



UNIVERSIDADE FEDERAL DE PERNAMBUCO
CENTRO ACADÊMICO DO AGRESTE
NÚCLEO DE TECNOLOGIA
CURSO DE ENGENHARIA CIVIL

RAIMUNDO PAULO DA SILVA JÚNIOR

**CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA E DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS**

CARUARU
2018

RAIMUNDO PAULO DA SILVA JÚNIOR

**CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA E DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS**

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia
Orientador: Dr. José Moura Soares

CARUARU

2018

Catálogo na fonte:
Bibliotecária – Simone Xavier - CRB/4 - 1242

S586c Silva Júnior, Raimundo Paulo da.
Cálculo de capacidade de carga e dimensionamento de fundações profundas para um edifício com múltiplos pavimentos. / Raimundo Paulo da Silva Júnior. - 2018.
94. ; il.: 30 cm.

Orientadora: José Moura Soares.
Monografia (Trabalho de Conclusão de Curso) – Universidade Federal de Pernambuco, CAA, Engenharia Civil, 2018.
Inclui Referências.

1. Fundações profundas (Engenharia Civil). 2. Estacas (Engenharia Civil). 3. Estruturas. I. Soares, José Moura (Orientador). II. Título.

620 CDD (23. ed.)

UFPE (CAA 2018-097)

RAIMUNDO PAULO DA SILVA JÚNIOR

**CÁLCULO DE CAPACIDADE DE CARGA E DIMENSIONAMENTO DE
FUNDAÇÕES PROFUNDAS PARA UM EDIFÍCIO COM MÚLTIPLOS
PAVIMENTOS**

Proposta de trabalho a ser apresentado ao Curso de Engenharia Civil do Centro Acadêmico do Agreste - CAA, da Universidade Federal de Pernambuco - UFPE, como requisito para obtenção do título de Bacharel em Engenharia Civil.

Área de concentração: Estruturas e Geotecnia
Orientador: Dr. José Moura Soares

A banca composta pelos professores abaixo, considera O ALUNO RAIMUNDO PAULO DA SILVA JÚNIOR APROVADO COM NOTA _____.

Caruaru, ____ de Julho de 2018.

Banca examinadora:

Prof. DSc. José Moura Soares _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Orientador)

Prof^a. DSc. Maria Isabela Marques da Cunha Vieira Bello _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliadora)

Prof. MSc. Roberto Evaristo Oliveira Neto _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Avaliador)

Prof. PhD. Elder Alpes de Vasconcelos _____

Universidade Federal de Pernambuco – UFPE (Coordenador da disciplina)

Dedico a Deus principalmente por me conceder essa graça, minha família e amigos, mas essa dedicatória vai essencialmente para meus pais, (Carmélia Carneiro da Silva e Raimundo Paulo da Silva), por sempre terem se dedicado a mim nos momentos em que mais precisei, sem vocês com certeza seria impossível.

AGRADECIMENTOS

Começo agradecendo a Deus por ter me guiado em toda essa jornada, sempre me livrando de todo mal, minha família, minha mãe e meu pai, que sempre estiveram ao meu lado e me ensinaram a maioria dos meus valores. Minha noiva Nathália Arruda, em você sempre consegui o apoio que necessitava nessa batalha e outras, uma peça muito importante pra mim. Meus irmãos Ivandenberg e Ivânia Cristina, juntamente com Décio e Família e os meus amigos, que sempre priorizei como peça fundamental nas minhas lutas. Agradecer a ajuda financeira que a própria Universidade (UFPE) me forneceu com os auxílios oriundos da (PROAES).

Gostaria de agradecer a meus professores do ensino médio, Antônio Marcos, Ronaldo, Feitosa, Airton, Celma, Elsa, Maria Diva, Maria Elena (Leninha) entre outros.

Meus professores de graduação, Leidjane Maciel, Anderson Paiva, Isabela Bello, Juliana Torres, Douglas Lima, Roberto Evaristo, Ana Cecilia, Flavio Diniz, Larissa Falcão, Severino Martins, Artur Coutinho, José Germano, agradecer aos professores doutores Gérson Miranda e John Bezerra por prestarem referências a esse trabalho.

Em especial queria agradecer a meu professor orientador José Moura Soares por ter se mostrado disponível desde o início a me acompanhar nesse trabalho, ter se mostrado com muito respeito e atenção.

Aos meus amigos ao longo da vida Mateus Bezerra, Antônio Soares, Ailton Gonçalves, Fernando Henrique, Chico Vieira, Thalisson Filipi, José Neto, Laelso Lopes, Thiago Roque, Geraldo (delegado), Wesley Carlos e aos amigos da Multtecnicaengenharia, Sr Fernando, Gilhiard, Thiago, Victor, Márcia, Adriano, Emerson, Yago, Wedson, Sr Daniel, tia Lena entre outros.

Agora vou agradecer a meus amigos de graduação em geral, em especial a Rogério Querino, José Germano, Andrew Saulo, Artur Almeida, Kalil Ruan, Hugo Arruda, Anderson Arruda, Marcelo Oliveira, Moura Kleber, Rodrigo Tabosa, Guilherme Henrique, Rivaldo Soares, Athos Murilo, Alison Norberto, Sergio Manoel, Emanuel Margues, Wanderlan, Eduardo Melo, Jean Carlos, Luis Vinicius, Márcia Maria, Elias Frutuoso, Júlio Cesar, Fellipe (desenrolado), Emerson, Luciano, Carlos Dyego, Rafael Coelho, Danilo Cesar e outros, pois realmente uma coisa que eu fiz nessa Universidade foi amigos.

RESUMO

Os esforços oriundos das edificações são transmitidos para o solo através das fundações, estas têm uma grande importância para o bom desempenho de toda a obra. O trabalho estudou a capacidade de carga do solo e dimensionamento das fundações de um edifício com múltiplos pavimentos, construído e localizado na cidade de Caruaru-PE, utilizando os métodos semi-empíricos para cálculo da capacidade de carga, e posteriormente via planilha de cálculo dimensionou-se as fundações (tipo profunda). O trabalho teve início com a modelagem da superestrutura do prédio que possui 18 pavimentos dos quais: 13 são pavimentos tipo, 3 pavimentos garagem e 1 pavimento baldrame, sendo todo o edifício dimensionado utilizando o software comercial (Eberick da AltoQI). De posse das cargas que chegam ao nível das fundações, pôde-se dimensionar a infraestrutura (blocos/estacas). O referido edifício foi relocado sobre um perfil de solo idealizado baseado em sondagens de um solo típico da cidade de Taguatinga-DF. Este solo possui características que viabilizam se trabalhar com fundações profundas. Este solo foi inicialmente estudado por Soares (2004), a partir resultados de furos de sondagem SPT. Com as características de resistência e deformabilidade do solo, obteve-se a capacidade de carga deste. O cálculo de capacidade de carga foi feito através de planilhas de cálculo, sendo uma delas disponibilizada pelo professor doutor Gérson Jacques Miranda dos Anjos (UFPA), onde são utilizados diversos métodos de cálculos, e uma outra desenvolvida por este autor (com base no método de AOKI-VELLOSO (1975)), sendo feita a comparação entre estas planilhas e discursões pertinentes. A capacidade de carga do solo dá embasamento para se determinar o número de estaca por bloco de coroamento, e assim será estabelecido o tipo de bloco. O dimensionamento destes blocos, foi feito através de duas planilhas de cálculo, sendo uma planilha fornecida pelo professor doutor John Eloi Bezerra e outra desenvolvida no presente estudo. Os resultados obtidos nas planilhas apresentaram valores muito próximos, tanto em termos de capacidade de carga, quanto de dimensionamento das fundações, mostrando que as mesmas utilizaram as teorias clássicas de cálculo de fundações e sua aplicabilidade.

Palavras-Chaves: fundações profundas, capacidade de carga, dimensionamento de estacas e blocos de coroamento, modelagem estrutural do edifício.

ABSTRACT

The efforts of the buildings are transmitted to the ground through the foundations, these are of great importance for the good performance of the whole work. The present work carried out the study of the load capacity of the soil and the dimensioning of the foundations of a multi-storey building, constructed and located in the city of Caruaru-PE, using semi-empirical methods to calculate the load capacity, and later via spreadsheet the foundations (deep type) were dimensioned. The work began with the modeling of the superstructure of the building which has 18 floors, of which 13 are type pavements, 3 garage floors and 1 baldrame floor, the whole building being scaled using commercial software (Eberick of AltoQI). With the possession of the loads that reach the level of the foundations, it was possible to size the infrastructure (blocks / stakes). This building was relocated on an idealized soil profile based on soil surveys typical of the city of Taguatinga-DF. This soil has characteristics that make it possible to work with deep foundations. This soil was initially studied by Soares (2004), from results of SPT drilling holes. With the characteristics of resistance and deformability of the soil, the load capacity of the soil was obtained. Calculation of load capacity was done through spreadsheets, one of them being made available by Professor Gérson Jacques Miranda dos Anjos (UFPA), where several calculation methods are used, and another developed by this author (based on the method of AOKI-VELLOSO (1975)), being made the comparison between these worksheets and relevant discourses. The load capacity of the ground gives ground to determine the number of stake per crowning block, and so the block type will be established. The sizing of these blocks was done through two calculation worksheets, being a spreadsheet provided by the professor doctor John EloiBezerra and another developed in the present study. The results obtained in the spreadsheets showed very close values, both in terms of the load capacity and the dimensioning of the foundations, showing that they used the classical theories of calculation of foundations and their applicability.

Key words: deep foundations, battery capacity, design of stakes and crown blocks, structural modeling of the building.

LISTA DE FIGURAS

Figura 1: Ensaio de penetração dinâmica SPT.....	19
Figura 2: Diferença entre fundação superficial e profunda de acordo com mecanismo de ruptura.....	22
Figura 3: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.	23
Figura 4: Etapas para execução da estaca hélice continua.....	27
Figura 5: Mecanismo de Resistência da Fundação por Estaca.	30
Figura 6: Estaqueamentos padronizados compostos de 7 a 8 estacas (Alonso, 1983).....	41
Figura 7: Estaca e Tubulão.....	43
Figura 8: Força nos pilares.	44
Figura 9: Ilustração da Edificação	46
Figura 10: Localização geral da Edificação.	47
Figura 11: Localização do solo em estudo na cidade de Taguatinga.	47
Figura 12: Ilustração da modelagem.....	49
Figura 13: Locação dos Pilares no Pavimento Baldrame.....	49
Figura 14: Lamina do Edifício com os Pilares Estudados.	50
Figura 15: Pilares mais Carregados da Estrutura.....	51
Figura 16: Simplificação das Camadas do Solo.	55
Figura 17: Furos de Sondagens Utilizados no Estudo.....	55
Figura 18: Desenho da Distribuição dos Furos.	56
Figura 19: Sobreposição dos Furos de Sondagens Sobre a Estrutura.....	56
Figura 20: Marcação da Numeração dos SPT.	57
Figura 21: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-1.	61
Figura 22: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-2.	62
Figura 23: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-3.	63
Figura 24: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-4.	64

Figura 25: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-6.	65
Figura 26: Gráfico de comparação entre os resultados de capacidade de carga.	66
Figura 27: Tipos de Blocos Utilizados no Projeto.	68
Figura 28: Esforços Considerados no Dimensionamento.	69
Figura 29: Disposição das Armaduras para blocos sobre 2 estacas.....	70
Figura 30: Dimensionamento do Bloco Sobre Duas Estacas Pilar 17.	71
Figura 31: Dimensionamento do Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 35.....	72
Figura 32: Dimensionamento do Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 36.....	73
Figura 33: Dimensionamento de Bloco Sobre Estacas - Pilar 38.	73
Figura 34: Dimensionamento de Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 39.....	74
Figura 35: Forças Atuantes na Biela Comprimida.	74
Figura 36: Disposição de Armaduras para Blocos Sobre 3 Estacas.	75
Figura 37: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 15.....	76
Figura 38: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 15	76
Figura 39: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 16.....	77
Figura 40: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 16.	77
Figura 41: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 30.....	78
Figura 42: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 30.	78
Figura 43: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 31.....	79
Figura 44: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 31.	79
Figura 45: Disposição das Armaduras para Blocos Sobre 4 Estacas.	80
Figura 46: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 24.....	81
Figura 47: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 24.	81
Figura 48: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 25.....	82
Figura 49: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 25.	82
Figura 50: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 27.....	83
Figura 51: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 27.	83
Figura 52: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 28.....	84
Figura 53: Cálculo da Capacidade de Carga Lateral – Pilar 28.	86
Figura 54: Resultados da Capacidade de Carga de ponta e Total – Pilar 28.	87
Figura 55: Planilha de Dimensionamento de Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 28.	88

LISTA DE TABELAS

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α	32
Tabela 2: Mostra os valores de F1 E F2.....	32
Tabela 3: Fatores de correção F1 e F2 atualizados.....	33
Tabela 4: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo, resistência de ponta.....	34
Tabela 5: Coeficiente característico do solo.....	34
Tabela 6: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo, resistência lateral.....	35
Tabela 7: Valores do parâmetro α	36
Tabela 8: Parâmetro β (kPa) (Resistência Lateral).....	36
Tabela 9: Espaçamento mínimo adotado entre estacas constituintes de um estaqueamento.....	40
Tabela 10: Resultados Importados do Altoqi Eberick, Valores de Carga.....	51
Tabela 11: Descrição do Material de Cada Via (SPT).....	54
Tabela 12: Sondagem que corresponde Pilar Estudado.....	57
Tabela 13: Resumo do Dimensionamento das Estacas Correspondentes a Cada Furo de Sondagem.....	60
Tabela 14: Resumo dos Resultados da capacidade de carga para cada método semiempirico.....	66
Tabela 15: Pilar x SPT Correspondente.....	67
Tabela 16: Resumo dos Cálculos para Obtenção do Número de estacas.....	68
Tabela 17: Resultado de Cada Planilha para Cap. de Carga.....	87

Sumário

1.	INTRODUÇÃO	13
1.1	Motivação	14
1.2	Justificativa	14
1.3	Objetivos	15
1.3.1	<i>Objetivo geral</i>	15
1.3.2	<i>Objetivos específicos</i>	15
2.	REFERENCIAL TEÓRICO	17
2.1	Investigação geotécnica	17
2.1.1	<i>SPT</i>	18
2.1.2	<i>CPT</i>	19
2.1.3	<i>Sondagem Mista</i>	19
2.2	Fundações	20
2.2.1	<i>Fundações Superficiais (ou diretas)</i>	21
2.2.2	<i>Fundações profundas (ou indiretas)</i>	22
2.2.2.1	<i>Estacas</i>	23
2.2.2.2	<i>Estacas Cravadas</i>	24
2.2.2.3	<i>Estacas Escavadas</i>	25
2.2.3	<i>Critérios para escolha do tipo de estaca</i>	27
2.3	Capacidade de carga	28
2.3.1	<i>Método de Aoki e Velloso</i>	29
2.3.2	<i>Método de Décourt – Quaresma (1978)</i>	33
2.3.3	<i>Método de cálculo de Teixeira</i>	35
2.3.4	<i>Capacidade de carga admissível</i>	36
3.4	Dimensionamento de estacas de concreto	37
2.4.1	<i>Análise a compressão</i>	38
2.4.2	<i>Análise a flexo – tração</i>	39
2.5.1	<i>Ação do vento</i>	42

2.5.2	<i>Estimativas da carga de um pilar</i>	43
2.5.3	<i>Ações na fundação</i>	43
3.	METODOLOGIA	45
3.1	Edifício Advance – Caruaru/PE	46
3.2.	Modelagem do Edifício no Altoqi Eberick	48
3.3	Estudos do solo	54
4.	RESULTADOS	58
4.1	Capacidades de carga do solo	58
4.1.1	<i>Uso da planilha comercial para o cálculo capacidade de carga</i>	59
4.1.2	<i>Resumo do cálculo de capacidade de carga (Planilha Comercial)</i>	65
4.2	Cálculos do número de estacas	67
4.3	Dimensionamentos dos blocos de coroamento	68
4.3.1	<i>Bloco sobre 2 estacas</i>	69
4.3.2	<i>Bloco sobre 3 estacas</i>	74
4.3.4	<i>Blocos sobre 4 estacas</i>	80
4.4.	Análise comparativa entre planilhas de calculo	85
4.4.1	<i>Planilha de capacidade de carga (Método de AOKI-VELLOSO 1975)</i>	85
4.4.2	<i>Planilha para blocos de coroamento sobre quatro estacas</i>	88
5.	CONCLUSÃO	90
	REFERÊNCIAS	92

1. INTRODUÇÃO

As edificações transmitem os seus carregamentos para o terreno através de suas fundações, cuja importância é fundamental para a segurança das obras engenharia. Uma conhecida as cargas atuantes é possível se fazer o estudo da estrutura de fundação, pois estas são necessárias para o dimensionamento da estaca (estrutural).

Existem basicamente, dois tipos de grupos de fundações: as superficiais ou “diretas”, e as fundações profundas ou “indiretas”. Este trabalho será direcionado para o estudo das fundações profundas. Para a Engenharia Civil, o dimensionamento deste tipo de fundação, exige grandes responsabilidade já que, uma estrutura deste porte pode acarretar grandes perdas tanto materiais como humanas, quando existe uma má execução.

Uma das garantia que a transmissão de carga destinada para o terreno foi analisada corretamente, é a análise de ruptura do solo da fundação, já que o solo tem que ter resistência suficiente para suportar as cargas atuantes sobre o mesmo. Com isso, busca-se verificar a capacidade de suporte do maciço, com o intuito de garantir que o solo dissipa às tensões transmitidas pelas estacas.

Para o cálculo da capacidade de carga de ruptura (ou limite) é aplicado uma coeficiente de segurança que dependerá de muitos fatores, que serão discutidos nesse trabalho, com a aplicação do mesmo na capacidade a ruptura, pode-se obter a tensão admissível do solo, na qual, o maciço poderá receber da superestrutura, com segurança, essa tensão admissível, tanto válida para ruptura como também para as deformações excessivas do solo.

Aqui serão discutidos diversos métodos de análise da capacidade de carga, a mesma podendo ser obtida por métodos estáticas, dinâmicos e com o rompimento de corpos de prova. Os métodos semi-empíricos que são utilizados no cálculo de capacidade de carga, na sua maioria usam coeficientes empíricos, que servem para adaptar as equações para a grande variabilidade de solos existentes atravessados pelas estacas, e também para cada tipo de estaca utilizada (ARAUJO; WOLLER, 2006).

No Brasil, tem-se a preocupação de fixar métodos de cálculo da capacidade de carga de estacas, com a utilização dos resultados das sondagens a percussão, pois

a mesma é a investigação mais divulgada e realizada no país (VELLOSO; LOPES,2010).

1.1 Motivação

Um segmento da geotécnica que chama bastante atenção é a área de fundações, Além da mesma ter muita importância para engenharia civil, todas as edificações precisam de uma estrutura para transmitir suas cargas para o maciço de solo.

Nesse contexto, o que revela a atenção e curiosidade por essa área da engenharia é, a tamanha responsabilidade com que o projeto deve ser estudado, vendo que não existe um padrão a ser seguido, mas o que existe é toda uma análise minuciosa de muitos parâmetros de investigação, isso recai sobre há grande heterogeneidade dos problemas geotécnicos.

Cada tipo de obra de fundações a ser projetada tem suas particularidades, como o tipo de solo, Nível freático, tipo de estrutura e até mesmo os equipamentos disponíveis na região, todos esses pontos tem que estejam conectados para se obter um projeto viável e seguro.

1.2 Justificativa

As análises dos esforços causados pelas cargas de um edifício de múltiplos pavimentos estão ligadas diretamente ao dimensionamento das fundações, assim as dimensões dos blocos/estacas são dependentes dos esforços e suas magnitudes, assim, partes para o cálculo destes elementos. Também é necessário se ter em mente os requisitos necessários para elaboração de um projeto da fundação, como o tipo de solo presente no local da obra, se há presença ou não de vizinhos. Este projeto visa o estudo da capacidade de carga do solo, pois essa tensão admissível está relacionada diretamente com questões de segurança e desempenho estrutural da obra.

1.3 Objetivos

1.3.1 Objetivo geral

O objetivo geral desse projeto é calcular os esforços, por meio de um software de cálculo estrutural, para um edifício localizado na cidade de Caruaru, sendo o mesmo situado em um solo fictício onde necessitará de uma fundação profunda e o dimensionamento da mesma será realizado com o uso de planilhas de cálculo comerciais e outras desenvolvidas aqui nesse trabalho.

O intuito é tornar a relação entre a fundação e o solo segura e econômica, isso é realizado com sucesso quando se tem uma escolha correta do tipo de fundação, será tomado como base as características do solo, magnitudes dos esforços e análise da capacidade de carga, ocorrendo posteriormente o dimensionamento da infraestrutura.

1.3.2 Objetivos específicos

- Calcular os esforços na estrutura de um edifício de múltiplos pavimentos situado na cidade de Caruaru utilizando um software comercial.
- Cálculo da capacidade de carga do solo fictício, com o auxílio da planilha de cálculo comercial, utilizando os métodos de Pedro Paulo Costa Velloso (1981), Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1996), Alberto Henriques Teixeira (1996) e Urbano Rodrigues Alonso (1996).
- Dimensionar a fundação profunda utilizando planilhas de cálculo cedida pelo professor John Bezerra, que utiliza a teoria de Alonso (1982).
- Criação de planilha de cálculo para dimensionamento de blocos de coroamento, utilizando a literatura de Alonso (1982).
- Criação de planilha para cálculo de capacidade de carga, segundo o método de Aoki-Velloso (1975).

- Comparar resultados entre planilhas comerciais cedidas pelos professores Gérson Miranda e John Bezerra utilizadas e as planilhas desenvolvidas nesse trabalho.

2. REFERENCIAL TEÓRICO

2.1 Investigação geotécnica

Na etapa de investigação geotécnica são levantadas as informações necessárias para a correta identificação e classificação das diversas camadas componentes do subsolo. Esse estudo permite prever o comportamento da fundação, para se projetar e execução uma fundação, pois é preciso deter conhecimento do local onde será construída a edificação e do tipo de solo presente. Essas informações são coletadas e processadas na fase de investigação geotécnica, assim mostrando o seu real valor para o bom conhecimento do comportamento nas camadas do solo e para construção de uma fundação.

Os principais processos de investigação do subsolo para fins de projeto de fundações de estruturas são:

- Poços;
- Sondagens a trado;
- Sondagens a percussão com SPT;
- Sondagens rotativas;
- Sondagens mistas;
- Ensaio de cone (CPT);
- Ensaio pressiométrico (PMT) (VELLOSO & LOPES, 2011).

O número de sondagens e a sua localização em planta dependem do tipo da estrutura, de suas características especiais e das condições geotécnicas do subsolo. O número de sondagens deve ser suficiente para fornecer um quadro, o melhor possível, da provável variação das camadas do subsolo do local em estudo (ABNT, 1983).

No Brasil o processo de investigação mais utilizado é o de sondagem a percussão SPT. Sendo outra opção muito utilizada o ensaio CPT. Destaca que este ensaio (cone penetration test) é considerado como sendo o mecanismo que mais se assemelha ao comportamento de uma estaca penetrando estaticamente no solo. No Brasil, o CPT é regulamentado pela NBR 12069:1991 da ABNT, mesmo ele

apresentando resultados muito consistentes, o SPT continua sendo o mais difundido, devido ao custo elevado de mão de obra para aplicação do CPT.

