

UNIVERSIDADE TECNOLÓGICA FEDERAL DO PARANÁ

ANA LUISA DA FONTOURA SFEIR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE UMA OBRA PÚBLICA NA CIDADE DE
GUARAPUAVA**

GUARAPUAVA

2021

ANA LUISA DA FONTOURA SFEIR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE UMA OBRA PÚBLICA NA CIDADE DE
GUARAPUAVA**

**TECHNICAL AND ECONOMIC COMPARATIVE ANALYSIS OF SURFACE AND
DEEP FOUNDATIONS OF A PUBLIC WORK IN THE CITY OF GUARAPUAVA**

Trabalho de conclusão de curso de graduação apresentado como requisito para obtenção do título de Bacharel em Nome do curso Engenharia Civil da Universidade Tecnológica Federal do Paraná (UTFPR).

Orientador: Carlos Francisco Pecapedra Souza.

GUARAPUAVA

2021



[4.0 Internacional](https://creativecommons.org/licenses/by/4.0/)

Esta licença permite compartilhamento, remixe, adaptação e criação a partir do trabalho, mesmo para fins comerciais, desde que sejam atribuídos créditos ao(s) autor(es). Conteúdos elaborados por terceiros, citados e referenciados nesta obra não são cobertos pela licença.

ANA LUISA DA FONTOURA SFEIR

**ANÁLISE COMPARATIVA TÉCNICO E ECONÔMICA DE FUNDAÇÕES
SUPERFICIAIS E PROFUNDAS DE UMA OBRA PÚBLICA NA CIDADE DE
GUARAPUAVA**

Trabalho de conclusão de curso de graduação
apresentado como requisito para obtenção do título de
Bacharel em Nome do curso Engenharia Civil da
Universidade Tecnológica Federal do Paraná
(UTFPR).

Orientador: Carlos Francisco Pecapedra Souza.

Data de aprovação: 09/dezembro/2021

Carlos Francisco Pecapedra Souza
Titulação Mestrado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Dyorgge Alves Silva
Titulação Mestrado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

Gustavo De Miranda Saleme Gidrao
Titulação Doutorado
Universidade Tecnológica Federal do Paraná

GUARAPUAVA

2021

AGRADECIMENTOS

Agradeço a minha família, sem o apoio e compreensão de vocês nos momentos de dificuldade, não conseguiria trilhar essa jornada sozinha. Sempre me ajudando e incentivando mesmo com a distância que a graduação impôs.

Ao meu namorado, João Guilherme, por sempre estar do meu lado me apoiando e me ajudando em tudo que era necessário para conseguir alcançar meus objetivos.

As minhas amigas que Guarapuava me trouxe, Anna Flávia, Ana Caroline, Giovana, Alessandra e Vanessa, e tantos outros que passaram na minha vida, sem vocês nesses anos a graduação não seria a mesma.

As minhas amigas de Curitiba, Nathália Ruppel, Nathália Gabriella, Fernanda e Elaine, mesmo com a distância sempre me apoiaram quando precisei e não desistiram de mim.

Ao meu orientador Professor Carlos Francisco Pecapedra Souza, pela orientação e auxílio durante o desenvolvimento do trabalho. A todos os professores que passaram pela minha vida acadêmica, sem vocês nessa jornada a graduação não seria a mesma.

A todos que me ajudaram de alguma maneira durante a minha graduação.

RESUMO

A grande variedade de sistemas de fundação disponíveis no mercado, é cada vez maior, e faz-se necessário entender em qual situação devem ser utilizados. Dentro das fundações existem dois grandes grupos: as superficiais e profundas. As superficiais transmitem as tensões ao solo a partir da sua base e as profundas transmitem as tensões pelo atrito do fuste da estaca com o solo. O presente trabalho tem o objetivo de avaliar, dimensionar e comparar diferentes tipos de fundações que podem ser utilizadas no bloco N de uma Instituição pública de ensino, localizada no município de Guarapuava. Para a elaboração do trabalho realizou-se pesquisa bibliográfica sobre fundações, analisou-se quais fundações poderiam ser empregadas, determinou-se a capacidade de carga do solo, e promoveu-se a determinação das tensões provenientes da estrutura utilizando o Software TQS. A partir dos resultados obtidos foi realizado o cálculo das sapatas e dos blocos sobre estacas através do método bielás e tirantes e realizado o orçamento das soluções propostas. Através dos resultados obtidos, foi possível assegurar, para as condições do projeto, que a fundação superficial por sapatas é a melhor escolha, economicamente e tecnicamente, apresentando menor custo e tempo de execução. Por meio da elaboração deste trabalho, foi possível estabelecer roteiros de cálculo para as fundações superficiais e profundas, além de definir a melhor alternativa para a estrutura estudada.

Palavras-chave: Fundações (Engenharia). Dimensionamento. Orçamento

ABSTRACT

The wide variety of foundation systems available on the market is increasing, and it is necessary to understand in which situation they should be used. Within foundations, there are two large groups: the superficial and the deep. The superficial ones transmit tensions to the ground from its base and the deep ones transmit tensions due to friction between the pile shaft and the soil. The present work has the objective of evaluating, dimensioning and comparing different types of foundations that can be used in block N of a public educational institution, located in the city of Guarapuava. For the elaboration of the work, bibliographical research on foundations was carried out, it was analyzed which foundations could be used, the load capacity of the soil was determined, and it was promoted the determination of the tensions coming from the structure using the TQS Software. From the results obtained, the calculation of the foundations and blocks on piles was carried out using the connecting rods and tie-rods method and the budget of the proposed solutions was carried out. Through the results obtained, it was possible to ensure, for the conditions of the project, that the superficial foundation by footings is the best choice, economically and technically, with lower cost and execution time. Through the elaboration of this work, it was possible to establish calculation scripts for superficial and deep foundations, in addition to defining the best alternative for the studied structure.

Palavras-chave: Foundations (Engineering). Sizing. Budget.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

| | |
|--|----|
| Figura 1- Esquema de sondagem SPT | 14 |
| Figura 2- Fundação superficial e profunda | 16 |
| Figura 3- Fundações superficiais mais usuais..... | 17 |
| Figura 4- Sapata isolada quadrada | 19 |
| Figura 5- Sapata corrida..... | 20 |
| Figura 6- Sapata associada sem viga de rigidez..... | 21 |
| Figura 7- Sapata associada com viga de rigidez..... | 21 |
| Figura 8 – Sapata sob ação de carga centrada..... | 22 |
| Figura 9- Sapata sob ação de carga excêntrica | 22 |
| Figura 10- Detalhes construtivos para sapata | 24 |
| Figura 11- Dimensões em planta da sapata isolada | 27 |
| Figura 12- Dimensões em planta da sapata associada..... | 29 |
| Figura 13- Caminho da carga do pilar em direção a base da sapata | 30 |
| Figura 14- Perfis de estacas pré-moldadas em concreto | 35 |
| Figura 15- Resistências que constituem as estacas | 36 |
| Figura 16- Bloco de coroamento sobre estaca e tubulão | 41 |
| Figura 17- Detalhamento de bloco sobre uma estaca..... | 42 |
| Figura 18- Detalhamento do bloco sobre duas estacas | 44 |
| Figura 19- Localização do bloco N..... | 50 |
| Figura 20- Localização dos furos de sondagem..... | 51 |
| Figura 21- Diagrama das etapas do trabalho | 54 |
| Figura 22- Bloco N | 59 |

LISTA DE TABELAS

| | |
|---|----|
| Tabela 1- Coeficiente K e razão de atrito α | 38 |
| Tabela 2- Fatores de correção F_1 e F_2 | 39 |
| Tabela 3- Carga de catálogo das estacas pré-moldadas | 40 |
| Tabela 4- Carga de catálogo das estacas escavadas | 40 |
| Tabela 5- Capacidade de carga furo 9 | 56 |
| Tabela 6- Capacidade de carga furo 10 | 56 |
| Tabela 7- Capacidade de carga furo 11 | 56 |
| Tabela 8- Perfil de solo furo 9 | 57 |
| Tabela 9- Capacidade de carga furo 9 | 57 |
| Tabela 10-Perfil de solo furo 10 | 58 |
| Tabela 11- Capacidade de carga furo 10 | 58 |
| Tabela 12- Perfil de solo furo 11 | 58 |
| Tabela 13- Capacidade de carga furo 11 | 59 |
| Tabela 14- Cargas obtidas pelo Software TQS | 60 |
| Tabela 15-Dimensões das sapatas | 62 |
| Tabela 16-Quantidade de estacas por bloco..... | 63 |
| Tabela 17- Dimensões dos blocos de coroamento | 64 |
| Tabela 18- Quantitativo das sapatas | 66 |
| Tabela 19-Composição de serviços fundações superficiais | 66 |
| Tabela 20-Quantitativo aço blocos de coroamento | 68 |
| Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas | 68 |

SUMÁRIO

| | |
|---|-----------|
| 1 INTRODUÇÃO | 8 |
| 2 OBJETIVOS | 10 |
| 2.1 Objetivos principais | 10 |
| 2.2 Objetivos secundários..... | 10 |
| 3 INVESTIGAÇÃO DO SOLO | 11 |
| 3.1 Ensaio de penetração normal spt..... | 12 |
| 3.1.1 Procedimento do ensaio SPT | 13 |
| 4 FUNDAÇÕES | 16 |
| 4.1 Fundações superficiais | 16 |
| 4.1.1 Classificação das sapatas | 18 |
| 4.1.2 Dimensionamento das sapatas..... | 23 |
| 4.2 Fundações profundas..... | 32 |
| 4.2.1 Estacas | 33 |
| 4.2.2 Capacidade de carga..... | 36 |
| 4.2.3 Carga admissível | 39 |
| 4.2.4 Bloco de coroamento | 41 |
| 5 CONFECÇÃO DE ORÇAMENTO | 47 |
| 6 SOFTWARE TQS | 49 |
| 7 MATERIAIS E MÉTODOS..... | 50 |
| 7.1 Análise geotécnica..... | 50 |
| 7.2 Análise do projeto estrutural | 51 |
| 7.2.1 Software TQS | 52 |
| 7.3 Dimensionamento e orçamento..... | 52 |
| 8 RESULTADOS E DISCUSSÕES | 55 |
| 8.1 Resultados do solo | 55 |
| 8.1.1 Fundações superficiais | 55 |
| 8.1.2 Fundações profundas | 57 |
| 8.2 Resultados análise estrutural | 59 |
| 8.2.1 Dimensionamento fundações superficiais..... | 61 |
| 8.2.2 Dimensionamento fundações profundas..... | 62 |
| 8.3 Orçamento | 65 |
| 8.3.1 Fundações superficiais | 66 |
| 8.3.2 Fundações profundas | 67 |
| 8.3.3 Comparativo das propostas | 72 |
| 9 CONCLUSÃO..... | 75 |
| REFERÊNCIAS..... | 76 |
| APÊNDICE A - CRITÉRIOS UTILIZADOS NO SOFTWARE TQ | 80 |
| APÊNDICE B - PLANTA BAIXA SAPATA E BLOCOS DE COROAMENTO..... | 84 |

| | | |
|------------------|--|------------|
| ANEXO A - | ÁREA DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA | 86 |
| ANEXO B - | COMPRIMENTO DE ANCORAGEM | 88 |
| ANEXO C - | PLANTAS BAIXA BLOCO N..... | 90 |
| ANEXO D - | RELATÓRIO DE SONDAGEM..... | 94 |
| ANEXO E - | PLANTA ESTRUTURAL BLOCO N..... | 103 |

1 INTRODUÇÃO

De acordo com Albuquerque e Garcia (2020), a estrutura de uma edificação necessita de uma base sólida e estável para ser apoiada, dessa forma a estrutura de fundação pode ser considerada a parte mais importante da estrutura. A fundação é um sistema formado pelo terreno e o elemento estrutural de fundação no qual se transmite toda a carga proveniente da edificação ao solo.

Segundo Velloso e Lopes (2010), para o projeto e execução de fundações são necessários conhecimentos geotécnicos e estruturais. Usualmente, a estrutura da edificação é calculada por um engenheiro estrutural que supõe os apoios indeslocáveis, resultando em um conjunto de cargas que são fornecidos ao calculista de fundações. Com as ações resultantes na estrutura, cabe ao projetista determinar o sistema de fundação mais adequado, por meio de uma análise detalhada do terreno em que será construída a edificação.

A concepção de um projeto está associada a diversos parâmetros, segundo Andrade (2003) os dados necessários para a determinação das fundações são relativos para cada projeto, dependendo de variáveis como: porte da edificação, funcionalidade, concepção estrutural adotada, problemas relativos ao solo, entre outras.

Fundações bem projetadas correspondem de 3% a 10% do custo total do edifício; porém, se forem mal concebidas e mal projetadas, podem atingir 5 a 10 vezes o custo da fundação mais apropriada para o caso (BRITO, 1987).

Na área de fundações existem diversas soluções de projeto para a mesma edificação, diferentes estruturas de fundações apresentam vantagens e desvantagens na escolha. Segundo Velloso e Lopes (2010) as fundações são subdividas em fundações superficiais e fundações profundas; dentre elas possuem diferentes elementos, que podem ser utilizados para transmitir os esforços produzidos pela estrutura para o solo em que estão alocadas. Tal diversidade de soluções para uma mesma estrutura possibilita a reflexão sobre as melhores possibilidades para determinado projeto.

Diante do apresentado, este projeto de pesquisa visa auxiliar na escolha da fundação mais adequada para o Bloco da Instituição pública de ensino no município de Guarapuava, edificação que futuramente será construída, a partir de dados

fornecidos pela Instituição. Constam nos relatórios obtidos, o perfil do solo e sua resistência com base de uma sondagem SPT executada em 2013, juntamente com o projeto estrutural do bloco. A obtenção do conjunto de cargas se dará a partir do software TQS, e após será realizado o dimensionamento da capacidade de carga do solo. A partir destes dados serão definidas as estruturas de fundação mais adequadas sob os aspectos técnicos e econômicos.

2 OBJETIVOS

2.1 OBJETIVOS PRINCIPAIS

O objetivo principal deste trabalho é realizar uma comparação entre dois tipos de fundações, superficial e profunda, para o bloco, edificação a ser construída no campus de uma Instituição pública de ensino, no município de Guarapuava, propondo a melhor solução do ponto de vista técnico e econômico.

2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS

Os objetivos secundários deste trabalho são:

- Caracterizar os tipos de fundações de acordo com a classificação, tipos e vantagens e desvantagens segundo a bibliografia técnica;
- Realizar a identificação das normas e métodos utilizados na concepção de um projeto de fundações;
- Analisar as cargas atuantes da edificação na fundação mediante ao uso do software TQS;
- Dimensionar as estruturas de fundação para o bloco;
- Determinar a solução, técnica e econômica, mais adequada para a estrutura.
- Indicar a estrutura de fundação mais adequada ao problema.

3 INVESTIGAÇÃO DO SOLO

Para a realização de um projeto de fundações é preciso o conhecimento do solo em que será empregada a estrutura, isto é feito a partir de ensaios de campo. De acordo com Albuquerque e Garcia (2020) o custo de uma investigação de solo bem conduzida possui valor de 0,5 a 1,0% do orçamento total da obra.

Segundo Velloso e Lopes (2010), para uma investigação adequada do subsolo existem três etapas para seguir, são elas:

- Investigação preliminar;
- Investigação complementar ou de projeto;
- Investigação para a fase de execução.

Ainda, segundo os mesmos autores, a investigação preliminar consiste em conhecer as principais características do subsolo, geralmente são executadas apenas sondagens a percussão. Na investigação complementar são esclarecidas as feições relevantes do subsolo e as propriedades mais importantes do ponto de vista das fundações. A investigação para a fase de execução visa confirmar as condições de projeto em áreas críticas da obra, seja pela responsabilidade das fundações ou pela grande variação dos solos na obra.

Andrade (2003) cita que a ausência de uma investigação geotécnica pode ocasionar em uma definição inadequada do elemento de fundação empregado, podendo acarretar outros transtornos, como uma eventual recuperação estrutural que possuem custos muitos elevados.

De acordo com Quaresma *et al.* (2009), no Brasil há predominância quase que total de ensaios *in situ*, ficando investigação laboratorial restrita a casos especiais.

