



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

**Solo Cimento: Avaliação Econômica da Utilização de Camada
Cimentada para Reforço de Fundações Superficiais**

Kaio Emanuel Barreto Bastos de Oliveira

Orientadora: Dra. Carina Silvani

Campina Grande, Paraíba.

Julho/2018

Universidade Federal de Campina Grande
Centro de Tecnologia e Recursos Naturais
Unidade Acadêmica de Engenharia Civil

Kaio Emanuel Barreto Bastos de Oliveira

Solo Cimento: Avaliação Econômica da Utilização de Camada Cimentada para
Reforço de Fundações Superficiais

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 Graduação em Engenharia de
Civil.

Orientadora: Dra. Carina Silvani

Campina Grande, Paraíba.

Julho/2018

O TCC defendido e aprovado, em 31 de Julho de 2018, pela Comissão Examinadora
constituída pelos professores:

.....
Carina Silvani

.....
Paulo Germano Tavares Marinho Filho

.....
Eduardo Antônio Guimarães Tenório

AGRADECIMENTOS

Chegou à reta final dos estudos, alegria por formar em uma profissão de respeito, hora de deixar para trás lugares e pessoas que significam muito, como os professores, mestres e doutores com quem passei a maior parte do tempo. A realização deste trabalho tem um significado especial, pois minha orientadora e grande professora Carina Silvani quem foi responsável por me apresentar assuntos realmente espetaculares que eram de meu interesse, por isso muito obrigado.

A todos que me apoiaram por todos os caminhos e que não considero apenas colegas, são como outra família que sempre serão lembrados com muito carinho.

Aos meus pais, que são os responsáveis por eu estar onde estou hoje, pessoas que não existem palavras para agradecê-los.

E por fim ao grande responsável pela nossa vida, “Deus”, pois sem Ele nada é possível, em todos os momentos tanto na alegria quanto nos momentos de aflição, Ele sempre está presente.

RESUMO

O solo-cimento é uma das possibilidades do uso do solo para a produção de edificações. A mistura de solo e cimento, devidamente dosada e compactada, adquire resistência e apresenta durabilidade compatível com os critérios necessários para a construção de edificações. O presente trabalho se destina a análise do melhoramento de solo com cimento para base de fundações superficiais. Solução adotada na construção da escola técnica de Campina Grande. O estudo deteve-se no dimensionamento das fundações superficiais a partir do perfil geotécnico do solo, assim como a o calculo da capacidade de carga do solo natural e melhorado, por meio de métodos de cálculos obtidos na literatura. Devido à camada de solo-cimento ser muito fina a diferença de resistência do solo natural e do solo-cimento foi praticamente nula, o que resultou um custo de execução de uma fundação em solo natural menos oneroso do que em solo melhorado com cimento.

Palavras-chave: Custo. Fundação. Melhoramento. Solo-cimento.

ABSTRACT

Soil-cement is one of the possibilities of soil use for the production of buildings. The mixture of soil and cement, properly dosed and compacted, acquired resistance and presents durability compatible with the necessary criteria for the construction of buildings. The present work is aimed at the analysis of soil improvement with cement based on shallow foundations. Solution adopted in the construction of the technical school of Campina Grande. The study focused on the dimensioning of the surface foundations from the geotechnical profile of the soil, as well as the investigation of the natural and improved soil bored capacity, through calculation methods obtained in the literature. Because the soil-cement layer was too thin, the resistance difference of the natural soil and the soil-cement was practically nil, which resulted in a cost of running a foundation in natural soil less onerous than in soil improved with cement.

Keywords: Cost. Foundation. Improvement. Soil-cement.

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO.....	9
1.1	Objetivo	10
1.1.1	Objetivo Geral.....	10
1.1.2	Objetivos Específicos	10
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	11
2.1	Estabilização e Melhoria do Solo	11
2.1.1	Compactação.....	11
2.2	Estabilização com Cimento	12
2.3	Componentes do Solo Cimento	12
2.4	Dosagem.....	13
2.5	Parâmetros para Dimensionamento.....	16
2.5.1	Capacidade de Carga.....	16
2.5.2	Modos de Ruptura	16
2.5.3	Teoria da Capacidade de Carga Terzagui.....	17
2.5.4	Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assente Sobre Solo Estratificado	19
2.6	Ensaio de Medição Resistência	22
2.6.1	Compressão Simples.....	22
2.6.2	Cisalhamento Direto	22
2.6.3	<i>Standart Penetration Test</i>	23
2.7	Dimensionamento de Fundação Rasa de Concreto Armado	25
2.8	Composições de Custo	27
2.8.1	Custo Unitário	28
2.8.2	Tabelas de Composições de Custos	28
3	MATERIAIS E MÉTODOS	29

3.1	Programa da Pesquisa.....	29
3.2	Materiais.....	30
3.2.1	Localização da obra.....	30
3.2.2	Informações de sondagem	31
3.2.3	Informações de Superestrutura	31
3.3	Métodos	32
3.3.1	Dimensionamento das fundações sobre solo	32
3.3.2	Dimensionamento das fundações sobre solo estratificado	36
3.3.3	Composição de Custo para solo residual	42
3.3.4	Composição de Custo para solo estratificado (Solo cimentado)	45
3.3.5	Quadro resumo de quantitativos de execução	49
4	CONSIDERAÇÕES FINAIS.....	51
	REFERÊNCIAS.....	52

1 INTRODUÇÃO

As obras de engenharia possuem dois elementos principais: a superestrutura e infraestrutura. A primeira é responsável por resistir aos esforços causados pelas cargas oriundas do meio externo e do peso próprio. Já a segunda é responsável por transferir esses esforços suportados pela superestrutura para o substrato ao qual a fundação está alocada. A infraestrutura se divide em fundações superficiais e profundas.

A NBR 6122 (ABNT, 2010) define fundação superficial como elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno, predominantemente pelas pressões distribuídas sob a base da fundação, e em que a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação. Fundações profundas são elementos de fundação que transmitem a carga ao terreno pela base (resistência de ponta), por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, e que está assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3 m, salvo justificativa.

Ao se deparar com um solo que não atende a esses requisitos, como resistência ou capacidade de carga, é necessário contornar essa situação. Uma das formas utilizadas é através da estabilização química. Desta forma alteram-se as características do solo natural de tal modo que melhore seu comportamento, sendo capaz de resistir às solicitações de forma eficiente. Um estabilizante químico de comum utilização no Brasil é o cimento.

A utilização de fundações superficiais assente sobre camada de reforço em solo-cimento revelam resultados satisfatórios. Pesquisas recentes mostram ganhos significativos de capacidade de suporte e redução nos recalques (SALES, 1998; THOMÉ *et al.*; 2003; CONSOLI *et al.* 2003, 2009a). Assim, o solo reforçado estaria apto a receber fundações superficiais, geralmente com menor custo e maior simplicidade construtiva.

A norma NBR 12253 (ABNT, 2012) define solo-cimento como um “*produto endurecido resultante da cura de uma mistura íntima compactada de solo, cimento e água, em proporções estabelecidas através de dosagem, e executada de acordo com a NBR 12254:2013.*” A mesma norma ainda recomenda que o teor mínimo de cimento em massa seja de 5%.

Assim o presente trabalho comparou os custos de uma fundação direta assente diretamente sobre o solo natural e sobre uma camada de solo cimento, fundação esta situada na obra da Escola Técnica Profissionalizante de Campina Grande.

1.1 Objetivo

1.1.1 Objetivo Geral

Avaliar economicamente a utilização de uma camada de solo estabilizado com cimento na base de fundações superficiais.

1.1.2 Objetivos Específicos

- Dimensionar uma fundação superficial assente em solo natural;
- Dimensionar uma fundação alçada sobre uma camada de solo estabilizado com cimento;
- Avaliar a diferença de custos, de uma fundação alocada no solo natural e no solo estabilizado com cimento, e verificar qual solução trazem melhores benefícios.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Estabilização e Melhoria do Solo

Esse aperfeiçoamento das propriedades do solo pode alcançado de algumas formas, entre elas, por compactação, estabilização granulométrica, estabilização por processos físico-químicos, injeções de materiais estabilizantes.

Solo estabilizado é uma mistura de solo e aditivo que apresenta elevada resistência e durabilidade. Já melhoramento do solo é a mistura que não desenvolvem resistências elevadas, em consequência da pequena quantidade de estabilizante, porém apresentam melhorias em outras propriedades: plasticidade e potencial de expansão/contração.

Processos de estabilização dos solos são técnicas há muito tempo utilizadas, principalmente nas áreas de pavimentação. Mas recentemente estas áreas de aplicação vêm se expandindo, e já se percebe utilização em outros ramos da geotecnia, como fundações e contenções de taludes.

2.1.1 Compactação

Segundo Hilf (1975), compactação é o processo pelo qual uma massa de solo constituída de partículas sólidas, ar e água, é reduzida em volume pela aplicação de cargas, essencialmente, pela expulsão de ar do sistema sem expressiva mudança na quantidade de água da massa de solo.

Lambe e Whitman (1979), analisaram a influência da compactação na estrutura do solo e mostraram que para uma mesma energia de compactação e um mesmo peso específico seco dados, o solo tende a estar mais flocoado quando a compactação se dá no ramo seco, umidade inferior à ótima, do que no ramo úmido, umidade superior à ótima. Para uma determinada umidade, o aumento da energia de compactação tende a dispersar o solo, de forma que as partículas ficam ordenadas e com uma distribuição aproximadamente paralela, especialmente no ramo seco. O aumento da umidade induz ao conseqüente aumento da repulsão entre as partículas, permitindo assim uma reorganização mais ordenada com certa quantidade de energia.

2.2 Estabilização com Cimento

Segundo Pitta (1985), solo-cimento é a mistura compactada e endurecida composta de solo, cimento e água, em proporções que conferem ao produto características de durabilidade e resistência mecânica.

O solo-cimento possui o custo mais baixo que o concreto convencional, pois a maior parte da mistura é composta pelo solo que pode ser o mesmo que será retirado do local da obra. Para serem determinadas as características da mistura devem ser estudados os seus componentes e, dos três, o solo é o mais variável, já que os outros já têm suas propriedades conhecidas, e deve ser analisado com mais atenção no laboratório (PINTO, 1980).

Algumas variáveis são muito importantes para caracterizar as misturas de solo-cimento. São elas: tipo de solo, a proporção de cimento na mistura, a umidade e o grau de compactação.

