurança ou desempenho. O comportamento das fundações superficiais é representado num gráfico de cargas *versus* recalque, como pode ser visto na Figura **Erro! Fonte de referência não encontrada..**

Figura 1: Comportamento de uma fundação superficial carregada verticalmente.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

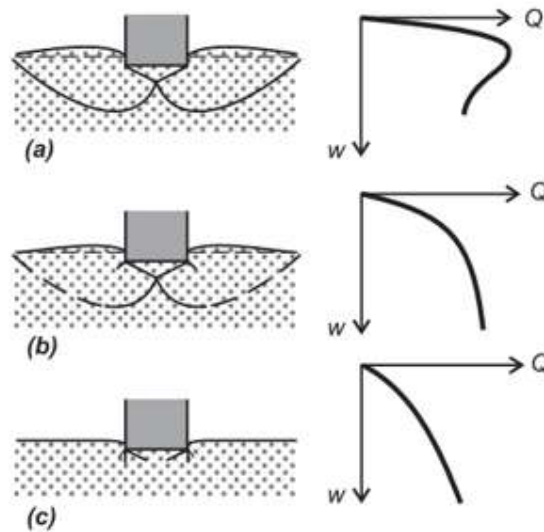
A Figura **Erro! Fonte de referência não encontrada.** mostra que, à medida que aumentamos a carga Q , temos um aumento do recalque, que se inicia com valores proporcionais a carga e de maneira reversível, caso a carga seja retirada da fundação. Na Fase II, temos o surgimento de zonas plásticas, que promovem recalques de maneira permanente. Continuando o acréscimo da carga, a zona plástica se expande até chegar no seu valor mais crítico, onde é atingido o limite de ruptura ou carga de ruptura (VELLOSO e LOPES, 2004)

Para VESIC (1975), existem três tipos de rupturas em areias, variando com a densidade relativa da areia e cota de assentamento da fundação. A primeira ruptura é do tipo generalizada, com a formação de cunhas de ruptura bem definidas é mostrado na (Figura 2^a), formadas por superfícies de deslizamento que iniciam na borda da fundação e atingem a superfície do terreno, geralmente é vista em areias compactas. Essa ruptura se dá de maneira súbita, sem avisos prévios e pode ocasionar o tombamento da fundação.

Em areias fofas, temos a ruptura por puncionamento, de forma que há baixa movimentação do solo da lateral. A ruptura está restrita ao solo abaixo da fundação, com a base penetrando o solo e gerando um recalque consideravelmente grande (Figura 2 b). Ainda temos o terceiro caso, que seria uma forma intermediária, para areias medianamente compactas, chamado de ruptura localizada (Figura 2c). Na qual, há a formação das cunhas vistas no mecanismo generalizado, mas não há o afloramento destas cunhas para a superfície do terreno, de forma que haverá grandes recalques na estrutura, mas não haverá colapso total da mesma.

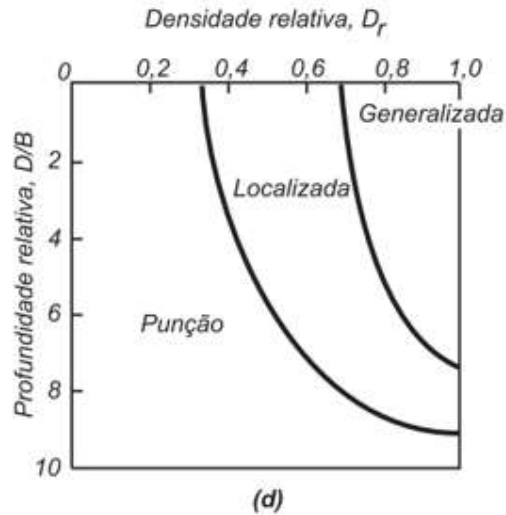
O modo de ruptura de uma fundação não é apenas função do tipo e compacidade do solo. Vesic (1975) verificou que é também função da sua profundidade de embutimento (Figura. 3) Por exemplo, uma fundação em areia densa pode romper por puncionamento se estiver assente em uma profundidade relativa elevada.

Figura 2: Tipos de ruptura do solo.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

Figura 3: Ábaco que relaciona o tipo de ruptura com a compactidade e profundidade do assentamento em areias.



Fonte: Velloso e Lopes (2011).

A análise dos tipos de ruptura pode ser estendida também para o caso de solos argilosos. Assim, considera-se que fundações superficiais assentes em areias compactas e argilas duras estão sujeitas a ruptura generalizada. Em areias fofas e argilas moles à ruptura por punção e, em argilas médias e areias medianamente compactas, à ruptura localizada (CINTRA *et al.*, 2011).

Dessa forma, podemos definir a capacidade de carga de uma fundação a partir da curva carga *versus* recalque apenas para o caso da ruptura generalizada. Para os outros casos, deve-se estabelecer um critério de análise, visto que não apresentam um ponto máximo no gráfico.

3.3.1 Teoria da Capacidade de Carga de Terzaghi

TERZAGHI, a partir das equações de PRANDTL e REISSNER aplicadas a metais e utilizando o princípio da superposição, foi o primeiro a desenvolver uma formulação racional para previsão da capacidade de carga de fundações superficiais. As hipóteses básicas consideradas no equacionamento do problema foram:

- a) fundação contínua (estado plano de deformações) com base horizontal e superfície do terreno plana;
- b) carregamento vertical centrado;

- c) maciço de solo semi-infinito homogêneo;
d) profundidade de embutimento (D) inferior à largura da fundação (B). Isso permite desprezar a resistência ao cisalhamento do solo acima da cota de assentamento da fundação e substituir esta camada por uma sobrecarga $q = \gamma'D$.

Desta forma, Terzaghi chegou na Equação 1 para a capacidade de carga Q_u :

$$Q_u = c' * N_c + q * N_q + \frac{1}{2} \gamma' * B * N_\gamma \quad \text{Eq.1}$$

Onde:

Q_u : tensão de ruptura ou capacidade de carga.

B: largura da fundação.

c' : coesão efetiva.

γ' : peso específico efetivo do solo.

q: sobrecarga ($\gamma'D$).

N_c , N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga (função apenas de ϕ'). Apresentados na Tabela 3.

Para casos de outras geometrias de fundações, carregamentos de outras grandezas e solos fofos não há uma solução analítica. Outros pesquisadores realizaram estudos na mesma área e com o tempo foi desenvolvida uma equação geral que é amplamente utilizada para capacidade de carga, dentre esses pesquisadores se destacam os trabalhos de MEYERHOF (1953), (VESIC, 1963, 1975) e (HANSEN, 1961, 1970).

Atualmente, a equação mais aceita para a previsão de carga é a chamada fórmula generalizada de capacidade de carga:

$$Q_u = (s_c * i_c * b_c * g_c) * c * N_c + (s_q * i_q * b_q * g_q) * q * N_q + (s_\gamma * i_\gamma * b_\gamma * g_\gamma) * \frac{\gamma' * B * N_\gamma}{2} \quad \text{Eq. 2}$$

Onde:

s_c , s_q e s_γ são os fatores de forma (Tabela 2);

i_c , i_q e i_γ são os fatores de inclinação da carga;

b_c , b_q e b_γ são os fatores de inclinação da base da fundação;

g_c , g_q e g_γ são os fatores de inclinação do terreno.

Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são fatores adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito do solo (ϕ), conforme a Tabela , a seguir:

Tabela 1: Fatores de capacidade de carga.

Φ	N_c	N_q	N_γ	ϕ	N_c	N_q	N_γ
0	5,14	1,00	0,00	29	27,86	16,44	19,34
5	6,49	1,57	0,45	30	30,14	18,40	22,40
10	8,35	2,47	1,22	31	32,67	20,63	25,99
15	10,98	3,94	2,65	32	35,49	23,18	30,22
16	11,63	4,34	3,06	34	42,16	2,44	41,06
17	12,34	4,77	3,53	35	46,12	33,30	48,03
18	13,10	5,26	4,07	36	50,59	37,75	56,31
19	13,93	5,80	4,68	37	55,63	42,92	66,19
20	14,83	6,40	5,39	38	61,35	38,93	78,03
21	15,82	7,07	6,20	39	67,87	55,96	92,25
22	16,88	7,82	7,13	40	75,31	64,20	109,41
23	18,05	8,66	8,20	41	83,86	73,90	130,22
24	19,32	9,60	9,44	42	93,71	85,38	155,55
25	20,72	10,66	10,88	43	105,11	99,02	186,54
26	22,25	11,85	12,54	44	118,37	115,31	224,64
27	23,94	13,20	14,47	45	133,88	134,88	271,76
28	25,80	14,72	16,72				

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

A hipótese básica de Terzaghi faz referência a uma sapata corrida. Portanto, para estender este método para sapatas redondas e quadradas, deve-se ajustar a fórmula utilizando fatores de forma S_c , S_q e S_γ , cujos valores são reunidos na Tabela , a seguir:

Tabela 2: Fatores de forma.

Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1,0	1,0	1,0
Retangular (B=L)	$1 + (B/L)(N_q / N_c)$	$1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada (B=diâmetro)	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \operatorname{tg} \phi$	0,60

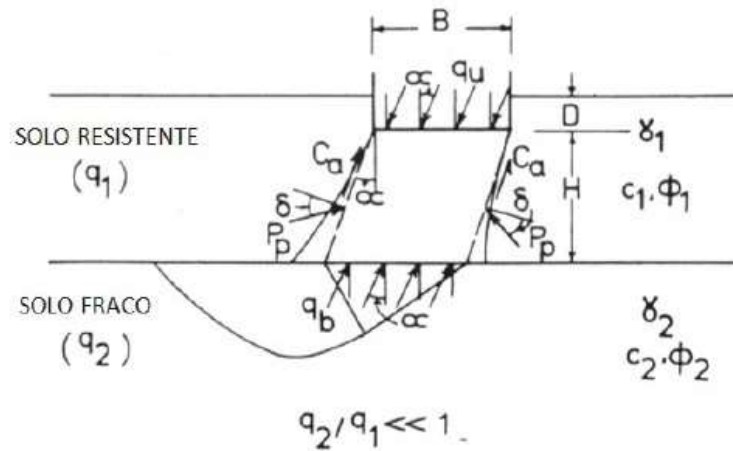
Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

3.4 Métodos de cálculo de capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes Sobre Solo Estratificado

3.4.1 Método de Meyerhof e Hanna:

Meyerhof e Hanna (1978, apud Lima, 2015) estudaram diferentes modelos de ruptura do solo, comparando modelos de ensaios de carregamento em sapatas circulares e corridas, utilizando perfis de solo estratificados de duas camadas, uma camada rígida sobreposta a uma camada fofo. Estes autores desenvolveram um método que considera que no momento da ruptura, a camada superior de solo é puncionada para dentro da camada inferior, aproximadamente na direção do carregamento, conforme esquema mostrado na Figura 4.

Figura 4: Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.



Fonte: Meyerhof e Hanna *apud* Lima (2015).

De acordo com Lima (2015), se a carga é aplicada com uma inclinação α com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última q_{uv} é dada por:

$$q_{uv} = q_u \times \cos \alpha \quad \text{Eq.3}$$

Assim, observando a Figura 4, percebe-se que há uma ruptura por puncionamento na camada superior do solo, sendo que as forças atuantes se equivalem a adesão total C_a e também ao empuxo passivo P_p , com uma inclinação de δ ao eixo perpendicular à superfície de ruptura. Resultando em uma componente vertical da capacidade de suporte última q_{uv} que é dada pela Equação 4:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2(C_a + P_p \times \text{sen} \delta) \times \left(\frac{\cos \alpha}{B} \right) - \gamma_1 \times H \leq q_{tv} \quad \text{Eq.4}$$

Onde q_{bv} e q_{tv} são as componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, devido às cargas inclinadas que atuam no topo da camada superior e inferior do solo. Assim considera-se o perfil homogêneo do solo para ambas as situações.

$$C_a = c_a \times \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{Eq.5}$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times \frac{K_p}{\cos \delta} \quad \text{Eq.6}$$

Onde:

c_a : Adesão unitária

K_p : Coeficiente de empuxo passivo.

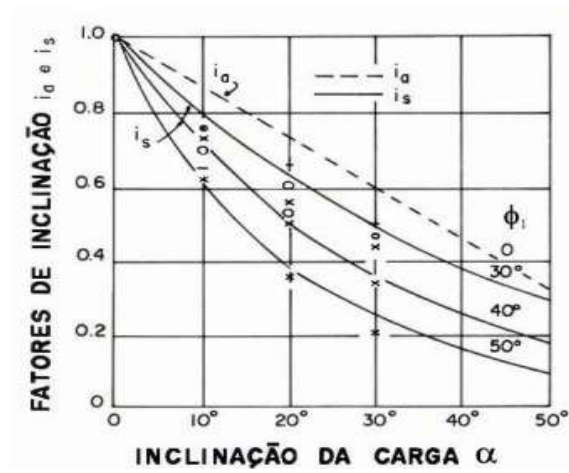
Os fatores de inclinação (i_a e i_s), a adesão c_a (Equação 5) e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s são obtidos nos ábacos representados nas Figuras 5 a 7, respectivamente.

Assim, a capacidade de suporte última pode ser determinada pela equação:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \times c_a \times i_a \times \frac{H}{B} + \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times K_s \times i_s \times \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_t \quad \text{Eq.7}$$

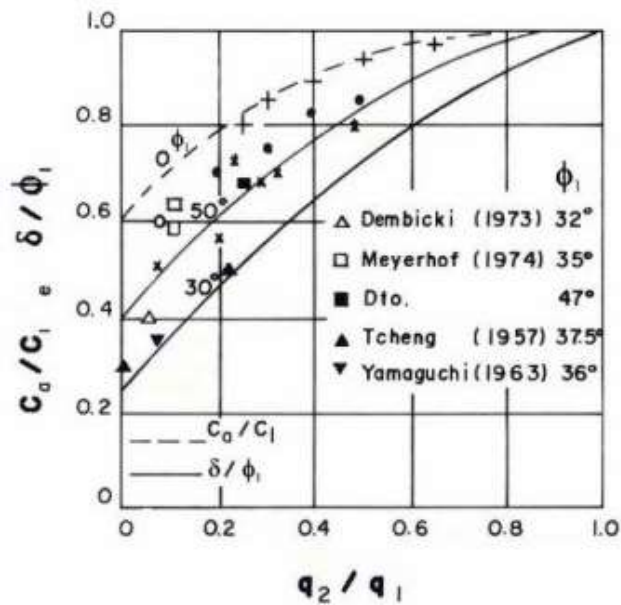
As componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, resultantes da ação das cargas inclinadas que agem no topo das camadas superior (q_{bv}) e inferior (q_{iv}), devem ser considerados em ambos os casos como perfil homogêneo.

Figura 5: Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por punção.



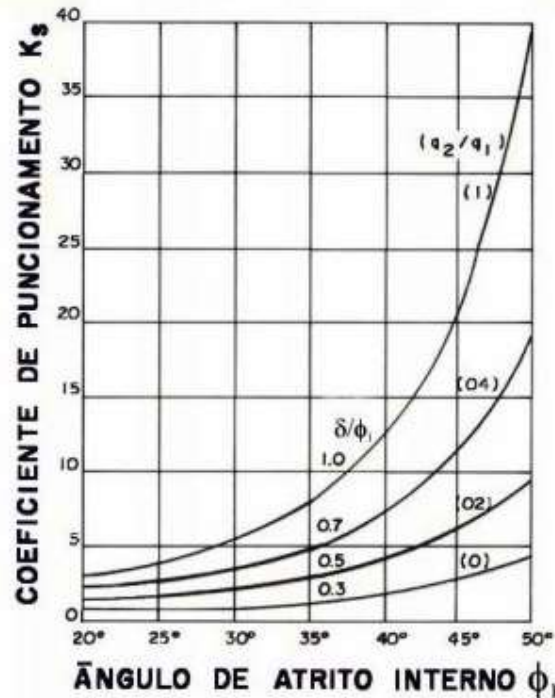
Fonte: Meyerhof e Hanna *apud* Lima (2015).

Figura 6: Parâmetros do cisalhamento por punção através de um carregamento vertical.



Fonte: Meyerhof e Hanna *apud* Lima (2015)

Figura 7: Coeficiente de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.



Fonte: Meyerhof e Hanna *apud* Lima (2015)

3.4.2 Método de Florkiewicz:

Florkiewicz (1989), desenvolveu um estudo para a capacidade de carga de solos estratificados baseado no método da cinemática de análise limite. O método trata da determinação da carga limite superior para deformações planas, tratando da capacidade de suporte para sapatas corridas, em solos estratificados. O método é baseado na lei de escoamento associado e no comportamento perfeitamente plástico do material:

Em seu estudo, Florkiewicz fez uso apenas do teorema da análise limite superior. A aplicação deste teorema requer a elaboração de um mecanismo de ruptura para o sistema em que o limite superior seja obtido através do equilíbrio de forças do trabalho externo e dissipação de energia. Esse método tem uma grande dificuldade de aplicação, visto que é necessário elaborar um mecanismo de ruptura adequado ao teorema (*kinmatically admissible*).

3.4.3 Método de Burd e Frydman:

Burd e Frydman (1995) apresentaram um estudo sobre capacidade de carga de fundações corridas em perfis de solo de múltiplas camadas. No estudo, os autores analisaram alguns métodos analíticos de capacidade de suporte, assim como modelos numéricos. Nos trabalhos, os autores apontaram a validade e relevância da utilização dos coeficientes de

puncionamento de Meyerhof e Hanna (1978), e o método baseado no teorema da análise limite, estudado por Florkiewicz (1989). Entretanto, seus estudos se concentraram nos modelos numérico, permitindo uma maior compreensão do comportamento da fundação, além de permitir simulações para diferentes modelos. Para utilização desses modelos numéricos, deve-se ter parâmetros confiáveis do solo e um modelo constitutivo compatível com o comportamento verificado em campo.

