



Universidade
ESTADUAL DA PARAÍBA

**UNIVERSIDADE ESTADUAL DA PARAÍBA
CAMPUS VIII
CENTRO DE CIÊNCIAS, TECNOLOGIA E SAÚDE
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL**

JOSÉ VALTER ALVES

**ANÁLISE DO MELHORAMENTO DE SOLO
COM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO COMPARADO COM
A SOLUÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO**

**ARARUNA – PB
2015**

JOSÉ VALTER ALVES

**ANÁLISE DO MELHORAMENTO DE SOLO
COM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO COMPARADO COM
A SOLUÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO**

Trabalho de Conclusão de Curso (TCC) apresentado à Universidade Estadual da Paraíba, como requisito parcial à obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil pela Universidade Estadual da Paraíba.

Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra.

**ARARUNA – PB
2015**

É expressamente proibida a comercialização deste documento, tanto na forma impressa como eletrônica. Sua reprodução total ou parcial é permitida exclusivamente para fins acadêmicos e científicos, desde que na reprodução figure a identificação do autor, título, instituição e ano da dissertação.

A474a Alves, José Valter

Análise do Melhoramento de solo com estacas de compactação comparado com a solução em estacas hélice contínua [manuscrito] : estudo de caso / José Valter Alves. - 2015.
55 p. : il. color.

Digitado.

Trabalho de Conclusão de Curso (Graduação em Engenharia Civil) - Universidade Estadual da Paraíba, Centro de Ciências Tecnologia e Saúde, 2015.

"Orientação: Dr. Raimundo Leidimar Bezerra, Departamento de Engenharia Civil".

1. Estacas. 2. Solo. 3. Fundações. I. Título.

21. ed. CDD 624.177 2

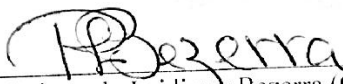
ANÁLISE DO MELHORAMENTO DE SOLO COM ESTACAS DE COMPACTAÇÃO
COMPARADO COM A SOLUÇÃO EM ESTACAS HÉLICE CONTÍNUA: ESTUDO DE CASO

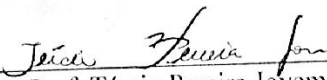
Trabalho de Conclusão de Curso apresentado
ao Curso de Graduação em Engenharia Civil
da Universidade Estadual da Paraíba, como
requisito parcial à obtenção do título de
Bacharel em Engenharia Civil.

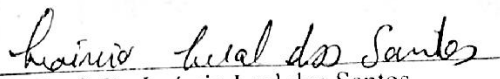
Orientador: Prof. Dr. Raimundo Leidimar
Bezerra.

Aprovada em: 18/06/2015

BANCA EXAMINADORA


Prof. Dr. Raimundo Leidimar Bezerra (Orientador)
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Prof. Tércio Pereira Jovem
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)


Prof. Dr. Laércio Leal dos Santos
Universidade Estadual da Paraíba (UEPB)

Ao Senhor Deus Supremo e àqueles que acreditam na
minha pessoa, DEDICO.

AGRADECIMENTOS

O agradecimento inicial é para Deus. É Ele que tudo nos permite.

A minha mãe, pelo amor, carinho, apoio e todo o empenho destinado a minha educação.

Ao meu pai (*in memoriam*), embora fisicamente ausente, sinto seu apoio para a realização deste trabalho.

Aos meus irmãos pelo apoio e incentivo.

Ao meu caríssimo orientador e professor Raimundo Leidimar pela valiosa e honrosa orientação, pelos ensinamentos e incentivos transmitidos.

A minha noiva Tatiane pelo apoio, incentivo e entendimento nos momentos de ausência.

Aos professores e funcionários do Departamento de Engenharia Civil do Campus VIII da UEPB.

Estendo os meus agradecimentos aos colegas de classe da graduação, em especial, a Túlio Raunyr, Joaldo Batista, Advanaldo Sousa, Douglas Cavalcante Herivelton Ruan e Valdemar Guedes pela amizade, companheirismo e sonhos compartilhados.

Por fim, agradeço a empresa Concesolo e Copesolo – Geotecnia e Fundações pelo projeto cedido para a realização de estudo e análise deste trabalho.

RESUMO

As estacas de compactação constituída de materiais granulares são empregadas no melhoramento de solo com o objetivo de aumentar a capacidade de carga do solo e reduzir ou eliminar os recalques excessivos das fundações, o que permite a opção por fundações superficiais e reduz os custos da fundação. Trata-se de uma técnica muito empregada na região do Nordeste brasileiro, principalmente na faixa litorânea. Essas estacas podem ser constituídas de: areia e brita; cimento e areia; cimento, areia e brita. O tamanho das estacas varia de 3,5 a 5,0 metros. O método de execução dessas estacas é semelhante ao modelo de execução das estacas do tipo Franki. Consiste na cravação dinâmica de um tubo de revestimento metálico com uma bucha seca no seu fundo através de sucessivos golpes de pilão sobre a mesma. Uma determinada empresa desenvolveu um projeto de melhoramento de solo através das estacas de compactação para o uso das fundações rasas por sapata na construção de um edifício, onde foram necessários 346 estacas constituídas de cimento e areia. O objetivo deste trabalho consiste na verificação da viabilidade técnica e econômica em se utilizar as fundações superficiais assentes em solos arenosos tratados com a técnica de compactação por estacas granulares em substituição a fundação profundas por estacas quando não há esse tratamento. Assim, será feito o dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas calculando-se capacidade de carga pelo método estudado exclusivamente para a estaca adotada, o Método de Antunes e Cabral (1996). Para efeito do dimensionamento, optou-se adotar estacas do tipo hélice contínua com diâmetro variável de 40 e 50 cm obedecendo um critério pré-estabelecido conforme a intensidade da carga do pilar. Para a análise da viabilidade econômica será feito um levantamento de custos das duas soluções.

Palavras-Chave: Estaca de compactação. Melhoramento do solo. Fundações profundas.

ABSTRACT

The compaction piles consists of granular materials they are employed in soil improvement in order to increase the soil carrying capacity and reduce or eliminate excessive settlements of the foundations, which allows the option for shallow foundations and reduces the costs of the foundation. One is about one technique very used in the Brazilian northeast region, mainly in the littoral band. Those stakes may be constituted of: sand and brita; cement and sand; cement, sand and brita. The size of the stakes ranges from 3.5 to 5.0 meters. The method of execution of such stakes is similar to execution model of the type Franki stakes. It consists of the dynamic cravação of a metallic covering pipe with a dry bushing in deep its through successive blows of pylon on the same one. A certain firm has developed a soil improvement project through the compaction stakes for the use of shallow foundations by shoe on construction of a building, where had been necessary 346 stakes consist of cement and sand. The objective of this work consists of the verification of the viability technique and economic in if to use the superficial foundations based on sandy soils treated with compression technique for granular stakes in replacement of deep stakes foundation when there is no this treatment. Thus, the geotechnical design will be made of deep foundation piles for calculating load capacity by the method developed exclusively for cutting adopted, method Antunes and Cabral (1996). For effect of the sizing, it was decided to adopt the continuous flight auger type piles with variable diameter of 40 cm and 50 obeying a pre-established as the load intensity of the pillar criteria. For the analysis of the economic viability it will be done a survey the costs of the two solutions.

Keywords: Compaction pile. Soil improvement. Deep foundations.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 –	Malha de estacas sob a sapata.....	27
Figura 2 –	Malha de estacas com anel de confinamento.....	27
Figura 3 –	Malha de estacas com dois anéis de confinamento.....	28
Figura 4 –	Processo executivo das estacas de compactação.....	30
Figura 5 –	Localização geográfica do bairro Manaíra.....	32
Figura 6 –	Área de interesse do empreendimento.....	33
Figura 7 –	a) Esquema de sondagem de simples reconhecimento à percussão SPT.....	34
Figura 7 –	b) Amostragem.....	34
Figura 8 –	Planta de localização dos furos da sondagem antes do melhoramento.....	35
Figura 9 –	Relatório de sondagem à percussão SP 01.....	36
Figura 10 –	Relatório de sondagem à percussão SP 02.....	37
Figura 11 –	Variação do N_{SPT} antes e depois do tratamento do solo.....	38
Figura 12 –	Planta de localização do furo da sondagem depois do melhoramento.....	38
Figura 13 –	Relatório de sondagem à percussão SP 01.....	39

LISTA DE QUADRO E TABELAS

Quadro 1 – Cargas dos pilares.....	43
Tabela 1 – Coeficiente K e razão de atrito α	17
Tabela 2 – Fatores de correção F_1 e F_2	18
Tabela 3 – Coeficiente característico do solo C	18
Tabela 4 – Valores atribuídos ao fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	19
Tabela 5 – Valores atribuídos ao fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.....	19
Tabela 6 – Valores do parâmetro α	20
Tabela 7 – Valores do parâmetro β	20
Tabela 8 – Parâmetros β'_1 e β'_2	20
Tabela 9 – Sugestão de espaçamentos para obtenção da σ_{adm}	25
Tabela 10 – Características das estacas.....	40
Tabela 11 – Quantitativo das estacas.....	40
Tabela 12 – Quantitativo das estacas do tipo hélice contínua.....	43
Tabela 13 – Custos da mão de obra (sapata).....	44
Tabela 14 – Custos dos materiais (sapata).....	44
Tabela 15 – Custos da mão de obra (estaca).....	45
Tabela 16 – Custos dos materiais (estaca).....	45

LISTA DE ABREVIATURAS E SIGLAS

ABNT	Associação Brasileira de Normas Técnicas
ABCP	Associação Brasileira de Cimento Portland
C	Coefficiente empírico no método de Décourt & Quaresma
CPT	Cone Penetration Test
D	Diâmetro da estaca
E'	Módulo de deformação
FS	Fator de Segurança
K	Coefficiente variável com o tipo de solo
L	Comprimento da estaca
NBR	Norma Brasileira
N_{SPT}	Índice de resistência à penetração SPT
P_{adm}	Carga admissível
SINAPI	Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil
SPT	Standard Penetration Test
U	Área do perímetro da estaca

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO	11
1.1 Considerações gerais e justificativa do trabalho	11
2 OBJETIVOS	132
2.1 Objetivo Geral	12
2.2 Objetivo Específico	12
3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA	13
3.1 Conceito de fundação	13
3.1.1 Fundações superficiais	13
3.1.2 Fundações profundas	14
3.1.2.1 Capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca	15
3.1.2.1.1 Método Aoki – Velloso (1975).....	16
3.1.2.1.2 Método Décourt – Quaresma (1978).....	18
3.1.2.1.3 Método Teixeira (1996).....	19
3.1.2.1.4 Método de Antunes & Cabral (1996).....	20
3.1.2.2 <i>Carga admissível, P_{adm}</i>	21
3.1.3 Escolha do tipo de fundação	22
3.2 Técnicas de melhoramento de solo	23
3.2.1 Estacas de compactação	23
3.2.1.1 <i>Estacas de areia e brita</i>	23
3.2.1.2 <i>Estacas de cimento e areia</i>	24
3.2.1.3 <i>Estacas de cimento, areia e brita</i>	24
3.2.1.4 <i>Especificações de projeto</i>	25
3.2.1.5 <i>Procedimento de execução das estacas</i>	29
4 METODOLOGIA	31
5 ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO MODELO	32
5.1 Descrição e localização do empreendimento	32
5.2 Sondagens à percussão	33
5.3 Projeto de estacas de compactação	40
5.4 Dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas	41
6 LEVANTAMENTO DE CUSTOS DAS FUNDAÇÕES	44
6.1 Solução em sapatas	44
6.2 Solução em estacas	45
7 RESULTADOS E DISCUSSÕES	46
8 CONSIDERAÇÕES FINAIS	47
REFERÊNCIAS	48
ANEXOS	50

1 INTRODUÇÃO

1.1 Considerações gerais e justificativa do trabalho

A engenharia de fundações tem se valido das mais diversas técnicas a fim do desenvolvimento da melhoria de solo objetivando a viabilidade técnica e econômica na construção de obras diversas, garantindo a segurança e a vida útil dos seus projetos. Uma das técnicas que vem sendo muito utilizada, principalmente no Nordeste do Brasil, são as estacas de compactação constituída de materiais granulares. Sua empregabilidade é mais corrente nas cidades que se encontram na faixa litorânea nordestina. O propósito dessa técnica é de aumentar a capacidade de carga do solo, e conseqüentemente, reduzir os recalques das fundações.

O melhoramento do solo é aplicado quando se pretende construir sobre o maciço terroso que apresenta camadas intermediárias compressíveis, as quais são favoráveis a recalques que podem provocar danos estruturais. Ainda, o melhoramento se faz necessário quando é preferível adotar fundações superficiais a fundações profundas, preferência esta que na maioria dos casos se deve a fatores financeiros quando se faz uma análise de custo. Um outro fator determinante para o melhoramento se deve a alta racionalização das cargas verticais pela tensão admissível do solo, o que implica em dimensões muito elevadas do elemento de fundação por sapatas.

