



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

AUTORA: JUCIMARA CARDOSO DA SILVA

**DOSAGEM DE SOLO-CIMENTO PARA REFORÇO DE BASE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS**

Campina Grande -PB

2019

JUCIMARA CARDOSO DA SILVA

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

Campina Grande -PB

2019

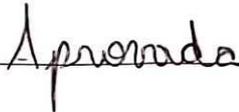
FOLHA DE APROVAÇÃO

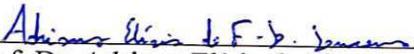
JUCIMARA CARDOSO DA SILVA

**DOSAGEM DE SOLO-CIMENTO PARA REFORÇO DE BASE DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS**

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado e aprovado em 04/07/2019 perante
a seguinte Comissão Julgadora:


Prof. Dr^a. Carina Silvani
Doutora em Engenharia
Universidade Federal do Rio Grande do Sul
Orientadora




Prof. Dr. Adriano Elísio de Figueiredo Lopes
Lucena
Doutor em Engenharia
Universidade Federal de Campina Grande
Membro Interno




Alexandre de Souza Júnior
Mestrando em Engenharia Civil e Ambiental
Universidade Federal de Campina Grande
Examinador Externo



Campina Grande –PB

2019

DEDICATÓRIA

Aos meus pais Lucirleide Cardoso da Silva e Julio Dias da Silva por todo amor, educação, ensinamentos, cuidados e confiança. E, principalmente por terem todos os dias apostado neste meu sonho de ser engenheira civil, mesmo diante de todas as adversidades sempre sonharam e batalharam junto comigo para que este dia chegasse.

A minha irmã Ilmara por todo companheirismo e confiança em mim depositado, por toda ajuda emocional e por cuidar de tudo e de todos na minha ausência, sempre pensado em meu bem-estar. Obrigada pelo o maior presente que me destes, nosso anjinho Paulo Henrique que sempre me trouxe alegria, mesmo quando o momento era de dor e sofrimento.

Aos meus irmãos Junielton, Ronielson e Renilson por indiretamente terem iniciado a minha busca por grandes objetivos e metas em ascender socialmente, pois foi exatamente, em 2007, quando tive que abrir mão do finalzinho da minha infância para cuidar e proteger eles que passei a sonhar e buscar dias melhores para toda a nossa família. E por ao longo dessa jornada sempre estarem presentes, sonhando e perseverando junto comigo.

Ao meu noivo Nigério dos Santos Sousa, que esteve comigo do início ao fim nessa caminhada, sempre me dando força para continuar, por estar sempre segurando a minha mão nos momentos de dor e sofrimento e festejando todas as alegrias e conquistas ao longo dessa trajetória. E por ser sempre um grande exemplo de força e determinação para mim.

A memória da minha avó Maria Alves por ter me incentivado quando aqui estava em fazer faculdade e por mostrar muita garra e determinação e por ter sido um grande exemplo de vida.

Aos meus queridos amigos por todo afeto, companheirismo, paciência ao me ouvir e toda ajuda que me deram, em especial Rayanne, Bartor e Geraldo. E sobretudo, as minhas amigas Anny, Mariana e Raissa, pois foram essas minhas verdadeiras e sinceras amigadas da graduação e principalmente por compartilharem comigo dias, noites, feriados e finais de semanas estudando, lutando e partilhando fracassos momentâneos, risos, choros e grandes alegrias alcançadas e vivenciadas ao longo da minha graduação.

A todos dedico meu diploma de Bacharel em Engenharia Civil!

AGRADECIMENTOS

Primeiramente agradeço a Deus, por cada passo, vitória e aprendizado nesse caminho trilhado. À minha família, pelo amor incondicional, incentivo e apoio. A minha coordenadora do ensino médio, Das Neves por todo apoio, incentivo e ajuda psicológica. À Universidade Federal de Campina Grande, em especial ao Departamento de Engenharia Civil, pelo acolhimento e oportunidade. A Professora Carina Silvani pelos ensinamentos, confiança, paciência e disponibilidade para realização desse trabalho de conclusão de curso. A ATECEL pelo fornecimento de parte do material necessário a realização dessa pesquisa. Ao Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) pelo espaço cedido para realização dos ensaios laboratoriais. Agradeço a minha banca examinadora pelo singelo tempo dedicado ao meu trabalho e por torna possível a conclusão deste. E, finalmente a todos que, direta ou indiretamente, contribuíram para a realização desse sonho.

RESUMO

A estabilização com solo-cimento é uma das possibilidades para construção de edificações em regiões de solo com baixa capacidade de suporte. A mistura do solo local com cimento, devidamente dosada e compactada, adquire resistência e apresenta durabilidade compatível com os critérios necessários para as construções. Neste trabalho, foi estudada a estabilização química de uma areia argilosa com o uso de cimento Portland de alta resistência inicial (CP V- ARI) aplicado como reforço de base de fundações superficiais do tipo sapata isolada através da metodologia de dosagem η/Civ . O estudo realizou o dimensionamento das fundações superficiais a partir do perfil geotécnico do solo, assim como ao cálculo da capacidade de carga do solo melhorado, por meio de métodos de cálculos obtidos na literatura e das curvas de dosagem η/Civ traçadas a partir dos resultados do ensaio de resistência a compressão simples realizados para o solo com 4%, 6% e 8% de cimento e peso específico de 14, 15 e 16kN/m³, e por fim, na definição do orçamento das sapatas assentadas em solo natural e melhorado. As sapatas foram dimensionadas para suportar uma carga de 187,3 toneladas centrada em um pilar de dimensão 80 x 35 cm, oriundos de dados da construção da escola técnica de Campina Grande-PB, onde foi adotado esse tipo de solução. Ambas as sapatas foram dimensionadas para assentamento a 2,00 m de profundidade. A sapata em solo natural exige dimensões de 190x80 cm para conseguir suportar a carga do pilar, enquanto a sapata em solo cimento necessita de dimensões abaixo do recomendado pela ABNT NBR 6122:2010, sendo adotado para este caso uma sapata de 140x60 cm, gerando uma redução de custos de 44%. Este resultado deve-se as menores dimensões necessárias para a sapata assentada em solo-cimento e consequente redução dos quantitativos de materiais.

Palavras-chave: Estabilização química; solo-cimento; metodologia de dosagem η/Civ ; fundação superficial; orçamento de uma sapata isolada.

ABSTRAT

Stabilization with soil-cement is one of the possibilities for construction of buildings in regions of soil with low support capacity. The mixture of the local soil with cement, properly dosed and compacted, acquired resistance and presents durability compatible with the necessary criteria for the constructions. In this work, the chemical stabilization of a clayey sand with the use of Portland cement of high initial resistance (CP V - ARI) was studied as a base reinforcement of shallow foundations isolated by the methodology of η/Civ . The study focused on the design of the shallow foundations from the geotechnical profile of the soil, as well as on the calculation of the natural and improved soil loading capacity, through calculation methods obtained in the literature and the η/Civ dosage curves from the results of the unconfined compression test for soil with 4%, 6% and 8% of cement and dry density of 14, 15 and 16 kN / m³, and finally, in the definition of the budget of the shallow foundation seated in natural soil and improved soil. The shallow foundation was designed to withstand a load of 187.3 tons centered on a pillar of dimension 80 x 35 cm, coming from data of the construction of the technical school of Campina Grande-PB, where this type of solution was adopted. Both shallow foundations were dimensioned for settlement at 2.00 m depth. The shallow foundation over natural soil requires dimensions of 190x80 cm to be able to support the load of the abutment, while the shallow foundation over cemented soil needs dimensions below recommended by ABNT NBR 6122: 2010, being adopted for this case a shallow foundation of 140x60 cm, generating a cost reduction of 44%. This result is due to the smaller dimensions required for the shallow foundation seated in soil-cement and consequent reduction of the quantitative of materials

Keys Words: Chemical stabilization; soil-cement; methodology of dosage η/Civ ; shallow foundation; shallow foundation budget.

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Peso específico de solos argilosos.....	18
Tabela 2: Peso específico de solos arenosos.....	19
Tabela 3: Fatores de capacidade de carga.....	22
Tabela 4: Fatores de forma.....	23
Tabela 5: Tabela de comprimento de ancoragem lb.	27
Tabela 6: Informações do solo analisado.....	31
Tabela 7: Variáveis Investigadas no Programa Experimental.....	39
Tabela 8: Variáveis Fixadas no Programa Experimental.....	39
Tabela 9: Variáveis de Ruído no Programa Experimental	40
Tabela 10: Parâmetros adotados para as sapatas de fundação superficial.....	41
Tabela 11: Estrutura Analítica de Projeto (EAP) para a sapata	42
Tabela 12: Resultados do ensaio de massa específica dos grãos	45
Tabela 13: Ficha dos resultados dos corpos de provas submetidos ao ensaio de RCS	46
Tabela 14: Pré-dimensionamento da sapata corrida.....	51
Tabela 15: Fatores de fôrma e da capacidade de carga da sapata.....	52
Tabela 16: Tensão admissível	52
Tabela 17: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata	52
Tabela 18: Tensões estruturais do concreto armado para sapata	53
Tabela 19: Profundidade das bielas de compressão e o braço de alavanca da sapata	53
Tabela 20: Quantitativos da Fundação Superficial sobre Solo Natural	53
Tabela 21: Tensão admissível para o solo cimento.....	54
Tabela 22: Definição da capacidade de carga da fundação assente sobre solo-cimento...	54
Tabela 23: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata	55
Tabela 24: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata.	55
Tabela 25: Profundidade das bielas de compressão e o braço de alavanca da sapata	56
Tabela 26: Quantitativo geral da fundação superficial sobre solo cimento	56
Tabela 27: Orçamento da sapata assentada em solo natural	56
Tabela 28: Orçamento da sapata assentada em solo estabilizado com 6% de cimento e $\gamma_d = 16\text{kN/m}^3$	57
Tabela 29: Orçamento da sapata assentada em solo estabilizado com 8% de cimento e $\gamma_d = 14\text{kN/m}^3$	58

LISTA DE FIGURAS

Figura 1:Curva de dosagem para solo-cimento.....	16
Figura 2:Modos de ruptura para solos com base em coesão e ângulo de atrito.	21
Figura 3:Superfície de ruptura do solo abaixo da sapata devido a um carregamento inclinado.....	23
Figura 4:Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por puncionamento. ..	25
Figura 5:Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.....	25
Figura 6:Coeficiente de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.....	26
Figura 7:Seção a uma distância x do topo da sapata.	28
Figura 8:Indicação da localização da coleta do solo.....	32
Figura 9:Solo utilizado na pesquisa.	33
Figura 10:Corpo de prova	37
Figura 11:Prensa para compactação a esquerda e molde dos corpos de prova a direita	38
Figura 12:Resistência versus porosidade do solo estabilizado com cimento.....	47
Figura 13:Resistência a compressão versus teor de cimento no solo-cimento em 7 dias .	48
Figura 14:Resistência pelo parâmetro η /C_{iv} do solo estabilizado com cimento por teor de cimento adicionado.	49
Figura 15:Resistência pelo parâmetro η /C_{iv} do solo estabilizado com cimento.....	50

SUMÁRIO

1. INTRODUÇÃO.....	12
1.1 OBJETIVOS	13
1.1.1 Objetivo geral	13
1.1.2 Objetivos específicos	13
2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	14
2.1. Estabilização Química de Solos.....	14
2.2. Melhoramento do solo com cimento	14
2.3. Métodos de dosagem com cimento	14
2.3.2 Método da NBR sobre solo-cimento	15
2.3.3 Metodologia $(\eta / (C_{iv})^k)$	15
2.4. Dimensionamento de Fundações	17
2.4.1. Sondagem de Simples reconhecimento SPT	17
2.4.2. Correlações N_{SPT}	17
2.5. Parâmetros de dimensionamento de fundação	19
2.5.1. Capacidade de Carga	20
2.5.2. Modos de Ruptura	20
2.5.3. Teoria da Capacidade de Carga de Terzaghi	21
2.5.4. Capacidade de Carga de Fundações Superficiais.....	23
2.6. Dimensionamento estrutural de fundação superficial por sapatas.....	26
2.7. Composição Orçamentária.....	29
2.8. Tabelas de Composições de Custos.....	30
3. MATERIAIS E MÉTODOS.....	31
3.1 Materiais.....	31
3.1.1. Solo.....	31
3.1.2. Cimento	33
3.1.3. Água	34
3.2. Métodos.....	34
3.2.1. Ensaio de caracterização do Solo.....	34
3.2.2. Ensaio de massa específica dos grãos.....	35

3.2.3.	Cálculo das quantidades utilizadas na moldagem dos corpos de prova	35
3.2.4.	Moldagem dos corpos de prova.....	36
3.2.5.	Cura dos corpos de prova	38
3.3.	Programa Experimental referente a resistência a compressão simples	39
3.3.1.	Definição das Variáveis.....	39
3.3.2.	Definição da Curva de Dosagem.....	40
3.4.	Dimensionamento das sapatas	45
3.4.1.	Sapata assentada em solo natural.....	45
3.4.2.	Sapata assentada em solo cimento.....	45
3.5.	Definição das Fichas de composição unitária.....	46
3.6.	Orçamento	47
4.	RESULTADOS E DISCURSSÕES	45
4.1.	Ensaio de Massa específica dos grãos	45
4.2.	Ensaio de Compressão simples.....	48
4.3.	Influência do da porosidade na resistência a compressão simples	46
4.4.	Influência do teor de cimento na resistência a compressão simples.....	47
4.5.	Traçado da curva de dosagem baseado na razão η/C_{iv} ,	48
4.6.	Dimensionamento das sapatas de fundação.....	50
4.6.1.	Sapata assentada sobre solo natural.....	51
4.6.2.	Sapata assentada sobre solo-cimento.....	54
4.7.	Orçamento	56
4.7.1.	Orçamento da sapata assentada sobre solo natural.....	56
4.7.2.	Orçamento da sapata assentada sobre solo-cimento.....	57
5.	CONCLUSÕES	59
6.	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	60
	ANEXOS.....	64

1. INTRODUÇÃO

O crescimento populacional, atrelado ao desenvolvimento socioeconômico, tem desencadeado um crescente aumento no número de construções de edificações, que por sua vez necessitam ser construídas sobre solos com capacidade de suporte adequada as suas solicitações de cargas. Entretanto, as regiões que possuem capacidade de carga adequada as construções, na maioria dos casos, já estão ocupadas especialmente nos grandes centros urbanos.

Fundações superficiais são preferidas na construção de edificações devido a sua facilidade de execução e por dispensar o uso de equipamentos especiais e a comprovação da qualificação técnica do executor. Com isso, em terrenos de baixa capacidade de suporte visando evitar gastos para execução de uma fundação profunda tem-se como opção melhorar o comportamento estrutural do solo através da estabilização química ou da substituição parcial do solo.

A substituição de solos não adequados as construções é uma técnica que vem perdendo espaço, devido à dificuldade de encontrar áreas para empréstimo de material com condições adequadas e a baixa disponibilidade de locais para a disposição do material retirado, consequência da falta de espaço físico, bem como da degradação ambiental gerada por este processo.

Diante deste fato, as técnicas de estabilização tornam-se a melhor alternativa para a solução da baixa capacidade de suporte do solo. Técnicas de estabilização de solos são utilizadas pelo homem desde o império romano. O uso de cimento como agente estabilizante do solo apresenta diversas vantagens para a construção, dentre elas pode-se citar uma redução de custos com transporte do solo escavado. Parte do material de escavação pode ser aproveitado no próprio serviço de melhoramento do solo. Porém a escolha dos parâmetros que influenciam no comportamento do solo estabilizado, como teor de agente estabilizante e peso específico, tradicionalmente, baseiam-se em metodologias não racionais e na experiência do projetista e executor. Limitando, assim a efetividade e repetitividade destas técnicas.

Este cenário vem alterando-se com o desenvolvimento da metodologia de dosagem de solo estabilizado com agente cimentante baseada na relação porosidade/teor volumétrico de cimento (η/B_{iv}) (FOPPA, 2005; DALLA ROSA, 2009; LOPES JUNIOR, 2011; CONSOLI *et al.*, 2014 (a e b)). Esta metodologia de dosagem embasa-se na afirmação que a resistência do solo estabilizado cimento é proporcional a taxa de preenchimento de seus vazios por material cimentante. Esta sistemática permite o estudo da adição de diferentes tipos e teores de agente

cimentante, bem como de diferentes pesos específicos do solo compactado, na busca da adequação do solo ao uso.