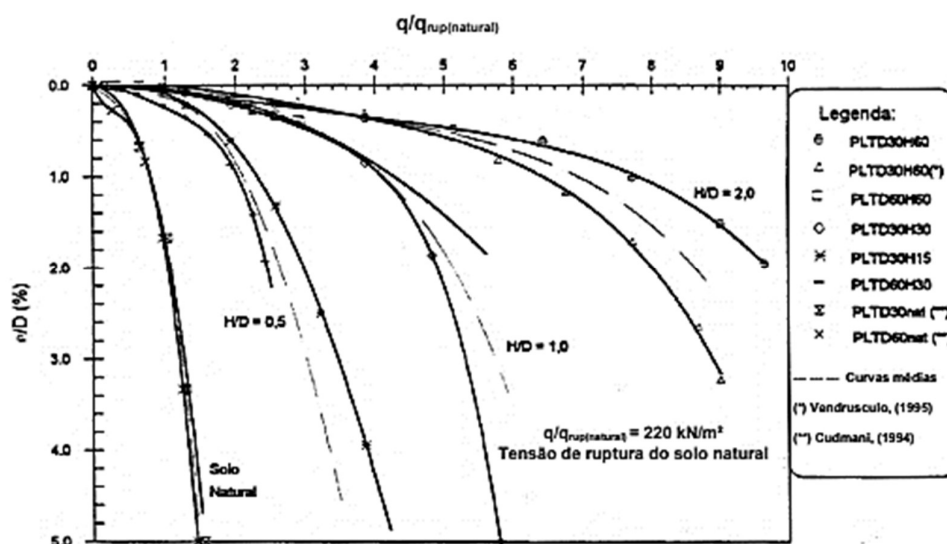
3.5 Fundações superficiais assentes em camadas de solo cimento

Os modelos para camadas superficiais tratadas com solo cimento, assim como os desenvolvidos para solos estratificados, trabalham com um modelo aproximado, com algumas considerações e particularidades que serão abordadas posteriormente. A camada superficial de solo cimento traz consigo acréscimos significativos na capacidade de carga e na redução dos recalques para fundações superficiais.

SALES (1998) realizou provas de carga em placas circulares de 0,30m e 0,60m de diâmetro em camadas de solo melhorado com cimento (teor de 5%) com 0,15m, 0,30m e 0,60m de espessura. Os resultados mostram que há um aumento significativo na carga máxima de ruptura e um grande decréscimo nos recalques obtidos nestas camadas melhoradas. No estudo, o modelo de ruptura observado foi o de puncionamento, com a formação do volume tronco-cônico seccionado do restante da camada tratada. A formação das superfícies de ruptura inclinadas se deu logo abaixo da camada tratada, com angulação de 45°.

Segundo a análise da Figura 8, SALES (1998) apresenta os resultados de forma adimensional (tensão aplicada/tensão de ruptura do solo natural *versus* recalque medido/diâmetro da placa), demonstrando a influência da espessura da camada melhorada no comportamento da fundação superficial submetida ao carregamento. Pelo gráfico, é possível entender a influência da espessura da camada tratada no aumento da capacidade de carga em relação ao solo natural.

Figura 8: Resultado das provas de carga em sapatas circulares assentes sobre solo reforçado com solo-cimento



Fonte: SALES (1998)

Também em CONSOLI *et al.* (2009), temos ensaios de placa com diâmetros de 0,30m e 0,60m em sistemas de duas camadas, com camada superior de solo reforçado com cimento e compactado (espessuras de 0,15m e 0,60m) sobre solo residual natural. Foi verificado um aumento na capacidade de carga e uma redução dos recalques que atuavam na fundação com o aumento do fator H/D . A ruptura por punção ainda foi a única que se apresentou nas amostras. Com cerca de 70% da carga de ruptura, observou-se fissuras no solo tratado e ao atingir esse limite de ruptura, havia a penetração da placa na camada de solo tratado.

3.5.1 Método de Thomé

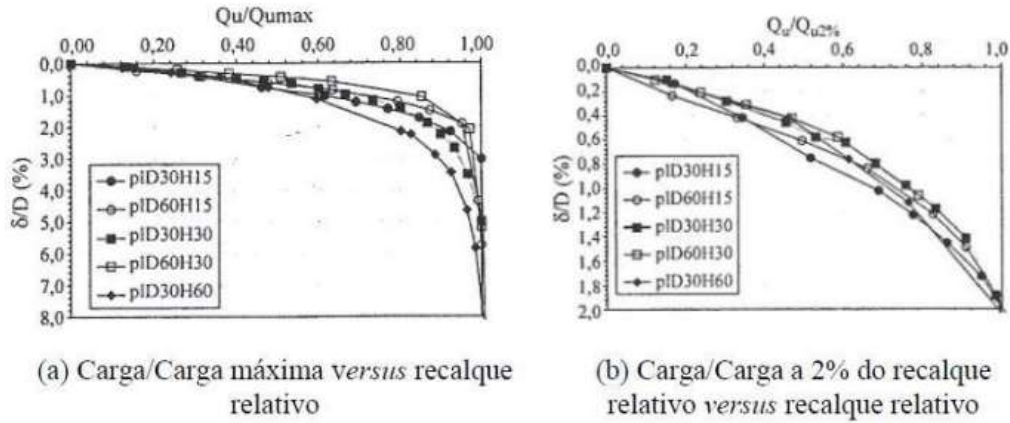
THOMÉ *et al* (2003) apresentou resultados para vários ensaios de placa sobre sistemas de camada dupla, sendo a superficial tratada com cimento, e realizou simulações por meio do Método dos Elementos Finitos, apresentando um método semi-empírico de dimensionamento de fundações superficiais sobre camada de solo reforçado com cimento. Para as simulações numéricas, utilizou-se de um modelo elástico-perfeitamente plástico com critério de ruptura de Drucker-Prager e lei de fluxo não-associada, tanto para o solo natural, quanto para o solo melhorado. Segundo os autores, o modelo ideal para solos cimentados é o modelo elasto-viscoplástico que levasse em consideração a não linearidade dos materiais, mas esse modelo

não é aplicável pelas dificuldades na obtenção dos parâmetros e disponibilidade de softwares comerciais. As simulações foram realizadas levando em conta uma tensão de ruptura correspondente ao deslocamento de 2% do diâmetro da placa.

Os resultados das análises numéricas mostraram que, dos parâmetros dos materiais, o módulo de elasticidade e o ângulo de atrito da camada cimentada não influenciam significativamente o valor de capacidade de carga referente a 2% de recalque relativo (sendo o recalque relativo igual ao recalque observado dividido pelo diâmetro da placa). Segundo THOMÉ et al. (2003), os parâmetros dos materiais que mais influenciam a capacidade de carga em um sistema de dupla camada, sendo a superior cimentada, em ordem e importância são: coesão da camada cimentada, coesão, módulo de elasticidade e ângulo de atrito interno da camada não-cimentada.

Utilizando a estratégia de normalização dos resultados de testes de carga proposta por KENNY e ANDRAWES (1997), THOMÉ (2003) percebeu que a ruptura em sistemas de dupla camada ocorre a diferentes níveis de recalque relativo para diferentes relações H/D, ou seja, quanto maior a relação H/D maior será o recalque relativo para ocorrer a ruptura, como pode ser observado na Figura 9. Essa forma de normalização faz com que o valor unitário das abcissas seja atingido a diferentes valores de recalque relativo, resultando num afastamento entre as curvas nos valores próximos à unidade. Assim, o autor propõe que a carga última seja dividida pela carga a um determinado nível de recalque pré-estabelecido, de forma a obter um agrupamento das curvas, reduzindo a influência da variável H/D. A Figura 9 mostra a proposta de normalização utilizando a carga correspondente a um recalque relativo de 2% ($D/50$).

Figura 9: Normalização de teste de carga de fundações assentes em solo reforçado com camada de solo-cinza-cal. (a) Carga/Carga máxima *versus* recalque relativo. (b) Carga/Carga 2% do recalque relativo *versus* recalque relativo.



Fonte: Thomé *et al.* (2003)

Com os resultados obtidos por THOMÉ *et al* (2003), é proposto um método de cálculo semi-empírico através do qual é possível obter os valores para capacidade de carga a 2% de recalque relativo para fundações superficiais apoiadas em camadas de solo superficial melhorado com cimento. As equações propostas foram:

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 1,00: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 2,10 * e^{0,3235F} \quad \text{Eq.8}$$

$$\text{Para } \frac{H}{D} = 0,50: \frac{q_{u2\%}}{Pa} = 1,31 * e^{0,3365F} \quad \text{Eq.9}$$

Onde:

qu2%: tensão de ruptura a 2% de recalque relativo.

$$F: \text{ fator de parâmetros } F = \ln \left(\frac{c'1}{Pa} \right) + \ln \left(\frac{c'2}{Pa} \right) + \frac{1}{\cos^4 \phi'2} + \ln \left(\frac{E2}{Pa} \right)$$

Pa: pressão atmosférica.

c'1: coesão da camada cimentada.

c'2: coesão do solo natural.

$\phi'2$: ângulo de atrito do solo natural.

E2: módulo de elasticidade do solo natural.

A Tabela apresenta os limites de variação dos parâmetros para os quais o método pode ser utilizado. Vale ressaltar que o método foi desenvolvido para fundações circulares rígidas com carga concentrada no centro desta, módulo de elasticidade do solo e reforço constantes ao longo da profundidade. A largura da camada tratada foi mantida constante igual a 3 vezes o diâmetro da fundação.

Sobre a necessidade de redução dos parâmetros de resistência que normalmente são empregados nos métodos de capacidade de carga onde há ruptura por puncionamento, THOMÉ *et al* (2003), sugerem a utilização da redução dos parâmetros originais da camada cimentada em 2/3.

Tabela 3: faixa de validade para aplicação do método proposto por THOMÉ *et al.* (2003).

Material Cimentado	Material Não-Cimentado
$0,19 \leq c'_1/Pa \leq 4,44$	$0,01 \leq c'_2/Pa \leq 0,50$
$0,70 \leq \text{tg}\Phi'_1 \leq 1,19$	$0,26 \leq \text{tg}\Phi'_2 \leq 0,70$
$2961,0 \leq E_1/Pa \leq 14810,0$	$98,0 \leq E_2/Pa \leq 988,0$

Fonte: Thomé *et al* (2003).

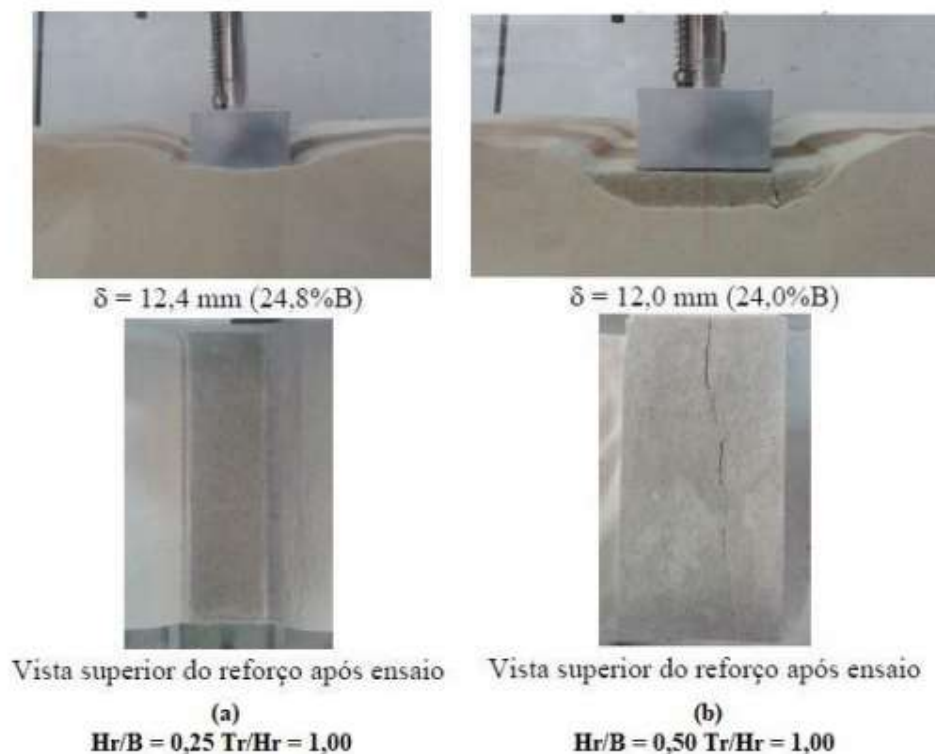
3.5.2 Método de Foppa

O método de THOMÉ *et al* (2003) pressupõe uma camada superior contínua e suficientemente maior que a base da fundação, o que usualmente não é a situação de execução e acaba por desestimular a utilização da técnica.

Pensando nisso, FOPPA (2016) desenvolveu outro método para o cálculo da capacidade de carga de fundações superficiais apoiadas sobre uma camada de solo reforçado com cimento, considerando sua extensão lateral. Foram utilizados modelos reduzidos de fundações contínuas assentes em solo arenoso fofo, bem como, análises numéricas utilizando o Método dos Elementos Finitos.

Nestes modelos reduzidos vistos na Figura 10, foram observados dois tipos de ruptura. No primeiro tipo, a camada de reforço foi puncionada para dentro do solo natural, intacta e sem fissuras, até o deslocamento correspondente à capacidade de carga do solo natural. No segundo tipo, após um recalque inicial, há um rompimento da camada de reforço, junto do aparecimento de fissuras localizadas junto à borda ou no eixo da fundação, se propagando de baixo pra cima, à medida que os recalques aumentam.

Figura 10: tipos de ruptura: (a) ruptura por puncionamento; (b) ruptura da camada de reforço

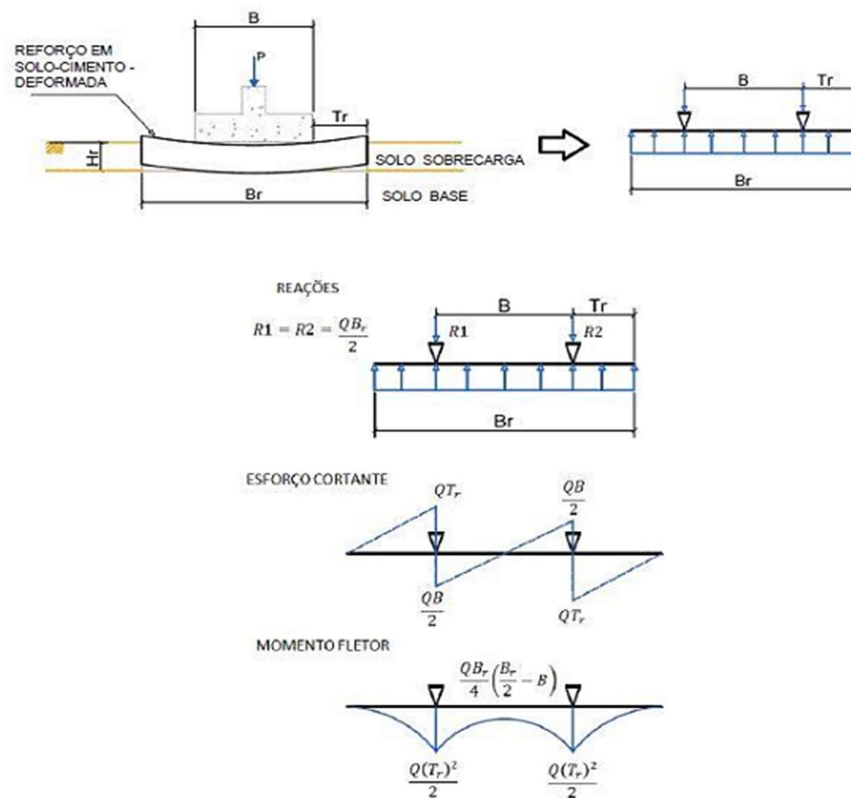


Fonte: Foppa (2016).

Com isso, verificou-se que a tensão máxima de tração na camada de reforço é dada pela reação do solo na base do reforço e da relação Tr/Hr , com Tr : distância horizontal entre a borda da fundação e a borda de reforço; Hr : espessura da camada de reforço.

Partindo dessa observação de que a ruptura do reforço se dá pela formação de uma trinca de tração com início em sua base (Figura 10(b)), FOPPA (2016) viu que era necessário obter uma equação que permita prever o valor da tensão de tração atuante a partir de determinado carregamento e geometria de reforço. Pela análise da distribuição das tensões de tração obtidas nas análises numéricas, percebe-se que o comportamento de uma camada reforço pode ser comparado com o de uma viga bi-apoiada ou um bloco de fundação, dependendo de sua espessura. Levando em consideração que a camada reforçada com cimento atue como uma viga invertida, submetida a uma tensão uniforme Q aplicada pelo solo, e cujos apoios localizam-se nas bordas da fundação (Figura 11) verifica-se que os momentos fletores máximos e as trações máximas ocorrem junto aos apoios.

Figura 11: analogia reforço *versus* viga bi-apoiada.