Como solução, deve-se aumentar a tensão admissível do solo através do melhoramento. Essa compactação é possível quando se trata de solos arenosos e que, minuciosos e aprofundados estudos de recalques, sejam realizados (SOARES e SOARES, 2006).

Nesse contexto, este trabalho se justifica pelo comparativo entre o projeto de melhoramento do solo com estacas de compactação de areia e cimento, para o assentamento das fundações superficiais e o projeto geotécnico das fundações profundas por estacas do tipo hélice contínua. Devido à grande demanda por imóveis, até pouco tempo incentivada pelos programas governamentais, a introdução de técnicas de melhoramento de solo pode reduzir os custos finais das obras. Nesse sentido, o intuito do trabalho é de expor a viabilidade técnica e econômica da opção pelas fundações superficiais em consequência do melhoramento do solo através das estacas de compactação. Na oportunidade, será feito o quantitativo das estacas das fundações profundas.

2 OBJETIVOS

2.1 Objetivo Geral

A finalidade deste trabalho é mostrar a viabilidade de se utilizar fundações superficiais em solos arenosos melhorados com estacas de compactação em substituição a fundações profundas convencionais em caso de não haver esse melhoramento.

2.2 Objetivo Específico

Além da análise do projeto existente das estacas de compactação para construção de um edifício, será feito o dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas e o levantamento de custos das fundações (estacas e sapatas) utilizando as seguintes metodologias:

- Para o cálculo da capacidade de carga do conjunto solo-estaca, adotar-se-á o método proposto por Antunes e Cabral (1996);
- As especificações e disposições dos elementos de fundação do projeto seguirão as orientações de Alonso (2010).

3 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

3.1 Conceito de fundação

Fundação é um termo utilizado na engenharia para designar as estruturas responsáveis por transmitir as solicitações das construções ao solo. Existem diversos tipos de fundações e são projetadas levando em consideração a carga que recebem e as características geotécnicas dos solos que as suportarão (VARGAS, 2002).

Cotidianamente, pode-se ouvir ou ver o emprego de alguns termos como sapata, tubulão, estaca, etc, direcionado à fundação como um todo, ocorrendo assim, um certo equívoco. Cintra *et al* (2011) chama a atenção para o emprego do conceito de fundação de maneira correta. Segundo esses autores, a fundação é constituída de duas partes: o elemento estrutural de fundação (a sapata, a estaca ou o tubulão) e o elemento geotécnico, isto é, o maciço de solo. Nesse contexto, quando se utilizar do conceito de fundação não se deve substituir o todo pela parte.

Com relação a classificação das fundações, Cintra *et al* (2011) afirmam:

Há diferentes formas de agrupar os vários tipos de fundação. Uma delas leva em conta a profundidade da ponta ou base do elemento estrutural de fundação, o que dá origem a dois grandes grupos: as fundações rasas ou superficiais, como as fundações por sapatas, e as fundações profundas, como as fundações por estacas ou tubulões.

A seguir, apresentam-se os conceitos desses dois grupos de fundações.

3.1.1 Fundações superficiais

A norma NBR 6122/2010 define fundação superficial como sendo o elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação.

Para Silva e Lüke (2013) as fundações superficiais são aquelas quando a camada resistente à carga da edificação, ou seja, onde a base da fundação está implantada, não excede a duas vezes a sua menor dimensão ou se encontre a menos de 3 metros de profundidade.

Velloso e Lopes (2010) explicitam os tipos de elementos de fundação inclusos nesse grupo:

- a) *Bloco*: elemento de fundação de concreto simples, dimensionado de maneira que as tensões de tração nele resultantes possam ser resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura;
- b) *Sapata*: elemento de fundação superficial de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas por armadura especialmente disposta para este fim (por isso as sapatas têm menor altura que os blocos);
- c) *Sapata corrida*: sapata sujeita a ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares em um mesmo alinhamento (as vezes chamada de baldrame ou de viga de fundação);
- d) *Grelha*: elemento de fundação constituído por um conjunto de vigas que se cruzam nos pilares;
- e) *Sapata associada*: sapata que recebe mais de um pilar;
- f) *Radier*: elemento de fundação superficial que recebe parte ou todos os pilares de uma estrutura.

3.1.2 Fundações profundas

Conforme prescrito na norma NBR 6122/2010, é o elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0 metros.

Constituem esse grupo os seguintes elementos de fundação, assim definidos por Velloso e Lopes (2010):

- a) *Estaca*: elemento de fundação profunda executado por ferramentas ou equipamentos, execução esta que pode ser por cravação ou escavação, ou ainda, mista;
- b) *Tubulão*: elemento de fundação profunda de forma cilíndrica que, pelo menos na sua fase final de execução, requer a descida de operário ou técnico (o tubulão não difere da estaca por suas dimensões, mas pelo processo executivo, que envolve a descida de pessoas);
- c) *Caixão*: elemento de fundação profunda de forma prismática, concretado na superfície e instalado por escavação interna.

3.1.2.1 Capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca

Trata-se do valor da força correspondente à máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura do sistema, em termos geotécnicos (CINTRA e AOKI, 2011).

É dada pela Equação 1:

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

Em que:

$R_L =$ resistência lateral;

$R_P =$ resistência de ponta.

Onde, para determinar a resistência lateral, multiplica-se o perímetro U do fuste pelo somatório das forças resistentes por atrito lateral em diversos segmentos da estaca, isto é, pela Equação 2:

$$R_L = U \sum (r_L \Delta_L) \quad (2)$$

Por outro lado, a resistência de ponta é obtida multiplicando-se a resistência de ponta, em unidades de tensão, r_p , pela área da seção transversal da ponta ou base da estaca, A_p . Ou seja:

$$R_P = r_p A_p \quad (3)$$

Existem três formas para determinação (ou previsão) da capacidade de carga de uma fundação profunda por estaca. A primeira baseia-se em fórmulas teóricas subdivididas para as estacas em solos argilosos e as estacas em solos arenosos. O modelo baseado nas formulações teóricas é pouco aplicado para previsão da capacidade de carga para fundações profundas, sendo mais aplicado em fundações superficiais. A segunda é baseada nos métodos semi-empíricos¹. Já a última consiste na realização de provas de cargas realizadas *in loco*, a qual é onerosa e demorada, porém apresenta resultados satisfatórios.

¹ Quando são usadas correlações com ensaios *in situ*, isto é, a experiência dos seus autores com base em estudos estatísticos e que podem ser aplicados com propriedade.

A metodologia semi-empírica para previsão da capacidade de carga de um elemento de fundação por estaca é preferível à metodologia teórica em virtude dos resultados serem mais confiáveis e valores resultantes poucos discrepantes. Diversos métodos semi-empíricos foram propostos por autores brasileiros, destacando-se Aoki - Velloso (1975), Décourt – Quaresma (1978) e Teixeira (1996).

Nesse contexto, será apresentado adiante esses métodos semi-empíricos em virtude do dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas a ser realizado neste trabalho.

3.1.2.1.1 Método Aoki – Velloso (1975)

Esse método correlaciona as unidades de tensão (incógnitas geotécnicas), r_L e r_P , com os ensaios de penetração estática CPT, através de valores obtidos da resistência de ponta do cone (q_c) e do atrito lateral unitário na luva (f_s). Assim, através das Equações 4 e 5, obtém-se:

$$r_P = \frac{q_c}{F_1} \quad (4)$$

$$r_L = \frac{f_s}{F_2} \quad (5)$$

Onde, F_1 e F_2 são fatores de correção de acordo com o método de execução e tipo de estaca, e o cone do CPT.

No entanto, como se sabe na realidade brasileira, o ensaio mais empregado é o SPT, havendo assim, uma necessidade de se fazer uma substituição do valor da resistência de ponta do cone pela correlação com o índice de resistência à penetração (N_{SPT}), como demonstram Cintra e Aoki (2010) através da Equação 6:

$$q_c = KN_{SPT} \quad (6)$$

Sendo K um coeficiente que depende do tipo de solo, mostrado na Tabela 1.

Tem-se ainda que, há o atrito lateral em função de N_{SPT} juntamente a utilização da razão de atrito, α , que também é função do tipo de solo. Dessa forma, tem-se:

$$\alpha = \frac{f_s}{q_c} \quad (7)$$

Assim,

$$f_s = \alpha q_c = \alpha K N_{SPT} \quad (8)$$

Os valores de α estão mostrados na Tabela 1.

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α .

Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argilsa arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

Logo, as Equações 4 e 5 passarão a ser reescritas, respectivamente, como:

$$r_P = \frac{K N_P}{F_1} \quad (9)$$

$$r_L = \frac{\alpha K N_L}{F_2} \quad (10)$$

Sendo:

N_P = índice de resistência à penetração na cota da ponta da estaca;

N_L = índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L .

Portanto, a Equação 1 passa a ser:

$$R = \frac{K N_P}{F_1} A_P + \frac{U}{F_2} \sum_1^n (\alpha K N_L \Delta_L) \quad (11)$$

que é a formulação semi-empírica para determinar a capacidade de carga de uma fundação por estaca proposta por Aoki e Velloso (1975).

A Tabela 2 expressa os fatores de correção F_1 e F_2 .

Tabela 2: Fatores de correção F_1 e F_2 .

Tipo de estaca	F_1	F_2
Franki	2,50	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Aoki e Velloso, 1975.

3.1.2.1.2 Método Décourt – Quaresma (1978)

Esses autores propõem que a estimativa da tensão de atrito lateral (r_L) seja feita levando em consideração o valor médio do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste, isto é, N_L , conforme tabela, da qual são autores, independentemente do tipo de solo.

Para isso, adotam os limites $N_L \geq 3$ e $N_L \leq 15$ para o cálculo do índice de resistência à penetração do SPT ao longo do fuste desconsiderando os valores que serão utilizados na avaliação de resistência de ponta. A tensão de atrito lateral (em kPa) é dada por:

$$r_L = 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) \quad (12)$$

estendendo-se o limite superior de $N_L = 15$ para $N_L = 50$ para estacas de deslocamento e estacas escavadas com bentonita, mantendo $N_L \leq 15$ para estacas Strauss e tubulões a céu aberto.

Por outro lado, estima-se a capacidade de carga junto à ponta da estaca, r_p , através da seguinte equação:

$$r_p = CN_p \quad (13)$$

Sendo N_p o valor médio do índice de resistência a penetração na ponta ou base da estaca, obtido a partir de três valores: o correspondente ao nível da ponta ou base, o imediatamente anterior e o imediatamente posterior, e C , o coeficiente característico do solo. Os valores de C são obtidos na Tabela 3 a seguir.

Tabela 3: Coeficiente característico do solo C .

Tipo de solo	C (kPa)
Argila	120
Silte argiloso	200
Silte arenoso	250
Areia	400

Fonte: Décourt e Quaresma, 1978.

Esse método foi desenvolvido exclusivamente para as estacas pré-moldadas de concreto. Posteriormente, tal método foi estendido para outros tipos de estacas, como as estacas escavadas em geral, hélice contínua e injetadas com a introdução dos fatores α e β . Os valores propostos desses fatores são mostrados nas Tabelas 4 e 5.

Tabela 4 – Valores atribuídos ao fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argila	1,0	0,85	0,85	0,30	0,85	1,0
Solos intermediários	1,0	0,60	0,60	0,30	0,60	1,0
Areias	1,0	0,50	0,50	0,30	0,50	1,0

Fonte: Décourt, 1996.

Tabela 5 – Valores atribuídos ao fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo.

Tipo de solo	Tipo de estaca					
	Cravada	Escavada (em geral)	Escavada (bentonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetadas (alta pressão)
Argila	1,0	0,80	0,90	1,0	1,5	3,0
Solos intermediários	1,0	0,65	0,75	1,0	1,5	3,0
Areias	1,0	0,50	0,60	1,0	1,5	3,0

Fonte: Décourt, 1996.

Dessa forma, a formulação para a capacidade de carga desse método resulta em:

$$R = \alpha C N_p A_p + \beta 10 \left(\frac{N_L}{3} + 1 \right) UL \quad (14)$$

3.1.2.1.3 Método Teixeira (1996)

Trata-se de uma continuidade dos métodos descritos anteriormente com a proposta de uma equação unificada para a capacidade de carga, em função de dois parâmetros, α e β .

$$R = R_p + R_L = \alpha N_p A_p + \beta N_L UL \quad (15)$$

Onde:

N_p = valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de 4 diâmetros acima da ponta da estaca e 1 diâmetro abaixo;

N_L = valor médio do índice de resistência à penetração ao longo do fuste da estaca.

Os parâmetros α e β propostos pelo o autor são apresentados nas Tabelas 6 e 7.