De acordo com Ingles e Metacalf (1972), a adição de pequenas quantidades de cimento, até 2%, não modificam as propriedades do solo, enquanto que quantidades maiores apresentarão grandes alterações em suas propriedades. Ainda segundo esses autores, as propriedades de solos estabilizados com cimento dependem primeiro do material incorporado e segundo da compactação. Vale ressaltar que a compactação realizada após a hidratação do cimento torna-se praticamente ineficaz.

A reação da mistura do solo com o cimento constitui-se das fases primária e secundária. Na fase primária, ocorrem as reações de hidratação dos silicatos e aluminatos. Na fase secundária, têm-se as reações entre os argilo-minerais previamente existentes no solo e o hidróxido de cálcio liberado na hidratação do cimento (ABIKO, 1987).

2.3 Componentes do Solo Cimento

A estabilização do solo com adição de cimento pode ser empregado em qualquer material de granulometria distintas, mas, vale ressaltar que os solos de características granulométricas mais finas necessitam de uma maior quantidade de cimento do que os que apresentam granulometria maior, para que consiga se atingir a resistência adequada.

Conforme Croft (1967), solos caoliníticos ou ílíticos apresentarão um progresso adequado da resistência com econômicas quantidades de cimento. Já a presença de altos teores de argila montmorilonítica irá retardar a hidratação e endurecimento do cimento. As reações entre a montmorilonita e cal, liberada pela hidratação do cimento, causam uma redução do pH da fase aquosa da mistura retardando o endurecimento do gel de cimento e a cristalização de novos minerais.

A norma NBR 12253 (ABNT, 2012) descreve e delimita os tipos de solo a serem utilizados na composição do solo-cimento. São indicados os solos A1, A2, A3 e A4, de acordo com a classificação da AASHTO (ASTM D 3282, 2004) que sejam 100% passantes na peneira de abertura de 76 mm, e, além disso, limita a 45% a quantidade de material retido na peneira de abertura de 4,8 mm.

Quanto ao tipo de cimento que será utilizado não existem restrições. Mas deve-se dosar uma quantidade ideal de cimento que será adicionada a mistura, com o objetivo de atender a todos os requisitos e prevenir problemas futuros.

A água potável é tida como satisfatória para utilização em misturas de solo-cimento. Em geral, a quantidade de água a ser adicionada é determinada pela quantidade requerida para a compactação, uma vez que a água necessária para a completa hidratação do cimento é de aproximadamente 40% da massa de cimento, sendo que destes, 20% é efetivamente consumido na hidratação e 20% fica retida na água de gel (NEVILLE, 1997).

2.4 Dosagem

A partir da escolha do solo, encontram-se os teores ótimos dos outros dois materiais – cimento e água – fornecendo, ao construtor, os dados necessários para o cálculo das quantidades necessárias.

A técnica utilizada para dosagem de misturas de solo-cimento é dependente de certos testes de laboratório, a fim de quantificar o mínimo de cimento necessário que deve ser adicionado ao solo para fornecer as características esperadas e adequadas para a utilização.

No Brasil o processo de dosagem é estabelecido segundo a NBR 12253 (ABNT, 2012). A partir desta, é possível estimar os teores de cimento a serem utilizados na estabilização de solos. O procedimento descrito pela norma envolve a classificação granulométrica do solo, a obtenção de padrões de compactação da

mistura e confecção de corpos de prova com pelo menos três valores distintos de cimento, com a finalidade de mensurar a quantidade que atende à resistência à compressão simples mínima de 2,1 Mpa após 7 dias de cura.

Foppa (2005) realizou um estudo sobre as variáveis que mais influenciam na resistência mecânica de solos artificialmente cimentados, apresentando um método de dosagem racional similar ao existente para o concreto, onde a variável $\eta / (C_{iv})^k$ denominada fator vazios/cimento (η : porosidade da mistura compactada; $(C_{iv})^k$: teor de cimento volumétrico ajustado por um expoente), possui papel fundamental assim como o fator água/cimento para o concreto.

O método consiste na obtenção de uma curva fator vazios/cimento *versus* resistência à compressão simples, também chamada de "curva de dosagem". Após estabelecer a curva de dosagem, verifica-se por meio do gráfico qual o fator vazios/cimento que corresponde à resistência à compressão simples desejada. Assim é possível escolher a densidade na qual a mistura deve ser compactada e a quantidade de cimento necessário, como ilustra a Figura 1.

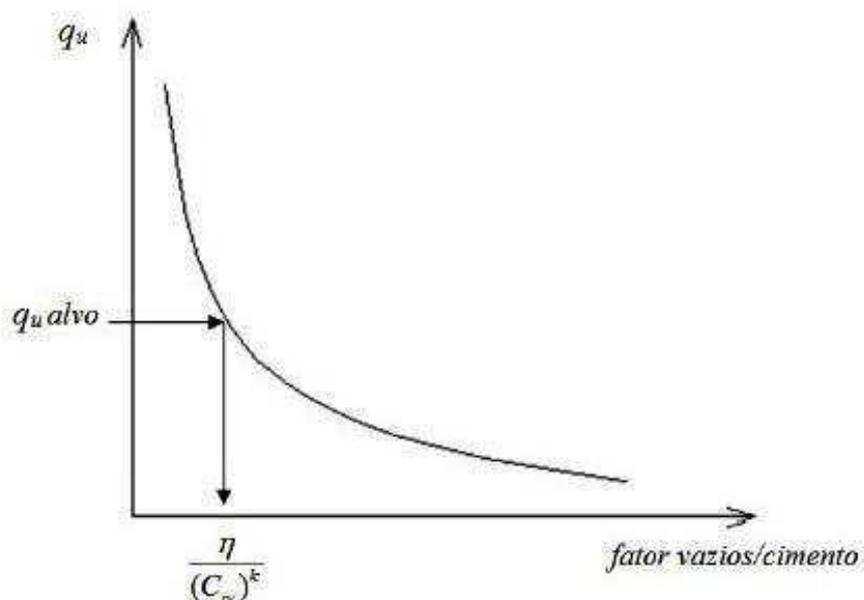


Figura 1 - Curva de dosagem para solo-cimento (FOPPA, 2005).

Após alguns estudos e ensaios, com diversos tipos de solos, abrangendo desde solos argilosos até predominantemente pedregulhosos, obteve-se as equações como regra geral:

$$q_u = \frac{A}{P^B} \quad (1)$$

com,

$$P = \frac{\eta}{(C_{iv})^k} \quad (2)$$

Onde A , B e k , são constantes de ajuste da equação de resistência. É possível verificar o valor das constantes A , B e k obtidas para cada material, considerando o máximo coeficiente de correlação R^2 , de acordo com a Tabela 1.

Tabela 1 - Parâmetros da equação de previsão da resistência à compressão simples para diferentes tipos de solo (FOPPA, 2005).

FONTE	TIPO DE SOLO	TEORES DE CIMENTO EM RELAÇÃO A MASSA DE SOLO SECA (%)	η (%)	γ_d (kN/m ³)	PARÂMETROS DA EQUAÇÃO PARA PREVISÃO DE q_u (Kpa)		
					A	B	k
FLOSS (2012)	Pedregulho Arenoso	1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	26,7; 29,1; 32,3	17,1; 17,9; 18,6	1,25E+05	2,10	0,85
FLOSS (2012)	Areia Pedregulhosa	2 ; 3 ; 5 ; 7	36,5; 38,3; 40,8; 45,1	14,7; 15,8; 16,5; 17,0	8,78E+04	1,50	0,85
FLOSS (2012)	Areia Fina de Origem Basáltica	1 ; 2 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9	44,7; 48,1; 50,8	13,0; 13,7; 14,6	3,92E+09	4,26	0,23
FLOSS (2012)	Areia Fina a Média de Origem Micácea	2 ; 3 ; 5 ; 7	57,0; 60,5; 63,2	13,2; 15,3 ; 17,2	3,09E+16	7,98	0,10
CRUZ (2008)	Areia Fina	1 ; 3 ; 5 ; 7 ; 9; 12	40,5; 41,8; 43,7	16,0; 15,5; 15,0	3,11E+04	1,36	1,00
SEVERO (2008)	Areia Argilosa	2 ; 5 ; 10	32,8;35,4 ; 39,0	17,2; 18,0; 18,8	5,95E+05	2,21	0,55
FOPPA (2005)	Areia Fina Siltosa	1; 2; 3; 5; 7; 9;12	26,4; 28,8; 31,7; 34,4; 31,7	17,3; 18,0; 19,0; 19,7	5,03E+07	3,32	0,28
ROSA (2010)	Silte Argiloso	3 ; 5 ; 7 ; 9	40,4; 44,1; 40,4	14,0; 14,9; 15,9	1,54E+09	3,90	0,35
ROJAS (2012)	Argila Silto-Arenosa	5 ; 10 ; 15 ; 20	44,9; 48,3; 51,9	13,8; 14,8; 15,7	8,16E+07	3,09	0,30
MARQUES (2012)	Argila Silto-Arenosa	3 ; 5 ; 7 ; 9	40, ;43,3 ; 47,8	13,8; 15,1; 15,9	6,74E+08	4,16	0,50

O parâmetro $\eta / (C_{iv})^k$ permite conciliar o efeito da porosidade e do teor de cimento sobre resistência à compressão simples, compensando os parâmetros η ou C_{iv} , mantendo constante o valor de q_u .

Já o significado do expoente k , aplicado ao teor de cimento volumétrico, pode ser resumido da seguinte forma: Para $k = 1$, significa que, dado um aumento na porosidade ou teor volumétrico de cimento, uma alteração proporcional no outro parâmetro é suficiente para a obtenção da mesma resistência à compressão simples; Para $k > 1$, a influência do teor volumétrico de cimento sobrepõe à influência da porosidade; Para $k < 1$, a influência da porosidade sobrepõe à influência do teor volumétrico de cimento.

2.5 Parâmetros para Dimensionamento

2.5.1 Capacidade de Carga

A capacidade de carga do elemento de fundação é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada.

2.5.2 Modos de Ruptura

Aleksander Vesic (1975, apud SENA, 2016) determina que existem 3 modos de ruptura: geral, local e puncionamento. A ruptura geral ocorre em solos mais resistentes e sapatas rasas. A superfície de ruptura é contínua, desde uma borda lateral da sapata até a superfície do terreno do outro lado, assim como acontece para a direção contrária. A ruptura ocorre subitamente, causando o tombamento da sapata e a elevação de terra na superfície do terreno. Já a ruptura por puncionamento se dá em solos que possuem maior deformação. Mas ao contrário do que ocorre na ruptura geral, ocorre a penetração da sapata, devido ao adensamento do solo. A carga de ruptura é superado no momento que o recalque se torna muito elevado e o solo não resiste às tensões de cisalhamento. E por fim a ruptura local que é a situação intermediária entre os dois outros modos. A superfície de deslizamento não aflora na superfície, o que não ocasiona rupturas súbitas. Este modo de ruptura ocorre geralmente no caso de solos de média compacidade.