Entre os ensaios de campo existentes se destacam:

- O Standard Penetration Test - SPT;
- O Standard Penetration Test, complementado com medidas de torque - SPT-T;
- O ensaio de penetração de cone - CPT;
- O ensaio de penetração de cone com medidas das pressões neutras – CPT-U;
- O ensaio de palheta – “Vane Test”;
- Os pressiômetros (de Ménard e auto perfurantes);
- O dilatômetro de Marchetti;
- Os ensaios de carregamento de placa – provas de carga;
- Os ensaios geofísicos, em particular o ensaio de Cross-Hole.

Segundo Rabello (2008) apesar de não ser o mais perfeito processo de sondagem, o procedimento mais utilizado no Brasil e, na maior parte do mundo, é o Standard Penetration Test – SPT, conhecido também como Ensaio de Penetração Normal.

3.1 ENSAIO DE PENETRAÇÃO NORMAL SPT

“A sondagem é um procedimento que objetiva conhecer as condições naturais do solo, visando reconhecer seu tipo, características físicas e principalmente sua resistência” (REBELLO, 2008, p. 27).

Segundo Schnaid e Odebrecht (2012), o Standard Penetration Test (SPT) funciona como indicativo da densidade de solos granulares e é aplicado também na identificação da consistência de solos coesivos, esse ensaio constitui-se em uma medida de resistência dinâmica conjugada a uma sondagem de simples reconhecimento.

O ensaio de penetração normal é padronizado pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), três normas abordam o assunto, são estas:

- NBR 6484:2001 - Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio;
- NBR 8036:1983 – Programação de sondagens de simples reconhecimento de solos para fundações de edifícios;
- NBR 6505:1995 – Terminologia de solos e rochas.

A ABNT (1983) N° 8036 normatiza as sondagens quanto ao número, localização e profundidade de furos para a realização da análise do solo. Ainda de acordo com a norma as sondagens devem respeitar um número no mínimo de furos, em quaisquer circunstâncias do local da obra, onde:

- Para edificações em planta de até 200 m² devem ser feitas duas;
- Três para áreas entre 200 m² e 400 m² em planta;
- Para edificações com planta de até 1200m², uma a cada 200m²;
- Uma a cada 400 m² para áreas em plante entre 1200 m² e 2400m²;
- Acima 2400 m² o número de sondagens deve ser fixado de acordo com o plano particular da construção.

A norma não expressa um número máximo de sondagens a serem realizadas em um projeto, mas deve ser suficiente para fornecer o melhor quadro das prováveis

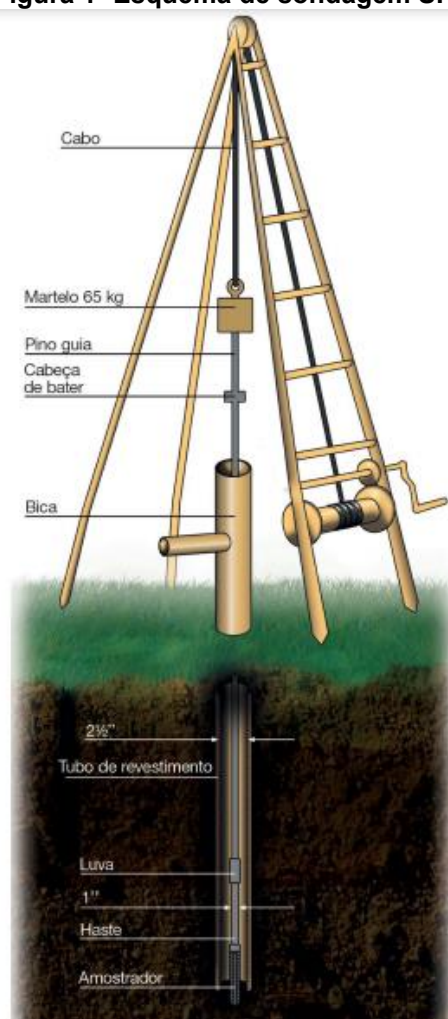
variações das camadas do subsolo do local da obra. Em casos que ainda não houver disposição em planta do edifício, a ABNT (1983) N° 8036 prescreve que o número de sondagens deve ser fixado de forma que a distância máxima entre elas seja de 100 m, com no mínimo três sondagens.

A profundidade a ser explorada pela sondagem simples deve ser estimada de acordo com as características da topografia e geotecnia do local, a ABNT (1983) N° 8036 recomenda que sejam levadas até a profundidade onde o solo não seja mais significativamente solicitado pelas cargas estruturais.

3.1.1 Procedimento do ensaio SPT

O procedimento para o ensaio SPT consiste pela penetração de um amostrador padrão, conhecido como amostrador Terzaghi, onde por queda livre a uma altura de 75 cm um peso padrão de 65 kgf, chamado de martelo, é lançado. O amostrador é fixado a uma haste, que vai rosqueando-se à medida que o amostrador aprofunda-se no solo. “Esse amostrador constitui-se de duas meias-canais, e pode ser aberto para que se realize a verificação do solo retido” (REBELO, 2008, p. 28). A Figura 1 apresenta o esquema de sondagem.

Figura 1- Esquema de sondagem SPT



Fonte: Adaptado de Schnaid e Odebrecht, (2012).

As características da aparelhagem correta para usar no ensaio estão normatizadas pela ABNT (2001) N° 6484. Para a definição do SPT, inicialmente faz-se a marcação de 45 cm na haste do amostrador, em segmentos de 15cm. Após essa marcação penetra-se o amostrador em 15 cm de solo, após esta primeira inserção é registrado o número de golpes necessários para penetrar mais 15 cm, onde este número é o Índice de Resistência a Percussão N, e a soma de golpes necessários para cravação dos últimos 30 cm. Este valor N é obtido a cada metro perfurado.

De acordo com Schnaid e Odebrecht (2012), a perfuração é realizada por gradagem e circulação de água, as amostras representativas do solo são coletadas a cada metro de profundidade. Segundo Andrade (2003), este tipo de sondagem permite determinar a espessura das diferentes subcamadas do solo, fornecendo a profundidade em que a sondagem atinge o nível d'água e a camada impenetrável.

A ABNT (2020) N° 6484 define os critérios para a paralisação da sondagem, sendo de responsabilidade do contratante os limites para serem feitos, em caso de ausência de critérios devem-se adotar os seguintes:

- Até a profundidade em que se tenham obtidos 10 m de resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 25 golpes;
- Até a profundidade no qual em 8 m tenham se obtido resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 30 golpes;
- Até a profundidade no qual em 6 m tenham se obtido resultados consecutivos indicando N iguais ou superiores a 35 golpes;

Ainda, segundo a norma, se o amostrador não avançar durante a aplicação de cinco golpes consecutivos no martelo, deve-se interromper o teste. A sondagem se dá por encerrada quando, no ensaio de avanço da perfuração por água, forem obtidos valores inferiores a 50 mm de perfuração.

A norma ainda apresenta uma tabela com a classificação dos solos de acordo com o índice de resistência à penetração (N_{spt}), esta classificação se dá quanto a compacidade e consistência apresentado. O Quadro 1 mostra a classificação do solo segundo a norma.

Quadro 1- Compacidade e consistência de solo

| Solo | Índice de resistência à penetração N | Designação ^a |
|----------------------------|--------------------------------------|---------------------------|
| Areias e siltes arenosos | ≤ 4 | Fofa (o) |
| | 5 a 8 | Pouco compacta (o) |
| | 9 a 18 | Medianamente compacta (o) |
| | 19 a 40 | Compacta (o) |
| | > 40 | Muito compacta (o) |
| Argilas e siltes argilosos | ≤ 2 | Muito mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Média (o) |
| | 11 a 19 | Rija (o) |
| | 20 a 30 | Muito rija (o) |
| | > 30 | Dura (o) |

Fonte: Adaptado de NBR 6484, (2020).

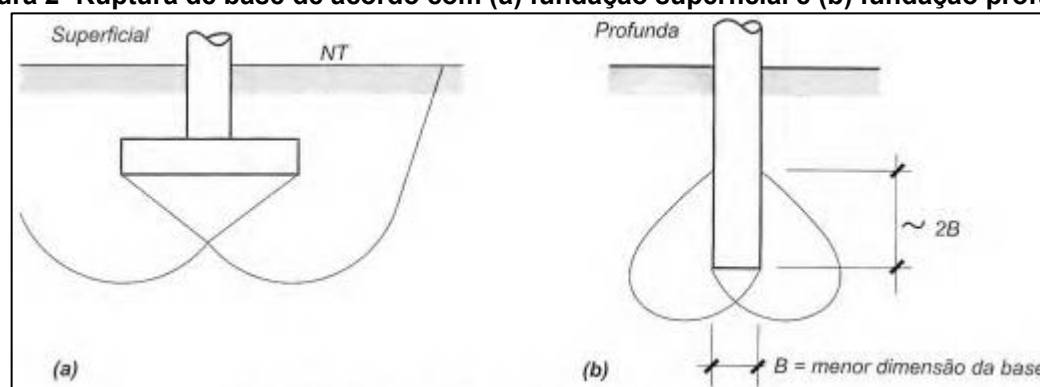
4 FUNDAÇÕES

De acordo com Souza e Santos (2014), fundação é entendido como todo o conjunto de peças estruturais que possuem finalidade transmitir toda carga proveniente da superestrutura para o solo e ao mesmo tempo resistir as tensões impostas pelos esforços solicitantes, sem causar rupturas no terreno com segurança, economia e durabilidade.

Velloso e Lopes (2010) citam, as fundações são comumente separadas em fundações superficiais (ou diretas ou rasas) e fundações profundas. São fundações superficiais os blocos, as sapatas, as grelhas, e os radiers. Já as fundações profundas são as estacas, tubulão e caixão.

Ainda segundo os autores, a distinção entre as fundações se dá a partir do critério de ruptura de base, em fundações profundas a ruptura não atinge a superfície do terreno. A Figura 2 demonstra o funcionamento do mecanismo de ruptura.

Figura 2- Ruptura de base de acordo com (a) fundação superficial e (b) fundação profunda.



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, (2010).

4.1 FUNDAÇÕES SUPERFICIAIS

Fundação superficiais (direta ou rasa) é o elemento de fundação cuja base está assentada em profundidade inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação, recebendo aí as tensões distribuídas que equilibram a carga aplicada (ABNT, N° 6122, 2019).

Essas fundações devem ser apoiadas em profundidade mínima de 1,5 m a partir da superfície do terreno, exceto quando apoiada em material com características de rocha (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). De acordo com Teixeira e Godoy (2009),

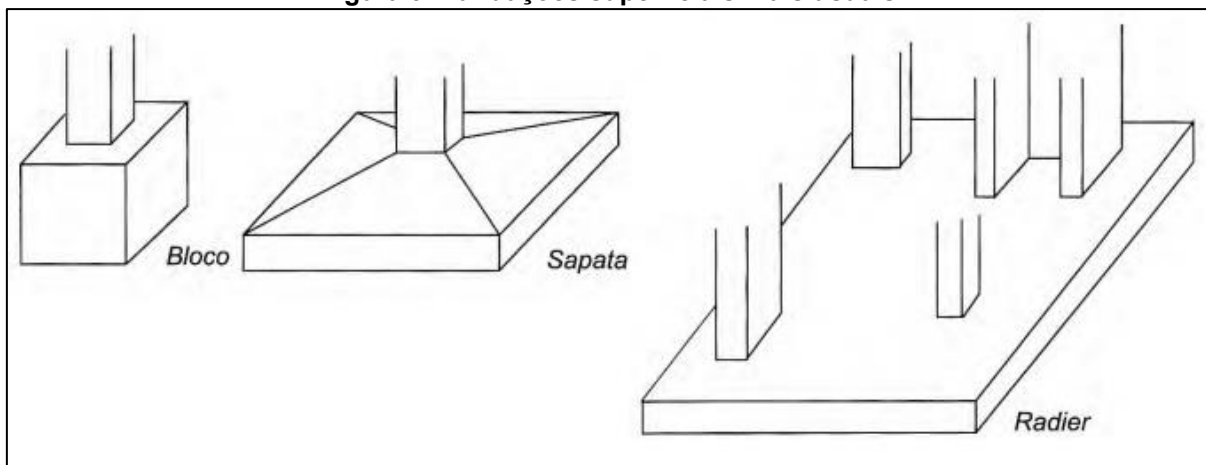
uma fundação rasa para um prédio com dois subsolos ainda será considerada rasa, mesmo que apoiada a sete metros abaixo do nível da rua.

A ABNT (2019) N° 6122, apresenta os diversos tipos de fundações rasas existentes, sendo:

- Bloco de fundações: elemento dimensionado de modo que as tensões de tração resultantes sejam resistidas sem a necessidade de armadura, podendo ser de concreto, alvenaria ou pedras. Geralmente, usa-se blocos quando a profundidade da camada resistente do solo está entre 0,5 e 1,0 m de profundidade (BRITO,1987);
- Sapata: elemento de fundação rasa, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim. Sendo subdivididas em: sapata isolada, sapata associada e sapata corrida;
- Radier: elemento de fundação rasa dotado de rigidez para receber e distribuir mais que 70% das cargas da estrutura.

A Figura 3 apresenta a configuração dos tipos mais usuais de fundações superficiais.

Figura 3- Fundações superficiais mais usuais



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, (2010).

Segundo Bastos (2019), sapata é o elemento de fundação superficial mais comum, devido a sua grande variabilidade existente em configuração e forma dos elementos estruturais que se apoiam.

As sapatadas, ao contrário dos blocos, não estão sujeitas apenas à compressão simples, mas também à flexão, devendo neste caso serem executadas incluindo material resistente à tração (BRITO, 1987).

4.1.1 Classificação das sapatas

Segundo Alva (2007), as sapatas são classificadas seguindo três critérios sendo eles quanto a rigidez, forma e solicitação de cargas.

4.1.1.1 Quanto a rigidez

A ABNT (2014) N° 6118 classifica uma sapata como rígida ou flexível, para a sapata ser considerada rígida deve ser atendida a Equação 1, e para ser considerada flexível a Equação 2.

$$h \geq \frac{B - b}{3} \quad \text{Equação 1}$$

$$h \leq \frac{B - b}{3} \quad \text{Equação 2}$$

Onde:

- h: Altura da sapata (cm);
- B: Dimensão da sapata em uma determinada direção (cm);
- b: Dimensão do pilar na mesma direção (cm).

Ainda de acordo com a norma, a sapata rígida pode ser admitida uma distribuição plana de tensões normais na interação sapata-terreno, já para sapatas flexíveis essa hipótese deve ser revista.

Segundo Alva (2007), as sapatas flexíveis são de uso mais raro, sendo mais utilizadas em estruturas de pequenas cargas. As sapatas rígidas são adotadas em terrenos com boa resistência em camadas mais próximas à superfície.

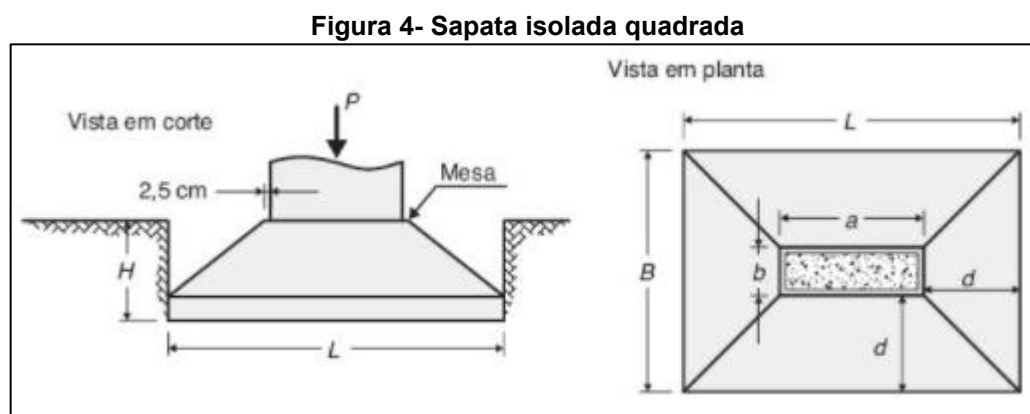
4.1.1.2 Quanto à forma

De acordo com Teixeira e Godoy (2009), as sapatas são classificadas de acordo com sua forma, sendo as mais usuais as isoladas, associadas e corridas.

a) Sapatas isoladas

De acordo com Rabello (2008), as sapatas isoladas são usadas quando as cargas transmitidas pela estrutura são pontuais ou concentradas, como as cargas de pilares e reações de vigas na fundação. Suas dimensões são determinadas pelas cargas aplicadas e pela resistência do solo, as tensões no solo devem ser no máximo iguais a tensão admissível.