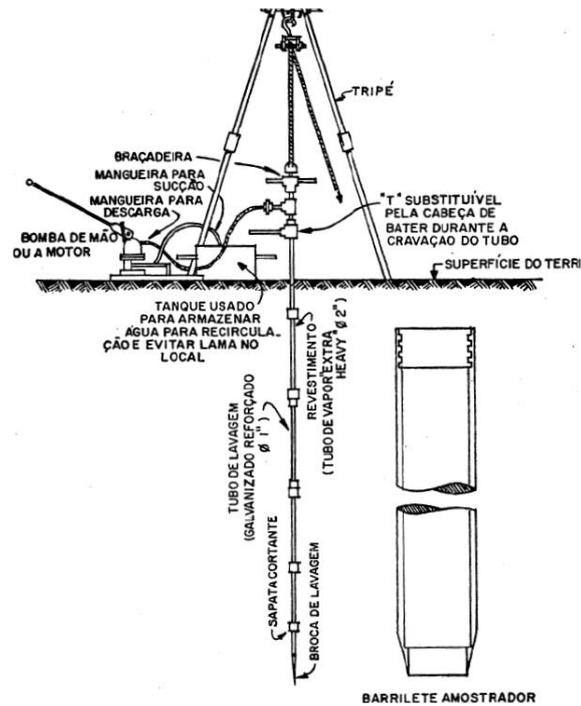
2.1.1 SPT

O ensaio de simples reconhecimento com medida de resistência à penetração dinâmica, como é reconhecido oficialmente no Brasil, e universalmente conhecido como Standard Penetration Test (SPT). Foi introduzido por volta de 1902 pelo engenheiro Charles R. Gow, nos Estados Unidos, como um método de sondagem utilizado apenas para fazer a identificação e caracterização do solo (Fletcher, 1965).

Um dos ensaios a penetração mais conhecidos, é o SPT, sendo o ensaio *in situ* mais utilizado em todo o mundo. No Brasil o método é normatizado pela NBR 6484:2001 da ABNT e executado a cada metro de subsolo durante a sondagem a percussão.

Seu processo consiste na cravação de um amostrado (padronizado pela NBR 6484:2001) por meio da queda de um martelo de 65 kgf, também padronizado, a uma altura de 75 cm de altura (Figura 1). São registrados os números de golpes (quedas) necessários para cravar 45 cm, segmentado em 3 seções de 15 cm cada. O número de golpes necessários para cravar os 30 cm finais do segmento é chamado de NSPT e representa um indicador de resistência do solo, utilizado no cálculo da capacidade de carga dessa unidade de solo (ALBERTI,2015).

Figura 1: Ensaio de penetração dinâmica SPT.



Fonte: Caputo.

2.1.2 CPT

Os ensaios CPT (cone penetration test) são considerados internacionalmente e nacionalmente como uma das mais importantes ferramentas de prospecção geotécnica. Nele medem-se as resistências de ponta e lateral: q_c , f_s , atrito lateral e poro-pressão.

O processo se dá pela cravação no solo, de forma contínua ou incremental, a uma velocidade (20 ± 5 mm/s) e ponteira do tipo cone ou cone atrito, ambas padronizada medindo-se a sua reação contínua ou descontinuamente para se obter os componentes de resistência de ponta e de atrito lateral local. Para se realizar o ensaio, há necessidade de um equipamento de cravação devidamente ancorado ou lastreado e uma composição de tubos externos de cravação, contendo em sua extremidade uma das ponteiros padronizadas (ABNT, 1991).

2.1.3 Sondagem Mista

Quando no processo de sondagem encontrasse um maciço mais resistente isto é não tem como fazer somente com ensaio a percussão, como na ocorrência de

rochas ou matacões nesses casos tem que haver a utilização de sondagem rotativa havendo assim a alternância de ensaios, o que caracteriza a sondagem mista.

Os ensaios costumam ser acoplados simultaneamente no mesmo posto de sondagem, assim o processo de perfuração consiste, basicamente, em fazer girar as hastes (pelo cabeçote de perfuração) e forçá-las para baixo (em geral, por um sistema hidráulico). Durante o processo de sondagem rotativa é utilizada uma ferramenta tubular chamada barrilete, para corte e retirada de amostras de rocha (chamadas de testemunho). Essas ferramentas têm em sua extremidade inferior uma coroa, que pode ter pastilhas de tungstênio (*wírdia*) ou diamantes (VELLOSO et al., 2011).

2.2 Fundações

As edificações em geral, são sujeitas às ações horizontais (vento e desaprumo), ações gravitacionais permanentes, ações gravitacionais acidentais, efeitos de temperatura. Esses esforços refletem internamente produzindo reações que são transportado para a fundação, e como já citado nesse trabalho, das fundações são transmitidas para o solo.

Os esforços causados pela edificação têm que ser transmitidas de forma segura para o maciço, assim a fundação utilizada tem que transmitir essas ações de forma segura e econômica, pois qual quer erro no dimensionamento ou na escolha do tipo de fundação pode o solo ou a infraestrutura entra em colapso, o problema para a estrutura recai em forma de fissuração e trincas essas devidas principalmente devido a recalques excessivos.

Existem diferentes maneiras de organizar os 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 e as fundações profundas (CINTRA, et al., 2011).

Há várias maneiras de se escolher o tipo de fundação a ser empregado na obra, pode ser por questões econômicas, por motivação de tempo de execução, mas a grande questão a ser debatida na escolha é se o solo tem resistência suficiente para receber aquele tipo de estaca, assim em solos de baixa capacidade de carga opta-se pelo uso de uma fundação profunda, pois faz se necessário que as fundações alcancem camadas mais profundas para encontra resistências adequadas e confiáveis

assim podendo ser utilizadas estacas e tubulões os quais são definidas pela NBR 6118 (ABNT, 2010).

“A escolha de uma fundação para uma determinada construção só deve ser feita após constatar que a mesma satisfaz às condições técnicas e econômicas das obras em apreço.” (ALONSO, 1983).

“A escolha correta de uma solução de fundações deve passar necessariamente por uma criteriosa análise técnica e econômica de várias alternativas” (JOPPERT JR., 2007).

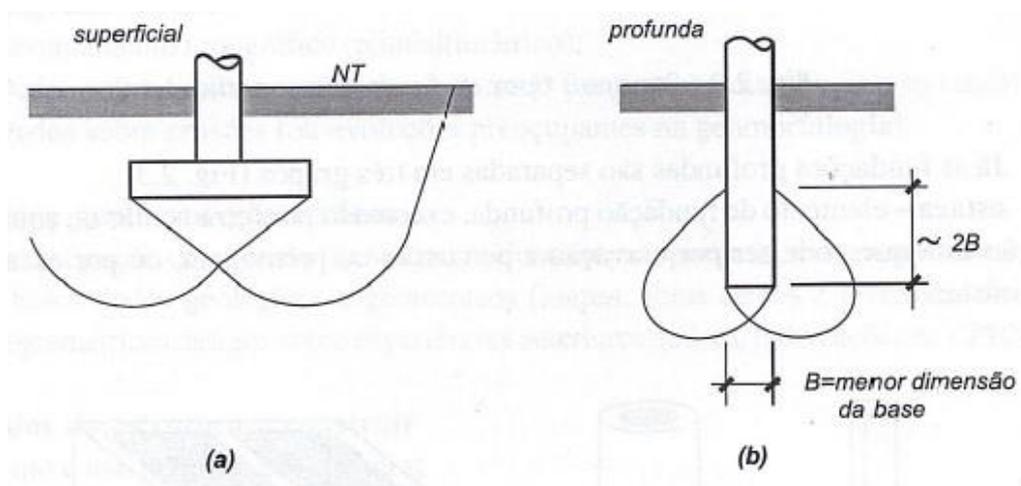
2.2.1 Fundações Superficiais (ou diretas)

Sendo uma fundação superficial a aquela que a carga oriunda da superestrutura é distribuída sobre a base da fundação, ou seja, a carga do pilar é totalmente aplicada de forma homogênea na base da fundação, eliminando a parcela de carga que a resistência lateral consegue absorver, como é o caso das estacas. Uma fundação em sapata é um bom exemplo de fundação superficial ou direta (CINTRA, 2003).

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), são alguns exemplos de fundações superficiais:

- Bloco: Executado em concreto, resiste principalmente pela compressão, nesse tipo de fundação, as tensões de tração são resistidas pelo próprio concreto, dispensando o uso de armadura. Pode ter suas superfícies laterais inclinadas.
- Sapata: São fundações diretas em que a força de tração não é resistida pelo concreto, sendo necessário o uso de armadura em sua base. É dimensionada com base na tensão admissível do solo na camada de assentamento. Podem ser subdivididas em: Sapatas associadas (quando há concentração de carga de mais de um pilar em uma mesma sapata), sapata corrida (quando o comprimento muito maior que sua largura, suporta cargas linearmente distribuídas), e sapata isolada (suporta a carga de um único pilar).
- Radier: Elemento superficial que suporta a maioria, ou todas as cargas (pilares) de uma edificação, distribuindo as tensões nele aplicadas.

Figura 2: Diferença entre fundação superficial e profunda de acordo com mecanismo de ruptura.



Fonte: Velloso, 1998 (reformulada).

2.2.2 Fundações profundas (ou indiretas)

Os elementos da infraestrutura denominados de fundações profundas são caracterizados pelo fato de transmitirem carga para solo por duas parcelas, o atrito lateral e pela sua base, ou ponta, além dos motivos já citado nesse trabalho sobre a escolha do tipo de fundação, existe a relação que se a profundidade da base da fundação for maior que o dobro sua menor dimensão e se for maior que 3 metros denominassem fundação profunda (ABNT NBR 6122,2010).

As fundações profundas são quase sempre utilizadas quando os solos superficiais não apresentam grande capacidade de suportar cargas, ou estão sujeitos a processos erosivos, havendo questões de com o tempo escavarem perto da obra.

“Frequentemente os terrenos apresentam horizontes de solos resistentes, não na sua superfície, mas a certa profundidade. É evidente, senão indispensável, fazer com que as estruturas descansam nestes horizontes resistentes.” (OLIVEIRA FILHO, 1985)

Os tipos de função profunda que se destacam no Brasil e no mundo são as estacas e tubulões. O foco será nas estruturas em estacas, Sobre o processo de execução destacasse o perigo relacionado ao tubulões, pois o mesmo necessita da descida de operários para escava sua base, podendo trazer sérios riscos à saúde e até a morte devido as elevadas pressões. Já no processo de execução de travamento

de estacas se dá pelo uso de máquinas. Os tipos de estacas são classificados de diversas formas, porém uma classificação muito importante é a que leva em conta as diversas formas de execução, pois isto as diferencia, essas são: metálicas, pré-moldada de concreto vibrado, pré-moldada de concreto centrifugado, tipo Franki e tipo Straus, tipo raiz, escavadas

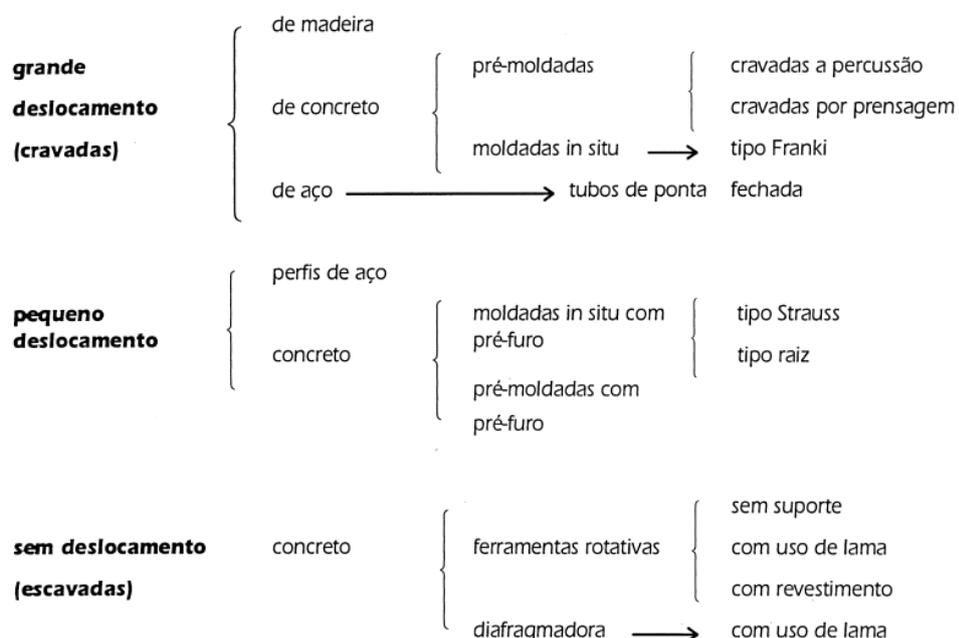
2.2.2.1 Estacas

É o método mais utilizado no Brasil na construção civil, gerando uma grande quantidade de tipos de estacas no mercado.

As Estacas são classificadas como estruturas esbeltas que colocadas no solo por cravação ou perfuração, tem a finalidade de transmitir cargas ao mesmo, seja por a resistência de ponta, ou seja, por atrito lateral ou por a combinação dos dois (ALONSO, 1943).

Elemento da infraestrutura classificado de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores (ABNT NBR 6122, 2010).

Figura 3: Classificação dos principais tipos de estacas pelo método executivo.



Fonte: Hachich et. al (1998).

2.2.2.2 Estacas Cravadas

As estacas de cravação (ou deslocamento) levam este nome por não promover a retirada da massa de solo e causar o deslocamento do horizonte onde são introduzidas. Este método apresenta elevada segurança pelo controle de uma nega pré-determinada durante a execução, podendo atingir elevada capacidade de carga de acordo com o solo e a seção transversal. Porém, o excesso de vibrações e ruídos dificultam a viabilidade em locais densamente urbanizados (ALBERTI,2015). Dentre as estacas de deslocamento, as mais usuais são:

- Estaca de madeira;
- Estaca metálica;
- Estaca de concreto;

Classificasse por estacas cravadas as estacas pré-moldadas, feitas com por materiais como madeira, concreto ou aço. O processo de escolha dentre esses, procede-se pelo reconhecimento do solo do local e pela disponibilidade dos equipamentos, visto que se necessita de uma técnica especializada para não haja erros comuns como: desaprumos, quebras ou mesmo o desconhecimento das cargas a que deverão ser submetidas (BEILFUSS, 2012).

- Estacas de concreto:

Segundo Joppert Jr.(2007), podem ser construídas em concreto protendido ou armado. A grande vantagem das estacas de concreto é que essas podem ser emendadas umas às outras proporcionando alcance da profundidade necessária. Outro ponto de grande valia é a facilidade do controle da qualidade da produção da mesma e também quando inserida no solo. No mercado, encontram-se estacas de concreto de seções redondas, quadradas e no caso das estacas armadas, é possível a fabricação de elementos vazados, que passam por um processo de centrifugação ou extrusão para tomar este formato. Os principais inconvenientes das estacas de concreto estão ligados ao ruído e a vibrações em sua execução, as perdas com quebras ou sobras das mesmas e também com pouca produção diária.

“A faixa de carga dessas estacas é de 200kN a 1500kN.” (ALONSO, 1983).

- Estacas de madeira:

Segundo Rodrigues E. (2006), estacas de madeira perderam sua força no mercado pela dificuldade de se encontrar a matéria prima para sua execução. A

madeira empregada em estacas geralmente são do tipo eucalipto para obras provisórias e do tipo peroba, a aroeira, a maçaranduba e o ipê, para obras definitivas. Estas estacas são cravadas no solo por meio de golpes de pilões ao topo das mesmas, processo que leva o nome de percussão. “A duração da madeira é ilimitada, quando mantida permanente submersa. No entanto, se estiverem sujeitas a variação do nível d’água apodrecem rapidamente [...]”.

- Estacas metálicas:

São compostas de perfis laminados em formato I ou H podendo ser feitos de tubos ou mesmo de trilhos. Apesar do seu alto custo, Oliveira Filho (1985), destaca as vantagens de sua utilização: alta resistência as cargas, possibilidade de utilização em praticamente todos os tipos de solos e também pelo fato de poder alcançar grandes profundidades.

Além disso, Alonso (1983) descreve as estacas metálicas como uma solução vantajosa quando: as vibrações causadas durante a cravação devem ser amenizadas ou nulas, isso por conta da segurança de construções vizinhas e também quando estão localizadas em divisas, pois dispensa a viga de equilíbrio.

2.2.2.3 Estacas Escavadas

Elementos de fundações caracterizados pela execução in loco, ou seja, sua construção é realizada no local onde ela desempenhará sua função, havendo a retirada do material para que possa se executar a concretagem. Adotadas em solos como argilas ou areias e tem como limitação o nível do lençol freático para que se torne viável economicamente (BEILFUSS, 2012). Segundo Oliveira Filho (1985), “Essas estacas possuem comprimentos pré-estabelecido, baseados em dados fornecidos pelas sondagens e sua capacidade de carga é estimada somente por fórmulas estáticas, baseadas nas características físicas mecânicas do solo atravessado.”

- Estacas Strauss

Estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se o lançamento do concreto e a retirada gradativa do revestimento com 41 simultâneos apiloamento do concreto (ABNT NBR 6122, 2010).

- Estaca tipo Franki

Estaca executada por meio da cravação no terreno de um tubo de ponta fechada, por meio da bucha, e execução de uma base alargada, que é obtida introduzindo-se no terreno certa quantidade de material granular por meio de golpes de um pilão. A estaca do tipo Franki foi introduzida como fundação há mais de 85 anos por Edgard Frankignoul na Bélgica, sendo empregada pela primeira vez no Brasil em 1935, na Casa Publicadora Baptista no Rio de Janeiro (Hachich et al., 1998).

Segundo Oliveira Filho (1985), “Essas estacas possuem comprimentos pré-estabelecido, baseados em dados fornecidos pelas sondagens e sua capacidade de carga é estimada somente por fórmulas estáticas, baseadas nas características físicas mecânicas do solo atravessado.”

Com baixa emissão de ruídos e vibrações faz com que estas estacas seja muito utilizada em todo o país. A popularidade deve também ser associada à grande variabilidade executiva em diversos meios e à grande capacidade de carga atingida em função da geometria e do material empregado.

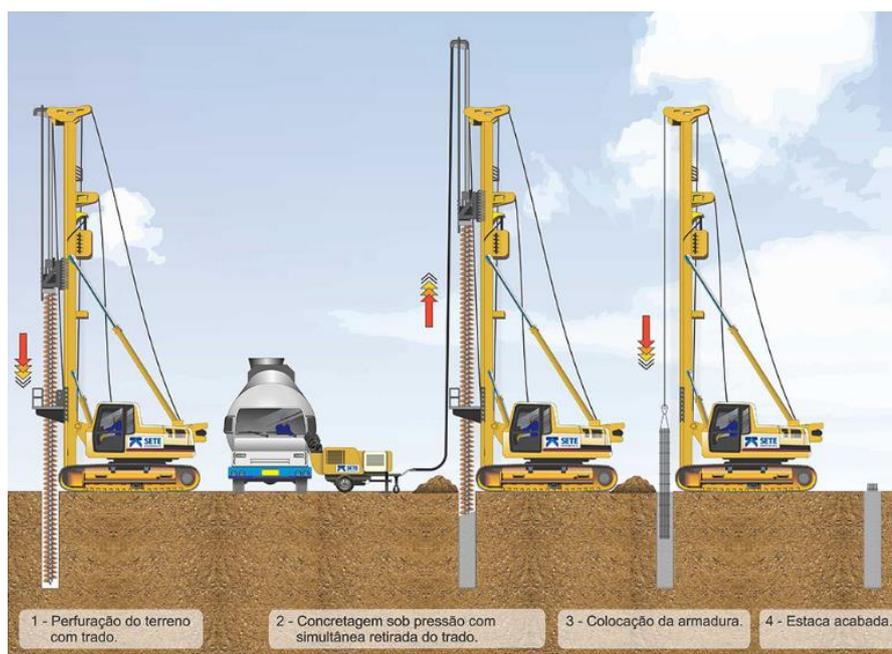
- Estaca hélice continua

Depois que apareceu a primeira vez no país em 1987, desde então sua utilização vem crescendo cada vez mais no Brasil, a mesma é executada pela rotação de um tubo metálico que contém uma chapa do mesmo material em forma de hélice (REBELLO, 2008).

A presença de dentes facilita a penetração no solo, a concretagem começa quando se alcança a cota de apoio (onde fixa a ponta da estaca), havendo a retirada da hélice simultaneamente. A concretagem é realizada através de um tubo central, a retirada da hélice pode ser feita sem sua rotação ou com uma lenta rotação no sentido de perfuração (REBELLO, 2008).

A armação é posta quando termina-se a concretagem, mergulha-se a mesma no concreto por gravidade ou com a ajuda da carga de um pilão. A estaca hélice continua se destaca por apresenta uma alta produtividade e um elevada grau de qualidade, sua segurança destaca-se entre outros fatores no fato que a inclinação, velocidade da haste e profundidade podem ser monitoradas mecanicamente (REBELLO, 2008). Na Figura 4 está o resumo do processo executivo da estaca hélice continua.

Figura 4: Etapas para execução da estaca hélice contínua



Fonte: Site LAN (2018).

2.2.3 Critérios para escolha do tipo de estaca

Segundo Hachich et al., (1998), para a escolha do tipo de estaca a ser utilizada em uma determinada obra devem ser observados os seguintes aspectos:

- Esforços nas fundações, procurando-se distinguir:
 - Nível de cargas nos pilares;
 - Outros esforços (tração e flexão).
- Características do subsolo:
 - Argilas muito moles dificultam a execução de estacas de concreto moldadas *in loco*;
 - Solos muito resistentes são difíceis de serem atravessados por estacas pré-moldadas executadas por cravação;
 - Solos com matacões dificultam a execução de qualquer tipo de estaca;
 - Solos com nível de água elevado dificultam a execução de estacas de concreto moldadas *in loco*;

Aterros executados sobre camadas de solo mole, ainda em adensamento, fazem com que seja desenvolvido atrito negativo nas estacas executadas nesta camada.

- Características da obra:
 - Acesso de equipamentos em terrenos acidentados;
 - Limitação de altura para instalação do equipamento;
 - Obras muito distantes dos grandes centros, oneram o custo dos equipamentos;
- Características de construções vizinhas:
 - Tipo e profundidade das fundações;
 - Existência de subsolos;
 - Sensibilidade a vibrações;
 - Danos já existentes.

2.3 Capacidade de carga

De maneira geral, o uso das estacas está relacionado com a capacidade de transmitirem cargas por meio de solos de baixa resistência mecânica, ou através de solos com a existência de água, até uma camada de solo resistente que garanta o apoio adequado (ALONSO, 2010).

Segundo a ABNT NBR 6122 (2010), a capacidade de carga de uma fundação profunda, estaca ou tubulão isolado, é definida como a força aplicada sobre o elemento de fundação que provoca apenas recalques que a construção pode suportar sem inconvenientes, oferecendo simultaneamente segurança satisfatória contra a ruptura do solo ou do elemento de fundação.

CINTRA, et al., (2010), ressalta que aceção espacial do termo ruptura é restrito para a conceituação de capacidade de carga em termos geotécnicos. Entretanto, em determinados casos é possível que a capacidade de carga seja superior a resistência à compressão da estaca. Se isso ocorrer, deve prevalecer o valor limite da resistência da própria estaca, pois devemos considerar sempre o menor dos dois valores. Isso reflete que a análise a resistência em decorrência dos esforços provocados pela super-estrutura tem que ser verificada tanto pra o maciço como para a infra-estrutura, assim frisando novamente a importância da escolha do tipo de estaca.

Segundo Alonso (1983), o cálculo da capacidade de carga de uma estaca pode ser feito por meio de dois métodos:

- Realização de provas de carga;
- Métodos semi-empíricos, dentre os quais destacam-se o método de Aoki e Velloso(1975), e o método de Decourt e Quaresma (1978).

De acordo com VELLOSO, et al., (2010), os métodos estáticos são calculados por fórmulas que estudam o comportamento da estaca mobilizando toda a resistência ao cisalhamento estático do solo, obtido em ensaios de laboratório ou *in situ*. Podem ser segmentados em: *racionais* (ou *teóricos*), *semi-empíricos* e *empíricos*. Este último tem aplicação com base na simples classificação das camadas atravessadas, resultando em estimativas grosseiras de capacidade de carga para uma estaca.