Tabela 6: Valores do parâmetro α .

Solo ($4 < N_{SPT} < 40$)	Tipo de estaca – α (kPa)			
	Pré-moldada e perfil metálico	Franki	Escavada a céu aberto	Raiz
Argila siltosa	110	100	100	100
Silte argiloso	160	120	110	110
Argila arenosa	210	160	130	140
Silte arenoso	260	210	160	160
Areia argilosa	300	240	200	190
Areia siltosa	360	300	240	220
Areia	400	340	270	260
Areia com pedregulhos	400	380	310	290

Fonte: Teixeira,1996.

Tabela 7: Valores do parâmetro β .

Tipo de estaca	β (kPa)
Pré-moldada e perfil metálico	4
Franki	5
Escavada a céu aberto	4
Raiz	6

Fonte: Teixeira,1996.

3.1.2.1.4 Método de Antunes e Cabral (1996)

O método para previsão da capacidade de carga proposto pelos autores foi desenvolvido exclusivamente para as estacas hélice contínua. O método parte dos resultados do ensaio SPT e das informações que foram obtidas através provas de carga estáticas, comparando-se aos dois métodos semiempíricos tradicionais, Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978).

A capacidade de carga de estacas hélice contínua através desse método é estimada pela seguinte expressão:

$$R = U \sum (\beta'_1 N) \Delta L + (\beta'_2 N_b) A_b \quad (16)$$

Sendo β'_1 e β'_2 fatores dependente do tipo de solo de acordo com a Tabela 8.

Tabela 8: Parâmetros β'_1 e β'_2 .

Tipo de solo	β'_1 (%)	β'_2
Areia	4 - 5	2 - 2,5
Silte	2,5 - 3,5	1 - 2
Argila	2 - 3,5	1 - 1,5

Fonte: Antunes e Cabral,1996.

Onde, $\beta'_1 N$ e $\beta'_2 N_b$ são expressos em kgf/cm^2 e $\beta'_2 N_b \leq 40 kgf/cm^2$.

3.1.2.2 Carga admissível, P_{adm}

É definida como a máxima tensão que o conjunto solo-estaca, isto é, o maciço terroso mais o elemento de fundação, pode suportar dividida por um fator de segurança. Isto é,

$$P_{adm} = \frac{R}{FS} \quad (17)$$

Conforme prescrito na norma NBR 6122/2010, o fator de segurança FS adotado é 2 quando se adota o método semi-empírico para o cálculo da capacidade de carga. Nesse sentido, essa norma estabelece que, a carga admissível de uma estaca será dada por:

$$P_{adm} \leq \begin{cases} P_e \\ \frac{R}{FS} = \frac{R}{2} \end{cases} \quad (18)$$

Onde:

P_e é a carga estrutural da estaca ou carga de catálogo;

R é a capacidade de carga do conjunto solo-estaca.

Dessa forma, deve-se adotar o menor dos valores obtidos para segurança do sistema.

No caso de estacas escavadas, o método de Décourt-Quaresma adota o seguinte procedimento:

- Para a parcela de resistência de ponta, o fator de segurança é 4;
- Para a parcela de resistência lateral (de atrito), tem-se que o fator de segurança é 1,3.

Assim, a carga admissível para esse método é dada como:

$$P_{adm} \leq \begin{cases} P_e \\ \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \end{cases} \quad (19)$$

Analogamente ao caso anterior, adota-se o menor valor resultante.

3.1.3 Escolha do tipo de fundação

Na escolha do tipo de fundação para uma determinada construção devem ser consideradas diversas variáveis, o que torna essa atividade minuciosa e complexa. O Manual de Estrutura da Associação Brasileira de Cimento Portland elenca os parâmetros necessários com suas respectivas considerações para a escolha do tipo de fundação. Eis os parâmetros:

- **Topografia da área:** é importante tomar posse dos dados sobre taludes e encostas no terreno, além dos dados sobre erosões, ocorrência de solos moles na superfície, necessidade de efetuar cortes e aterros e estudos sobre a presença de obstáculos como aterros com lixo ou matacões;
- **Características do maciço de solo:** deve-se observar a variabilidade das camadas e a profundidade de cada uma delas, atentando-se para a existência de camadas resistentes ou adensáveis, bem como a compressibilidade, resistência e a posição do nível d'água;
- **Dados da estrutura:** a arquitetura, o tipo e o uso da estrutura, como por exemplo, consiste em um edifício, torre ou ponte, se há subsolo e ainda as cargas atuantes. Realizado esse estudo, descartam-se as fundações que oferecem limitações de emprego para a obra em que se está realizando a análise;
- **Dados sobre as construções vizinhas:** faz-se necessário conhecer o tipo de estrutura e fundações vizinhas verificando se existe subsolo. É importante verificar também se há danos existentes antes do início de escavações e vibrações provocadas pela nova obra em virtude das possíveis consequências pelos serviços citados;
- **Aspectos econômicos:** além do custo direto para a execução do serviço, deve-se considerar o prazo de execução. Há situações em que uma solução mais custosa oferece um prazo de execução menor, tornando-se mais atrativa.

Portanto, deve-se escolher o tipo de fundação contemplando os aspectos acima mencionados sob uma avaliação crítica, de modo que o sistema de fundação escolhido tenha um desempenho satisfatório e atenda aos requisitos técnicos e econômicos. Caso contrário, uma má escolha do tipo de fundação pode acarretar em altos custos e/ou comprometer o desempenho de toda estrutura.

3.2 Técnicas de melhoramento de solo

Diversas técnicas são utilizadas no melhoramento do solo para fins de fundações de determinadas construções. O melhoramento visa tão somente o aumento da resistência do solo e redução dos recalques obedecendo a uma ordem de grupos. Isto é, as técnicas de melhoramento podem ser aplicadas aos solos coesivos e aos não-coesivos. Para o primeiro caso, adotam-se as seguintes técnicas: vibroflotação, eletrosmose, tratamento termal, aditivos e injeção de compactação. Já para os solos não-coesivos são utilizadas as técnicas de: vibroflotação, estacas de compactação, explosivos e injeção de cimento.

Segundo Mitchell (1970 *apud* MIRANDA E SILVA, 2013), independentemente da técnica adotada, o propósito do tratamento é a eliminação do perigo de recalque excessivo, atendendo, assim, todos os índices de produtividade, custo, durabilidade, segurança e conforto.

Dentre as técnicas de melhoria do solo para fins de fundações de edifícios, apresentam-se as estacas de compactação. Estas, apresentam resultados satisfatórios quando adotadas de acordo com os critérios estabelecidos por alguns autores.

3.2.1 Estacas de compactação

São estacas de areia e brita instaladas no solo por processos dinâmicos com o objetivo de densificá-lo e diminuir os recalques da fundação. São também conhecidas como estacas de areia ou estacas granulares (SOARES, 2002).

São dois os métodos executivos das estacas de compactação, os quais são o de vibro-substituição e o de vibro-deslocamento. O primeiro é mais empregado em países desenvolvidos, o segundo é mais usual em países subdesenvolvidos (emergentes). Na realidade brasileira, prevalece a técnica de vibro-deslocamento empregada nas execuções de melhoria do solo. Dessa forma, o presente trabalho, seguindo a maior parte da literatura nacional, seguirá essa metodologia executiva.

De acordo com Soares e Soares (2006), as estacas de compactação mais usuais são adotadas conforme o material constituinte. Sendo elas:

3.2.1.1 Estacas de areia e brita

Para esses autores, elas são usadas quando se deseja obter apenas a densificação do solo arenoso. Pressupõe-se que a sapata aplicará uma carga distribuída sobre a areia e inclusive sobre as estacas de areia + brita, ou seja, a estaca não deverá trabalhar como uma estaca convencional,

não deverá receber carga concentrada, a sua função será apenas de compactar. São adequadas nos casos de areia com boa granulometria, sem muitos finos e o engenheiro geotécnico, através de sua experiência, percebe previamente que a compactação obterá bons resultados.

Para este tipo de estaca, o traço adotado é de quatro volumes de areia: um volume de brita. As especificações desses materiais devem seguir o que recomenda os autores, onde o agregado miúdo (areia) não deve ser fina e deve possuir a mesma granulometria da usada na confecção de concreto. Com relação ao agregado graúdo (brita), pode-se adotar a brita 38 ou 50.

3.2.1.2 Estacas de cimento e areia

As estacas de cimento e areia são adotadas de acordo com algumas particularidades, como a presença considerável da quantidade de finos na areia, desconhecimento da região pelo engenheiro geotécnico e a não existência de histórico de serviço de compactação na região de implantação.

Soares e Soares (2006) justifica a utilização do cimento pelo fato da petrificação das estacas causadas pelo mesmo, o que, segundo os autores, é propiciado um melhor estado de confinamento no solo melhorado.

Usualmente, adota-se os seguintes traços em volume para este tipo de estaca:

- $\frac{1}{\text{cimento}} : \frac{15}{\text{areia}}$;
- $\frac{1}{\text{cimento}} : \frac{20}{\text{areia}}$;
- $\frac{1}{\text{cimento}} : \frac{25}{\text{areia}}$.

3.2.1.3 Estacas de cimento, areia e brita

Comumente, de forma indevida, estas estacas são chamadas de estacas argamassadas, segundo afirmação de Soares e Soares (2006). Para eles, as estacas são constituídas de concreto magro com um traço definido em: um volume de cimento + oito volumes de areia + quatro volumes de brita, consistindo assim, num concreto seco com aparência da popular farofa.

Soares e Soares (2006) justifica a utilização destas estacas quando:

- O solo é uma mistura de areia com silte ou argila;
- É perceptível resultados razoáveis apresentados em virtude do melhoramento, mas que tais resultados não são o suficientemente necessário para viabilização do dimensionamento das sapatas;
- Faz-se necessário que as estacas, além de compactarem o solo, recebam também parte do esforço transmitido pela superestrutura, sob a forma de carga concentrada;
- O perfil geotécnico apresenta, na cota de assentamento da ponta das estacas, boa resistência, ou seja, um SPT > 20/30, pois a estaca trabalhará apenas com carga de ponta. Sendo assim, o atrito lateral será desprezível em decorrência do tamanho das estacas que variam entre 3,5 e 5,0 metros. Estas estacas possuem baixa capacidade de carga, admitindo-se no máximo 200 (kPa).

3.2.1.4 Especificações de projeto

Para elaboração do projeto das estacas de compactação, faz-se necessário, preliminarmente, a realização de ensaios de sondagem que são determinantes para apresentação do perfil geotécnico. Como exemplos mais comuns, o ensaio de SPT e o ensaio de cone. Sendo o primeiro mais usual por ser menos oneroso. A partir desses ensaios, estima-se a capacidade de suporte do solo. É indispensável também que se tenha a planta de cargas dos pilares da edificação acompanhada dos momentos eventuais e permanentes. Tanto a planta de cargas como os momentos são calculados sob responsabilidade do engenheiro calculista de estruturas.

Para Soares e Soares (2006), as sondagens SPT após a execução das estacas são imprescindíveis para verificação dos resultados obtidos face aos resultados esperados. Dessa forma, são esses resultados que determinam a eficiência do melhoramento.

De posse dos elementos essenciais ao projeto de execução das estacas, dá-se início ao projeto com a análise dos mesmos de maneira simultânea. Segundo Soares e Soares (2006), a tensão admissível σ_{adm} é estimada de acordo com o porte do prédio. Tais autores sugerem para a obtenção da σ_{adm} requerida os espaçamentos entre as estacas apresentados na Tabela 9.

Tabela 9: Sugestão de espaçamentos para obtenção da σ_{adm} .

Φ (cm)	e (cm)	σ_{adm} kgf/cm ²	σ_{adm} (kPa)
30	100	4,0	400
30	90	5,0	500
30	80	6,0	600

Fonte: Soares e Soares, 2006.

Verifica-se que, quanto menor o espaçamento entre as estacas, maior será a capacidade de carga do terreno após a compactação.

A próxima etapa de projeto é dada pela determinação do comprimento (H) da estaca. Isto é, com a σ_{adm} especificada e com as características da estaca definidas, o comprimento é estimado pela sondagem SPT. O ideal para Soares e Soares (2006) é que a ponta da estaca repouse sobre uma areia com SPT entre 15/30 e 20/30.

Comumente, o comprimento da estaca varia entre $3,5 \leq H \leq 5,0$ m. Para essas profundidades, o melhoramento torna-se uma alternativa bastante vantajosa, principalmente no aspecto de custos financeiros. Para profundidades maiores (8,0 a 10,0 m), a mão de obra encarece significativamente, sendo preferível optar-se por fundações profundas convencionais (SOARES E SOARES, 2006).

Feitas as etapas anteriores, o prosseguimento do projeto se dá pelo dimensionamento das bases das sapatas de acordo com a equação geral da flexão composta (Equação 20), a qual engloba qualquer pilar com sua respectiva seção transversal.