Fonte: FOPPA (2016)

O momento máximo nos apoios será:

$$M_{m\acute{a}x} = \frac{Q(T_r)^2}{2} \quad \text{Eq.10}$$

Através da teoria das vigas e considerando que na ruptura do sistema, a tensão que atua no reforço da base será $Q_{ur(n)}$, o valor da tensão máxima na base do reforço será:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^2 \quad \text{Eq.11}$$

Para que não haja uma ruptura no reforço, a tensão máxima de tração deverá ser menor que a resistência à tração do reforço q_t dividida por um fator de segurança (FS):

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 3Q_{ur(n)} \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^2 \leq \frac{q_t}{FS} \quad \text{Eq.12}$$

Onde:

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão de tração máxima no reforço.

$Q_{ur(u)}$: tensão que atua na base do reforço.

Tr: distância da borda da fundação à borda do reforço.

Hr: espessura da camada de reforço.

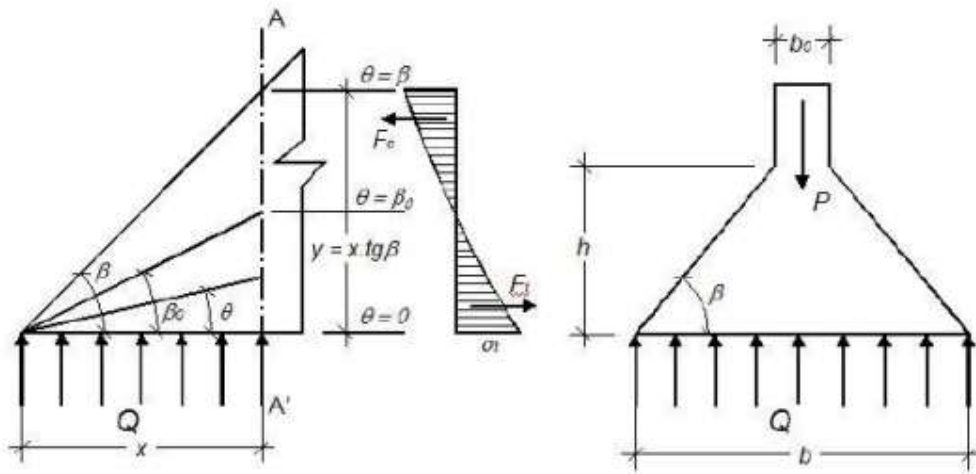
q_t : resistência a tração obtida de ensaios de tração por compressão diametral.

FS: fator de segurança.

Para reforços de maior espessura, FOPPA (2016) verificou que o comportamento tende a se aproximar dos blocos de fundação, onde as tensões de tração máxima ocorrem no eixo da peça.

Nesses casos, se tem uma distribuição de tensões como na Figura 12. Para obter a tensão máxima de tração no bloco, se considera $\theta=0$.

Figura 12: Bloco de seção plena



Fonte: FOPPA, 2016

Então temos a tração máxima:

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan\beta}{\beta} - 1} \quad \text{Eq.13}$$

Onde:

Q: pressão do solo sobre o bloco.

$\sigma_{tm\acute{a}x}$: tensão máxima de tração;

β : ângulo que a face inclinada do bloco faz com a horizontal.

Substituindo Q por $Q_{ur(n)}$, e sabendo que o limite para que não ocorra ruptura na camada reforçada por tensão máxima deverá ser menor que a resistência à tração do reforço dividido pelo Fator de Segurança (FS), temos:

Eq.14

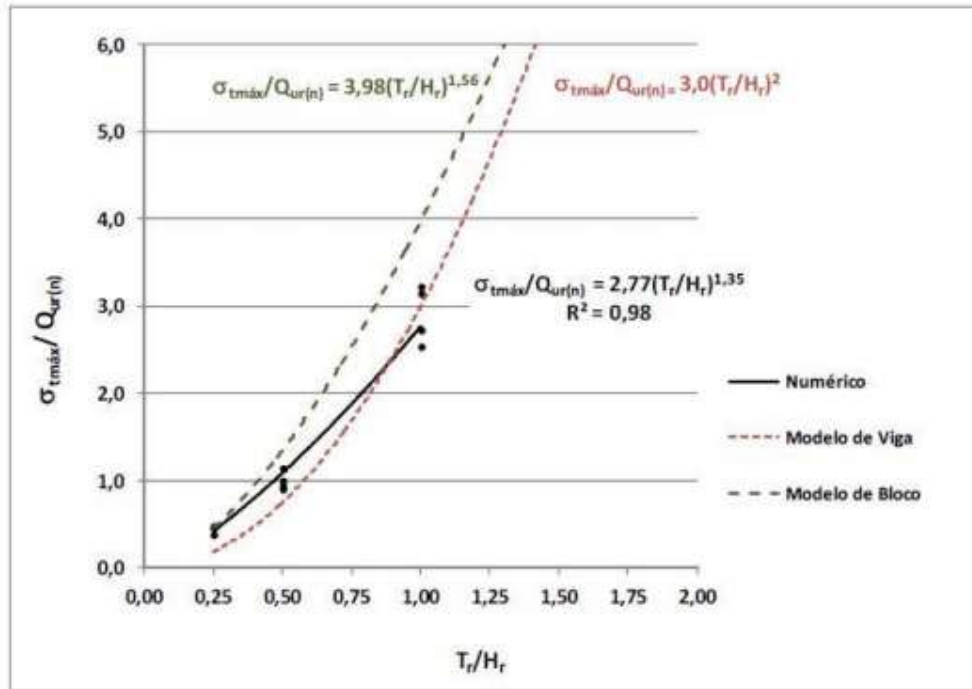
$$\sigma_{tm\acute{a}x} = \frac{Q}{\frac{\tan\beta}{\beta} - 1} \leq \frac{q_t}{FS}$$

Comparando as tensões de tração obtidas a partir de modelos analíticos de viga e bloco com as obtidas numericamente, pode-se utilizar a Equação 15 de forma adimensional:

$$\frac{\sigma_{tm\acute{a}x}}{Q_{ur(n)}} = C1 \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^{C2} \quad \text{Eq.15}$$

Onde C1 e C2 são constantes do modelo. O comparativo entre os modelos é melhor visualizado pela Figura 13. Nota-se que, para baixas relações de Tr/Hr, temos resultados mais próximos ao modelo de bloco. Com o aumento da relação Tr/Hr, o comportamento se aproxima mais ao de viga. Também é possível verificar que a equação de ajuste para as tensões de tração apresenta excelente correlação por meio do fator R² com a variável Tr/Hr.

Figura 13: comparativo entre os modelos de viga, bloco e simulações numéricas.



Fonte: FOPPA (2016)

Através do comparativo da Figura 12, é observado que há uma boa concordância entre as equações que representam as tensões de tração nos respectivos modelos estudados, possuindo um fator de representatividade R^2 alto e indicando que as variáveis adotadas são significativamente relacionadas. Desta forma, através da equação de previsão de capacidade de carga obtida numericamente (Eq. 16), pode-se verificar qual a relação Tr/Hr , limite para que não haja ruptura de reforço, bastando conhecer a resistência a tração do material de reforço e a tensão atuante sob a base do reforço $Q_{ur(n)}$.

$$\frac{qt}{Q_{ur(n)}} = 2,77 \left(\frac{Tr}{Hr} \right)^{1,35} \quad \text{Eq.16}$$

Para a determinação da capacidade de carga final, a equação desenvolvida por Foppa foi a Equação 17:

$$Q_{ur(n)} = qe^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) + \frac{1}{2} \gamma' B_r (e^{\pi \tan \varphi} \tan^2 \left(45 + \frac{\varphi}{2} \right) - 0,6) (\tan (1,33 \varphi)) \quad \text{Eq. 17}$$

Onde:

$Q_{ur(n)}$: capacidade de carga normalizada. Equivale à carga última P_u dividida pela área da base do reforço.

q : sobrecarga equivalente à altura do solo acima da base do reforço.

γ' : peso específico efetivo da areia (solo natural).

B_r : largura total do reforço.

N_q e N_γ : fatores de capacidade de carga calculados com base no ângulo de atrito interno da areia (ϕ').

3.5.3 Método de Caballero

Seguindo o raciocínio de Foppa (2016), Caballero (2019) estudou a resistência e a capacidade de carga de fundações superficiais assentes em solo reforçado com cimento, fazendo ensaios que levam em conta a espessura desse reforço e o teor de cimento inserido nele. Caballero propôs uma metodologia de cálculo para fundações de base circular assentes em reforços circulares, utilizando também de modelos reduzidos de fundações para verificar o método, além de fazer uso de análise de elementos finitos para conceber um modelo matemático.

Para Caballero (2019), a fundação e o reforço devem ser considerados um elemento único, apoiados assim na mesma unidade de assentamento de reforço. Dessa forma, a capacidade de carga pode ser calculada de acordo com a Equação 18:

$$Q_{ur(n)} = qN_q + \frac{1}{2} \gamma' D_c N_\gamma S_\gamma \quad \text{Eq. 18}$$

Onde:

D_c = Diâmetro total do reforço;

$S_y = 0.60$; Fator de forma da sapata circular;

E demais variáveis seguem as Tabelas 1 e 2.

A carga última na base da fundação pode ser calculada por:

$$P_u = Q_{ur(n)} \left(\pi \frac{D_c^2}{4} \right) \quad \text{Eq. 19}$$

E a tensão média na base da fundação é calculada pela equação:

$$Q_{ur} = \frac{P_u}{\pi D^2} = Q_{ur(n)} \left(\frac{D_c}{D} \right)^2 \quad \text{Eq. 20}$$

Assim como mostrado por Foppa (2016), Caballero (2019) também declara que deve ser considerada a tensão máxima de tração devido a possibilidade de ruptura catastrófica da fundação a partir fissuração do reforço. A tensão máxima de tração pode ser calculada pela Equação 21, devendo ser menor que resistência a tração do reforço dividida por um fator de segurança.

$$\sigma_{tm\acute{a}x} = 5,21 Q_{ur(n)} \left(\frac{T_r}{H_r} \right)^{1,61} \leq \frac{q_t}{FS} \quad \text{Eq. 21}$$

1.2. Ensaio de Placa

O método de ensaio de placa é uma reprodução do comportamento de uma fundação superficial quando submetida a um carregamento vertical. Trata-se de um dos primeiros tipos de ensaios *in situ*, buscando obter informações sobre o comportamento e determinação das propriedades de deformação e modo de ruptura do solo. Se trata de um dos ensaios mais confiáveis e eficazes no auxílio da escolha do tipo de fundação superficial e é normatizado pela ABNT NBR 6489/2019.

A execução do ensaio é feita como visto na Figura 14, na forma de placas de aço, representando a fundação superficial, que distribuem a carga na camada de solo. A placa de aço é pressionada por meio de uma prensa hidráulica e equipamentos fazem a medição da tensão resistente e do recalque do solo, até o momento em que se inicia a ruptura e a tensão máxima é aferida. Com a ruptura, obtém-se a capacidade de carga máxima da camada de solo, baseado na placa utilizada, nas propriedades do solo e na carga aplicada. As Figuras 7 e 8 apresentam resultados de prova de carga.

Figura 14: Representação de um ensaio de placa.



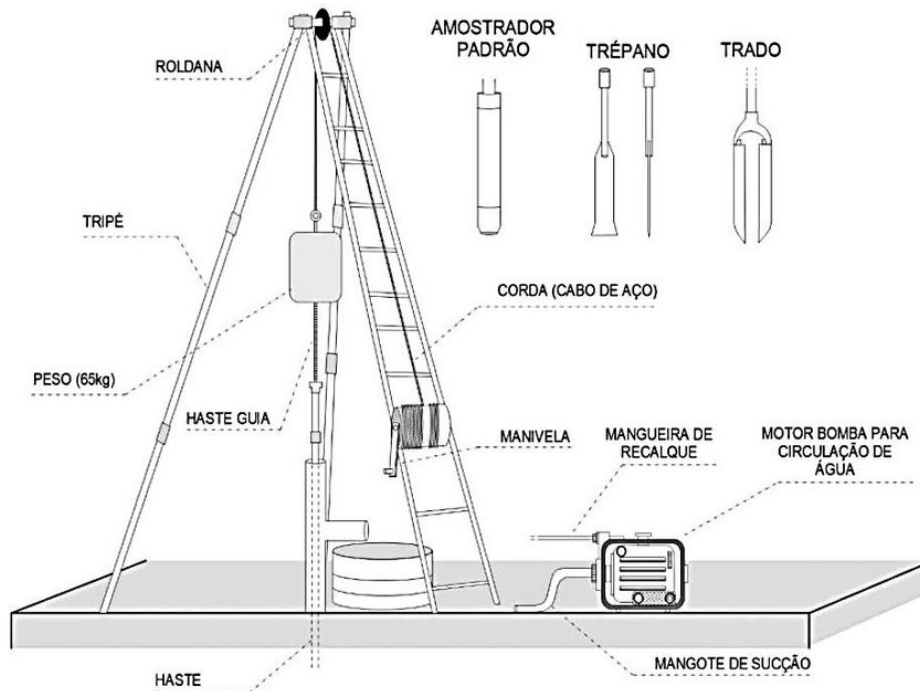
Fonte: Geonex Engenharia (2018).

1.3. Ensaio SPT

O ensaio de SPT (*Standard Penetration Test*) é definido por VELLOSO e LOPES (2012) como um tipo de sondagem a percussão, onde o trado, elemento metálico que penetra o solo, faz o trabalho de perfurar as camadas, ultrapassando o nível d'água e obtendo amostras de solo no caminho. O ensaio SPT é normalizado no Brasil pela ABNT NBR 6484/2020.

O ensaio consiste na medição da resistência dinâmica de uma camada de solo por meio da execução de golpes com um martelo e perfuração de um trado para coleta de amostras por meio de um amostrador-padrão. O martelo é elevado por uma roldana e é sempre solto a altura 75 cm, com o peso de 65 kg, como pode ser visto na Figura 15. São anotados a quantidade de golpes de martelo que são necessários para penetrar 30 centímetros. Após a cravação inicial dos primeiros 15 centímetros, anota-se a quantidade de golpes das 2 últimas camadas de 30 centímetros, com isso temos a resistência dada pela média das duas últimas camadas, gerando a resistência do SPT para aquele metro de solo. O número final desses golpes é chamado de NSPT e possuem várias correlações empíricas para determinar a capacidade de carga daquela camada de solo. O SPT proporciona bons resultados em solos com uma boa resistência, mas não é indicado para solos moles, visto que os golpes tendem a atravessar várias camadas de medição.

Figura 15: Representação do equipamento empregado num ensaio SPT.



Fonte: THIESEN (2016)

O ensaio de SPT é muito utilizado pela sua facilidade de execução, baixo custo, por ser amplamente difundido entre os executores de obras e por ter várias correlações empíricas com o valor obtido da resistência do solo aos golpes, o NSPT.

Essas correlações têm um papel muito importante quando não se há outros ensaios para obtenção de parâmetros do solo, de forma a suprir as necessidades de informações para o dimensionamento de elementos estruturais. Algumas das correlações mais utilizadas são:

- Coesão Não Drenada
 - Teixeira e Godoy (1996) sugerem a relação a seguir, com N_{SPT} em kPa:

$$c = 10 \times N_{SPT} \quad \text{Eq. 22}$$

- Ângulo de atrito
 - Teixeira (1996) sugere que:

$$\varphi = \sqrt{20} \times N_{SPT} + 15^\circ \quad \text{Eq. 23}$$

- **Peso Específico**
 - Para Cintra *et al.* (2011), é possível correlacionar o valor do SPT para estimar o peso específico do solo testado, em função da compacidade da areia e da consistência da argila, como visto nas tabelas 4 e 5.
- **Módulo de Elasticidade**
 - Schnaid (2012) traz uma relação entre o valor de SPT e o módulo de elasticidade por meio do valor do N_{60} . Esse valor é o número de golpes com valor de energia 60. No Brasil, se utiliza a energia 75. Para isso, se utiliza a equação 24 para converter o valor do N_{spt} .

$$N_{60} = (N_{spt} \times \text{Energia Aplicada}) / 0.60 \quad \text{Eq. 24}$$

- Com o valor de N_{60} , é possível chegar em uma estimativa de módulo de elasticidade com a equação 25.

$$E_u = 1(\text{MPa}) \times N_{60} \quad \text{Eq.25}$$

Tabela 4: Peso específico de solos argilosos.

N_{spt}	Consistência	Peso específico (KN/m ³)
≤ 2	Muito Mole	13
3 – 5	Mole	15
6 – 10	Média	17
11 – 19	Rija	19
≥ 20	Dura	21

Fonte: Godoy (1983).

Tabela 5: Peso específico de solos arenosos.

Nspt	Compacidade	Peso Específico (kN/m ³)		
		Areia Seca	Úmida	Saturada
≤ 5	Fofa	16	18	19
5 – 8	Pouco compacta			
9 – 18	Medianamente compacta	17	19	20
19 – 40	Compacta	18	20	21
≥ 40	Muito compacta			

Fonte: Godoy (1983).