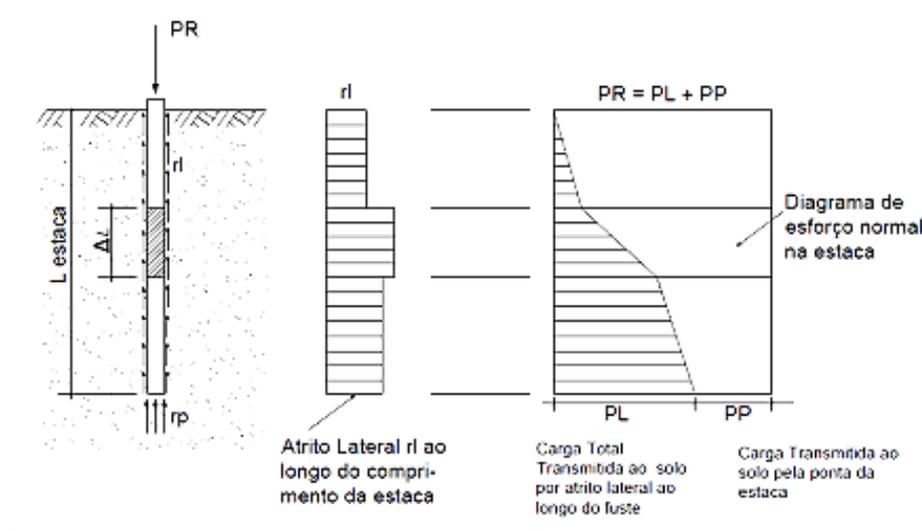
Apesar de amplamente estudadas, as fórmulas teóricas caem em descrédito ao apresentarem entre si uma enorme discrepância dos resultados obtidos no cálculo da capacidade de carga. Outra limitação está em considerar o solo como sendo exclusivamente coesivo ou granular, o que não se aplica com frequência na natureza. Em razão disso, os métodos teóricos de capacidade de carga de fundações por estacas têm pouca utilização em projetos, sendo preteridos em prol dos métodos semi-empíricos (CINTRA, et al., 2010).

Na busca de uma previsão numérica para resolução dos problemas de capacidade de cargas em fundações, foram desenvolvidos métodos baseados em formulações empíricas a partir de resultados *in situ* e ajustados com provas de carga. De acordo com Décourt e outros (1996), no Brasil, predomina o uso dos métodos semi-empíricos, sendo que os mais conhecidos são os de Aoki-Velloso (1975) e de Décourt-Quaresma (1978).

2.3.1 Método de Aoki e Velloso

O método de Aoki& Velloso (1975) originou-se a partir de correlações entre os resultados de ensaios de penetração estática (CPT) e dinâmica (SPT). A teoria para estimar a capacidade de carga de estacas é fundamentada no ensaio de penetração estática, mas através da utilização do coeficiente K é possível estimar a capacidade de carga com os resultados do SPT (LOBO,2005).

Figura 5: Mecanismo de Resistência da Fundação por Estaca.



Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Para o método em análise a carga de ruptura, ou a capacidade de carga de uma fundação profunda, em estaca, é calculada como:

$$R = R_L + R_P \quad \text{EQ- 1}$$

Onde:

R = capacidade de carga de ruptura

R_L = capacidade de carga por atrito lateral

R_P = capacidade de carga de ponta

Para obtenção da capacidade de carga de ponta (R_P), multiplica-se a resistência unitária de ponta (r_p), pela área da seção da ponta ou base da estaca (A_p) (CINTRA, et al.,2010).

$$R_P = r_p \cdot A_p \quad \text{EQ- 2}$$

A capacidade de carga do atrito lateral (R_L) é obtida ao realizar-se o somatório das forças resistentes unitárias por atrito lateral (r_L) vezes a camada de solo de espessura (Δ_L), multiplicando-se pelo perímetro do fuste (CINTRA, et al., 2010). Desta forma, tem-se:

$$R_L = U \cdot \Sigma(r_L \cdot \Delta_L) \quad \text{EQ- 3}$$

A expressão para carga última é representada pela Equação 4:

$$R = r_p \cdot A_p + U \cdot \Sigma(r_L \cdot \Delta_L) \quad \text{EQ- 4}$$

Onde:

A_p = área da seção transversal da estaca.

U = perímetro da estaca.

Δ_L = segmento da estaca que está sendo calculado.

$$r_p = \frac{k \cdot N_p}{F_1} \text{EQ- 5}$$

$$r_L = \frac{\alpha \cdot k \cdot N_L}{F_2} \quad \text{EQ- 6}$$

Assim:

$$R = A_p \cdot \frac{k \cdot N_p}{F_1} + U \cdot \Sigma\left(\frac{\alpha \cdot k \cdot N_L}{F_2} \Delta_L\right) \quad \text{EQ- 7}$$

Os valores de N_p e N_L são, respectivamente, o valor do índice de resistência à penetração (valor do SPT) na cota de apoio da ponta da estaca e o índice de resistência à penetração médio na camada de solo de espessura Δ_L (CINTRA, et al., 2010).

Os fatores F_1 e F_2 são fatores de correção que consideram o efeito escala, ou seja, a discrepância de desempenho entre a estaca (protótipo) e o cone do CPT (modelo), e também a influência do processo de execução de cada tipo de estaca. Os coeficientes k e α são função do tipo de solo (CINTRA, et al., 2010). São expostos na Tabela 1 mostra os valores de k e α , na Tabela 2 os valores de F_1 e F_2 , inicialmente propostos por Aoki-Velloso (1975).

Tabela 1: Coeficiente K e razão de atrito α .

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

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

Tabela 2: Mostra os valores de F1 E F2

Tipo de Estaca	F1	F2
Franki	2,5	5,0
Metálica	1,75	3,5
Pré-moldada	1,75	3,5

Fonte: Cintra et al., (2010).

De acordo com Cintra et al., (2010), alguns aprimoramentos foram realizados nos fatores de correção F_1 e F_2 . Para as estacas pré-moldadas de pequeno diâmetro, constatou-se que o método é conservador demais e propõe:

$$F1 = 1 + \frac{D}{0,80} \quad \text{EQ- 8}$$

D= diâmetro da seção transversal em metros

Nos valores de F_2 manteve-se a relação $F_2 = 2 F_1$. Para as estacas do tipo raiz, hélice contínua e ômega, Velloso et al., (2002) recomendam $F_1 = 2$ e $F_2 = 4,0$ (CINTRA, et al., 2010). Esses valores são apresentados na tabela 3.

Tabela 3: Fatores de correção F_1 e F_2 atualizados.

Tipo de Estaca	F_1	F_2
Franki	2,5	2 F_1
Metálica	1,75	2 F_1
Pré-moldada	$1 + D/0,80$	2 F_1
Escavada	3,0	2 F_1
Raiz, Hélice contínua e Ômega	2,0	2 F_1

Fonte: Cintra e Aoki (2010).

2.3.2 Método de Décourt – Quaresma (1978)

O método semiempírico de Décourt-Quaresma (1978) apresenta um processo de avaliação de capacidade de carga de estacas, baseado somente nos valores N do ensaio SPT. Esse método, originalmente previsto para estacas pré-moldadas de concreto, foi objeto de algumas extensões, objetivando a adequação para demais tipos de estacas (HACHICH, et al., 1998).

O método proposto por Décourt e Quaresma (1978) faz a consideração das parcelas de resistência (R_L e R_p), necessárias para a determinação da capacidade de carga em um elemento isolado de fundação.

Expressão para carga de ruptura:

$$R = R_L + R_p \quad \text{EQ- 9}$$

Onde:

$$R_p = r_p \cdot A_p \quad \text{EQ- 10}$$

$$R_p = r_L \cdot U \cdot L \quad \text{EQ- 11}$$

Segundo o método de Decourt e Quaresma (1978), as resistências de ponta e lateral são calculadas, respectivamente, pelas seguintes expressões:

$$r_p = \alpha \cdot C \cdot N_p \quad \text{EQ- 12}$$

$$r_L = \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_m}{3} + 1\right) \quad \text{EQ- 13}$$

β e α : determinados em função do tipo de estaca e apresentados na Tabela 6 e na Tabela 4, respectivamente;

N_p : média dos valores de NSPT na ponta da estaca, imediatamente acima e abaixo.

Outra alteração desse método ocorre em 1996 quando Décourt introduz fatores α e β , respectivamente nas parcelas de resistência de ponta e resistência lateral, resultando na equação:

$$R = \alpha \cdot C \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot 10 \cdot \left(\frac{N_L}{3} + 1\right) \cdot U \cdot L \quad \text{EQ- 14}$$

Os métodos de Decourt e Quaresma citados pelas equações a cima, podem ser resolvidos ambos com as tabelas 4 ,5 e 6 abaixo.

Tabela 4: Valores do fator α em função do tipo de estaca e do tipo de solo, resistência de ponta.

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada
Argilas	0,85	0,85	0,3*	0,85*	1*
Solos intermediários	0,6	0,6	0,3*	0,6*	1*
Areias	0,5	0,5	0,3*	0,5*	1*

Os valores apresentados com * são apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis
 FONTE: Aoki e Cintra (2010)

Tabela 5: Coeficiente característico do solo.

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

* Solos residuais

FONTE: Aoki e Cintra (2010).

Tabela 6: Valores do fator β em função do tipo de estaca e do tipo de solo, resistência lateral.

Tipo de solo	Escavada em geral	Escavada (betonita)	Hélice Contínua	Raiz	Injetada
Argilas	0,8*	0,9*	1*	1,5*	3*
Solos intermediários	0,65*	0,75*	1*	1,5*	3*
Areias	0,5*	0,6*	1*	1,5*	3*

Os valores apresentados com * são apenas orientativos diante do reduzido número de dados disponíveis

FONTE: Aoki e Cintra (2010).

2.3.3 Método de cálculo de Teixeira

Teixeira (1996), na tentativa de uma unificação entre os métodos de Aoki-Velloso (1975) e Décourt-Quaresma (1978) propõe que o cálculo da capacidade de carga seja feito utilizando outros parâmetros para α e β . Assim, por meio da Equação 1 desenvolve-se a Equação 15.

$$R = \alpha \cdot N_p \cdot A_p + \beta \cdot N_L \cdot U \cdot L \quad \text{EQ- 15}$$

Em que:

N_p é o valor médio do índice de resistência à penetração medido no intervalo de quatro diâmetros acima da ponta e um diâmetro abaixo;

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

Os valores proposto por Teixeira para o parâmetro α são decorrentes do solo e do tipo de estaca, e são apresentados na Tabela 7.

Os valores sugeridos para o parâmetro β são decorrentes apenas do tipo de estaca, independem da composição das camadas do solo, os mesmos são mostrados na Tabela 8.

Tabela 7: Valores do parâmetro α .

Solo (4 < SPT < 40)	Metálica	Escavada	Franki	Raiz
Areia	400	270	340	260
Areia siltosa	360	240	300	220
Areia argilosa	300	200	240	190
Silte*	160	110	120	110
Silte arenoso	260	160	210	160
Silte argiloso	160	110	120	110
Argila*	110	100	100	100
Argila arenosa	210	130	160	140
Argila siltosa	110	100	100	100

* Valores adaptados linearmente pelos autores deste artigo para preencher os dados não existentes na tabela original.
 FONTE: Aoki e Cintra (2010).

Tabela 8: Parâmetro β (kPa) (Resistência Lateral)

Tipo de estaca	β (kPa)
Metálica	4
Escavada	4
Franki	5
Raiz	6

Fonte: Aoki e Cintra (2010).

2.3.4 Capacidade de carga admissível

Usualmente, define-se como admissível a carga obtida a partir da aplicação de um coeficiente de segurança com valor igual a dois em relação à carga de ruptura de um elemento estrutural. Outra tendência é admitir coeficientes de segurança diferentes para o atrito lateral e para a carga de ruptura de ponta (HACHICH, et al., 1998).

$$CARGA\ ADMISSÍVEL = \frac{CARGA\ DE\ RUPTURA}{FATOR\ DESEGURANÇA} \quad EQ- 16$$

O método de Aoki-Velloso (1975) utiliza o fator de segurança recomendado pela (ABNT NBR 6122 2010), sendo a carga admissível a metade do valor da capacidade de carga de ruptura da estaca.

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{EQ- 17}$$

Diferentemente o método de Décourt-Quaresma pode admitir coeficientes de segurança diferentes para o atrito lateral e para a carga de ruptura de ponta. Sendo os valores 1,3 e 4,0 correspondentes ao fator de segurança da carga por atrito lateral e carga de ponta, respectivamente (VELLOSO, et al., 2010).

$$R_{adm} = \frac{R_P}{4} + \frac{R_L}{1,3} \quad \text{EQ- 18}$$

$$R_{adm} = \frac{R_L + R_P}{2} \quad \text{EQ- 16}$$

Para a ABNT NBR 6122 as estacas escavadas, a carga admissível deve ser no máximo 1,25 vezes a resistência do atrito lateral calculada na ruptura, ou seja, no máximo 20% da carga admissível pode ser suportada pela ponta da estaca. Quando o valor da ponta for superior, o processo executivo de limpeza da ponta deve ser especificado pelo projetista e ratificado pelo executor. (ABNT NBR 6122, 2010).

$$P_{adm} = 1,25 \cdot R_L \quad \text{EQ- 19}$$

3.4 Dimensionamento de estacas de concreto

As estacas de uma fundação pode sofre esforços diversos como de compressão, tração, flexão, torção ou cortante o dimensionamento da mesma deve ser realizado de acordo com o disposto na norma ABNT NBR 6118 -Projeto de estruturas de concreto (para o caso de estacas em concreto), adotando-se os valores para resistência característica do concreto e os coeficientes de majoração das cargas e minoração das resistências, indicados naquela norma e na ABNT NBR 6122, (2010). (ALONSO, 2012).

Adotando o menor valor para o dimensionamento entre a resistência do material da estrutura de fundação e a tensão admissível do solo, podendo então obter os critérios de segurança e garantindo assim o bom desempenho da infraestrutura.

2.4.1 Análise a compressão

De acordo com a ABNT NBR 6122, 2010, fundações profundas quando solicitadas à carga de compressão e tensões aos valores da tabela 4 do item 8.6.3 desta norma, podem ser executadas em concreto não armado, exceto quanto à armadura de ligações com bloco.

Desta forma, de acordo com Alonso (2012), o dimensionamento de peças comprimidas poderá ser feito com a seguinte equação 20:

$$N_d \left(1 + \frac{6}{h}\right) = 0,85 \cdot A_c \cdot f_{cd} + A'_s \cdot f_{yd} \quad \text{EQ- 20}$$

Onde:

A_c é a área da seção transversal comprimida;

A'_s é a área da armadura comprimida;

F_{cd} é a resistência de cálculo do concreto;

F_{yd} é a resistência de cálculo do aço;

N_d é a força normal de cálculo ($N_d = N \cdot \gamma_f$)

Não podendo ser menor que 1,1 o coeficiente de majoração e h é o menor lado do retângulo mais esbelto a seção transversal.

2.4.2 Análise a flexo – tração

As estacas quando submetidas flexo-tração deveram passar pela verificação de limite de fissuração segundo a NBR 6118, correspondente a concreto armado, ABNT NBR6122, (2010).

De acordo com Alonso (2012), para este dimensionamento pode-se utilizar a fórmula simplificada.

$$W_k = \frac{\phi_i}{2 \cdot \eta_b - 0,75} \cdot \frac{\sigma_{si}}{E_{si}} \cdot \frac{3\sigma_{si}}{f_{ctm}} \quad \text{EQ- 21}$$

Em que:

ϕ_i é o diâmetro da barra na região considerada;

η_b é o coeficiente de aderência;

σ_{si} é a tensão máxima atuante no aço tracionado para garantir a abertura prefixada das fissuras;

E_{si} é o módulo de elasticidade do aço, ou seja, 210.000 MPa;

f_{ctm} é a resistência característica média do concreto à tração.

O item que indica a armadura longitudinal mínima é estabelecida pelo item 17.3.5.3.1 da NBR 6118(ABNT, 2014).

$$A_{s,min} = \left(0,15 \frac{N_d}{f_{yd}} \right) > = 0,004 \cdot A_c$$

Onde:

$A_{s,min}$ é a área de armadura mínima;

N_d é a força normal de cálculo;

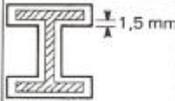
F_{yd} é a resistência de cálculo do aço;

A_c é a área de concreto na zona tracionada.

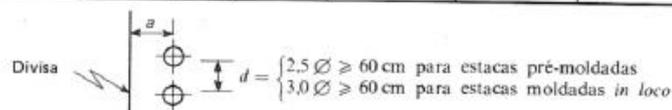
Quando já se tem determinado o número de estacas, as suas dimensões e a sua carga admissível, o espaçamento mínimo entre estacas pode ser determinado a partir da Tabela a baixo (Alonso, 1983).

Segundo Alonso (1983), os valores para o espaçamento mínimo apresentados na tabela 9 servem apenas como orientação, devendo ser confirmados em cada caso.

Tabela 9: Espaçamento mínimo adotado entre estacas constituintes de um estaqueamento.

Tipo de estaca		Seção transversal (cm ou pol)	Carga (kN)	d (m)	a (m)	Comprimento normal (m)
Estacas pré-moldadas	Seção de fuste quadrada	15 × 15	150	0,60	0,30	3 a 8
		20 × 20	200	0,60	0,30	3 a 12
		25 × 25	300	0,65	0,35	3 a 12
		30 × 30	400	0,75	0,40	3 a 12
		35 × 35	500	0,90	0,40	3 a 12
		40 × 40	700	1,00	0,50	3 a 12
	Seção de fuste circular	∅ 20	200	0,60	0,30	4 a 10
		∅ 25	300	0,65	0,30	4 a 14
		∅ 30	400	0,75	0,35	4 a 16
		∅ 35	550	0,90	0,40	4 a 16
		∅ 40	700	1,00	0,50	4 a 16
		∅ 50	1 000	1,30	0,50	4 a 16
		∅ 60	1 500	1,50	0,50	4 a 16
	Estaca Strauss	∅ 25	200	0,75	0,20	3 a 12
∅ 32		300	1,00	0,20	3 a 15	
∅ 38		450	1,20	0,25	3 a 20	
∅ 45		600	1,35	0,30	3 a 20	
∅ 55		800	1,65	0,35	3 a 20	
Estacas Franki	∅ 35	550	1,20	0,70	3 a 16	
	∅ 40	750	1,30	0,70	3 a 22	
	∅ 52	1 300	1,50	0,80	—	
	∅ 60	1 700	1,70	0,80	—	
Estacas metálicas	Laminado CSN	I 10 pol × 4 5/8 pol	400	0,75	—	—
		I 12 pol × 5 1/4 pol	600	0,75	—	—
		II 10 pol × 4 5/8 pol	800	1,00	—	—
		II 12 pol × 5 1/4 pol	1 200	1,00	—	—
	Perfil composto		Área útil × 120 MN/m ²	1,00 a 1,50	—	—

	∅ (cm)	d (m)	Área (m ²)	Perímetro (cm)	N máx. (kN)		
					$\sigma_c = 3$ MPa	$\sigma_c = 4$ MPa	$\sigma_c = 5$ MPa
Estaca escavadas	80	1,60	0,50	2,51	1 500	2 000	2 500
	100	1,80	0,79	3,14	2 400	3 000	4 000
	120	2,00	1,13	3,77	3 400	4 500	5 600
	150	2,30	1,77	4,71	5 300	7 000	8 800
	180	2,60	2,55	5,65	7 600	10 100	12 700



Fonte: (Alonso, 1983).

2.4.3 blocos de coroamento

Os blocos de coroamento tem a função transferir de maneira adequada as cargas da superestrutura para os elementos de fundação profunda.

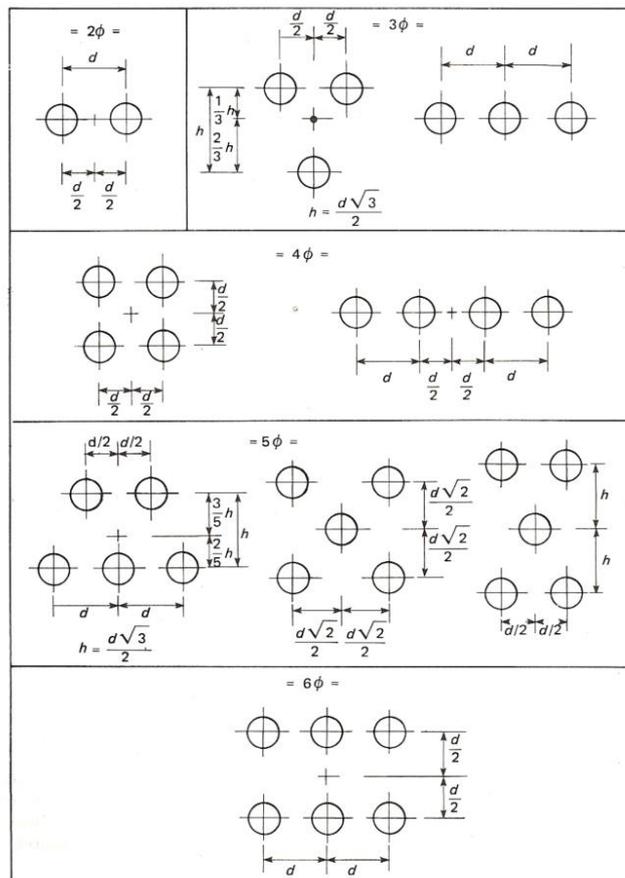
São definidos, como dados de entrada para cada bloco, as dimensões dos blocos (comprimento, largura e altura), sendo que o número de estacas e o diâmetro das mesmas, já definidos. Nesse dimensionamento é de fundamental importância a entrada da carga normal centrada do pilar.

A verificação das tensões nos blocos de concreto e o dimensionamento das armaduras são baseados no método simplificado das bielas, esse método admite como modelo resistente, no interior dos blocos de concreto, uma treliça espacial (ou plana no caso, de blocos de uma ou duas estacas), sendo as barras comprimidas resistidas pelo concreto e as barras tracionadas pela área de aço.

Alonso (1983) apresenta algumas orientações para a formação dos blocos de estacas, ou estaqueamentos:

A distribuição das estacas deve ser feita, sempre que possível, em torno do centro de carga do pilar e de acordo com os blocos padronizados apresentados nas Figuras 6.

Figura 6: Estaqueamentos padronizados compostos de 7 a 8 estacas (Alonso, 1983)



(Alonso, 1983).

2.5 Ações na estrutura

Nápoles Neto (1998) salienta: “Acontece que fundações (ou infraestruturas) são coisas que não subsistem por si sós, são sempre fundações de alguma coisa (superestruturas).” Estas, entretanto, devem ser minuciosamente reconhecidas e calculadas, pois baseados nos resultados deste processo é que irá se definir a infraestrutura a ser utilizada.

Para o desempenho do projeto de fundação de um edifício, é necessário conhecer as cargas a que elas serão submetidas. Logo, a aplicação das normas e também do bom senso do engenheiro devem ser aplicadas a esses procedimentos de verificação visto que, edifícios são obras de engenharia e essa, é conhecida como sendo uma arte, no aspecto de que nenhum projeto é igual ao outro (BEILFUSS, 2012).

Ações são consideradas segundo a NBR 8681 (2004), como: “Causas que provocam o aparecimento de esforços ou deformações nas estruturas. Do ponto de vista prático, as forças e as deformações impostas pelas ações são consideradas como se fossem as próprias ações.”

Segunda a ABNT NBR 8681 (2004), as ações a se considerar em projetos estruturais de edifícios de concreto, podem ser classificadas como:

Ações Permanentes;

Ações Variáveis;

Ações Excepcionais.