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M_x}{W_x} \pm \frac{M_y}{W_y} \quad (20)$$

Em que:

σ = tensão máxima aplicada não superior a σ_{adm} do solo pós – compactação.

N = resultante de cargas verticais;

A = Área da sapata;

M_y = momento em torno de y e paralelo a x;

M_x = momento em torno de x e paralelo a y;

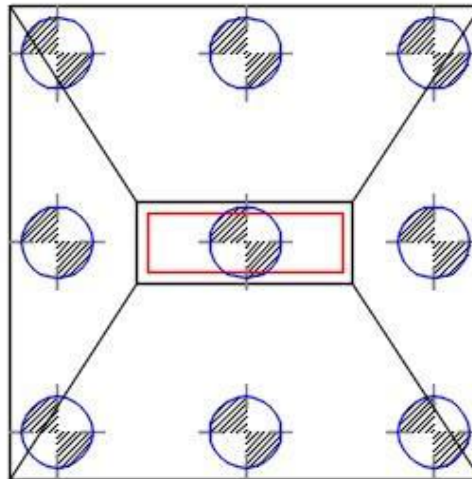
W_x e W_y = módulos de resistência;

O estaqueamento é a próxima etapa a ser seguida. Ou seja, é a etapa na qual se faz a distribuição das estacas, onde é levado em consideração o porte da edificação, a região de influência do bulbo de tensões geostáticas, o conhecimento sobre o grau de eficiência da compactação que se obtém com o solo arenoso no local e, principalmente, o nível do profissional responsável.

As formas de distribuições a seguir são sugestões de Soares e Soares (2006) baseadas em observações e análises de resultados de, aproximadamente, 750 obras de fundações melhoradas em solos arenosos através de estacas de compactação.

Para as estacas constituintes de areia e brita, têm-se três possibilidades de distribuição de acordo com o número de pavimentos da edificação. As edificações com até 12 pavimentos devem possuir uma malha de estacas restringida à área da sapata de fundação conforme mostra a Figura 1.

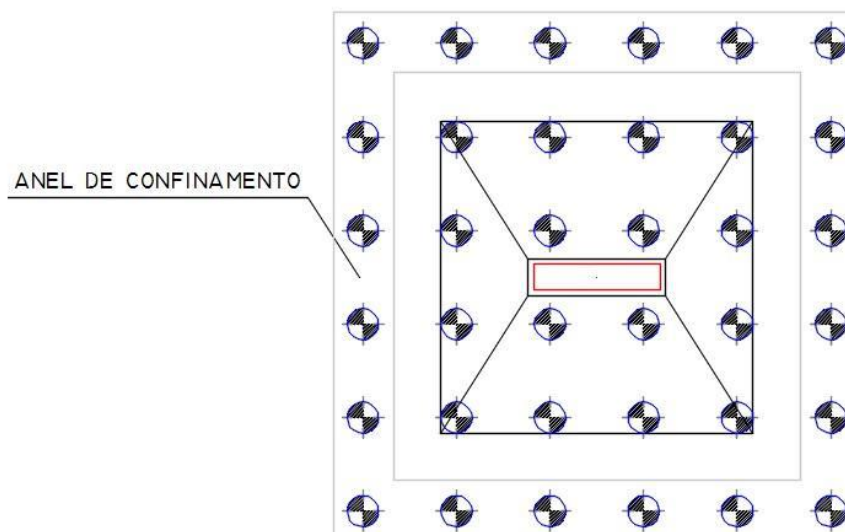
Figura 1: Malha de estacas sob a sapata.



Fonte: Soares e Soares (2006).

A malha das estacas para edificações com $12 < n^{\circ} \text{ pavimentos} \leq 20$ deve exceder a área da sapata, formando no mínimo um anel de confinamento. A Figura 2 ilustra esse anel.

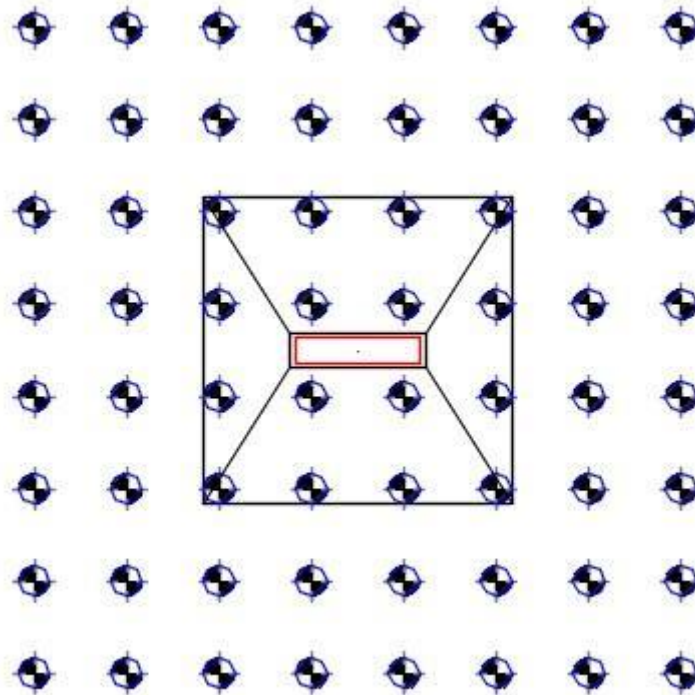
Figura 2: Malha de estacas com anel de confinamento.



Fonte: Adaptado de Soares e Soares (2006).

As edificações com mais de 20 pavimentos devem apresentar uma malha de estacas com, no mínimo dois anéis de confinamento, o que, provavelmente, tornará uma malha abrangente a toda área da edificação, formando assim, uma malha total.

Figura 3: Malha de estacas com dois anéis de confinamento.



Fonte: Soares e Soares (2006).

Por outro lado, nos casos em que as estacas são executadas em cimento e areia ou em cimento, areia e brita, é sugerido que a distribuição das estacas devam ser iniciadas de dentro para fora da sapata da fundação. Com isso, é evitado que alguma estaca fique parcialmente dentro e fora da sapata, procurando-se obter uma maior quantidade de estacas dentro da sapata obedecendo uma simetria entre as mesmas. Nos casos em que as edificações são de até 15 pavimentos, a malha das estacas é restrita à área da sapata. A disposição das estacas é igual à da Figura 1.

Já para as edificações com $15 < n^{\circ} \text{ pavimentos} \leq 20$, a malha das estacas é excedida à área da sapata com a formação de um anel de confinamento, no mínimo. A disposição é similar à da Figura 2.

Por fim, para as edificações com mais de 20 pavimentos, a distribuição das estacas que levam cimento em sua constituição é análoga à distribuição de estacas que são produzidas com areia e brita.

Uma outra etapa de extrema importância e que não deve ser omitida nos projetos de estacas de compactação se refere a análise dos recalques. Realizadas todas as etapas anteriores, é realizado um estudo dos recalques previstos. Soares e Soares (2006) elenca os itens a serem seguidos para a análise dos recalques:

- um estudo de propagação das tensões deve ser feito, utilizando-se dos diversos métodos convencionais existentes. Faz-se necessário conhecer os valores das tensões que chegam nas diversas profundidades do subsolo, oriundos das tensões aplicadas pelas sapatas, sobre o solo;
- elegem-se as diversas camadas, as quais sofrerão influência das fundações diretas;
- cada camada deverá ter o seu recalque previsto determinado, considerando-se recalques imediatos nos solos arenosos e recalques por adensamento nas argilas compressíveis;
- o módulo de deformação (E') pode ser obtido através de tabelas ou de correlações diversas;
- os recalques dos primeiros 5 metros da camada de areia na qual as sapatas estão assentes, são praticamente desprezíveis, visto que a compactação eleva significativamente o valor do módulo de deformação da área compactada;
- no recalque total de cada sapata, deve estar computado também o recalque provocado pela influência das sapatas vizinhas;
- determinam-se os recalques diferenciais;
- determinam-se as distorções angulares. Os valores aceitos para as distorções angulares, devem obedecer ao limite: distorção angular = $1/300$.

O melhoramento só deve ser executado quando os resultados da análise dos recalques e distorções angulares são satisfatórios e, conseqüentemente, estão dentro da faixa de valores aceitáveis.

Seguindo, rigorosamente, todas as etapas descritas anteriormente, faz-se necessário ainda realizar, no mínimo, dois furos de sondagem SPT para comprovação dos resultados e qualidade da execução.

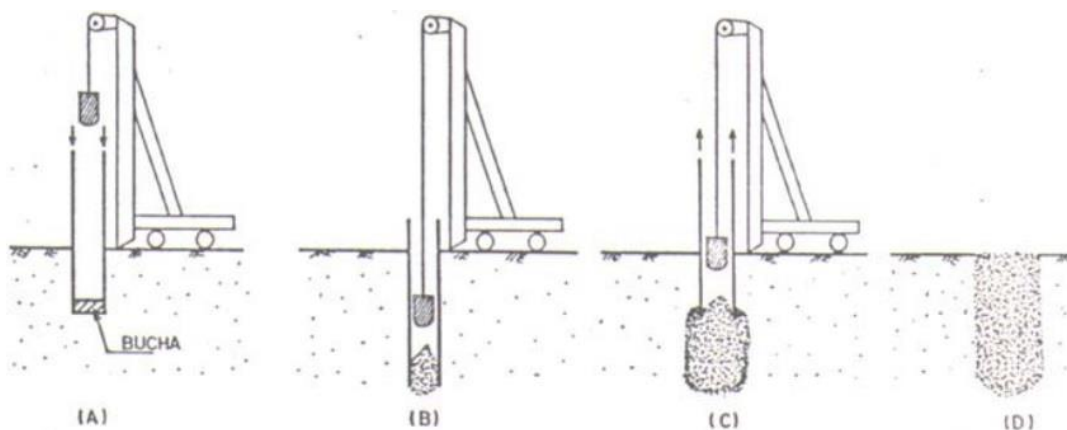
3.2.1.5 Procedimento de execução das estacas

O modo de execução das estacas de areia é similar ao processo de execução de uma estaca Franki. A metodologia adotada na execução consiste em cravar, de forma dinâmica, um tubo de revestimento metálico dotado de uma bucha seca que tampa seu fundo. Esse tubo é cravado até uma profundidade especificada de acordo com as condições locais através de sucessivos golpes de pilão sobre a bucha. Geralmente, o tubo utilizado possui diâmetro externo de 30 cm e tamanho variável de 3,5 a 5,0 metros. A bucha seca, conhecida também pelo nome

de tampão, consiste numa mistura de areia e brita com adição ou não de cimento. No caso da presença de cimento na mistura, forma-se então um concreto do tipo “seco”. Passos (2005) recomenda que a bucha (tampão) deverá ter seu volume definido pelo executor tomando-se por base uma altura de bucha seca equivalente a uma vez e meia o diâmetro do tubo. Enquanto Soares e Soares (2006) recomenda que a bucha preencha uma coluna de aproximadamente 1,0 metro no interior do tubo.

Sendo assim, inicia-se a execução pelo posicionamento vertical do tubo sobre o eixo da estaca com a colocação da bucha no seu interior. O prosseguimento se dá pela prisão do tubo junto a torre do bate-estacas através de cabos de aço quando se atinge a profundidade prevista de cravação, onde a bucha é expulsa conforme as batidas do martelo. Dessa forma, a mistura dos materiais constituintes da estaca é introduzida no tubo para posterior compactação por meio da queda livre de um martelo (pilão) com peso e altura especificados. À medida que o material é introduzido e compactado, o tubo é levantado e retirado, até alcançar a superfície do terreno, formando assim, o fuste da estaca. Após a conclusão dessas etapas, obtém-se uma densificação máxima. Para Gusmão Filho (1998) essa densificação é alcançada devido aos seguintes efeitos: ao deslocamento de material do terreno igual ao volume da estaca, a introdução de material adicional compactado no terreno, e efeitos de vibração decorrentes do processo executivo. Segundo Soares e Soares (2006), esses processos produzem uma reorganização em solos granulares, obtendo-se menores índices de vazios e conseqüentemente atingindo melhores índices de compacidade. A Figura 4 ilustra o processo de execução das estacas granulares.

Figura 4: Processo executivo das estacas de compactação.



Fonte: Gusmão Filho, 1998.

4 METODOLOGIA

A metodologia empregada neste trabalho consiste na análise da técnica de melhoramento de solo através de estacas de compactação em solos arenosos para fins de fundações superficiais de um edifício.

Trata-se de uma técnica muito empregada no nordeste brasileiro. As estacas de compactação granulares adotadas no projeto de melhoramento são de fácil execução e algumas empresas do ramo geotécnico instaladas na capital paraibana são especializadas nesse serviço. Provavelmente, a escolha dos materiais constituintes (areia e cimento) das estacas se deu em virtude da presença de finos na camada de areia e da não existência de um tratamento do solo feito anteriormente na área de interesse. O cimento faz com que o estado de confinamento do solo melhore, conforme mencionado anteriormente.