Segundo Albuquerque e Garcia (2020) as sapatas possuem altura menor que em relação aos blocos de fundação, sua composição geométrica é formada pelas dimensões em planta e corte. As sapatas podem ser circulares, quadradas e retangulares, na Figura 4 é apresentado o detalhamento de uma sapata retangular.



Fonte: Adaptado de Albuquerque e Garcia, (2020).

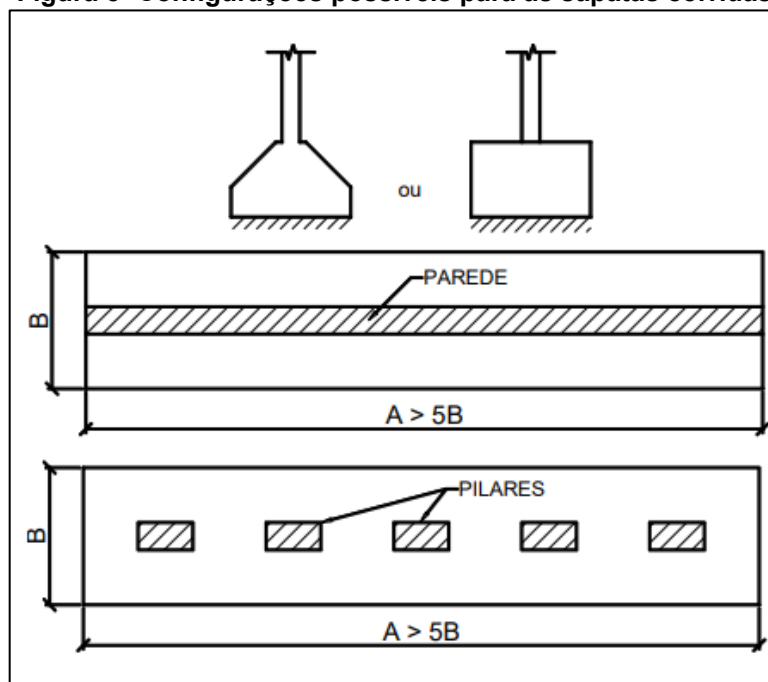
b) Sapatas corrida

Sapata corrida é a sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de três ou mais pilares ao longo de um mesmo alinhamento, desde que representem menos de 70 % das cargas da estrutura (ABNT NBR 6122:2019). São elementos contínuos que acompanham a linha das paredes, as quais lhes transmitem a carga por metro linear (BRITO, 1987).

As sapatas corridas são comuns em construções de pequeno porte, como casas e edificações de baixa altura, galpões, muros de divisa e de arrimo, em paredes de reservatórios e piscinas, etc. Constituem uma solução economicamente muito viável quando o solo apresenta a necessária capacidade de suporte em baixa profundidade (BASTOS, 2019, p.6).

Ainda de acordo com Bastos (2019), a sapata corrida possui comprimento maior que cinco vezes a largura, assim é possível diferenciá-la da sapata isolada retangular. A Figura 5 demonstra as possíveis configurações das sapatas corridas.

Figura 5- Configurações possíveis para as sapatas corridas



Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

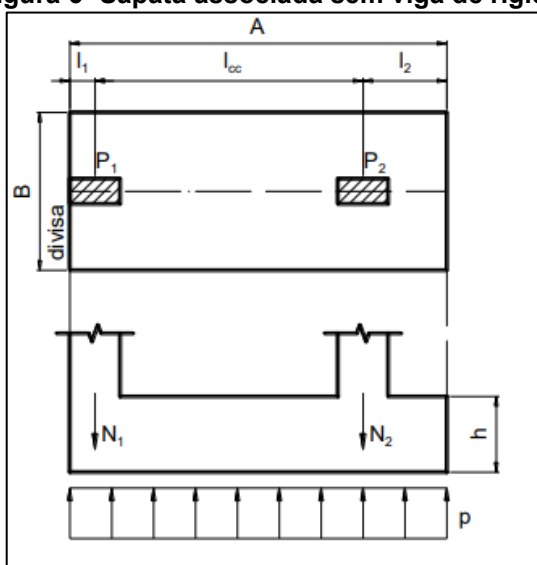
c) Sapata associada

De acordo com a ABNT (2019) N° 6122 a sapata associada é aquela comum a mais que dois pilares, quando não estão alinhados, desde que menos que 70% das cargas da estrutura sejam repassadas para a sapata. Geralmente essa sapata é usada devido à proximidade entre os pilares, não sendo possível projetar uma sapata isolada para cada pilar (BASTOS, 2019).

Para garantir a uniformidade da distribuição das tensões no solo, o centro de sua gravidade deve coincidir com o centro de gravidade das cargas dos pilares. A área da sapata dependerá das cargas de todos os pilares que ela resiste (REBELLO, 2008).

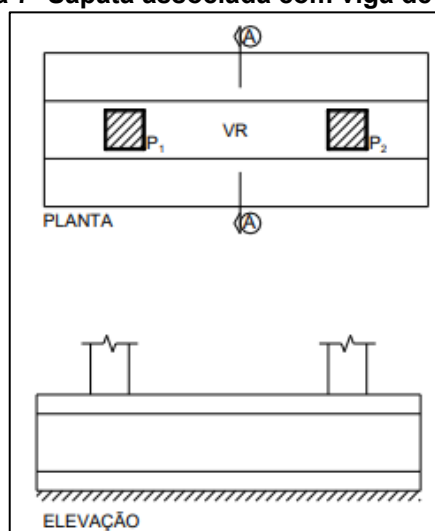
De acordo com Bastos (2019), as sapatas associadas podem ser projetadas com ou sem viga de rigidez, a Figura 6 demonstra a sapata associada sem viga de rigidez e a Figura 7 com viga de rigidez.

Figura 6- Sapata associada sem viga de rigidez



Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

Figura 7- Sapata associada com viga de rigidez

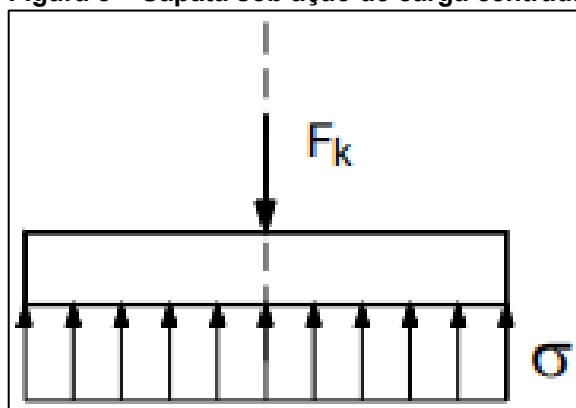


Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

4.1.1.3 Quanto a solicitação de cargas

De acordo com Alva (2007), as sapatas ainda podem ser classificadas sob carga centrada ou excêntrica. A carga centrada ocorre quando à coincidência da carga vertical do pilar com o centro de gravidade da sapata, mostrado na Figura 8, para este caso é admitido que a distribuição uniforme e constante das tensões do solo na base da sapata é igual a divisão entre a carga vertical e a área da sapata, conforme a equação 3 demonstra.

Figura 8 – Sapata sob ação de carga centrada



Fonte: Adaptado de Alva, (2007).

$$\sigma = \frac{F_k}{A}$$

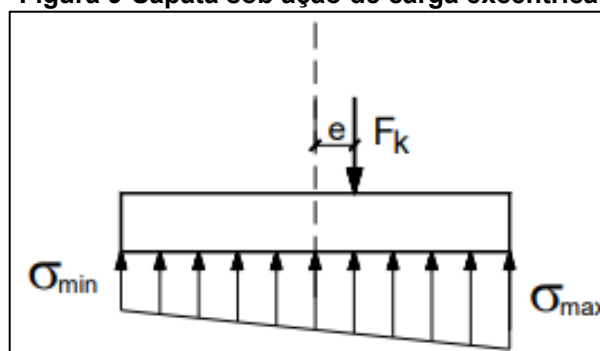
Equação 3

Onde:

- σ : é a tensão do solo (MPa);
- F_k : é a ação vertical do pilar na sapata (kN);
- A : é a área da base da sapata em planta (cm^2).

Ainda de acordo com o autor, as sapatas sob ação de carga excêntrica ocorre quando as ações verticais dos pilares são aplicadas excêntricamente relativamente ao centro de gravidade da sapata, ocasionando momentos nas fundações. A base da sapata fica solicitada por flexão normal composta ou flexão oblíqua composta. A Figura 9 apresenta a configuração da carga aplicada excêntricamente.

Figura 9-Sapata sob ação de carga excêntrica



Fonte: Adaptado de Alva, (2007).

Neste caso a distribuição de tensões depende do ponto de aplicação da força vertical em relação ao núcleo central de inércia da sapata. “Para forças verticais localizadas em qualquer posição pertencente ao núcleo central, as tensões na sapata serão somente de compressão” (ALVA, 2007, p. 9).

4.1.2 Dimensionamento das sapatas

Para o dimensionamento das sapatas é necessário analisar alguns parâmetros, sendo eles a capacidade de carga do solo, dimensão em planta, a altura e as armaduras da sapata. No dimensionamento da armadura da sapata existem diversos métodos para seu cálculo, neste projeto de pesquisa será abordado o método bielas e tirantes.

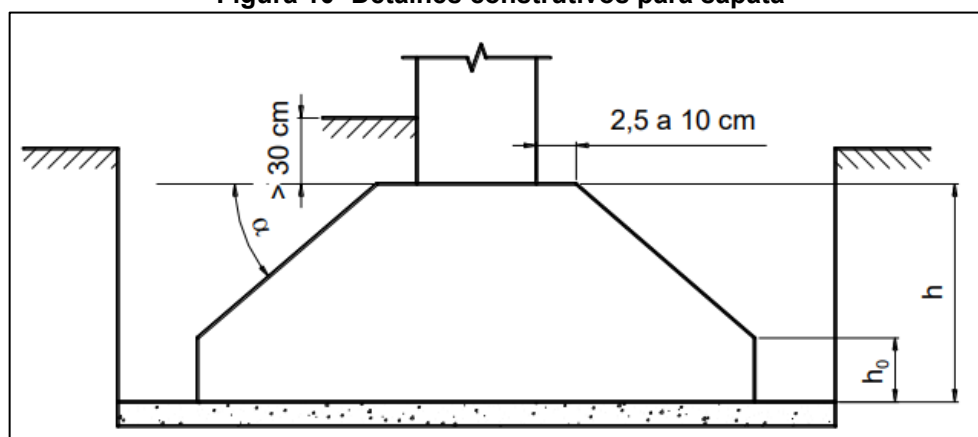
4.1.2.1 Detalhes construtivos

De acordo com a ABNT (2019) N° 6122, as sapatas isoladas não devem ter dimensões inferiores a 60 cm em planta. Bastos (2019), recomenda para sapata sob pilar de edifício a dimensão mínima em planta seja 80 cm.

Todas as partes da fundação superficial (rasa ou direta) em contato com o solo (sapatas, vigas de equilíbrio, etc.) devem ser concretadas sobre um lastro de concreto não estrutural com no mínimo 5 cm de espessura, a ser lançado sobre toda a superfície de contato solo fundação. No caso de rocha, esse lastro deve servir para regularização da superfície e, portanto, pode ter espessura variável, no entanto observado um mínimo de 5 cm (ABNT, 6122, 2019, pag.24).

Segundo Alva (2007), na maioria dos casos as sapatas são projetadas com altura de tal modo que ela seja rígida, conforme a Equação 1, com exceção para solos com baixa resistência que é mais indicado a sapata flexível, conforme a Equação 2. Seguindo as recomendações de Bastos (2019), a altura das faces extremas da sapata será o maior valor entre 15 cm e a altura da sapata dividido por três, conforme a Equação 4. A Figura 10 apresenta as configurações em corte de uma sapata.

Figura 10- Detalhes construtivos para sapata



Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

$$h_0 \geq (15\text{cm}; \frac{h}{3}) \quad \text{Equação 4}$$

Onde:

- h_0 : é altura das faces extremas (cm);
- h : é altura total da sapata (cm);

“A superfície de topo da sapata deve ter um plano horizontal (mesa) maior que a seção transversal do pilar, com pelo menos 2,5 ou 3 cm, que facilita a montagem e apoio da fôrma do pilar” (BASTOS, 2019, p. 17). Para o ângulo α , conforme a Figura 10, é conveniente adotar um valor menor que 30° , segundo Bastos (2019), esse é o ângulo de talude natural do concreto.

4.1.2.2 Capacidade de carga

De acordo com Cintra, Aoki e Albiero (2011), a capacidade de carga do elemento de fundação, para uma sapata suficientemente resistente como peça estrutural de concreto armado, é a tensão que provoca a ruptura do maciço de solo em que a sapata está embutida ou apoiada.

“Para a elaboração de um projeto geotécnico de fundações é necessário que além do conhecimento do perfil do terreno, disponha-se da planta de pilares, com as respectivas cargas nas fundações” (ANDRADE, 2003, p. 44).

Conforme a ABNT (2019) N° 6122 recomenda, a determinação da tensão admissível do solo, a partir do estado-limite último, deve ser estimada mediante do uso de prova de carga sobre placa, métodos teóricos ou métodos semiempíricos.

a) Prova de carga sobre placa

Segundo Andrade (2003), a prova de carga originou-se antes das conceituações da mecânica dos solos, na tentativa da obtenção de informações sobre o comportamento tensão-deformação de um determinado solo de fundação. A execução de uma prova de carga é regulamentada pela ABNT (2019) N° 6489.

De acordo com Teixeira e Godoy (2009), o ensaio consiste em uma placa de aço rígida de 80 cm de diâmetro é carregada gradualmente através de um macaco hidráulico reagindo contra uma cargueira. O carregamento é aplicado somente após cessar os recalques provenientes da aplicação anterior. Este processo é realizado até que ocorra a ruptura do solo ou até que se atinja o dobro da tensão admissível presumida para o solo.

b) Métodos teóricos

Consistem na aplicação de uma fórmula de capacidade de carga para a estimativa da tensão de ruptura do solo de apoio, a qual se aplica um coeficiente de segurança, em geral igual a três, para a obtenção da tensão admissível. (ANDRADE, 2003). De acordo com Teixeira e Godoy (2009), com base na tensão admissível estimada é necessário a análise de eventuais recalques para a validação desse critério, caso não seja validado o processo se reinicia para encontrar outros valores para a tensão admissível.

Ainda segundo os autores, além da inerente imprecisão das fórmulas de capacidade de carga, essa metodologia encontra dificuldade prática na avaliação da resistência ao cisalhamento dos solos.

c) Métodos Semiempíricos

Teixeira e Godoy (2009) citam que os métodos semiempíricos são aqueles e que as propriedades dos solos são estimadas com base em correlações, para em seguida, serem aplicadas formulas teóricas, adaptadas ou não. A estimativa dos parâmetros resistência e compressibilidade, é feita com base na resistência a penetração medida em sondagem SPT, ou na resistência de ponta do ensaio de penetração estática de cone, CPT.

Neste projeto de pesquisa será utilizado o método desenvolvido por Alonso (1983), onde a tensão admissível do solo para fundações rasas pode ser obtida com base na média do SPT do solo, utilizando a Equação 5. Esta equação é utilizada para valores de SPT menores que 20.

$$\sigma_s = \frac{SPT_{m\u00e9dio}}{50} \quad \text{Equa\u00e7\u00e3o 5}$$

Onde:

- σ_s : \u00e9 a tens\u00e3o admiss\u00edvel do solo (MPa);
- $SPT_{m\u00e9dio}$: \u00e9 a m\u00e9dia dos valores de SPT das camadas selecionadas de solo.

O $SPT_{m\u00e9dio}$ leva em considera\u00e7\u00e3o a profundidade de duas vezes a largura estimada, contando a partir da cota de apoio. Para se definir a profundidade abaixo da cota de assentamento considerada, \u00e9 necess\u00e1rio realizar um pr\u00e9-dimensionamento da sapata. Considerando a tens\u00e3o admiss\u00edvel do solo para o N_{spt} da cota de assentamento, encontra-se o lado de menor dimens\u00e3o e assim define-se a profundidade de estudo.