Logo, a presente pesquisa visa utilizar a metodologia baseada no coeficiente η/C_{iv} como ferramenta para otimização dos custos de uma fundação superficial do tipo sapata isolada assentada em uma camada de solo estabilizado com agente cimentante, visando a diminuição do custo das obras.

1.1 OBJETIVOS

1.1.1 Objetivo geral

Estudar a viabilidade técnica e econômica da utilização de uma camada de solo estabilizado com cimento na base de fundações superficiais.

1.1.2 Objetivos específicos

- Realizar ensaios laboratoriais para caracterização do solo coletado no sítio Jacaraúna, município de Santa Rita da Paraíba;
- Obter a curva de dosagem de solo-cimento, com base no coeficiente porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}), para o solo estudado;
- Dimensionar e orçar uma sapata assente sobre o solo natural analisado, com base nos perfis de ensaio SPT;
- Dimensionar e orçar uma sapata de fundação assente sobre uma camada do solo melhorado;
- Avaliar a empregabilidade da metodologia para redução dos custos com fundações superficiais;

2. REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1. Estabilização Química de Solos

O processo de estabilização química consiste em adicionar ao solo materiais com características químicas específicas, como por exemplo, a cal e/ou o cimento, com a finalidade de conferir ao solo elevada resistência, especialmente a tração, e durabilidade, de modo a torná-lo ideal para ser usado nas diversas obras de engenharia civil. Dentre os aditivos mais utilizados em procedimentos de estabilização química de solos, está o cimento Portland. Este é capaz de diminuir plasticidade do material quando usado em baixa dosagem, E ainda, quando aplicado em dosagens maiores, elevar a resistência do material.

A estabilização do solo com cimento pode ser empregada em materiais de granulometria distintas, vale ressaltar que, os solos de características granulométricas mais fina necessitam de uma maior quantidade de cimento dos que apresentam granulometria maior, para que consiga se atingir a resistência adequada.

2.2. Melhoramento do solo 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 processo de endurecimento das partículas de cimento proporcionado pela sua hidratação, aliado aos produtos resultantes das reações pozolânicas ocorridas entre a cal, subproduto da hidratação de cimento, e as partículas do solo, faz com que a mistura de solo-cimento sofra aumento da resistência a tração e a compressão.

Qualquer solo pode ser tratado com cimento visto que esse estabilizante é independente dos minerais presentes no solo (ALMEIDA, 2016; GONÇALVES, 2016), entretanto recomenda-se o uso do cimento com solos granulares pois estes demandam menor teor de cimento que os solos finos, os quais ainda apresentam dificuldade para homogeneizar a mistura solo-cimento (ALMEIDA, 2016). Os solos orgânicos são uma exceção, não se adequando a estabilização com cimento, pois estes possuem grande capacidade de troca de cátions e promovem a retenção dos íons de cálcio dificultando a hidratação (GONÇALVES, 2016).

2.3. Métodos de dosagem com cimento

Os estabilizadores químicos quando adicionados promovem o preenchimento dos poros e asseguram a melhoria das propriedades físicas e mecânicas do solo. Por isso, ao sofrer o

processo de estabilização química a estrutura do solo muda, passando a apresentar-se com maior resistência, menor permeabilidade e compressibilidade do que o solo natural.

Os solos tratados com cimento adquirem resistência mecânica devido as reações de hidratação deste material. O processo de hidratação do cimento origina fortes ligações entre as partículas de solo dificultando o movimento entre as partículas. Desta forma o solo tratado adquire resistência ao cisalhamento e redução da plasticidade (ALMEIDA, 2016).

A escolha do tipo de cimento depende do solo a ser tratado e da resistência final desejada. Segundo Neville (1997), 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.

Em solos granulares, a adição de cimento cria ligações nos contatos intergranulares aumentando a resistência à coesão, já em solos finos, ocorre a flocculação em torno do grão de cimento, ligando o solo por cimentação (ARRIVABENI,2017).

2.3.2 Método da NBR sobre solo-cimento

No Brasil o processo de dosagem é estabelecido segundo a ABNT NBR 12253:2012, 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.

A ABNT NBR 12253:2012 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.

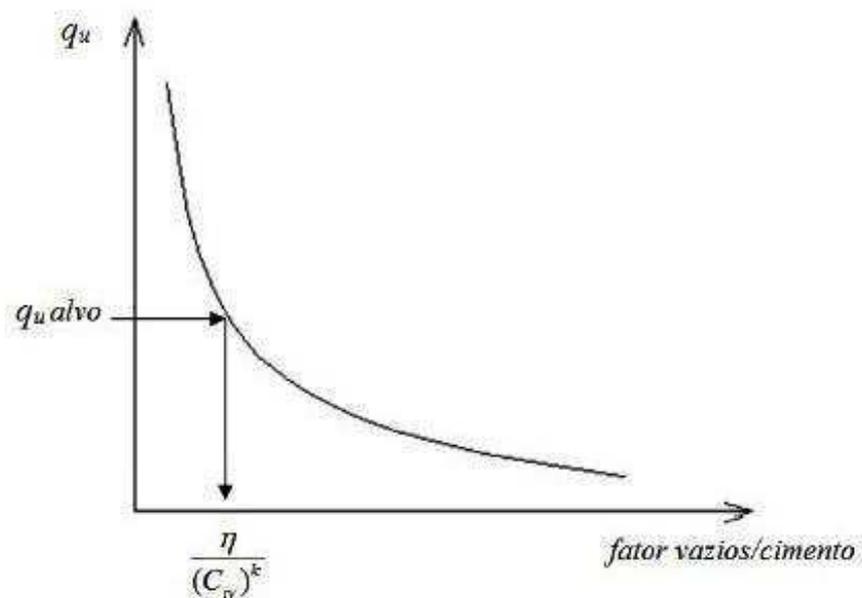
2.3.3 Metodologia Baseada na Razão entre a Porosidade/Teor de Agente Cimentante ($\eta / (C_{iv})^k$)

Consoli *et al.* (2017) encontrou que os parâmetros que controlam a resistência de um solo artificialmente cimentado são a porosidade e o teor volumétrico de cimento. Índice este, análogo a relação água/cimento no concreto. A partir desses parâmetros os pesquisadores

propuseram uma metodologia de dosagem racional do solo-cimento que permite a variação destes elementos na busca da combinação mais econômica.

O método consiste na obtenção de uma curva exponencial porosidade/teor volumétrico de cimento (η/C_{iv}) versus resistência à compressão simples. Após o estabelecimento desta verifica-se por meio do gráfico qual o fator ($\cdot / (C_{iv})^k$) que corresponde à resistência à compressão simples desejada. Este fator pode ser obtido através de várias combinações dos parâmetros estudados, logo é possível escolher a porosidade e a quantidade de cimento necessário para a obtenção da resistência requerida como ilustra a Figura 1. A variação da porosidade é função da variação peso específico seco da mistura e a variação do teor volumétrico de agente cimentante, este por sua vez é função da porcentagem de material cimentante por unidade de área.

Figura 1: Curva de dosagem para solo-cimento.



Fonte: Foppa (2005).

2.4. Dimensionamento de Fundações

2.4.1. Sondagem de Simples reconhecimento SPT

Para desenvolver qualquer projeto de engenharia faz-se necessário adquirir conhecimento geotécnico referente às características e propriedades dos solos sobre o qual a obra será desenvolvida. Na prática sabe-se que a estratificação dos depósitos de solo pode variar bastante dentro de pequenas distâncias. De tal forma, para suprir essa necessidade surgiram ensaios de campos para um reconhecimento do subsolo. Dentre os mais difundidos encontra-se a sondagem de simples reconhecimento (SPT) normatizado pela ABNT NBR 6484:2001. O Standard Penetration Test (SPT) é, reconhecidamente, a mais popular, rotineira e econômica ferramenta de investigação geotécnica em praticamente todo o mundo. Ele serve como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, e mesmo de rochas brandas. Métodos rotineiros de projeto de fundações diretas e profundas usam sistematicamente os resultados de SPT, especialmente no Brasil (SCHNAID e ODEBRECHT, 2012).

De acordo com Sayão *et al* (2012) a sondagem de simples reconhecimento possui duas fases intercaladas entre si, sendo essas: perfuração e amostragem. A perfuração é executada com um trado até alcançar o nível freático, e com um trépano e jato d'água no solo situado abaixo do nível freático. A amostragem é realizada a cada metro de profundidade, por processo de cravação dinâmica ou percussão, e está associada ao ensaio de penetração padronizado (SPT-“Standard Penetration Test”). Este ensaio permite uma estimativa da resistência do solo, através da dificuldade ou facilidade de cravação do amostrador ao longo da profundidade. Durante a execução de uma sondagem pretende-se conhecer o tipo de solo perfurado, a partir de amostras deformadas que devem ser retiradas a cada metro de profundidade, bem como a resistência do solo a penetração do amostrador padronizado e a cota na qual se encontra o nível de água.

2.4.2. Correlações N_{SPT}

Infelizmente, nem sempre é possível obter alguns parâmetros como coesão e ângulo de atrito referente ao solo estudado, devido à falta de tempo e recursos para elaboração de ensaios laboratoriais que forneçam esses dados. Por isso, quando não há a disponibilidade de valores, estima-se os parâmetros geotécnicos necessários através das seguintes correlações:

➤ Coesão não drenada

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

$$c = 10 \times N_{SPT} \quad \text{Eq.1}$$

➤ Ângulo de atrito

Para Godoy (1983):

$$\varphi = 28^\circ + 0,4 \times N_{SPT} \quad \text{Eq.2}$$

Para Teixeira (1996):

$$\varphi = \sqrt{20} \times N_{SPT} + 15^\circ \quad \text{Eq.3}$$

➤ 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 compacidade da areia. Os valores aproximados desses pesos específicos estão expressos nas Tabelas 1 e 2.

Tabela 1: 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 2: Peso específico de solos arenosos.

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

Fonte: Godoy (1983).

2.5. Parâmetros de dimensionamento de fundação

Fundação é o conjunto formado por um elemento estrutural e o solo responsável por absorver as solicitações advindas das construções. Esta é projetada levando em consideração a carga que recebe e as características geotécnicas dos solos que as suportarão (VARGAS, 2002). De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, existem dois tipos de fundações: profundas e superficiais. A primeira transmite as cargas ao terreno pela base, pela superfície lateral ou pela combinação das duas. Esse tipo de fundação tem cota de assentamento superior a duas vezes a sua menor dimensão e no mínimo de 3 metros. As fundações superficiais são aquelas que transmitem as cargas ao terreno apenas pelas tensões distribuídas sob a base do elemento, considerando apenas o apoio da peça sobre a camada do solo, sendo desprezada qualquer outra forma de transferência de cargas e estão assentes a uma profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, as fundações superficiais incluem as sapatas, blocos, radier, sapatas associadas, vigas de fundação e sapatas corridas. Os blocos caracterizam-se por suportar pequenas cargas pois seu dimensionamento não inclui armaduras, pressupondo que apenas o concreto será responsável por resistir aos esforços de tração. As sapatas são executadas em concreto armado e podem possuir espessura constante ou variável, sendo sua base em planta, normalmente, quadrada, retangular ou trapezoidal. A sapata associada é comum a vários pilares, cujos centros, em planta, não estejam situados no mesmo alinhamento. A sapata corrida fica sujeita a cargas distribuídas linearmente. O radier é um elemento de fundação responsável por abranger todos os pilares da obra, ou ainda carregamentos distribuídos.

2.5.1. Capacidade de Carga

A capacidade de carga é a carga máxima que a fundação consegue suportar sem que ocorra ruptura do solo.

Ao dimensionar fundações, é necessário que se calcule a tensão admissível do solo, razão entre a capacidade de carga do solo e um fator de segurança previamente determinado. É importante conhecer este valor, pois ele indica a tensão que quando aplicada a determinada camada de solo causa sua ruptura, pondo em risco a segurança e a estabilidade da estrutura suportada pela fundação. De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, a tensão admissível dos solos pode ser calculada por vários métodos, destacando-se as provas de carga sobre placas, os métodos teóricos de Terzaghi (1943), Meyerhof (1963), Vésic (1974), baseados na resistência ao cisalhamento, compressibilidade dos solos, coesão e ângulo de atrito.

Segundo Constâncio (2010), o solo deve ser capaz de suportar as cargas colocadas sobre ele, sem que haja ruptura e os recalques devem ser toleráveis para a estrutura. Deste modo, num projeto de fundações, é de extrema importância a correta quantificação dos esforços que o solo suporta e os recalques que ele apresentará. A ruptura dos solos, quando sujeitos a um carregamento vertical, ocorre por cisalhamento.

2.5.2. Modos de Ruptura

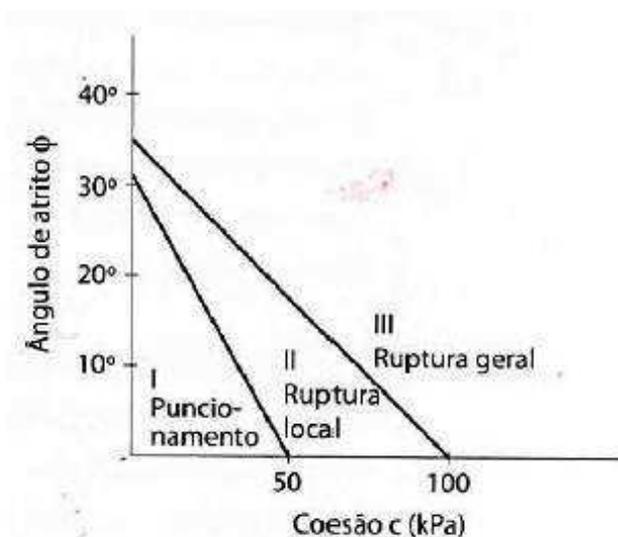
De acordo com Cintra *et al* (2011) a ruptura do solo pode resultar em excessivas distorções e conseqüente colapso estrutural do elemento de fundação. Existem três mecanismos de ruptura, sendo estes: ruptura generalizada ou geral, ruptura local ou localizada e ruptura por punção, a qual depende da compressibilidade do solo.

Ainda segundo esses autores, a ruptura generalizada é caracterizada por apresenta-se de maneira súbita e catastrófica, podendo ocasionar o tombamento do elemento de fundação e pela ocorrência de uma superfície de ruptura que vai de um bordo da fundação até a superfície do terreno provocando o levantamento do solo. Este mecanismo é comum em solos mais resistentes e menos deformáveis. Já a ruptura localizada ocorre nos solos de média capacidade e caracteriza-se por ser um modelo bem definido, no qual a pouco levantamento de solo, apenas junto a fundação, de modo que, as superfícies de deslizamento permanecem dentro do maciço e por isso, visualmente há uma forte tendência de empolamento do solo em torno da fundação. E por fim, a ruptura por punção comum em areias fofas e argilas moles, e caracterizada por ser um mecanismo de difícil observação, pois, a superfície de ruptura não é definida e não

há ocorrência do levantamento do solo e ainda, observou-se que este tipo de ruptura gera grandes deformações e que o cisalhamento vertical do solo que acontece em torno do perímetro da fundação para possibilitar a penetração desse elemento dentro do maciço.

Cintra *et al* (2011) propôs um diagrama que associa os indicadores de coesão e o ângulo de atrito, 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.



Fonte: Cintra *et al* (2011).

2.5.3. Teoria da Capacidade de Carga de Terzaghi

De acordo com Terzaghi (1943) *apud* Cintra *et al* (2011) a teoria de capacidade de um sistema sapata-solo considera três hipóteses básicas, que são:

- Sapata corrida de base rugosa,
- Ruptura do tipo generalizada
- E que o solo acima da base não possui resistência ao cisalhamento, sendo substituído por uma sobrecarga.

Segundo Terzaghi e Peck (1967) consideraram 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:

$$\sigma_r = c \times S_c \times N_c + q \times S_q \times N_q + \frac{1}{2} \times \gamma \times B \times S_\gamma \times N_\gamma \quad \text{Eq.4}$$

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 3, a seguir:

Tabela 3: 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 4, a seguir:

Tabela 4: Fatores de forma.