Para efeito comparativo do tipo de fundação a ser escolhido, será feito o dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas hélice contínua baseado nos ensaios de SPT realizados para determinação do perfil geotécnico do solo. Será adotado o método semi-empírico de Antunes e Cabral (1996) para o cálculo da capacidade de carga.

A escolha desse tipo de estaca é justificada pela proximidade da obra em relação a outras edificações, pois, essa estaca tem uma característica principal de apresentar níveis muito baixos de vibrações em sua execução, além de apresentar uma elevada produtividade. Dessa forma, são evitados possíveis transtornos com danos nas edificações vizinhas, como aparecimento de fissuras e consequentes indenizações, acarretando um custo maior para o empreendimento e prejudicando a imagem da construtora.

5 ESTUDO DE CASO: EDIFÍCIO MODELO

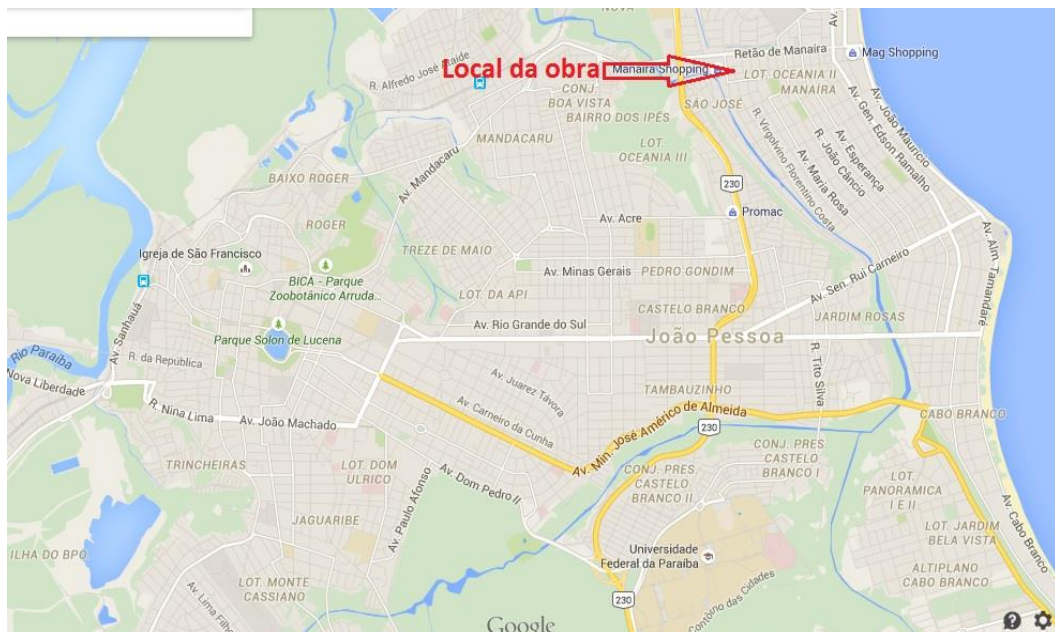
5.1 Descrição e localização do empreendimento

Trata-se de uma obra onde será construído um edifício de 15 pavimentos em concreto armado, aporticado e dotado de elevador. O empreendimento de nome Albras Gold Manaíra está localizado na cidade de João Pessoa - Paraíba, no encontro das ruas Juvenal Mário da Silva e Coronel Antônio Ferreira no bairro Manaíra. O edifício contemplará 13 pilares, sendo um em formato de L. A área do terreno onde o mesmo será implantado é de 630 m².

A cidade de João Pessoa está situada na faixa litorânea do Nordeste, faixa essa que é caracterizada por um subsolo que apresenta camadas de areia fina e média, de compacidade fofa a pouco compacta intercaladas com depósitos de argila mole (PASSOS, 2005).

O bairro de Manaíra está situado à zona leste do município de João Pessoa. Por ser um bairro nobre, apresenta um dos preços do metro quadrado mais caro da capital paraibana, tanto em área residencial como área comercial. A Figura 5 ilustra a localização geográfica do bairro em relação a cidade de João Pessoa.

Figura 5: Localização geográfica do bairro Manaíra.



Fonte: <http://www.google.com.br/maps>. Acesso em: 2 jun. 2015.

O bairro, além de possuir uma boa infra-estrutura, apresenta uma densa verticalização, shoppings e uma boa área comercial, o que tem atraído cada vez mais os investidores para novos

empreendimentos, principalmente a construções de edifícios comerciais e residenciais. A Figura 6 mostra em detalhe a área onde será construído o edifício. O terreno fica próximo a um dos principais shoppings de João Pessoa.

Figura 6: Área de interesse do empreendimento.



Fonte: Google Earth, 2015.

5.2 Sondagens à percussão

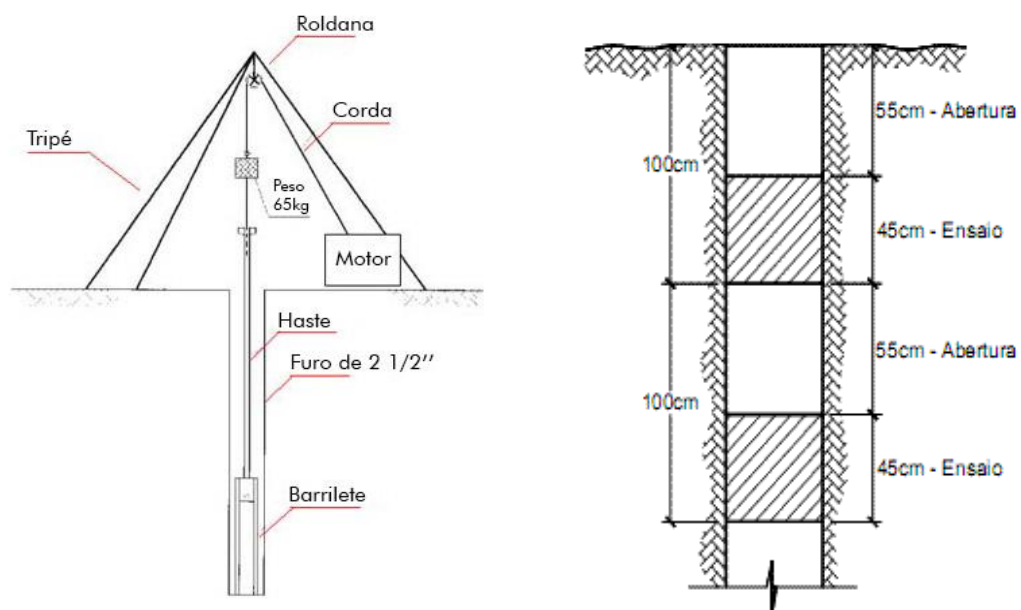
Para a elaboração de projetos de engenharia, incluindo-se os geotécnicos o de fundações, torna-se imprescindível preliminarmente à execução de uma obra, o reconhecimento adequado do solo. Esse reconhecimento permite a identificação e classificação das diversas camadas que venham a compor o substrato e a avaliação das propriedades mecânicas do solo. Essas informações são essenciais para o projetista tomar a decisão mais acertada em seus projetos geotécnicos e/ou de fundações em termos de segurança, funcionalidade e economia.

Essa caracterização do solo é realizada através de diversas técnicas metodológicas como sondagens mecânicas, sensoriamento remoto, ensaios geofísicos, entre outras. O método de investigação geotécnica mais empregado na prática da engenharia brasileira é o de sondagem à percussão. O ensaio de penetração padronizado no Brasil é normatizado pela ABNT na NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio. O objetivo do ensaio consiste em obter as seguintes informações:

- identificação das diferentes camadas de solo quem compõem o substrato;
- espessura de cada camada;
- classificação dos solos de cada camada;
- índice de resistência à penetração (N_{SPT}) oferecida pelo solo à cravação do amostrador padrão a cada metro perfurado;
- determinação do nível do lençol freático;
- capacidade de carga do solo em várias profundidades.

O procedimento executivo da sondagem consiste na abertura de um furo, ensaio de penetração e amostragem de cada metro perfurado. A abertura do furo com comprimento de 55 cm é feita com o auxílio de um trado manual ou através de jato d'água. Os 45 cm restante é utilizado para a realização do ensaio de penetração. A execução da sondagem se dá pela contagem do número de golpes necessários à cravação de parte de um amostrador padrão no solo realizada pela queda livre de um martelo com massa de 65 kg e altura de queda livre de 75 cm. O procedimento é repetido até que o amostrador penetre 45 cm do solo. Assim, determina-se o índice de resistência à penetração dinâmica no solo denominado N_{SPT} pelo somatório do número de golpes necessários para a penetração dos últimos 30 cm do amostrador na profundidade ensaiada. A Figura 7 apresenta o equipamento e esquema da sondagem SPT e método de amostragem do ensaio.

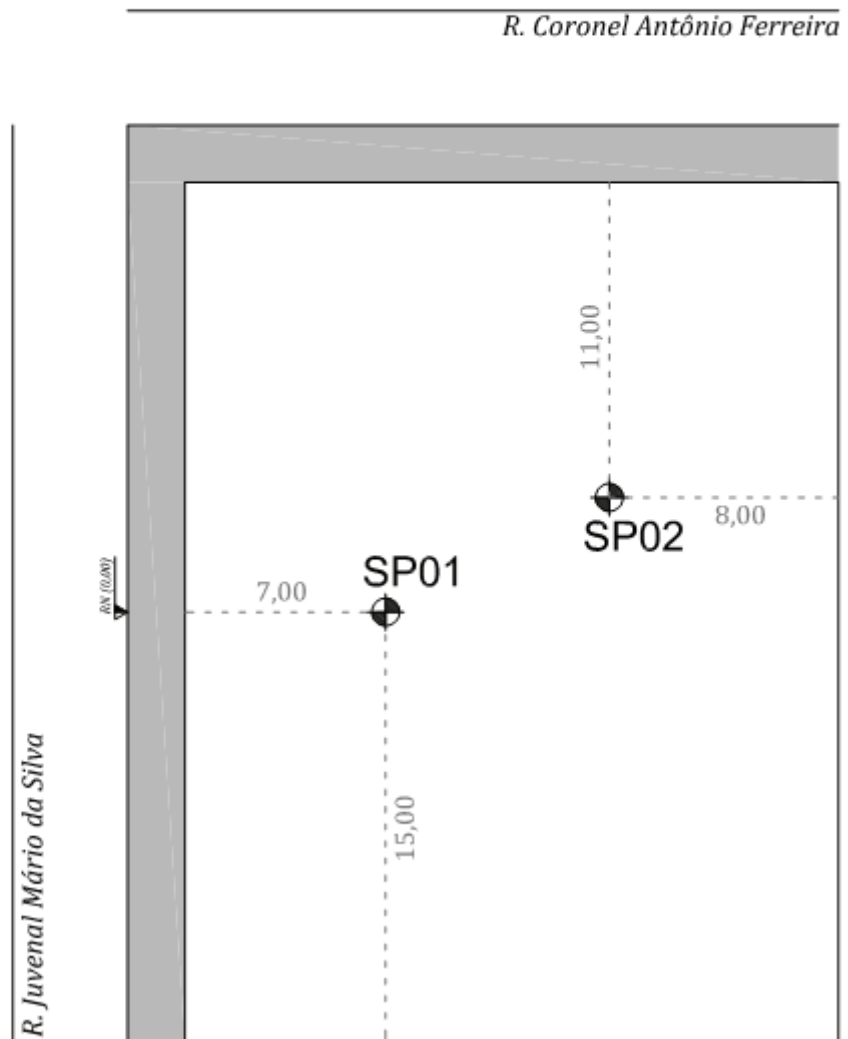
Figura 7: a) Esquema de sondagem de simples reconhecimento à percussão SPT e b) amostragem



Fonte: <<http://construfacilrj.com/sondagens-de-solo-spt/>>. Acesso em: 3 jun. 2015.


Para o empreendimento em questão, inicialmente, foram realizados 2 furos de sondagem (SP 01 e SP 02) antes da elaboração do projeto de melhoramento do solo. A Figura 8 contempla uma planta de localização desses furos e as Figuras 9 e 10 apresentam o perfil geotécnico e os resultados da sondagem dos respectivos furos

Figura 8: Planta de localização dos furos da sondagem antes do melhoramento.













Fonte: Concesolo, 2013.

Figura 9: Relatório de sondagem à percussão SP 01.