3.6 Dimensionamento estrutural de fundação superficial do tipo sapatas

Segundo Araújo (2010), o cálculo das sapatas rígidas isoladas deve ser analisado através do modelo de bielas e tirantes. Para este tipo de sapata, temos que as armaduras são calculadas para as duas direções e cone de cisalhamento envolve toda a sapata. Inicialmente, para uma estimativa de peso próprio da sapata, adota-se o valor de 5% do valor da carga aplicada, e dimensiona-se a área da base da sapata S , conforme a Equação 26:

$$S = \frac{(1,05 \times N_k)}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq.26}$$

De posse do valor da área necessária da sapata e das dimensões da seção do pilar, encontram-se as dimensões da sapata A e B , conforme a Equação 27:

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S ; B = \sqrt{\frac{b}{a}} S \quad \text{Eq.27}$$

Segundo Araújo (2010) para uma sapata ser considerada rígida, a altura da cota h deve obedecer aos limites, conforme a Equação 28 :

$$h \geq \frac{A-a}{4} ; h \geq \frac{B-b}{4} \quad \text{Eq.28}$$

Visando a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, temos que, conforme a Equação 29, há uma folga além do comprimento l_b que dependem da altura da sapata.

$$h \geq 0,6l_b + 5cm \quad \text{Eq.29}$$

Onde os valores de l_b estão dispostos na Tabela 6, como exposto pela ABNT NBR 6118:2014. A altura h_0 na borda deve respeitar os limites de $h/3$ e 20 cm.

Tabela 6: Comprimento de ancoragem l_b .

Φ (mm)	Comprimento de ancoragem básico - l_b (cm)									Limite (25Φ)
	$f_{ck}=20$	$f_{ck}=25$	$f_{ck}=30$	$f_{ck}=35$	$f_{ck}=40$	$f_{ck}=45$	$f_{ck}=50$	$f_{ck}=70$	$f_{ck}=90$	
5	26,2	22,6	20,0	18,1	16,5	15,3	14,2	11,4	9,6	12,5
6,3	27,5	23,7	21,0	19,0	17,3	16,0	14,9	11,9	10,1	15,8
8	35,0	30,1	26,7	24,1	22,0	20,4	19,0	15,2	12,8	20,0
10	43,7	37,7	33,4	30,1	27,5	25,5	23,7	19,0	16,0	25,0
12,5	54,6	47,1	41,7	37,6	34,4	31,8	29,7	23,7	20,0	31,3
16	69,9	60,3	53,4	48,2	44,1	40,7	38,0	30,3	25,7	40,0
20	87,4	75,3	66,7	60,2	55,1	50,9	47,5	37,9	32,1	50,0
25	109,3	94,2	83,4	75,2	68,8	63,6	59,3	47,4	40,1	62,5
32	139,9	120,5	106,7	96,3	88,1	81,5	75,9	60,7	51,3	80,0

Fonte: ABNT NBR 6118:2014.

A tensão aplicada no topo da sapata é definida pela Equação 30:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} \quad \text{Eq.30}$$

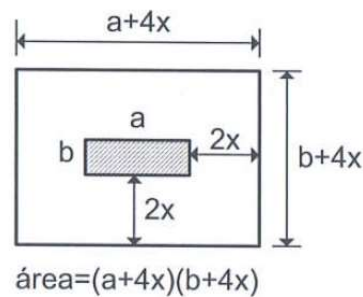
Onde:

N_d : é a força normal de cálculo do pilar, majorado com coeficiente de segurança.

Para Araújo (2010), se a resultante da tensão aplicada no topo da sapata, σ_d , for menor ou igual a $0,20 f_{cd}$ (resistência à compressão de cálculo do concreto da sapata), as bielas podem convergir para a seção do topo da sapata, sem que haja esmagamento. Assim o braço de alavanca é $Z = d$, onde d é a altura útil da sapata junto às faces do pilar.

Se a resultante da tensão aplicada no topo da sapata for maior que $0,20 f_{cd}$, as bielas devem convergir para uma seção localizada a uma distância x do topo da sapata, como ilustrado na Figura 16.

Figura 16: Seção a uma distância x do topo da sapata.



Fonte: Araújo (2010).

Logo, a tensão normal (σ_{1d}) no plano horizontal, conforme a Equação 31 é:

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a+4x)(b+4x)} \quad \text{Eq.31}$$

Substituindo o valor de σ_{1d} (Equação 32) e considerando que $\sigma_{1d} \leq 0,20f_{cd}$, temos o valor de σ_{1d} , definido pela Equação 32. O f_{cd} da equação 32 se trata da resistência do concreto adotado, dividido por um coeficiente de segurança para estruturas de concreto armado.

$$\sigma_{1d} = \frac{ab}{(a+4x)(b+4x)} \sigma_d \leq 0,20f_{cd} \quad \text{Eq.32}$$

Obtendo-se a profundidade x e, para este caso, o braço de alavanca é $Z = d-x$.

No caso de carga centrada, as armaduras nas direções x e y são calculadas de acordo com as Equações 33 e 34 (Araújo, 2010). Nessas equações, se emprega do F_{yd} , que é a resistência ao escoamento do aço, dividida pelo coeficiente de segurança empregado para o aço em estruturas de concreto armado.

$$A_{sx} = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad \text{Eq.33}$$

e

$$A_{sy} = \frac{N_d(B-b)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad \text{Eq.34}$$

3.7 Composição Orçamentária

Para Dórea (2019), orçamento ou estimativa de custos, é basicamente um exercício de previsão do valor dos itens que serão empregados em uma obra ao longo de toda sua extensão. O autor compreende que a técnica envolve a identificação, descrição, quantificação, análise e valorização dos itens, de maneira a realizar um estudo minucioso, diminuindo assim a possibilidade de lacunas nas composições e falhas no orçamento.

Pode-se dividir o orçamento por etapas, sendo a primeira, e mais importante, a identificação dos componentes, ou seja, quais serão os insumos que serão utilizados para a execução dos serviços. Isso inclui os materiais e a mão de obra, sendo a segunda usualmente a mais dispendiosa.

Tendo em mão todos os componentes necessários, é preciso quantificar estes para enfim entender o quanto de cada um destes componentes será utilizado. Cada insumo tem seu tipo de unidade e cabe ao engenheiro orçamentista utilizar as unidades corretas. Por fim, tendo os componentes e suas devidas quantidades, fazemos o uso de tabelas de custos como a SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil mantido pela CAIXA), para definir o valor final do processo e assim partir para a execução.

3.8 Tabelas de Composições de Custos

Existem várias maneiras de fazer um levantamento de custos, em geral cabe ao engenheiro conhecer o mercado local e buscar os valores mais acessíveis. Porém, visto que essa é uma tarefa que demanda tempo, pode-se fazer uso de tabelas de composição e custos já consagradas. Os métodos de composição mais utilizados são o do TCPO e SINAPI. Em geral, se faz uso das composições do TCPO e dos custos da SINAPI.

- TCPO – Tabelas de Composição de Preços para Orçamentos, formuladas com base de dados da PINI.
- SINAPI - Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil mantido pela CAIXA.

4 MATERIAIS E MÉTODOS

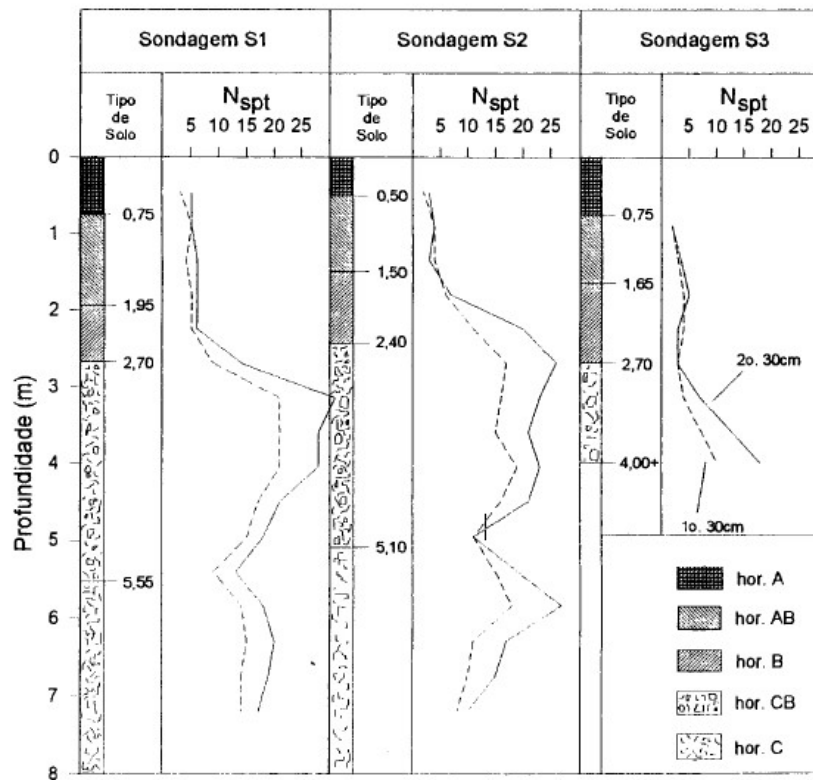
4.1 Materiais

Nesta pesquisa serão utilizadas como material as provas de carga realizadas diretamente sobre o solo natural e sobre reforço de solo cimento realizadas por Salles (1998). Estas serão utilizadas para validação dos modelos de cálculos para sapatas sobre solo cimentado.

4.1.1 Solo Natural

A região onde foram realizados os ensaios de placa de Salles (1998) foram executados uma série de ensaios de SPT na região rural da cidade de Cachoeirinha-RS, apresentados na Figura 17.

Figura 17: Sondagens SPT executados por Meksraitis (S1 e S2) e Matos (S3).



Fonte: AVERBECK (1996)

A Figura 17 mostra os ensaios executados e os valores de N_{spt} obtidos por camada de solo, dividindo o mesmo em 5 horizontes, sendo 3 bem definidos e 2 de transição. Os horizontes

estão definidos como: Horizonte A (0,0m-0,6m) cor bruno-escuro, composto de uma fração de areia de grãos arredondados e muito poroso; Horizonte AB (0,60m-1,75m) cor bruno-escuro para vermelho-escuro ainda com solo poroso e grande concentração de areia de grãos arredondados; Horizonte B (1,75-3,00m) cor vermelho-escuro com concentração de areia de grãos arredondados; Horizonte CB (3,00m-5,00m) cor vermelho com grande concentração de silte à argila, sem a presença de areia; Horizonte C (5,50m-8,00m+) cor cinzento claro com predominância de silte à argila e sem a presença de areia.

Para cada horizonte, temos valores diferentes para C (coesão do solo) e Φ (ângulo de atrito), como pode ser visto na Tabela 7. Esses valores foram obtidos por meio de ensaios de cisalhamento direto das amostras retiradas dos ensaios de SPT, em Matos (1989):

Tabela 7: Valores de C e Φ para o solo da região de Cachoeirinha-RS.

Horizonte	C(kPa)	Φ (graus)
A	18,0	27,6
B	20	26,6
CB	20,5	35,9

Fonte: MATOS (1989)

Também é possível obter os parâmetros físicos das amostras de solo obtidas nos ensaios realizados por Matos (1989) e Nakahara (1995), condensados na Tabela 8:

Tabela 8: Valores de índices físicos para o solo da região de Cachoeirinha-RS.

Prof.(m)	Horizonte	$\omega_{natural}(\%)$	$\gamma_{nat}(\frac{KN}{m^3})$	$\gamma_d(\frac{KN}{m^3})$	e	Sr (%)
0,5	A	17,1	17,5	15,0	0,77	59,1
1,0	A-B	21,1	17,7	14,3	0,85	74,9
1,5	B	25,4	17,7	14,3	0,86	75,5
2,0	B	25,9	18,2	14,8	0,79	77,3
2,5	B	27,2	18,3	14,4	0,84	85,6
3,0	B	26,7	18,7	14,7	0,80	88,8
3,5	C	23,5	20,4	16,7	0,58	100,0
4,0	C	23,3	20,4	16,8	0,58	100,0

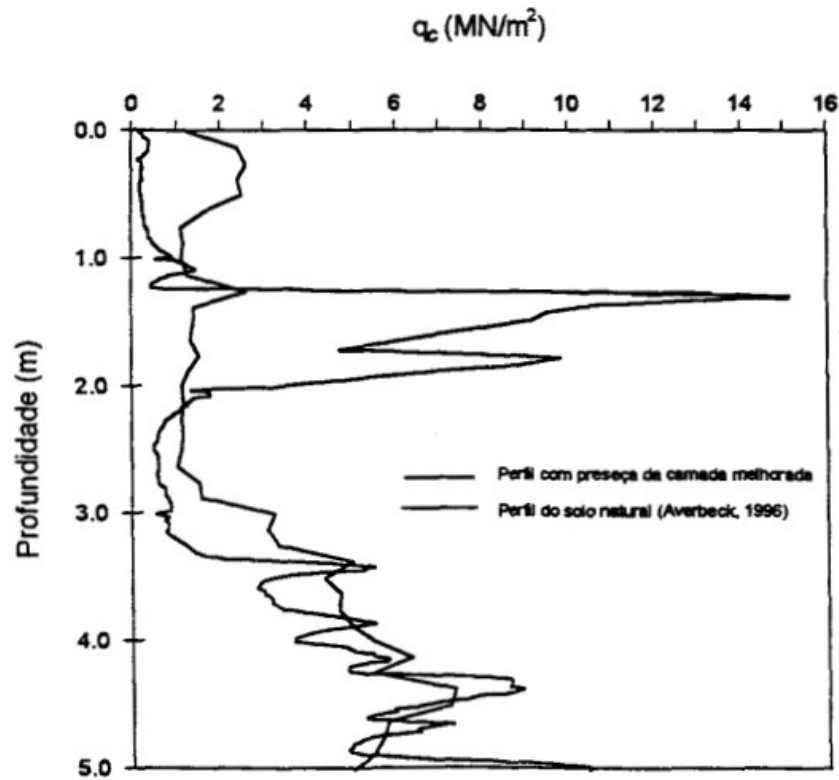
Fonte: Nakahara (1995)

4.1.2 Reforço em Solo Cimento

Salles (1998) executou a camada melhorada por meio da escavação de uma vala de 5,0m de comprimento por 1,5m de largura e 1,8m de profundidade, com a retirada do solo superficial do horizonte A. Para o melhoramento do solo, foi utilizado Cimento Portland CP-IV, classe 32, da marca Cimbagé, produzido na cidade de Bagé, RS. Inicialmente, o solo e o cimento foram misturados até que atingissem uma cor uniforme, posteriormente foi adicionado a água. Para essa pesquisa, foi utilizado um teor de cimento de 5%, baseado nos resultados de Vendrolusco (1996), em relação ao total de solo seco. A mistura foi compactada no interior da vala em 3 camadas com auxílio de soquetes manuais e um compactador de solo do tipo “Sapo”. A camada de solo estabilizada com cimento ficou compreendida entre as cotas 1,2m e 1,9m, aproximadamente, de profundidade, totalizando cerca de 0,70m de espessura.

Como é possível observar na Figura 18, que apresenta os resultados dos ensaios de CPT do solo natural e melhorado com cimento realizados por Sales (1998), há um aumento significativo na resistência do solo dentro da camada melhorada, possuindo um grande pico de resistência comparado ao solo natural, que decaí assim que o ensaio atravessa a camada e retorna aos valores obtidos no ensaio de solo natural.

Figura 18: Resultado dos ensaios CPT do solo natural e da camada de solo melhorado com cimento.



Fonte: Sales (1998).

Salles (1998) executou ensaios triaxiais para as duas camadas de solo, obtendo-se os resultados dispostos na Tabela 9:

Tabela 9: Valores obtidos no ensaio triaxial dos dois tipos de solo.

Tipo de solo	C (KN/m ²)		ϕ (graus)	
	Pico	Residual	Pico	Residual
Solo Natural	18.7	12.4	24.2	26.0
Solo melhorado	27.0	14.8	47.9	42.6

Fonte: Sales (1998)

Além disso, foram obtidas as características físicas desse solo estabilizado, como mostra a Tabela 10:

Tabela 10: Características físicas do solo reforçado

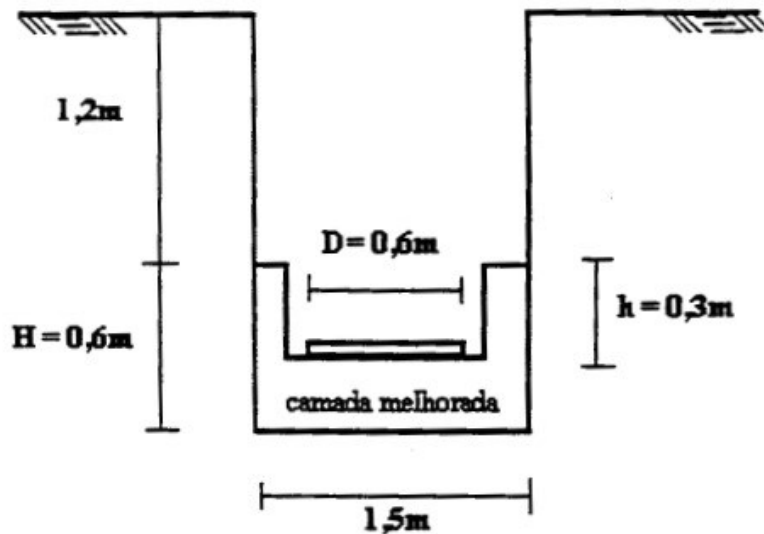
Teor de cimento	Proctor Normal	
	γ_d (kN/m ³)	ω_{ot} (%)
0%	16.5	19.4
5%	16.8	18.4

Fonte: Sales (1998).

4.1.3 Provas de Carga

Sales (1998) executou provas de carga com dois diâmetros de placa, 0,30m e 0,60m, sobre camadas de solo de espessuras, 0,15m, 0,30m e 0,60m. Formando assim uma relação H/D, com D sendo o diâmetro das placas e H a espessura da camada melhorada, de 0,5, 1 e 2. Para este trabalho, o estudo tratou da placa de 0,60m de diâmetro e da espessura de 0,60m, utilizando a relação H/D de 1, como pode ser visto na Figura 19.