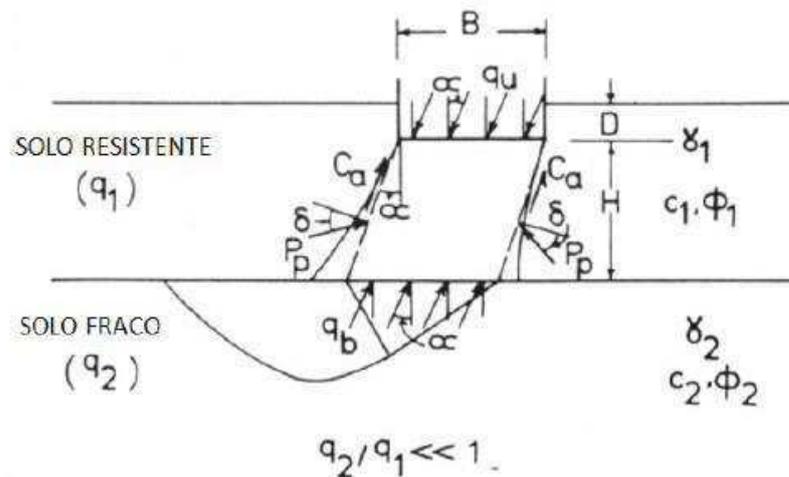
Sapata	S_c	S_q	S_γ
Corrida (lado B)	1,0	1,0	1,0
Retangular (B=L)	$1 + (B/L)(N_q / N_c)$	$1 + (B/L) \operatorname{tg} \phi$	$1 - 0,4(B/L)$
Circular ou Quadrada (B=diâmetro)	$1 + (N_q / N_c)$	$1 + \operatorname{tg} \phi$	0,60

Fonte: Terzaghi e Peck (1967).

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. 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 03.

Figura 3: 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 δ com a vertical, a componente vertical da capacidade de suporte última q_{uv} é dada por:

$$q_{uv} = q_u \times \cos \alpha \quad \text{Eq.5}$$

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:

$$q_{uv} = q_{bv} + 2(C_a + P_p \times \text{sen} \delta) \times \left(\frac{\cos \alpha}{B} \right) - \gamma_1 \times H \leq q_{iv} \quad \text{Eq.6}$$

Onde q_{bv} e q_{iv} 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.

$$C_a = c_a \times \frac{H}{\cos \alpha} \quad \text{Eq.7}$$

$$P_p = 0,5 \times \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times \frac{K_p}{\cos \delta} \quad \text{Eq.8}$$

Onde:

c_a : Adesão unitária

K_p : Coeficiente de empuxo passivo.

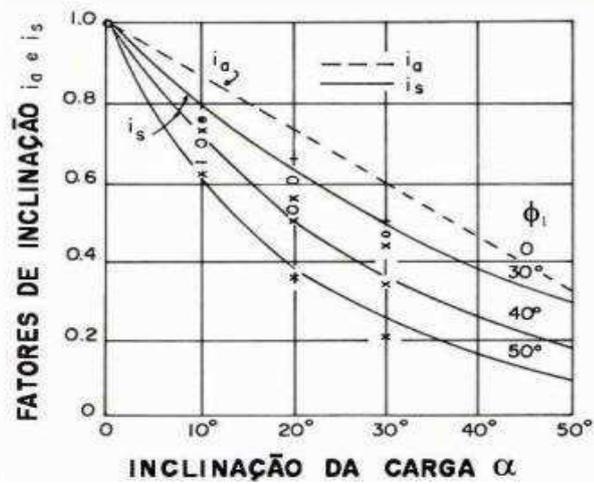
Os fatores de inclinação (i_a e i_s), a adesão c_a e o coeficiente de cisalhamento por puncionamento K_s são obtidos nos ábacos representados nas Figuras 4 a 6, respectivamente.

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

$$q_{uv} = q_{bv} + 2 \times c_a \times i_a \times \frac{H}{B} + \gamma_1 \times H^2 \times \left(1 + 2 \times D_f \times \frac{\cos \alpha}{H} \right) \times K_s \times i_s \times \frac{\tan \phi_1}{B} - \gamma_1 \times H \leq q_{iv} \quad \text{Eq.9}$$

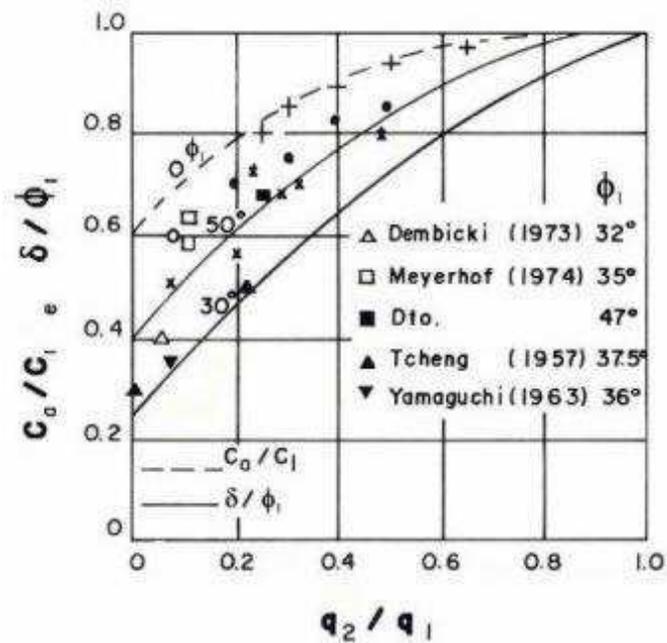
As componentes verticais da capacidade de suporte última da fundação, resultantes da ação das cargas inclinadas que agem no topo das camadas superior (q_{bv}) e inferior (q_{iv}), devem ser considerados em ambos os casos como perfil homogêneo.

Figura 4: Fatores de inclinação para resistência ao cisalhamento por puncionamento.



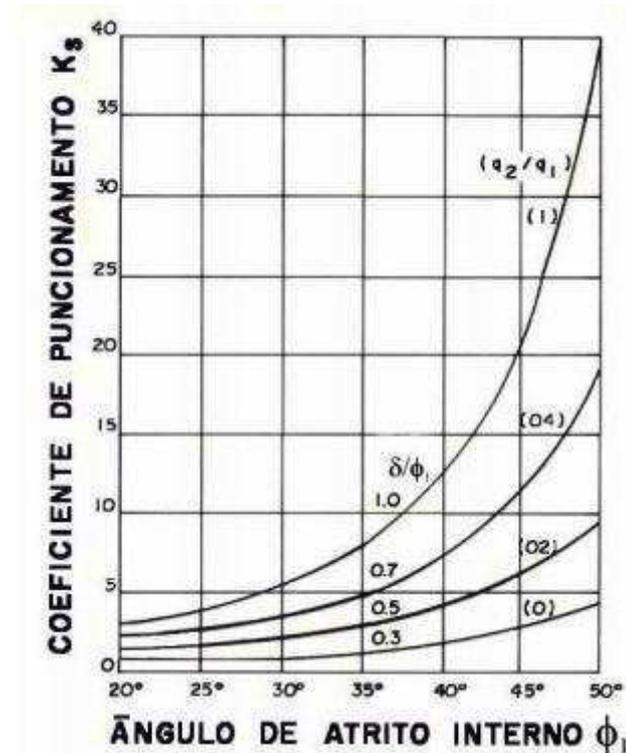
Fonte: Meyerhof e Hanna *apud* Lima (2015).

Figura 5: Parâmetros do cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.



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

Figura 6: Coeficiente de resistência ao cisalhamento por puncionamento através de um carregamento vertical.



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

2.6. Dimensionamento estrutural de fundação superficial por sapatas

Segundo Araújo (2010), o cálculo das sapatas rígidas isoladas deve ser analisado 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 , conforme a Equação 10:

$$S = \frac{(1,05 \times N_k)}{\sigma_{adm}} \quad \text{Eq.10}$$

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 11:

$$A = \sqrt{\frac{a}{b}} S ; B = \sqrt{\frac{b}{a}} S \quad \text{Eq.11}$$

Segundo Araújo (2010) para a sapata ser considerada rígida, a altura h deve obedecer aos limites, conforme a Equação 12:

$$h \geq \frac{A-a}{4} ; h \geq \frac{B-b}{4} \quad \text{Eq.12}$$

Para que seja permitida a ancoragem da armadura longitudinal do pilar, deve-se admitir que, conforme a Equação 13:

$$h \geq 0,6l_b + 5\text{cm} \quad \text{Eq.13}$$

Onde os valores de l_b estão dispostos na Tabela 5, como exposto pela ABNT NBR 6118:2014.

A altura h_0 na borda deve respeitar os limites de $h/3$ e 20 cm.

Tabela 5: Tabela de 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 14:

$$\sigma_d = \frac{N_d}{ab} \quad \text{Eq.14}$$

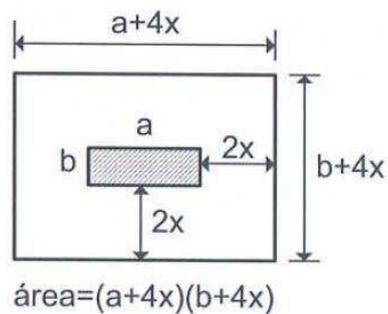
Onde:

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 $0,20 f_{cd}$ (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.



Fonte: Araújo (2010).

Logo, a tensão normal (σ_{1d}) no plano horizontal, conforme a Equação 15 é:

$$\sigma_{1d} = \frac{N_d}{(a+4x)(b+4x)} \quad \text{Eq.15}$$

Substituindo o valor de σ_{1d} (Equação 11) e considerando que $\sigma_{1d} \leq 0,20 f_{cd}$, temos o valor de σ_{1d} , definido pela Equação 16:

$$\sigma_{1d} = \frac{ab}{(a+4x)(b+4x)} \sigma_d \leq 0,20 f_{cd} \quad \text{Eq.16}$$

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 17 e 18 (Araújo, 2010):

$$A_{sx} = \frac{N_d(A-a)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad \text{Eq.17}$$

e

$$A_{sy} = \frac{N_d(B-b)}{8Zf_{yd}}, cm^2 \quad \text{Eq.18}$$

2.7. Composição Orçamentária

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).

Segundo o mesmo autor pode-se dividir o orçamento nas seguintes etapas:

- Levantamento de Quantitativos: nessa etapa são quantificadas as atividades necessárias à execução do empreendimento.
- Composição de 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).
- Aplicação do BDI (Bonificação e despesas indiretas): etapa definida como uma taxa correspondente às despesas indiretas e lucro, para a execução de serviços, incidentes sobre a soma dos custos de materiais, mão de obra, equipamentos, etc.

2.8. Tabelas de Composições de Custos

As composições de custos unitários para orçamentos de obras podem ser obtidas de várias fontes. Dentre as diversas fontes de composições de custos podemos citar as tabelas mais conhecida e usada a nível nacional:

- 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.
- DAER – Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem.

3. MATERIAIS E MÉTODOS

3.1 Materiais

3.1.1 Solo

O solo analisado neste trabalho foi coletado durante a execução dos furos de sondagem realizadas à serviço da destilaria de Japungú para a obra da barragem de terra de Jacaraúna, localizada no sítio Jacaraúna, município de Santa Rita no estado da Paraíba. A Tabela 6, a seguir, mostra as informações e características do solo estudado, conforme o relatório da ATECEL apresentada no Anexo 1.

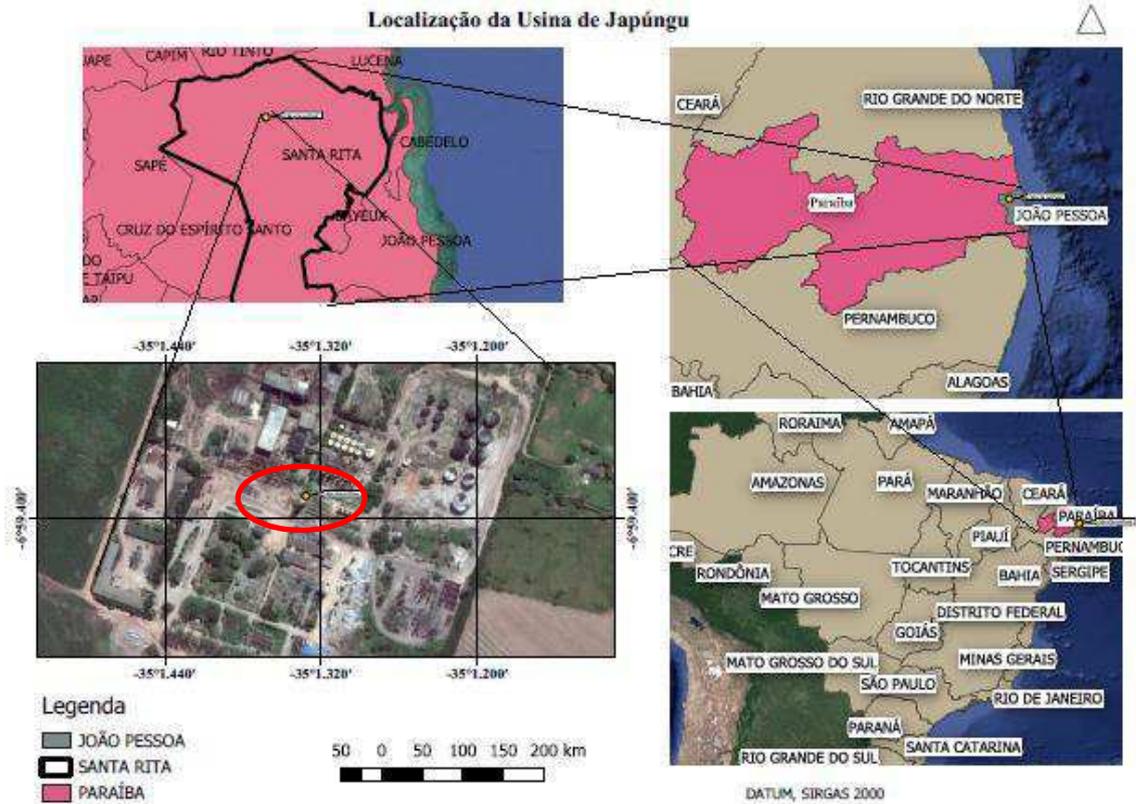
Tabela 6: Informações do solo analisado

Amostra	1
Local	Jazida 3
Furo	5
Profundidade (m)	1,60 – 3,00
Limite de Liquidez	28
Índice de Plasticidade	12
Classificação unificada	SC – areia argilosa
Umidade ótima	12,8
Energia de compactação	Proctor Normal (25 golpes)
Nspt	10

Fonte: Autoria própria (2019).

Segundo dados do Serviço Geológico do Brasil - CPRM, o município de Santa Rita está inserido na unidade Geoambiental dos Tabuleiros Costeiros, apresentando altitude média de 50 a 100 metros. Os solos, de modo geral são profundos e de baixa fertilidade natural. O solo Podzólico Vermelho-Amarelo, que cobre a maior parte do município, é um solo mineral característico de áreas de terrenos suave ondulado a forte ondulado. A Figura 8 mostra detalhadamente o local onde foi coletado a amostra de solo usada na pesquisa.

Figura 8: Indicação da localização da coleta do solo.



Fonte: Autoria própria (2019).

O solo coletado apresenta coloração amarela, com granulometria fina, limpa e uniforme sem presença de matéria orgânica como pode ser visualizado na Figura 9, onde está exposto o material usado nessa pesquisa.

Figura 9: Solo utilizado na pesquisa.



Fonte: Autoria própria (2019).

Ao analisar os dados fornecidos pela ATECEL pode-se verificar uma incoerência de dados, pois de acordo com o relatório gráfico do furo de sondagem (Anexo 2) para a profundidade de 1,60 – 3,00 m, onde foi coletado o solo, este material é caracterizado como uma argila arenosa e conforme o relatório de caracterização geotécnica do material (Anexo 1), este solo conforme a Classificação Unificada da SUCs este é dito como SC (areia argilosa). Este fato mostra o empirismo do ensaio SPT.

3.1.2. Cimento

Para a pesquisa foi utilizado o cimento Portland, classificação determinada pela Associação Brasileira de Normas Técnicas como Cimento Portland de Alta Resistência Inicial, CP V ARI (ABNT NBR 16 697:2018).

O Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI) proporciona alta resistência inicial, uma vez que apresenta uma dosagem diferente de calcário e argila na produção do clínquer, apresentando ainda uma moagem mais fina do cimento, de modo que ao reagir com a água adquire elevadas resistências com maior velocidade (SCARIOT, 2018).

A escolha do cimento utilizado na pesquisa baseou-se na composição química do material que apresenta menores adições na mistura durante sua fabricação e garantia de uma alta resistência inicial.