A partir das correlações acima, Cintra (2011) propôs um diagrama que associam os indicadores de coesão, que é a resistência ao cisalhamento de um solo quando não há nenhuma pressão externa sobre ele, e ângulo de atrito, que é o coeficiente de atrito entre o planos dos solos, para se obter o método de ruptura que deve ser analisado, conforme a Figura 2.

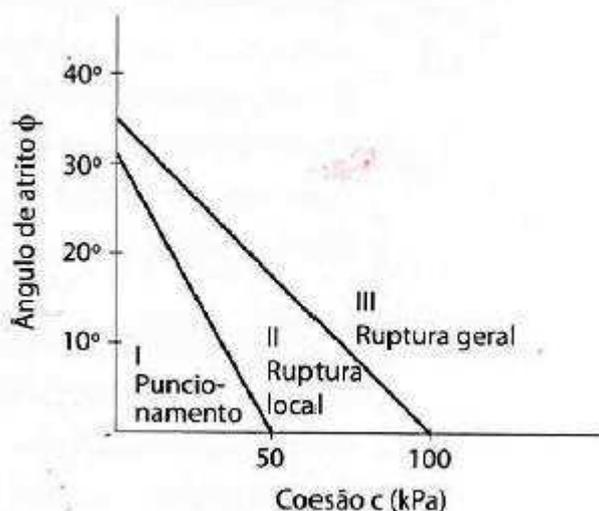


Figura 2 - Modos de ruptura para solos com base em coesão e ângulo de atrito (CINTRA, 2011).

2.5.3 Teoria da Capacidade de Carga Terzagui

Para a obtenção da capacidade de carga do solo Terzaghi considerou três hipóteses básicas:

- Trata-se de uma sapata corrida, o que permite trabalhar em uma situação bidimensional;
- A profundidade de encaixamento da sapata é inferior à largura da sapata, o que nos permite desprezar a resistência ao cisalhamento da camada de solo situada acima da sapata;
- O maciço de solo sob a base da sapata é rígido, caracterizando o caso de ruptura geral.

Segundo Terzaghi e Peck (1967) consideravam-se casos particulares, às vezes hipotéticos, para depois serem generalizados, por meio de superposição de efeitos. Os três casos são: Solo sem peso e sapata à superfície; Solo não coesivo e sem peso; Solo não coesivo e sapata à superfície.

Assim foi determinada uma solução aproximada para capacidade de carga, as quais as três parcelas representam, respectivamente, as contribuições da coesão, sobrecarga e peso específico:

$$\sigma_r = c \times S_c \times N_c + q \times S_q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S_\gamma \times N_\gamma \quad (3)$$

Onde:

c é a coesão (kPa);

q é a sobrecarga (kPa);

γ é o peso específico efetivo (kN/m³);

B é o comprimento da base (m).

Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q e N_γ são fatores de capacidade de carga adimensionais e dependem unicamente do ângulo de atrito do solo (φ), conforme a Tabela 2, a seguir:

Tabela 2 - Fatores de capacidade de carga (TERZAGHI E PECK, 1967).

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				

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 3, a seguir:

Tabela 3 - Fatores de forma (TERZAGHI-PECKI, 1967).

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

2.5.4 Capacidade de Carga de Fundações Superficiais Assente Sobre Solo Estratificado

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 fofa. O método 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 03.

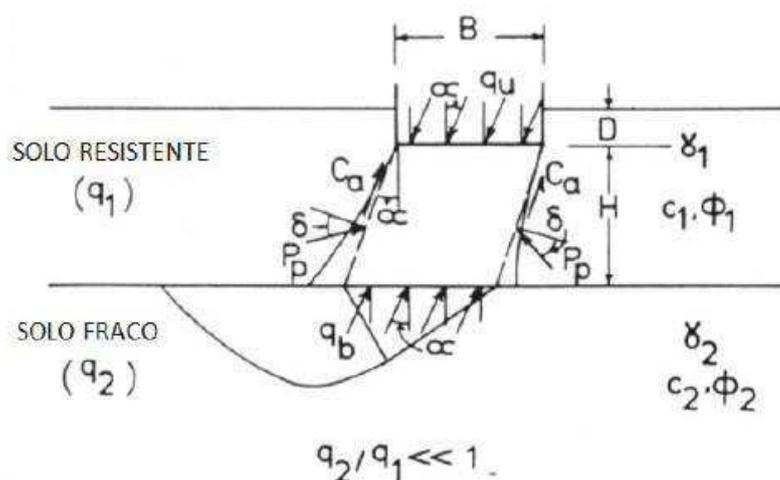


Figura 3 – Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado (MEYERHOF & HANNA, 1978).

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:

$$q_{uv} = q_u \times \cos \alpha \quad (4)$$

Assim, observando a figura 3, 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 por:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2(C_a + P_p \times \text{sen}\delta) \times \left(\frac{\cos \alpha}{B} \right) - \gamma_1 \times H \leq q_{tv} \quad (5)$$

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.

$$C_a = c_a \times \frac{H}{\cos \alpha} \quad (6)$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times \frac{K_p}{\cos \delta} \quad (7)$$

Onde c_a é a adesão unitária e K_p é o coeficiente de empuxo passivo.

Os fatores de inclinação (i_a e i_s), a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s , são obtidos nos ábacos representados nas Figuras 4 à 6, respectivamente.

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

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \times c_a \times i_a \times \frac{H}{B} + \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times K_s \times i_s \times \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_{tv} \quad (8)$$

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_{tv}), devem ser considerados em ambos os casos como perfil homogêneo.



Figura 4 – Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por puncionamento (MEYERHOF & HANNA, 1978).

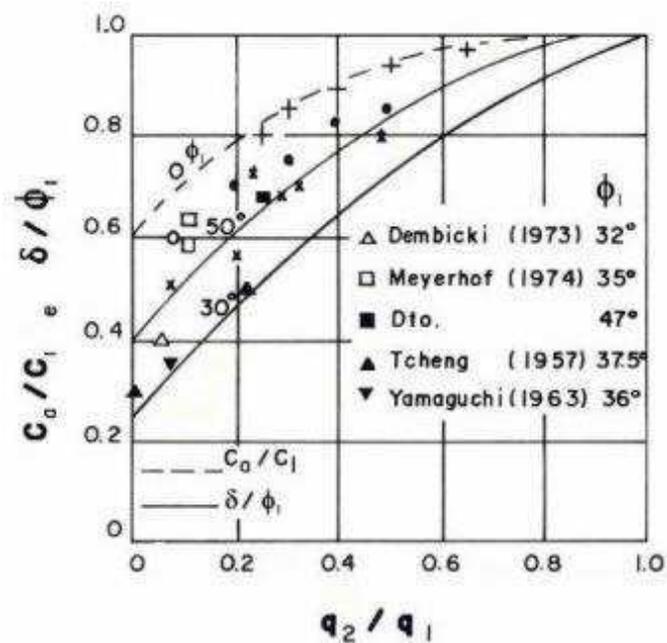


Figura 5 - Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical (MEYERHOF & HANNA, 1978).

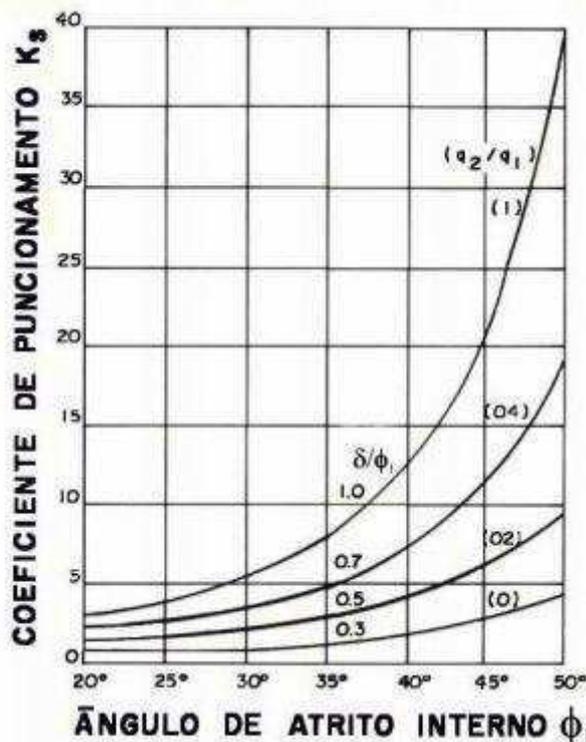


Figura 6 - Coeficiente de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical (MEYERHOF & HANNA, 1978).

2.6 Ensaios de Medição Resistência

2.6.1 Compressão Simples

Conforme a NBR 12770 (ABNT, 1992), é por meio deste ensaio, que aplica-se uma carga que rompe um cilindro de solo submetido a um carregamento axial. Assim é possível determinar a resistência à compressão do material sem confinamento lateral.

Observa-se grande emprego do ensaio a compressão simples quando se deseja analisar a efetividade da estabilização com diferentes aditivos.

2.6.2 Cisalhamento Direto

O procedimento mais antigo para a determinação da resistência ao cisalhamento é o ensaio de cisalhamento direto, que se baseia diretamente no critério de Coulomb. Uma tensão normal é aplicada em um plano e verifica-se a tensão cisalhante que provoca a ruptura (PINTO, 2006).

Segundo NBR ISSO 12957-1 (ABNT, 2013), o ensaio consiste num aparelho que acarreta o deslizamento de uma metade do corpo de prova de solo em relação à outra, determinando assim, para cada tensão normal à superfície do deslizamento, o valor da tensão cisalhante necessária para provocar a deformação do corpo de prova até sua ruptura.

Executa-se o ensaio mantendo-se constante a tensão vertical e medindo-se a tensão cisalhante correspondente a cada deformação horizontal a qual o corpo de prova é exposto, gerando dessa maneira a curva tensão-deformação.

Existem três modalidades, as quais o ensaio pode ser executado: Ensaio rápido, Ensaio Adensado Rápido e Ensaio lento. Porém, como não há controle de drenagem e nem medida de pressões neutras, depende das características do solo testado e da velocidade de deslocamento cisalhante imposta ao corpo de prova, para saber qual ensaio se adequa melhor ao corpo de prova.

2.6.3 Standart Penetration Test

A sondagem SPT é a mais comum de ser utilizada em obras de pequeno e médio porte. Ela alia um baixo custo de execução e equipamentos fáceis de serem transportados. A norma que rege o ensaio é a NBR 6484 (ABNT, 2011). E segundo a norma, as finalidades deste método são:

- A determinação dos tipos de solo em respectivas profundidades de ocorrência;
- A posição do nível d'água;
- Os índices de resistência à penetração a cada metro.