4.1.2.3 Determina\u00e7\u00e3o das dimens\u00f5es em planta

O dimensionamento geom\u00e9trico de funda\u00e7\u00f5es superficiais e seu posicionamento em planta \u00e9 a primeira etapa de um projeto, a ser feito para uma tens\u00e3o admiss\u00edvel previamente estimada (TEIXEIRA E GODOY, 2009). Segundo Alva (2007), as dimens\u00f5es em planta devem ser tais que as tens\u00f5es de compress\u00e3o m\u00e1ximas no solo n\u00e3o superem a tens\u00e3o admiss\u00edvel do mesmo.

a) Sapatas isoladas

Segundo Alva (2007), a \u00e1rea da base da sapata isolada \u00e9 calcula a partir da Equa\u00e7\u00e3o 6.

$$A_{sap} = \frac{K \cdot P}{\sigma_s} \quad \text{Equa\u00e7\u00e3o 6}$$

Onde:

- P: \u00e9 a carga proveniente do pilar (kN);

- K: é o coeficiente de majoração de cargas, pode-se assumir o valor de 1,05 para sapatas flexíveis e 1,10 para sapatas rígidas.

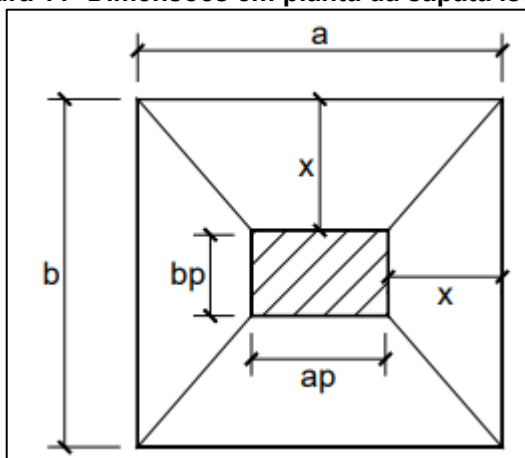
De acordo com Alonso (1983), conhecida a área, a escolha das dimensões da sapata, lados A e B, devem ser feitas de modo que:

- O centro de gravidade da sapata coincida com o centro de gravidade do pilar;
- Sempre que possível, a relação entre os lados a e b, devem ser menores ou no máximo igual a 2,5.

Alva (2007) cita que as dimensões devem ser escolhidas, sempre que possível, da forma mais econômica. Para esta condição ser atendida a distância entre a face do pilar a extremidade da sapata sejam iguais nas duas direções, conforme a Equação 7 e a Figura 11.

$$A - B = a_p - b_p \quad \text{Equação 7}$$

Figura 11- Dimensões em planta da sapata isolada



Fonte: Adaptado de Alva, (2007).

Onde:

- A: é a maior dimensão da sapata (cm);
- B: é a menor dimensão da sapata (cm);
- a_p : é a maior dimensão do pilar apoiado (cm);
- b_p : é a menor dimensão do pilar apoiado (cm);

Com esses critérios atendidos, a partir da Equação 7 e da área da sapata é possível determinar as dimensões da sapata. A Equação 8 demonstra expressão usada para encontrar o lado B.

$$B = -\frac{a_p - b_p}{2} + \sqrt{\frac{(a_p - b_p)^2}{4} + A_{sap}}$$

Equação 8

A Equação 9 apresenta para o lado A.

$$A = \frac{B}{A_{sap}}$$

Equação 9

b) Sapatas Associadas

No caso das sapatas associadas, normalmente se faz coincidir o centro de gravidade da sapata com o centro das cargas verticais dos pilares (ALVA, 2007). Para o cálculo da posição do centro de cargas dos pilares, a equação 10 demonstra no caso da sapata recebendo a ação de dois pilares.

$$Y_{CG} = \left(\frac{N_2}{N_1 + N_2} \right) * s$$

Equação 10

Onde:

- N_1 : é referente a força normal de um dos pilares (kN);
- N_2 : é referente a força normal de um dos pilares (kN);
- s : é a distância entre os centros dos pilares (cm).

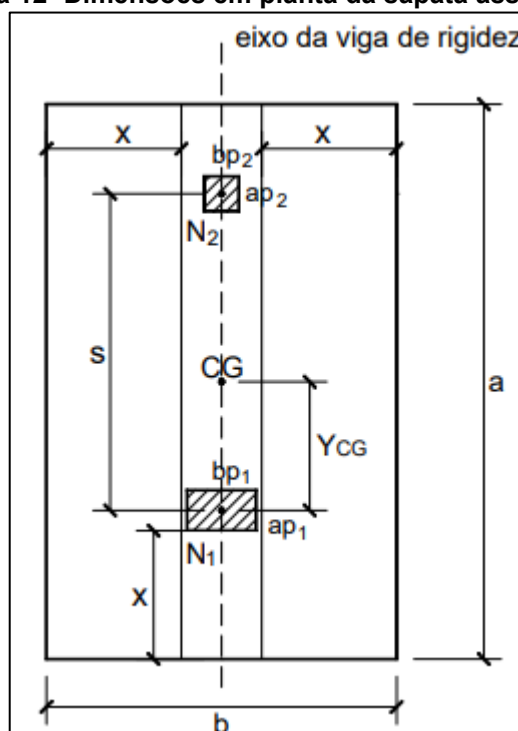
A equação 11 apresenta o cálculo para área da sapata, supondo momento nos pilares nulo, usando o fator de segurança de 1,1 para o peso próprio da sapata e viga de rigidez.

$$A = \frac{1,1 * (N_1 + N_2)}{\sigma_s}$$

Equação 11

De acordo com Alva (2007), a relação das dimensões em planta A e B nesta sapata se torna mais difícil a economia como nas sapatas isoladas. Para o cálculo das dimensões da sapata associada pode-se usar as Equações 8 e 9, procurando adotar valores para três balanços iguais de distribuição, como mostrado na Figura 12.

Figura 12- Dimensões em planta da sapata associada

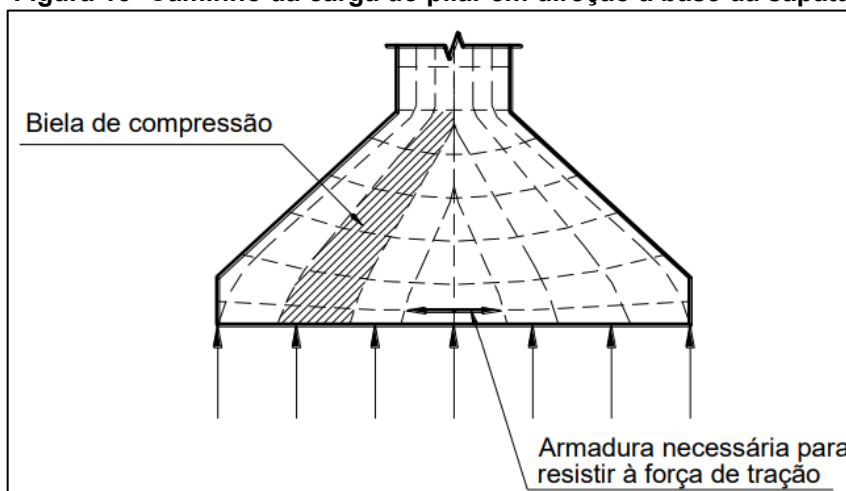


Fonte: Adaptado de Alva, (2007).

4.1.2.4 Método das bielas e tirantes para sapatas

O modelo de cálculo indicado segundo a NBR 6118 (2014) para o dimensionamento das armaduras das sapatas é o método das bielas e tirantes. Segundo Bastos (2019) o método das bielas para o projeto de sapatas foi proposto por Lebellet em 1936, foi elaborado com base nos resultados de uma grande quantidade de ensaios experimentais. O método consiste na transferência de carga do pilar para a base da sapata por meio de bielas de concreto comprimido, onde induzem tensões de tração na base da sapata que serão resistidas pela armadura, como demonstrada pela Figura 13.

Figura 13- Caminho da carga do pilar em direção a base da sapata



Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

Ainda segundo o autor, este método é aplicado em sapatas corridas e isoladas, deve-se assegurar o limite para a altura útil conforme a Equação 12.

$$d \geq \frac{A - a_p}{4} \quad \text{Equação 12}$$

Onde:

- d : é a altura útil da sapata (cm).

A ABNT (2014) N°6118 classifica uma sapata como rígida conforme a equação 1, analisando o limite de Lebel e a equação apontada pela norma, existe uma faixa de valores para a altura útil caso adotada resultará em uma sapata flexível.

a) Dimensionamento da armadura de flexão

Conforme a ABNT (2014) N° 6118, a armadura de flexão deve ser distribuída uniformemente ao longo da largura da sapata, estendendo-se integralmente de lado a lado da sapata, terminando em gancho nas extremidades.

De acordo com Bastos (2019), a Equação 13 apresenta a força de tração na base da sapata, e a Equação 14, área da armadura de flexão.

$$T = \frac{P * (A - a_p)}{8 * d} \quad \text{Equação 13}$$

$$A = \frac{T}{f_{yd}} \quad \text{Equação 14}$$

Onde:

- T: é a força de tração da sapata (kN);
- P: é a carga do pilar (kN);
- A: é o lado da sapata na direção que está sendo analisada (cm);
- a_p : é o lado pilar na direção que está sendo analisada (cm);
- d: é a altura útil da sapata (cm);
- f_{yd} : é a tensão de escoamento do aço (kN/cm²);
- A: é a área de aço da armadura (cm²).

Quando a sapata não possui balanços iguais, deve-se realizar o cálculo para as duas direções. No caso de balanços iguais, os esforços de tração e área de aço são os mesmos. (BASTOS, 2019). A partir da área de aço deve-se verificar no Anexo A o diâmetro e o espaçamento que a armadura de flexão adotada possuirá.

b) Armadura de arranque dos pilares

De acordo com a ABNT (2014) N°6118, a sapata deve possuir uma altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque. Na ancoragem pode ser considerado o efeito favorável da compressão transversal das barras, resultante da flexão da sapata. A partir do Anexo B é obtido o comprimento de ancoragem com base no concreto e diâmetro das barras.

c) Verificação da tensão na diagonal comprimida

Para esta verificação deve-se analisar a ABNT (2014) N° 6118, em seu item 19.5.3, onde as sapatas podem ser comprimidas diagonalmente. Primeiro é necessário calcular o perímetro da superfície crítica, a partir da Equação 15. Com o perímetro calculado é verificada a tensão de cisalhamento atuante, conforme a Equação 16.

$$u_0 = 2 * (a_p + b_p) \quad \text{Equação 15}$$

$$\tau_{sd} = \frac{1,4 * P}{u_0 * d} \quad \text{Equação 16}$$

Onde:

- u_0 : é o perímetro do pilar (cm);
- d: é a altura útil média (cm);
- τ_{sd} : é a tensão de cisalhamento atuante (kN/cm²);

Após o cálculo da tensão atuante deve-se verificar a tensão de cisalhamento resistente, como mostrado na Equação 17.

$$\tau_{rd} = 0,27 * \left(1 - \left(\frac{f_{ck}}{250} \right) \right) * f_{cd} \quad \text{Equação 17}$$

Onde:

- f_{ck} : é a resistência característica do concreto à compressão (MPa);
- f_{cd} : é o valor de cálculo da resistência característica do concreto à compressão (MPa);
- τ_{rd} : é a tensão de cisalhamento resistente (kN/cm²);

Caso a tensão de cisalhamento resistente for maior que a atuante, não ocorrerá o esmagamento da diagonal comprimida do concreto.

4.2 FUNDAÇÕES PROFUNDAS

As fundações profundas são aquelas em que as profundidades são maiores do que quatro vezes o diâmetro do fuste, e são capazes de transferir carga por atrito lateral (ANDRADE, 2003). A ABNT (2019) N° 6122 estabelece que as fundações profundas são aquelas em que as bases em planta estão implantadas a mais de duas vezes sua menor dimensão, e a pelo menos 3m de profundidade.

A norma ainda prescreve, dentre os diversos tipos de fundações profundas existentes, os principais são:

- Estacas: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja trabalho manual em profundidade.
- Tubulão: elemento de fundação profunda em que se faz necessário o trabalho manual em profundidade para executar o alargamento de base ou pelo menos para a limpeza do fundo da escavação, neste tipo de fundação as cargas são resistidas principalmente pela ponta da estrutura.

A fundação profunda é adotada quando a fundação superficial não for aconselhada, ou seja, quando o número de golpes da sondagem (SPT) maior ou igual a 8 estiver a profundidades superiores a 2 m (REBELLO, 2008).

4.2.1 Estacas

A estaca é um elemento de fundação profunda, executada mediante cravação à percussão, prensagem, vibração ou por escavação. Pode-se ainda executar de forma mista, envolvendo mais de um destes processos (ANDRADE, 2003).

São definidas as estacas como elementos esbeltos caracterizados pelo elevado comprimento e pequena seção transversal relativa ao seu diâmetro (ALBUQUERQUE; GARCIA, 2020). Conforme a ABNT (2019) N° 6122 as estacas podem ser de madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado no solo ou mistas.

Velloso e Lopes (2010) cita que as estacas podem ser classificadas de acordo com o seu efeito no solo, podendo ser de deslocamento ou de substituição. As estacas de deslocamento se caracterizam por serem introduzidas no terreno, sem necessidade de escavação, e as de substituição necessitam de escavação, causando uma redução nas tensões geostáticas.

Barros (2011) acrescenta ainda que as estacas podem ser divididas em estacas de atrito e de suporte. As estacas de atrito são aquelas que não penetram ou encostam na camada mais dura do solo, apoiando-se apenas no atrito do solo com as estacas. As estacas de suporte penetram ou encostam na camada mais resistente do solo, transmitindo grande parte da carga da estrutura da edificação nesta camada.

4.2.1.1 Estacas de madeira

Esta modalidade de estaca, hoje em dia, é mais utilizada em obras temporárias, como cimbramento de pontes ou mesmo de outras obras de grandes dimensões (REBELLO, 2008). “As estacas de madeira nada mais são do que troncos de árvores, bem retos e regulares, cravados normalmente por percussão, isto é golpeando-se o topo da estaca com pilões geralmente de queda livre” (BARROS, 2011, p. 16).

Segundo Velloso e Lopes (2010), as estacas de madeira têm uma duração ilimitada quando mantidas permanentemente debaixo d'água, porém sujeitas a mudanças entre de secura e umidade, quase todas as madeiras são destruídas rapidamente.

4.2.1.2 Estacas metálicas

As estacas metálicas ou estacas de aço são encontradas em diversas formas, desde perfis (laminados ou soldados) a tubos (de chapa calandrada e soldada ou sem costura) (VELLOSO E LOPES, 2010). A principal vantagem das estacas de aço está no fato de se prestarem à cravação em quase todos os tipos de terreno, permitindo fácil cravação e uma grande capacidade de carga (BARROS, 2011).

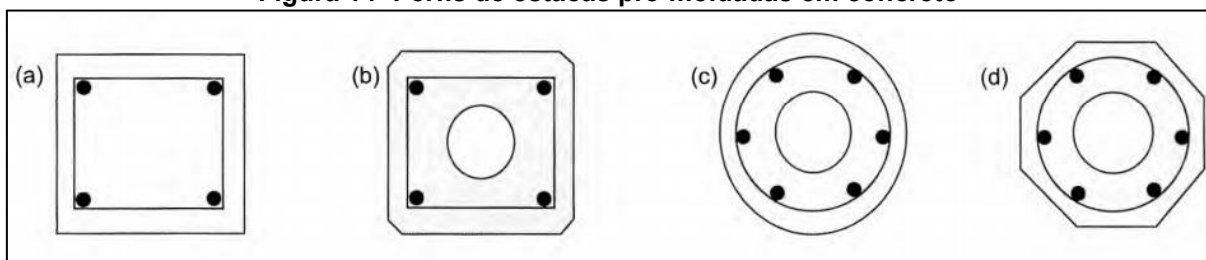
Embora o custo das estacas metálicas ainda seja relativamente alto quando comparada com outro tipo de estaca (não só pelo custo do próprio material como também pela diferença de comprimentos necessários para transferir a carga ao solo), em várias situações a utilização das mesmas se torna economicamente viável, pois podem atender a diversas fases de construção da obra (ANDRADE, 2003, p. 32).