De acordo com Scariot (2018) os teores de cal e cimento devem estar compreendidos entre 1 e 10% da massa seca do solo, sendo valores mais elevados desaconselhados por fatores econômicos e por causarem efeitos prejudiciais nas misturas. Foppa (2005) e Cruz (2004) demonstraram em suas pesquisas, que para teores mais baixos de cimento, as modificações das propriedades geotécnicas dos solos sucediam apenas para a fração argilosa, que apresentava diminuição da sua plasticidade, podendo ser ou não acompanhada de aumento da resistência mecânica. Baseado nestes estudos, optou-se para a presente pesquisa, empregar teores de 4%, 6% e 8% de Cimento Portland de alta resistência inicial (CP V ARI), uma vez que segundo estas o aumento da resistência mecânica devido à ação aglutinante do aditivo se mostrou significativo para teores mais elevados de cimento, formando núcleos interligados distribuídos pela massa de solo.

3.1.3. Água

Foi utilizada água destilada para a realização dos ensaios em laboratório que assim exigirem, e água potável, proveniente da rede pública, para moldagem dos corpos de prova.

3.2. Métodos

Para que os objetivos sugeridos por essa pesquisa fossem alcançados foram adotadas metodologias e informações contidas na literatura. Os métodos de ensaios utilizados foram baseados em normas da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT). O trabalho contemplou ensaios de caracterização física do solo e ensaios para verificação da resistência mecânica. Além dos ensaios de granulometria, compactação, limite de liquidez e limite de plasticidade realizados pela ATECEL para melhor desenvolvimento da pesquisa foram realizados o ensaio de massa específica e resistência a compressão simples no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da UFCG.

3.2.1. Ensaios de caracterização do Solo

Para a pesquisa foram realizados ensaios de massa específica real dos grãos e ensaio a compressão simples. Os experimentos foram executados no Laboratório de Engenharia de

Pavimentos (LEP) da Unidade Acadêmica de Engenharia Civil (UAEC) da Universidade Federal de Campina Grande (UFCG).

3.2.2. Ensaio de massa específica dos grãos

Após os ensaios de caracterização, todo solo que passa pela peneira 4,8 mm tem sua massa específica determinada. Visto que, o presente trabalho adotou toda a caracterização previamente fornecida pela ATECEL, o ensaio de massa específica foi realizado apenas no intuito de certificar-se do valor da massa específica que compõe o solo estudado para assim dá continuidade à pesquisa. O ensaio de massa específica dos grãos foi realizado conforme os procedimentos e diretrizes da norma da ABNT NBR 6458:2016.

3.2.3. Cálculo das quantidades utilizadas na moldagem dos corpos de prova

O cálculo das quantidades de cada material utilizado na moldagem do corpo de prova garante que esses possuam propriedades volumétricas desejadas. O procedimento de cálculo consiste em fixar o peso específico seco aparente desejado, as dimensões do corpo de prova e a umidade desejada do corpo de prova. Para realizar os cálculos, é necessário conhecer a umidade hidrocópica do solo. O passo a passo para cálculo dos corpos de prova é apresentado a seguir.

- I. O percentual de aditivo, cimento, é adicionado ao solo;
- II. A massa de matriz, solo misturado ao aditivo, necessária para obter-se a densidade desejada é separada;
- III. A massa de água para elevar a massa da matriz a umidade desejada é separada;

Para a execução do procedimento I estabelece-se o teor de aditivo (t) a ser adicionado ao solo e procede-se conforme a Equação 19 para calcular o percentual de solo (ps) e a Equação 20 para calcular o percentual de aditivo (pa).

$$ps = \frac{1}{1 + t} \quad \text{Eq. 19}$$

$$pa = \frac{t}{1 + t} \quad \text{Eq. 20}$$

Para a execução do procedimento II utiliza-se a peso específico seco aparente desejada (γ_d) e o volume do corpo de prova (V_{cp}). Com esses dados aplica-se a Equação 21 e calcula-se

a massa seca (m_d) necessária. Com este dado e os dados p_a e p_s calcula-se a massa de solo seco (ms_d) conforme a Equação 22 e a massa de aditivo seco (ma_d) conforme Eq. 23.

$$m_d = V_{cp} * \gamma_d \quad \text{Eq. 21}$$

$$ms_d = p_s * m_d \quad \text{Eq. 22}$$

$$ma_d = p_a * m_d \quad \text{Eq. 23}$$

Para a execução do procedimento III determina-se previamente a umidade hidrocópica do solo (u_{hs}) e do aditivo (u_{ha}). Com estes dados e a umidade de moldagem (u_m) calculava-se por meio da Equação 24 a massa de água (m_a).

$$m_a = ms_d * (u_m - u_{hs}) + ma_d * (u_m - u_{ha}) \quad \text{Eq.24}$$

Satisfeitos os procedimentos anteriores, os montantes de solo e aditivo eram misturados a seco, observa-se que as massas secas eram corrigidas pela umidade hidrocópica. Posteriormente adicionava-se a devida quantidade de água e homogeneizava-se a matriz de solo com aditivo, por fim procedia-se com a compactação dos corpos de prova.

3.2.4. Moldagem dos corpos de prova

Para desenvolvimento desse trabalho, foram moldados 27 corpos de prova, sendo 9 para cada peso específico (14, 15 e 16 kN/m³) adotado, dentre os 9 foram moldados 3 corpos de prova para cada percentual de cimento (4, 5 e 6 %). Os corpos de prova possuíam formato cilíndrico tendo altura de 100 mm e diâmetro de 50 mm, conforme indicado na Figura 10, e foram utilizados nos ensaios de compressão simples.

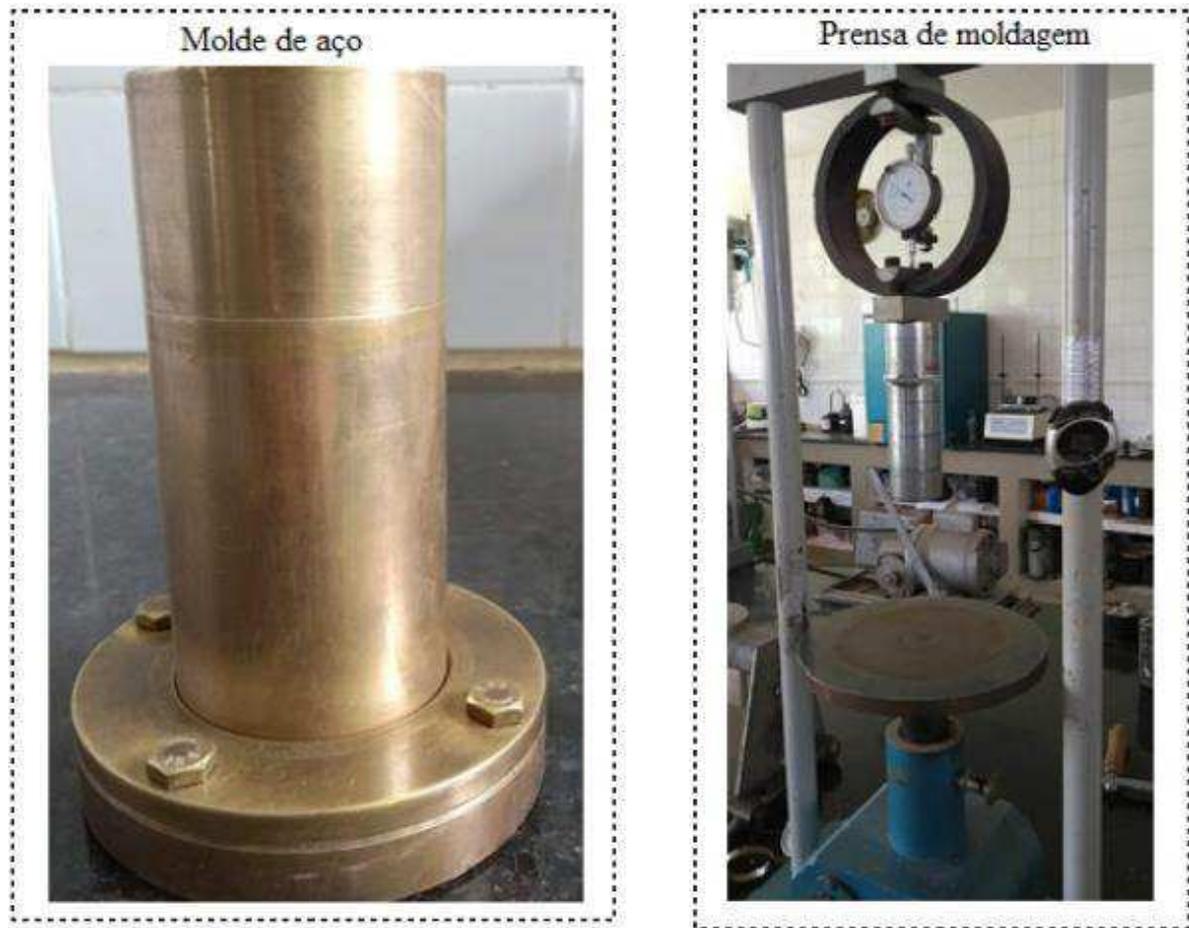
Figura 10:Corpo de prova



Fonte: Autoria própria (2019).

Os corpos de prova foram compactados estaticamente por meio do molde e da prensa (Figura 11). A compactação era realizada em 3 camadas distintas, com escarificação entre elas. O procedimento de compactação consistia em montar o molde, inserir o solo no molde por camada, compactar cada camada com controle de altura e por fim, para última camada tinha-se sempre o cuidado de inserir papel filtro no fundo do molde, para garantir a uniformidade da superfície.

Figura 11: Prensa para compactação a esquerda e molde dos corpos de prova a direita



Fonte: Autoria própria (2019).

Depois de compactados, os corpos de prova foram retirados dos moldes, pesados, medidos com auxílio de um paquímetro.

3.2.5. Cura dos corpos de prova

Logo após serem extraídos do molde os corpos de prova foram armazenados em sacos plásticos por um período de 7 dias à temperatura constante. Antes da ruptura os corpos de prova foram inundados em água por 24 horas, esta prática visou elevar a saturação dos corpos de prova a 90% no mínimo e minimizar os efeitos da sucção na resistência a compressão simples (SALDANHA; CONSOLI, 2016).

3.2.6. Ensaio de Compressão simples

O ensaio de resistência à compressão simples foi utilizado nesta pesquisa visando analisar o efeito da estabilização química no solo. Para a realização deste ensaio foi utilizada uma prensa automática da SHIMADZU AG-ISO com velocidade de 1 mm/mim, seguindo os procedimentos gerais da ABNT NBR 12 770:1992.

3.3. Programa Experimental referente a resistência a compressão simples

3.3.1. Definição das Variáveis

As variáveis estudadas no desenvolvimento da pesquisa foram divididas em três categorias, conforme o tratamento que será dado a elas.

➤ Variáveis Investigadas:

As variáveis que terão seus níveis variados a fim de encontrar respostas sobre sua participação nas reações da mistura estão listadas na Tabela 7.

Tabela 7: Variáveis Investigadas no Programa Experimental

Variável	Unidades de Medição	Níveis Adotados
Teor de Cimento	%	4; 6; 8
Densidade de Compactação	kN/m ³	14; 15; 16

Fonte: Autoria própria (2019).

➤ Variáveis Fixadas:

As variáveis da Tabela 8 serão mantidas fixas ao longo de todo o experimento.

Tabela 8: Variáveis Fixadas no Programa Experimental

Variável	Unidades de Medição	Nível Adotado
Tipo de Aditivo	-	Cimento Portland de alta resistência inicial (CP ARI V)
Tempo de cura	dias	7 dias
Teor de umidade	%	12

Fonte: Autoria própria (2019).

➤ Variáveis de Ruído:

Estes são fatores determinados pelas condições do meio ambiente e dos equipamentos usados, que podem ser minimizados, mas dificilmente eliminados, podendo assim gerar distorções nas variáveis de resposta. A estratégia geral para controle dos fatores de ruído é a completa aleatoriedade da ordem de realização dos ensaios.

Tabela 9: Variáveis de Ruído no Programa Experimental

Variável	Medida de controle
Variações na Temperatura de Cura	Minimizada pela imersão dos corpos de prova, protegidos por sacos plásticos impermeáveis, em água com temperatura mantida constante com o auxílio de termostato.
Equipamento e operador	Utilização de um único equipamento com um único operador
Umidade do ambiente	Cobrir a amostra em pano úmido

Fonte: Autoria própria (2019).

➤ Variáveis de Resposta:

A variável de resposta foi medida no experimento visando o estabelecimento de relações causais. No processo em estudo, será a resistência à compressão simples (RCS).

3.3.2. Definição da Curva de Dosagem

Após a obtenção dos resultados de compressão simples, em kPa, procedeu-se com o traçado da curva de dosagem η/C_{iv} , conforme o conjunto de dados obtidos para os teores de 4%, 6% e 8% de cimento moldados em diferentes pesos específicos.

3.4. Dimensionamento das Sapatas

3.4.1. Sapata assentada em solo natural

Inicialmente foi feito um pré-dimensionamento a partir das dimensões do pilar. Em seguida, foi definida a tensão de ruptura do solo a partir da capacidade de carga da sapata, obtida por meio da estimativa de um parâmetro de coesão ou ângulo de atrito do solo, a depender do perfil geotécnico deste. De posse da tensão de ruptura do solo foi calculado as dimensões

estruturais da sapata e a armadura de aço necessária através da metodologia definida no item 2.6. Para o cálculo estrutural foi adotado alguns parâmetros, definidos na Tabela 10.

Tabela 10: Parâmetros adotados para as sapatas de fundação superficial

Fck	25 MPa
Fyd	500 MPa
Dimensões do pilar centrado na sapata	30 x 50 cm
Forma da sapata	Retangular
Profundidade de assentamento	2,00 m
Condição geotécnica do solo	drenada
Carga do pilar-Nk	1837,41 kN
Bitola de aço usada na sapata	12,5 mm

Fonte: Autoria própria (2019).

3.4.2. Sapata assentada em solo cimento

Após definida a curva de dosagem η/C_{iv} traçada a partir dos resultados de RCS do solo ensaiado, foi escolhido nesta curva o valor de resistência a compressão simples com maior significância dos dados, este valor foi usado como coesão do solo, pois segundo Prietto (2004) a adição de cimento apenas altera a coesão dos solos, o ângulo de atrito se mantém praticamente constante. De posse desse dado foi calculada as tensões de ruptura. Em seguida, foi definida a capacidade de suporte último da sapata para os diferentes pesos específicos secos aparentes, conforme o item 2.5.4. Posteriormente foi definida as dimensões estruturais e a armadura de aço CA-50 da sapata assentada em uma camada de 30 cm de solo cimento necessárias para suportar as solicitações do pilar. Utilizou-se uma camada de 30 cm de solo reforçado, pois esta espessura é facilmente executada com equipamento manual. Para este dimensionamento estrutural foram utilizadas a metodologia do item 2.6 e os parâmetros adotados na Tabela 10.

3.5. Definição das Fichas de composição unitária

Após o dimensionamento estrutural da sapata de fundação a etapa seguinte consistiu em selecionar as fichas de composições a partir do TCPO (2012) para todos os serviços necessários a execução da sapata. Ressalta-se, que as fichas que porventura não foram encontradas no TCPO (2012) foram elaboradas tendo como base conhecimentos adquiridos ao longo das disciplinas do curso e através de projeto de iniciação científica com a linha de pesquisa relacionada a custo orçamentário e dosagem η/C_{iv} do projeto.

Para uma melhor definição das fichas de composição unitária, será seguido a estrutura analítica de projeto (EAP) definida na tabela 11, onde os serviços estão enumerados em ordem cronológica da execução.

Tabela 11: Estrutura Analítica de Projeto (EAP) para a sapata

1.	Escavação manual de vala
2.	Estabilização manual do solo com cimento
3.	Regularização manual de fundo de vala
4.	Execução do lastro de concreto magro de 5 cm
4.1.	Aquisição da betoneira
4.2.	Concreto não estrutural virado em obra
5.	Execução das fôrmas
5.1.	Fabricação das fôrmas
5.2.	Montagem das fôrmas
6.	Execução da armadura de aço CA-50
7.	Execução do concreto armado para a sapata
7.1.	Aquisição do vibrador de imersão
7.2.	Fabricação do concreto estrutural com controle “B”
8.	Desmontagem das fôrmas
9.	Reaterro da sapata com compactação

Fonte: Autoria própria (2019).