Quando não há a disponibilidade de valores obtidos em ensaios de laboratório, podemos estimar alguns parâmetros com as seguintes correlações:

Coesão não drenada

Teixeira e Godoy (1996) sugerem a seguinte relação com o índice N_{SPT} :

$$c = 10 \times N_{SPT} \text{ , em Kpa} \quad (9)$$

Ângulo de atrito

Para Godoy (1983):

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 \times N_{SPT} \quad (10)$$

Para Teixeira (1996):

$$\varphi = \sqrt{20} \times N_{SPT} + 15^\circ \quad (11)$$

Peso específico

Segundo Cintra *et al.* (2011) quando não há ensaios de laboratório, podemos adotar o peso específico do solo, em função da consistência da argila e da compactidade da areia. Os valores aproximados desses pesos específicos estão expressos nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 - Peso específico de solos argilosos (GODOY, 1972).

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

Tabela 5 - Peso específico de solos arenosos (GODOY, 1972).

N_{spt}	Compactidade	Peso específico (kN/m ³)		
		Areia seca	Úmida	Saturada
< 5	Fofa			
		16	18	19
5 – 8	Pouca Compacta			
		17	19	20
9 – 18	Medianamente Compacta			
		18	20	21
19 – 40	Compacta			
		18	20	21
>40	Muito Compacta			

2.7 Dimensionamento de Fundação Rasa de Concreto Armado

Segundo Araújo (2010) o cálculo das sapatas rígidas isoladas deve ser analisada através do modelo de bielas e tirantes. Neste caso de sapatas as armaduras são calculadas para as duas direções.

Inicialmente estima-se o peso próprio da sapata como 5% do valor da carga aplicada, e dimensiona-se a área da base da sapata S :

$$S = \frac{(1,05 \times N_k)}{\sigma_{adm}} \quad (12)$$

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 :

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S \quad ; \quad B = \sqrt{\frac{b}{a}} S \quad (13)$$

Segundo Araújo (2010) para a sapata ser considerada rígida, a altura h deve obedecer aos limites:

$$h \geq \frac{A-a}{4} \quad ; \quad h \geq \frac{B-b}{4} \quad (14)$$

Para que seja permitida a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, deve-se admitir que:

$$h \geq 0,6l_b + 5cm \quad (15)$$

onde os valores de l_b estão dispostos na Tabela 6, segundo a NBR 6118:2014. A altura h_0 na borda deve respeitar os limites de $h/3$ e 20 cm.

Tabela 6 - Tabela de comprimento de ancoragem l_b (NBR 6118, ABNT 2014).

Comprimento de ancoragem básico - l_b (cm)										Limite (25ϕ)
Φ (mm)	fck=20	fck=25	fck=30	fck=35	fck=40	fck=45	fck=50	fck=70	fck=0	
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

A tensão aplicada no topo da sapata é:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} \quad (16)$$

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

Conforme Araújo (2010), se a resultante da tensão aplicada no topo da sapata, σ_d , for menor ou igual a $0,20 f_{cd}$, onde f_{cd} é a 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 7.

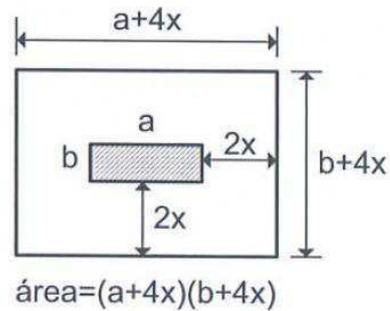


Figura 7 - Seção a uma distância x do topo da sapata (ARAÚJO, 2010).

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

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a+4x)(b+4x)} \quad (17)$$

Substituindo o valor de σ_{1d} (Equação 11) e considerando que $\sigma_{1d} \leq 0,20f_{cd}$, temos:

$$\sigma_{1d} = \frac{ab}{(a+4x)(b+4x)} \sigma_d \leq 0,20f_{cd} \quad (18)$$

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

No caso de carga centrada, as armaduras são calculadas de acordo com as expressões (Araújo, 2010):

$$A_{sx} = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad (19)$$

e

$$A_{sy} = \frac{N_d(B-b)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad (20)$$

2.8 Composições de Custo

A composição de custos de obras de engenharia representa a determinação do custo de uma obra antes de sua execução, elaborado baseando-se em documentos específicos, tais como projetos, memorial descritivo e encargos,

considerando-se todos os custos diretos e indiretos envolvidos, as condições contratuais e demais fatores que possam influenciar no custo total.

Orçamento detalhado ou analítico é a ponderação de custo obtida através do levantamento de quantidades de materiais e de serviços, baseando-se no projeto e na estruturação dos seus respectivos preços unitários. O mesmo deverá constar todos os serviços e suas respectivas unidades de medida, extraídos dos projetos executivos e demais especificações técnicas, e por fim deverá ser exposto numa planilha orçamentária (CORDEIRO, 2007).

2.8.1 Custo Unitário

Uma composição do custo unitário de um serviço é composta pela determinação do serviço a ser executado, sua unidade de medida e a discriminação de cada um dos componentes utilizados, isto é, insumos (materiais, mão-de-obra e equipamentos) necessários à sua execução, associados às respectivas unidades e coeficientes de consumo, para executar uma quantidade unitária do serviço (CORDEIRO, 2007).

2.8.2 Tabelas de Composições de Custos

Um órgão de bastante respaldo é a TCPO – Tabelas de Composição de Preços para Orçamentos, formuladas com base de dados da PINI. Tem como objetivo disponibilizar tabelas de composições de custos que foram utilizadas no presente trabalho. Para a parte construtiva, foi consultada a última edição do livro TCPO edição 10, na qual se retirou os dados analisados neste trabalho. Apesar de diferentes formas de produção podem acarretar em diferentes quantidades de insumos e desperdícios, a TCPO 10 foi adotada por ser uma grande referência como fonte de consulta para orçamentos de uma grande gama de obras de engenharia civil. Esses orçamentos que relacionam materiais, mão de obra e equipamentos para disponibilizar composições de custo unitário de serviços específicos.

Para cotação dos elementos de cada fundação foi necessário encontrar uma fonte de consulta que fosse a mais próxima do exercido no mercado, por essa razão foi utilizado na composição dos custos, dados da SEINFRA, a secretaria de infraestrutura do Ceará, já que a mesma possui informações, preços de materiais e serviços, e tabelas atualizadas, que se adequam ao estudo de caso.

3 MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Programa da Pesquisa

O fluxograma apresentado na Figura 08 representa a estrutura metodológica da pesquisa, contemplando todos os passos e a sequência lógica do trabalho proposto, que se realizou em três etapas:

Etapa 1: Elaboração do projeto de pesquisa

- Revisão de literatura: nesta etapa tem por objetivo o embasamento teórico em bibliografias clássicas, normas e materiais recentes, tendo como objetivo de consolidar teoricamente o estudo e estabelecer um panorama do estado da arte da área sobre a estabilização solo-cimento;
- Definição de variáveis a serem analisadas: nesta etapa, a partir da revisão bibliográfica, são definidas as variáveis a serem investigadas na pesquisa;

Etapa 2: Programa experimental

- Dimensionamento da fundação superficial assente sobre o solo natural, considerando as características do solo e características dos materiais que foram utilizados;
- Determinação dos quantitativos de materiais para execução da mesma, para contabilizar qual o custo de execução dessa fundação rasa;
- Dimensionamento da fundação superficial assente sobre o solo estabilizado com cimento, considerando as características do solo e características dos materiais que foram utilizados;
- Determinação dos quantitativos de materiais para execução da mesma, para contabilizar qual o custo de execução dessa fundação rasa;

Etapa 3: Discussão e Análise dos Resultados

- Compilação dos dados e análise comparativa dos mesmos: nesta etapa a partir dos dados que serão obtidos será realizado análise comparativa para avaliar a as variáveis de respostas;
Conclusões: nesta etapa com base nas variáveis de resposta serão obtidas as conclusões do trabalho.

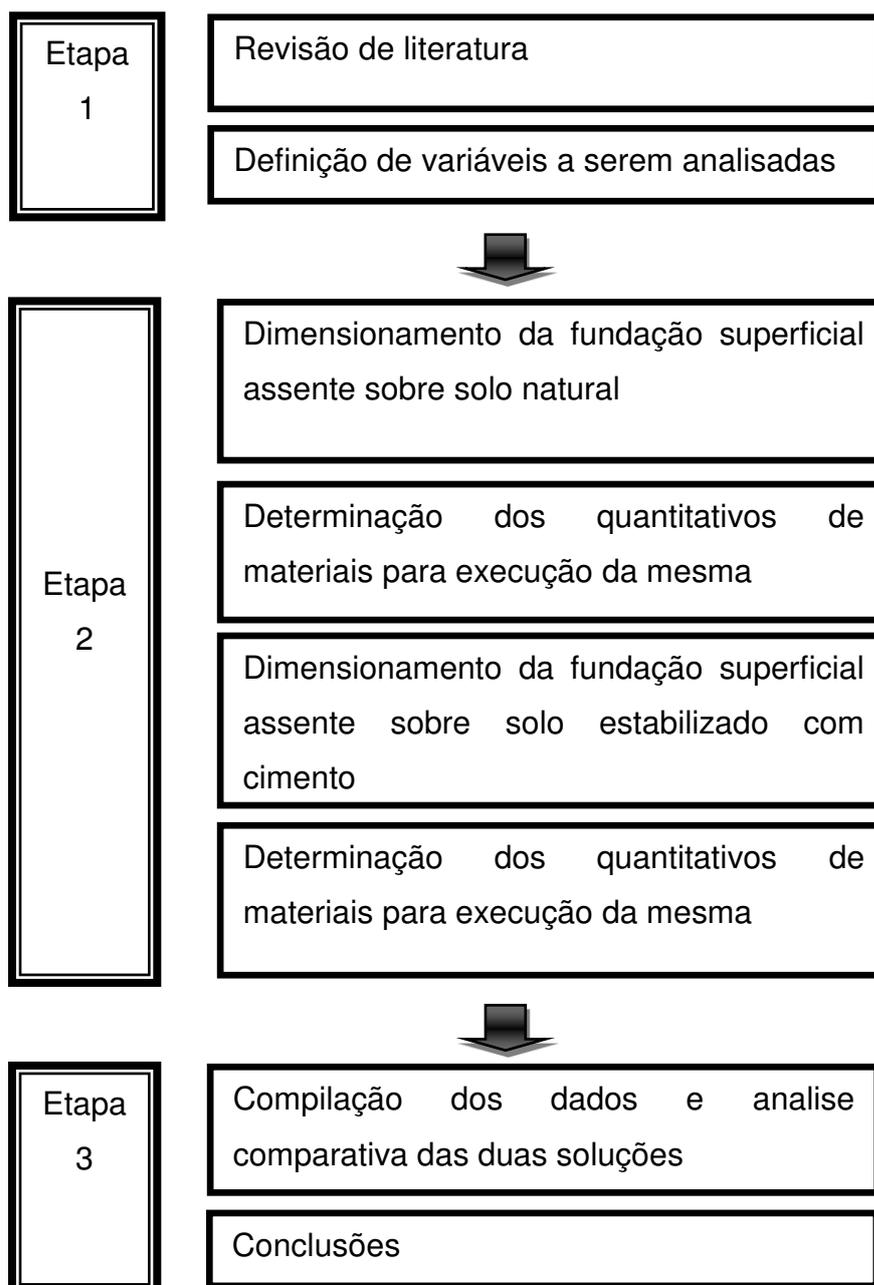


Figura 8 - Fluxograma de execução do projeto.