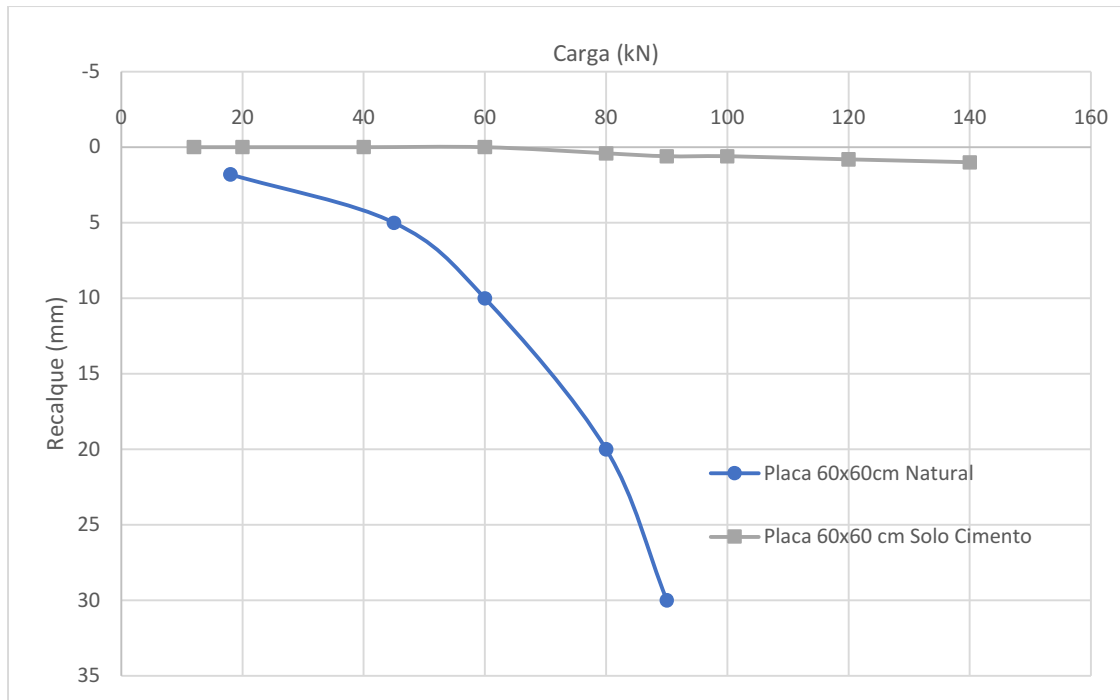
Figura 19: Desenho esquemático da camada de reforço em solo cimento juntamente com a placa de aço utilizada no ensaio de placa.



Fonte: Sales (1998).

A Figura 20, Tabela 11 e 12 apresentam os resultados da prova de carga para placas com 60 cm de diâmetro assentadas diretamente sobre o solo e sobre um reforço de solo cimento de 60 cm de espessura. Observa-se uma redução de recalques significativa, cerca de 50 vezes, com o uso de reforço em solo cimento.

Figura 20: Curvas carga *versus* recalque para placa de 0,60m de diâmetro.



Fonte: Sales (1998)

Tabela 11: Valores obtidos nos ensaios de placa para a placa de 0,60m de diâmetro em solo natural.

Carga (KN)	Recalque(mm)
18	1,8
45	5
60	10
80	20
90	30

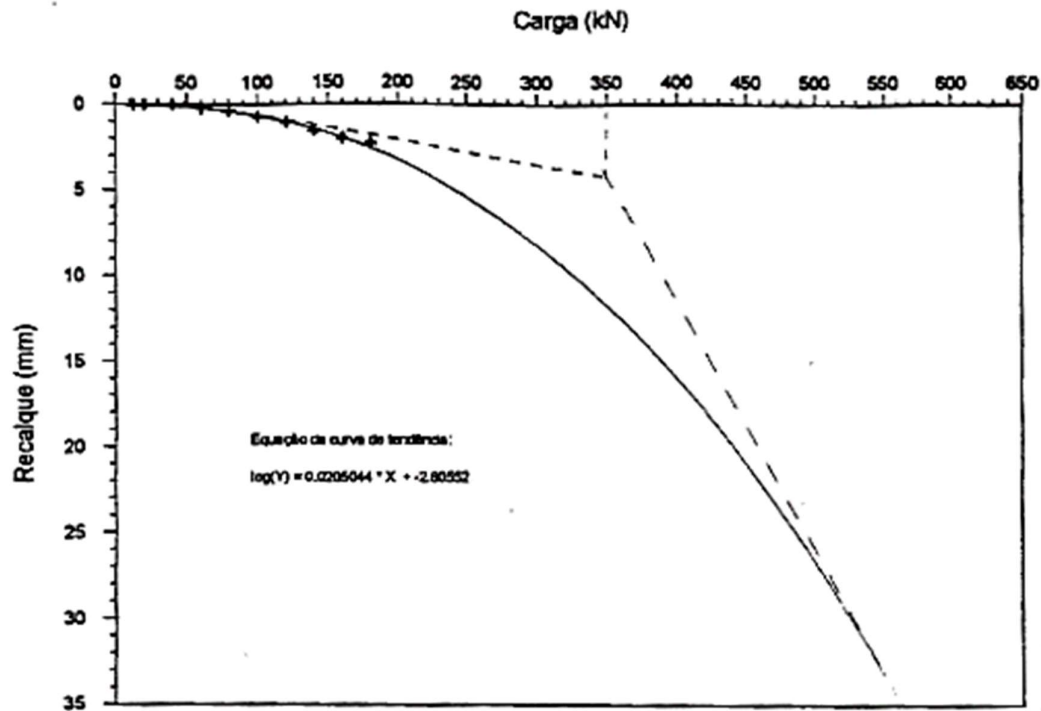
Fonte: Sales (1998).

Tabela 12: Valores obtidos nos ensaios de placa para a placa de 0,60m de diâmetro em solo reforçado com cimento.

Carga (KN)	Recalque(mm)
12	0
20	0
40	0
60	0
80	0,4
90	0,6
100	0,6
120	0,8
140	1

Para a placa de 60cm de diâmetro com reforço de 60cm de espessura, foi necessário extrapolação gráfica para conseguir uma carga de ruptura, como pode ser observado na Figura 21. A prova de carga atinge um valor de 350kN antes de oferecer uma queda mais brusca nos valores de recalque.

Figura 21: Determinação da carga de ruptura placa o ensaio de placa H60D60 Solo Cimento.



Fonte: Sales (1998).

4.2 Métodos

4.2.1 Análise das metodologias de previsão de cálculo de fundações assentes em solo estratificado

O resultado da prova de carga em placa executado por Salles (1998), descrito no item 4.1.3, foram comparados com os resultados obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga de Meyerhof, disposto no tópico 3.4.1, Thomé em 3.5.1, Foppa, em 3.5.2. e Caballero em 3.5.3, visando avaliar qual método representa melhor o comportamento de uma sapata sobre

reforço de solo cimento. Para emprego dessas metodologias, foram utilizados os parâmetros do solo natural e do solo estabilizado com cimento da região de estudo, dispostos no tópico 4.1

4.2.2 Capacidade de carga de uma Sapata para um pilar típico de edificação unifamiliar e para pilar típico de edificação multifamiliar.

Após a escolha do método que melhor representa o comportamento das provas de carga de Salles (1998) executada sobre solo cimentado, este método foi utilizado para o cálculo da capacidade de carga de uma fundação para um pilar típico de residência unifamiliar, do tipo de um sobrado, contando com térreo, 1º pavimento e cobertura, e para um pilar típico de residência multifamiliar, representado por uma edificação de 5 pavimentos e cobertura, com as características apresentadas na Tabela 10. Serão estudadas duas situações: sapatas assentadas diretamente sobre o solo natural e sapatas assentadas sobre um reforço de solo cimentado com razão H/D de 1. As características do solo natural e do reforço e solo cimento adotadas são as mesmas das provas de carga executadas por Salles (1998) e apresentadas nos itens 4.1.1 e 4.1.2 respectivamente.

Tabela 13: Informações utilizadas no dimensionamento das sapatas.

Parâmetro	Sapata 1	Sapata 2	Sapata 3	Sapata 4
Tipo	Unifamiliar	Multifamiliar	Unifamiliar	Multifamiliar
Formato	Retangular	Retangular	Retangular	Retangular
Dimensões do Pilar	30x20(cm)	60x30(cm)	30x20(cm)	60x30(cm)
Carga	300KN	1400KN	300KN	1400KN
Fck	25 Mpa	25 Mpa	25 Mpa	25 Mpa
Profundidade de assentamento	1.5m	1.5m	1.5m	1.5m
Espessura do solo cimento	0.0m	0.0m	0.60m	0.60m

Fonte: Autoria Própria (2021).

As dimensões dos pilares fictícios foram tomadas com base em observações feitas em obras de padrão semelhante e com base nas cargas dispostas em cada um desses pilares.

4.2.3 Dimensionamento estrutural de sapatas pelo método das bielas

O dimensionamento estrutural dos elementos de fundação, nesse caso, das sapatas, será pelo método das bielas, previsto em norma ABNT NBR 6122/2019, e exposto no tópico 3.8, por meio da metodologia de Araújo (2010). As características estruturais dos materiais das sapatas utilizadas estão apresentadas na Tabela 14.

Tabela 14: Valores e parâmetros utilizados no dimensionamento estrutural.

Fck	25 MPa
Fyd	500 MPa

Fonte: Autoria Própria (2021);

4.2.4 Orçamento dos elementos de fundação

Após o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento estrutural das sapatas para as quatro situações estudadas, estas foram orçadas visando análise do custo total e um comparativo no consumo de materiais. O orçamento da estrutura de fundação será realizado conforme tópico 3.10, utilizando o método TCPO e tabela de custos da SINAPI, mês de Junho de 2021. O orçamento foi realizado para ambas as situações, solo natural e solo reforçado com cimento, visando analisar qual dos dois casos é o mais favorável economicamente

5 RESULTADOS E DISCUSSÕES

5.1 Método de Meyerhof e Hanna

Para o método de Meyerhof e Hanna, foram utilizados os parâmetros dispostos na Tabela 15 e as Equações 3, 4, 5, 6 e 7, dispostas no tópico 3.4.1. Apesar de não ser um método desenvolvido especificamente para solo cimento, costuma apresentar resultados bastante aproximados com a realidade dos ensaios de carga realizados em campo, como também pode ser observado em Martins (2021), onde o Método de Meyerhof e Hanna apresentou resultados satisfatórios ao ser comparado com uma prova de carga submetida no ensaio sobre uma camada de solo cimento.

Em alguns parâmetros, como a coesão e ângulo de atrito, há uma redução do valor inicial encontrado na Tabela 6, visto que a teoria de Meyerhof supõe uma ruptura por cisalhamento do solo, exigindo assim uma redução de 1/3 desses valores.

Tabela 15: Valores e parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga para Meyerhof e Hanna (1978).

Parâmetros	Valor	Fonte
c'_1	27.0 kPa	Tabela 6
c'_2	12.5 kPa	Tabela 6
γ_1	16.8 KN/m ³	Tabela 7
γ_2	16.5 KN/m ³	Tabela 7
ϕ'_1	47.9°	Tabela 6
ϕ'_2	16.13°	Tabela 6
D	0.60m	Figura 17
D_f	1.50m	Figura 17
H	0.60m	Figura 17
N_{c1}	133.88	Tabela 1

N_{q1}	134.88	Tabela 1
$N_{\gamma 1}$	271.76	Tabela 1
N_{c2}	11.63	Tabela 1
N_{q2}	4.34	Tabela 1
$N_{\gamma 2}$	3.06	Tabela 1
Fatores de inclinação da carga (i)	1 (Carga vertical)	-
S_{c1}	1.86	Tabela 2
S_{q1}	1.92	Tabela 2
$S_{\gamma 1}$	0.60	Tabela 2
S_{c2}	1.496	Tabela 2
S_{q2}	1.449	Tabela 2
$S_{\gamma 2}$	0.60	Tabela 2
q_1	10155.67 KN/m ²	Calculado
q_2	526.07 KN/m ²	Calculado
$\frac{q_2}{q_1}$	0.052	Calculado
c_a/c_1	0.62	Figura 5
δ/ϕ'_1	0.35	Figura 5
A	0 (Carga vertical)	-
C_a	16.75	Calculado
k_s	3.8	Figura 6

i_a	1.0	Figura 4
i_s	1.0	Figura 4
s_a	1.0	Figura 4
s_s	1.0	Figura 4
q_{bv}	547.77 KN/m ²	Calculado
q_{tv}	14071.29 KN/m ²	Calculado
q_{uv}	858.99 KN/m ²	Calculado

Fonte: Autoria Própria (2021).

Portanto, para o método de Meyerhof, foi obtido um valor de 858.99 KN/m² para a capacidade de carga de um solo estratificado com as características das duas camadas informadas. Utilizando a área circular da prova de carga, foi possível chegar a um valor de carga de ruptura, como é disposto na Tabela 16.

Tabela 16: Resultados para o método de Meyerhof e Hanna.

Capacidade de Carga (KN/m ²)	Carga de Ruptura Solo Cimento (KN)
859.99	242.88

Fonte: Autoria Própria (2021).

5.2 Método de Thomé

O método de Thomé é o primeiro método deste comparativo a avaliar as duas camadas de solo considerando que uma delas é formada por solo cimento. Para isto, foi utilizado apenas os parâmetros de coesão e o ângulo de atrito do solo, além do Módulo de Elasticidade que foi obtido por meio da correlação com o ensaio de SPT, Equações 24 e 25, e a pressão atmosférica, assumida como a pressão ao nível do mar.

Tabela 17: Valores e parâmetros utilizados para o método de Thomé.

Parâmetros	Valor	Fonte
c'_1	27.0 kPa	Tabela 6
c'_2	18.7 kPa	Tabela 6
ϕ'_2	24.2°	Tabela 6
Pressão Atmosférica (Pa)	101.325 kPa	-
E (Módulo de Elasticidade)	7500 kPa	Equação 25

Fonte: Autoria Própria (2021).

Fazendo uso das equações 23 e 24 para obtenção do módulo de elasticidade, depois fazendo uso da equação 8, foi possível chegar ao seguinte valor de tensão máxima de ruptura.

Tabela 18: Resultados para o método de Thomé.

Carga de Ruptura do Solo Cimento (KN)	
$q_{u2\%}$	145.82

Fonte: Autoria Própria (2021).

5.3 Método de Foppa

No método de Foppa, foram utilizados os parâmetros da Tabela 19 para o cálculo da capacidade de carga e a equação 17 disposta no tópico 3.5.2.

Tabela 19: Valores e parâmetros para o método de Foppa.

Parâmetros	Valor	Fonte
ϕ'	24.2°	Tabela 6
γ	16.5 KN/m ³	Tabela 7
B_r	1.5m	Figura 17

L	5.0m	Figura 17
B	0.6m	Figura 17
q	1.5m	Figura 17

Fonte: Aatoria Própria (2021).

Com o cálculo realizado, foi possível chegar a um valor de capacidade de carga de 318.79 KN/m². Fazendo uso da área circular da placa, o valor da carga de ruptura foi de acordo com a Tabela 20.

Tabela 20: Resultados para o método de Foppa.

Carga de Ruptura do solo cimento (KN)	
Q_{ult}	90.14

Fonte: Aatoria Própria (2021).

5.4 Método de Caballero

De maneira bastante semelhante a Foppa, Caballero (2019) utiliza os mesmos parâmetros já dispostos na Tabela 21, apenas contando com a inclusão do fator de forma para sapatas circulares, representado por S_y . Foi utilizada a equação 18 disposta no tópico 3.5.3.

Tabela 21: Valores e parâmetros utilizados para o método de Caballero.

Parâmetros	Valor	Fonte
γ	16.5 KN/m ³	Tabela 7
Dc	1.5m	Figura 15
S_y	0.60	Equação 17
q	1.5m	Figura 17

Fonte: Aatoria Própria (2021).

Com esses parâmetros, foi obtida uma capacidade de carga do solo de 69.77 KN/m² para o método de Caballero. Com a utilização da área da placa, chegou-se ao valor da carga de ruptura prevista pelo método pela Tabela 22.

Tabela 22: Resultado para o método de Caballero.

Carga de Ruptura do solo cimento (KN)	
Q_{ult}	19.73

Fonte: Aatoria Própria (2021).