A definição do orçamento não seguiu exatamente a ordem cronológica definida na EAP, pois para melhor adequação da planilha orçamentária, o serviço de desmontagem das fôrmas será definido junto de fabricação e montagem das mesmas. A betoneira será utilizada para fabricação do concreto magro a ser usado no lastro da sapata, bem como para fabricar o concreto armado empregado na concretagem da sapata, sendo assim, a ficha unitária definida para hora produtiva da betoneira foi utilizada em ambos os serviços.

Ressalta-se, que o item 2 da EAP somente foi utilizado no orçamento para sapata assentada em solo estabilizado com cimento. A ficha intermediária para o serviço de estabilização em diferentes teores de cimento e pesos específicos foi elaborada e está no anexo 03 deste trabalho.

3.6. Orçamento

De posse das fichas de composição unitária o próximo passo foi realizar o levantamento de quantitativo necessário a execução de ambas as sapatas. A seguir o passo a passo para elaboração dos quantitativos:

➤ Volume de concreto

O concreto utilizado na concretagem da sapata corrida foi do tipo virado em obra com controle tecnológico do tipo “B” com resistência característica de 25 MPa. O volume foi obtido através da Equação 25.

$$V_s = \frac{(H-h_0)}{3} * (A*B + a*b + \sqrt{A*B*a*b}) + (A*B*h_0) \quad \text{Eq. 25}$$

➤ Quantidade de aço em quilogramas (kg)

O aço utilizado foi do tipo CA-50, com resistência características ao escoamento do aço de 500 MPa. A bitola de aço usada na fundação foi de 12,5 mm, assim, após dimensionar estruturalmente a sapata a quantidade de barras a ser utilizada em cada direção foi obtida dividindo a área de aço de cada direção pela a área da seção da bitola. Em seguida, a quantidade de barras em cada direção foi multiplicada pela massa unitária da barra, que no caso da bitola de 12,5 mm é 0,988 kg/m e assim, foi obtido a quantidade total de aço em quilogramas para a sapata dimensionada, seja em solo natural ou assentada em solo cimento. Foi considerado uma folga de aço de 10 cm de cada lado da sapata.

➤ Valas

Para o serviço de abertura, escavação e reaterro de valas foi considerado uma vala com as dimensões da sapata acrescidas de 50 cm de cada lado para permitir a movimentação dos operadores em torno da sapata. Ressalta-se, que para o serviço de reaterro de vala o quantitativo em m³ é igual ao de solo escavado, pois o reaterro da sapata será executado com compactação manual com uso de soquete.

➤ Fôrmas

Para definição da quantidade em m² de fôrma a ser fabricada, montada e posteriormente desmontada, deve-se seguir a recomendação do TCPO (2012), pagina 78 que diz que para cada m³ de concreto deve existir 12,52 m² de fôrmas.

Para definição do custo da execução da fundação aqui dimensionada, foi buscado nas planilhas de composições e de insumos do SINAPI (2019) o preço unitário de cada item

estabelecido nas fichas selecionadas conforme o item 3.2.9 para então compor o orçamento do serviço de execução de uma sapata isolada. Através do desenvolvimento de pesquisas anteriores com relação a custo orçamentário sabe-se que o SINAPI (2019) não possui custo de alguns serviços como por exemplo a compactação em diferentes energias, assim para serviços dessa natureza foi buscado nas planilhas orçamentária do DAER RS (2018) o custo unitário destes.

4. RESULTADOS E DISCURSSÕES

4.1. Ensaio de Massa específica dos grãos

O resultado de massa específica dos grãos obtido no ensaio realizado no Laboratório de Engenharia de Pavimentos (LEP) da UFCG foram:

Tabela 12: Resultados do ensaio de massa específica dos grãos

Picnômetro I	2,67 g/cm ³
Picnômetro II	2,69 g/cm ³
Média	2,68 g/cm ³

Fonte: Autoria própria (2019).

Conforme estabelecido pela ABNT NBR 6458:2016, o ensaio deve ser considerado satisfatório quando os resultados obtidos não diferirem mais que 0,02g/cm³. Portanto, o ensaio realizado foi satisfatório.

4.2. Ensaio de Compressão simples

A Tabela 13 mostra os resultados RCS para todos os teores de cimento e para todos os pesos específicos seco estudados. Vale ressaltar que as células com valor “0,0” são referentes aos corpos de prova que não sobreviveram a imersão em água por 24 horas, no caso do peso específico de 14kN/m³ e os demais foram perdidos antes do rompimento.

Tabela 13: Ficha dos resultados dos corpos de provas submetidos ao ensaio de RCS

RESULTADOS DE RESISTÊNCIA A COMPRESSÃO SIMPLES							
% ADITIVO	PESO ESPECÍFICO (kN/m ³)	CPs	FORÇA (kN)	DIÂMETRO (m)	ALTURA (m)	ÁREA DE APLICAÇÃO (m ²)	FORÇA/ÁREA (kPA)
4 % de cimento	$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$	C4	0,26475	0,048	0,092	0,001810	146,3
		C5	0,11150	0,050	0,094	0,001963	56,8
		C6	0,00000	0,050	0,100	0,001963	0,0
	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$	C7	0,08400	0,050	0,082	0,001963	42,8
		C8	0,03225	0,050	0,104	0,001963	16,4
		C9	0,01875	0,050	0,100	0,001963	9,5
	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$	C10	0,00000	0,050	0,102	0,001963	0,0
		C11	0,00000	0,050	0,100	0,001963	0,0
		C12	0,00000	0,050	0,101	0,001963	0,0
6 % de cimento	$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$	C13	0,26925	0,050	0,099	0,001963	137,1
		C14	0,32200	0,050	0,100	0,001963	164,0
		C15	0,20125	0,050	0,101	0,001963	102,5
	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$	C16	0,22800	0,050	0,094	0,001963	116,1
		C17		0,051	0,100	0,002043	
		C18	0,19325	0,050	0,099	0,001963	98,4
	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$	C19	0,09000	0,050	0,100	0,001963	45,8
		C20	0,10200	0,050	0,100	0,001963	51,9
		C21	0,12500	0,050	0,099	0,001963	63,7
8% de cimento	$\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$	C22	0,74600	0,050	0,100	0,001963	379,9
		C23	0,61275	0,050	0,101	0,001963	312,1
		C24	0,75150	0,050	0,101	0,001963	382,7
	$\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$	C25	0,46200	0,050	0,099	0,001963	235,3
		C26	0,51700	0,050	0,099	0,001963	263,3
		C27	0,35050	0,050	0,101	0,001963	178,5
	$\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$	C28	0,29950	0,050	0,100	0,001963	152,5
		C29	0,20050	0,050	0,100	0,001963	102,1
		C30		0,050	0,100	0,001963	

Fonte: Autoria própria (2019).

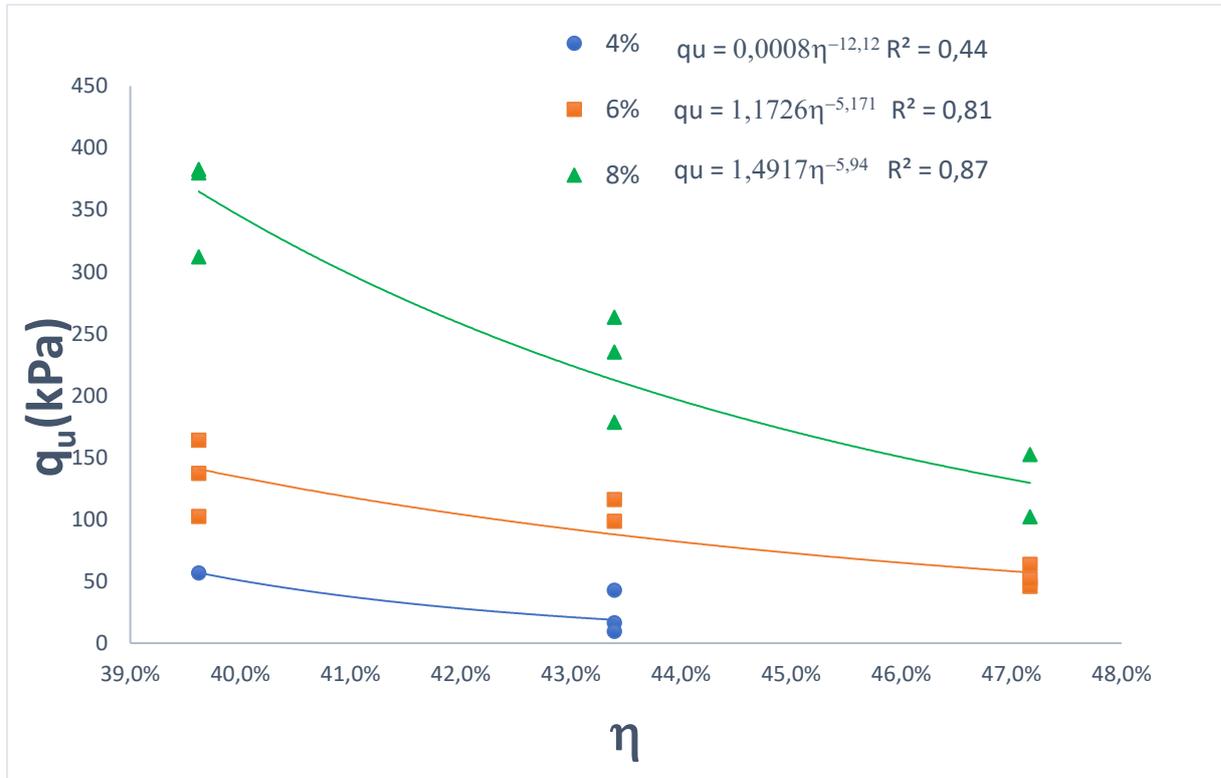
4.3. Influência da porosidade na resistência a compressão simples

A Figura 12 apresenta a variação da resistência a compressão simples em função da porosidade, nesta figura cada conjunto de dados possui o mesmo teor de cimento adicionado. Nela pode-se observar que à medida que a porosidade aumenta, a resistência a compressão simples diminui, ou seja quanto maior o índice de vazios da mistura solo-cimento menor a sua capacidade de carga.

Observa-se que as curvas do conjunto de dados de 6% e 8% apresentam tendência exponencial entre o crescimento de resistência a compressão simples e a porosidade. Os dados de teor de cimento de 4 % aparentemente apresentam a mesma tendência, entretanto como os

corpos de provas moldados com 4% de cimento e peso específico de 14kN/m^3 não sobreviveram a imersão por 24 horas, não foi possível obter uma curva completa.

Figura 12: Resistência a compressão versus porosidade do solo estabilizado com cimento

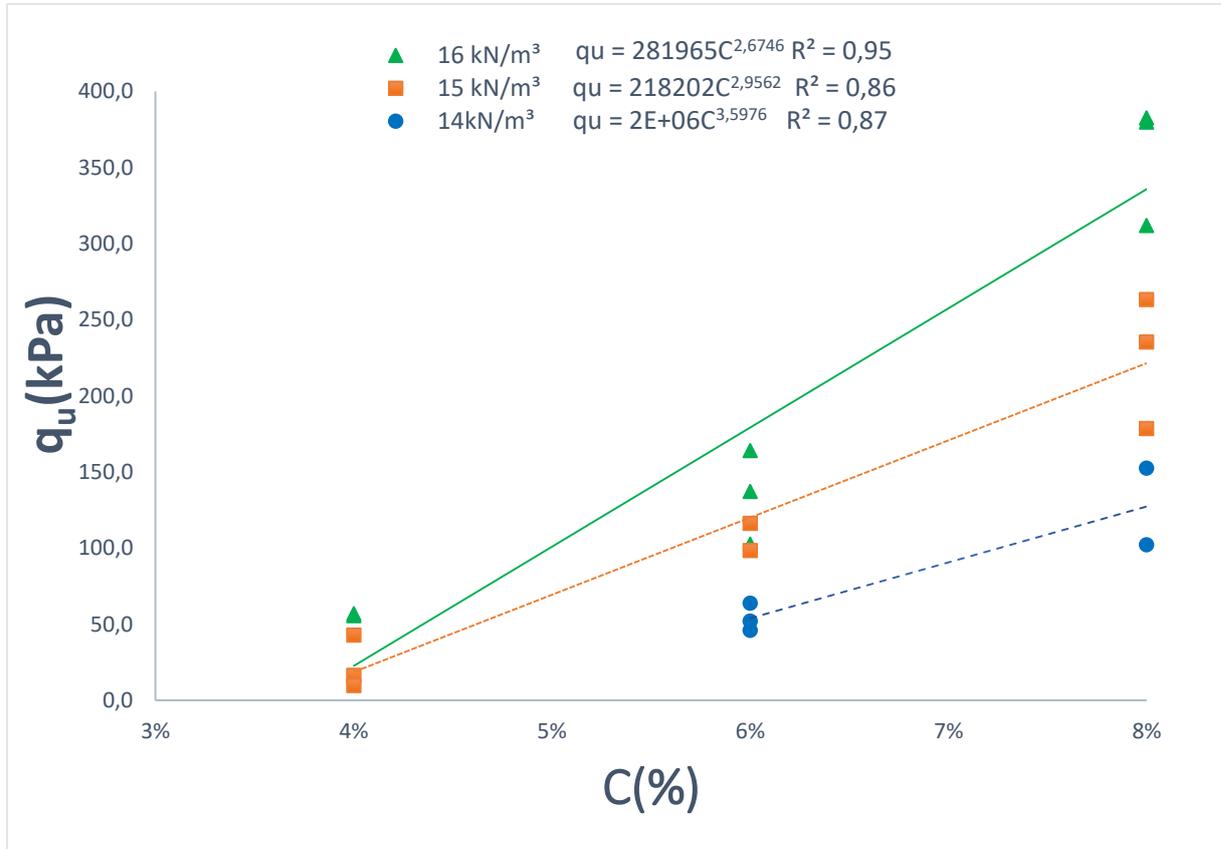


Fonte: Autoria própria (2019).

4.4. Influência do teor de cimento na resistência a compressão simples

A Figura 13 mostra as curvas de resistência a compressão simples pelo teor de cimento (C%) com período de cura de 7 dias, cada conjunto de dados possui o mesmo peso específico seco aparente. Como pode-se ver as curvas tendem a se aproximar para teores de cimento baixos. Observa-se que a taxa de crescimento da resistência a compressão simples é linear, logo é representada pela declividade das curvas de ajuste. Esta varia conforme o peso específico seco, sendo constante em uma mesma curva e maior nas curvas com maior peso específico seco. Nota-se que para um mesmo teor de cimento quanto menor a porosidade, ou seja, maior o peso específico seco, maior a RCS, este fato deve-se a efetividade do preenchimento dos vazios do material com cimento. Caberlon (2008) obteve resultados semelhantes ao analisar a resistência também de uma areia estabilizada com teores de 1%, 3%, 5%, 7%, 9% e 12% de cimento.