Sondagem de Reconhecimento com SPT RSP 471.2013 R00												
 Consultoria em Concreto e Solos Ltda. R. Prof. Batista Leite, 229 - Róger - João Pessoa/PB Fone(fax): 55 83 3222 0100 / 55 83 3241 5944 homepage: www.solo.eng.br				CLIENTE: ALBRAS GOLD CONSTRUÇÕES E INCORPORAÇÕES LTDA. OBRA: ALBRAS GOLD MANAIRA R. Juvenal Mário da Silva, nº 1008, Manaira - João Pessoa/PB.								
FURO: SP 01 COTA: (-) 2,07 m RN: 0,00 m (Meio fio da R. Juvenal Mário da Silva) INÍCIO: 03/12/13 TÉRMINO: 04/12/13												
Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO							
					golpes/ 15 cm			NSPT	Gráfico			
					1ª	2ª	3ª			10	20	30
1	Areia fina, pouco siltosa; cor cinza clara (fofa a medianamente compacta)		2,70	N.A. 1,50 m	1	1	2	3/30				
2					1	1	1	2/30				
3					4	6	8	14/30				
4	Areia média a grossa, com pedregulho; cor marrom (medianamente compacta a compacta)		5,60		6	12	8	20/30				
5					2	1	8	9/30				
6	Silte arenoso; cor cinza escuro (medianamente compacto)		7,70		4	6	7	13/30				
7					5	7	9	16/30				
8					5	6	7	13/30				
9	Areia média a grossa, siltosa, com pedregulho; cor cinza clara (medianamente compacta a compacta)		12,00		4	4	6	10/30				
10					2	4	7	11/30				
11					5	5	8	13/30				
12					9	9	12	21/30				
13	Areia fina a média, siltosa, pouco argilosa; cor marrom (fofa a compacta)		15,60		8	12	15	27/30				
14					6	8	8	16/30				
15					3	4	5	9/30				
16	Impenetrável à Percussão				2	2	2	4/30				
17												
18												
19												
20												

COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO Amostrador { ϕ_{ext} : 50,8 mm Padrão { ϕ_{int} : 34,9 mm Martelo { Peso: 65 kg Altura queda: 75 cm Revestimento ϕ_{ext} : 76 mm	PROCESSOS PERFURAÇÃO REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 15,60 m ESCALA VERTICAL: 1/100	OBSERVAÇÕES:	SONDADOR: GERALDO FAUSTINO DESENHO: ERICA COSME REVISÃO: ERICA COSME ENG. RESP.:
--	--	--------------	---

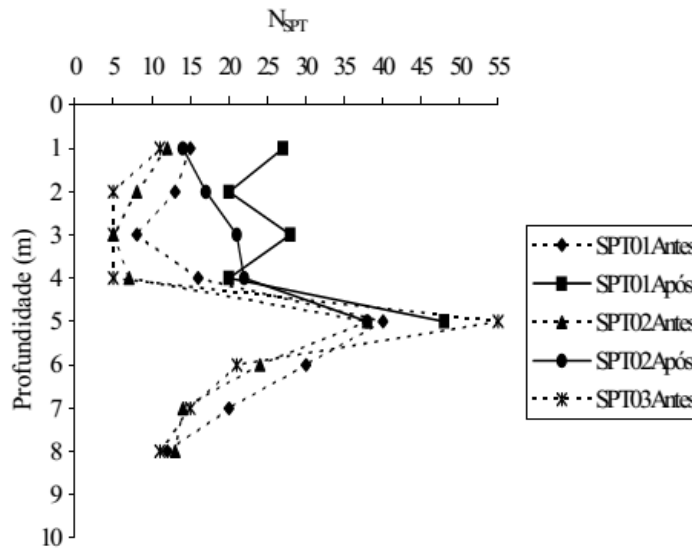
Figura 10: Relatório de sondagem à percussão SP 02.

Sondagem de Reconhecimento com SPT RSP 471.2013 R00												
 Consultoria em Concreto e Solos Ltda. R. Prof. Batista Leite, 229 - Róger - João Pessoa/PB Fone(fax): 55 83 3222 0100 / 55 83 3241 5944 homepage: www.solo.eng.br				CLIENTE: ALBRAS GOLD CONSTRUÇÕES E INCORPORAÇÕES LTDA.								
				OBRA: ALBRAS GOLD MANAÍRA R. Juvenal Mário da Silva, nº 1008, Manaíra - João Pessoa/PB.								
FURO: SP 02 COTA: (-) 1,78 m RN: 0,00 m (Meio fio da R. Juvenal Mário da Silva) INÍCIO: 04/12/13 TÉRMINO: 05/12/13												
Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO							
					golpes/ 15 cm			NSPT	Gráfico			
					1ª	2ª	3ª		10	20	30	40
1	Aterro arenoso, pouco siltoso; cor cinza escuro		1,30	N.A. 1,65 m —	1	2	2	4/30				
2	Areia fina a média; cor cinza clara (medianamente compacta)		2,60		2	2	3	5/30				
3	Areia média a grossa, com pedregulho; cor marrom escura (medianamente compacta a compacta)		5,70		4	4	6	10/30				
4					4	9	11	20/30				
5	Silte arenoso, com marisco; cor cinza escuro (medianamente compacto)		7,80		4	8	9	17/30				
6					5	7	7	14/30				
7	Argila arenosa, pouca siltosa; cor cinza clara (dura)		8,80		6	8	10	18/30				
8					5	7	9	16/30				
9	Areia média a grossa, com pedregulho; cor cinza clara (medianamente compacta a compacta)		11,90		7	9	12	21/30				
10					5	8	9	17/30				
11	Areia fina a média, siltosa, pouco argilosa; cor marrom (fofa a compacta)		15,80		6	8	8	16/30				
12					7	10	11	21/30				
13	Impenetrável à Percussão				8	10	13	23/30				
14					5	6	7	13/30				
15					4	4	3	7/30				
16				3	2	2	4/30					
17												
18												
19												
20												

COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO Amostrador { ϕ_{ext} : 50,8 mm Padrão { ϕ_{int} : 34,9 mm Martelo { Peso: 65 kg Altura queda: 75 cm Revestimento ϕ_{ext} : 76 mm	PROCESSOS PERFURAÇÃO REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 15,80 m ESCALA VERTICAL: 1/100	OBSERVAÇÕES:	SONDADOR: GERALDO FAUSTINO DESENHO: ERICA COSME REVISÃO: ERICA COSME ENG. RESP.:
--	--	--------------	---

De acordo com Moh *et al* (1981 *apud* Soares, 2002) o SPT é o meio mais conveniente para se avaliar as condições de compactação de solos arenosos *in situ*. Em projetos de melhoramento de solos com estacas de compactação, esse ensaio é utilizado antes e após a melhoria do solo para fins comparativos. A Figura 11 mostra a variação do índice de resistência a penetração antes e depois do melhoramento do solo.

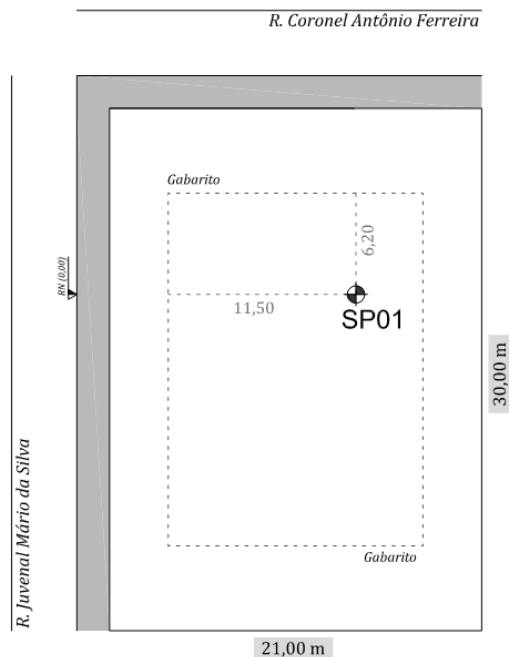
Figura 11: Variação do N_{SPT} antes e depois do tratamento do solo.



Fonte: Passos, 2001.


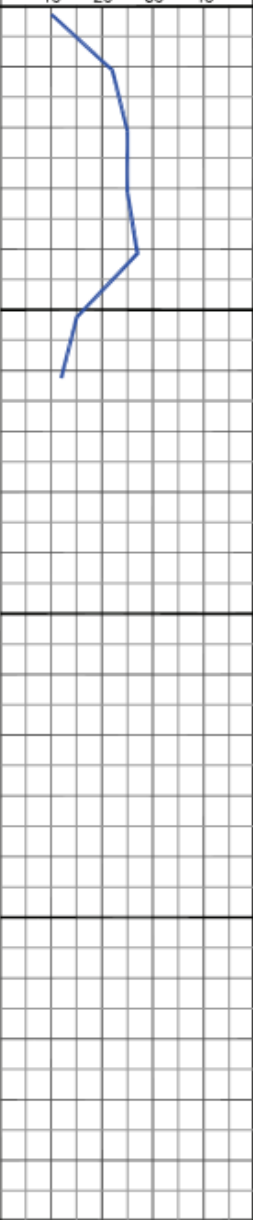
O projeto de melhoramento do solo para a implantação do empreendimento também contemplou uma sondagem após o melhoramento como pode ser observado nas Figuras 12 e 13.

Figura 12: Planta de localização do furo da sondagem depois do melhoramento.



Fonte: Concesolo, 2015.

Figura 13: Relatório de sondagem à percussão SP 01.

Sondagem de Reconhecimento com SPT RSP 030.2015 R00												
 Consultoria em Concreto e Solos Ltda. R. Prof. Batista Leite, 229 - Róger - João Pessoa/PB Fone(fax): 55 83 3222 0100 / 55 83 3241 5944 homepage: www.solo.eng.br				CLIENTE: ALBRAS GOLD CONSTRUÇÕES E INCORPORAÇÕES LTDA.								
				OBRA: ALBRAS GOLD MANAÍRA R. Juvenal Mário da Silva, Manaira - João Pessoa/PB.								
FURO: SP 01 COTA: (-) 2,50 m RN: 0,00 m (Meio fio da R. Juvenal Mário da Silva) INÍCIO: 23/01/15 TÉRMINO: 23/01/15												
Prof.(m)	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO	Amostras	Prof. Camada (m)	Nível d'Água	ENSAIO DE PENETRAÇÃO							
					golpes/ 15 cm			NSPT	Gráfico			
					1ª	2ª	3ª			10	20	30
1	Aterro arenoso; cor marrom		0,30	N.A. 1,00 m	3	4	6	10/30				
	Areia fina; cor cinza clara (compacta)		1,70		5	11	11	22/30				
2	Areia fina, siltosa; cor marrom (compacta)		2,80		5	12	13	25/30				
3	Areia média a grossa, siltosa, com seixos; cor cinza escura (compacta)		4,30		7	10	15	25/30				
4	Areia fina, siltosa; cor cinza (compacta)		4,80		7	11	16	27/30				
5	Silte arenoso; cor cinza (medianamente compacto)		6,45		5	7	8	15/30				
6	Limite de Sondagem			4	6	6	12/30					
7												
8												
9												
10												
11												
12												
13												
14												
15												
16												
17												
18												
19												
20												
COMPOSIÇÕES DE PERFURAÇÃO Amostrador { ϕ_{ext} : 50,8 mm Padrão { ϕ_{int} : 34,9 mm Martelo { Peso: 65 kg Altura queda: 75 cm Revestimento ϕ_{ext} : 76 mm		PROCESSOS PERFURAÇÃO REVESTIMENTO: 0,0 - 2,0 m CIRCULAÇÃO DE ÁGUA (CA): 2,0 - 6,45 m ESCALA VERTICAL: 1/100		OBSERVAÇÕES: Pós-compactação.		SONDADOR: GERALDO OLIVEIRA DESENHO: ERICA COSME REVISÃO: ERICA COSME ENG. RESP.:						

Fonte: Concreso, 2015.

Através dos relatórios de sondagem é possível observar que no solo investigado predomina várias camadas de areia com granulometria fina a média e compactidade variando de medianamente compacta a compacta. Nota-se ainda, a presença de uma camada de silte arenoso medianamente compacto e uma camada de argila arenosa pouco siltosa dura. Por fim, verifica-se que as sondagens dos furos SP 01 e SP 02 atingiram, respectivamente, o impenetrável a percussão as profundidades de 15,60 m e 15,80 m.

Após o melhoramento, é notório a compactação do solo tanto pela descrição das camadas quanto pelo SPT mostrados no relatório pós-melhoramento.

5.3 Projeto de estacas de compactação

O projeto de estacas de compactação foi elaborado pela empresa Concesolo da cidade João Pessoa. Os materiais constituintes das estacas foram cimento e areia, sendo o cimento do tipo Portland comum e a areia natural com granulometria grossa sem a presença de silte, argila ou matéria orgânica.