3.2 Materiais

3.2.1 Localização da obra

O local escolhido para o estudo será a Escola Técnica Profissionalizante de Campina Grande, localizada na Rua Tranquilino Coelho Lemos, sem número, bairro Dinâmica. Com área de implantação de 13.224 m² e possui 5.577,39 m² de área construída. A escola é subdividida em blocos: Pedagógico, biblioteca, refeitório, auditório, ginásio e bloco de laboratórios.

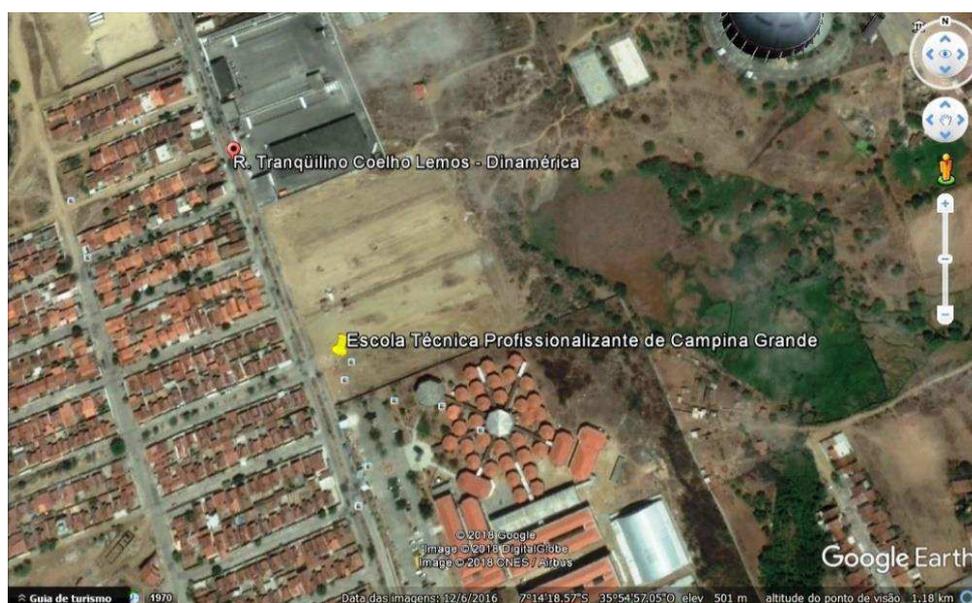


Figura 9 - Localização do local de extração das amostras (Google Earth,2017).

3.2.2 Informações de sondagem

A empresa Projeto Consultoria e Engenharia Ltda foi a responsável pelos serviços de execução de sondagem SPT, para a investigação das condições das camadas de solo do terreno.

Foram executados dezenove furos, para ensaio SPT, igualmente distribuídos pelo terreno, como indica a norma NBR 8036 (ABNT, 1983). Mas o perfil utilizado para dimensionamento foi o furo número 15 (perfil de ensaio SPT em anexo A)

3.2.3 Informações de Superestrutura

A estrutura para a qual a fundação está sendo dimensionada é um prédio de dois pavimentos. Foram utilizadas lajes nervuradas para os pavimentos das salas de aulas e cobertura.

As cargas da cobertura são transmitidas dos pilares até as vigas de transição no primeiro pavimento, e das vigas são transmitidas para os pilares do térreo e depois para as fundações.

Com os dados de cargas e momentos dos pilares da edificação que foram fornecidos pela construtora responsável pela obra, é possível verificar que o pilar mais solicitado possui uma carga de 187,3 ton.

A camada de solo cimento utilizado possuía uma espessura de 30 cm, com o traço de 1:20. O que corresponde a um teor de 5% de cimento.

3.3 Métodos

3.3.1 Dimensionamento das fundações sobre solo

As sapatas serão executadas a 1,8 m de profundidade, logo se adotou $N_{spt} = 36$ como valor característico do solo de fundação (Anexo A). A partir deste valor é possível calcular os parâmetros do solo. Devido ao fato do solo tratar-se de uma silte argiloso seu pior comportamento acontece quando não há drenagem, logo esta será a situação avaliada. O parâmetro necessário para análise não drenada é a Coesão não drenada, que pode ser calculada a partir das relações apresentadas no item 2.6.3. Na situação não drenada o ângulo de atrito é zero.

$$c = 10 \times N_{spt} \quad (21)$$

$$c = 10 \times 36$$

$$c = 360 \text{ KPa ou } 360 \text{ kN/m}^2$$

Com o valor da coesão não drenada e do ângulo de atrito de 0° , observa-se a Figura 2, e verifica-se que no caso em estudo ocorre ruptura geral. Além de se obter os valores N_c , N_q , N_γ , que são 5,14; 1 e 0 (segundo Tabela 2), respectivamente. Por se tratar de uma fundação rasa retangular os fatores de forma S_c , S_q , S_γ , podem ser definidos, de acordo com a Tabela 3:

$$S_c = 1 + (B/L)(N_q / N_c)$$

$$S_q = 1 + (B/L) \text{tg } \phi$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4(B/L)$$

$$S_c = 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{5,14} \right)$$

$$S_q = 1 + \frac{2}{3} \text{tg } 0$$

$$S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2}{3}$$

$$S_c = 1,13$$

$$S_q = 1$$

$$S_\gamma = 0,73$$

Por fim, com base no valor do $N_{spt} = 36$ e seguindo as especificações da Tabela 4, encontra-se o valor do peso específico para solos argilosos que é de 21 KN/m^3 .

Assim por meio da equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 3), obtêm-se o valor da tensão admissível do solo:

$$\sigma_r = c \times S_c \times N_c + q \times S_q \times N_q \quad (22)$$

$$\sigma_r = 360 \times 1,13 \times 5,14 + (21 \times 1,8) \times 1 \times 1$$

$$\sigma_r = 2128,75 \text{ KPa ou } 2,13 \text{ MPa}$$

Segundo Araujo (2010) com os valores da tensão admissível do solo, a resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}), resistência de cálculo do escoamento do aço (f_{yd}), as dimensões do pilar e a carga que o mesmo descarrega na fundação, é possível dimensionar a fundação rasa de concreto armado.

Para o caso em estudo admite-se $f_{ck}=30$ Mpa, aço CA-50 barras de diâmetro de 12,5 mm, o comprimento de ancoragem $l_b=41,7$ cm (segundo tabela 6). Inicialmente estima-se o peso próprio da sapata como 5% do valor da carga aplicada, e assim segunda a Equação (12), calcula-se a área S da base é dada por:

$$S = \frac{(1,05 \times N_k)}{\sigma_r} \quad (23)$$

Logo:

$$S = \frac{(1,05 \times 1837,41)}{0,213}$$

$$S = 9.057,65 \text{ cm}^2$$

As dimensões das sapatas são calculadas de acordo com a Equação (13):

$$A = \sqrt{\frac{a}{b} S}$$

$$B = \sqrt{\frac{b}{a} S}$$

$$A = \sqrt{\frac{80}{35} \times 9.057,65} \quad ;$$

$$B = \sqrt{\frac{35}{80} \times 9.057,65}$$

$$A = 143,89 \text{ cm}$$

$$B = 62,95 \text{ cm}$$

Segundo Araújo (2010) para a sapata ser considerada rígida deve-se obedecer a Equação (14), portanto:

$$\begin{aligned}
 h &\geq \frac{A-a}{4} & h &\geq \frac{B-b}{4} \\
 h &\geq \frac{150-80}{4} & h &\geq \frac{70-35}{4} \\
 h &\geq 17,5\text{cm} & h &\geq 8,75\text{cm}
 \end{aligned}$$

E para que se permita a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, a equação de h deve ser satisfeita. Além disso, tem-se que respeitar os limites de h_0 que devem ser de 20 cm ou superior, utilizando a Equação (15):

$$\begin{aligned}
 h &\geq 0,6l_b + 5 \\
 h &\geq 0,6 \times 41,7 + 5 \\
 h &\geq 30,02\text{cm}
 \end{aligned}$$

Admite-se $h = 35$ cm e $h_0 = 20$ cm.

Para a verificação das tensões no concreto, temos:

$$N_d = 1,4 \times N_k \quad (24)$$

Logo,

$$N_d = 1,4 \times 1837,41$$

$$N_d = 2572,38\text{kN}$$

De acordo com a Equação (16), a tensão aplicada no topo da sapata, é:

$$\begin{aligned}
 \sigma_d &= \frac{N_d}{ab} \\
 \sigma_d &= \frac{2572,38}{35 \times 80} \\
 \sigma_d &= 0,92\text{kN} / \text{cm}^2
 \end{aligned}$$

A resistência à compressão de cálculo do concreto da sapata, f_{cd} , é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (25)$$

Assim,

$$f_{cd} = \frac{30}{1,4}$$

$$f_{cd} = 22MPa \text{ ou } 2,2kN/cm^2$$

Segundo Araújo (2010) como $\sigma_d > 0,20f_{cd} = 0,44kN/cm^2$, as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. A profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir é encontrada a partir da Equação (18). Assim:

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

$$\sigma_{1d} = \frac{35 \times 80}{(35+4x)(80+4x)} \times 0,92 \leq 0,20 \times 2,2$$

$$X' = 5,54cm \text{ e } X'' = -34,37cm$$

Logo o braço de alavanca é dado por:

$$Z = d - x$$

$$Z = 30 - 5,54$$

$$Z = 24,46cm$$

Por fim, o cálculo das armaduras da fundação superficial é realizado substituindo o valor de f_{yd} , nas Equações (19) e (20), ou seja:

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48kN/cm^2$$

$$A_{sx} = \frac{2572,38 \times (150 - 80)}{8 \times 24,46 \times 43,48} ; \quad A_{sy} = \frac{2572,38 \times (70 - 35)}{8 \times 24,46 \times 43,48}$$

$$A_{sx} = 21,17cm^2$$

$$A_{sy} = 10,58cm^2$$

Tabela 7 - - Quantitativos da Fundação Superficial sobre Solo Natural.