5.5 Comparativo dos Resultados de Capacidade de Carga

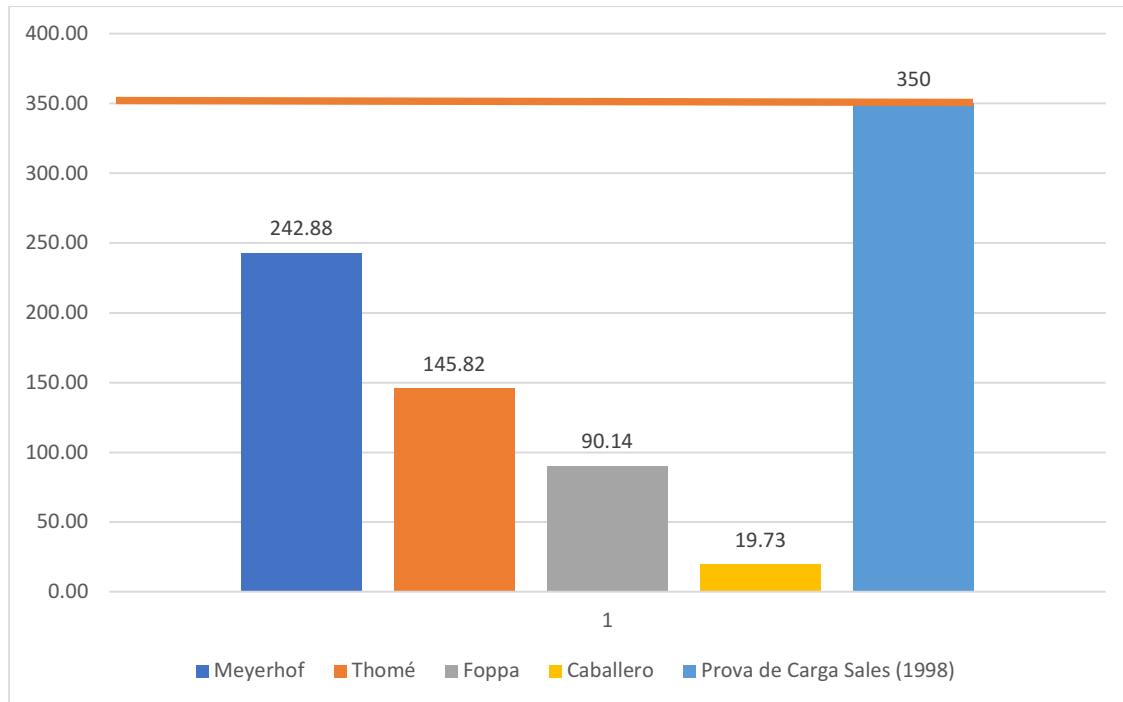
A partir dos resultados obtidos nos itens 5.1.1 ao 5.1.4 , foi possível gerar um comparativo entre os valores previstos pelos métodos e os resultados da provas de cargas apresentados na Tabela 23 e a Figura 22

Tabela 23: Comparativo dos valores obtidos pelos métodos de previsão de capacidade de carga *versus* resultados das provas de carga de Sales (1998).

Métodos de Obtenção (Valores em KN) para H/D =1				
Provas de Carga	Meyerhof	Thomé	Foppa	Caballero
350	242.88	145.82	90.14	19.73

Fonte: Aatoria Própria (2021).

Figura 22: Comparativo dos valores obtidos pelos métodos de previsão de carga *versus* resultados das provas de carga de Sales (1998).



Fonte: Autorial Própria (2021).

Baseando-se na Figura 22 é possível afirmar que a metodologia de previsão de carga que mais se aproximou aos resultados das provas de carga foi a metodologia de Meyerhof e Hanna (1976). A ineficácia dos métodos de Foppa e Caballero, nesse caso, se deu pelo fato de serem metodologias voltadas mais especificamente para solos arenosos. Como temos um solo com grande concentração de argila, o fator da coesão, que é desconsiderado nessas metodologias influencia negativamente nos valores para capacidade de carga, gerando valores numericamente muito baixos, se comparados a um solo arenoso que passe por um processo semelhante de estabilização com cimento. Além disso, Foppa trata de sapatas corridas, sendo estas bem diferentes dos ensaios de placa estudados por Sales, gerando ainda mais ineficiência ao utilizar essa metodologia de cálculo.

Se tratando agora a respeito do método de Thomé, esse possuiu um resultado mais elevado que Foppa e Caballero, porém ainda abaixo do resultado da prova de carga. O método de Thomé era adequado para o tipo de solo em estudo, porém ele utiliza parâmetros que foram obtidos por meio de correlações empíricas com o ensaio de SPT. A falta de um ensaio para determinar o real módulo de elasticidade do solo interferiu negativamente no resultado obtido para Thomé, gerando uma imprecisão em seu valor final. A falta do real módulo de elasticidade

do solo é uma situação muito comum na prática, dificultando, portanto, a utilização desse método.

No Método de Meyerhof e Hanna, são utilizados todos os parâmetros dos solos natural e cimentado, além de ser adaptado para sapatas isoladas, fazendo uso apenas de fatores de forma para adequar a situação da placa circular. A Metodologia de Meyerhof e Hanna é certamente a mais consagrada e utilizada para solos estratificados, apesar de não ser direcionada especificamente a solos cimentos apresentou os resultados mais próximos aos da prova de carga, resultado esse que também foi encontrado por Martins (2021), em que esse método também conseguiu alcançar bons resultados para ensaios de prova de carga realizados com solo cimento. Sendo assim, foi a metodologia utilizada para os casos de dimensionamento de sapatas em solo cimento, fornecendo valores de capacidade de carga utilizados em cada caso.

5.6 Sapatas assentes em solo natural

Para o cálculo da capacidade de carga das sapatas assentes no solo natural, foi utilizado o método de Terzaghi (1943) descrito nos itens 3.3.1. Como parâmetro de cálculo, será utilizada a placa de diâmetro circular de 0,60m, cujos dados são mostrados nas Figuras 17 e 18, os outros valores inseridos são vistos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 24: Valores e parâmetros utilizados para o cálculo da capacidade de carga por Terzaghi.

Parâmetros	Valor	Fonte
C'	18.7 kPa	Tabela 6
ϕ'	24.2°	Tabela 6
γ	16.5 KN/m ³	Tabela 5
D	0.6m	Figura 17
Q	1.5m	Figura 17
N_c	19.32	Tabela 1

N_q	9.60	Tabela 1
N_γ	9.44	Tabela 1
S_c	1.496	Tabela 2
S_q	1.449	Tabela 2
S_γ	0.60	Tabela 2

Fonte: Autoria Própria (2021).

Com os valores da Tabela 24, fazendo uso da Equação 2, encontrou-se o valor de tensão admissível do solo natural de 599.82 KN/m². Utilizando a área da placa de aço da prova de carga, foi possível obter um valor de Carga de Ruptura, disposto na Tabela 25.

Tabela 25: Tensão admissível para Terzaghi.

Carga de Ruptura (KN)	
Q_{ult}	169.6

Fonte: Autoria Própria (2021).

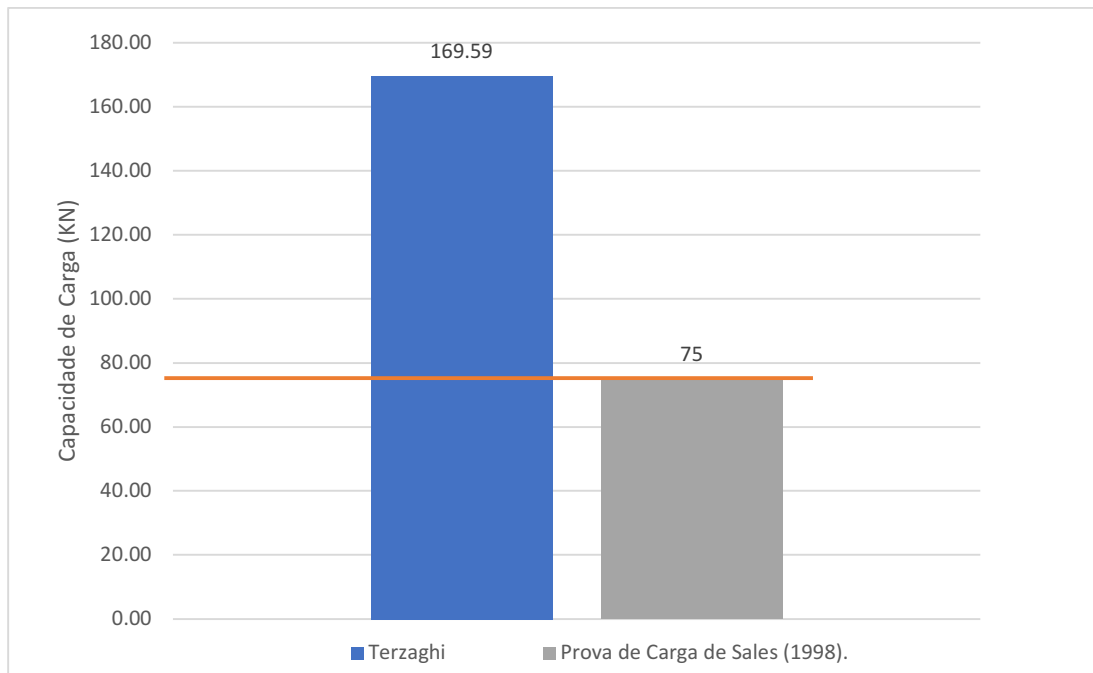
Com isso, é possível fazer uma última comparação entre os métodos para solos estratificados e para solo natural, juntamente com as provas de carga.

Tabela 26: Resultados dos valores de carga de ruptura do solo estratificado *versus* solo natural *versus* provas de carga.

Carga de Ruptura (Valores em kN)			
Situação	Prova de Carga	Meyerhof e Hanna	Terzaghi
Solo Cimento	350	242.88	-
Solo natural	75	-	169.6

Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 23: Comparativo da capacidade de carga entre o método de Terzaghi e as provas de carga de Sales (1998).



Fonte: Aatoria Própria (2021).

Com isso, temos que os resultados seguiram o esperado, tendo o solo cimentado uma capacidade de carga muito superior ao solo natural. Pela análise de Terzaghi, tivemos valores acima das provas de carga realizadas para placas de diâmetro 0,60m, indicando uma possível falha no método na previsão da capacidade de carga desse solo em específico. A exatidão proveniente de um ensaio em campo sempre será muito mais confiável, mas na falta do mesmo, os métodos de previsão são os melhores aliados para o dimensionamento de fundações, seja em solo natural ou em solo reforçado.

Portanto, será mantida a utilização da capacidade de carga para o método de Meyerhof e Hanna, assim servindo de parâmetro para o dimensionamento das sapatas em solo cimento. Já para o solo natural, será utilizada a teoria de Terzaghi, visando uma análise comparativa entre os dois dimensionamentos e os seus respectivos custos de execução.

5.7 Dimensionamento de sapatas em solo natural

5.7.1 Sapata Residencial Unifamiliar (Sapata 1)

O primeiro caso analisado foi o de uma sapata residencial assentada em solo natural. Essa sapata recebe uma carga de 300 KN, proveniente de uma residência unifamiliar de pequeno porte, tipo sobrado, e a tensão admissível foi calculada por meio do método de Terzaghi, Equação 1. Os valores e parâmetros a serem utilizados são demonstrados na Tabela 27.

Tabela 27: Valores e parâmetros utilizados para o dimensionamento de sapata em solo natural para unidade unifamiliar.

Parâmetro	Valor
Nk	300.0 KN
Fck	25 Mpa
Fyk	500 Mpa
Diâmetro fictício da bitola longitudinal da armadura do pilar	10.0 mm
Seção do Pilar	20x30 cm
Profundidade de Assentamento	1.50 m
Cobrimento	5.0 cm
σ_{adm}	631.3Kpa

Fonte: Autoria Própria (2021).

Fazendo uso das equações dispostas no tópico 3.6, foi possível chegar nos seguintes resultados para o dimensionamento estrutural de uma sapata em solo natural.

Tabela 28: Resultados para sapata em solo natural dimensionada para residência unifamiliar (Sapata 1).

Maior Dimensão – A	0.70m
Menor Dimensão – B	0.70m
Altura total H	0.45m
Altura do bloco h0	0.35m
Altura inclinada h1	0.10m
Volume da sapata	0.201m ³
Área de Aço em A	4.53cm ²
Área de Aço em B	4.53cm ²
Armadura Adotada em A	6 Φ 10mm cada 12cm
Armadura Adotada em B	6 Φ 10mm cada 12cm

Fonte: Autoria Própria (2021).

Devido a pequena carga empregada, típica de pequenas edificações, a sapata apresentou dimensões e áreas de aço pequenas, sendo bastante próxima da sapata mínima, de dimensões 60x60cm, prevista em norma NBR 6122/2019. Ainda assim, é um resultado válido que foi analisado e orçado posteriormente.

5.7.2 Sapata Residencial Multifamiliar (Sapata 2)

O segundo caso analisado foi a de uma sapata que recebe a carga de um edifício de 5 pavimentos e cobertura, estipulada em 1400 KN, a capacidade de carga também foi avaliada pelo método de Terzaghi, por meio da Equação 1. Os valores e parâmetros utilizados seguem a Tabela 29.

Tabela 29: Valores e parâmetros para o dimensionamento de sapata em solo natural para unidade multifamiliar. (Sapata 2)

Parâmetro	Valor
Nk	1400.0 KN
Fck	25 Mpa
Fyk	500 Mpa
Diâmetro fictício da bitola longitudinal da armadura do pilar	16.0 mm
Seção do Pilar	60x30 cm
Profundidade de Assentamento	1.50 m
Cobrimento	5.0 cm
σ_{adm}	680.4Kpa

Fonte: Autoria Própria (2021).

Os resultados para essas cargas e parâmetros estão apresentados na Tabela 30.

Tabela 30: Resultados para sapata multifamiliar dimensionada em solo natural.

Maior Dimensão – A	1.80m
Menor Dimensão – B	1.40m
Altura total H	0.70m
Altura do bloco h0	0.55m
Altura inclinada h1	0.15m
Volume da sapata	1.55m ³
Área de Aço em A	31.73cm ²
Área de Aço em B	15.87cm ²
Armadura Adotada em A	26 Φ 12.5mm cada 7cm
Armadura Adotada em B	13 Φ 12.5mm cada 10cm

Como pode ser visualizado na Tabela 30, os valores para a sapata do caso 2 foram superiores ao da sapata do caso 1, devido ao grande aumento de carga transferido do pilar, gerando um volume bem maior de concreto e áreas de aço consideravelmente mais elevadas, com mudança na bitola de aço adotada. Em A esse volume de aço foi bastante elevado, podendo sugerir um aumento de bitola, mas foi optado a permanência da bitola de 12,5mm como padronização para as sapatas de maior tamanho.

5.8 Dimensionamento de sapatas em solo cimento

Neste tópico, foram realizados os dimensionamentos para as mesmas cargas e parâmetros, com exceção da tensão admissível do solo, que as sapatas dos dois casos anteriores. O objetivo foi de comparar as dimensões e áreas de aço, para enfim gerar os orçamentos de todos os casos e comparar os de mesmo parâmetro.

5.8.1 Sapata Residencial Unifamiliar (Sapata 3)

De maneira equivalente ao Caso 1 se trata de uma sapata submetida a cargas típicas de uma residência unifamiliar, tipo sobrado. Para efeitos de cálculo, foram mantidos todos os parâmetros adotados no Caso 1, com exceção da tensão admissível. Para os casos do solo

cimento, foi adotada a tensão admissível obtida pelo método de Meyerhof e Hanna, como foi demonstrado no tópico 5.1.5, por meio das equações 3 a 7, pois esse se mostrou o mais próximo da realidade das provas de carga de Sales. Portanto, temos que os parâmetros e valores utilizados foram os da Tabela 31.

Tabela 31: Valores e parâmetros utilizados para dimensionamento de sapata em solo cimento para unidade unifamiliar. (Sapata 3)

Parâmetro	Valor
Nk	300.0 KN
Fck	25 Mpa
Fyk	500 Mpa
Diâmetro fictício da bitola longitudinal da armadura do pilar	10.0 mm
Seção do Pilar	20x30 cm
Profundidade de Assentamento	1.50 m
Cobrimento	5.0 cm
σ_{adm}	788.6Kpa

Fonte: Aatoria Própria (2021).

Os resultados obtidos no dimensionamento podem ser observados na Tabela 32.

Tabela 32: Resultados para sapata unifamiliar dimensionada em solo cimento.

Maior Dimensão – A	0.60m
Menor Dimensão – B	0.60m
Altura total H	0.45m
Altura do bloco h0	0.35m
Altura inclinada h1	0.10m
Volume da sapata	0.144m ³
Área de Aço em A	3.88cm ²
Área de Aço em B	3.88cm ²
Armadura Adotada em A	5 Φ 10mm cada 12cm
Armadura Adotada em B	5 Φ 10mm cada 12cm

Fonte: Autoria Própria (2021).

Como pode ser observado na Tabela 32, os valores resultaram no que é considerado de sapata mínima, com 0.6m de dimensão de cada lado, sendo esse o valor mínimo estipulado pela norma NBR 6122/2019, e área de aço mínima possível. Isso já indica uma redução de valores e de material, que será comparado ao final dos dimensionamentos e posteriormente nos orçamentos.

5.8.2 Sapata Residencial Multifamiliar (Sapata 4)

Seguindo o mesmo padrão, a última sapata dimensionada foi a com a carga de 5 pavimentos e cobertura, com o reforço do solo cimento. Os parâmetros utilizados no dimensionamento seguem a Tabela 33 e as equações 3 a 7.

Tabela 33: Valores e parâmetros utilizados para dimensionamento de sapata em solo cimento para unidade multifamiliar. (Sapata 4)

Parâmetro	Valor
Nk	1400.0 KN
Fck	25 Mpa
Fyk	500 Mpa
Diâmetro fictício da bitola longitudinal da armadura do pilar	16.0 mm
Seção do Pilar	60x30 cm
Profundidade de Assentamento	1.50 m
Cobrimento	5.0 cm
σ_{adm}	819.16Kpa

Fonte: Autoria Própria (2021).

Da mesma foram, os resultados obtidos podem ser visualizados na Tabela 34.

Tabela 34: Resultados para sapata multifamiliar dimensionada em solo cimento.