O traço adotado, em volume, foi de 1 de cimento e 25 de areia, totalizando 346 estacas de 30 cm de diâmetro espaçadas em 90 cm. O comprimento das estacas foi estimado em, aproximadamente, 3,5 metros. As tabelas a seguir resumem as especificações do projeto das estacas de compactação.

Tabela 10: Características das estacas.

Φ (mm)	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Materiais	Traço (volume)
300	346	~3,5 +base	Cimento e areia	1:25
Tensão admissível após a compactação =0,5 MPa				

Fonte: Concesolo, 2015.

Tabela 11: Quantitativo das estacas.

Cravação		Cimento		Areia
Φ (mm)	Quantidade (un)	Comprimento (m)	Sacos	Volume (m ³)
300	346	~3,5	163	140
Total	346	1.211	163	140

Fonte: Concesolo, 2015.

O dimensionamento das estacas de compactação foi baseado em Soares e Soares (2006). O resultado do dimensionamento em planta e os detalhes construtivos constam no ANEXO A.

5.4 Dimensionamento geotécnico das fundações profundas por estacas

O dimensionamento das fundações foi norteado pelos seguintes documentos de referência:

- Sondagem SPT realizada pela empresa Concesolo;
- Planta de cargas elaborada pela empresa Teccon;
- NBR 6122/2010 – Projeto e execução de fundações.

Para efeito do dimensionamento, adotar-se-á estaca do tipo hélice contínua² como o elemento da fundação profunda, considerando-se utilizar dois diâmetros conforme as cargas dos pilares. Para os pilares que apresentam carga de até 400 *tf* será(ão) utilizada(s) estaca(s) com 40 cm de diâmetro. Já para os pilares com carga maior que esse valor, adotar-se-á(ão) estaca(s) de 50 cm de diâmetro.

Neste trabalho, o cálculo da capacidade de carga será feito através do método de Antunes e Cabral (1996), o qual permite o cálculo de estimativas confiáveis e apresenta resultados mais econômicos. Tal método já foi descrito anteriormente.

De posse dos resultados da sondagem de reconhecimento SPT (antes do melhoramento) será considerada uma cota de arrasamento e assentamento das estacas de -1 metro e -11 metros, respectivamente.

Utilizando a formulação das parcelas de tensão de atrito lateral e ponta estabelecidas por Antunes e Cabral baseada na correlação do ensaio SPT, determinou-se as parcelas da capacidade de carga do elemento de fundação decorrente da estaca hélice contínua de 40 cm de diâmetro, conforme a equação 1.

$$R = R_L + R_P \quad (1)$$

$$\downarrow$$

$$R = U \sum (\beta'_1 N) \Delta L + (\beta'_2 N_b) A_b$$

Onde:

R = Capacidade de carga da fundação por estaca;

N = valor médio do índice de resistência à penetração SPT ao longo do fuste;

U = área lateral do fuste;

² Estaca de concreto moldada "in loco", executada por meio de perfuração de um trado contínuo e injeção de concreto através da haste central do trado simultaneamente a sua retirada do terreno (ENGEObASE, 2013).

L = comprimento da estaca;

C = coeficiente característico do solo;

N_b = valor do índice de resistência à penetração próxima a ponta ou base da estaca;

A_b = área da ponta da estaca.

β'_1 e β'_2 = fatores empíricos que variam com o tipo do solo.

Para as estacas com diâmetro de 40 cm, tem-se:

$$\begin{aligned} N &= 14 \\ U &= \pi D = 1,256 \text{ m} \\ N_b &= 20 \\ A_b &= \frac{\pi D^2}{4} = 0,126 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Adotando 5 kPa e 200 kPa, respectivamente, para os valores de α e β . Atende-se o que recomendam os autores do método, isto é, $\beta'_2 N_b \leq 40 \text{ kgf/cm}^2$. Dessa forma, a capacidade de carga resulta em:

$$\begin{aligned} R &= U \sum (\beta'_1 N) \Delta L + (\beta'_2 N_b) A_b \\ R &= 879,2 + 502,4 \\ R &\cong 1.382 \text{ kN} \end{aligned}$$

Cumprindo o que estabelece a NBR 6122 – 2010, deve-se fazer:

$$P_{adm} \leq \begin{cases} P_e = 75 \text{ tf} \\ \frac{R}{FS} = \frac{138,2 \text{ tf}}{2} = 69,1 \text{ tf} \end{cases}$$

Logo,

$$P_{adm} = 69,1 \text{ tf}$$

Fez-se o mesmo procedimento para as estacas de 50 cm de diâmetro, onde se chegou aos seguintes resultados:

$$\begin{aligned} R &= 1.884 \text{ kN} \\ P_{adm} &\leq \begin{cases} P_e = 125 \text{ tf} \\ \frac{R}{FS} = \frac{188,4 \text{ tf}}{2} = 94,2 \text{ tf} \end{cases} \\ P_{adm} &= 94,2 \text{ tf} \end{aligned}$$

Para determinar o número de estacas para cada pilar, realizou-se uma verificação a partir das cargas dos pilares expressas no Quadro 1. Optou-se majorar a carga de cada pilar em 10% em virtude do peso da estaca. O número de estacas é definido segundo a formulação:

$$N_{estacas} = \frac{1,1x F_{pilar}}{P_{adm}} \quad (21)$$

Quadro 1: Cargas dos pilares.

Pilar	Seção (cm)	Força (tf)
P1	30x95	420,5
P2	25x122	373,0
P3	102x40	675,7
P4	30x155	635,0
P5	41x40	218,3
P6	20x70	157,6
P7	207x201x22	636,6
P8	40x102	694,1
P10	20x60	83,9
P11	20x75	153,7
P12	20x125	147,4
P13	25x125	372,2

Fonte: Teccon, 2014.

De posse das cargas dos pilares e da carga admissível calculada, a quantidade de estacas obtidas está expressa na Tabela 12.

Tabela 12: Quantitativo das estacas do tipo hélice contínua.

Pilar	Bloco	Número de estacas	Diâmetro Ø (cm)
P1	B1	5	50
P2	B2	6	40
P3	B3	8	50
P4	B4	8	50
P5	B5	4	40
P6	B6	3	40
P7	B7	8	50
P8	B8	8	50
P10	B10	2	40
P11	B11	3	40
P12	B12	3	40
P13	B13	6	40

Fonte: O autor.

6 LEVANTAMENTO DE CUSTOS DAS FUNDAÇÕES

A estimativa do custo para comparação entre as duas soluções, isto é, os tipos de fundações, será dividida quanto à execução das sapatas, estacas de compactação, estacas hélice contínua e os blocos de coroamento contemplando todos os materiais necessários, equipamentos e mão-de-obra.

6.1 Solução em sapatas

Os dados coletados para esta solução foram consultados junto ao Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (maio, 2015). Os dados são apresentados nas Tabelas 13 e 14. O preço adotado para o concreto estrutural usinado inclui lançamento e adensamento.

Tabela 13: Custos da mão de obra (sapata).

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
			Unitário	Total
Escavação manual	m ³	109,3	27,4	2994,82
Dobramento e colocação de armadura	kg	1.907	2,21	4214,47
Reaterro	m ³	65	37,41	2431,65
Bota-fora	m ³	98	0,86	84,28
Total da mão de obra (Serviços)				9725,22

Fonte: O autor.

Tabela 14: Custos dos materiais (sapata).

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
			Unitário	Total
Concreto magro	m ³	6,12	285,92	1749,83
Concreto estrutural fck=20mpa	m ³	38,14	391,25	14922,28
Fôrma	m ²	100	23,31	2331
Armadura	kg	1.907	3,71	7074,97
Total de material				26078,08

Fonte: O autor.

Custo total das sapatas: R\$ 35.803,30

O custo levantado para as estacas de compactação foi de R\$ 35,00/metro. Como o total de estacas foi de 1.211 metros, tem-se o seguinte custo: R\$ 42.385,00. Logo, a solução por sapatas terá:

Custo total final: R\$ 78.188,30

6.2 Solução em estacas

O valor levantado junto a uma empresa do ramo para a execução da estaca hélice contínua de 40 cm de diâmetro foi de R\$ 28,00/metro. Para as estacas com 50 cm de diâmetros, fez-se uma proporção do preço em relação a outra estaca. Os demais dados foram consultados junto ao Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil – SINAPI (maio, 2015). Adotou-se o concreto estrutural usinado, incluindo-se o lançamento e adensamento. As Tabelas 15 e 16 mostram os custos envolvidos para a solução em estacas do tipo hélice contínua. Os blocos de coroamento foram incluídos nessa composição.

Tabela 15: Custos da mão de obra (estaca).

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
			Unitário	Total
Execução Ø 400 mm	m	270	28	7560
Execução Ø 500 mm	m	370	35	12950
Escavação manual	m ³	124,16	27,4	3401,98
Dobramento e colocação da armadura (bloco)	kg	7740	2,21	17105,4
Reaterro	m ³	32	37,41	1178,42
Bota fora	m ³	68,3	0,86	58,74
Total da mão de obra (Serviços)				42254,54

Fonte: O autor.

Tabela 16: Custos dos materiais (estaca).

Descrição	Unidade	Quantidade	Preço (R\$)	
			Unitário	Total
Concreto magro	m ³	4,2	285,92	1200,86
Concreto estrutural fck=20mpa Ø 400 mm	m ³	34	391,25	13302,50
Concreto estrutural fck=20mpa Ø 500 mm	m ³	73	391,25	28561,25
Concreto estrutural - bloco fck=20mpa	m ³	93	391,25	36386,25
Fôrma	m ²	165	23,31	3846,15
Armadura	kg	7440	3,71	27602,40
Total de material				110899,41

Fonte: O autor.

Custo total final: R\$ 153.153,95

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Realizada a rotina de cálculo explicitada anteriormente para o estaqueamento, verificou-se que serão necessárias 64 estacas do tipo hélice contínua, distribuídas em 12 blocos, sendo 37 unidades com diâmetro de 50 cm e 27 com diâmetro de 40 cm, conforme mostrados na Tabela 12.

O dimensionamento dos blocos de coroamento e disposição das estacas seguiram a metodologia adotada por Alonso (2010) e podem ser conferidas no Anexo B. Nesse anexo, consta também a locação das estacas.

A respeito do cálculo da capacidade de carga geotécnica, adotou-se um método desenvolvido de forma exclusiva para o tipo de estaca escolhida. Utilizando esse método, verificou-se uma economia considerável em relação ao cálculo de capacidade de carga pelo método de Décourt-Quaresma (1978). Por esse último, obteve-se um total de 75 estacas, sendo 29 unidades de Ø40 cm e 46 unidades de Ø50 cm. A escolha do método de Antunes e Cabral (1996) resultou, em valores proporcionais, numa economia de R\$ 26.323,34.

Com relação ao levantamento de custo realizado para as duas soluções de fundações, verificou-se que a solução em estacas apresenta quase o dobro do valor em comparação com a solução em sapatas. Vale salientar, que o levantamento de custos tanto para as sapatas, quanto para os blocos de fundação foram baseados em pré-dimensionamento estruturais desses elementos. Pois, foi estimado, por exemplo, a taxa de armadura utilizadas nesses elementos, não havendo o dimensionamento estrutural.

8 CONSIDERAÇÕES FINAIS

A técnica adotada através do melhoramento do solo por estacas de compactação produz um aumento significativo da tensão admissível do solo e redução da compressibilidade graças a densificação alcançada quando finalizada a execução dessas estacas. A elevação da carga de ruptura, e conseqüentemente, a diminuição da compressibilidade é verificada pelas sondagens realizadas após o estaqueamento. Nos trabalhos profissionais desenvolvidos por Soares e Soares (2006), verificou-se que na maioria dos casos, a tensão admissível foi elevada a 500 kPA pós-compactação, o que pode assegurar estabilidade à fundação com a eliminação dos recalques excessivos, viabilizando o uso de fundações superficiais com a redução significativa dos custos da fundação dos empreendimentos.

No dimensionamento geotécnico por fundações profundas, inicialmente realizou-se o cálculo adotando o método de Décourt-Quaresma (1978) em virtude de ser muito utilizado no meio geotécnico. Porém, verificou-se que através desse método, os resultados não foram satisfatórios em termos de economia. Então, por opção e na tentativa de diminuir as unidades das estacas, fez-se um novo cálculo através do método de Antunes e Cabral (1996), o qual mostrou-se mais econômico, onde já se apresentou os resultados desse cálculo apresentado pelo quantitativo das estacas.

Na análise sobre a viabilidade econômica sobre a utilização das fundações superficiais em solos arenosos tratados por estacas de compactação, verificou-se, para este caso estudado, que a técnica empregada no melhoramento propôs uma economia significativa, tornando assim a viabilidade econômica do empreendimento em questão.

De posse das verificações feitas neste trabalho, tem-se que a técnica de melhoramento de solo através das estacas de compactação em solos arenosos é uma solução eficiente a ser adotada em construções que transmitem ao solo de baixa resistência cargas pequenas ou moderadas, em substituição parcial ou total de outro método geotécnico de custo elevado, como por exemplo, a utilização de fundações profundas convencionais.