Barros (2011) ainda cita as vantagens e desvantagens no uso das estacas metálicas, dentre as vantagens estão a facilidade de corte e emenda, podem ser cravadas em quase todos os tipos de terreno, atingem grande capacidade de carga, trabalham bem a flexão e se utilizadas em serviços provisórios podem ser reaproveitadas. A desvantagem do uso desta estaca é o seu custo elevado em relação as pré-moldadas de concreto, Strauss e Franki.

4.2.1.3 Estacas de concreto pré-moldadas

De todos os materiais de construção, o concreto é o que melhor se comporta na confecção de estacas, devido a sua resistência à agentes agressivos e ao fato de suportar bem as alternâncias de umidade e secagem (VELLOSO E LOPES, 2010). Segundo Barros (2011), as estacas de concreto são comercializadas em diferentes formatos geométricos, geralmente sua seção transversal é quadrada, hexagonal, octogonal ou circular, podendo ser vazadas ou não, como mostra a Figura 14. A capacidade de carga é bastante abrangente, podendo ser armadas, protendidas, produzidas por vibração ou centrifugação.

Figura 14- Perfis de estacas pré-moldadas em concreto



Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, (2010).

Velloso e Lopes (2010) citam, a grande vantagem da estaca pré-moldada está na boa qualidade de concreto que se pode obter, pelo fato de não ter contato com agentes agressivos durante a cura do concreto. Como desvantagem pode-se citar a dificuldade de adaptação as variações do terreno, caso a previsão de comprimento seja feita de forma errônea pode-se enfrentar cortes ou emendar nas estacas, causando prejuízos para a obra.

Andrade (2003) cita que as estacas em concreto não resistem a esforços de tração e de flexão, e também não atravessam camadas resistentes do solo, porém tem a possibilidade de serem alocadas abaixo do nível d'água.

4.2.1.4 Estacas de concreto moldadas no solo

As estacas de concreto moldadas no solo apresentam como grande vantagem a execução da concretagem no comprimento necessário para a estrutura. Em relação a capacidade de carga, estas estacas podem oferecer valores mais elevados do que as pré-moldadas. Quanto à qualidade do concreto, não se pode afirmar que as estacas moldadas no terreno irão apresentar desvantagens, como as pré-moldadas que apresentam qualidade comprovada. Outra vantagem é que as estacas moldadas no solo podem ser executadas em solos muito duros ou mesmo rochas, já as estacas pré-moldadas não podem penetrar nestes materiais (VELLOSO E LOPES, 2010).

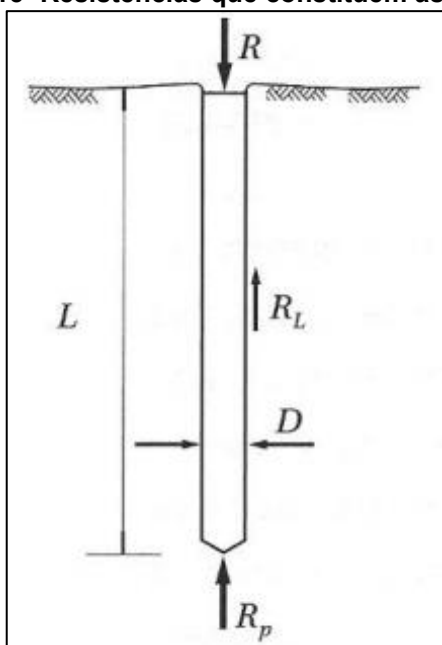
De acordo com Maia et al. (2009), as estacas moldadas no solo possuem diversos tipos sendo eles:

- Estaca tipo Franki;
- Estacas tipo Strauss;
- Estacas escavas mecanicamente com trado helicoidal;
- Estaca tipo hélice contínua;
- Estacas injetadas;

4.2.2 Capacidade de carga

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga do elemento de fundação por estaca é o valor da força da máxima resistência que o sistema pode oferecer ou do valor representativo da condição de ruptura. No conhecimento do problema físico da capacidade de carga pode-se constatar dois tipos de resistências, uma ao longo do fuste da estaca e uma junto a sua ponta. Com isto a resistência é separada em duas parcelas, a resistência lateral e a resistência de ponta, como demonstra a Figura 15 e a Equação 18.

Figura 15- Resistências que constituem as estacas



Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki, (2010).

$$R = R_L + R_p$$

Equação 18

Onde:

- R: é a capacidade de carga da estaca;
- R_L : é a parcela da resistência lateral;
- R_p : é a parcela da resistência de ponta.

Ainda, segundo os autores, a resistência lateral é a primeira a ser afetada até o seu máximo possível. A estaca é dividida em diversos segmentos, e em cada segmento atua um atrito lateral local e variável ao longo da estaca, em decorrência

das características geotécnicas da sua profundidade e suas diferentes camadas. Esta parcela de resistência é obtida a partir da Equação 19.

$$R_L = U * \sum_{i=0}^n (r_L * \Delta_L)_i \quad \text{Equação 19}$$

Onde:

- U: é o perímetro do fuste (cm);
- r_L : é o atrito unitário em cada segmento da estaca (Pa);
- Δ_L : é o comprimento em cada segmento da estaca (cm).

A parcela referente à resistência de ponta é determinada a partir da Equação 20, esta resistência só é mobilizada quando a resistência lateral já atingiu sua máxima solicitação.

$$R_P = r_P * A_P \quad \text{Equação 20}$$

Onde:

- r_P : é a resistência de ponta (Pa);
- A_P : é a área da seção transversal da ponta da estaca (cm²).

4.2.2.1 Método Aoki-Velloso

O método de Aoki e Velloso foi desenvolvido em 1975 a partir de estudos comparativos entre resultados de prova de carga em estaca e do SPT, tal método pode ser utilizado tanto com dados do SPT como do ensaio CPT (VELLOSO E LOPES, 2010). Neste método a resistência lateral e de ponta são as incógnitas geotécnicas obtidas através da correlação com o ensaio CPT. Entretanto, no Brasil o ensaio mais utilizado é o SPT, assim a Equação 21 apresenta a correlação no índice de resistência à penetração (N_{SPT}) com o valor de resistência de ponta.

$$r_P = \frac{K * N_P}{F_1} \quad \text{Equação 21}$$

Onde:

- K: é o coeficiente que depende do tipo de solo (kgf/cm²);
- N_P : é o índice N_{SPT} na cota de apoio da ponta da estaca;
- F_1 : é o fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

Para a resistência lateral, a Equação 22 demonstra o atrito lateral em função do N_{SPT} com o atrito do solo.

$$r_L = \frac{\alpha * K * N_L}{F_2} \quad \text{Equação 22}$$

Onde:

- α : é a razão de atrito do solo (%);
- N_L : é o índice N_{SPT} médio na camada de solo;
- F_2 : é o fator de correção que leva em conta o efeito escala e o tipo de estaca.

Com isso a capacidade de carga de um elemento de fundação pode ser estimada pela Equação 23.

$$R = \frac{U}{F_2} * \sum_{i=0}^n (\alpha * K * N_L * \Delta_L)_i + \frac{K * N_P}{F_1} * A_P \quad \text{Equação 23}$$

Para os valores de K e α os autores do método propõem de acordo com suas experiências e em valores de literatura, esses dados encontram-se na Tabela 1. No caso dos valores de F_1 e F_2 , são ajustados de acordo com o resultado de diversas provas de carga realizadas, estão apresentados na Tabela 2.

Tabela 1- Coeficiente K e razão de atrito α

| Solo | K (MPa) | α (%) |
|----------------------|---------|--------------|
| Areia | 1 | 0,4 |
| Areia siltosa | 0,8 | 2 |
| Areia siltoargilosa | 0,7 | 2,4 |
| Areia argilosa | 0,5 | 2,8 |
| Areia argilossiltosa | 0,6 | 3 |
| Silte | 0,55 | 2,2 |
| Silte arenoso | 0,45 | 2,8 |
| Silte arenargiloso | 0,4 | 3 |
| Silte argiloso | 0,25 | 3 |
| Silte argiloarenoso | 0,23 | 3,4 |
| Argila | 0,35 | 2,4 |
| Argila arenosa | 0,3 | 2,8 |
| Argila arenossiltosa | 0,33 | 3 |
| Argila siltosa | 0,22 | 4 |
| Argila siltoarenosa | 0,2 | 6 |

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki, (2010).

Tabela 2- Fatores de correção F₁ e F₂

| Tipo de estaca | F ₁ | F ₂ |
|-------------------------|----------------|----------------|
| Franki | 2,3 | 3,0 |
| Metálica | 1,8 | 3,5 |
| Pré-moldada de concreto | 2,0 | 3,5 |
| Escavada | 4,5 | 4,5 |
| Strauss | 4,2 | 3,9 |
| Hélice contínua | 3,0 | 3,8 |

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki, (2010).

4.2.3 Carga admissível

Segundo Cintra e Aoki (2010), a capacidade de carga de um elemento isolado de fundação possui variabilidade de acordo com as características do solo, portanto é necessário a adoção de um valor médio de capacidade de carga para toda a obra. A carga admissível é expressa pela Equação 24.

$$P_a = \frac{R}{F_s} \quad \text{Equação 24}$$

Onde:

- P_a: é a carga admissível da estaca (kN);
- R: é a média da capacidade de carga do solo;
- F_s: é o fator de segurança global, para métodos semiempíricos recomenda-se 2.

4.2.3.1 Carga de catálogo

Conforme Melo (2018) cita, a carga de catálogo é calculada a partir da resistência estrutural da estaca, desconsiderando as características do solo que a envolve. A carga admissível da estaca é resultante da multiplicação da tensão admissível do material da estaca pela seção transversal do seu fuste.

Para fins de projeto, os fabricantes fornecem catálogos onde são encontradas as cargas admissíveis em função da seção transversal do fuste e do tipo de estaca. A Tabela 4 apresenta as cargas de catálogo para as estacas pré-moldadas e a Tabela 4 apresenta as cargas de catálogo para as estacas escavadas.

Tabela 3- Carga de catálogo das estacas pré-moldadas

| Estaca | Dimensão (cm) | Carga de catálogo (kN) |
|---|---------------|------------------------|
| Pré-moldada vibrada quadrada $\sigma_e = 6$ a 10 MPa | 20 x 20 | 400 |
| | 25 x 25 | 600 |
| | 30 x 30 | 900 |
| | 35 x 35 | 1200 |
| Pré-moldada vibrada circular $\sigma_e = 9$ a 11 MPa | Ø 22 | 400 |
| | Ø 29 | 600 |
| | Ø 33 | 800 |
| Pré-moldada protendida circular $\sigma_e = 9$ a 11 MPa | Ø 20 | 350 |
| | Ø 25 | 600 |
| | Ø 33 | 900 |
| | Ø 20 | 300 |
| | Ø 23 | 400 |
| | Ø 26 | 500 |
| | Ø 33 | 750 |
| Pré-moldada centrifugada $\sigma_e = 9$ a 11 MPa (seção vazada) | Ø 38 | 900 |
| | Ø 42 | 1150 |
| | Ø 50 | 1700 |
| | Ø 60 | 2300 |
| | Ø 70 | 3000 |

Fonte: Adaptado de Cintra e Aoki, (2010).

Tabela 4- Carga de catálogo das estacas escavadas

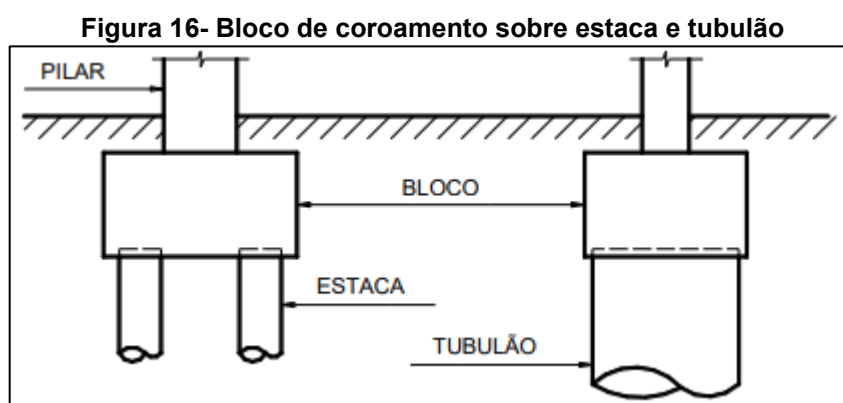
| Estaca | Dimensão (cm) | Carga de catálogo (kN) |
|---------------------------------|---------------|------------------------|
| Strauss $\sigma_e = 3$ a 4 MPa | Ø 25 | 150 |
| | Ø 32 | 250 |
| | Ø 38 | 350 |
| | Ø 45 | 500 |
| | Ø 40 | 600 |
| Hélice $\sigma_e = 5$ a 6 MPa | Ø 60 | 1400 |
| | Ø 80 | 2500 |
| | Ø 100 | 4000 |
| Raiz $\sigma_e = 11$ a 12,5 MPa | Ø 17 | 250 |
| | Ø 22 | 400 |
| | Ø 27 | 600 |
| | Ø 32 | 850 |
| | Ø 37 | 1200 |

Fonte: Adaptado de Velloso e Lopes, (2010).

Utiliza-se o menor valor entre a capacidade de carga calculada e a carga de catálogo.

4.2.4 Bloco de coroamento

De acordo com a ABNT (2014) N° 6118, os blocos são estruturas de volume usadas para transmitir as estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser rígidos ou flexíveis por critérios iguais definidos em sapatas. Em edificações de pequeno porte, os blocos sobre uma ou duas estacas são mais comuns, para edificações de porte maior o número de estacas é no mínimo três. Para o bloco assentado sobre tubulão, é apenas o elemento de transição de carga entre o pilar e o fuste do tubulão (BASTOS, 2020). A Figura 16 apresenta a configuração do bloco sobre estaca e tubulão.



Fonte: Adaptado de Bastos, (2020).

Ainda segundo Bastos (2020), os blocos mais comuns são sobre uma, duas ou três estacas. A quantidade de estacas apoiadas depende principalmente das características do solo, da capacidade da estaca e da carga do pilar, para o cálculo será utilizada a Equação 25.

$$N_e = \frac{KP}{P_a} \quad \text{Equação 25}$$

Onde:

- N_e : é a quantidade de estaca por bloco
- K : é o coeficiente de majoração;
- P : é a carga do pilar (kN);
- P_a : é a carga admissível da estaca (kN);

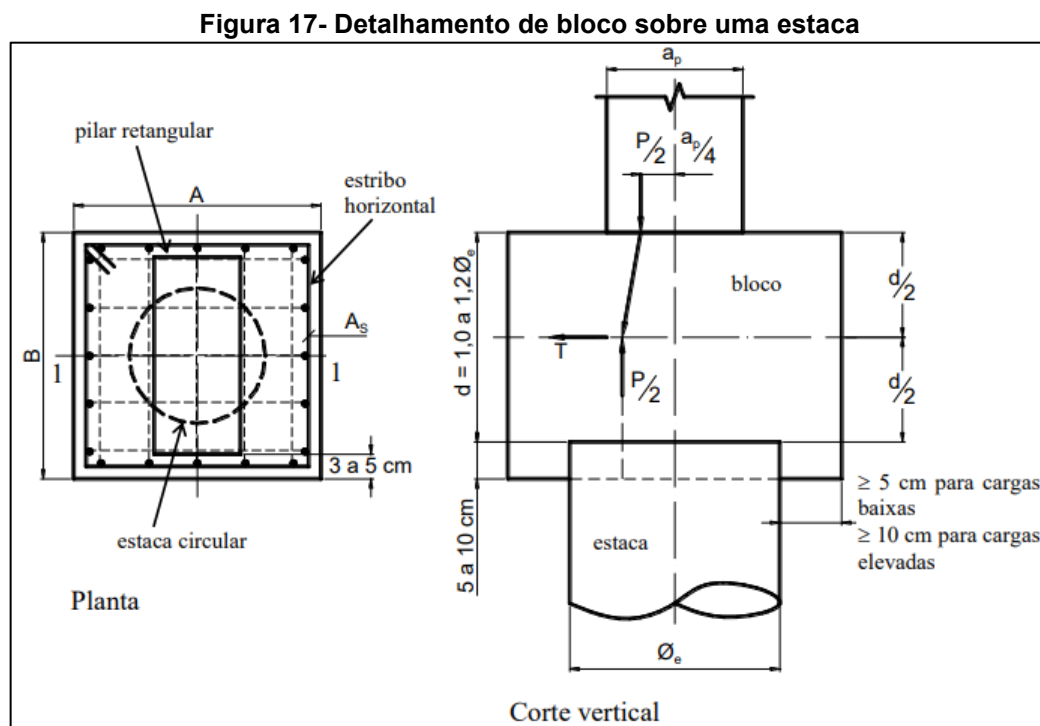
4.2.4.1 Método das bielas e tirantes

De acordo com a ABNT (2014) N° 6118 este é o modelo de cálculo recomendado para os blocos de coroamento. Assim como nas sapatas, as bielas são os esforços de compressão resistidas pelo concreto e os tirantes são as armaduras tracionadas. Bastos (2020) cita que este modelo só pode ser aplicado nos blocos rígidos, para blocos flexíveis são aplicados métodos clássicos.