2.5.1 Ação do vento

Segundo Carvalho e Pinheiro (2009), mesmo as estruturas simples estão sujeitas além das ações da gravidade, às ações decorrentes do vento. Porém, em estruturas de grande porte, o vento tem uma área maior para incidir, sendo assim imprescindível a sua consideração no projeto estrutural, pois pode provocar danos estruturais à mesma. Alguns edifícios possuem rigidez suficiente para serem instáveis, mas ainda assim é necessário que se faça ao menos a verificação dessa incidência para analisar se a mesma é influente ou não.

2.5.2 Estimativas da carga de um pilar

Segundo Bastos (2005) a definição desta pode ser feita através de um método simples que consiste na divisão da área total do pavimento em áreas menores que podem ser obtidas pela divisão das distâncias entre os eixos dos pilares em espaços que variam conforme a posição do pilar na estrutura. Para edifícios não muito altos para fins de residência ou escritórios, caso do edifício em estudo, Bastos (2005) estima uma carga de 10 kN/m² de laje.

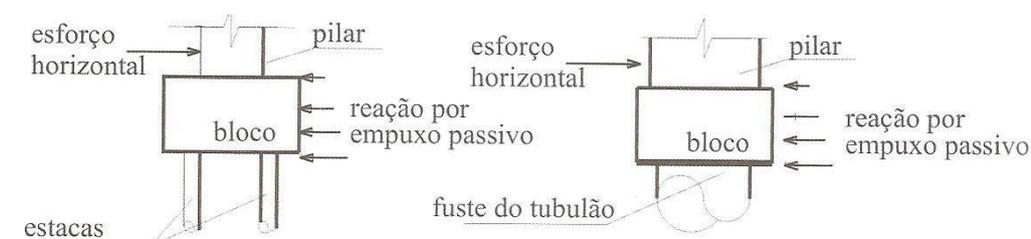
Fazendo a análise dessas ações atuante na edificação só assim se poderá ter uma noção real do dimensionamento da fundação.

2.5.3 Ações na fundação

De acordo com Carvalho e Pinheiro (2009), as fundações assim como as outras estruturas, estão submetidas a esforços verticais, horizontais e momentos. Porém em obras de pequeno porte, despreza-se os esforços horizontais e momentos atuantes e considera-se apenas o carregamento vertical existente, que é a principal ação na fundação.

Na horizontal, Carvalho e Pinheiro(2009) consideram que o esforço pode ser absorvido pelo solo existente no entorno do bloco em virtude do empuxo passivo que reage de modo oposto a reação do bloco.

Figura 7: Estaca e Tubulão.

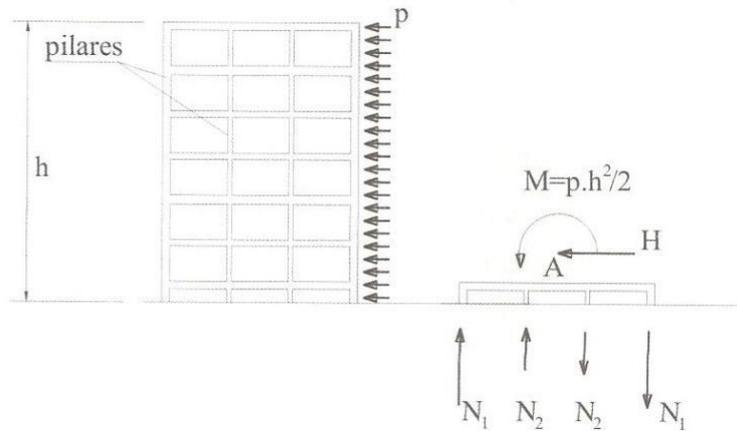


Fonte: Carvalho e Pinheiro, 2009.

Quanto aos momentos, Carvalho e Pinheiro(2009) alega que estes podem ser absorvidos, equilibrando-se, conforme a alteração das força normais nos pilares, N1 e N2, sendo assim da fundação. Por esse motivo, consideram-se rótulas no encontro

com os blocos, porém, ainda deve ser considerado um momento fleto nesta transmissão, mas esta pode ser desprezada em alguns casos.

Figura 8: Força nos pilares.



Fonte: Carvalho e Pinheiro (2009).

3. METODOLOGIA

A metodologia aqui apresentada utilizou como base teórica a revisão bibliográfica feita, de modo a se obter análises quantitativas e qualitativa das fundações presentes nesse trabalho. Inicialmente será modelado um edifício no programa AltoQIEberick mediante utilização de um projeto já executado na cidade de Caruaru, onde os elementos estruturais já foram calculados e o interesse maior é nas cargas atuantes nas fundações.

De posse desses carregamentos, os mesmos foram utilizados para o cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações do edifício, mediante utilização e elaboração de planilhas de cálculo, estimando assim, o comportamento das fundações.

Os esforços da superestrutura foram obtidos com auxílio de um programa de cálculo estrutural AltoQIEberick. Nele foram calculadas as ações transmitidas para a infraestrutura. A magnitude das mesmas possibilita a escolha do tipo de fundação e evidencia o quanto deverá ser a capacidade de suporte do maciço.

Os parâmetros de resistência do solos foram estimados com base nos métodos semi-empíricos, mediante utilização de boletins de sondagem a percussão SPT (standard penetration test). De posse destes, foi feita o estudo da capacidade de carga das fundações que serão expressas em duas partes, resistências em relação a ponta e atrito lateral da estaca.

Para dimensionamento da capacidade de carga do solo foram utilizadas planilhas de cálculo, uma de característica comercial cedida pela professor Gérson Miranda e outra desenvolvida nesse estudo.

O dimensionamento da fundação será realizada com o auxílio de uma planilha de cálculo baseada nos padrões das normas técnicas e seguindo a teoria de Alonso (1982). Duas planilhas foram usadas, uma cedida pelo professor John Bezerra e outra desenvolvida nesse projeto.

3.1. Edifício Advance – Caruaru/PE

O edifício estudado está localizado na rua Padre Antônio Tomaz, Maurício de Nassau, na cidade de Caruaru- PE (Figura 10), de caráter residencial, composto por 18 pavimentos, sendo 3 deles postos como semienterrado, térreo e vazado, estes com funcionalidade de garagem. Existindo ainda 13 pavimentos tipos, compostos por, quatro apartamentos cada, de 56m² de área sendo distribuído em Varanda, Sala (2 ambientes) 2 quartos (1 suíte), Copa/Cozinha e W.C. social. O último pavimento representa a área de lazer, onde existe o salão de festa e a piscina (Figura 9).

Figura 9: Ilustração da Edificação



Fonte: Autor (2018)

A Figura 10 mostra a localização da edificação com relação ao shopping difusora, presente nas proximidades do empreendimento. Relembrando que o solo em estudo não pertence a esta região, mas sim, presente na cidade de Taguatinga, no entorno de Brasília, há aproximadamente 25 km da mesma.

Figura 10: Localização geral da Edificação.



Fonte: Autor (2018).

As características desse solo estão presentes em Soares (2004), cujas características serão relatadas mais à frente. A figura 13 mostra a locação do solo com relação a cidade da cidade Taguatinga. Em relação as características do solo, segundo Cunha et al. (2002), o solo sofreu processos metamórficos e com predominância de solos saprófiticos e residuais.

A Figura 11 mostra a localização do solo que servirá de base para receber a edificação aqui estudada.

Figura 11: Localização do solo em estudo na cidade de Taguatinga.



Fonte: Soares (2004).

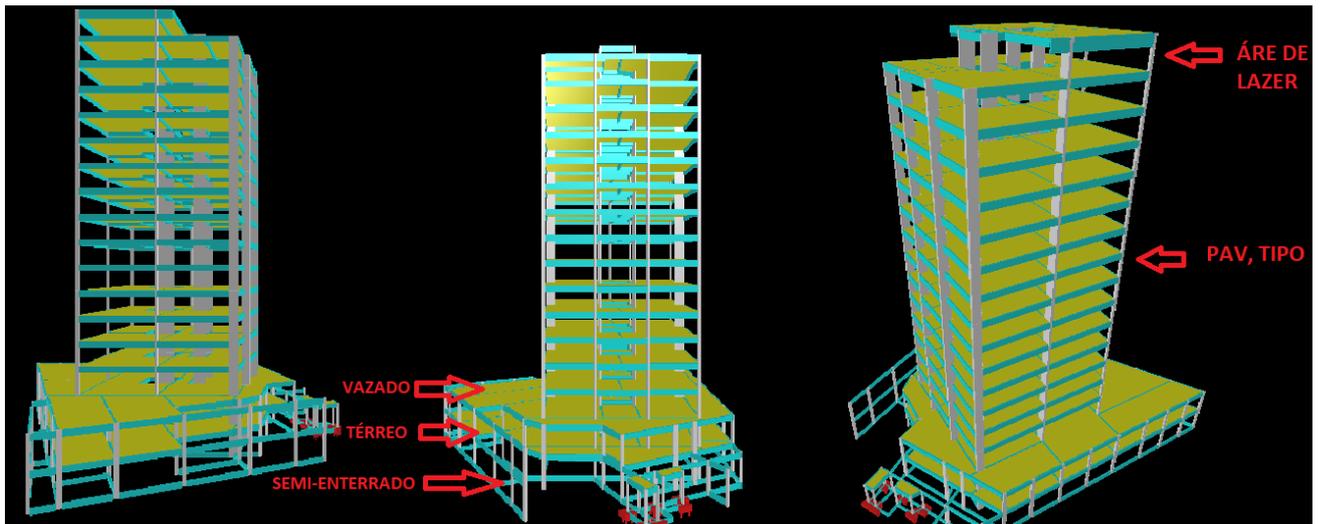
4.2 Modelagem do Edifício no AltoqiEberick

A modelagem do edifício se deu a partir do programa comercial da altoQI EBERICK. O procedimento começou com a importação do projeto arquitetônico da obra e posteriormente com a locação dos pilares, vigas e lajes respectivamente. Os três primeiros pavimentos com área de 710,3 m² desempenham função de garagem, os mesmos possuem características estruturais idênticas. Os treze pavimentos tipos possuem área de 224 m², sendo todo esse espaço usado para locar os quarto apartamentos da lamina do pavimento. O último pavimento que é a área de lazer possui como particularidade o carregamento da piscina que foi levado em consideração no lançamento da laje, esse lance possui 151,8 m². A representação 3D da modelagem está na Figura 12.

O lançamento foi feito baseado no projeto real executado, com exceção de alguns pilares que não passaram no dimensionamento feito utilizando o EBERICK, os mesmos foram redimensionados e colocados com dimensões aceitáveis para compatibilizações entre projetos. O fato das dimensões reais não passar no dimensionamento aqui realizado, justifica-se pelo fato que o projeto real foi dimensionado em outro software comercial, sendo assim os limites e considerações utilizadas podem variar dependendo do programa e do próprio projetista.

As lajes usadas seguiram fielmente o projeto real, sendo as mesmas do tipo nervuradas. As dimensões variaram em três configurações diferentes, uma para os pavimentos garagem, outra para os tipos e para área de lazer. Uma observação é para o lance área de lazer, pois o mesmo teve a sua laje do tipo maciça com alturas de 12cm, permanecendo as demais com o tipo nervurada.

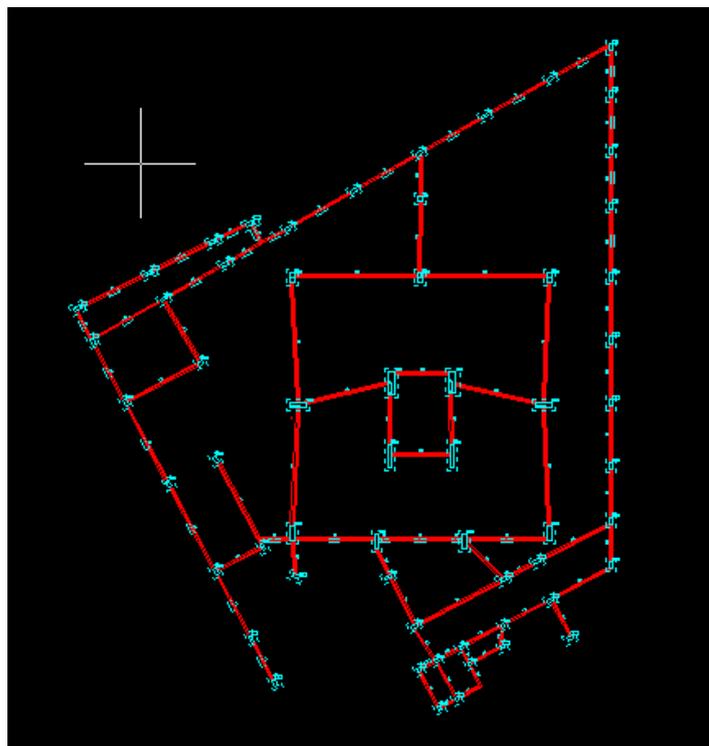
Figura 12: Ilustração da modelagem.



Fonte: Autor (2018).

Os pilares foram lançados idênticos ao projeto real, tendo como exceção os pilares P15, P16, P17, P24 e P25 pelo fato que inicialmente não atenderam os limites normativos postos pelo Eberick. Esses pilares foram redimensionados e passaram nos requisitos utilizados pelo programa. A Figura 13 mostra os 59 pilares pertencentes aos 3 primeiros pavimentos.

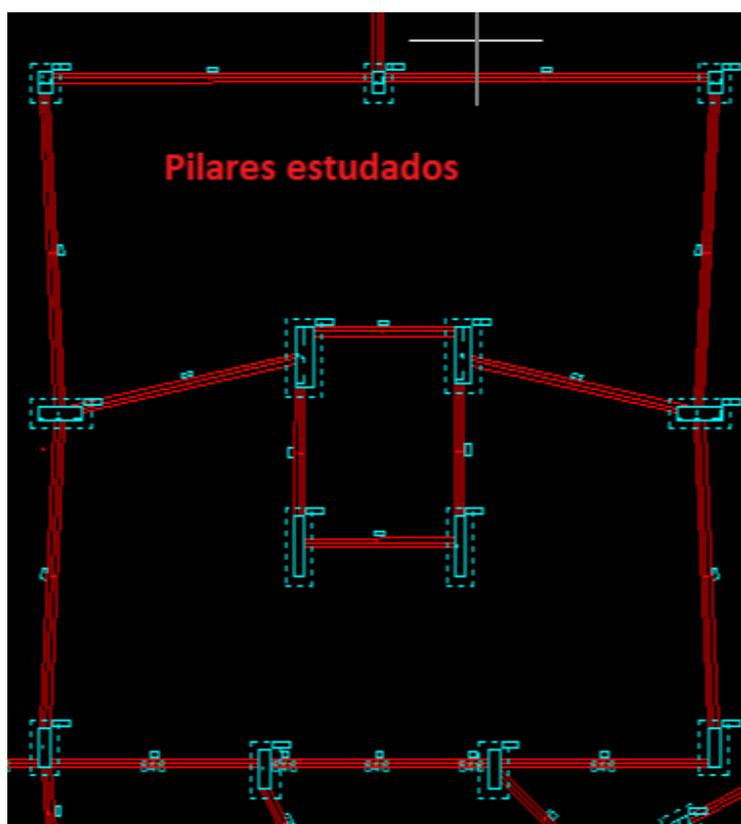
Figura 13: Localização dos Pilares no Pavimento Baldrame



Fonte: Autor (2018).

Divido ao grande número de pilares no pavimento baldrame o qual recebe as fundações, trabalhou-se apenas com os pilares da lamina do edifício, com o intuito da não repetições de procedimentos, pois o que será feito nos pilares trabalhados seria da mesma forma para os demais, o fator principal na escolha de quais pilares trabalhar, está no fato da magnitude das cargas ser bem maiores para os pilares pertencentes a lamina, os mesmo são: P15, P16, P17, P24, P25, P27, P28, P30, P31, P35, P36, P38, P39, e estão representados na Figura 14.

Figura 14: Lamina do Edifício com os Pilares Estudados.

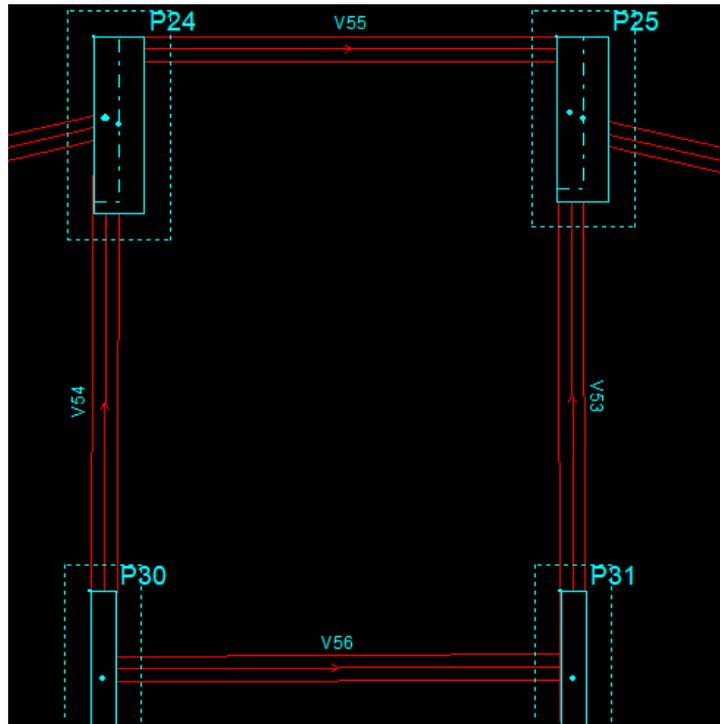


Fonte: Autor (2018).

Os pilares que recebem os blocos de coroamento são os pertencentes ao pavimento baldrame. A criação desse pavimento tem a função principal de dar união e estabilidade aos pilares, além de diminuir o comprimento de flambagem dos mesmos.

Na Figura 15 está a representação dos quatro pilares centrais, esses responsáveis por receber as maiores cargas da obra e conseqüentemente as maiores dimensões.

Figura 15: Pilares mais Carregados da Estrutura.



Fonte: Autor (2018).

Com o auxílio do EBERICK pôde-se desenvolver uma Tabela, com os carregamentos e seções de todos os pilares. Estão mostrados em amarelo na Tabela 10 as características dos pilares aqui estudados. As cargas nos pilares, variaram de 235 tf á 446 tf. Cabe aqui ressaltar, que nenhum coeficiente de majoração foi utilizado nestes carregamentos, sendo assim os blocos e estacas dimensionados utilizaram diretamente as cargas da tabela 10.

Tabela 10: Resultados Importados do AltoqiEberick, Valores de Carga.

Pilares	Baldrame			Semienterrado			Térreo		
	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg
P1	20x40	17.46	0.00	20x40	13.77	0.00	20x40	6.25	0.00
P2	20x40	31.02	0.00	20x40	27.43	0.00	20x40	19.17	0.00
P3	20x40	19.67	0.00	20x40	16.78	0.00	20x40	7.28	0.00
P4	20x40	33.61	0.00	20x40	30.13	0.00	20x40	13.01	0.00
P5	20x40	18.18	0.00	20x40	13.78	0.00	20x40	5.71	0.00

Baldrame				Semienterrado			Térreo		
Pilares	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg
P6	20x40	19.80	0.00	20x40	16.94	0.00	20x40	6.30	0.00
P7	20x40	22.76	0.00	20x40	19.16	0.00	20x40	9.74	0.00
P8	27x27	37.86	0.00	27x27	36.08	0.00	27x27	18.52	0.00
P9	20x40	22.09	0.00	20x40	18.67	0.00	20x40	7.76	0.00
P10	25x55	10.52	0.00	20x40	8.04	0.00	20x40	3.57	0.00
P11	20x40	24.26	0.00	20x40	20.93	0.00	20x40	11.45	0.00
P12	20x50	12.38	0.00	20x40	8.88	0.00	20x40	4.06	0.00
P13	20x40	22.67	0.00	20x40	19.15	0.00	20x40	9.49	0.00
P14	20x50	12.21	0.00	20x40	8.58	0.00	20x40	4.35	0.00
P15	30x50	275.90	0.00	27x27	273.31	0.00	27x27	250.93	0.00
P16	25x50	313.42	0.00	20x27	311.08	0.00	20x27	284.93	0.00
P17	30x50	286.03	0.00	27x27	283.46	0.00	27x27	259.01	0.00
P18	20x40	23.37	0.00	20x40	20.89	0.00	20x40	11.19	0.00
P19	20x40	25.90	0.00	20x40	21.37	0.00	20x40	10.73	0.00
P20	20x45	15.78	0.00	20x40	11.95	0.00	20x40	5.34	0.00
P21	20x40	19.75	0.00	20x40	15.08	0.00	20x40	7.29	0.00
P22	20x40	15.46	0.00	20x40	14.27	0.00	20x40	7.03	0.00
P23	27x27	45.00	0.00	27x27	43.55	0.00	27x27	21.83	0.00
P24	40x140	459.84	0.00	20x130	457.40	0.00	20x130	434.27	0.00
P25	40x130	442.07	0.00	20x120	439.69	0.00	20x120	417.85	0.00
P26	20x40	26.94	0.00	20x40	22.31	0.00	20x40	10.97	0.00
P27	30x100	465.88	0.00	27x97	462.43	0.00	27x97	426.48	0.00
P28	30x100	446.29	0.00	27x97	442.83	0.00	27x97	419.09	0.00
P29	20x40	24.95	0.00	20x40	23.78	0.00	20x40	12.88	0.00
P30	20x140	329.22	0.00	20x140	327.49	0.00	20x140	308.30	0.00
P31	20x140	338.07	0.00	20x140	336.34	0.00	20x140	317.17	0.00
P32	20x40	34.14	0.00	20x40	32.97	0.00	20x40	16.47	0.00
P33	20x40	12.69	0.00	20x40	11.50	0.00	20x40	6.05	0.00
P34	20x40	21.50	0.00	20x40	16.96	0.00	20x40	8.13	0.00
P35	27x90	261.51	0.00	27x90	257.05	0.00	27x90	240.15	0.00

Baldrame				Semienterrado			Térreo		
Pilares	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg	Seção(cm)	NPos (tf)	NNeg
P36	27x90	263.73	0.00	27x90	259.62	0.00	27x90	239.66	0.00
P37	20x40	14.38	0.00	20x40	12.54	0.00	20x40	6.80	-0.15
P38	27x90	237.43	0.00	27x90	233.26	0.00	27x90	219.05	0.00
P39	27x90	235.04	0.00	27x90	230.04	0.00	27x90	212.09	0.00
P40	20x40	29.58	-2.67	20x40	27.54	-5.06	20x40	14.87	-3.40
P41	20x40	27.19	-3.20	20x40	26.69	-5.29	20x40	16.40	-4.83
P42	20x40	14.91	0.00	20x40	9.67	0.00	20x40	4.75	0.00
P43	20x40	4.90	-1.35	20x40	3.10	-1.66			
P44	20x40	11.47	0.00	20x40	10.20	0.00	20x40	4.85	0.00
P45	20x40	20.57	0.00	20x40	19.20	0.00	20x40	8.29	0.00
P46	20x40	20.41	0.00	20x40	18.00	0.00	20x40	8.93	0.00
P47	20x40	4.30	0.00	20x40	2.41	0.00			
P48	20x40	12.13	0.00	20x40	10.42	0.00	20x40	5.25	0.00
P49	20x20	2.99	0.00	20x20	1.85	0.00			
P50	20x40	13.00	0.00	20x40	9.51	0.00	20x40	4.58	0.00
P51	20x35	1.91	-0.08	20x35	1.10	-0.28			
P52	20x20	2.84	0.00	20x20	1.91	0.00			
P53	20x20	2.38	0.00	20x20	1.50	-0.01			
P54	20x20	2.56	0.00	20x20	1.67	0.00			
P55	20x20	2.67	0.00	20x20	1.65	0.00			
P56	20x20	2.39	0.00	20x20	1.24	0.00			
P57	20x40	7.42	-0.81	20x40	5.80	-1.66	20x40	2.63	-0.86
P58	20x20	2.45	0.00	20x20	1.25	0.00			
P59	20x20	1.83	0.00	20x20	1.34	0.00			

Fonte: Autor (2018).