REFERÊNCIAS

- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLANDO - ABCP. **Manual de Estruturas**. São Paulo, 2015. Disponível em: <http://portal.mec.gov.br/index.php?option=com_docman&task=doc_download&gid=16761&Itemid=>>. Acesso em: 20 abr. 2015.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122/2010: Projeto e execução de fundações**. Rio de Janeiro, 2010.
- ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484: Solo – Sondagens de simples reconhecimento com SPT – Método de ensaio” (SPT- Standard Penetration Test)**. Rio de Janeiro, 2001.
- ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. 2. ed. – São Paulo: Editora Blucher, 2010.
- CAIXA ECONÔMICA FEDERAL, **SINAPI (Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil)**. Disponível em: <http://www.caixa.gov.br/Downloads/sinapi-a-partir-jul-2014-pb/SINAPI_Custo_Ref_Composicoes_PB_042015_Desonerado.pdf> Acesso em: 08 jun. 2015.
- CINTRA, José Carlos A., AOKI, Nelson. **Fundações por estacas – projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010.
- CINTRA, José Carlos A., AOKI, Nelson, ALBIERO, José Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2011.
- ENGEObASE – Engenharia de Fundações Ltda. **Serviços: Execução de fundações – Estacas hélice contínua**. João Pessoa, 2013. Disponível em: <<http://www.engeobase.com.br/servicos.html>>. Acesso em: 2 mai. 2015.
- MIRANDA, Camilla Figueiredo, SILVA, Moises de Jesus Grello da. **Estacas de compactação de areia em solos moles**. Trabalho de Conclusão de Curso. Belém: 2013
- GUSMÃO FILHO, J. A. **Fundações do Conhecimento Geológico à Prática da Engenharia**. Recife: Editora Universitária, UFPE, 1998.

MOH, Z. C. et al. **Compactacion sand piles for soil improvement. In: TENTH INTERNATIONAL CONFERENCE ON SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING**, Stockholm, Sweden, vol. 3, 1981, pp.749-7752.

MITCHELL, J. K. **In-place treatment of foundation soils.** Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, ASCE, vol. 96, n. SM1, p. 73-110, jan, 1970.

PASSOS, Paula Gracinete de Oliveira. **Contribuição ao Estudo do Melhoramento de Depósitos Arenosos Através da Utilização de Ensaio de Placa.** Dissertação de Mestrado, UFPB, Campina Grande, 2001.

PASSOS, Paula Gracinete de Oliveira. **Melhoramento de solos arenosos com estacas de areia e brita.** Tese de doutorado. Universidade de Brasília – Faculdade de Tecnologia. Brasília, 2005.

SOARES, Valdês Borges, SOARES, Wilson Cartaxo. **Estacas de compactação – Melhoramento de solos arenosos com estacas de compactação.** João Pessoa: Editora Paraibana, 2006.

SOARES, Wilson Cartaxo. **Estacas de compactação para melhoria de solo.** Dissertação de mestrado. São Carlos, 2002.

SILVA, Bem-Hur de Albuquerque e, LÜKE, Washington. **Engenharia civil 1: patologia e dimensionamento do concreto armado, materiais de construção civil, resistência dos materiais e análise estrutural, mecânica dos solos, estradas e pavimentos.** São Paulo: Editora Saraiva, 2013. Coleção perito criminal federal.

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

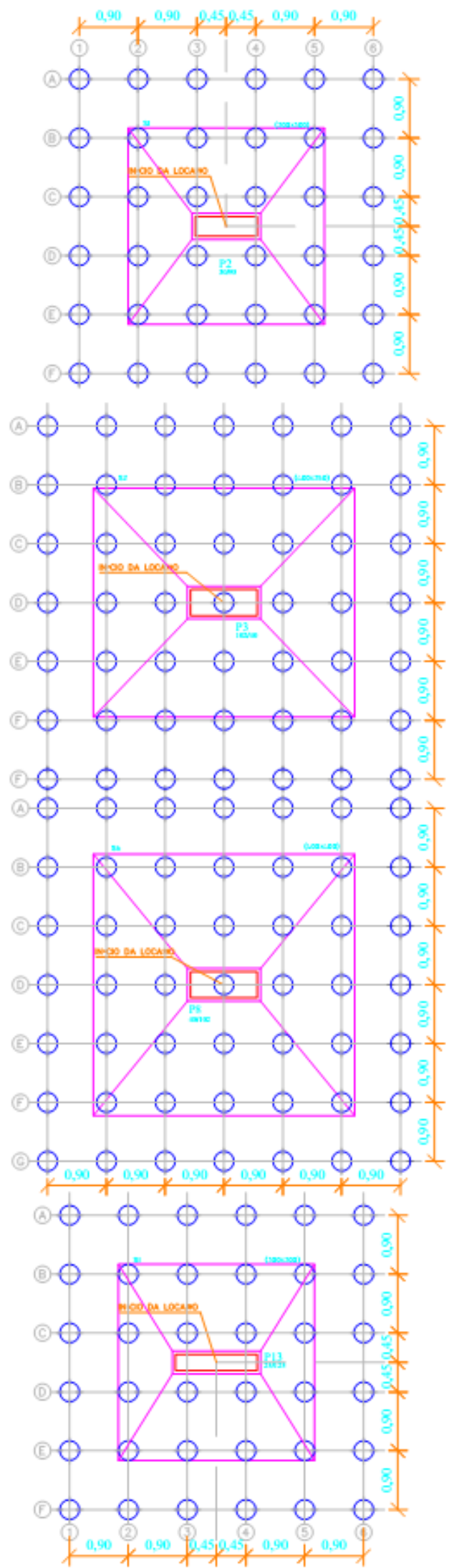
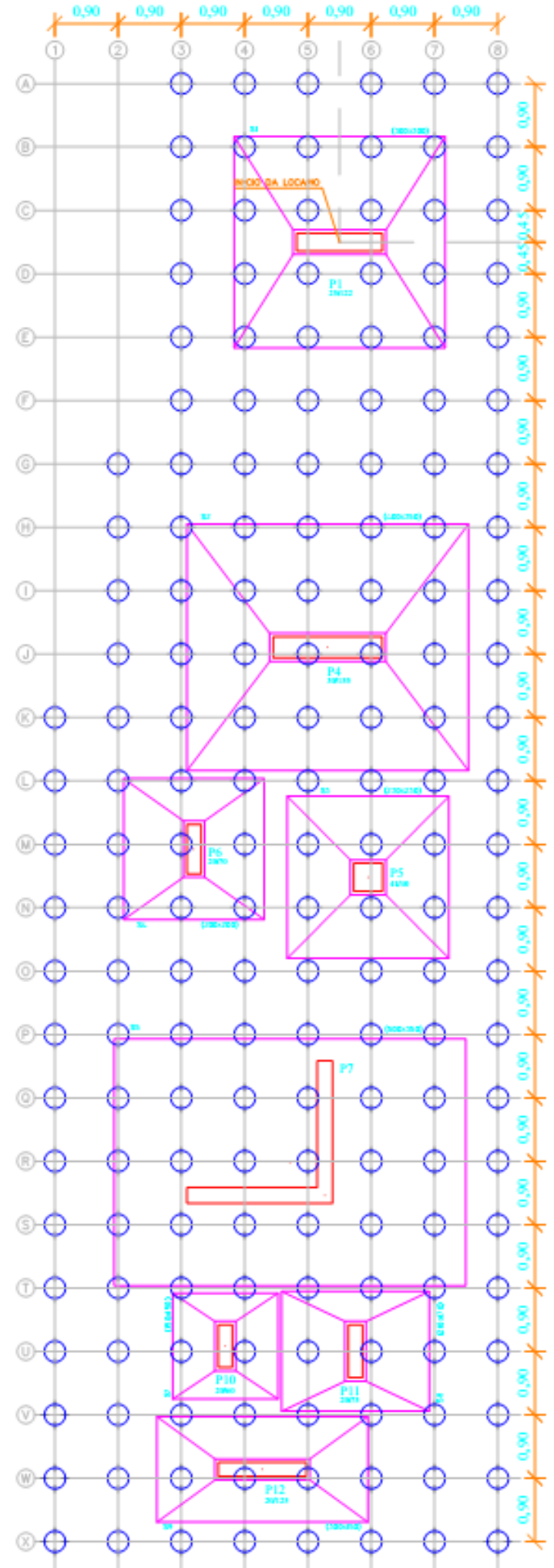
VELLOSO, Dirceu de Alencar, LOPES, Francisco de Resende. **Fundações - Critérios de Projeto, Investigação do Subsolo, Fundações Superficiais, Fundações Profundas.** São Paulo: Editora Oficina de Textos, 2010. volume completo.

ANEXOS

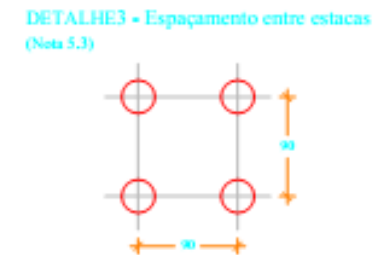
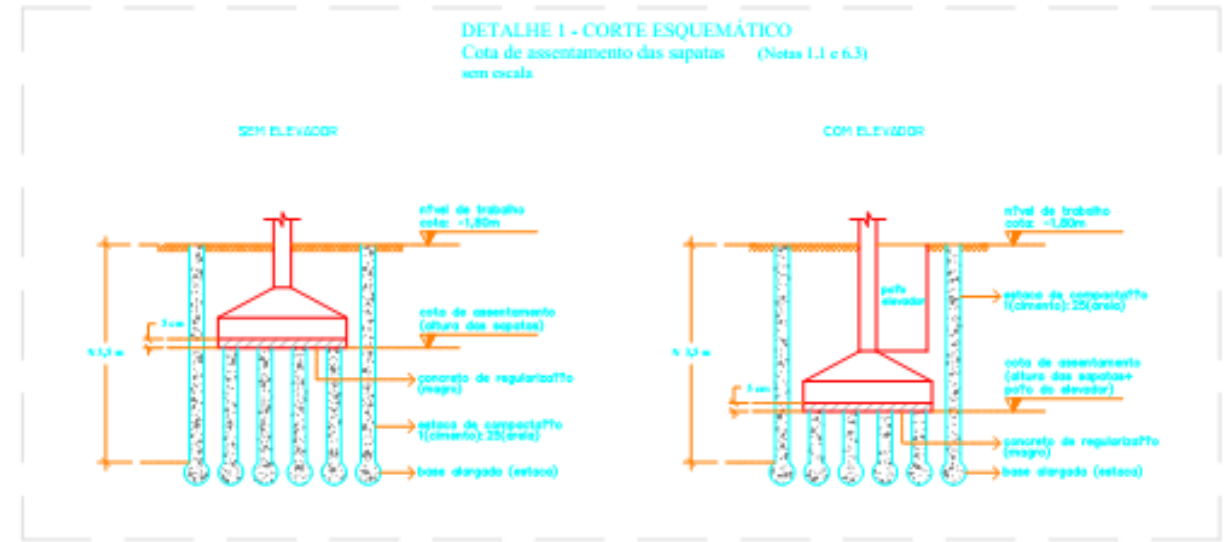
Anexo A – Planta de locação das estacas de compactação e detalhes construtivos.

Anexo B – Planta de locação das estacas convencionais e blocos de coroamento.

PLANTA DE FUNDAÇÕES
ESC. 1/100



LEGENDA
S - Sapata de fundação
CG - Centro de Gravidade
⊙ - Estaca de cimento e areia
Ø = 30 cm; L = 3,5 m



DIMENSÕES DAS SAPATAS - QUADRO RESUMO

SAPATA	PILAR	TIPO	lado a (cm)	lado b (cm)
S1	P1/P2/P13	ISOLADA	300	300
S2	P3/P4	ISOLADA	400	350
S3	P5	ISOLADA	230	230
S4	P6	ISOLADA	200	200
S5	P7	ISOLADA	500	350
S6	P8	ISOLADA	400	400
S7	P10	ISOLADA	150	150
S8	P11	ISOLADA	210	170
S9	P12	ISOLADA	300	150

<p>Universidade ESTADUAL DA PARAÍBA Rua Marquês, 525 - Bairro Universitário CEP 58127-020 - Campina Grande-Paraíba Fone: (51) 3333.1000 www.uepb.edu.br</p>	PROJETO: MELHORAMENTO DE SOLO (FUNDAÇÕES DIRETAS) DISCIPLINA: TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO - TCC ALUNO: JOSÉ VALTER ALVES		PRANCHA 01/01
	ESCALA(S) 1/75 IND.	DESENHO(S) PLANTA DE FUNDAÇÕES DETALHES CONSTRUTIVOS	