Figura 13: Resistência a compressão versus teor de cimento no solo-cimento em 7 dias

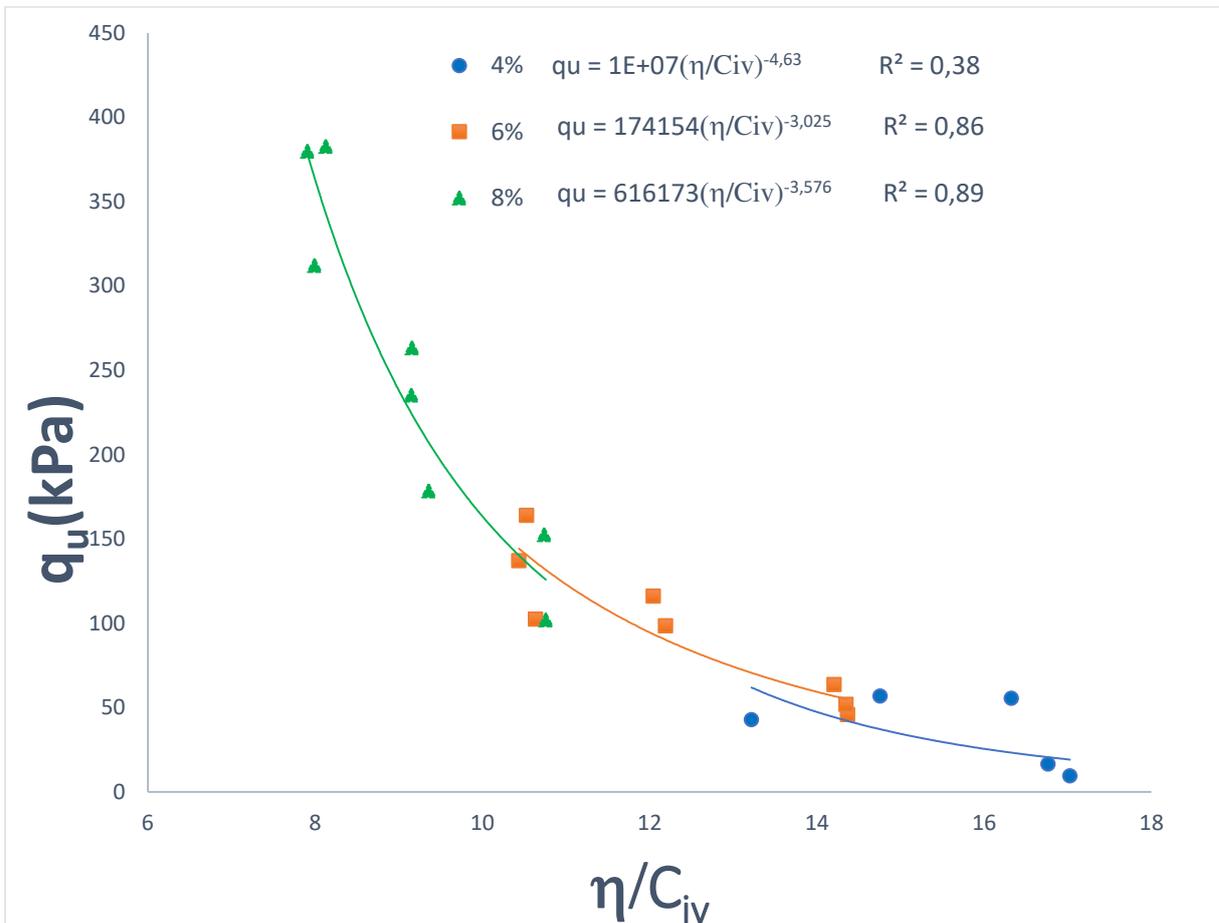


Fonte: Autoria própria (2019).

4.5. Traçado da curva de dosagem baseado na razão η/C_{iv}

As figuras 12 e 13 mostram que a RCS simples depende tanto do teor de cimento adicionado quanto da porosidade da mistura. A Figura 14 combina essas duas variáveis e apresenta a relação entre a resistência a compressão simples e o parâmetro η/C_{iv} , lembrando que cada conjunto de dados apresenta um teor de cimento. Pode-se observar que o conjunto de dados de 4% de cimento, apresentam resistências aproximadas para os pesos específicos de 15 kN/m³ e 16 kN/m³.

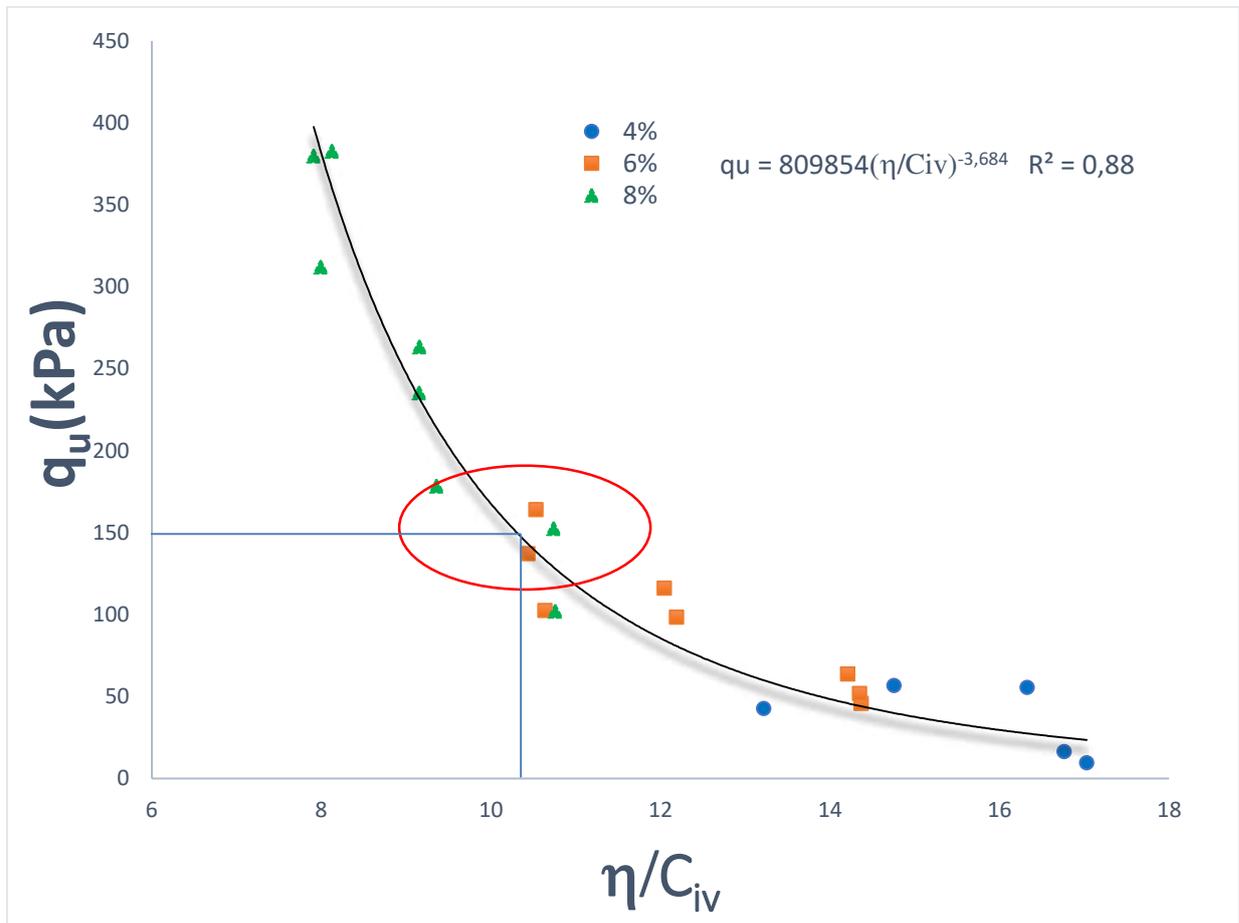
Figura 14: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η/C_{iv} do solo estabilizado com cimento por teor de cimento adicionado.



Fonte: Autoria própria (2019).

A figura 15 mostra a variação da compressão simples pelo parâmetro η/C_{iv} . Pode-se observar que a utilização de um ajuste único exponencial apresenta R^2 elevado ($R^2=0,88$). Este fato indica que a influência da porosidade e do teor de cimento apresentam mesma representatividade na composição da RCS. Essa mesma conformidade da curva foi encontrada por Consoli (2010) para uma areia eólica e por Caberlon (2008) para uma areia com granulometria fina, limpa e uniforme como a areia argilosa ensaiada nessa pesquisa.

Figura 15: Resistência a compressão simples pelo parâmetro η / C_{iv} do solo estabilizado com cimento



Fonte: Autoria própria (2019).

Ao analisar a curva de dosagem η / C_{iv} (Figura 15) pode-se constatar que a resistência a compressão simples mais representativa fica em torno de 150 kPa para os dados de 6% e 8% de cimento com $\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$ e $\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$, respectivamente e que para uma adição de 4% de cimento ao solo, a resistência fica muito abaixo de 100 kPa.

4.6. Dimensionamento das sapatas de fundação

Foram dimensionados dois tipos de sapatas, denominadas de sapata assentada sobre solo natural e sapata assentada sobre solo-cimento, dimensionadas segundo a metodologia dos itens 2.5.3 e 2.5.4 respectivamente e ainda, para determinação dos parâmetros estruturais de ambas as sapatas se fez uso do método definido no item 2.6.

Conforme a curva de dosagem η/Civ da Figura 15, as sapatas assentadas sobre solo-cimento desse estudo foram dimensionadas para uma camada de reforço com resistência a compressão simples de 150 kPa, pois a maioria dos resultados obtidos para os diferentes teores de cimento adicionados ao solo estão concentrados em torno deste valor. Assim, a partir da curva tem-se que para $q_u = 150$ kPa obtém-se $\eta/Civ = 10,4$.

4.6.1. Sapata assentada sobre solo natural

Segundo Cintra *et al* (2011) para fundações rasas, consideramos ruptura local em solos intermediários (areias medianamente compactas e argilas médias). Assim, ao observar a figura 2 pode-se constatar que para o solo estudado o tipo de ruptura característica é a ruptura local, o que já era esperado, pois o solo estudado ($N_{spt}=10$) conforme a Tabela 2, trata-se de uma areia medianamente compacta.

Inicialmente, fez-se um pré-dimensionamento para a sapata, adotando um valor para a dimensão “B”, e a partir deste calculou-se a outra dimensão usando a proporcionalidade das dimensões do pilar. E assim, foi obtido os resultados explanados na Tabela 14.

Tabela 14:Pré-dimensionamento da sapata corrida

DIMENSÕES DO PILAR (cm)		DIMENSÕES DA SAPATA (m)	
b	35	B	1,40
l	80	L	3,20
AREA DA SAPATA (m ²)			4,48

Fonte: Autoria própria (2019).

Em seguida, tem-se que o solo analisado se trata de uma areia argilosa, conforme a classificação da SUCS fornecida pela ATECEL e conforme o anexo 01 este solo apresenta $N_{spt}=10$. A partir desta informação foi possível calcular os parâmetros do solo. Por tratar-se de uma areia argilosa, o solo foi calculado para a situação drenada. Logo, valor da coesão utilizada foi de 0,0 kPa e do ângulo de atrito de 32° obtido através das correlações com N_{spt} , conforme a equação 2. Os fatores de capacidade de carga N_c , N_q , N_γ , foram extraídos da Tabela 3, respectivamente. Por se tratar de uma fundação rasa retangular os fatores de forma S_c , S_q , S_γ , foram todos definidos, de acordo com a Tabela 4. E assim, os valores obtidos para os fatores de fôrma e da capacidade de carga das sapatas aqui definidas são mostrados na Tabela 15.

Tabela 15: Fatores de fôrma e da capacidade de carga da sapata

Ângulo de atrito do solo (ϕ)		32	
Fatores de capacidade de carga		Fatores de fôrma de sapatas	
Nc	35,49	Sc	1,39
Nq	23,18	Sq	1,33
N γ	30,22	S γ	0,76

Fonte: Aatoria própria (2019).

Conforme a Tabela 2, o solo estudado na condição de areia seca apresenta peso específico natural de 17 kN/m³. Assim por meio da equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 4), obtêm-se o valor da tensão admissível do solo em seu estado natural.

Tabela 16: Tensão admissível

peso específico (kN/m ³)	Sobrecarga (kPa)	Tensão de Ruptura (kPa)
17	34	1274,9

Fonte: Aatoria própria (2019).

Conforme a Tabela 5, o comprimento de ancoragem é $l_b=47,1$ cm. E assim, de posse dos dados estruturais expostos na Tabela 10 e a partir da metodologia do item 2.6 obteve-se o dimensionamento estrutural da sapata e fez-se as devidas verificações, como mostra a Tabela 17.

Tabela 17: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata

DIMENSIONAMENTO					VERIFICAÇÕES	
Estrutural			Rigidez		Ancoragem da armadura longitudinal do pilar	
S (cm ²)	B (cm)	L (cm)	$h \geq (L-1)/4$	$h \geq (B-b)/4$	$h \geq 0,6 * l_b + 5$	
15132,37	81,4	186,0	26,49	11,59	$h \geq$	33,26

Fonte: Aatoria própria (2019).

Portanto, admite-se para a sapata $h = 35$ cm e $h_0 = 20$ cm dimensões de 80 x 190 cm. Para a verificação das tensões no concreto, obteve-se conforme as equações do item 2.6 os resultados mostrados na Tabela 18, a seguir:

Tabela 18: Tensões estruturais do concreto armado para sapata

carga que a sapata suporta (V)	5711,72
carga do pilar (Nk)	1837,41
carga do pilar na sapata (V')	1929,28
Fator de Segurança (F.S)	3,11
Nd (kN)	2572,38
Tensão aplicada no topo da sapata (kN/cm ²)	0,92
Fcd (kN/cm ²)	1,79

Fonte: Autoria própria (2019).

Visto que, $\sigma_d = 0,92 \text{ kN/cm}^2 > 0,20f_{cd} = 0,36 \text{ kN/cm}^2$, as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. Com isso, a profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir foi encontrada a partir das equações 15 e 16 e em seguida, foi encontrado o braço de alavanca da sapata corrida. Esses resultados estão explanados na Tabela 19. Ressalta-se, que estas verificações são a mesma para a sapata assente em solo estratificado, pois a tensão aplicada no topo da sapata depende apenas das dimensões e da carga do pilar.

Tabela 19: Profundidade das bielas de compressão e o braço de alavanca da sapata

Profundidade X		Braço de alavanca (Z = d-x)
$x' = 7,51 \text{ cm}$	$x'' = -36,26 \text{ cm}$	$Z = 35 - 7,49$
Logo, $x = 7,50 \text{ cm}$		$Z = 27,5 \text{ cm}$

Fonte: Autoria própria (2019).

Por fim, o cálculo das armaduras da fundação superficial foi realizado a partir das equações (19) e (20), obtendo os resultados mostrados na Tabela 20.

Tabela 20: 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	28,50	12,47	1,27	190	80	10

Fonte: Autoria própria (2019).

4.6.2. Sapata assentada sobre solo-cimento

As sapatas sobre solo estratificado foram dimensionadas segundo a metodologia apresentada no item 2.5.4. Iniciou-se com a determinação do valor de q_{1ult} , utilizando a Equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 4), utilizando para o respectivo cálculo os dados do solo cimentado. Os parâmetros utilizados para o solo cimentado foram coesão igual a RCS ($c=150,00$ kPa), alcançada pela estabilização de 6% de cimento com $\gamma_d = 16\text{kN/m}^3$ e 8% de cimento com $\gamma_d = 14\text{kN/m}^3$, e ângulo de atrito igual ao solo natural ($\phi=32^\circ$) seguindo as recomendações de Prietto (2004). Observando a Figura 2, tem-se que a camada de solo cimento apresenta ruptura do tipo generalizada.

Assim por meio da equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 4) e dos fatores de capacidade de carga e de fôrma dá sapata mostrados na Tabela 15, obteve-se o valor da tensão admissível do solo-cimentado para os pesos específicos para os quais foi alcançado a RCS de 150 kPa, como mostra a Tabela 21.

Tabela 21: Tensão admissível para o solo cimento

peso específico (kN/m ³)	Sobrecarga (kPa)	Tensão de Ruptura (kPa)
14	28	7738,1
16	32	7865,7

Fonte: Autoria própria (2019).

Fez-se uso da equação de Terzaghi-Peck (1967) (Equação 4) para o cálculo da resultante da ação das cargas inclinadas que agem no topo das camadas superior (q_{bv}) e por fim, através da equação (9) a capacidade de carga da fundação assente sobre uma camada de solo-cimento com espessura de 30 cm foi definida para os diferentes pesos específicos, como mostra a Tabela 22. As Figuras 5 e 6 foram usadas para definir a razão C_a/C_1 e o coeficiente K_s , respectivamente. As inclinações (i_a e i_s) que aparecem na equação (9) foram adotadas como 1, pois a ABNT NBR 6122:2010 não permite a execução de sapatas inclinadas.

Tabela 22: Definição da capacidade de carga da fundação assente sobre solo-cimento

γ (kN/m ³)	q_{1ult} (kPa)	q_{2ult} (kPa)	q_{2ult}/q_{1ult}	K_s	C_a/C_1	C_1 (kPa)	C_a (kPa)	q_{bv} (kPa)	q_{uv} (kPa)
14	7738,1	1274,9	0,2	2,0	0,8	150	120	7771,15	7791,70
16	7865,7	1274,9	0,2	2,0	0,8	150	120	7903,50	7922,91

Fonte: Autoria própria (2019).

Conforme a tabela 5 o comprimento de ancoragem é $l_b=47,1$ cm. E assim, de posse dos dados estruturais expostos na tabela 10 e a partir da metodologia do item 2.6 obteve-se o dimensionamento estrutural da sapata assente sobre uma camada de solo cimento de 30 cm para os três pesos específicos analisados e ainda, fez-se as devidas verificações, como mostra a Tabela 23.