3.3 Estudos do solo

O solo adotado localiza-se na cidade de Taguatinga, o solo já foi estudado por Soares (2004). A principal explicação para a utilização desse solo foi o fato que o trabalho aqui presente é voltado para o dimensionamento de fundações profundas, sendo assim o mesmo foi escolhido e simulado recebendo a superestrutura do Edifício Advance pertencente a cidade de Caruaru.

Soares (2014) relatou que a profundidade limite verificada nos furos de sondagens variou entre as profundidades de 20 e 23 metros. Observou-se uma grande heterogeneidade do solo, sendo idealizado um perfil de solo com 4 camadas distintas, isto foi feito com o auxílio dos boletins de sondagens SPT. A Tabela 11 mostra a idealização realizada.

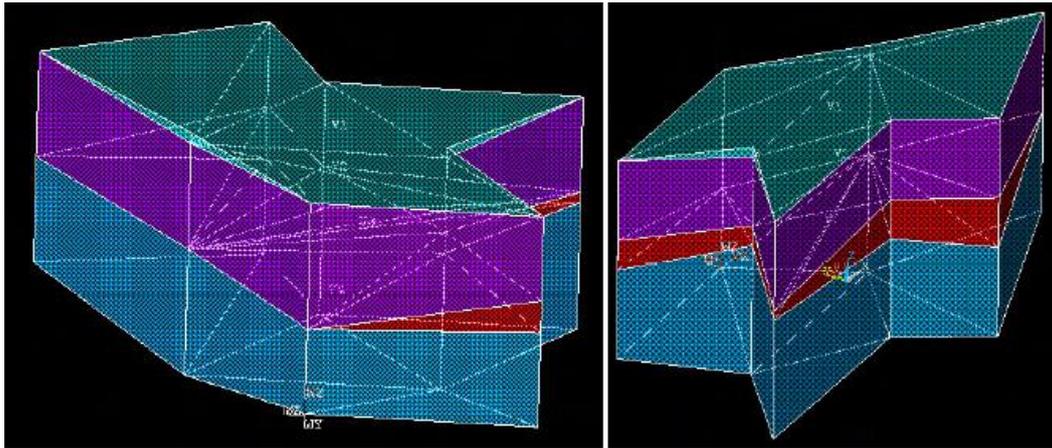
Tabela 11: Descrição do Material de Cada Via (SPT).

Profundidades médias (m)	Material encontrado (SPT)
0 – 1	Aterro Argiloso
1 – 10	Argila siltosa, pouco arenosa, vermelha, mole a média.
10 – 11	Areia siltosa, variegada, pouco compacta.
11 – 22	Silte, pouco arenoso, variegado, medianamente compacto a muito compacto

Fonte: Soares (2004).

A Figura 16 mostra a idealização das 4 camadas consideradas, a mesma é feita com cores ilustrativas para relatar cada tipo de solo.

Figura 16: Simplificação das Camadas do Solo.



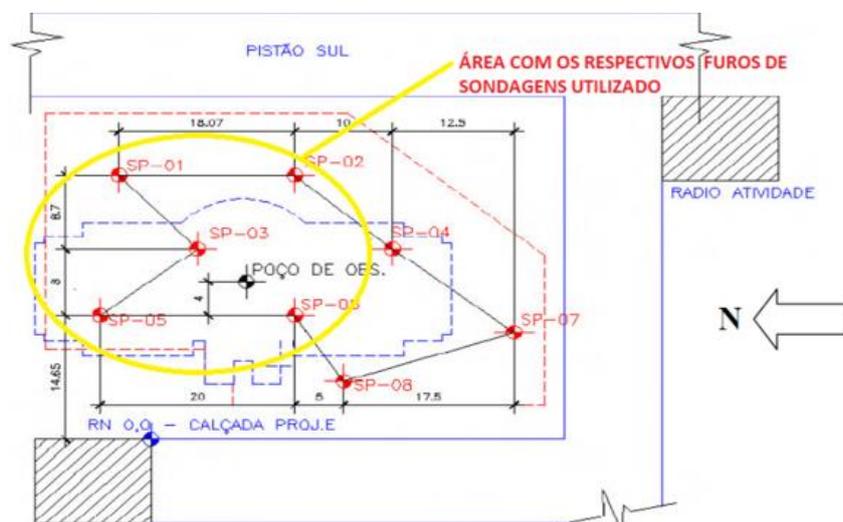
Fonte: Soares (2004).

No terreno utilizado como base para esse trabalho foram realizados 8 furos de sondagens, mas aqui não serão utilizados todos, pois as dimensões do edifício em estudo é bem menor que aquele do trabalho original.

Procedeu-se então a locação do edifício em estudo no solo com essas características, o critério considerado para a locação do edifício foi o maior número de furos de sondagens possível na projeção do mesmo. Foi considerado as coordenadas reais dos furos do trabalho de SOARES (2004).

Apresenta-se na Figura 17, em destaque as sondagens consideradas no presente estudo. Foi realizado o desenho das sondagens no CAD (Figura 18), e posteriormente, o mesmo foi projetado sobre a planta baixa da estrutura, sendo lançado de maneira onde se conseguisse uma maior quantidade de furos sobre a lamina estudada. A representação da locação está presente na Figura 19.

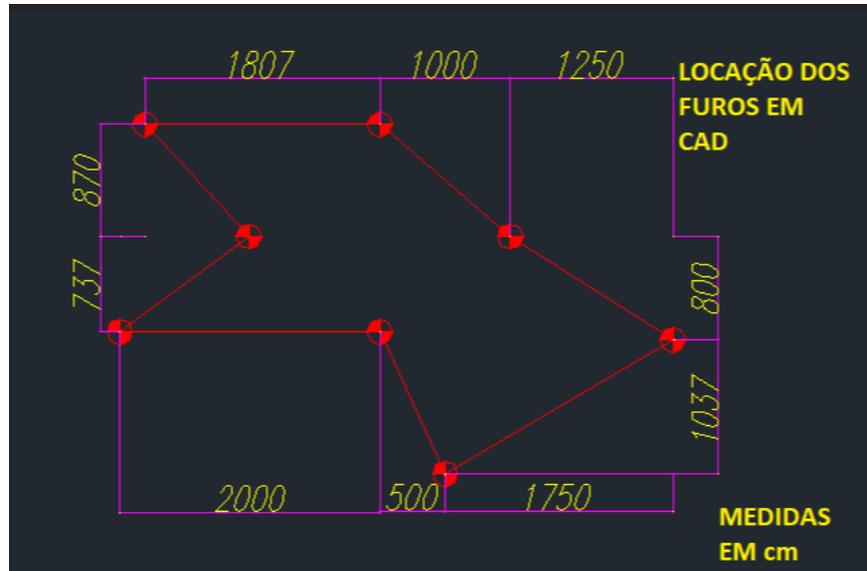
Figura 17: Furos de Sondagens Utilizados no Estudo.



Fonte: Modificado de Soares (2004).

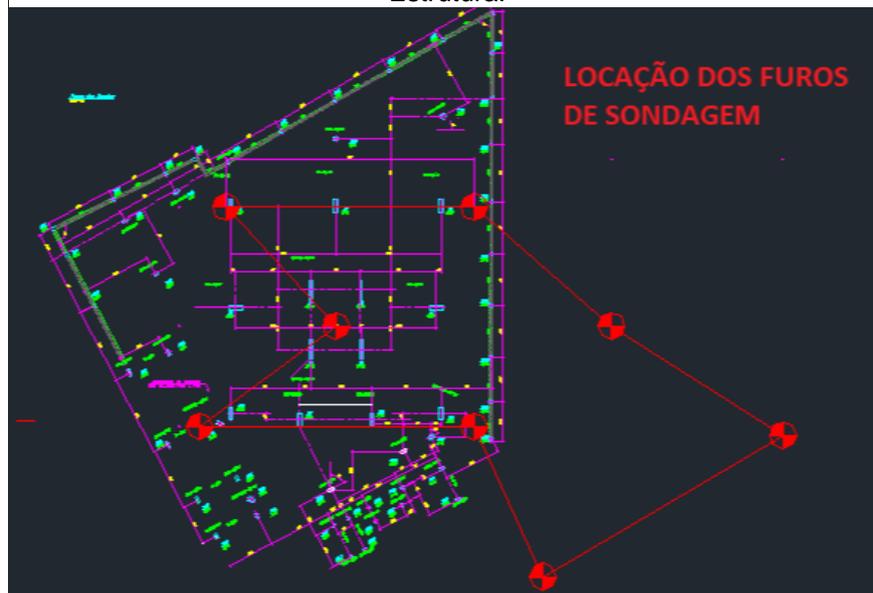
Distribuição dos furos de sondagens desenhado no AUTOCAD, os mesmo posteriormente será projetado sobre a estrutura estudada, como já foi relatado anteriormente.

Figura 18: Desenho da Distribuição dos Furos.



Fonte: Autor (2018).

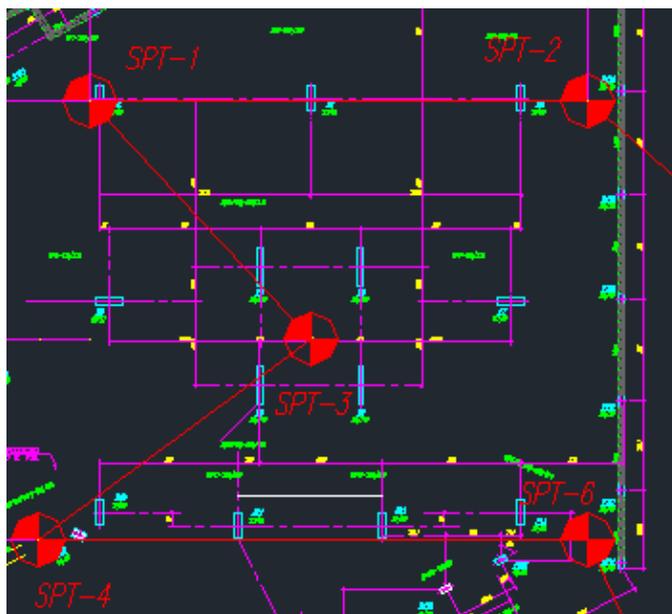
Figura 19: Sobreposição dos Furos de Sondagens Sobre a Estrutura.



Fonte: Autor (2018).

Dos 8 furos de SPT disponíveis, somente 5 foram utilizados, os SPT1, SPT2, SPT3, SPT4, SPT6 e estão representados na Figura 20.

Figura 20: Marcação da Numeração dos SPT.



Fonte: Autor (2018).

Seguindo a distribuições das sondagens, pode-se tomar uma sondagem para cada pilar, a depender apenas da região em que o mesmo está situado. Essa escolha foi feita com base apenas na proximidade do pilar com o furo.

Tabela 12: Sondagem que corresponde Pilar Estudado.

PILAR	FURO DE SONDAGEM CORRESPONDENTE	PILAR	FURO DE SONDAGEM CORRESPONDENTE
P15	SPT 1	P27	SPT 3
P16	SPT 1	P28	SPT 3
P17	SPT 2	P30	SPT 3
P24	SPT 3	P31	SPT 3
P25	SPT 3	P35	SPT 4
P36	SPT 6	P38	SPT 4
P39	SPT 6	-	-

Fonte: Autor (2018).

4. RESULTADOS

4.1 Capacidades de carga do solo

O cálculo da capacidade de carga do solo foi realizada usando uma planilha comercial. Onde a mesma necessita de alguns dados de entrada como, profundidade, características do solo, tipo de estaca e o diâmetro da estaca, com esses dados, foi possível ter o retorno de 5 métodos semi-empíricos referentes de capacidade de carga.

Os dados de entrada tem início colocando a cada 1m de profundidade o N_{spt} e a classificação do solo desse 1m, sendo esse caracterização feita através de amostra e análise tato-visual. Escolhe-se posteriormente o tipo de estaca, pois isso vai influencia muito na resistência tanto lateral e de ponta. Posteriormente adota-se um diâmetro comercial aceitável para a estrutura, e por fim, coloca-se o comprimento da estaca, esse baseado na camada resistente do solo, pois a estaca tem que está sobre um solo de resistência admissível. O parâmetro utilizado para essa análise é o SPT.

A escolha do tipo de estaca é uma fase muito importante para o dimensionamento da infraestrutura, cada tipo de estaca tem suas características particulares como: o comprimento mínimo e máximo, o diâmetro mínimo e máximo, a capacidade de carga máxima a depender de vários fatores, depende até mesmo da vizinhança. O outro fator muito importante é se há a existência desse tipo de estaca na região, pois muitas vezes se projeta uma estrutura inviável para a região onde será executado do projeto.

O tipo de estaca escolhido para o projeto aqui presente é a estaca hélice contínua, a mesma contém todos os pré-requisitos para a região e o tipo de solo presente, características como comprimento e diâmetros se assemelham com os objetivos do projeto.

4.1.1 Uso da planilha comercial para o cálculo capacidade de carga

Com base na capacidade de carga de cada furo de sondagem, pôde-se dimensionar as estacas dos pilares. Então tomará a sondagem SPT-1, e será calculado a capacidade de carga pra esse furo. Assim, Usando o mesmo como exemplo demonstrativo, será mostrado a passo-a-passo feito na planilha comercial. Com isso, Posteriormente usa-se o mesmo procedimento para os demais pilares/furos de sondagem.

O perfil do solo foi introduzido na planilha, colocando a cada metro, o tipo de solo correspondente. O mesmo foi desmembrado da seguinte forma: de 1 a 8 metros composto por argila siltosa, 8 a 11 metros argila arenosa e 11 ao restante do perfil do solo composto por silte argiloso.

Foi adotado um comprimento para a estaca com base em uma profundidade resistente de solo, comprimento esse de 17 metros e com o diâmetro de 700 mm, para essa investigação, esse já é o pré-dimensionamento da estaca. Esse diâmetro adotado é encontrado facilmente no mercado.

Uma estaca com essas características, é encontrado em catalogo com capacidade de carga entre 1500 a 1900 tf. Essa resistência de catalogo tem uma importante relação com a capacidade de carga do solo, pois a mesma tem que ser de maior ou igual resistência que o solo, para que a mesma consiga penetrar no maciço sem que haja ruptura.

Para facilitar o entendimento e evitar a dissertação repetida para os demais pilares, pois o procedimento seria semelhante para os demais furos de sondagens, foi criado Tabela 13 com o resumo dos dados de entradas (profundidade, características do tipo de solo, SPT) e adotados (comprimento da estaca e diâmetro).

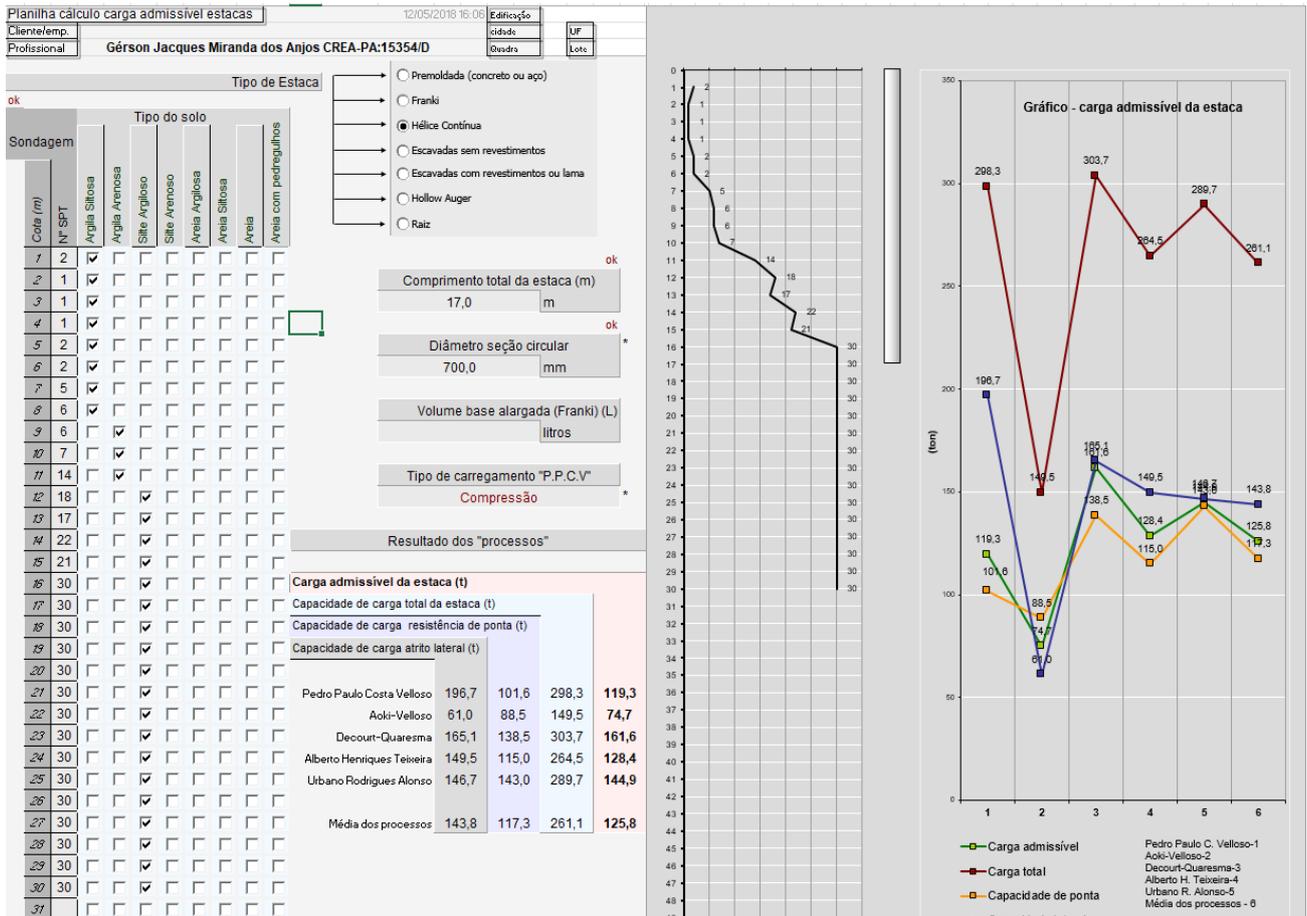
Tabela 13: Resumo do Dimensionamento das Estacas Correspondentes a Cada Furo de Sondagem.

PILAR	FURO DE SONDAJEM CORRESPONDENTE	PROFUNDIDADE DE CADA TIPO DE SOLO						COMPRIMENTO DA ESTACA (m)	DIAMETRO (m)
		ARGILA SILTOSA	ARGILA ARENOSA	SILTE ARGILOSO	SILTE ARENOSO	AREIA ARGILOSA	AREIA		
P15	Nspt 1	1-8	8-11	11-17				17	0,7
P16	Nspt 1	1-8	8-11	11-17				17	0,7
P17	Nspt 2	1-3	3-12	12-19	19- 20			19	0,7
P24	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P25	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P36	Nspt 6	1-9	9-11		11-19			18	0,7
P39	Nspt 6							18	0,7
P27	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P28	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P30	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P31	Nspt 3	1-8	9-10	10-11	12-17	8-9	11-12	16	0,7
P35	Nspt 4	1-9	9-11		11-18	18-20		19	0,7
P38	Nspt 4	1-9	9-11		11-18	18-20		19	0,7

Fonte: Autor (2018).

As Figura 21,22,23,24 e 25 apresentam o cálculo da capacidade de caga correspondente aos furos de sondagens SPT-1, SPT-2, SPT-3, SPT-4 e SPT6, respectivamente.

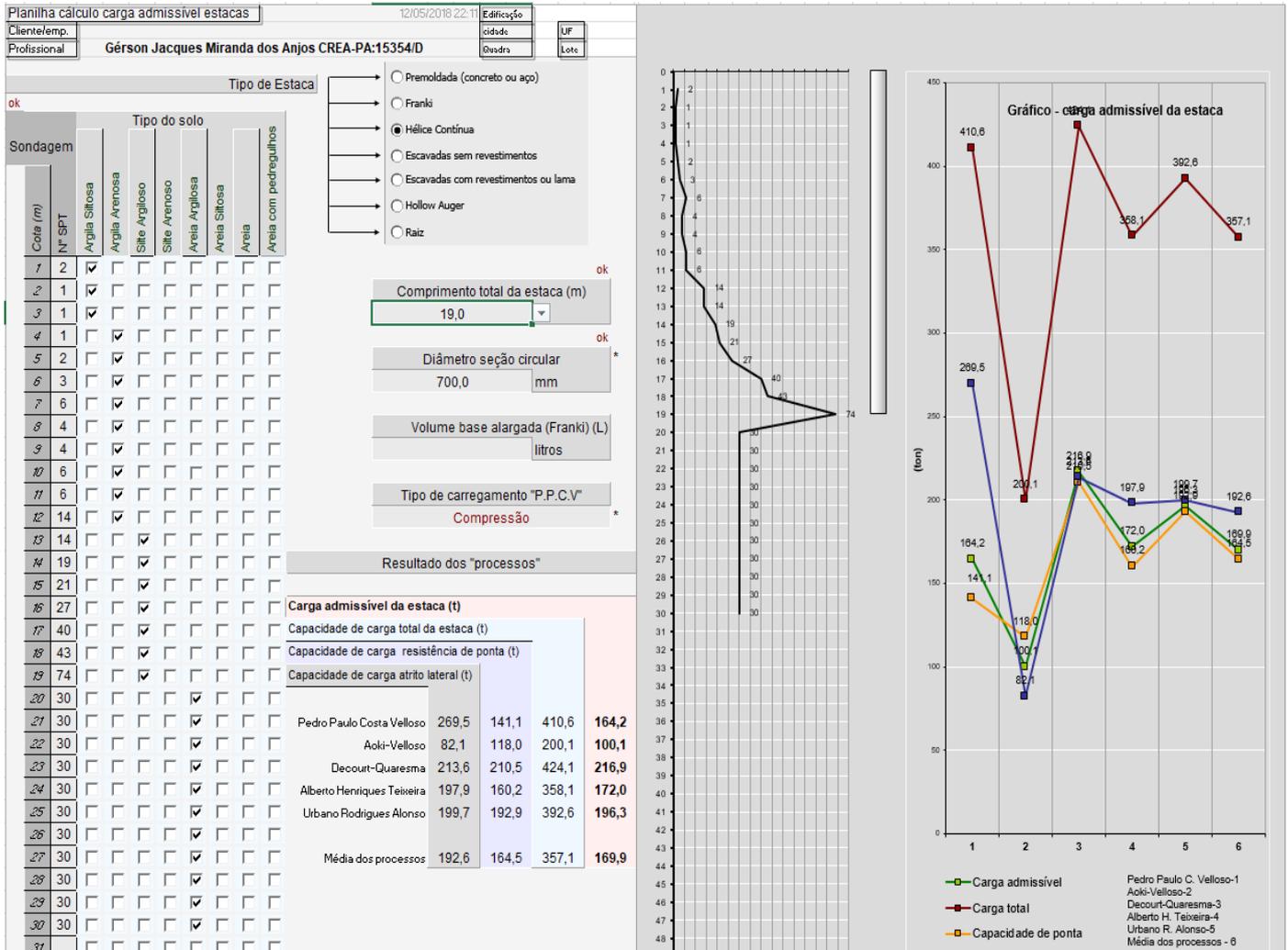
Figura 21: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-1.



Fonte: Autor (2018).

A Figura 22 mostra o cálculo da capacidade de carga correspondente ao furo de sondagem spt-2.