Maior Dimensão – A	1.20m
Menor Dimensão – B	1.0m
Altura total H	0.70m
Altura do bloco h0	0.55m
Altura inclinada h1	0.15m
Volume da sapata	0.75m ³
Área de Aço em A	16.39cm ²
Área de Aço em B	10.08cm ²
Armadura Adotada em A	13 Φ 12.5mm cada 9cm
Armadura Adotada em B	13 Φ 12.5mm cada 8 cm

Fonte: Autoria Própria (2021).

5.9 Resumo dos Resultados dos dimensionamentos e Comparativos

A Tabela 35 apresenta um resumo dos resultados obtidos em cada dimensionamento. Visando facilitar o comparativo, as sapatas estão agrupadas em pares, utilizando como critério de comparação a carga empregada para o dimensionamento.

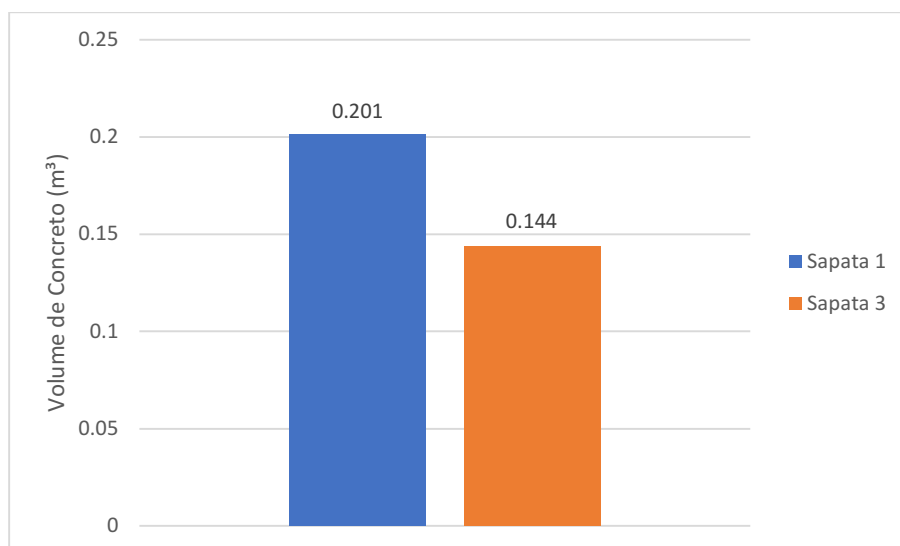
Tabela 35: Resumo dos resultados e comparativo.

Parâmetros	Solo Natural		Solo Cimento	
	Sapata 1	Sapata 2	Sapata 3	Sapata 4
Dimensões	0.70x0.70m	1.80x1.40m	0.60x0.60m	1.20x1.0m
Volume	0.201m ³	1.55m ³	0.140m ³	0.75m ³
Aço em A	4.53cm ²	31.73cm ²	3.88cm ²	16.39cm ²
Aço em B	4.53cm ²	15.87cm ²	3.88cm ²	10.08cm ²
Kg de Aço	5.70kg	67.70kg	4.27kg	31.67kg

Fonte: Autorial Própria

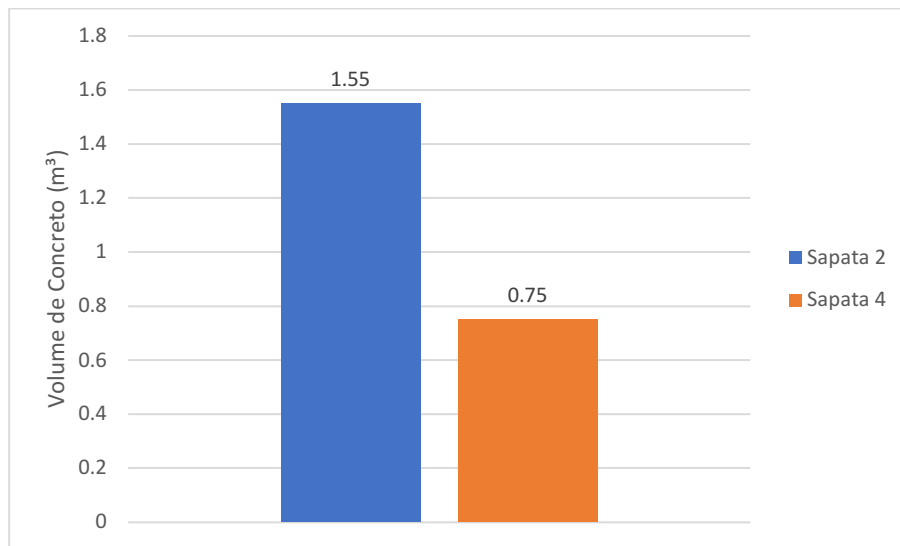
Com esse resumo, alguns comparativos foram realizados acerca de parâmetros comuns em estruturas de concreto armado. O primeiro foi o de volume de concreto empregado por sapatas, como pode ser visto nas Figuras 24 e 25, onde tem-se o comparativo entre as sapatas de mesma carga, usando-se como parâmetro o volume de concreto utilizado em cada uma dessas.

Figura 24: Comparativo dos volumes de concreto entre sapatas de carga residencial unifamiliar.



Fonte: Autorial Própria (2021).

Figura 25: Comparativo dos volumes de concreto entre sapatas de carga residencial multifamiliar.

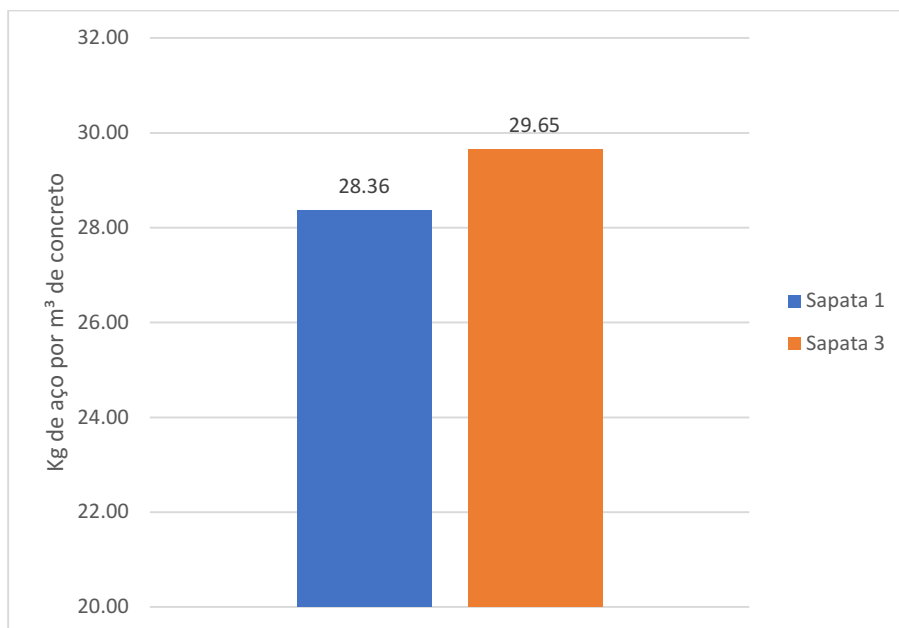


Fonte: Aatoria Própria (2021).

Como pode ser visto nas Figura 24 e 25, em ambos os casos com utilização de solo cimento, houve uma redução no volume de concreto das sapatas, sendo essa bem mais significativa nas sapatas de residenciais multifamiliares. Para o comparativo das sapatas 1 e 3, a redução encontrada foi de 28%, já para as sapatas 2 e 4, a redução foi de 52%, resultado esse muito considerável. A redução entre as sapatas 1 e 3 foi bem abaixo do segundo comparativo, visto que no caso da sapata 3, atingiu-se valores de sapata mínima, impossibilitando uma redução ainda maior por norma NBR 6122/2019.

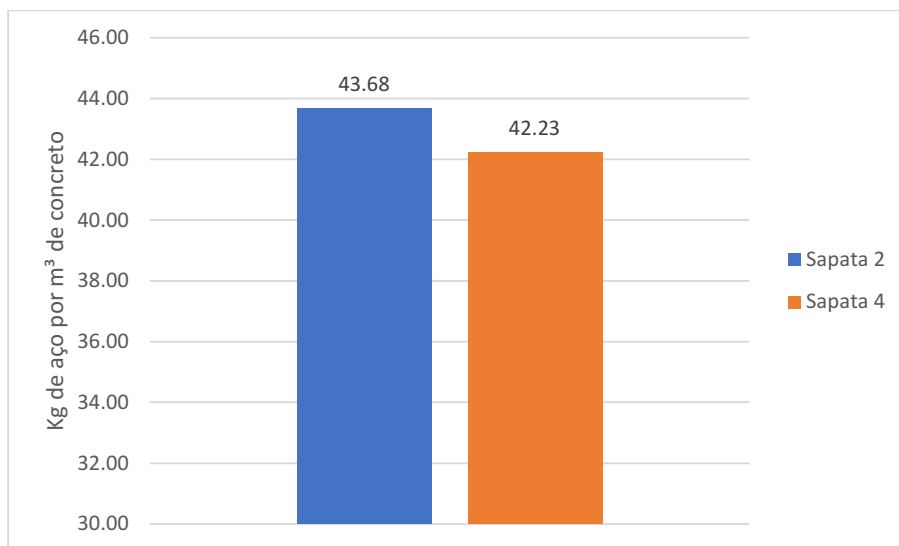
Outro parâmetro comumente utilizado é o de kg/m^2 ou kg/m^3 . Para esse caso, faz mais sentido utilizar o valor de kg/m^3 , visto que o primeiro parâmetro é mais indicado para lajes e vigas.

Figura 26: Valores de kg de aço/m³ de concreto para sapatas residenciais unifamiliares.



Fonte: Autorial Própria (2021).

Figura 27: Valores de kg de aço/m³ de concreto para sapatas residenciais multifamiliares.



Fonte: Autorial Própria (2021).

Pelas Figuras 26 e 27, é possível observar que não há uma grande redução do consumo de aço por m³ de concreto entre as sapatas. Isto pode indicar uma ineficiência na utilização desse parâmetro, visto que houve uma redução do volume de concreto e do peso de aço, a proporcionalidade acabou afetando esse parâmetro, que permaneceu praticamente o mesmo em ambos os casos.

5.10 Orçamento

Para realização do orçamento, foram utilizados os valores dos dimensionamentos dispostos no tópico 5.5, contabilizando-se a quantidade de materiais necessários para a execução de uma fundação rasa em ambos os casos de solo analisado.

5.10.1 Orçamento das sapatas em solo natural

Para a sapata 1, tivemos as dimensões de 70x70x45x15cm assentada a 1.5m de profundidade em solo natural. Com isso e com os valores do dimensionamento estrutural, a composição de custos seguiu os valores da Tabela 36.

Tabela 36: Orçamento da Sapata 1, assente em solo natural.

Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	2.54	m ³	R\$ 18.16	R\$ 46.14
Regularização do fundo de vala	1.21	m ³	R\$ 6.81	R\$ 8.24
lastro de concreto magro de 5cm	0.06	m ³	R\$ 222.13	R\$ 13.44
Fôrma da sapata	2.45	m ²	R\$ 29.42	R\$ 72.03
Armadura de aço CA-50 da sapata	5.70	Kg	R\$ 9.65	R\$ 55.02
Concreto estrutural (Fck=25MPa)	0.20	m ³	R\$ 263.20	R\$ 51.47
Reaterro da vala	2.54	m ³	R\$ 18.12	R\$ 46.04
TOTAL				R\$ 292.38

Fonte: Autoria Própria (2021).

Para esta sapata, os maiores custos foram os de fôrmas de madeira, armadura de aço CA-50 e concreto estrutural.

Já para a Sapata 2, tivemos as dimensões de 180x140x70x15cm também assentada a 1.5m de profundidade no mesmo solo natural. Os valores de orçamento seguem a Tabela 37.

Tabela 37: Orçamento da Sapata 2, assente em solo natural.

Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	8.32	m ³	R\$ 18.16	R\$ 151.02
Regularização do fundo de vala	3.96	m ³	R\$ 6.81	R\$ 26.97
lastro de concreto magro de 5cm	0.20	m ³	R\$ 222.13	R\$ 43.98
Fôrma da sapata	19.46	m ²	R\$ 29.42	R\$ 572.65
Armadura de aço CA-50 da sapata	67.70	kg	R\$ 9.65	R\$ 653.62
Concreto estrutural (Fck=25MPa) da sapata	1.55	m ³	R\$ 263.20	R\$ 409.19
Reaterro da vala	8.32	m ³	R\$ 18.12	R\$ 150.69
TOTAL				R\$ 2,007.82

Fonte: Autoria Própria (2021).

De maneira semelhante ao primeiro caso, os maiores custos envolveram a utilização das formas de madeiras, do aço CA-50 e do concreto estrutural.

5.10.2 Orçamento das sapatas em solo cimento

Para a Sapata 3, as dimensões foram de 60x60x45x15cm, sendo essa a primeira sapata assente em solo cimento, com teor de 5% de cimento e espessura do reforço de 60cm, de maneira semelhante ao que foi utilizado nos testes de prova de carga. Os custos seguiram os valores da Tabela 38.

Tabela 38: Orçamento da Sapata 3, assente em solo cimento.

ORÇAMENTO				
Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	2.00	m ³	R\$ 18.16	R\$ 36.32
Estabilização do solo com 5% de cimento	0.60	m ³	R\$ 54.49	R\$ 32.69
Regularização do fundo de vala	1.00	m ²	R\$ 6.81	R\$ 6.81
lastro de concreto magro de 5cm	0.05	m ³	R\$ 222.13	R\$ 11.11
Fôrma da sapata	1.81	m ²	R\$ 29.42	R\$ 53.37
Armadura de aço CA-50 da sapata	4.27	Kg	R\$ 9.65	R\$ 41.18
Concreto estrutural (Fck=25MPa)	0.14	m ³	R\$ 263.20	R\$ 38.14
Reaterro da vala	2.00	m ³	R\$ 18.12	R\$ 36.24
TOTAL				R\$ 255.86

Fonte: Autoria Própria (2021).

Como pode ser constatado, houve uma redução no valor, principalmente acerca dos gastos com fôrmas e armadura de aço CA-50, mas também de concreto empregado para a execução da sapata. Todos esses custos reduzidos aconteceram, apesar do acréscimo da estabilização do solo com o cimento, indicando a eficácia do método.

Para a Sapata 4, tivemos as dimensões de 120x100x70x15cm, seguindo a mesma metodologia da Sapata 2 no tocante ao solo cimento. Seus custos estão dispostos na Tabela 39.

Tabela 39: Orçamento da Sapata 4, assente em solo cimento.

ORÇAMENTO						
Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal		
Escavação de vala	4.48	m ³	R\$ 18.16	R\$		81.36
Estabilização do solo com 5% de cimento	1.34	m ³	R\$ 54.49	R\$		73.23
Regularização do fundo de vala	2.24	m ²	R\$ 6.81	R\$		15.25
lastro de concreto magro de 5cm	0.11	m ³	R\$ 222.13	R\$		24.88
Fôrma da sapata	9.42	m ²	R\$ 29.42	R\$		277.08
Armadura de aço CA-50 da sapata	31.67	kg	R\$ 9.65	R\$		305.61
Concreto estrutural (Fck=25MPa)	0.75	m ³	R\$ 263.20	R\$		197.99
Reaterro da vala	4.48	m ³	R\$ 18.12	R\$		81.18
TOTAL					R\$	1,056.58

Fonte: Autoria Própria (2021).

Seguindo o mesmo raciocínio da Sapata 3, a Sapata 4 também apresentou reduções nos custos com fôrmas, armadura de aço CA-50 e de concreto estrutural. No tópico 5.6.3 foram feitos os devidos comparativos a respeito dos pares de sapatas empregados no trabalho.

5.10.3 Comparativos de orçamentos

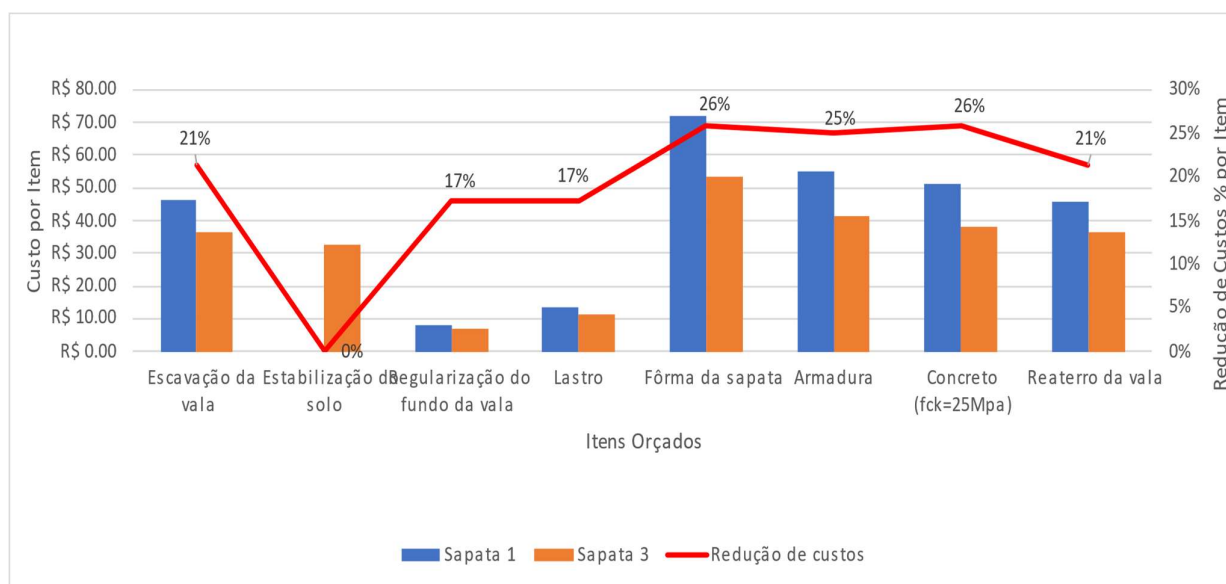
Inicialmente, tratou-se do comparativo das duas sapatas com carga residencial unifamiliar, como pode ser visto na Tabela 40 e nas Figura 28 e 29.