Tabela 23: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata

γ (kN/m ³)	σ_{adm} (Mpa)	DIMENSIONAMENTO				VERIFICAÇÕES		
		Estrutural			Rigidez (cm)		Ancoragem da armadura longitudinal do pilar (cm)	
		S (cm ²)	B (cm)	L (cm)	$h \geq (L-1)/4$	$h \geq (B-b)/4$	$h \geq 0,6 * l_b + 5$	
14	7,79	2476,08	32,9	75,2	-1,19	-0,52	$h \geq$	33,26
16	7,92	2435,07	32,6	74,6	-1,35	-0,59	$h \geq$	33,26

Fonte: Aatoria própria (2019).

Portanto, admite-se para a sapata, $h = 35$ cm e $h_0 = 20$ cm e dimensões de 60 x 140 cm, visto que a ABNT NBR 6122:2010 exige que a menor dimensão para sapata isolada seja de 60 cm, e o comprimento da sapata adotado foi estimado conforme a proporcionalidade do pilar de 35 x 80 cm.

E assim, para a sapata de 60x140 cm assente sobre uma camada de solo cimento com espessura de 30 cm tem-se as conformidades estruturais da Tabela 24.

Tabela 24: Resultados do dimensionamento estrutural da sapata.

γ (kN/m ³)	σ_{adm} (MPa)	DIMENSIONAMENTO				VERIFICAÇÕES		
		Estrutural			Rigidez (cm)		Ancoragem da armadura longitudinal do pilar (cm)	
		S (cm ²)	B (cm)	L (cm)	$h \geq (L-1)/4$	$h \geq (B-b)/4$	$h \geq 0,6 * l_b + 5$	
14 e 16	7,79 e 7,92	8400	60	140	15	6,25	$h \geq$	33,26

Fonte: Aatoria própria (2019).

Visto que, $\sigma_d = 0,92$ kN/cm² > $0,20f_{cd} = 0,36$ kN/cm², as bielas de compressão devem convergir para um plano horizontal situado abaixo do topo da sapata. Com isso, a profundidade x da seção para onde as bielas devem convergir foi encontrada a partir das equações 15 e 16 e em seguida, foi encontrado o braço de alavanca da sapata isolada. Esses resultados estão explanados na Tabela 25.

Tabela 25: Profundidade das bielas de compressão e o braço de alavanca da sapata

Profundidade X		Braço de alavanca (Z = d-x)
x' = 7,51 cm	x'' = -36,26 cm	Z = 35 - 7,49
Logo, x = 7,50 cm		Z = 27,5 cm

Fonte: Autoria própria (2019).

Por fim, o cálculo das armaduras da fundação superficial foi realizado a partir das equações (19) e (20), obtendo os resultados mostrados na Tabela 26.

Tabela 26: Quantitativo geral da fundação superficial sobre solo cimento

γ (kN/m ³)	Armadura X (cm ²)	Armadura Y (cm ²)	Tensão Adimensional (MPa)	Comprimento da Sapata (cm)	Largura da Sapata (cm)	N _{SPT}
14 e 16	16,14	6,72	7,79 e 7,92	140	60	10

Fonte: Autoria própria (2019).

4.7. Orçamento

4.7.1. Orçamento da sapata assentada sobre solo natural

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 e realizou-se o levantamento unitário do custo de cada item e assim, obteve o orçamento mostrado na Tabela 27, para execução da sapata de 190x80x35x20 cm assentada a 2,00 m de profundidade em solo arenoso.

Tabela 27: Orçamento da sapata assentada em solo natural

Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	6,24	m ³	R\$ 18,16	R\$ 113,32
Regularização do fundo de vala	3,12	m ³	R\$ 6,81	R\$ 21,25
Lastro de concreto magro de 5cm	0,16	m ³	R\$ 222,13	R\$ 34,65
Fôrma da sapata	5,34	m ²	R\$ 29,42	R\$ 157,14
Armadura de aço CA-50 da sapata	54,93	kg	R\$ 9,65	R\$ 530,04
Concreto armado (Fck=25MPa) da sapata	0,43	m ³	R\$ 263,20	R\$ 112,29
Reaterro da vala	6,24	m ³	R\$ 18,12	R\$ 113,07
TOTAL				R\$ 1.081,75

Fonte: Autoria própria (2019).

Pode-se verificar que o serviço de armadura de aço CA-50 é o mais oneroso dentre todos os outros necessários a execução da sapata.

4.7.2. Orçamento da sapata assentada sobre solo-cimento

Como relatado no item 4.5, o melhoramento de solo resultou em uma coesão de 150 kPa que conforme a Tabela 12 é alcançado aproximadamente para um teor de 6% de cimento compactado com peso específico aparente de 14 kN/m³ e também para um teor de 8 % de cimento compactado com $\gamma_d = 16\text{kN/m}^3$.

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 estabilizado com cimento e realizou-se o levantamento unitário do custo de cada item e assim, obteve um orçamento para cada teor de cimento. Os orçamentos das Tabelas 28 e 29 referem-se à execução da sapata de 140x60x35x20 cm assentada a 2,00 m de profundidade em solo melhorado com 6% e 8% de cimento respectivamente.

Tabela 28: Orçamento da sapata assentada em solo estabilizado com 6% de cimento e $\gamma_d = 16\text{kN/m}^3$

Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	4,18	m ³	R\$ 18,16	R\$ 75,91
Estabilização do solo com 6% de cimento e $\gamma_d = 16\text{kN/m}^3$	0,63	m ³	R\$ 54,49	R\$ 34,17
Regularização do fundo de vala	2,09	m ²	R\$ 6,81	R\$ 14,23
Lastro de concreto magro de 5cm	0,10	m ³	R\$ 222,13	R\$ 23,21
Fôrma da sapata	3,11	m ²	R\$ 29,42	R\$ 91,44
Armadura de aço CA-50 da sapata	23,28	kg	R\$ 9,65	R\$ 224,64
Concreto armado ($F_{ck} = 25\text{MPa}$) da sapata	0,25	m ³	R\$ 263,20	R\$ 65,34
Reaterro da vala	4,18	m ³	R\$ 18,12	R\$ 75,74
TOTAL				R\$ 604,68

Fonte: Autoria própria (2019).

Tabela 29: Orçamento da sapata assentada em solo estabilizado com 8% de cimento e $\gamma_d = 14\text{kN/m}^3$

Discriminação	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal
Escavação de vala	4,18	m ³	R\$ 18,16	R\$ 75,91
Estabilização do solo com 8% de cimento e $\gamma_d = 14\text{kN/m}^3$	0,63	m ³	R\$ 61,85	R\$ 38,78
Regularização do fundo de vala	2,09	m ²	R\$ 6,81	R\$ 14,23
Lastro de concreto magro de 5cm	0,10	m ³	R\$ 222,13	R\$ 23,21
Fôrma da sapata	3,11	m ²	R\$ 29,42	R\$ 91,44
Armadura de aço CA-50 da sapata	23,28	kg	R\$ 9,65	R\$ 224,64
Concreto armado ($F_{ck} = 25\text{MPa}$) da sapata	0,25	m ³	R\$ 263,20	R\$ 65,34
Reaterro da vala	4,18	m ³	R\$ 18,12	R\$ 75,74
TOTAL				R\$ 609,29

Fonte: Autoria própria (2019).

5. CONCLUSÕES

Neste trabalho foi analisado o comportamento de um solo arenoso estabilizado com diferentes teores de cimento em diferentes pesos específicos aparentes. Com os dados obtidos foi possível correlacionar a resistência a compressão simples com a razão porosidade/teor volumétrico de aditivo. A resistência mecânica a compressão simples aumentou conforme aumentava-se o peso específico seco e o teor de cimento adicionado.

A partir dos valores de resistência a compressão simples para cada teor de cimento adicionado foram traçadas as curvas de dosagem de solo-cimento exigidas pela metodologia de dosagem η/Civ , onde pode-se verificar que à medida que a porosidade aumenta, a resistência a compressão simples diminui, ou seja quanto maior o índice de vazios da mistura solo-cimento menor a sua capacidade de carga. Os resultados mostraram um ganho significativo de coesão do solo que por consequência acarretou um aumento exponencial na tensão de ruptura do solo.

Posteriormente, foi avaliada a empregabilidade dessa metodologia para redução dos custos com a construção de fundações rasas.

Ao realizar o dimensionamento das sapatas para suportar a carga de 187,3 toneladas exigida pelo pilar centrado de dimensões de 80 x 35 cm a partir do perfil geotécnico do solo, verificou-se que a sapata em solo natural exige dimensões de 190x80 cm para conseguir suportar a carga do pilar gerando um custo de R\$ 1081,75 para sua execução. Enquanto, que ao dimensionar a sapata em solo cimento verificou-se que as dimensões necessárias estão abaixo do recomendado pela ABNT NBR 6122:2010, sendo adotado para este caso uma sapata mínima de 140x60 cm que resultou em um custo de R\$ 604,68 e R\$ 609,29, respectivamente para adição de 6% e 8% de cimento.

Pode-se então concluir que a metodologia de dosagem η/Civ apresenta grande empregabilidade na redução de custos com execução de fundações superficiais. Os resultados mostraram-se bastante satisfatório para a otimização do custo de uma sapata isolada assentada em solo-cimento, chegando a diminuir até 44% do custo para execução de uma sapata assentada sobre uma camada de 30 cm de solo-cimento.

Portanto, pode-se afirmar que antes de executar uma sapata assente sobre uma camada de solo estabilizado é de suma importância realizar ensaios para definir se para aquele solo em questão haverá aumentos significativos de parâmetros geotécnicos como a coesão.

6. REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ALMEIDA, G. B. de O. Avaliação da Resistência à Compressão Simples de Misturas de.pdf. **Congresso Brasileiro de Mecânica dos Solos e Engenharia Geotécnica**, 2016.

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

ARRIVABENI, B.S. **Alternativas para estabilização granulométrica e química de solo de estradas florestais**. Viçosa-MG,2017.

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, 2010.

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

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 16697: Cimento Portland-Requisitos**. Rio de Janeiro, 2018.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS: **NBR 6458: Grãos de Solos que passam na peneira de 4,8 mm – Determinação da Massa Específica**. Rio de Janeiro, 2016.

CABERLON, R.C. **Influência de parâmetros fundamentais na rigidez, resistência e dilatância de uma areia artificialmente cimentada**. Tese de doutorado Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, 2008.

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

CONSOLI, N. C.; SALDANHA, R.B. ; NOVAES, J. F. ; SCHEUERMANN FILHO, H. C. . On the Durability and Strength of Compacted Coal Fly Ash-Carbide Lime Blends. **SOILS & ROCKS**, v. 40, p. 155-161, 2017. (b).

CONSOLI, N.C.; CRUZ, R. C.; FLOSS, M. F.; FESTUGATO, L. Parameters Controlling Tensile and Compressive Strength of Artificially Cemented Sand. **J. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering**. v.136, n.5, p.759-763, 2010.

CONSOLI, N.C.; DA ROCHAC.G. ; SILVANI, C. Devising dosages for soil-fly ash-lime blends based on tensile strength controlling equations. **Construction & Building Materials** v. 55, p. 238-245, 2014(a).

CONSTANCIO, L. A. **Capacidade de carga de um modelo de fundação superficial em solo arenoso fofo com reforço de geotêxtil**. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Estadual de Campinas, São Paulo, 2010.

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.

DALLA, Rosa. **Estudo dos Parâmetros-Chave no Controle da Resistência de Misturas Solo-Cinza-Cal**. 2009. 200f. Dissertação (Mestrado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre, 2009.

DAER. **Departamento Autônomo de Estradas de Rodagem**. Rio Grande do Sul, 2018.

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.

GONÇALVES, J. C. P. da S. **Estudo do teor em água e porosidade como.pdf**. 2016. Faculdade de ciências e tecnologia, Universidade de Lisboa, 2016.

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.

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.

OLIVEIRA, K. E. B. B; **Solo Cimento: Avaliação Econômica da Utilização de Camada Cimentada para Reforço de Fundações Superficiais**. 2018. 59 f. Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) – Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande, 2018.

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

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

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

PRIETTO, P.D.M. **Resistencia e Dilatância de solos cimentados: Uma Abordagem Teórico-Experimental**. Tese (Doutorado em Engenharia) – Universidade Federal do Rio Grande do Sul, Porto Alegre-RS, 2004.

SALDANHA, R. B.; CONSOLI, N. C. Accelerated Mix Design of Lime Stabilized Materials. **Journal of Materials in Civil Engineering**, v. 28, n. 3, p. 1–8, 2016.

SCARIOT, K.A.L. **Estudo paramétrico da resistência ao cisalhamento de um solo de baixa capacidade de suporte**. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) - Universidade Federal de Campina Grande, Campina Grande -PB, 2018.

SAYÃO, Alberto; SIEIRA, Ana Cristina; SANTOS, Petrucio. **Reforço de solos: Manual Técnico**. Jundiaí: Maccaferri, 2012.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de Campo e suas aplicações a engenharia de fundações**. 2ª edição, São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

CAIXA ECONÔMICA FEDERAL (CAIXA). **Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI**. João Pessoa, 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.; PECK, R.B. **Soil Mechanics in engineering practice**. New York: John Wiley and Sons, 1967.

VARGAS, M. Associação Brasileira De Geologia De Engenharia e Ambiental. **Evolução das Investigações geológicas: Os solos da cidade de São Paulo: Histórico das pesquisas**. São Paulo, 2002. 152 p.

ANEXOS

Anexo 01: Relatório de Caracterização do solo estudado fornecido pela Atecel

Anexo 02: Perfil geotécnico do solo avaliado fornecido pela Atecel

Anexo 03: Fichas intermediárias utilizadas para o cálculo do orçamento.

RESUMO DE ENSAIO							
Obra: Barragem de Terra – Barragem Jacaraúna				Procedência: Jazida 03			
Local: Sítio Jacaraúna, Município de Santa Rita – PB				Data: 21 de Setembro de 2018			
Interessado: Destilaria Japungú							
Amostra		1	1	2	3	3	
Local		Jazida 03	Jazida 03	Jazida 03	Jazida 03	Jazida 03	
Estaca (n°)							
Lado D X E							
Profundidade (m)		0,20-1,60	1,60-3,00	0,45-3,00	0,30-1,60	1,60-3,00	
Granulometria	Peneira - % Passando	2"	100	100	100	100	
		1"	100	100	100	100	
		3/8"	100	99	100	100	100
		N° 4	100	98	100	99	99
		N° 10	97	95	98	88	96
		N° 40	47	67	66	57	49
		N° 80	25	47	48	38	32
		N° 200	17	36	37	28	23
FAIXA AASHO							
Modulo de Finura							
Ø Máximo							
LL		20	28	28	24	24	
LP							
IP		7	12	10	9	8	
EA							
IG							
Classificação Unificada		SC	SC	SC	SC	SC	
Compactação e CBR	12 Golpes	D. Máx.					
		U. Ótima					
		CBR					
		Exp.					
	25 Golpes	D. Máx.	2.003	1.855	1.890	1.960	1.991
		U. Ótima	9,0	12,8	12,8	10,2	10,0
		CBR (%)					
		Exp.					
	56 Golpes	D. Máx.					
		U. Ótima					
		CBR					
		Exp.					
Campo	Densidade						
	Umidade						
	Compactação %						
OBS:	Proctor Normal (25 Golps)						

ATECEL - Associação Técnico Científica
 Ernesto Luiz de Oliveira Júnior
 Francisco Barbosa de Lucena
 Engenheiro - CREA 1603211195

Francisco Barbosa de Lucena
 Engº Consultor da ATECEL

Obra: Barragem de Terra - Barragem Jacaraúna

Local: Sítio Jacaraúna - Município de Santa Rita - PB

Interessado: Destilaria Japungú

FURO DE SONDAGEM Nº : SPT 05

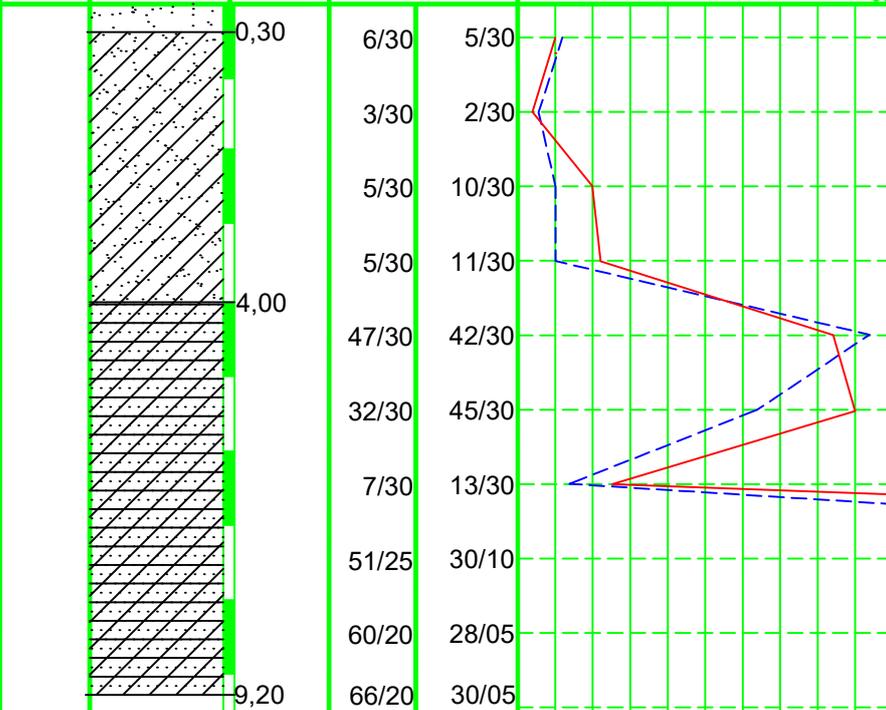
Revestimento: Diâmetro Interno: 2 1/2"

Amostrador | Diâmetro Interno: 1 3/8"
Diâmetro Externo: 2"

Peso do Martelo: 65Kg

Altura de Queda: 75cm

Nível D'Água (m)	Convenção Gráfica	Prof. da Camada (m)	Penetração: (Golpes/30cm)				
			Nº de Golpes / 15		Gráfico: Registrência a Penetração		
			1ª e 2ª	2ª e 3ª	0	10	20



Classificação do Material

Solo arenoso, pouco compacto, de cor escura.