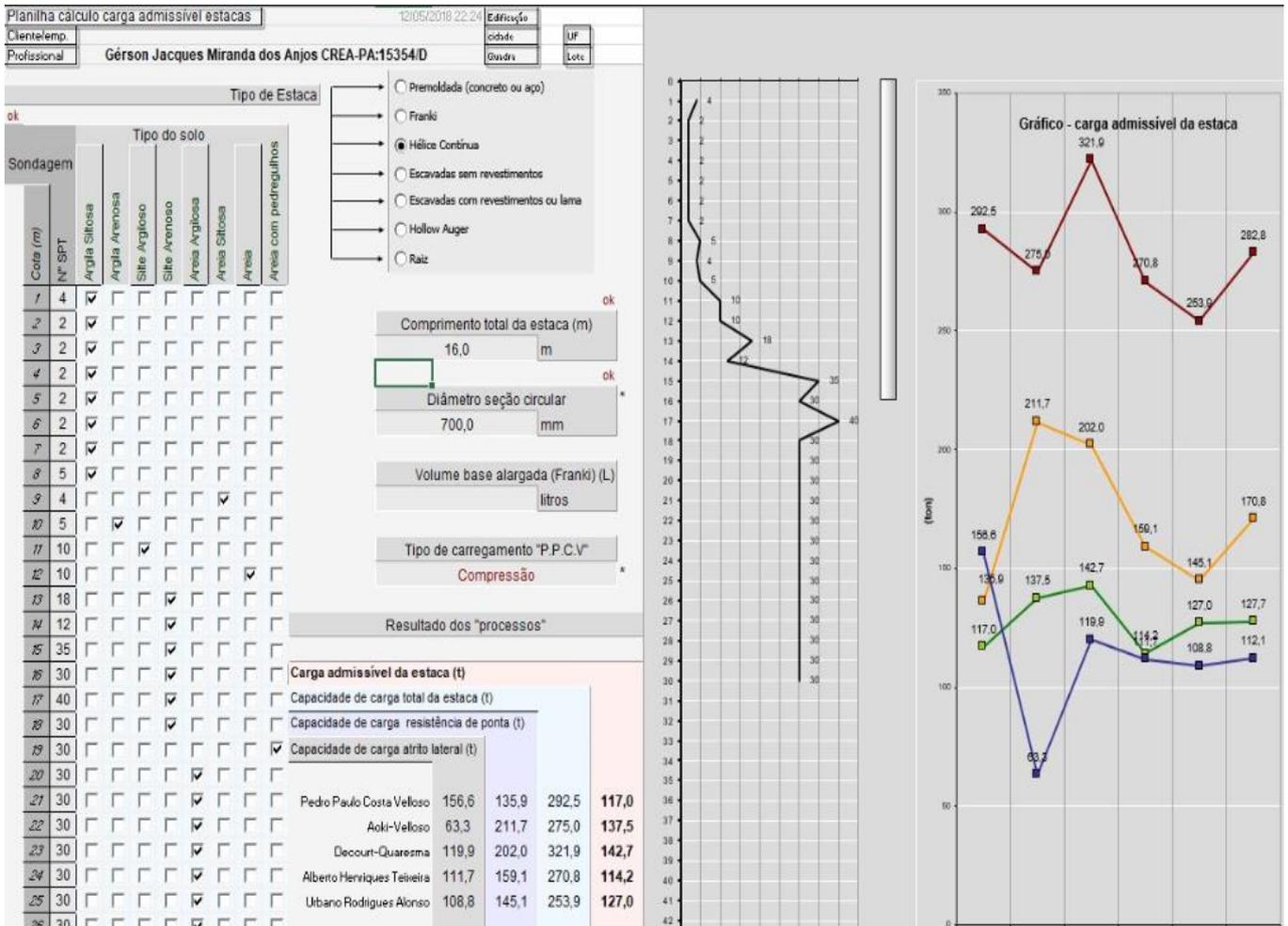
Figura 22: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-2.



Fonte: Autor (2018).

A Figura 23 mostra o cálculo da capacidade de carga correspondente ao furo de sondagem spt-3.

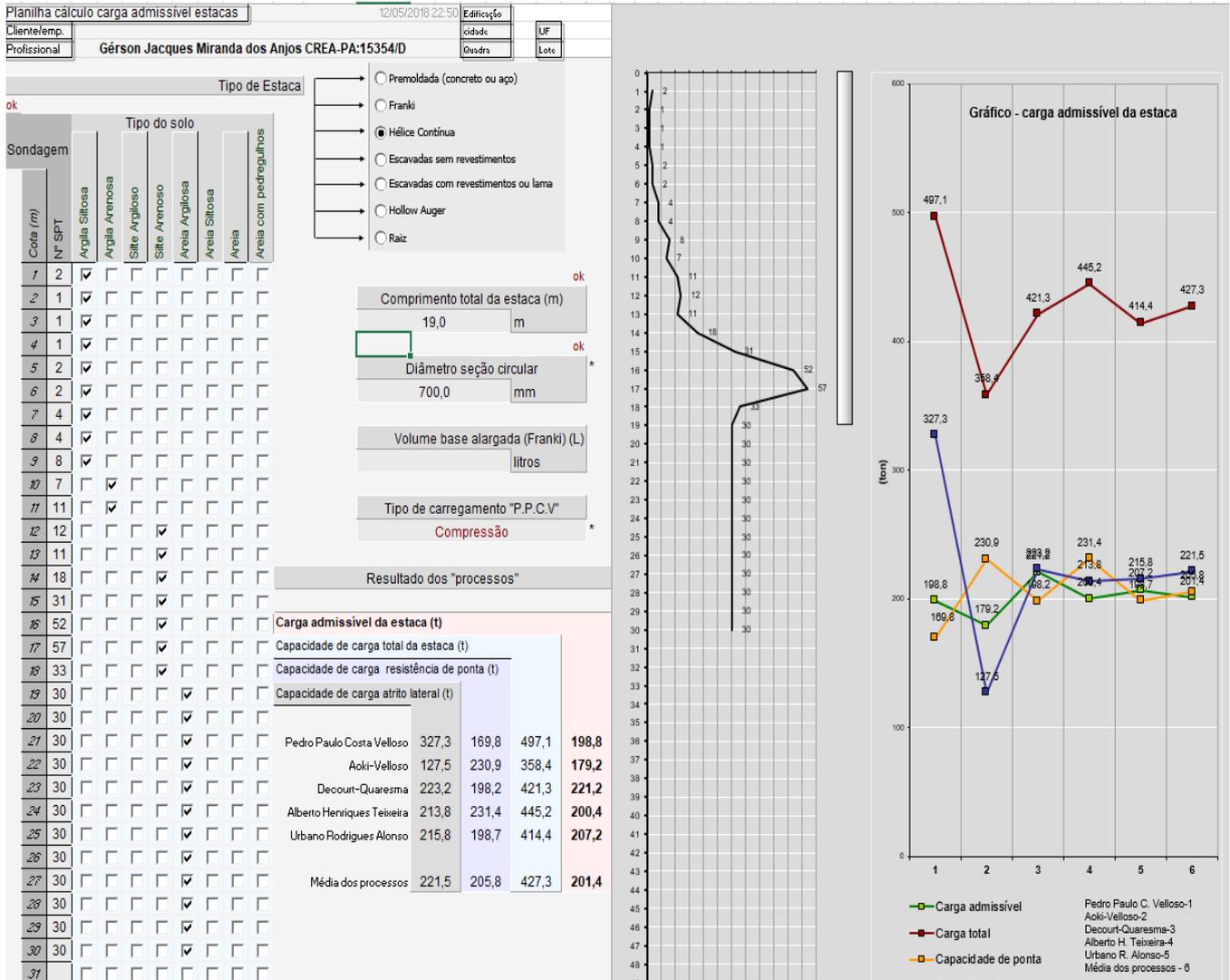
Figura 23: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-3.



Fonte: Autor (2018).

A Figura 24 mostra o cálculo da capacidade de carga correspondente ao furo de sondagem spt-4.

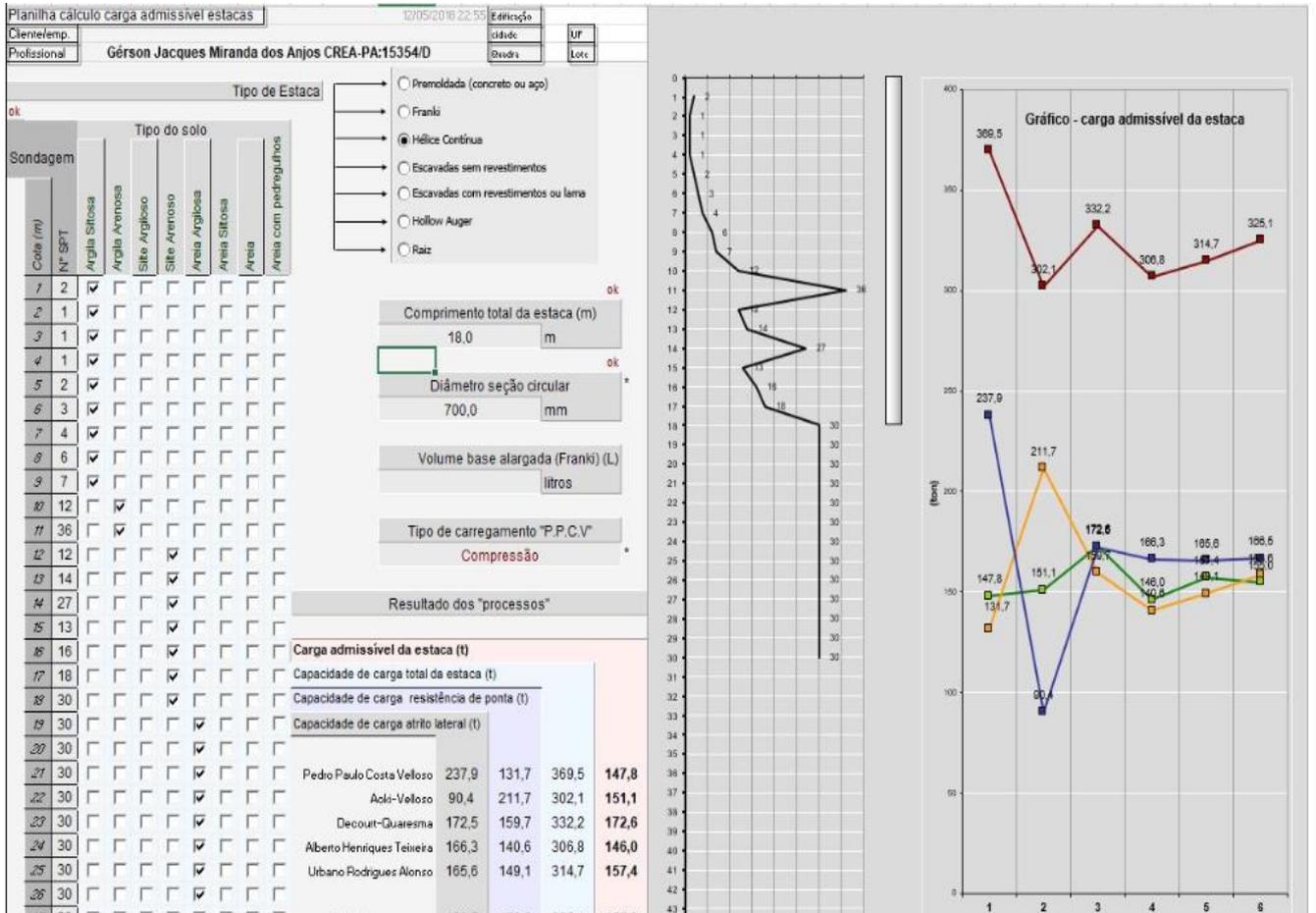
Figura 24: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-4.



Fonte: Autor (2018).

A Figura 25 mostra o cálculo da capacidade de carga correspondente ao furo de sondagem spt-6.

Figura 25: Planilha de Cálculo Comercial da capacidade de Carga para SPT-6.



Fonte: Autor (2018).

4.1.2 Resumo do cálculo de capacidade de carga (Planilha Comercial)

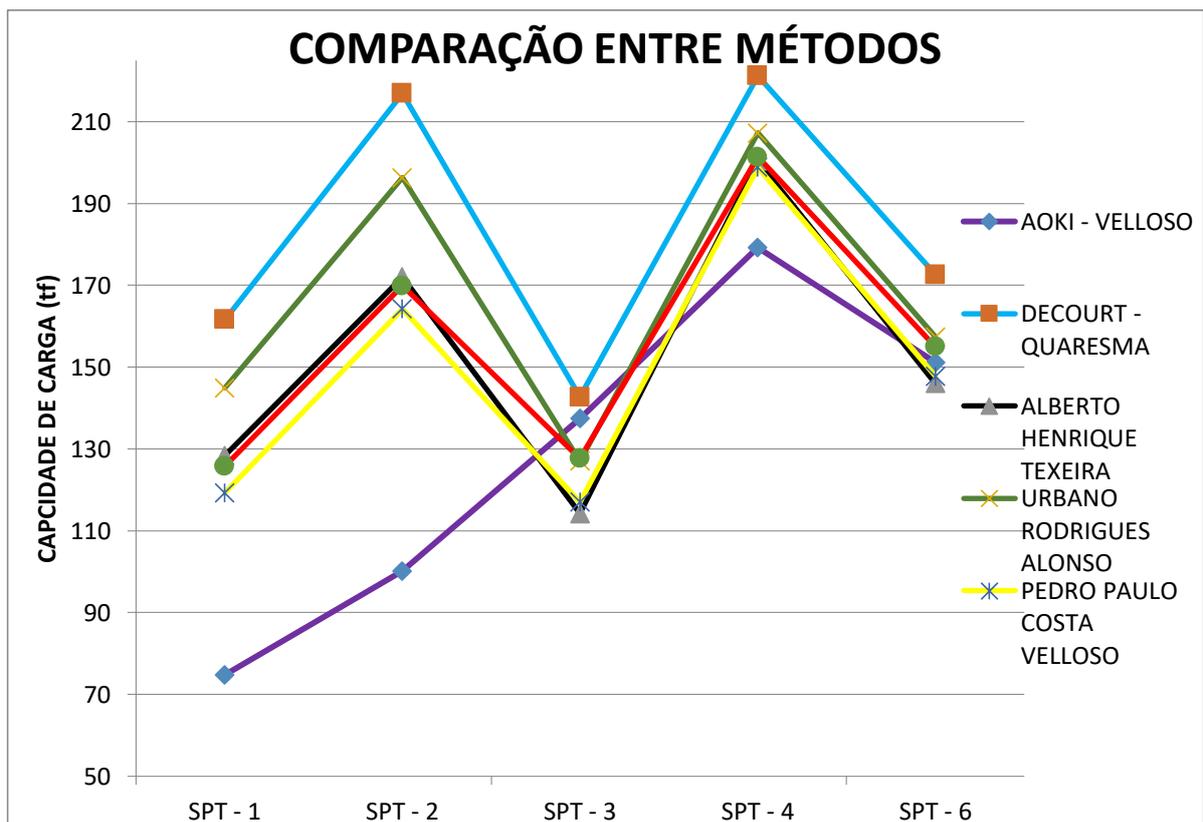
Logo a baixo foi criado a Tabela 14, que relaciona a sondagem em estudo e o resultado da capacidade de carga para cada método de cálculo utilizado. Na próxima etapa que foi a determinação do número de estaca para cada bloco de ancoragem, o número de estacas será feito com base no valor médio de cada furo de investigação.

Tabela 14: Resumo dos Resultados da capacidade de carga para cada método semiempírico.

Métodos Usados	SPT - 1	SPT - 2	SPT - 3	SPT - 4	SPT - 6
AOKI – VELLOSO (1975)	74,7 (tf)	100,1 (tf)	137,5 (tf)	179,2 (tf)	151,1 (tf)
DECOURT - QUARESMA (1996)	161,6 (tf)	216,9 (tf)	142,7 (tf)	221,2 (tf)	172,6 (tf)
ALBERTO HENRIQUE TEXEIRA (1996)	128,4 (tf)	172 (tf)	114,2 (tf)	200,4 (tf)	146 (tf)
URBANO RODRIGUES ALONSO (1996)	144,9 (tf)	196,3(tf)	127 (tf)	207,2 (tf)	157,4 (tf)
PEDRO PAULO COSTA VELLOSO (1981)	119,3 (tf)	164,2 (tf)	117 (tf)	198,8 (tf)	147,8 (tf)
MÉDIA	125,78 (tf)	169,9 (tf)	127,68 (tf)	201,36 (tf)	154,98 (tf)

Fonte: Autor (2018).

Figura 26: Gráfico de comparação entre os resultados de capacidade de carga.



Fonte: Autor (2018).

Na Tabela 15 está a indicação da sondagem correspondente a cada pilar e a capacidade de carga média de cada furo.

Tabela 15: Pilar x SPT Médio Correspondente.

PILAR	FURO DE SONDAGEM CORRESPONDENTE	CARGA ADM PARA CADA FURO DE SONDAGEM (tf)	PILAR	FURO DE SONDAGEM CORRESPONDENTE	CARGA ADM PARA CADA FURO DE SONDAGEM (tf)
P15	SPT - 1	125,78	P27	SPT - 3	127,68
P16	SPT - 1	125,78	P28	SPT - 3	127,68
P17	SPT - 2	169,9	P30	SPT - 3	127,68
P24	SPT - 3	127,68	P31	SPT - 3	127,68
P25	SPT - 3	127,68	P35	SPT - 4	201,36
P36	SPT - 6	154,98	P38	SPT - 4	201,36
P39	SPT - 6	154,98	-	-	-

Fonte: Autor (2018).

4.2 Cálculos do número de estacas

O cálculo do número de estacas foi feito com base no valor médio entre os resultados de cada método semi-empírico obtidos na planilha de cálculo. Esse valor de capacidade de carga da estaca é de fundamental importância na escolha do número de estaca de cada bloco de coroamento, pois a carga que chega em cada pilar dividido por essa capacidade de carga da estaca, fornece o número de estaca necessário a cada pilar.

Nesse estudo foi levado em consideração uma carga extra ao pilar, a mesma representa o peso do próprio bloco, sendo representado 10% da carga que chega ao pilar.

Na Tabela 16 está um resumo dos cálculos para obtenção do número de estacas para cada pilar em análise. Esse conjunto de estacas solidarizadas pelo bloco de coroamento, se chama estaqueamento.

Tabela 16: Resumo dos Cálculos para Obtenção do Número de estacas.

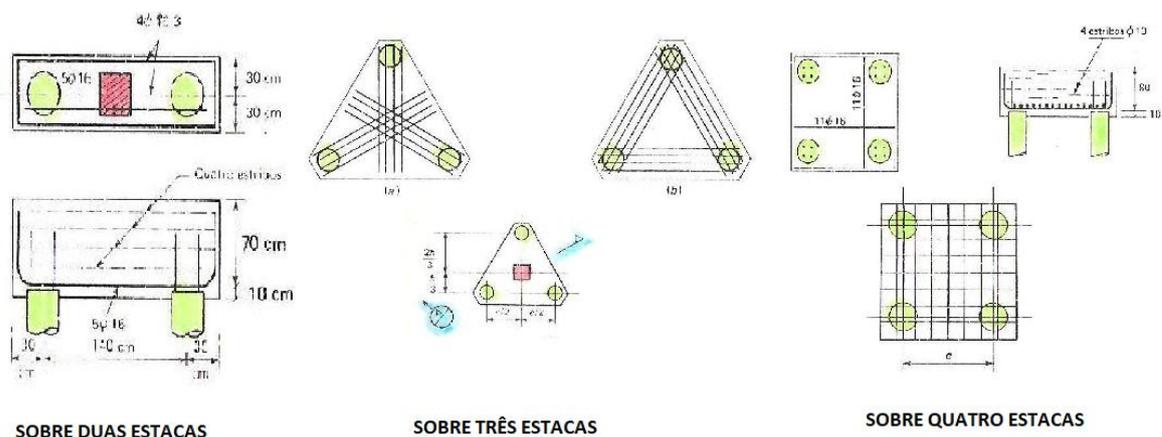
PILAR	SEÇÃO(cmxcn)	CARGA(tf)	Carga adm (tf)	Peso do bloco (10%*Vpilar)	n (números de estacas calculado)	N (número de estacas adotado)
P15	30X50	275,9	125,78	27,59	2,41286373	3
P16	25X50	313,42	125,78	31,342	2,740992209	3
P17	30X50	286,03	169,9	28,603	1,851871689	2
P24	40X140	459,84	127,68	45,984	3,961654135	4
P25	40X130	442,07	127,68	44,207	3,808560464	4
P27	30X100	465,88	127,68	46,588	4,013690476	4
P28	30X100	446,29	127,68	44,629	3,84491698	4
P30	20X140	329,22	127,68	32,922	2,836325188	3
P31	20X140	338,07	127,68	33,807	2,912570489	3
P35	27X90	261,51	201,36	26,151	1,428590584	2
P36	27X90	263,73	154,98	26,373	1,87187379	2
P38	27X90	237,43	201,36	23,743	1,297045093	2
P39	27X90	235,04	154,98	23,504	1,668241063	2

Fonte: Autor (2018).

4.3 Dimensionamentos dos blocos de coroamento

Nesse trabalho os blocos de coroamento foram dimensionados usando a literatura de Alonso, para todas as configurações de número de estacas, o procedimento de dimensionamento foi feito com o auxílio de uma planilha de cálculo que usa o mesmo como base teórica. O número de estacas variaram de 2 a 4 estacas por bloco de coroamento. Na Figura 27 está a representação da disposição das estacas nos blocos, isso a depender do número de estacas necessário.

Figura 27: Tipos de Blocos Utilizados no Projeto.



Fonte: Modificado de Alonso (1982).

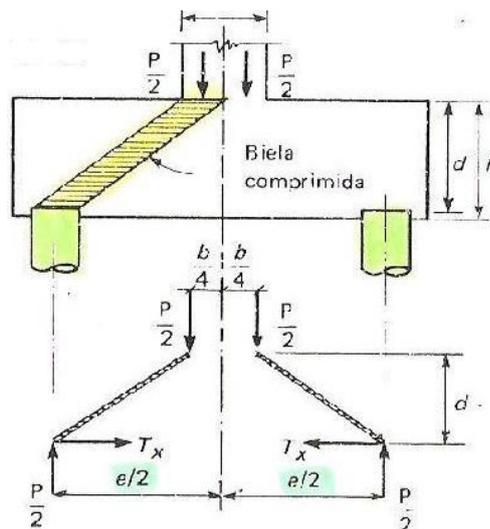
4.3.1 Bloco sobre 2 estacas

Os pilares que ficaram com a configuração de blocos sobre duas estacas foram: P17, P35, P36, P38 e P39. Os mesmos tiveram os seus dados de entrada colocados na planilha de dimensionamento, dados esses como: diâmetro da estaca, espaçamento entre estacas (e), largura do bloco (b_w), carga normal (P), tipo de aço, largura do pilar (b) e a altura útil do bloco (d). Pode-se conferir todos esses dados de entrada nas figuras 30, 31, 32, 33 e 34 as mesmas estão nomeadas com cada pilar correspondente.

O dimensionamento do bloco sobre duas estacas começa com a verificação da relação $e/2$ ser menor que d , somente depois disso pode-se fazer as verificações das bielas de compressão.

As disposições das forças usadas no cálculo de dimensionamento do bloco estão representadas na Figura 28 a seguir.