Ainda, segundo o autor, este método utiliza-se de uma treliça espacial imaginária no interior do bloco para blocos sobre várias estacas e plana para blocos com uma ou duas estacas

a) Bloco sobre uma estaca

O bloco sobre uma estaca atua como um elemento de transferência de carga de um pilar para a estaca. A armadura principal corresponde a estribos horizontais fechados, para resistência do esforço de fendilhamento, e estribos verticais construtivos nas duas direções do bloco, conforme a Figura 17 (BASTOS, 2020).



Fonte: Adaptado de Bastos, (2020).

Bastos (2020) recomenda para as dimensões do bloco pode ser estimada a partir de duas expressões, onde a Equação 26 é para edifícios com cargas altas e a Equação 27 para cargas baixas.

$$A = \varnothing_e + 2 * 10 \text{ cm} \quad \text{Equação 26}$$

$$A = \varnothing_e + 2 * 5 \text{ cm} \quad \text{Equação 27}$$

Onde:

- \varnothing_e : é o diâmetro da estaca (cm).

A altura útil do bloco pode ser estimada em torno de $1,2\varnothing_e$ como indicado na Figura 17.

Para o cálculo da força de tração horizontal deve-se utilizar a Equação 28

$$T = \frac{P}{4} * \left(\frac{B - b}{d} \right) \quad \text{Equação 28}$$

Onde:

- T: é a força de tração horizontal (kN);
- P: é a carga do pilar (kN);
- B: é o lado do bloco (cm);
- b: é a maior dimensão do pilar (cm);
- d: é a altura útil do bloco (cm).

Conhecendo os esforços de tração pode-se definir a área das armaduras de aço necessárias para resistir a estes esforços, conforme a Equação 29.

$$A_s = \frac{T}{f_{yd}} \quad \text{Equação 29}$$

Onde:

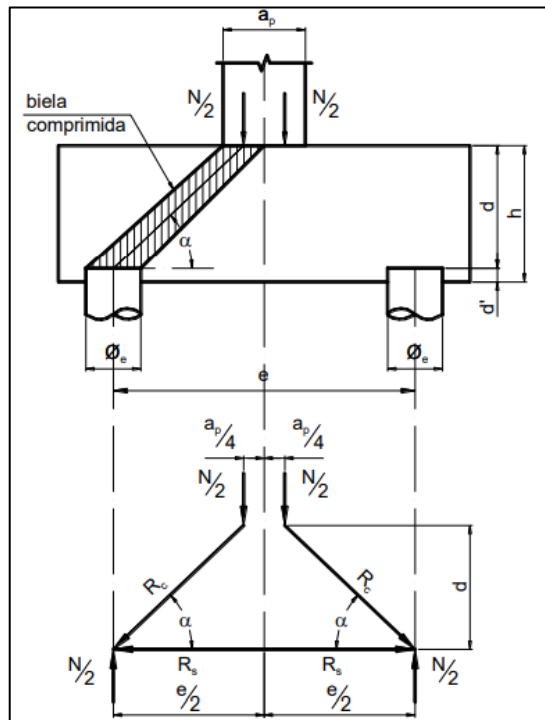
- f_{yd} : é a tensão de escoamento do aço (kN/cm^2);
- A_s : é a área de aço principal (cm^2).

A partir da área de aço deve-se verificar no Anexo A o diâmetro e o espaçamento que a armadura de flexão adotada possuirá. Conforme recomendado por Bastos (2020), será adotado para os estribos construtivos verticais, nas duas direções do bloco, possuindo áreas iguais à armadura de principal.

a) Bloco sobre duas estacas

Para o caso do bloco sobre duas estacas as bielas de concreto comprimido e as forças atuantes apresentam a configuração conforme a Figura 18. Bastos (2020) cita que, a largura do bloco é calculada da mesma maneira que o bloco de uma estaca. Para blocos sobre duas estacas deve ser calculada a distância permitida entre os eixos das estacas para que se obtenha a máxima eficiência em relação ao atrito lateral, como apresenta a Equação 30.

Figura 18- Detalhamento do bloco sobre duas estacas



Fonte: Adaptado de Bastos, (2020).

$$e = 2,5 * \phi_e$$

Equação 30

Onde:

- e : é a distância entre eixos (cm).

Com a distância entre eixos, pode-se calcular o comprimento do bloco, a partir da Equação 31.

$$B = e + A$$

Equação 31

Onde:

- A : é largura do bloco (cm);
- B : é o comprimento do bloco (cm).

Para a altura estrutural do bloco a inclinação das bielas de compressão devem estar entre 40° e 55, para não ser necessária a verificação de punção, conforme a Equação 32 e Equação 33.

$$d_{min} = 0,5 * (e - \frac{a_p}{2}) \quad \text{Equação 32}$$

$$d_{max} = 0,71 * (e - \frac{a_p}{2}) \quad \text{Equação 33}$$

Onde:

- a_p : é a maior dimensão do pilar (cm).

De acordo com a ABNT (2014) N° 6118, o bloco deve possuir altura suficiente para permitir a ancoragem da armadura de arranque dos pilares. Desse modo, a altura do bloco é expressada pela Equação 34 e Equação 35.

$$h = d + d' \quad \text{Equação 34}$$

$$d' \leq (5 \text{ cm}; \frac{\emptyset_e}{5}) \quad \text{Equação 35}$$

Onde:

- h : é a altura do bloco (cm);
- d' : é o afastamento entre o bloco e à estaca (cm);

Segundo Alva (2007), para evitar o esmagamento da biela diagonal, a tensão resistente do concreto deve ser maior que as tensões junto ao pilar e junto à estaca, definida pela Equação 36. Além da tensão é preciso saber qual o ângulo de inclinação das bielas, expressada pela Equação 37. Por fim as tensões de compressão atuantes junto ao pilar, como expressa a Equação 38, e junto à estaca, expressada pela Equação 39.

$$\sigma_{c,lim} = 1,4 * K_R * f_{cd} \quad \text{Equação 36}$$

$$\theta = \text{atan} \left(\frac{d}{\frac{e}{2} - \frac{b_x}{4}} \right) \quad \text{Equação 37}$$

$$\sigma_{c,pil} = \frac{P_d}{A_{pil} * \text{sen}^2 \theta} \quad \text{Equação 38}$$

$$\sigma_{c,est} = \frac{P_d}{2 * \left(\frac{\pi * \emptyset_e^2}{4} \right) * \text{sen}^2 \theta} \quad \text{Equação 39}$$

Onde:

- $\sigma_{c,lim}$: é a tensão resistente do concreto (kN/cm²);
- K_R : é o coeficiente que leva em consideração a perda de resistência do concreto ao longo do tempo, neste projeto será adotado 0,95;
- θ : é o ângulo da inclinação das bielas (rad);
- $\sigma_{c,pil}$: é a tensão resistentes junto ao pilar (kN/cm²);
- P_d : é a carga do pilar (kN);
- \varnothing_e : é o diâmetro da estaca.

Após esta verificação a armadura de flexão do bloco é calculada a partir da Equação 40.

$$A_s = \frac{1,15 * P_d}{8 * d * f_{yd}} * (2 * e - a_p) \quad \text{Equação 40}$$

A partir da área de aço deve-se verificar no Anexo B o diâmetro e o espaçamento que a armadura de flexão adotada possuirá. Para os estribos verticais deve-se verificar a taxa de armadura mínima, conforme a Equação 41, e assim encontrar a área de aço, expressa pela Equação 42. Por fim a ABNT (2014) N°6118 especifica que as armaduras de pele em bloco de duas ou mais estacas é obrigatória a colocação, seu dimensionamento se dá a partir da Equação 43.

$$\rho_{sw} = \frac{0,2 * f_{ctm}}{f_{yk}} \quad \text{Equação 41}$$

$$A_{sw} = \rho_{sw} * d * B \quad \text{Equação 42}$$

$$A_{sp} = 0,2 * A_s \quad \text{Equação 43}$$

Onde:

- ρ_{sw} : é a taxa de armadura mínima;
- A_{sw} : é a armadura para os estribos verticais (cm);
- B : é a dimensão da base do bloco (cm);
- A_{sp} : é a armadura de pele (cm²).

5 CONFECÇÃO DE ORÇAMENTO

Segundo Goldman (2004), um orçamento detalhado da obra é a ferramenta mais importante para o bom planejamento e acompanhamento dos custos de uma construção. A etapa de levantamento das quantidades necessárias para o serviço é muito importante, pois é nessa etapa que se define praticamente as quantidades de materiais que serão consumidos e o dimensionamento das equipes de trabalho. Entretanto, para que se realize o orçamento de uma obra, é necessário a obtenção dos custos unitários dos serviços já levantados nas etapas anteriores. Estes custos unitários dos serviços são obtidos através das chamadas “composições de custo”.

Denominamos "composição de serviço" a união de todos os insumos (materiais, mão-de-obra, equipamentos, ferramentas) que atuam diretamente em uma determinada atividade. Nos orçamentos, as composições de serviços são apresentadas sob a forma de composições de custos, onde cada um de seus insumos apresenta um índice de consumo por unidade de serviço que, multiplicado pelo respectivo custo unitário, resulta no valor unitário do insumo para a execução da unidade daquele serviço” (GOLDMAN, 2004, p. 70).

O Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), foi implantado com o objetivo de oferecer a construção civil um conjunto de informações sobre custos e índices da área, de forma sistêmica e de abrangência nacional (Brasil. TCU, 2002).

No ano de 1994 a Caixa promoveu uma uniformização em nível nacional dos procedimentos da área de engenharia e implementou um sistema de acompanhamento de custos e adequação de materiais, nas áreas de habitação, saneamento básico e infraestrutura urbana. O SINAPI calcula hoje custos de projetos-padrão para as vinte e sete capitais brasileiras e custos médios para as regiões geográficas e Brasil, além de índices de evolução do custo médio (Brasil. TCU, 2002).

O cálculo dos custos e índices do SINAPI obedece a uma fórmula metodológica própria, que garantem aos índices as características teóricas, além da atualidade tecnológica de inovações construtivas convenientes, sem resultar na descontinuidade das series. A metodologia utilizada leva sempre ao menor custo de construção, respeitando as características de cada padrão. Seus resultados têm periodicidade mensal (Brasil. TCU, 2002).

Segundo Cremon (2014), a Lei 10.524, de 25 de julho de 2002, Lei de Diretrizes Orçamentárias, determina que a SINAPI será a referência para os custos de contratações no Setor Público, com recursos provenientes do Orçamento Geral da União. A íntegra do referido Art. 93, estabelece os seguintes parâmetros:

Os custos unitários de materiais e serviços de obras executadas com recursos dos orçamentos da União não poderão ser superiores a 30% (trinta por cento) àqueles constantes do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil - SINAPI, mantido pela Caixa Econômica Federal.

6 SOFTWARE TQS

O TQS é um software destinado a elaboração de projetos estruturais em concreto armado. É composto por um conjunto de sistemas totalmente integrado e automatizado, onde fornece todos os recursos necessários para a concepção e análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de armaduras, e geração de desenhos até a emissão de plantas (TQS INFORMÁTICA, 2021). Seu desenvolvimento se baseia principalmente na ABNT (2014) N° 6118, complementado por todas as normas de cálculo estrutural o tornando mais completo.

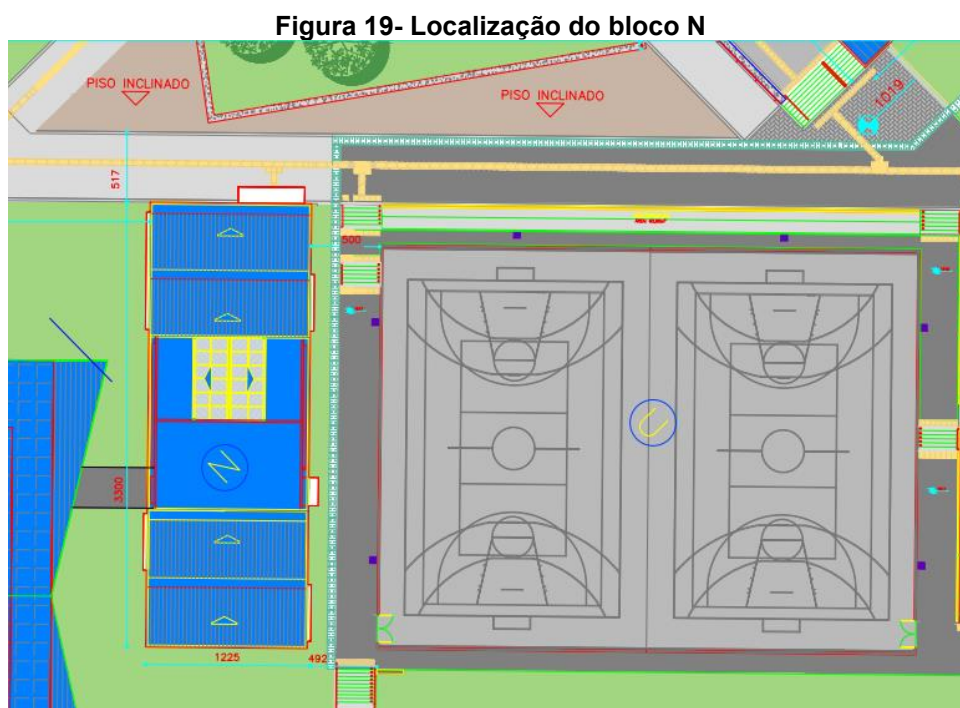
O sistema TQS não depende de outros sistemas computacionais gráficos de edição de desenhos, o sistema possui um editor gráfico próprio, voltado à engenharia estrutural. O usuário faz o lançamento da estrutura no software e visualiza os resultados obtidos, edita armaduras e emite os desenhos necessários em impressora ou traçador gráfico (TQS INFORMÁTICA, 2021).

O Software TQS faz o cálculo das solicitações dos elementos de viga e pilar utilizando elementos de pórtico espacial (TQS INFORMÁTICA, 2021).

7 MATERIAIS E MÉTODOS

O desenvolvimento deste estudo de caso leva em consideração a análise técnica e econômica entre fundações superficiais e profundas. Para a viabilização do mesmo, foi realizado um levantamento documental com a Instituição pública de ensino, localizada no campus do município de Guarapuava – PR. Dentre os documentos levantados estão os relatórios de sondagem do solo e projetos estruturais.

O bloco em análise ainda não foi construído, possui três pavimentos e será utilizado para vestiário e academia para os alunos e servidores da Instituição. A sua localização se dá ao lado da quadra poliesportiva já construída, como apresenta a Figura 19, e suas plantas baixas encontram-se no Anexo C.