Argila arenosa, de consistência mole a média, de cor amarela.

Argila arenosa, de consistência rija a dura, de cor amarela.

Arenito argiloso, muito compacto a medianamente compacto, de cor amarela.

Arenito argiloso, muito compacto, de cor amarela.

Interrompido o furo a 9,20 m

Nível de Água = Não Existente

Desenhista: Leonardo Di Pace

Coordenadas: Sem Coordenadas

Observação:

Cota = Nível Natural do Terreno

Data Início: 24/08/2018

Estaca: 4

Engº Responsável:

Data Término: 24/08/2018

ATECEL - Associação Técnico Científica
Ernesto Luiz de Oliveira Júnior
Francisco Barbosa de Lucena
Engenheiro - CREA 1603211195

ANEXO 03

(Fichas intermediárias utilizadas para o cálculo do orçamento)

➤ Fichas TCPO (2012)

TABELA 01 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE BETONEIRA ELÉTRICA - FICHA INTERMEDIÁRIA						
COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	BETONEIRA ELÉTRICA, POTÊNCIA 2HP; 1,5 kW; CAPACIDADE 400 l - VIDA ÚTIL 10.000 HORAS					Nº 36.003.000017 EQH
						UNIDADE: hprod
						DATA: 23/06/2019
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES
Ajudante	h	1	4,54	-	4,54	LEIS SOCIAIS
Energia Elétrica	kW	1,5	0,65	0,98	-	BDI
Manutenção de equipamentos para concreto e argamassa (betoneira, elétrica, potência 2 hp, capacidade 400 l)	%	0,01%	2871,33	0,17	-	
Depreciação de equipamentos para concreto e argamassa (betoneira, elétrica, potência 2 hp, capacidade 400 l)	%	0,01%	2871,33	0,26	-	
Juros de capital de equipamentos para concreto e argamassa (betoneira, elétrica, potência 2 hp, capacidade 400 l)	%	0,00%	2871,33	0,09	-	
Seguro para betoneira, elétrica, potência 2 hp, capacidade 400 l - vida útil 10.000 horas)	%	0,00%	2871,33	0,04	-	
SUBTOTALS				1,54	4,54	
CUSTO TOTAL					R\$6,08	

TABELA 02 - COMPOSIÇÃO DE CUSTOS DE CONCRETO NÃO ESTRUTURAL, PREPARO COM BETONEIRA - FICHA INTERMEDIÁRIA

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	CONCRETO NÃO ESTRUTURAL, PREPARO COM BETONEIRA					N° 05.004.000097. SER		
						UNIDADE: m³		
							DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES		
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA			
Servente	h	6	4,54	-	27,24	LEIS SOCIAIS		
Areia lavada tipo média	m³	0,677	30,00	20,31	-	BDI		
Brita 1	m³	0,263	60,00	15,78	-			
Brita 2	m³	0,615	65,00	39,975	-			
Cimento Portland CP-32	kg	220	0,35	77,00	-			
Betoneira elétrica, potência 2 hp (1,5 kW), capacidade 400l - vida útil 10000h	hprod	0,306	6,08	1,86	-			
SUBTOTALS				154,93	27,24			
CUSTO TOTAL						R\$182,17		

TABELA 03 - COMPOSIÇÃO DE CUSTOS DE LASTRO DE CONCRETO MAGRO DE 5 CM - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	LASTRO DE CONCRETO INCLUINDO PREPARO E LANÇAMENTO					N° 04.012.000006. SER		
						UNIDADE: m³		
							DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES		
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA			
Servente	h	6	4,54	-	27,24	LEIS SOCIAIS		
Pedreiro	h	2	6,36	-	12,72	BDI		
Concreto não estrutural preparado com betoneira	m³	1	182,17	182,17	-			
SUBTOTALS				182,17	39,96			
CUSTO TOTAL						R\$222,13		

TABELA 04 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO CONCRETO DA SAPATA - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	CONCRETO ESTRUTURAL VIRADO EM OBRA, CONTROLE "B", CONSISTÊNCIA PARA VIBRAÇÃO, BRITA 1, FCK 25 MPa					N° 0.003.000048. SER	
						UNIDADE: m³	
						DATA: 23/06/2018	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Servente	h	6	4,54	-	27,24	LEIS SOCIAIS	
Areia lavada tipo média	m³	0,578	30,00	17,34	-	BDI	
Brita 1	m³	0,712	60,00	42,72	-		
Cimento Portland CP-32	kg	373	0,35	130,55	-		
Betoneira elétrica, potência 2 HP(1,5 kW), capacidade 400l - vida útil 10000h	hprod	0,306	6,08	1,86	-		
SUBTOTALS				192,47	27,24		
CUSTO TOTAL						R\$219,71	

TABELA 05 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE VIBRADOR IMERSÃO - FICHA INTERMEDIÁRIA						
COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	VIBRADOR DE IMERSÃO, ELÉTRICO, POTÊNCIA 1HP (0,75KW) - VIDA ÚTIL 20.000H					Nº 36.003.000041. EQH
						UNIDADE: hprod
						DATA: 23/06/2019
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA	
Ajudante	h	1	4,54	-	4,54	LEIS SOCIAIS
Energia Elétrica	KW	0,75	0,65	0,49	-	BDI
Manutenção de equipamentos para concreto e argamassa (vibrador de imersão, elétrica, potência 1 hp)	%	0,0025	1489,33	3,72	-	
Depreciação de equipamentos para concreto e argamassa (vibrador de imersão, elétrica, potência 1 hp)	%	0,0047	1489,33	7,00	-	
Juros do Capital para concreto e argamassa (vibrador de imersão, elétrica, potência 1 hp)	%	0,0017	1489,33	2,53	-	
Seguro para vibrador de imersão, elétrico, potência 1hp (0,75 KW) - vida útil 20.000h	%	0,0007	1489,33	1,04	-	
SUBTOTALS				14,79	4,54	
CUSTO TOTAL					R\$19,33	

TABELA 06 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE EXECUÇÃO DO CONCRETO ESTRUTURAL EM FUNDAÇÃO - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	CONCRETO - APLICAÇÃO E ADENSAMENTO COM VIBRADOR DE IMERSÃO (MOTOR ELÉTRICO)				05.004.000099 SER		
					UNIDADE: m ³		
						DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Pedreiro	h	1,65	6,36	-	10,49	LEIS SOCIAIS	
Servente	h	4,5	4,54	-	20,43	BDI	
Vibrador de imersão, elétrico, potência 1hp (0,75KW) - vida útil 20.000h	h prod	0,65	19,33	12,56	-		
SUBTOTALS				12,56	30,92	CUSTO TOTAL	
CUSTO TOTAL						R\$43,49	

TABELA 07 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE FÔRMAS PARA FUNDAÇÃO - FABRICAÇÃO - FICHA INTERMEDIÁRIA

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	FÔRMA DE MADEIRA PARA FUNDAÇÃO, COM TÁBUAS E SARRAFOS - FABRICAÇÃO					04.008.000018 SER		
						UNIDADE: m²		
							DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES		
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA			
Ajudante de Carpinteiro	h	0,512	4,54	-	2,32	LEIS SOCIAIS		
Carpinteiro	h	2,05	6,36	-	13,04	BDI		
Sarrafo (seção transversal : 1 x 3" / espessura: 25 mm / altura: 75 mm)	m	3,75	5,20	19,50	-			
Tábua de pinus (seção transversal: 1 x 12")	m²	1,3	5,20	6,76	-			
Prego com cabeça 17x 21 (comprimento: 48 mm / diâmetro: 3 mm)	kg	0,18	6,52	1,17	-			
SUBTOTALS				27,43	15,36	CUSTO TOTAL		
CUSTO TOTAL						R\$42,80		

TABELA 08 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE FÔRMAS PARA FUNDAÇÃO - MONTAGEM - FICHA INTERMEDIÁRIA

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	FÔRMA DE MADEIRA PARA FUNDAÇÃO, COM TÁBUAS E SARRAFOS - MONTAGEM					04.008.000022 SER		
						UNIDADE: m²		
							DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES		
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA			
Ajudante de Carpinteiro	h	0,202	4,54	-	4,54	LEIS SOCIAIS		
Carpinteiro	h	0,806	6,36	-	6,36	BDI		
Desmoldante de fôrmas para concreto	l	0,11	6,84	0,75	-			
Aço CA-50 diâmetro 10 mm, em barra, massa nominal 0,617 kg/m	Kg	0,1	4,07	0,41	-			
Prego com cabeça dupla 17 x 27 (comprimento: 62,1 mm / diâmetro 3 mm)	kg	0,1	6,52	0,65	-			
SUBTOTALS				1,81	10,90	CUSTO TOTAL		
CUSTO TOTAL						R\$12,71		

TABELA 09 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE FÔRMAS PARA FUNDAÇÃO - DESMONTAGEM - FICHA INTERMEDIÁRIA

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	FÔRMA DE MADEIRA PARA FUNDAÇÃO, COM TÁBUAS E SARRAFOS - DESMONTAGEM					04.008.000027 SER	
						UNIDADE: m²	
						DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Ajudante de Carpinteiro	h	0,086	4,54		0,39	LEIS SOCIAIS	124,17%
Carpinteiro	h	0,346	6,36		2,20	BDI	45,75%
SUBTOTALS					2,59	CUSTO TOTAL	
CUSTO TOTAL						R\$ 2,59	

TABELA 10 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO DE FÔRMAS PARA FUNDAÇÃO - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	FÔRMA DE MADEIRA PARA FUNDAÇÃO, COM TÁBUAS E SARRAFOS					04.008.000012 SER	
						UNIDADE: m²	
						DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Fabricação de fôrma de madeira para fundação, com tábuas e sarrafos	m²	0,33	42,8	14,12		LEIS SOCIAIS	
Montagem de fôrma de madeira para fundação, com tábuas e sarrafos	m²	1	12,71	12,71		BDI	
Desmontagem de fôrma de madeira para fundação, com tábuas e sarrafos	m²	1	2,59	2,59			
SUBTOTALS				29,42			
CUSTO TOTAL						R\$29,42	

TABELA 11 - COMPOSIÇÃO DE CUSTO ARMADURA SAPATA - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	ARMADURA DE AÇO CA-50, FORNECIMENTO E MONTAGEM (AÇO ADQUIRIDO CORTADO E DOBRADO)					05.001.000007.SER		
						UNIDADE: Kg		
							DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES		
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA			
Ajudante de Armador	h	0,051	4,54	-	0,23	LEIS SOCIAIS		
Armador	h	0,034	6,36	-	0,22	BDI		
Serviço de corte/dobra industrializado para aço CA-50/60	Kg	1	4,48	4,48	-			
Espaçador circular de plástico para pilares, fundo e laterais de vigas, lajes, pisos e estacas (cobrimento: 30 mm)	un.	4,7	0,16	0,752	-			
AÇO-CA 50	Kg	1	3,87	3,87	-			
Arame recozido nº 18 BWG - Diâmetro 1,25 mm	Kg	0,02	5,15	0,103	-			
SUBTOTALS				9,205	0,45			
CUSTO TOTAL						R\$9,65		

TABELA 12 - ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	ESCAVAÇÃO MANUAL DE VALA EM SOLO DE 1ª CATEGORIA ATÉ 2,00 M DE PROFUNDIDADE				02.004.000049.SER	
	UNIDADE: m³					
DATA: 23/06/2019						
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA	
Servente	h	4	4,54	-	18,16	LEIS SOCIAIS
						BDI
SUBTOTAIS					18,16	
CUSTO TOTAL						R\$18,16

TABELA 13 - REGULARIZAÇÃO DE VALA - FICHA FINAL

COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	REGULARIZAÇÃO DE FUNDO DE VALA COM SOQUETE				02.004.000001.SER	
	UNIDADE: m²					
DATA: 23/06/2019						
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA	
Servente	h	1,5	4,54	-	6,81	LEIS SOCIAIS
						BDI
SUBTOTAIS					6,81	
CUSTO TOTAL						R\$6,81

TABELA 14 - REATERRO MANUAL - FICHA FINAL							
COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	REATERRO E COMPACTAÇÃO MANUAL DE VALA POR APILOAMENTO COM SOQUETE					02.004.000007.SER	
						UNIDADE: m³	
						DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	PREÇO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Pedreiro	h	0,35	6,36	-	2,23	LEIS SOCIAIS	
Servente	h	3,5	4,54	-	15,89	BDI	
SUBTOTAIS					18,12		
CUSTO TOTAL						R\$18,12	

➤ Ficha adaptada do TCPO

TABELA 15 - HOMOGENEIZAÇÃO DA CAMADA DE SOLO-CIMENTO - FICHA INTERMEDIÁRIA							
COMPOSIÇÃO DE PREÇOS	ESTABILIZAÇÃO COM SOLO CIMENTO PARA ASSENTAMENTO DE FUNDAÇÃO RASA					001.ADAPTADA	
						UNIDADE: m³	
						DATA: 23/06/2019	
COMPONENTES	UND	CONSUMO	CUSTO UNITÁRIO (R\$)	R\$		OBSERVAÇÕES	
				MATERIAL	MÃO-DE-OBRA		
Servente	h	1,5	4,54	-	6,81	LEIS SOCIAIS	
SUBTOTAIS					6,81	BDI	
CUSTO TOTAL						R\$ 6,81	

- Fichas elaboradas a partir de trabalhos anteriores

TABELA 16 - Solo estabilizado ($\gamma_d = 16 \text{ kN/m}^3$) com 6% de Cimento compactado com G=100% na energia de Proctor Intermediário					
Material	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal	001.AUTORIA PRÓPRIA
Areia	1600,00	Kg	R\$0,00	R\$0,00	UNIDADE: m ³
Cimento	96,00	Kg	R\$0,46	R\$44,16	DATA: 23/06/2019
Compactação 100% P.N	1,00	m ³	R\$3,52	R\$3,52	OBSERVAÇÕES
Homogeneização da camada	1,00	m ³	R\$6,81	R\$6,81	
TOTAL					R\$54,49

TABELA 17 - Solo estabilizado ($\gamma_d = 14 \text{ kN/m}^3$) com 8% de Cimento compactado com G=100% na energia de Proctor Intermediário					
Material	Consumo	Unidade	Custo Unitário	Subtotal	002.AUTORIA PRÓPRIA
Areia	1400,00	Kg	R\$0,00	R\$0,00	UNIDADE: m ³
Cimento	112,00	Kg	R\$0,46	R\$51,52	DATA: 23/06/2019
Compactação 100% P.N	1,00	m ³	R\$3,52	R\$3,52	OBSERVAÇÕES
Homogeneização da camada	1,00	m ³	R\$6,81	R\$6,81	
TOTAL					R\$61,85