	Armadura X (cm ²)	Armadura Y (cm ²)	Tensão Admissível (MPa)	Comprimento da Sapata (cm)	Largura da Sapata (cm)	NSPT
Fundação sobre Solo Natural	21,17	10,58	2,13	150	70	36

3.3.2 Dimensionamento das fundações sobre solo estratificado

As sapatas sobre solo estratificado foram dimensionadas segundo a metodologia apresentada no item 2.45. Iniciou-se com a determinação do valor de q_{1ult} , utilizando a Equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 3), entrando com os dados do solo cimentado.

Segundo Prietto (2004) apresenta um panorama geral dos resultados de ensaios triaxiais compilados a partir de trabalhos anteriores, o qual cita os valores últimos do ângulo de atrito de 39°, coesão de 276,7 KN/m² e também o valor do peso específico, de 12,5 KN/m³ para areia siltosa com 5% de cimento. A qual se assemelha ao solo encontrado no local de estudo que é uma silte areno – argiloso, e que devido a motivos burocráticos não foi possível retirar amostras para serem feitos ensaios de caracterização da amostra.

Assim com o valor da coesão não drenada de 276,7 KN/m² e do ângulo de atrito de 39°, observa-se a Figura 2, e verifica-se que no caso em estudo ocorre ruptura geral.

Além de se obter os valores N_c , N_q , N_γ , que são 67,87; 55,96 e 92,95 (segundo Tabela 2), respectivamente. Por se tratar de uma fundação rasa retangular os fatores de forma S_c , S_q , S_γ , podem ser definidos, de acordo com a Tabela 3:

$$\begin{array}{lll}
 S_c = 1 + (B/L)(N_q / N_c) & S_q = 1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi & S_\gamma = 1 - 0,4(B/L) \\
 S_c = 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{55,96}{67,87} \right) & S_q = 1 + \frac{2}{3} \operatorname{tg} 39 & S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2}{3} \\
 S_c = 1,55 & S_q = 1,54 & S_\gamma = 0,73
 \end{array}$$

Assim entrando com os dados do solo cimentado, na Equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 3):

$$\begin{aligned}
 q_{1ult} &= c \times N_c \times S_c + q \times N_q \times S_q + \frac{1}{2} \gamma \times B \times N_\gamma \times S_\gamma \\
 q_{1ult} &= 276,7 \times 67,87 \times 1,55 + 12,5 \times 1,8 \times 55,96 \times 1,54 + \frac{1}{2} 12,5 \times 2 \times 92,95 \times 0,73 \\
 q_{1ult} &= 31895,61 \text{ KPa}
 \end{aligned}$$

Com base no valor do $N_{\text{spt}} = 36$ e seguindo as especificações da Tabela 4, encontra-se o valor do peso específico para solos argilosos que é de 21 KN/m^3 .

Com o valor da coesão não drenada de 360 KPa , encontrada como resultado da Equação (21) e do ângulo de atrito de 0° , observa-se a Figura 2, e verifica-se que no caso em estudo ocorre ruptura geral. Além de se obter os valores N_c , N_q , N_γ , que são $5,14$; 1 e 0 (segundo Tabela 2), respectivamente. Por se tratar de uma fundação rasa retangular os fatores de forma S_c , S_q , S_γ , podem ser definidos, de acordo com a Tabela 3:

$$\begin{array}{lll}
 S_c = 1 + (B/L)(N_q / N_c) & S_q = 1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi & S_\gamma = 1 - 0,4(B/L) \\
 S_c = 1 + \frac{2}{3} \left(\frac{1}{5,14} \right) & S_q = 1 + \frac{2}{3} \operatorname{tg} 0 & S_\gamma = 1 - 0,4 \frac{2}{3} \\
 S_c = 1,13 & S_q = 1 & S_\gamma = 0,73
 \end{array}$$

Assim por meio da equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 3), obtêm-se o valor da tensão admissível do solo residual:

$$\begin{aligned}
 q_{2ult} &= c \times S_c \times N_c + q \times S_q \times N_q \\
 q_{2ult} &= 360 \times 1,13 \times 5,14 + (21 \times 1,8) \times 1 \times 1 \\
 q_{2ult} &= 2128,75 \text{ KPa ou } 2,13 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Logo q_2/q_1 :

$$\frac{q_{2ult}}{q_{1ult}} = 0,067$$

Com este valor e utilizando o gráfico da Figura 6, encontra-se o valor de $K_s = 1$.

Para encontrar o valor C_a , utiliza-se o valor de q_2/q_1 e a Figura 5:

$$\frac{C_a}{C_1} = 0,65$$

$$C_a = 276,7 \times 0,65$$

$$C_a = 179,85$$

Após ter encontrado os valores de C_a e K_s , é necessário determinar o valor de q_{bv} , utilizando a equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 3):

$$q_{bv} = c \times N_c \times S_c + \gamma \times (D + H) \times N_q \times S_q$$

$$q_{bv} = 360 \times 5,14 \times 1,13 + 21 \times (0,3 + 1,8) \times 1 \times 1$$

$$q_{bv} = 2135,052 \text{ KPa}$$

Por fim com o valor do q_{bv} , utiliza-se a equação Meyerhof & Hanna (1978) (Equação 5), e encontra-se a capacidade de carga do solo estratificado:

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

$$q_{uv} = 2135,05 + 2 \times 179,85 \times \frac{0,30}{2} + 12,5 \times 0,30^2 \times \left(1 + 2 \times 1,80 \times \frac{1}{0,30} \right) \times 1 \times 1 \times \frac{\tan 39}{2} - 12,5 \times 0,30$$

$$q_{uv} = 2191,11 \text{ KPa}$$

Segundo Araujo (2010) com os valores da tensão admissível do solo, a resistência característica do concreto a compressão (f_{ck}), resistência de cálculo do escoamento do aço (f_{yd}), as dimensões do pilar e a carga que o mesmo descarrega na fundação, é possível dimensionar a fundação rasa de concreto armado.

Para o caso em estudo admite-se $f_{ck}=30$ Mpa, aço CA-50 barras de diâmetro de 12,5 mm, o comprimento de ancoragem $l_b=41,7$ cm (segundo tabela 6). Inicialmente estima-se o peso próprio da sapata como 5% do valor da carga aplicada, e assim segunda a Equação (12), calcula-se a área S da base é dada por:

$$S = \frac{(1,05 \times N_k)}{\sigma_r} \quad (26)$$

Logo:

$$S = \frac{(1,05 \times 1837,41)}{0,22}$$

$$S = 8.805,48 \text{ cm}^2$$

As dimensões das sapatas são calculadas de acordo com a Equação (13):

$$\begin{aligned} A &= \sqrt{\frac{a}{b} S} & B &= \sqrt{\frac{b}{a} S} \\ A &= \sqrt{\frac{80}{35} \times 8.805,48} \quad ; & B &= \sqrt{\frac{35}{80} \times 8.805,48} \\ A &= 141,9 \text{ cm} & B &= 62,07 \text{ cm} \end{aligned}$$

Segundo Araújo (2010) para a sapata ser considerada rígida deve-se obedecer a Equação (14), portanto:

$$\begin{aligned} h &\geq \frac{A-a}{4} & h &\geq \frac{B-b}{4} \\ h &\geq \frac{150-80}{4} \quad ; & h &\geq \frac{70-35}{4} \\ h &\geq 17,5 \text{ cm} & h &\geq 8,75 \text{ cm} \end{aligned}$$

E para que se permita a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, a equação de h deve ser satisfeita. Além disso, tem-se que respeitar os limites de h_0 que devem ser de 20 cm ou superior, utilizando a Equação (15):

$$h \geq 0,6l_b + 5$$

$$h \geq 0,6 \times 41,7 + 5$$

$$h \geq 30,02 \text{ cm}$$

Admite-se $h = 35 \text{ cm}$ e $h_0 = 20 \text{ cm}$.

Para a verificação das tensões no concreto, temos:

$$N_d = 1,4 \times N_k \quad (27)$$

Logo,

$$N_d = 1,4 \times 1837,41$$

$$N_d = 2572,38 \text{ kN}$$

De acordo com a Equação (16), a tensão aplicada no topo da sapata, é:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab}$$

$$\sigma_d = \frac{2572,38}{35 \times 80}$$

$$\sigma_d = 0,92 \text{ kN / cm}^2$$

A resistência à compressão de cálculo do concreto da sapata, f_{cd} , é dada por:

$$f_{cd} = \frac{f_{ck}}{1,4} \quad (28)$$

Assim,

$$f_{cd} = \frac{30}{1,4}$$

$$f_{cd} = 22 \text{ MPa ou } 2,2 \text{ kN / cm}^2$$

Segundo Araújo (2010) como $\sigma_d > 0,20f_{cd} = 0,44 \text{ kN/cm}^2$, as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. A profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir é encontrada a partir da Equação (18). Assim:

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

$$\sigma_{1d} = \frac{35 \times 80}{(35+4x)(80+4x)} \times 0,92 \leq 0,20 \times 2,2$$

$$X' = 5,54 \text{ cm e } X'' = -34,37 \text{ cm}$$

Logo o braço de alavanca é dado por:

$$Z = d - x$$

$$Z = 30 - 5,54$$

$$Z = 24,46 \text{ cm}$$

Por fim, o cálculo das armaduras da fundação superficial é realizado substituindo o valor de f_{yd} , nas Equações (19) e (20), ou seja:

$$f_{yd} = \frac{50}{1,15} = 43,48 \text{ kN / cm}^2$$

$$A_{xx} = \frac{2572,38 \times (150 - 80)}{8 \times 24,46 \times 43,48} ;$$

$$A_{xx} = 21,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{yy} = \frac{2572,38 \times (70 - 35)}{8 \times 24,46 \times 43,48}$$

$$A_{yy} = 10,58 \text{ cm}^2$$

Tabela 8 - Quantitativos da Fundação Superficial sobre Solo Cimento

	Armadura X (cm ²)	Armadura Y (cm ²)	Tensão Adimensional (MPa)	Comprimento da Sapata (cm)	Largura da Sapata (cm)	NSPT
Fundação sobre Solo Cimento	21,17	10,58	2,2	150	70	36

3.3.3 Composição de Custo para solo residual

No presente trabalho foram utilizadas tabelas de composições de custos unitários obtidos com base nas composições da TCPO 10 (1996). As composições utilizadas foram: custo unitário de fundação superficial em solo natural e em solo reforçado com cimento, respectivamente apresentadas nas tabelas na parte de infraestrutura, no livro da TCPO 10 (1996).