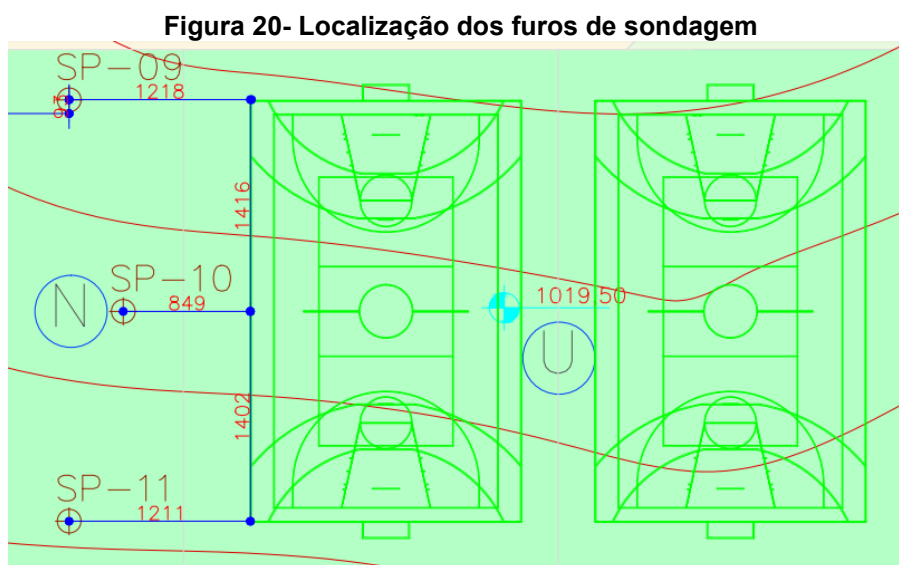


Fonte: Adaptado de projeto arquitetônico, (2014).

7.1 ANÁLISE GEOTÉCNICA

Primeiramente foi realizada a análise do maciço de solo através do perfil de sondagem. O relatório de sondagem utilizado neste trabalho foi realizado por uma empresa especializada, em setembro de 2013. Compreendeu-se por três furos para a

caracterização do solo onde será construído o Bloco N da Instituição, onde foram seguidas todas as recomendações da ABNT N° 6484 (2001) e N°8036 (1983). Os posicionamentos dos furos foram fornecidos pelo engenheiro responsável e as coordenadas em planta dos mesmos são apresentadas na prancha de locação de furos de sondagem, conforme a Figura 20. O anexo D apresenta os relatórios de sondagem e os perfis do solo.



Fonte: Empresa especializada em sondagens. (2013).

Para ser possível calcular a capacidade de carga do solo, foi analisado os perfis individuais de cada furo onde, apresentam, de acordo com a ABNT (2020) N° 6484 há predominância de argila no solo. Observando o perfil de sondagem, constatou-se que os furos apresentam pouca variação de capacidade de carga e profundidade máxima perfurada.

O dimensionamento da capacidade de carga foi realizado conforme a recomendação para cada fundação, superficial e profunda, conforme apresentados nos itens 4.1.2.2 e 4.2.2.1 deste trabalho.

7.2 ANÁLISE DO PROJETO ESTRUTURAL

Após a análise do solo que será construída a edificação, foi realizada a verificação do projeto estrutural, principalmente da planta de vigas e pilares que é encontrada no Anexo D. Essa verificação tem como objetivo conhecer as dimensões projetadas para realizar o lançamento desta estrutura no Software TQS. É relevante

essa verificação uma vez que, para o correto dimensionamento da estrutura de fundação deve-se conhecer as cargas corretas provenientes da estrutura, além do conhecimento do perfil do solo que será utilizado.

Com os resultados obtidos da planta de cargas nas fundações pelo software TQS, foi realizada a comparação com a planta de cargas proveniente do projeto estrutural da Instituição. Essa comparação tem o objetivo de garantir a veracidade dos resultados, para o correto comparativo dos métodos propostos.

7.2.1 Software TQS

A utilização do Software TQS neste projeto de pesquisa será para a análise das cargas provenientes da superestrutura que serão transmitidas a estrutura de fundação. Por meio das combinações do estado limite último e estado limite de serviço da estrutura como um todo.

O sistema TQS cumpre um cronograma de etapas para seu funcionamento, a descrição de forma simplificada é:

- a) Inicia-se criando um novo edifício e inserindo dados como a arquitetura, coeficientes e indicadores como: tipo de concreto, classe de agressividade ambiental, velocidade do vento, dados do SPT do solo e outras informações requeridas pelo programa para iniciar o lançamento estrutural;
- b) Após a inserção desses dados é feito o lançamento da estrutura, definindo dimensões e posições dos elementos estruturais como vigas, pilares e lajes, apoios e interação dos elementos entre si. Lançado todos os dados é obtido o esqueleto estrutural, sendo possível visualizar seu pórtico e sua representação 3D;
- c) Com o lançamento estrutural, é então processada a estrutura, onde o sistema executa os cálculos simulando o comportamento da estrutura através dos dados introduzidos anteriormente.
- d) Por fim resulta-se em gráficos, diagramas e relatórios detalhados de todo seu processamento, e se necessário faz-se alterações.

7.3 DIMENSIONAMENTO E ORÇAMENTO

A partir dos dados obtidos pelo software e com os dados do solo, foi realizada uma análise prévia a fim de definir quais tipos de fundação, superficial e profunda, seriam avaliadas no estudo de caso. Visando nas melhores alternativas de melhor custo/benefício para a obra pública.

Com as fundações definidas foi iniciado o processo de projeto, visando desenvolver um projeto para cada fundação em análise, utilizando os métodos já definidos anteriormente. Foram calculadas as tensões admissíveis para fundação superficial, para então realizar o dimensionamento estrutural. O mesmo será realizado para os blocos de coroamento, e para as estacas foi escolhida a pré-moldada circular de concreto, onde sua dimensão foi adotada a partir da carga de catálogo a mais adequada.

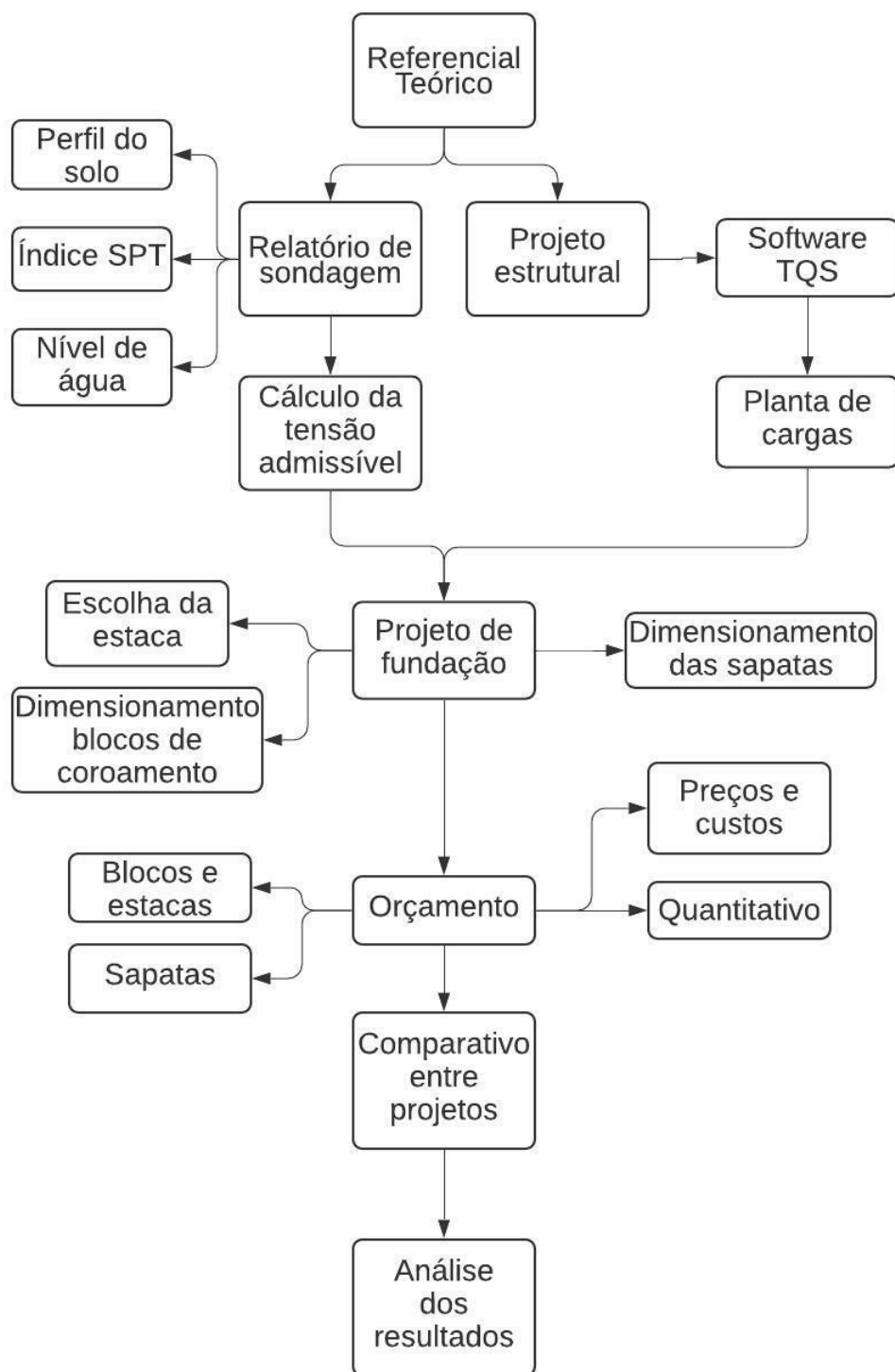
Com as informações das composições e dos quantitativos foi calculado e determinado os orçamentos correspondentes a cada alternativa proposta. O orçamento será baseado nos catálogos de composições do Sistema Nacional de Pesquisas de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI), que pode ser encontrado no site da Caixa Econômica Federal, para o estado do Paraná do mês de setembro.

O orçamento será dividido em material, mão de obra e equipamento, constando o consumo por metro cúbico e por quilo para execução de cada fundação proposta. Dessa forma é possível estimar o custo de cada sugestão de fundação, visto que, cada solução possui um método construtivo diferente.

Por fim, foi realizado o comparativo entre as alternativas propostas, avaliando as soluções técnica e economicamente e propor a mais adequada para a Instituição.

A Figura 21 apresenta o diagrama das etapas do trabalho de forma detalhada, o qual reproduz o caminho para a conclusão dos objetivos propostos.

Figura 21- Diagrama das etapas do trabalho



8 RESULTADOS E DISCUSSÕES

Utilizando os métodos definidos nesse trabalho foi realizado todo o processo de capacidade de carga do solo, dimensionamento do projeto de estrutura de fundação e orçamento para o Bloco N da Instituição. Atendendo as recomendações da norma e da bibliografia.

8.1 RESULTADOS DO SOLO

Conforme as recomendações da bibliografia, para cada tipo de fundação desenvolveu-se um método de dimensionamento da capacidade de carga do solo. Foi realizado o cálculo para cada furo e o perfil mais crítico foi utilizado para o dimensionamento da fundação, para segurança da estrutura e pela pouca variação de solo do terreno.

8.1.1 Fundações superficiais

Para as fundações superficiais, a cota de apoio utilizada foi de três metros, sendo o limite para esse tipo de fundação, para cotas mais rasas o solo apresenta com pouca capacidade de penetração, logo não suportaria o peso da superestrutura. A capacidade de carga de cada furo foi calculada a partir do método desenvolvido por Alonso (1983), conforme o item 4.1.2.2.

Os resultados obtidos para o furo 9 estão apresentados na

Tabela 5, para o furo 10 na Tabela 6 e para o furo 11 na Tabela 7. Para o dimensionamento das sapatas foi utilizado o resultado apresentado no furo 10.

Tabela 5- Capacidade de carga furo 9

| | |
|------------------------|------------------|
| Cota de apoio (m) | 3,00 |
| Camada de solo | N _{SPT} |
| 1,00 | 4,00 |
| 2,00 | 10,00 |
| 3,00 | 15,00 |
| 4,00 | 24,00 |
| 5,00 | 30,00 |
| 6,00 | 30,00 |
| 7,00 | 14,00 |
| N _{SPT} médio | 9,67 |
| σ (MPa) | 0,19 |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 6- Capacidade de carga furo 10

| | |
|------------------------|------------------|
| Cota de apoio (m) | 3,00 |
| Camada de solo | N _{SPT} |
| 1,00 | 3,00 |
| 2,00 | 4,00 |
| 3,00 | 10,00 |
| 4,00 | 18,00 |
| 5,00 | 21,00 |
| 6,00 | 30,00 |
| 7,00 | 14,00 |
| N _{SPT} médio | 5,67 |
| σ (MPa) | 0,11 |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 7- Capacidade de carga furo 11

| | |
|------------------------|------------------|
| Cota de apoio (m) | 3,00 |
| Camada de solo | N _{SPT} |
| 1,00 | 2,00 |
| 2,00 | 6,00 |
| 3,00 | 10,00 |
| 4,00 | 16,00 |
| 5,00 | 21,00 |
| 6,00 | 30,00 |
| 7,00 | 14,00 |
| N _{SPT} médio | 6,00 |
| σ (MPa) | 0,12 |

Fonte: Autor (2021).

8.1.2 Fundações profundas

No caso das fundações profundas, para realizar a análise do solo fez-se necessário atribuir um tamanho de estaca pré-moldada de concreto circular. O modelo escolhido apresentava três diâmetros em catálogo, conforme apresentado na Tabela 3. Para o pré-dimensionamento foi atribuído o diâmetro de 22 cm, com capacidade de carga de 400kN. Como a edificação não é de grande porte, a capacidade de carga da estaca é condizente.

A capacidade de carga de cada furo foi calculada a partir do método desenvolvido por Aoki e Velloso (1975), conforme o item 4.2.2.1. Os resultados obtidos do furo 9 estão apresentados na Tabela 8 e Tabela 9, do furo 10 na Tabela 10 e Tabela 11, e para o furo 11 na Tabela 12 e Tabela 13. Para o dimensionamento dos blocos de coroamento foi utilizado os resultados apresentados no furo 11, a cota de apoio utilizada foi de 5 metros.

Tabela 8- Perfil de solo furo 9

| Cota (m) | NSPT | Solo |
|-------------------------|------|---------------------|
| -1 | 4 | Argiloso + rocha |
| -2 | 10 | |
| -3 | 15 | |
| -4 | 24 | Silico argiloso |
| -5 | 30 | |
| -6 | 30 | |
| -7 | 14 | |
| NSPT _{médio} | | 20,50 |
| NSPT _{adotado} | | 21,00 |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 9- Capacidade de carga furo 9

| a | K | F ₁ | F ₂ | r _p | R _p | U | r _i | R _L | R _{total} | Pa | Pa ≤ |
|-----|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|--------------------|--------|--------------------|
| % | kPa | | | kPa | kN | M | kPa | kN | kN | kN | 1,25R _L |
| 2,4 | 350 | 2 | 3,5 | 700,0 | 26,6 | 0,69 | 9,6 | 66,4 | 93,0 | 46,5 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 1150,0 | 43,7 | 0,69 | 22,3 | 154,4 | 198,1 | 99,1 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 1725,0 | 65,6 | 0,69 | 33,5 | 231,6 | 297,2 | 148,60 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 2760,0 | 104,9 | 0,69 | 53,6 | 370,6 | 475,5 | 237,8 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 3450,0 | 131,1 | 0,69 | 67,0 | 463,3 | 594,4 | 297,2 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 3450,0 | 131,1 | 0,69 | 67,0 | 463,3 | 594,4 | 297,2 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 1610,0 | 61,2 | 0,69 | 31,2 | 216,2 | 277,4 | 138,7 | Verifica |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 10-Perfil de solo furo 10

| Cota (m) | NSPT | Solo |
|-------------------------|------|--------------------|
| -1 | 3 | Silico argiloso |
| -2 | 4 | |
| -3 | 10 | |
| -4 | 18 | |
| -5 | 21 | Argila siltosa |
| -6 | 30 | |
| -7 | 14 | |
| NSPT _{médio} | | 16,17 |
| NSPT _{adotado} | | 17,00 |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 11- Capacidade de carga furo 10

| a % | K kPa | F ₁ | F ₂ | r _p kPa | R _p kN | U M | n _i kPa | R _L kN | R _{total} kN | Pa kN | Pa ≤ 1,25R _L |
|--------|----------|----------------|----------------|-----------------------|----------------------|--------|-----------------------|----------------------|--------------------------|----------|----------------------------|
| 3,4 | 230,0 | 2 | 3,5 | 345,0 | 13,1 | 0,69 | 6,7 | 46,3 | 59,4 | 29,7 | Verifica |
| 3,4 | 230,0 | 2 | 3,5 | 460,0 | 17,5 | 0,69 | 8,9 | 61,8 | 79,3 | 39,6 | Verifica |
| 3,4 | 230,0 | 2 | 3,5 | 1150,0 | 43,7 | 0,69 | 22,3 | 154,4 | 198,1 | 99,1 | Verifica |
| 4,0 | 220,0 | 2 | 3,5 | 1980,0 | 75,3 | 0,69 | 45,3 | 312,8 | 388,1 | 194,0 | Verifica |
| 4,0 | 220,0 | 2 | 3,5 | 2310,0 | 87,8 | 0,69 | 52,8 | 364,9 | 452,7 | 226,4 | Verifica |
| 4,0 | 220,0 | 2 | 3,5 | 3300,0 | 125,4 | 0,69 | 75,4 | 521,3 | 646,8 | 323,4 | Verifica |
| 4,0 | 220,0 | 2 | 3,5 | 1540,0 | 58,5 | 0,69 | 35,2 | 243,3 | 301,8 | 150,9 | Verifica |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 12- Perfil de solo furo 11

| Cota (m) | NSPT | Solo |
|-------------------------|------|--------------------|
| -1 | 2 | Silico argiloso |
| -2 | 6 | Argiloso |
| -3 | 10 | |
| -4 | 16 | |
| -5 | 21 | Silico argiloso |
| -6 | 30 | |
| -7 | 14 | |
| NSPT _{médio} | | 16,17 |
| NSPT _{adotado} | | 17,00 |

Fonte: Autor (2021).