Tabela 40: Comparativo entre sapatas residenciais unifamiliares.

Discriminação	Sapata 1	Sapata 3	Redução de custos
Escavação da vala	R\$ 46.14	R\$ 36.32	21%
Estabilização do solo com 5% de cimento	R\$ -	R\$ 32.69	0%
Regularização do fundo da vala	R\$ 8.24	R\$ 6.81	17%
Lastro de concreto magro de 5 cm	R\$ 13.44	R\$ 11.11	17%
Fôrma da sapata	R\$ 72.03	R\$ 53.37	26%
Armadura de aço CA-50 da sapata	R\$ 55.02	R\$ 41.18	25%
Concreto (fck=25Mpa)	R\$ 51.47	R\$ 38.14	26%
Reaterro da vala	R\$ 46.04	R\$ 36.24	21%
	R\$ 292.38	R\$ 255.86	12%

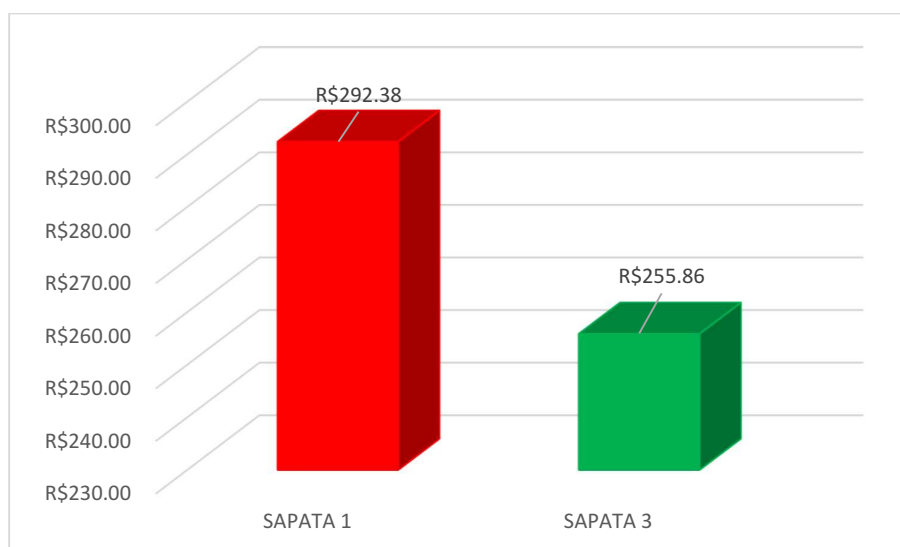
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 28: Relação entre os custos orçados por item e a redução percentual entre as sapatas 1 e 3.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 29: Comparativo da redução total de custo entre as sapatas 1 e 3.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Segundo a coluna de redução de custos, houve uma redução média de 24% nos insumos mais onerosos já mencionados anteriormente, representados pelas fôrmas de madeira, o aço CA-50 e o concreto estrutural de 25 MPa. Pela Figura 29, ao final, há uma redução de 12% no total de custos entre as duas sapatas, submetidas a mesma carga. Considerando que o emprego do solo cimento gerou um custo de 12,7% do total do valor da sapata, o método se mostrou pouco efetivo em pequenas cargas, visto que não há uma diferença significativa na redução do volume de concreto, fôrmas de madeira e consumo de aço.

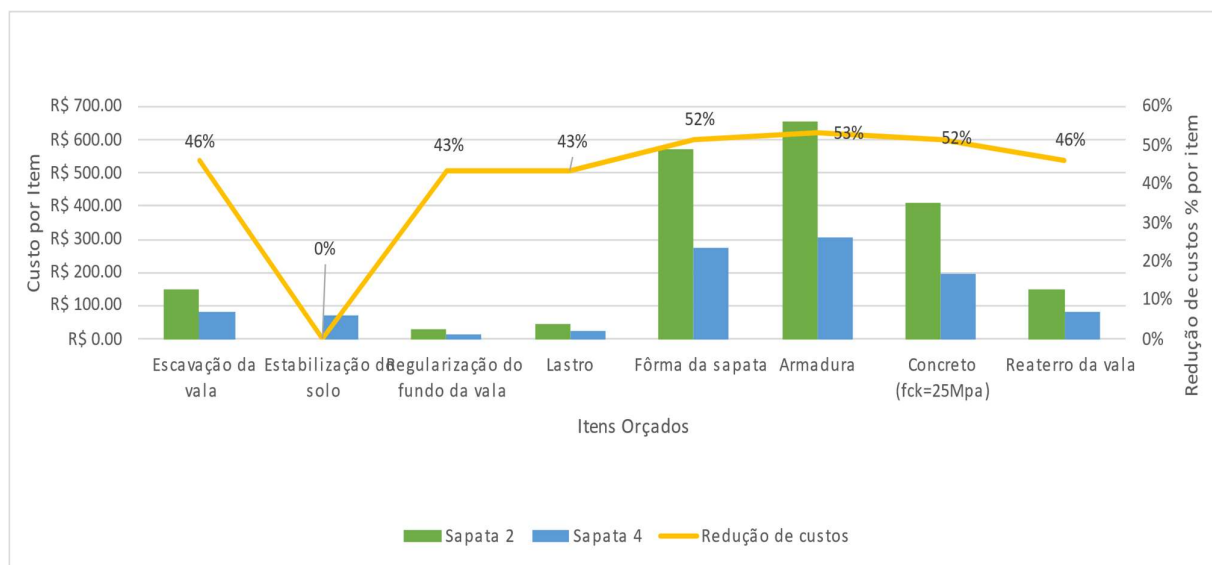
Para as sapatas de carga residencial multifamiliar, temos uma análise semelhante que é observada na Tabela 41 e na Figura 30 e 31.

Tabela 41: Comparativo entre sapatas residenciais multifamiliares.

Discriminação	Sapata 2	Sapata 4	Redução de custos
Escavação da vala	R\$ 151.02	R\$ 81.36	46%
Estabilização do solo com 5% de cimento	R\$ -	R\$ 73.23	0%
Regularização do fundo da vala	R\$ 26.97	R\$ 15.25	43%
Lastro de concreto magro de 5 cm	R\$ 43.98	R\$ 24.88	43%
Fôrma da sapata	R\$ 572.65	R\$ 277.08	52%
Armadura de aço CA-50 da sapata	R\$ 653.62	R\$ 305.61	53%
Concreto ($f_{ck}=25\text{MPa}$)	R\$ 409.19	R\$ 197.99	52%
Reaterro da vala	R\$ 150.69	R\$ 81.18	46%
	R\$ 2,007.82	R\$ 1,056.58	47%

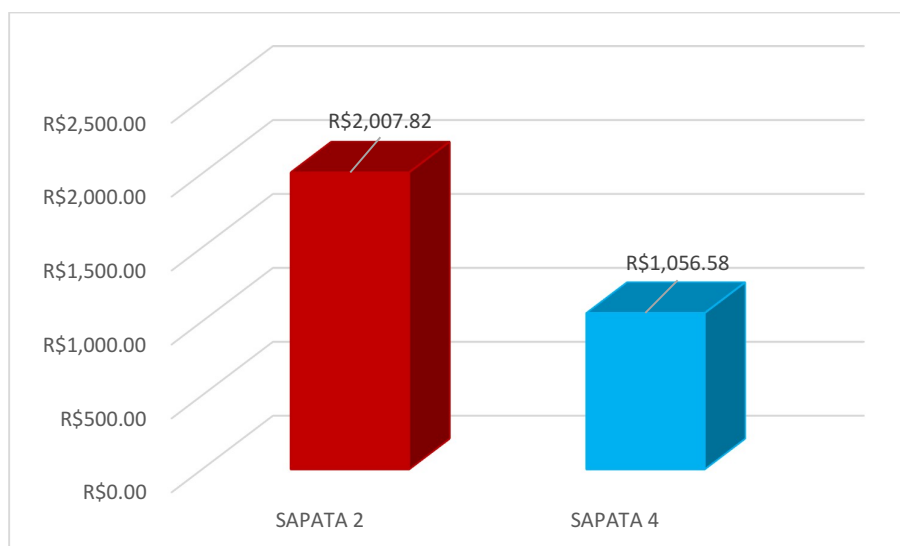
Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 30: Relação entre os custos orçados por item e a redução percentual entre as sapatas 2 e 4.



Fonte: Autoria Própria (2021).

Figura 31: Comparativo da redução total de custo entre as sapatas 2 e 4.



Fonte: Autorial Própria (2021).

Como pode ser constatado na Tabela 41, temos uma redução final de 47% no valor total da sapata. Já nesse caso, observa-se uma grande redução dos insumos mais onerosos, mantendo a média de 52% de redução. No caso das sapatas para grandes cargas, a estabilização com cimento representou 6,9% do valor total, gerando uma redução final de 47%, isso indica que o método se tornou muito mais eficiente para grandes cargas, principalmente pela redução dos insumos onerosos.

Essa redução é bastante coerente, como também pode ser observado em Silva (2019), onde foi encontrando uma redução de custos de 44% para uma camada de solo cimento de 30 cm. Se tratando, portanto, de uma camada de 60 cm, a redução do custo se encontra dentro do esperado, reforçando a efetividade do método e aplicabilidade do mesmo.

6 CONCLUSÕES

Neste trabalho foram analisadas várias metodologias de previsão de capacidade de carga para solos estratificados, mais especificamente para solos tratados com cimento. Buscando-se avaliar qual seria a mais efetiva por meio da proximidade dos valores com provas de carga executadas anteriormente por Sales (1998). Dentre todas as metodologias analisadas, a que apresentou os melhores resultados foi a de Meyerhof e Hanna (1976), com valores mais próximos aos da prova de carga e, portanto, sendo essa a metodologia utilizada nos dimensionamentos para solo cimento.

A partir dos valores de tensão admissível obtidos pelos métodos de Meyerhof e Hanna, para solo cimento, e Terzaghi, para solo natural, foram dimensionadas sapatas com cargas típicas de dois tipos de residência. A primeira sendo de 300KN, para residências unifamiliares, um sobrado comum, e, a segunda, de 1400KN, para edifícios médios de até 6 pavimentos. O objetivo era analisar os custos empregados na execução de sapatas para ambos os casos e averiguar a capacidade que o solo cimento possuiria de diminuir esses custos.

Através de uma análise comparativa dos orçamentos realizados para execução de ambas as sapatas aqui dimensionadas, obteve-se uma otimização total de custos de aproximadamente 12% para as sapatas 1 e 3 (residenciais unifamiliares). E, para as sapatas 2 e 4 (residenciais multifamiliares), obteve-se uma otimização de custo de aproximadamente 47% no valor final.

Em ambos os casos, foi utilizado um teor de cimento de 5% e uma espessura de reforço de 60 cm, como foi indicado nas provas de carga provenientes de Sales (1998). A aplicação dessa metodologia gerou efetivamente uma redução de custos em ambos os casos, sendo o segundo comparativo o que apresentou a redução mais expressiva, isso se deve ao fato de a carga ser consideravelmente maior, comparada com a primeira. No primeiro comparativo, obteve-se uma sapata com dimensões mínimas, o que desfavoreceu a avaliação do método, visto que não foi possível uma redução ainda mais significativa, no entanto este quesito indica também um ponto positivo do método, haja vista a possibilidade do uso de elementos de fundações com dimensões mínimas.

Entretanto, com o que foi desenvolvido neste trabalho, já é possível afirmar que o emprego do método é capaz de gerar bons resultados, propondo economia em alguns dos insumos mais onerosos das obras, além de ser ambientalmente positivo, visto que a diminuição na utilização de fôrmas de madeira, concreto e aço é extremamente interessante desse ponto de

vista, por serem materiais que não são reaproveitados após a sua utilização, com exceção das fôrmas de madeira que apresentam certa empregabilidade em obra após seu primeiro emprego.

Por fim, para ter-se um melhor entendimento da redução de custos adquirida por meio do método de estabilização de solo, o ideal seria avaliar sapatas de formas variadas e com uma maior amplitude de cargas, visando entender como esse comportamento pode afetar no valor de orçamento final.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ARAÚJO, J.M. **Curso de Concreto Armado**. Rio Grande: Dunas, 2010. V.4, 3.ed.

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

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6489: Prova de carga direta sobre terreno de fundação**. Rio de Janeiro, 1984.

AVERBECK, J. “**O cone elétrico e sua aplicação no estudo de fundações em solos coesivos-friccionais**”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, p. 150. 1996.

BURD, H. J. AND FRYDMAN, S. (1995) “**Bearing capacity of plane strain footings on layered soil**”, OUEL REPORT, No. 2072/95, Oxford University.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. João Pessoa, 2021.

CINTRA, J. C. A.; AOKI, N.; ALBIERO, J. H. **Fundações Diretas - Projeto Geotécnico**. 1ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 140p.

CONSOLI, N. C.; VENDRUSCOLO, M. A.; PRIETTO, P. D. M. **Behavior of Plate Load Tests on Soil Layers Improved with Cement and Fiber**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.129, n.1, p.96-101, 2003.

FLORKIEWICZ, A. (1989) “**Upper bound to bearing capacity of layered soils**”, CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol 26, pp. 730-736

FOPPA, D. **Novo Método Para Cálculo da Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assentes sobre Camada de Reforço em Solo-Cimento**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 2016.

KENNY, M. J.; ANDRAWES, K. Z. **The bearing capacity of footings on a sand layer overlying soft clay**. Géotechnique, v. 47, n. 2, p. 339–345, 1997

LIMA, S.L., **Capacidade de Suporte de Fundações Superficiais Apoiadas em Camadas de Areia de Fundação**. 82f. Trabalho de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Universidade Federal da Fronteira Sul, Cerro Largo-RS, 2015.

MARTINS, J.N. “**ANÁLISE DE METODOLOGIAS DE CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA APLICADAS AO CASO DE FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS SOBRE SOLO REFORÇADO**” TCC (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, p.84. 2021

MATTOS, A. D. “**Como preparar orçamentos de obras: dicas para orçamentistas, estudos de caso, exemplos**” - São Paulo: Editora Pini, 2019, 3º Edição.

MEYERHOF, G. G.; HANNA A. M. **Ultimate Bearing Capacity Tests of Foundations on Layered Soils Under Inclined Load**. Canadian Geotechnical Journal, v.15, n.4, p.565-572, 1978.

PINTO, S. C. **Curso Básico de Mecânica dos Solos**. São Paulo: Oficina de Textos, 2006.

SALES, L.F.P. **Estudo do comportamento de fundações superficiais assentes em solos tratados**. Porto Alegre, 1998. 129p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil da UFRGS.

SILVA, J.C. “**Dosagem de solo-cimento para reforço de base de fundações superficiais**”. TCC (Bacharel em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, p. 64. 2019.

TCPO 14. **Tabela de Composições de Preços para Orçamentos**. 14ªed. São Paulo: Pini, 2012. ISBN: 987-85-7266-251-2.

TEIXEIRA, A.H. **Projeto e Execução de Fundações**. 3º Seminário de engenharia de Fundações Especiais e Geotecnia, São Paulo, n.1, p.33-50,1996.

TEIXEIRA, A.H.; GODOY, N.S. **Análise, projeto e execução de fundações rasas**. in: HACHICH, W. et al. (ed.) **Fundações: teoria e prática**. São Paulo: Pini, Cap. 7, p. 227-264, 1996.

TERZAGHI, K. **Theoretical Soil Mechanics**. 1ed. New York: John Wiley & Sons, 1943. 510p.

THIESEN, S. “**Aplicação de Ferramenta SIG para Mapeamento Geotécnico e Cartas de Aptidão para Fundação a Partir de Ensaio SPT : Um Estudo de Caso em Blumenau/SC**”. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Karlsruhe Institute of Technology. P.130. 2016
FLORKIEWICZ, A (1989) “**Upper bound to bearing capacity of layered soils**” CANADIAN GEOTECHNICAL JOURNAL, vol. 26, pp.730 – 736

THOMÉ, A. **Comportamento de fundações superficiais apoiadas em aterros estabilizados com resíduos industriais**. Universidade Federal do Rio Grande do Sul, 1999.

THOMÉ, A. et al. **Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiadas em Sistema de Dupla Camada. Solos e Rochas**: Revista Latinoamericana de Geotecnia, v. 2, n. 26, p. 141–163, 2003.

THOMÉ, A. et al. **Circular footings on a cemented layer above weak foundation soil**. **Canadian Geotechnical Journal**, v. 42, n. 6, p. 1569–1584, 2005.

VENDRUSCOLO, M. A. **Análise Numérica e Experimental do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solo Melhorado**. 1996. 163p. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande de Sul, Porto Alegre.

VESIC, A S. (1975) "**Bearing capacity of shallow foundations**", In: WINTERKORN, H. F. ; FANG, H. (Eds) **FOUNDATION ENGINEERING HANDBOOK**, New York: Van

Nostrand Reinhold, pp. 121 - 147.