A partir dos valores do dimensionamento contidos no item 3.3.1, contabilizou-se os quantitativos dos materiais para execução de uma fundação rasa assente em solo natural:

Para o cálculo da quantidade de concreto utilizou-se as dimensões da sapata: 150 cm x 70 cm, com $h = 35\text{cm}$ e $h_0 = 20\text{ cm}$;

O volume de concreto, V_c , é dado por:

$$V_c = (150 \times 70 \times 20) + \left[\left(\frac{17,5 \times 15}{2} \right) \times 70 \times 2 \right] + \left[\left(\frac{30 \times 15}{2} \right) \times 150 \times 2 \right]$$

$$V_c = 295.875\text{cm}^3$$

$$V_c = 0,295875\text{m}^3$$

Para o cálculo da quantidade de aço utilizou-se as áreas de aço encontradas no dimensionamento da sapata, A_{sx} e A_{sy} , que são, respectivamente, 21,17 cm² e 10,58 cm², e dividiu-se pela área da bitola de 12,5 mm, que é 1,23 cm², para encontrar a quantidade de barras necessárias.

$$\text{Quantidade de barras de aço}_{A_{sx}} = \frac{21,17}{1,23} = 18 \text{ barras de } 12,5\text{mm}$$

$$\text{Quantidade de barras de aço}_{A_{sy}} = \frac{10,58}{1,23} = 9 \text{ barras de } 12,5\text{mm}$$

E considerou-se uma folga de 10 cm de comprimento para cada lado, para favorecer a fixação do concreto com a sapata:

$$170 \text{ cm (comprimento da sapata + 10cm de folga de cada lado)} \times 15 \text{ barras} = 2550 \text{ cm}$$

$$90 \text{ cm (comprimento da sapata + 10cm de folga de cada lado)} \times 9 \text{ barras} = 810 \text{ cm}$$

De acordo com a TCPO 10 (1996), considera-se para o diâmetro de 12,5 mm, um peso aproximado de 0,988 Kg/m, portanto:

$$25,5m \times 0,988 = 25,194Kg$$

$$8,1m \times 0,988 = 8,00Kg$$

De acordo com a TCPO 14 (2012), considera-se um consumo de fôrmas relacionando que para cada m³ de concreto há um consumo de 12 m² de fôrmas, portanto:

$$0,295875m^3 \times 12 = 3,55m^2$$

Assim encontrou-se para a sapata assente sobre solo natural, 0,295875 m³ de concreto, 33,194 Kg de aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro e 3,55 m² de fôrmas.

Por fim com as Tabelas 7 à 9, de custos unitários, foi possível calcular o custo de uma sapata assente sobre solo natural:

$$0,295875m^3 \times 283,56R\$ / m^3 = R\$83,90$$

$$3,55m^2 \times 48,60R\$ / m^2 = R\$172,53$$

$$33,194Kg \times 7,62R\$ / Kg = R\$252,94$$

Assim o custo final de uma sapata assente sobre solo natural é de R\$509,37.

Tabela 9 - Tabela de Custos Unitários para concreto pré-misturado de F_{ck} 30 MPa.

C0851 – CONCRETO PRE-MISTURADO FCK 30MPa

Preço Adotado: 283,5600

Unid: M3

Código	Descrição	Unidade	Coefficiente	Preço	Total
MATERIAIS					
I0829	CONCRETO USINADO FCK = 30MPA	M3	1,0200	278,0000	283,5600
TOTAL MATERIAIS					283,5600
Total Simples					283,56

Encargos	0,00
BDI	0,00
TOTAL GERAL	283,56

Tabela 10 - Tabela de Custos Unitários para Fôrmas de madeira.

C1400 – FORMA DE TÁBUAS DE 1” DE 3ª. P/FUNDAÇÕES ÚTIL. 5 X

Preço Adotado: 48,6000

Unid:

M2

Código	Descrição	Unidade	Coeficiente	Preço	Total
MÃO DE OBRA					
I0041	AJUDANTE DE CARPINTEIRO	H	1,3000	5,6000	7,2800
I0498	CARPINTEIRO	H	1,3000	7,200	9,3600
TOTAL MÃO DE OBRA					16,6400
MATERIAIS					
I1916	TABUA DE 1” DE 3ª. – L=30CM	M	1,000	6,1800	6,1800
I0965	DESMOLDANTE PARA FORMAS	L	0,4000	6,6000	2,6400
I1728	PREGO 18,27 (2 ½ X 10)	KG	0,1500	9,4000	1,4100
I1846	SARRAFO DE 1”X4”	M	0,5000	4,7400	2,3700
Total Materiais					12,6000
Total simples					29,24
Encargos					19,36
BDI					0,00
Total Geral					48,60

Tabela 11 - Tabela de Custos Unitários para Armadura de aço CA-50.

C0215 – ARMADURA CA-50ª GROSSA D- 12.5 A 25,0MM

Preço Adotado: 7,6200

Unid:

KG

Código	Descrição	Unidade	Coeficiente	Preço	Total
MATERIAIS					

I0103	ARAME RECOZIDO N.18 BWG	KG	0,0300	9,9700	0,2991
I0163	AÇO CA-50	KG	1,1500	3,9600	4,5540
TOTAL MATERIAIS					4,8531
MÃO DE OBRA					
I0040	AJUDANDE DE ARMADOR/FERREIRO	H	0,1000	5,600	0,5600
I0121	ARMADOR/FERREIRO	H	0,1000	7,2000	7,2000
TOTAL MÃO DE OBRA					1,2800
Total simples					6,13
Encargos					1,49
BDI					0,00
Total Geral					7,62

3.3.4 Composição de Custo para solo estratificado (Solo cimentado)

A partir dos valores do dimensionamento contidos no item 3.3.2, contabilizou-se os quantitativos dos materiais para execução de uma fundação rasa assente em solo natural:

Para o cálculo da quantidade de concreto utilizou-se as dimensões da sapata: 150 cm x 70 cm, com $h = 35\text{cm}$ e $h_0 = 20\text{ cm}$;

O volume de concreto, V_c , é dado por:

$$V_c = (150 \times 70 \times 20) + \left[\left(\frac{17,5 \times 15}{2} \right) \times 70 \times 2 \right] + \left[\left(\frac{30 \times 15}{2} \right) \times 150 \times 2 \right]$$

$$V_c = 295.875\text{cm}^3$$

$$V_c = 0,295875\text{m}^3$$

Para o cálculo da quantidade de aço utilizou-se as áreas de aço encontradas no dimensionamento da sapata, A_{sx} e A_{sy} , que são, respectivamente, 21,17 cm² e 10,58 cm², e dividiu-se pela área da bitola de 12,5 mm, que é 1,23 cm², para encontrar a quantidade de barras necessárias.

$$\text{Quantidade de barras de aço}_{A_{SX}} = \frac{21,17}{1,23} = 18 \text{ barras de } 12,5\text{mm}$$

$$\text{Quantidade de barras de aço}_{A_{SY}} = \frac{10,58}{1,23} = 9 \text{ barras de } 12,5\text{mm}$$

E considerou-se uma folga de 10 cm de comprimento para cada lado, para favorecer a fixação do concreto com a sapata:

$$170 \text{ cm (comprimento da sapata + 10cm de folga de cada lado)} \times 15 \text{ barras} = 2550 \text{ cm}$$

$$90 \text{ cm (comprimento da sapata + 10cm de folga de cada lado)} \times 9 \text{ barras} = 810 \text{ cm}$$

De acordo com a TCPO 10 (1996), considera-se para o diâmetro de 12,5 mm, um peso aproximado de 0,988 Kg/m, portanto:

$$25,5\text{m} \times 0,988 = 25,194\text{Kg}$$

$$8,1\text{m} \times 0,988 = 8,00\text{Kg}$$

De acordo com a TCPO 10 (1996), considera-se um consumo de fôrmas relacionando que para cada m³ de concreto há um consumo de 12 m² de fôrmas, portanto:

$$0,295875\text{m}^3 \times 12 = 3,55\text{m}^2$$

Assim encontrou-se para a sapata assente sobre solo natural, 0,295875 m³ de concreto, 33,194 Kg de aço CA-50 de 12,5 mm de diâmetro e 3,55 m² de fôrmas.

Segundo a TCPO 10 (1996) para o volume solo cimento que será posto como base para fundação, de dimensões 150 cm x 70 cm, aumenta para cada um dos lados 50 cm, visando facilitar a execução da fundação:

$$2,50\text{m} \times 1,70\text{m} = 4,25\text{m}^2$$

$$4,25\text{m}^2 \times 0,3\text{m} = 1,3\text{m}^3$$

Por fim com as Tabelas 10 à 13, de custos unitários, foi possível calcular o custo de uma sapata assente sobre solo natural:

$$0,295875m^3 \times 283,56R\$ / m^3 = R\$83,90$$

$$3,55m^2 \times 48,60R\$ / m^2 = R\$172,53$$

$$33,194Kg \times 7,62R\$ / Kg = R\$252,94$$

$$1,3m^3 \times 166,89R\$ / m^3 = R\$216,96$$

Assim o custo final de uma sapata assente sobre solo cimentado é de R\$726,33.

Tabela 12 - Tabela de Custos Unitários para concreto pré-misturado de Fck 30 MPa.

C0851 – CONCRETO PRE-MISTURADO FCK 30MPa					
Preço Adotado: 283,5600					Unid: M3
Código	Descrição	Unidade	Coeficiente	Preço	Total
MATERIAIS					
I0829	CONCRETO USINADO FCK = 30MPA	M3	1,0200	278,0000	283,5600
TOTAL MATERIAIS					283,5600
Total Simples					283,56
Encargos					0,00
BDI					0,00
TOTAL GERAL					283,56

Tabela 13 - Tabela de Custos Unitários para Fôrmas de madeira.