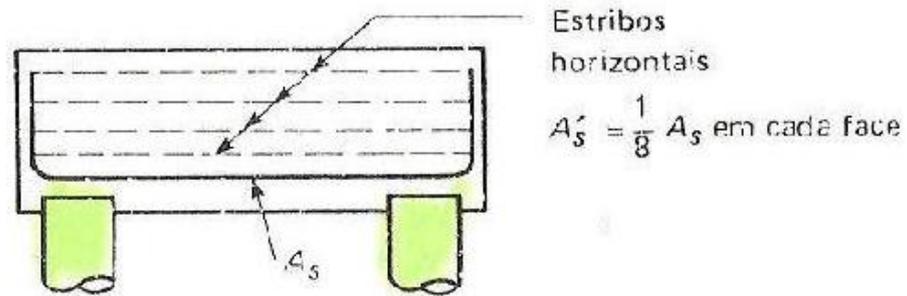
Figura 28: Esforços Considerados no Dimensionamento.



Fonte: Alonso Modificado.

Próximo quesito é verificar como acontecerá a disposição da armadura no bloco presente na Figura 29.

Figura 29: Disposição das Armaduras para blocos sobre 2 estacas.



Fonte: Alonso (1982).

Para o dimensionamento do bloco pertencente ao Pilar 17 (exemplo), Primeiro verificou-se na planilha se a relação “ $e/2$ ” é menor que “ d ”, somente depois disso pode-se fazer as verificações das bielas de compressão. Após fazer todas as verificações obteve-se uma armadura de aço principal de 15 cm^2 e armadura de pele de $1,88 \text{ cm}^2$ para esse pilar, assim podendo seguir para a fase de detalhamento das armaduras.

Adotando-se para a armadura principal do Pilar 17, barras de 12,5 mm (de meia polegada), pôde-se obter um espaçamento de 7cm, que seria um espaçamento aceitável, pois é maior que o diâmetro de um vibrador comercial geralmente usado em obras desse porte.

Percebe-se que para a armadura principal desse bloco foi estabelecido a armadura mínima, o que não acontece sempre pois somente adota-se a armadura mínima quando a mesma é maior que a armadura principal encontrada.

A Figura 30 mostra o dimensionamento do bloco de coroamento para o pilar 17, o mesmo tem a configuração de blocos sobre 2 estacas.

Figura 30: Dimensionamento do Bloco Sobre Duas Estacas Pilar 17.

Blocos Sobre 2 Estacas
Dimensionamento Estrutural CORRESPONDENTE AO PILAR 17

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS	
"d" da Estaca =	0,70 m	a/d =	0,25
Espaçamento "e" =	0,50 m	e/2 =	0,25
Lado do Pilar "b" =	0,30 m	V =	1,43 MN
Carga P =	2,86 MN	gV/(b _w d) =	2,80 MPa
Tipo de Aço =	CA 50	Verificação Bielas:	OK
F _{yk} =	500,00 MPa	T _x =	0,2503 MN
F _{ck} Concreto =	25,00 MPa	As =	15,00 cm ²
F _{tk} =	1,50 MPa	As(pele) =	1,88 cm ²
γ =	1,96	As min =	15,00 cm ²
Largura bloco "b _w " =	1	As (pele) min =	?
d =	1	As	
Recobrimento "c" =	0,03 m		

Armadura Principal

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
12,5	13	7,00 cm

2860 kN

Armadura de Pele

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
5	10	10,22 cm

Fonte: Autor (2018).

Para o bloco do Pilar 35 depois de feita todas as verificações obteve-se uma armadura de aço principal de 12,21 cm² e armadura de pele de 1,53 cm². Assim podendo seguir para a fase de detalhamento das armaduras.

Adotando-se para a armadura principal do pilar 35, barras de 12,5 mm (de meia polegada), pode-se obter um espaçamento de 10cm, que seria um espaçamento aceitável, pois é maior que o diâmetro de um vibrador comercial geralmente usados em obras desse porte. A armadura de pele nesse caso ficou com espaçamento de 10,43 (adotar 10cm), adotando-se um diâmetro de 5mm para mesma.

Aqui no caso do bloco do Pilar 35, a armadura principal adotada não foi a mínima, diferentemente do bloco do Pilar 17.

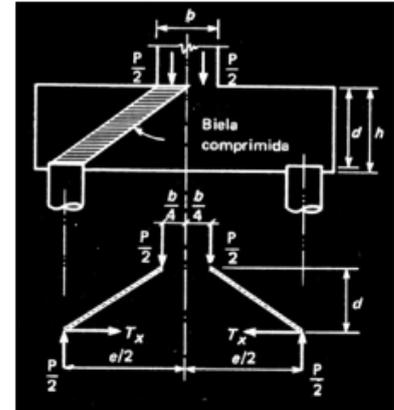
Figura 31: Dimensionamento do Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 35.

Blocos Sobre 2 Estacas Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 35

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS	
"d" da Estaca =	0,70 m	a/d =	0,38
Espaçamento "e" =	0,60 m	e/2 =	0,30
Lado do Pilar "b" =	0,27 m	V =	1,31 MN
Carga P =	2,61 MN	$gV/(b_w d)$ =	3,20 MPa
Tipo de Aço =	CA 50	Verificação Bielas:	OK
F_{yk} =	500,00 MPa	T_x =	0,3793 MN
F_{ck} Concreto =	18,00 MPa	A_s =	12,21 cm ²
F_{tk} =	1,80 MPa	$A_{s(pele)}$ =	1,53 cm ²
γ =	1,96	$A_{s\ min}$ =	12,00 cm ²
Largura bloco "b _w " =	1	$A_{s\ (pele)\ min}$ =	?
d =	0,8		
Recobrimento "c" =	0,03 m		

Modelo Empregado na Análise (Alonso)



Armadura Principal

ϕ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
12,5	10	10,00 cm

2610 kN

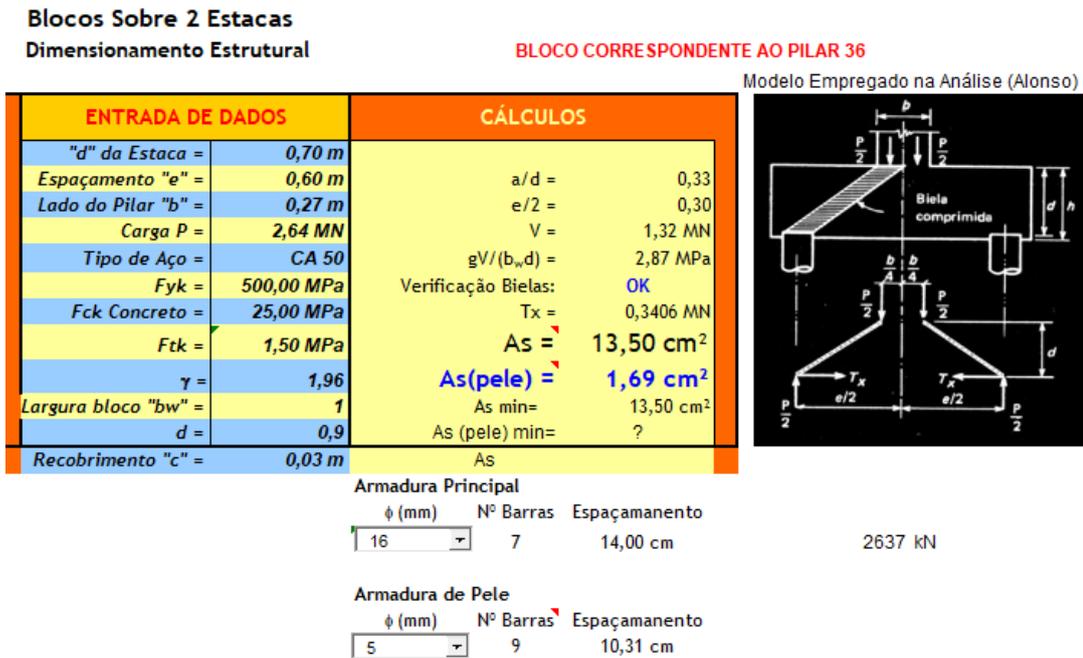
Armadura de Pele

ϕ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
5	8	10,43 cm

Fonte: Autor (2018).

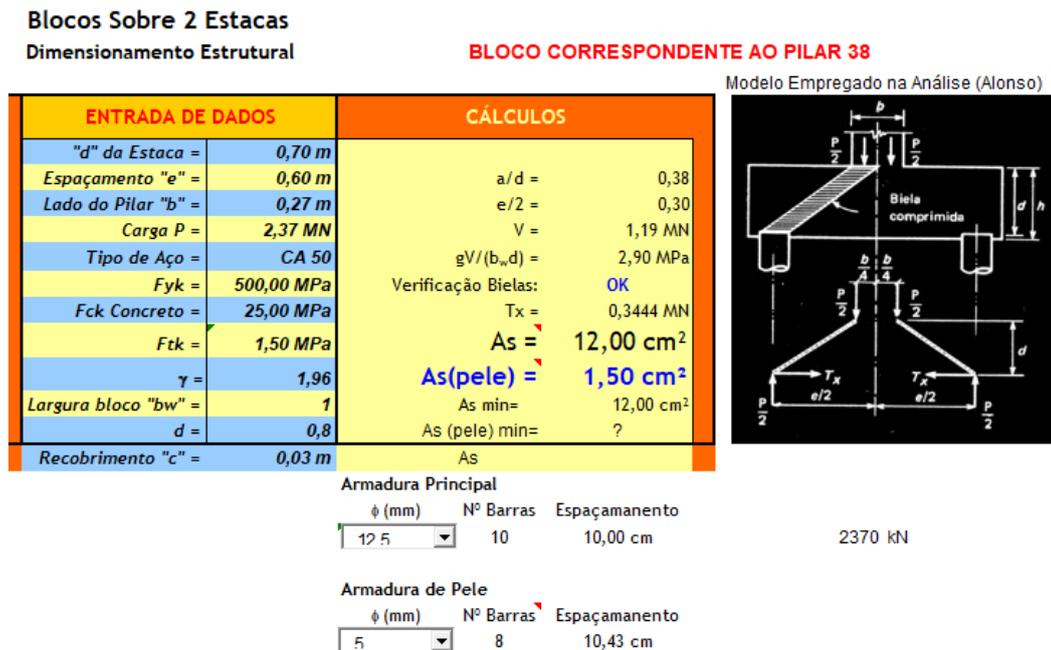
Para o Pilar 36 e os outros dois seguintes (Pilares 38, 39), seguiu-se a mesma linha de raciocínio; faz a entrada de dados, verificações, obtenção das armaduras e detalhamento das mesmas. Todos esses procedimentos estão relatados nas Figuras 32, 33 e 34 correspondentes aos blocos dos Pilares 36, 38 e 39 respectivamente.

Figura 32: Dimensionamento do Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 36.



Fonte: Autor (2018).

Figura 33: Dimensionamento de Bloco Sobre Estacas - Pilar 38.



Fonte: Autor (2018).

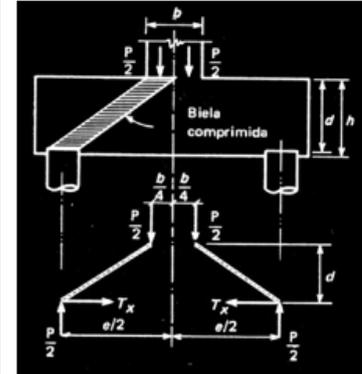
Figura 34: Dimensionamento de Bloco Sobre 2 Estacas - Pilar 39.

Blocos Sobre 2 Estacas
Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 39

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS	
"d" da Estaca =	0,70 m	a/d =	0,50
Espaçamento "e" =	0,80 m	e/2 =	0,40
Lado do Pilar "b" =	0,27 m	V =	1,18 MN
Carga P =	2,35 MN	gV/(b _w d) =	2,88 MPa
Tipo de Aço =	CA 50	Verificação Bielas:	OK
F _{yk} =	500,00 MPa	T _x =	0,4884 MN
F _{ck} Concreto =	25,00 MPa	As =	15,73 cm ²
F _{tk} =	1,50 MPa	As(pele) =	1,97 cm ²
γ =	1,96	As min =	12,00 cm ²
Largura bloco "b _w " =	1	As (pele) min =	?
d =	0,8	As	
Recobrimento "c" =	0,03 m		



Armadura Principal

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
16	8	12,00 cm

2350 KN

Armadura de Pele

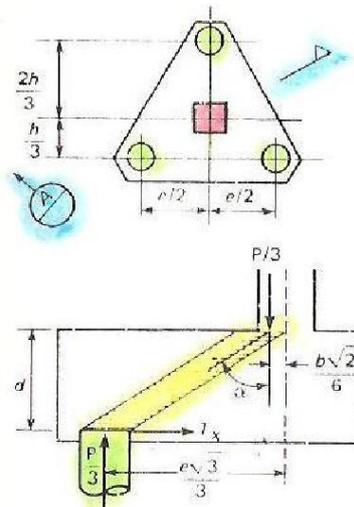
φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
5	11	7,15 cm

Fonte: Autor (2018).

4.3.2 Bloco sobre 3 estacas

Partindo-se do princípio que "d" tem que ser maior ou igual a "e/2", sendo "d" a altura útil e "e" o espaçamento entre as estacas, assim pode-se parti para a verificações das bielas comprimidas, que seria o não esmagamento das mesmas. A Figura 35 será mostrado o esquema de forças que entrará nos cálculos.

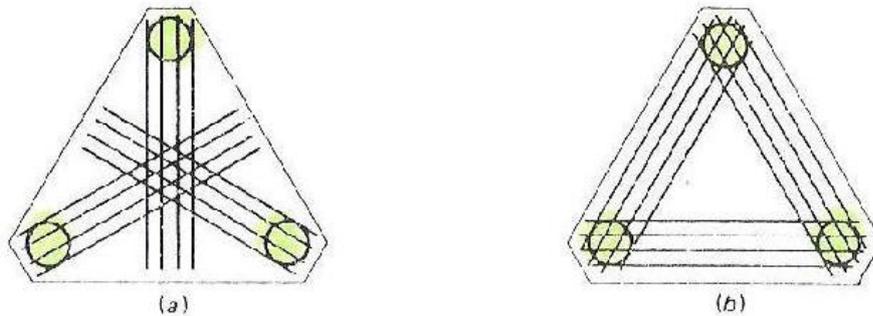
Figura 35: Forças Atuantes na Biela Comprimida.



Fonte: Alonso Modificado (1982).

A disposição da armadura nesse caso de bloco sobre três estacas pode ser realizada de duas formas na direção de T, Na Figura 36 (a) abaixo, ou na direção de união das estacas Figura 36 (b).

Figura 36: Disposição de Armaduras para Blocos Sobre 3 Estacas.

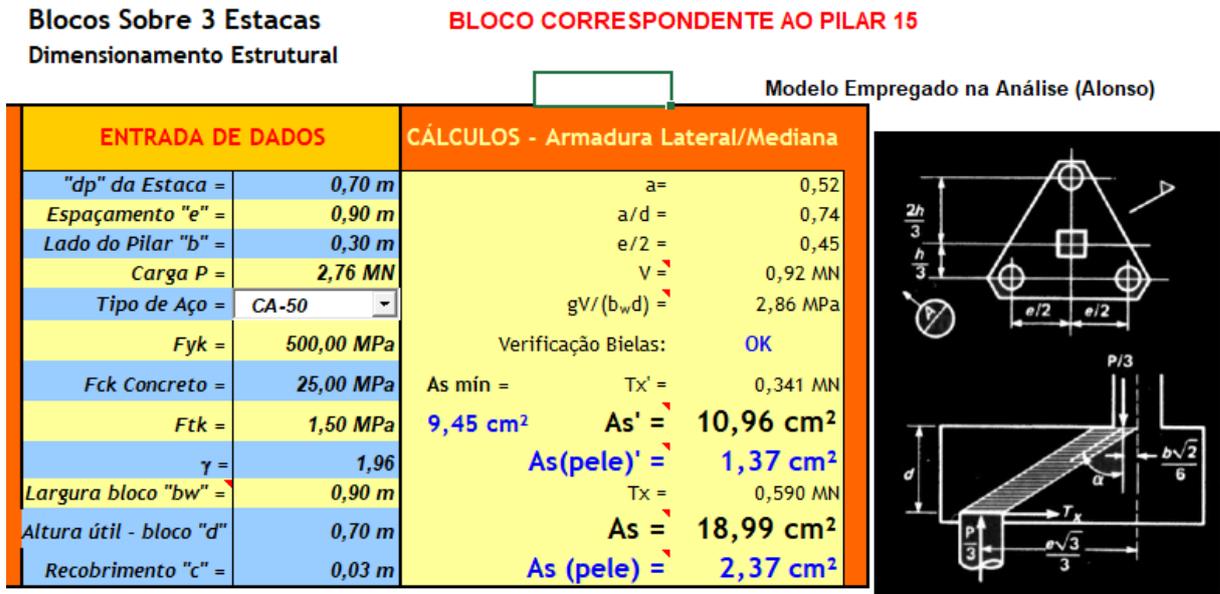


Fonte: Alonso Modificado (1982).

Os pilares que necessitaram de blocos sobre três estacas foram: P15, P16, P30, P31, os mesmo também foram dimensionados com utilização de uma planilha de Excel.

Os objetivos para essa classe de pilares são os mesmo que na etapa anterior, os quais seriam, o dimensionamento das armaduras e o detalhamento das mesmas. Após a entradas dos dados mostrados na Figura 37, para o Pilar 15 usado como exemplo para pilares sobre três estacas, as armaduras central (que são a armadura principal e de pele, na parte de baixo), sendo o resultado para $A_s = 18,99 \text{ cm}^2$ e $A_{s(\text{pele})} = 2,37 \text{ cm}^2$. Já as amaduras laterais foram $A_{s'} = 10,96 \text{ cm}^2$ e $A_{s'(\text{pele})} = 1,37 \text{ cm}^2$. O detalhamento das armaduras centrais e laterais estão na Figura 38.

Figura 37: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 15.



Fonte: Autor (2018).

Figura 38: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 15



Fonte: Autor (2018).

Os demais pilares, idêntico ao Pilar 15, seguem o mesmo padrão de dimensionamento, diferenciando-se apenas por seus dados de entrada.

A baixo nas Figuras 39 e 40 apresentam respectivamente o cálculo das armaduras e do detalhamento das mesmas, correspondente ao Pilar 16, assim como as Figuras 41 e 42 para o Pilar 30 e as Figuras 43 e 44 para o pilar 31.

Figura 39: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 16

Blocos Sobre 3 Estacas

Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 16

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS - Armadura Lateral/Mediana	
"dp" da Estaca =	0,70 m	a =	0,52
Espaçamento "e" =	0,90 m	a/d =	0,65
Lado do Pilar "b" =	0,25 m	e/2 =	0,45
Carga P =	3,13 MN	V =	1,04 MN
Tipo de Aço =	CA-50	gV/(b _w d) =	2,84 MPa
F _{yk} =	500,00 MPa	Verificação Bielas:	OK
F _{ck} Concreto =	25,00 MPa	As mín =	Tx' = 0,347 MN
F _{tk} =	1,50 MPa	As' = 11,17 cm²	
γ =	1,96	As(pele)' = 1,40 cm²	
Largura bloco "b _w " =	0,90 m	T _x =	0,601 MN
Altura útil - bloco "d"	0,80 m	As = 19,35 cm²	
Recobrimento "c" =	0,03 m	As (pele) = 2,42 cm²	

Fonte: Autor (2018).

Figura 40: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 16.

Armadura Distribuída Lateralmente	Armadura Principal - Posicionamento Lateral			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	12,5	10	7,94 cm	
	Armadura de Pele			
φ (mm)				
Nº Barras				
Espaçamento				
5			8	10,43 cm

Armadura Distribuída no Centro	Armadura Principal - Posicionamento Central			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	16	10	7,56 cm	
	Armadura de Pele - Posicionamento Central			
φ (mm)				
Nº Barras				
Espaçamento				
5			13	5,88 cm

Fonte: Autor (2018).

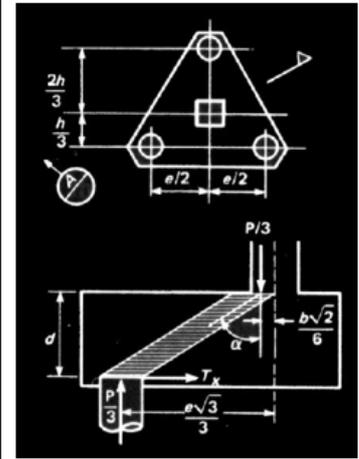
Figura 41: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 30.

Blocos Sobre 3 Estacas
Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 30

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS - Armadura Lateral/Mediana	
"dp" da Estaca =	0,70 m	a =	0,46
Espaçamento "e" =	0,80 m	a/d =	0,58
Lado do Pilar "b" =	0,20 m	e/2 =	0,40
Carga P =	3,29 MN	V =	1,10 MN
Tipo de Aço =	CA-50	gV/(b _w d) =	2,99 MPa
F _{yk} =	500,00 MPa	Verificação Bielas:	OK
F _{ck} Concreto =	25,00 MPa	As mín =	Tx' = 0,328 MN
F _{tk} =	1,50 MPa	10,80 cm² As' (mín) =	10,80 cm²
γ =	1,96	As(pele)' =	1,35 cm²
Largura bloco "b _w " =	0,90 m	T _x =	0,569 MN
Altura útil - bloco "d" =	0,80 m	As =	18,31 cm²
Recobrimento "c" =	0,03 m	As (pele) =	2,29 cm²



Fonte: Autor (2018).

Figura 42: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 30.

Armadura Distribuído Lateralmente	Armadura Principal - Posicionamento Lateral			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	12,5	9	9,09 cm	
	Armadura de Pele			
Armadura Distribuída no Centro	Armadura Principal - Posicionamento Central			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	16	10	7,56 cm	
	Armadura de Pele - Posicionamento Central			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	5	12	6,45 cm	

Fonte: Autor (2018).

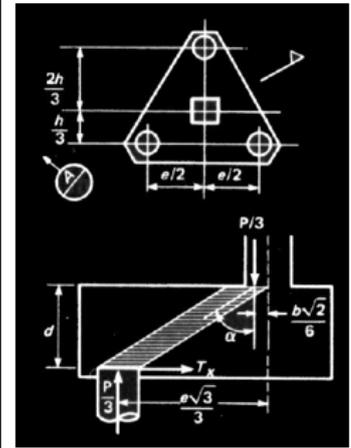
Figura 43: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 3 Estacas - Pilar 31.

Blocos Sobre 3 Estacas
Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 31

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS - Armadura Lateral/Mediana	
"dp" da Estaca =	0,70 m	a =	0,46
Espaçamento "e" =	0,80 m	a/d =	0,51
Lado do Pilar "b" =	0,20 m	e/2 =	0,40
Carga P =	3,38 MN	V =	1,13 MN
Tipo de Aço =	CA-50	gV/(b _w d) =	2,73 MPa
F _{yk} =	500,00 MPa	Verificação Bielas:	OK
F _{ck} Concreto =	25,00 MPa	As mín =	T _x ' = 0,300 MN
F _{tk} =	1,50 MPa	12,15 cm² As'(mín) =	12,15 cm²
γ =	1,96	As(pele)' =	1,52 cm²
Largura bloco "b _w " =	0,90 m	T _x =	0,519 MN
Altura útil - bloco "d" =	0,90 m	As =	16,72 cm²
Recobrimento "c" =	0,03 m	As (pele) =	2,09 cm²



Fonte: Autor (2018).

Figura 44: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 31.