C1400 – FORMA DE TÁBUAS DE 1” DE 3ª. P/FUNDAÇÕES ÚTIL. 5 X					
Preço Adotado: 48,6000					Unid: M2
Código	Descrição	Unidad e	Coeficient e	Preço	Total
MÃO DE OBRA					
I0041	AJUDANTE DE CARPINTEIRO	H	1,3000	5,6000	7,2800
I0498	CARPINTEIRO	H	1,3000	7,200	9,3600
TOTAL MÃO DE OBRA					16,6400

MATERIAIS					
I1916	TABUA DE 1" DE 3ª. – L=30CM	M	1,000	6,1800	6,1800
I0965	DESMOLDANTE PARA FORMAS	L	0,4000	6,6000	2,6400
I1728	PREGO 18,27 (2 ½ X 10)	KG	0,1500	9,4000	1,4100
I1846	SARRAFO DE 1"X4"	M	0,5000	4,7400	2,3700
				Total Materiais	12,6000
				Total simples	29,24
				Encargos	19,36
				BDI	0,00
				Total Geral	48,60

Tabela 14 - Tabela de Custos Unitários para Armadura de aço CA-50.

C0215 – ARMADURA CA-50ª GROSSA D- 12.5 A 25,0MM

Preço Adotado: 7,6200

Unid:
KG

Código	Descrição	Unidad e	Coeficient e	Preço	Total
MATERIAIS					
I0103	ARAME RECOZIDO N.18 BWG	KG	0,0300	9,9700	0,2991
I0163	AÇO CA-50	KG	1,1500	3,9600	4,5540
				TOTAL MATERIAIS	4,8531
MÃO DE OBRA					
I0040	AJUDANDE DE ARMADOR/FERREIRO	H	0,1000	5,600	0,5600
I0121	ARMADOR/FERREIRO	H	0,1000	7,2000	7,2000
				TOTAL MÃO DE OBRA	1,2800
				Total simples	6,13
				Encargos	1,49
				BDI	0,00
				Total Geral	7,62

Tabela 15 - Tabela de Custos Unitários para Reaterro para fundações utilizando solo cimento

Aterro para fundações utilizando solo cimento no traço 1:20, abrangendo espalhamento, homogeneização, umedecimento e compactação manual com soquete de 30 kg em camadas sucessivas de 20 cm de espessura, inclusive fornecimento do material proveniente de jazida a uma distância máxima de 10,0 km

Preço Adotado: 7,6200 Unid: m³

Código	Descrição	Unidade	Coeficiente	Preço	Total	
MATERIAIS						
020101U	CIMENTO PORTLAND COMPOSTO CP II-32 (SACO DE 50 KG)	UN	1,5600	18,00	28,08	
TOTAL MATERIAIS					28,08	
MÃO DE OBRA						
Código	Descrição	Quantidade	Salário Base	Encargos Sociais	Encargos Compl em.	Total
96121U	SERVENTE	9,0000	4,87	5,81	4,74	138,81
TOTAL MÃO DE OBRA					138,81	
Total simples					138,81	
BDI					0,00	
Total Geral					166,89	

3.3.5 Quadro resumo de quantitativos de execução

Tabela 16 - Quantitativos de materiais da fundação assente sob solo natural.

	QUANTIDADE	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO
Peso de aço	33,194 Kg	R\$ 7,62	R\$ 252,94
Volume de concreto	0,296 m ³	R\$ 283,56	R\$ 83,90
Área de Formas	3,55 m ²	R\$ 48,60	R\$ 172,53
		TOTAL	R\$ 509,37

Tabela 17 - Quantitativos de materiais da fundação assente sob solo cimento.

	QUANTIDADE	CUSTO UNITÁRIO	CUSTO
Peso de aço	33,194 Kg	R\$ 7,62	R\$ 252,94
Volume de concreto	0,296 m ³	R\$ 283,56	R\$ 83,90
Área de Formas	3,55 m ²	R\$ 48,60	R\$ 172,53
Volume de solo cimento	1,3 m ³	R\$ 166,89	R\$ 216,96
		TOTAL	R\$ 726,33

4 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A análise efetuada nesta pesquisa com o estudo de caso analisado, permitiu concluir que a fundação superficial assente sobre o solo natural e dimensionada considerando o valor do SPT médio, resultou em uma fundação com 150 cm x 70 cm.

Como também foi observado no dimensionamento da fundação superficial assente sobre o solo estratificado (solo-cimento), utilizando o método de Meyerhof & Hanna (1978), que resultou em uma fundação de 150 cm x 70 cm.

Por fim compararam-se os custos de execução de ambas as fundações superficiais, tanto a assente em solo natural quanto a em solo-cimento, notou-se que a fundação assente em solo natural possui um custo de R\$ 509,37, já a fundação assente em solo estratificado possui um custo de R\$ 726,33. O maior custo deve-se a camada de solo cimento em si (materiais e execução). O que resultou em um aumento no custo de execução de 42,6 %.

As possíveis causas que explicam esse comportamento e esse elevado custo comparando uma a outra se devem pelo fato do solo possuir um valor de SPT médio elevado. E também pelo fato da camada aplicada de solo-cimento ser uma camada de pouca espessura o que resulta em um baixo aumento de resistência.

REFERÊNCIAS

ABIKO, A. K. **Estabilização de solos com cimentos pozolânicos de cinza da casca de arroz e de resíduos cerâmicos**. Tese de Doutorado. EPUSP. São Paulo, SP, Brasil. 1987.

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 – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2014.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio**. Rio de Janeiro, 2011.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8036: Programação de sondagens de simples reconhecimento dos solos para fundações de edifícios**. Rio de Janeiro, 1983.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 12253: Solo-cimento – Dosagem para emprego como camada de pavimento – Procedimento**. Rio de Janeiro, 2012.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 12254: Solo-cimento — Execução de base de solo-cimento — Procedimento**. Rio de Janeiro, 2013.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 12770: Solo coesivo — Determinação da resistência à compressão não confinada**. Rio de Janeiro, 1992.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR ISO 15957-1: Geossintéticos — Determinação das características de atrito – Parte 1: Ensaio de cisalhamento direto**. Rio de Janeiro, 2013.

CINTRA, J.C.A.; AOKI, N.; ALBIERO, J.H. **Fundações diretas**. São Paulo, Oficina de Textos. 2011.

CONSOLI, N. C., DALLA ROSA, F. FONINI, A. **Plate Load Tests on Cemented Soil Layers Overlaying Weaker Soil**. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering, New York: ASCE, v.135, n.12, p.1848-1856, 2009.

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.

CORDEIRO, F. R. F. S., **Orçamento e Controle de Custos na Construção Civil**. 2007. 65f. Monografia de Conclusão de Curso (Engenharia Civil) – Escola de Engenharia UFMG, Belo Horizonte, 2007.

CROFT, J. B. **The Influence of Soil Mineralogical Composition on Cement Stabilization Géotechnique**, London, v.17, p.119-135, 1967.

FOPPA, D. **Análise de Variáveis-Chave no Controle da Resistência Mecânica de Solos Artificialmente Cimentados**. 2005. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2005.

GODOY, N.S. **Fundações: Notas de Aula, Curso de Graduação**. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1972.

GODOY, N.S. **Estimativa da capacidade de carga de estacas a partir de resultados de penetrômetro estático**. Palestra. São Carlos (SP): Escola de Engenharia de São Carlos – USP, 1983.

HILF, J. W. **Compacted fill**. In: Winterkorn, Hans F., Fang, Hsai-Yang (Eds) **Foundation Engineering Handbook**. New York: Van Nostrand Reinhold, p.244-311, 1975.

INGLES, O. G. and METCALF, J. B. (1972) **“Soil stabilization: principles and practice”**, Melbourne: Butterwoths Pty, 372p.

LAMBE, T. W., WHITMAN, R.V. **Soil Mechanics**. New York: John Wiley & Sons Inc., 553p , 1979.

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.

NEVILLE, A. M. **Propriedades do Concreto**. 2.ed. São Paulo: PINI, 1997. 828p.

PINTO, C. S. **Evolução das pesquisas de laboratório sobre solo-cimento**. ABCP - Associação Brasileira de Cimento Portland.1980.

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

PITTA, M. R. **Dimensionamento de Pavimentos com Camadas Estabilizadas com Cimento**. São Paulo, ABCP, 1985.

PRIETRO, P. D. M. **Resistência e Dilatância de Solos Cimentados: uma Abordagem Teórico-Experimental**. 230f. Tese (Programa de Pós-Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2004.

SALES, L. F. P. **Estudo do Comportamento de Fundações Superficiais Assentes em Solos Tratados**. 146f. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 1998.

SEINFRA. **Tabela de Custos – Versão 024**. Disponível em <<http://sites.seinfra.ce.gov.br/siproce/onerada/html/tabela-seinfra.html>>. Acesso em 15/07/2018.

SENA,L. **Estudo de Caso Sobre Projeto de Fundações por Sapatas e por Estacas**. 141f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2016.

TCPO 14 **Tabela de Composições de Preços para Orçamentos**. 14^aed. 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.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

THOMÉ, A., DONATO, M., PRIETTO, P.D.M., CONSOLI, N. C. **Análise e Proposta de Método de Dimensionamento de Fundações Superficiais Apoiados em Sistema de Dupla Camada, Solos e Rocha**. Revista Latino-Americana de Geotecnia, São Paulo: ABMS. v.2, n.26, p.141-163, 2003.

ANEXO A -

SONDAGEM À PERCUSSÃO											
CLIENTE						SONDADOR		DESENHO			
SUPLAN - Escola Técnica Estadual da Paraíba						Cleonilson		Pedro			
LOCALIZAÇÃO DO FURO						CONSULTORIA DE ENGENHARIA LTDA					
Campina Grande / PB						DATA		REFERÊNCIA			
AMOSTRADOR (diâm.)		REVEST. (diâm. nom.)	MARTELO		COTA DO FURO:	REF. DE NÍVEL (RN): 0,00 m (Pé do poste)		DATA			
Externo	50,8 mm		Peso	Alt. de queda		INÍCIO		TÉRMINO			
Interno	34,9 mm	67 mm	65 kg	75 cm	(+) 0,40m	12/04/2016		12/04/2016			
Posição do Revest.		Profund. (m)	Número de Golpes/ Penetração (15 cm)	Nspt	GRÁFICO DE PENETRAÇÃO - PROFUNDIDADE ESCALA: 1/100				Nível d'água (NA)	Profund. das camadas (m)	CLASSIFICAÇÃO DO MATERIAL AMOSTRADO
	0,45	5 15	9 15	27 15	36					0,00	Silte areno-argiloso e/ mica compacto cor variegada
	1									0,62	Rocha Granítica
	2										
	3										
	4										
	5										
	6										
	7										
	8										
	9										
	10										
	11										
	12										
	13										
	14										
	15										
	16										
	17										
	18										
	19										
	20										
OBSERVAÇÕES:											