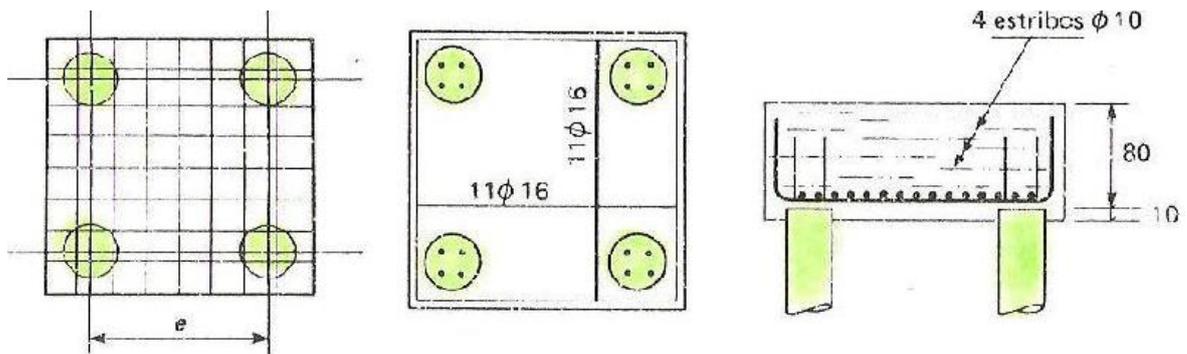
Armadura Distribuída Lateralmente	Armadura Principal - Posicionamento Lateral			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	12,5	10	7,94 cm	
	Armadura de Pele			
Armadura Distribuída no Centro	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	5	8	11,86 cm	
	Armadura Principal - Posicionamento Central			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
Armadura Distribuída no Centro	16	9	8,70 cm	
	Armadura de Pele - Posicionamento Central			
	φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento	
	5	11	8,15 cm	

Fonte: Autor (2018).

4.3.4 Blocos sobre 4 estacas

O bloco sobre 4 estacas poder ser armado de três formas diferentes, segundo a periferia, segundo as diagonais e em malhas. Segundo a metodologia do Alonso esse trabalho vai adotar a disposição em malha. A representação dessa disposição está na Figura 45.

Figura 45: Disposição das Armaduras para Blocos Sobre 4 Estacas.



Fonte: Alonso (1982) Modificado.

O dimensionamento do bloco sobre quatro estacas já começa se diferenciando dos casos anteriores pela relação entre “d” e “e”, pois nesse caso “d” tem que ser maior que $d \geq (e \cdot 2^{0,5})/2$, agora essa relação será o início do dimensionamento.

A utilização da planilha para blocos sobre quatro estacas é análogo ao procedimento feito para os casos anteriores, ratificando seria, entrada de dados, verificações das bielas de compressão e posteriormente as armadura da malha. A única e principal diferença está na disposição das mesmas, pois a armadura principal será usada na duas direções, formando assim a malha proposta.

Figura 46: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 24.

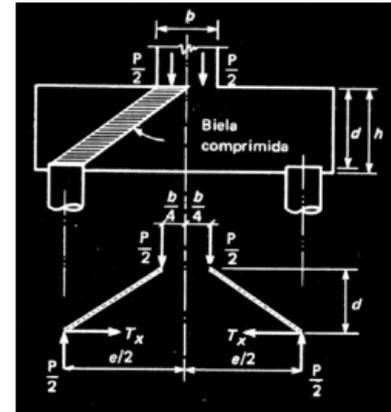
Blocos Sobre 4 Estacas

Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 24

ENTRADA DE DADOS	CÁLCULOS
"d" da Estaca = 0,70 m	Altura útil "d" mín = 0,85 m
Espaçamento "e" = 1,20 m	a/d = 0,71
Lado do Pilar "b" = 0,40 m	e/2 = 0,60
Carga P = 4,60 MN	V = 2,30 MN
Tipo de Aço = CA-50	gV/(b _w d) = 3,54 MPa
F _{yk} = 500,00 MPa	Verificação Bielas: OK
F _{ck} Concreto = 18,00 MPa	T _x = 1,3553 MN
F _{tk} = 1,80 MPa	As = 43,64 cm ²
γ = 1,96	As(pele) = 5,46 cm ²
Largura bloco "b _w " = 1,50 m	As mín = 19,09 cm ²
Altura útil inicial d = 0,60 m	As calc. = 43,64 cm ²
Recobrimento "c" = 0,03 m	

Modelo Empregado na Análise (Alonso)



Fonte: Autor (2018).

A Figura 47 mostra a disposição das armaduras de blocos sobre 4 estacas, onde nesse caso se refere ao pilar 24.

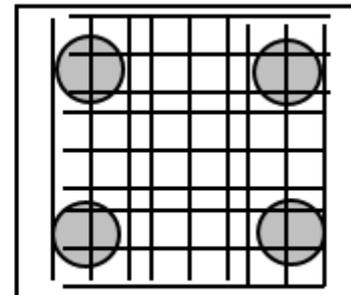
Figura 47: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 24.

Armadura Principal (disposição nas duas direções)

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
25	9	15,19 cm

Armadura de Pele

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
6.3	18	2,69 cm



Fonte: Autor (2018).

A Figura 48 e 49 mostram respectivamente o dimensionamento do bloco de coroamento e disposição das armaduras do bloco para o pilar 25, o mesmo tem a configuração de blocos sobre 4 estacas.

Figura 48: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 25.

Dimensionamento Estrutural **BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 25**

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

ENTRADA DE DADOS	CÁLCULOS
"d" da Estaca = 0,70 m	Altura útil "d" mín = 0,85 m
Espaçamento "e" = 1,20 m	a/d = 0,71
Lado do Pilar "b" = 0,40 m	e/2 = 0,60
Carga P = 4,40 MN	V = 2,20 MN
Tipo de Aço = CA-50	gV/(b _w d) = 3,39 MPa
F _{yk} = 500,00 MPa	Verificação Bielas: OK
F _{ck} Concreto = 18,00 MPa	T _x = 1,2964 MN
F _{tk} = 1,80 MPa	As = 41,74 cm ²
γ = 1,96	As(pele) = 5,22 cm ²
Largura bloco "b _w " = 1,50 m	As mín = 19,09 cm ²
Altura útil inicial d = 0,60 m	As calc. = 41,74 cm ²
Recobrimento "c" = 0,03 m	

Fonte: Autor (2018).

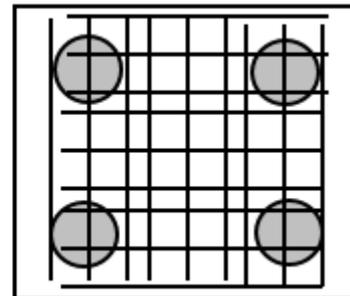
Figura 49: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 25.

Armadura Principal (disposição nas duas direções)

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
25	9	15,19 cm

Armadura de Pele

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
6.3	17	2,89 cm



Fonte: Autor (2018).

A Figura 50 e 51 mostram respectivamente o dimensionamento do bloco de coroamento e disposição das armaduras do bloco para o pilar 27.

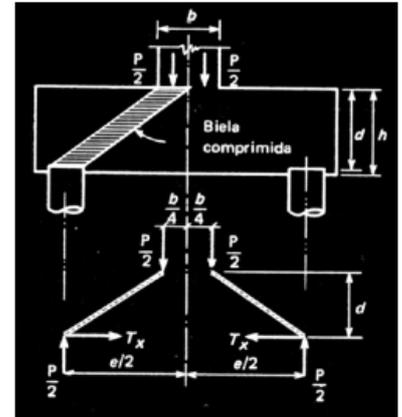
Figura 50: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 27.

Blocos Sobre 4 Estacas
Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 27

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS	
"d" da Estaca =	0,70 m	Altura útil "d" mín =	0,85 m
Espaçamento "e" =	1,20 m	a/d =	0,71
Lado do Pilar "b" =	0,30 m	e/2 =	0,60
Carga P =	4,60 MN	V =	2,30 MN
Tipo de Aço =	CA-50	gV/(b _w d) =	3,54 MPa
F _{yk} =	500,00 MPa	Verificação Bielas:	OK
F _{ck} Concreto =	18,00 MPa	T _x =	1,4231 MN
F _{tk} =	1,80 MPa	As =	45,82 cm ²
γ =	1,96	As(pele) =	5,73 cm ²
Largura bloco "b _w " =	1,50 m	As min =	19,09 cm ²
Altura útil inicial d =	0,60 m	As calc. =	45,82 cm ²
Recobrimento "c" =	0,03 m		

Modelo Empregado na Análise (Alonso)



Fonte: Autor (2018).

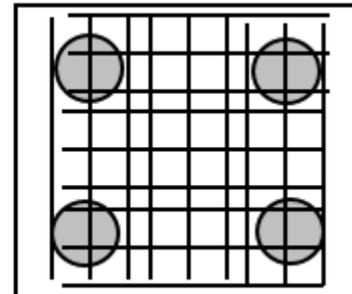
Figura 51: Detalhamento das Armaduras para o Pilar 27.

Armadura Principal (disposição nas duas direções)

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
25	10	13,22 cm

Armadura de Pele

φ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
6.3	19	2,50 cm



Fonte: Autor (2018).

A Figura 52 mostra o dimensionamento do bloco de coroamento e disposição das armaduras do bloco para o pilar 28.

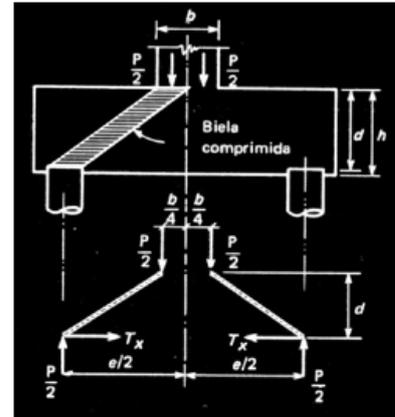
Figura 52: Cálculo das Armaduras Para Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 28.

Blocos Sobre 4 Estacas Dimensionamento Estrutural

BLOCO CORRESPONDENTE AO PILAR 28

ENTRADA DE DADOS		CÁLCULOS	
"d" da Estaca =	0,70 m	Altura útil "d" mín =	0,95 m
Espaçamento "e" =	1,00 m	a/d =	0,53
Lado do Pilar "b" =	0,30 m	e/2 =	0,50
Carga P =	4,50 MN	V =	2,25 MN
Tipo de Aço =	CA-50	$gV/(b_w d)$ =	3,57 MPa
F_{yk} =	500,00 MPa	Verificação Bielas:	OK
F_{ck} Concreto =	18,00 MPa	T_x =	1,0066 MN
F_{tk} =	1,80 MPa	As =	32,41 cm ²
γ =	1,96	As(pele) =	4,05 cm ²
Largura bloco "bw" =	1,30 m	As mín =	18,53 cm ²
Altura útil inicial d =	0,95 m	As calc. =	32,41 cm ²
Recobrimento "c" =	0,03 m		

Modelo Empregado na Análise (Alonso)

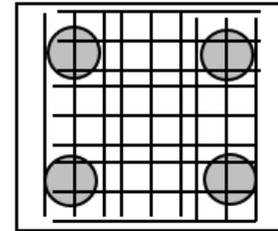


Armadura Principal (disposição nas duas direções)

ϕ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
25	7	17,75 cm

Armadura de Pele

ϕ (mm)	Nº Barras	Espaçamento
6.3	13	6,98 cm



Fonte: Autor (2018).

4.4 Análise comparativa entre planilhas de calculo

O objetivo desse tópico é relatar os resultados obtidos utilizando planilhas criadas nesse trabalho e compara-las com os resultados das planilhas utilizadas como referência (comercial).

Tomando como exemplo o Pilar 28, foi verificado a capacidade de carga (pelo método de Aoki-Velloso) e o dimensionamento dos blocos de coroamento, ambos feitos em planilhas do Excel criadas nesse projeto. Ratificando o intuito de comparação é a verificação dos dados gerados pelas planilhas comerciais usadas e discutir a literatura por traz da mesma.

A teoria usada para cálculo da capacidade de carga foi a de Aoki-Velloso, sendo o dimensionamento dos blocos de coroamento feito com a literatura do livro Alonso (1982).

4.4.1 Planilha de capacidade de carga (Método de AOKI-VELLOSO- 1975)

Com uso da teoria de Aoki-Velloso, pode-se criar uma planilha que possui os mesmos dados de entrada da planilha comercial. A diferença entre as planilhas é que a produzida por esse trabalho, retorna apenas um método de capacidade de carga, Aoki-Velloso, diferentemente da planilha comercial, cedida pelo professor doutor Gérson Jacques Miranda dos Anjos, que retorna cinco métodos diferentes de análise a capacidade de carga do solo, entre esses métodos está o de Aoki-Velloso, onde foi comparado resultado entre os dois tipos de planilha.

Nas Figuras 53 e 54, esta ilustrada a planilha de cálculo de capacidade de carga desenvolvida nesse trabalho, com dados de entradas, que seria as características de cada camada do solo e resultado da capacidade de carga do solo.

Figura 54: Resultados da Capacidade de Carga de ponta e Total – Pilar 28.

PASSO 2°					
DADOS DE ENTRADA DA DE RESISTÊNCIA PONTA					
K (Ponta)	RP (KN/m ²)	A(m ²)	F1	rp(MN/m ²)	PP (KN)
0,55	16500	0,38465	3	5500	2115,575

PASSO 3°		
CAPACIDADE DE CARGA TOTAL (AOKI - VELOSO) (KN)		
PARCELA DE PONTA	+	PARCELA LATERAL = 2710
RESULTADO FINAL		
CAPACIDADE DE CARGA TOTAL (AOKI -VELOSO (tf)		
271,0297		

CAPACIDADE DE CARGA ADM (AOKI -VELOSO (tf)
135,51485

Fonte: Autor (2018).

Os resultados obtidos (Tabela 17), mostra coerência entre as planilhas estudadas, com isso se tem certeza da veracidade da planilha comercial utilizada. A relação entre os resultados é mostrado na Tabela 17.

Tabela 17: Resultado de Cada Planilha para Cap. de Carga.

comparação entre resultados				
PLANILHA	Cap. Carga Latera (tf)	Cap. Carga Ponta (tf)	Cap. Carga Total (tf)	Cap. Carga Total ADM (tf)
COMERCIAL	63,3	211,7	275	137,5
AUTOR	59,5	211,6	271,03	135,5

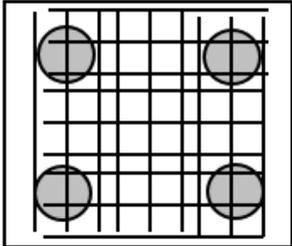
Fonte: Autor (2018).

4.4.2 Planilha para blocos de coroamento sobre quatro estacas

Este item mostrado a planilha de dimensionamento do bloco de coroamento desenvolvida nesse trabalho, para o pilar 28, o mesmo será usado como exemplo comparativo entre a planilha usada no dimensionamento dos blocos, onde a mesma foi cedida pelo professor doutor John Eloi Bezerra.

A planilha aqui desenvolvida, mostrada na Figura 55, tem os mesmos dados de entrada que a planilha cedida pelo professor, e os mesmos resultados que seria a quantidade de armadura. Ressalta-se que a planilha aqui desenvolvida só é útil para blocos sobre 4 estacas.

Figura 55: Planilha de Dimensionamento de Bloco Sobre 4 Estacas – Pilar 28.

DIMENSIONAMENTO DE BLOCO SOBRE 4 ESTACAS		EXEMPLO - P 28								
DADOS DE ENTRADA										
Φ da estaca (m)	ESP. "e" (m)	LADO DO PILAR "b" (m)	CARGA NO PILAR "P" (MN)	TIPO DE AÇO	Fyk (MPa)	Fck (concreto) (MPa)	Ftk (MPa)	γ	LARGURA BLOCO "bw"	ALTURA ÚTIL INICIAL
0,7	1	0,3	4,5	CA-50	500	18	1,8	1,96	1,3	1
RESULTADOS		CRITERIO INICIAL PARA ALTURA ÚTIL				DETALHAMENTO				
ALT. MIN "d"	1	$d \geq \frac{e \cdot \sqrt{2}}{2}$				ARM. PRINCIPAL	Φ(mm)	Nº BARRAS	ESP. (cm)	
a/d _{min}	0,5						25	7	17	
carga de cada estaca V	2,3					OBS: Armadura principal é disposta para as duas direções				
γ*V/(bw*d)	3,4	VERIFICAÇÃO DAS BIELAS				ARM. DE PELE	Φ(mm)	Nº BARRAS	ESP. (cm)	
VERIFICAÇÃO BIELAS	verificado	$T = \frac{P \cdot (2 \cdot e - b)}{8 \cdot d}$					6,3	13	7	
Tx	0,96	EQUAÇÃO USADA PARA ÁREA DE AÇO								
As DE CALCULO (cm ²)	30,8	$As = \frac{1,6 \cdot Tx}{f_{yk}}$								
As DE PELE (cm ²)	3,8									
As min (cm ²)	19,5									
As principal adotada (cm ²)	30,8									

Fonte: Autor (2018).

A planilha desenvolvida nesse trabalho igualmente a cedida pelo professor John Bezerra, são totalmente automatizada, bastando que o usuário entre com os dados de entrada que estão especificados na mesma. A disposição das armaduras é feito em forma de malha como a literatura do Alonso (1982) relata, onde a armadura principal obtida na planilha é usada nas duas direções, formando a referida malha.

Os resultados gerados são idênticos entre as planilhas, desde que os dados de entradas sejam iguais. As verificações das bielas de compressão são verificadas da seguinte forma: Se estiver tudo certo com as análises a planilha retornará, “verificado”, se não ela retornará, “Redimensiona”. Quando não passar as verificações, o usuário deverá rever seus dados de entrada, um dado a ser modificado, como exemplo, seria a altura do bloco.

5. CONCLUSÃO

O trabalho aqui apresentado, para um edifício de múltiplos pavimentos localizado na cidade de Caruaru-PE, apresentou como desejado resultados com relação à modelagem da edificação, cálculo da capacidade de carga, dimensionamento da fundação (estaca e bloco de coroamento):

- Com relação a modelagem da edificação, a mesma foi executada no software Eberick da altoQI. Com intuito que todos os limites normativos analisados pelo o programa fossem atendidos, para isso, foi necessária a modificação da seção de alguns pilares, concluindo-se assim todo o dimensionamento. A explicação para os pilares não passarem inicialmente com as dimensões reais, ser devido a utilização de outro software comercial para o dimensionamento. Sendo, restante dos elementos estruturais, como, vigas e lajes laçados exatamente como o projeto real.
- O cálculo da capacidade de carga foi executado com uma planilha comercial cedida pelo professor Gérson Miranda, a qual fornece o resultado da capacidade de carga do perfil do solo de entrada por 5 métodos diferentes, tendo estes significativas variações entre seus resultados a depender do nível de conservação do método.
- O dimensionamento da fundação se deu a partir da própria planilha de capacidade de carga, pois a mesma possui como uns de seus dados de entrada o diâmetro e o comprimento da estaca, estes a serem escolhidos a partir do catalogo da estaca que mais se adequa-se com o tipo de perfil de solo e localidade.
- O dimensionamento dos blocos de coroamento foi realizado a partir da planilha de cálculo desenvolvida pelo professor John Eli Bezerra, esta usa como princípio teórico o Alonso (1982), todos os blocos foram dimensionados e detalhados.
- Duas planilhas foram desenvolvidas nesse trabalho, uma para o cálculo da capacidade de carga para o método de Aoki-Velloso e outra para o dimensionamento de blocos sobre 4 estacas, ambas com resultados bem parecidos com as planilhas usadas. A comparação dessas planilhas, mostra

uma calibração de cálculo e o quanto está correta a aplicação da teoria por trás das mesmas.

- Sugestões para trabalhos futuros

Este trabalho incentiva a continuação do estudo do cálculo da capacidade de carga e dimensionamento das fundações profunda, para esse edifício, com o intuito de melhorar mais ainda o trabalho desenvolvido aqui, lembrando sempre a importância de se preservar a segurança, economia e funcionalidade nas escolhas consideradas. Há muita coisa ainda a ser aperfeiçoada, pois há sempre o que se melhorar em um projeto como esse.

REFERÊNCIAS

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

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Exercícios de Fundações**. 2 ed. São Paulo: Blucher, 2010.

ALONSO, Urbano Rodrigues. **Dimensionamento de fundações profundas**. São Paulo: Blucher, 1989.

ALBERT, Ivan andrzejewki, **Estudo e Dimensionamento de Fundação Profunda por Estacas tipo Raiz**. Florianópolis, Universidade Federal de Santa Catarina, 2015.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimento com SPT - Método de ensaio. Rio de Janeiro, 2001.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado - Procedimento. Rio de Janeiro, 2007

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 12069**: Solo - Ensaio de penetração de cone em situ (CPT). Rio de Janeiro, 1991.

OLIVEIRA FILHO, Ubirajara Marque de, **Fundações Profundas** 2.ed. Porto Alegre: D.C. Luzzattoo 1985.

BEILFUSS, Tatiane. **Estudo comparativo da fundação de um edifício modelo: Estaca x Tubulão**. Ijuí, Rio Grande do Sul, Universidade Regional do nordeste do estado do Rio Grande do Sul, 2012.

BENEGAS, Elana Quevedo. **Previsões para Curva Carga-Recalque de Estacas a Partir do S.P.T.** 1993. Dissertação (Mestrado em Engenharia Civil) – COPPE, Universidade Federal do Rio de Janeiro, Rio de Janeiro, 1993.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto II**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Estadual Paulista. Bauru, junho 2005.

CAPUTO, Homero Pinto. **Mecânica dos solos e suas aplicações**. Rio de Janeiro: Livros Técnicos e Científicos Editora, 1974. Vol. 2. 122

CARVALHO, Roberto Chust; PINHEIRO, Libânio Miranda. **Cálculo e Detalhamento de Estruturas usuais de Concreto Armado**. Rio de Janeiro: Pini, 2009.

CINTRA, José Carlos; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas** - projeto geotécnico. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

DECOURT, L.; et al. Análise e Projeto de fundações profundas. In: **Fundações, Teoria e Prática**. Ed. Pini/ABMS/ABEF, 1996. cap. 8, p. 265-327.

FÁZFACIL. – **Formas usuais de uma sapata isolada**. Disponível em: <<http://www.fazfacil.com.br/reforma-construcao/sapatas-da-construcao/>>.

FUGRO in situ. - **Execução do ensaio CPT**. Disponível em: <<http://www.fugroinsitu.com.br/Ensaio-de-Penetracao-de-Cone-Eletrico-com-Medida-de-Poropressao-CPTu.aspx>>.

FUNDESP. - Diâmetros equivalentes de estaca tipo raiz. Disponível em: <<http://www.fundesps.com.br/2009/estacasraiz.html>>.

HACHICH et. al, Waldemar. **Fundações** - Teoria e prática (2 ed.). São Paulo: Editora Pini. 1998.

INÁCIO Estaqueamento. - **Execução de estacas cravadas de concreto armado pré-moldado**. Disponível em: <<http://www.inacioestaqueamento.com.br/servicos>>.

JOPPERT JR, Ivan. **Fundações e contenções de edifícios** – qualidade total na gestão do projeto e execução. 1.ed. São Paulo: PINI, 2007. 221p. il. Inclui bibliografias.

NOGUEIRA, Rogério Carvalho Ribeiro. **Comportamento de Estacas tipo Raiz, Instrumentadas, Submetidas à Compressão Axial, em Solo de Diabásio**. 2004. Dissertação (Mestrado em Geotecnia) – Universidade Estadual de Campinas, Campinas, 2004.

PEDREIRA, Laedson silva, PACHECO, Thiago Mendonça. **Programa para Cálculo da Capacidade de Carga e Dimencionameto de Estrutural de Estacas**, XV SEPA - Seminário Estudantil de Produção Acadêmica, UNIFACS, 2016.

QUARESMA, A. R. et al. **Investigações geotécnicas**. Fundações teoria e prática. São Paulo:Pini, 1998. 43 p.

RODRIGUES, Edmundo. **Estudo das fundações**. [Rio de Janeiro]. Disponível em: <<http://www.wufrj.br/institutos/it/dau/profs/edmundo/Cap%EDtulo2-%20Funda%E7%F5es.pdf>>

RODRIGUES, Paulo Cesar. **Notas de Aula da disciplina de Estruturas de Concreto Armado I**. Curso de graduação em Engenharia Civil. Universidade Regional do Noroeste do Estado do Rio Grande do Sul. Ijuí, 2011.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**. Fundações Profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. (v. 2).