Tabela 13- Capacidade de carga furo 11

| a | K | F ₁ | F ₂ | r _p | R _p | U | r _i | R _L | R _{total} | Pa | Pa ≤ 1,25R _L |
|-----|-----|----------------|----------------|----------------|----------------|------|----------------|----------------|--------------------|-------|-------------------------|
| % | kPa | | | kPa | kN | M | kPa | kN | kN | kN | |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 230,0 | 8,7 | 0,69 | 4,8 | 30,9 | 39,6 | 19,8 | Verifica |
| 6,0 | 200 | 2 | 3,5 | 600,0 | 22,8 | 0,69 | 20,6 | 142,2 | 165,0 | 82,5 | Verifica |
| 6,0 | 200 | 2 | 3,5 | 1000,0 | 38,0 | 0,69 | 34,3 | 237,0 | 275,0 | 137,5 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 1840,0 | 69,9 | 0,69 | 35,8 | 247,1 | 317,0 | 158,5 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 2415,0 | 91,8 | 0,69 | 46,9 | 324,3 | 416,1 | 208,0 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 3450,0 | 131,2 | 0,69 | 67,0 | 463,3 | 594,4 | 297,2 | Verifica |
| 3,4 | 230 | 2 | 3,5 | 1610,0 | 61,2 | 0,69 | 31,3 | 216,2 | 277,4 | 138,7 | Verifica |

Fonte: Autor (2021).

8.2 RESULTADOS ANÁLISE ESTRUTURAL

Com as plantas estruturais fornecidas pela Instituição, foi realizado o lançamento da estrutura no Software TQS, seguindo os passos apresentados no item 6.2.1. Os dados iniciais para o lançamento correto da estrutura estão todos no Apêndice A. A imagem 3D do Bloco N está apresentando na Figura 22.

Figura 22-Bloco N

Fonte: Autor (2021).

Após a inserção dos dados, pode ser obtida a planta de cargas para o dimensionamento das estruturas de fundação. O Software realizou seis combinações

de ações, todas para o estado limite último, para o mínimo e máximo esforço da estrutura para cada direção, as combinações apresentadas estão listadas a seguir:

- Fx: mínimo e máximo;
- Fy: mínimo e máximo;
- Fz: mínimo e máximo;
- Mx: mínimo e máximo;
- My: mínimo e máximo;
- Mz: mínimo e máximo;

Para a validação dos dados, foi realizado o comparativo com os dados obtidos pela Instituição. Os dados calculados pelo Software TQS em relação aos dados fornecidos possuem uma diferença percentual de 8%, a diferença que ocorre é pelo uso de outro software pela empresa que realizou o cálculo estrutural.

Como foram obtidas seis combinações para cada pilar, foi realizada a análise da carga mais crítica em cada direção, a fim de realizar o dimensionamento com segurança da estrutura. Para as direções x e y, constatou-se que os valores se anulavam, logo não foram utilizados para o dimensionamento. Os resultados obtidos pelo Software TQS estão apresentados na Tabela 14.

Tabela 14- Cargas obtidas pelo Software TQS

(continua)

| Elemento | Seção pilar cm | Fz tf | Mx tf.m | My tf.m | Fz kN | Mx kN.m | My kN.m |
|----------|-------------------|----------|------------|------------|----------|------------|------------|
| P1 | 20x50 | 13,44 | -1,87 | -0,38 | 131,85 | -18,34 | -3,73 |
| P2 | 15x50 | 19,37 | -0,74 | -0,40 | 190,02 | -7,26 | -3,92 |
| P3 | L 75x69x20x15 | 31,54 | -5,42 | -2,76 | 309,41 | -53,17 | -27,08 |
| P4 | 15x50 | 13,32 | 1,20 | 0,04 | 130,67 | 11,77 | 0,39 |
| P5 | 15x35 | 17,32 | -0,18 | -0,05 | 169,91 | -1,77 | -0,49 |
| P6 | L 95x50x15x15 | 19,96 | 1,01 | -2,99 | 195,81 | 9,91 | -29,33 |
| P7 | 20x65 | 33,40 | -2,43 | -0,09 | 327,65 | -23,84 | -0,88 |
| P8 | 20x80 | 28,41 | -1,25 | -1,08 | 278,70 | -12,26 | -10,59 |
| P9 | L 65x50x20x15 | 14,02 | -1,19 | 0,76 | 137,54 | -11,67 | 7,46 |
| P10 | 15x35 | 9,30 | 0,37 | 0,09 | 91,23 | 3,63 | 0,88 |
| P11 | 15x35 | 12,59 | 0,55 | -0,21 | 123,51 | 5,40 | -2,06 |
| P12 | 15x50 | 9,29 | -0,62 | 0,32 | 91,13 | -6,08 | 3,14 |
| P13 | 25x60 | 20,52 | -2,72 | -0,87 | 201,30 | -26,68 | -8,53 |
| P14 | 35x35 | 25,52 | -2,78 | -0,74 | 250,35 | -27,27 | -7,26 |
| P15 | 25x60 | 20,83 | -2,64 | -0,41 | 204,34 | -25,90 | -4,02 |
| P16 | 20x50 | 7,26 | 0,26 | 1,14 | 71,22 | 2,55 | 11,18 |
| P17 | 15x50 | 13,28 | 0,16 | -0,74 | 130,28 | 1,57 | -7,26 |
| P18 | 15x50 | 13,17 | 0,11 | 0,64 | 129,20 | 1,08 | 6,28 |

Tabela 14- Cargas obtidas pelo Software TQS

| Elemento | Seção pilar cm | (conclusão) | | | | | |
|----------|-------------------|-------------|------------|------------|----------|------------|------------|
| | | Fz tf | Mx tf.m | My tf.m | Fz kN | Mx kN.m | My kN.m |
| P19 | 15x50 | 34,58 | -1,05 | -0,20 | 339,23 | -10,30 | -1,96 |
| P20 | 35x35 | 36,44 | -1,9 | -0,68 | 357,48 | -18,64 | -6,67 |
| P21 | 35x70 | 23,11 | 1,68 | 1,00 | 226,71 | 16,48 | 9,81 |
| P22 | 15x35 | 8,86 | 0,49 | 0,09 | 86,92 | 4,81 | 0,88 |
| P23 | 15x35 | 12,36 | -0,34 | -0,26 | 121,25 | -3,34 | -2,55 |
| P24 | 15x50 | 9,83 | 1,14 | 0,34 | 96,43 | 11,18 | 3,34 |
| P25 | 20x60 | 13,81 | 2,56 | -0,36 | 135,48 | 25,11 | -3,53 |
| P26 | L 65x75x15x20 | 31,30 | 5,07 | -2,65 | 307,05 | 49,74 | -26,00 |
| P27 | 15x50 | 14,04 | -1,18 | 0,00 | 137,73 | -11,58 | 0,00 |
| P28 | 15x35 | 17,85 | -0,73 | -0,04 | 175,11 | -7,16 | -0,39 |
| P29 | L 50x95x15x15 | 22,09 | -1,26 | -2,66 | 216,70 | -12,36 | -26,09 |
| P30 | 15x50 | 19,10 | -0,15 | -0,24 | 187,37 | -1,47 | -2,35 |
| P31 | L 50x95x15x15 | 39,84 | 4,29 | 1,61 | 390,83 | 42,08 | 15,79 |
| P32 | 20x60 | 27,76 | 1,23 | 0,76 | 272,33 | 12,07 | 7,46 |
| P33 | 20x60 | 13,61 | 1,03 | 0,48 | 133,51 | 10,10 | 4,71 |

Fonte: Autor (2021).

8.2.1 Dimensionamento fundações superficiais

Seguido as recomendações do item 4.1.2, foi realizado o dimensionamento das fundações superficiais a partir de todos os dados obtidos pelo Software TQS, com o auxílio de planilhas eletrônicas. Para todos os pilares analisados foi realizado o dimensionamento de sapatas isoladas. Nos casos dos pilares em L, foi necessário analisar a coincidência de centro de gravidade do pilar com a sapata, todos coincidiram.

Buscando economia e melhoria de execução na construção as sapatas com dimensões próximas, para facilidade da execução de formas, adotou-se um valor médio de dimensões. Além de manter o padrão de fios de aço com diâmetro de 8mm. As dimensões das sapatas e o espaçamento dos fios de aço estão apresentados na Tabela 15. O desenho das planta baixa e cortes das sapatas estão presentes no Apêndice B.

Tabela 15-Dimensões das sapatas

| Elemento | A cm | B cm | h cm | h ₀ cm | A _{bitola} cm | B _{bitola} cm |
|----------|---------|---------|---------|----------------------|---------------------------|---------------------------|
| P1 | 140,00 | 105,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P2 | 165,00 | 130,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P3 | 190,00 | 180,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 22 | φ 8 c/ 22 |
| P4 | 140,00 | 105,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P5 | 145,00 | 125,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P6 | 170,00 | 125,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P7 | 210,00 | 175,00 | 50,00 | 20,00 | φ 8 c/ 19 | φ 8 c/ 23 |
| P8 | 205,00 | 145,00 | 50,00 | 20,00 | φ 8 c/ 23 | φ 8 c/ 25 |
| P9 | 130,00 | 115,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P10 | 110,00 | 90,00 | 45,00 | 25,00 | φ 8 c/ 23 | φ 8 c/ 25 |
| P11 | 125,00 | 105,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P12 | 120,00 | 85,00 | 40,00 | 25,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P13 | 165,00 | 130,00 | 40,00 | 15,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P14 | 165,00 | 165,00 | 45,00 | 15,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 24 |
| P15 | 170,00 | 135,00 | 45,00 | 15,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P16 | 115,00 | 80,00 | 35,00 | 25,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P17 | 140,00 | 105,00 | 35,00 | 15,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P18 | 140,00 | 105,00 | 35,00 | 15,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P19 | 210,00 | 175,00 | 55,00 | 20,00 | φ 8 c/ 20 | φ 8 c/ 23 |
| P20 | 195,00 | 195,00 | 55,00 | 20,00 | φ 8 c/ 21 | φ 8 c/ 20 |
| P21 | 175,00 | 140,00 | 45,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P22 | 110,00 | 90,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P23 | 125,00 | 105,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P24 | 125,00 | 90,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P25 | 150,00 | 110,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P26 | 190,00 | 180,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 22 | φ 8 c/ 22 |
| P27 | 140,00 | 105,00 | 35,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P28 | 150,00 | 130,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P29 | 180,00 | 135,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P30 | 150,00 | 130,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |
| P31 | 210,00 | 205,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 15 | φ 8 c/ 15 |
| P32 | 195,00 | 155,00 | 50,00 | 20,00 | φ 8 c/ 23 | φ 8 c/ 25 |
| P33 | 145,00 | 105,00 | 40,00 | 20,00 | φ 8 c/ 25 | φ 8 c/ 25 |

Fonte: Autor (2021).

8.2.2 Dimensionamento fundações profundas

Para o caso das fundações profundas, é necessário analisar as cargas de cada pilar além da capacidade de carga da estaca, a fim de dimensionar a quantidade

de estacas por bloco de coroamento. Conforme o item 4.2.4 foi realizado o dimensionamento da quantidade de estaca por bloco visando segurança da estrutura.

A estaca escolhida manteve-se o modelo pré-moldado de concreto circular, conforme escolhida para a análise do solo. A Tabela 16 apresenta os dados obtidos para cada pilar, onde constam a carga que cada pilar apresenta, a capacidade de carga da estaca e o número de estacas adotado por bloco de coroamento. O desenho das plantas baixas e cortes dos blocos de coroamento estão presentes no Apêndice B.

Tabela 16-Quantidade de estacas por bloco

(continua)

| Elemento | Pilar | | Estaca pré-moldada | | Bloco | | | |
|----------|----------|-------------|--------------------|-------------|-------------------------------|------|----------------|---------------------|
| | Fz tf | Carga KN | Diâmetro cm | Carga kN | Carga pilar/carga catálogo | K | N _E | N _{E,adot} |
| P1 | 13,44 | 131,85 | 22 | 400 | 0,33 | 1,10 | 0,36 | 1 |
| P2 | 19,37 | 190,02 | 22 | 400 | 0,48 | 1,10 | 0,52 | 1 |
| P3 | 31,54 | 309,41 | 22 | 400 | 0,77 | 1,10 | 0,85 | 2 |
| P4 | 13,32 | 130,67 | 22 | 400 | 0,33 | 1,10 | 0,36 | 1 |
| P5 | 17,32 | 169,91 | 22 | 400 | 0,42 | 1,10 | 0,47 | 1 |
| P6 | 19,96 | 195,81 | 22 | 400 | 0,49 | 1,10 | 0,54 | 2 |
| P7 | 33,40 | 327,65 | 22 | 400 | 0,82 | 1,10 | 0,90 | 2 |
| P8 | 28,41 | 278,70 | 22 | 400 | 0,70 | 1,10 | 0,77 | 1 |
| P9 | 14,02 | 137,54 | 22 | 400 | 0,34 | 1,10 | 0,38 | 2 |
| P10 | 9,30 | 91,23 | 22 | 400 | 0,23 | 1,10 | 0,25 | 1 |
| P11 | 12,59 | 123,51 | 22 | 400 | 0,31 | 1,10 | 0,34 | 1 |
| P12 | 9,29 | 91,13 | 22 | 400 | 0,23 | 1,10 | 0,25 | 1 |
| P13 | 20,52 | 201,30 | 22 | 400 | 0,50 | 1,10 | 0,55 | 1 |
| P14 | 25,52 | 250,35 | 22 | 400 | 0,63 | 1,10 | 0,69 | 1 |
| P15 | 20,83 | 204,34 | 22 | 400 | 0,51 | 1,10 | 0,56 | 1 |
| P16 | 7,26 | 71,22 | 22 | 400 | 0,18 | 1,10 | 0,20 | 1 |
| P17 | 13,28 | 130,28 | 22 | 400 | 0,33 | 1,10 | 0,36 | 1 |
| P18 | 13,17 | 129,20 | 22 | 400 | 0,32 | 1,10 | 0,36 | 1 |
| P19 | 34,58 | 339,23 | 22 | 400 | 0,85 | 1,10 | 0,93 | 2 |
| P20 | 36,44 | 357,48 | 22 | 400 | 0,89 | 1,10 | 0,98 | 2 |
| P21 | 23,11 | 226,71 | 22 | 400 | 0,57 | 1,10 | 0,62 | 1 |
| P22 | 8,86 | 86,92 | 22 | 400 | 0,22 | 1,10 | 0,24 | 1 |
| P23 | 12,36 | 121,25 | 22 | 400 | 0,30 | 1,10 | 0,33 | 1 |
| P24 | 9,83 | 96,43 | 22 | 400 | 0,24 | 1,10 | 0,27 | 1 |
| P25 | 13,81 | 135,48 | 22 | 400 | 0,34 | 1,10 | 0,37 | 1 |
| P26 | 31,30 | 307,05 | 22 | 400 | 0,77 | 1,10 | 0,84 | 1 |
| P27 | 14,04 | 137,73 | 22 | 400 | 0,34 | 1,10 | 0,38 | 1 |

Tabela 16- Quantidade de estacas por bloco

(conclusão)

| Elemento | Pilar | | Estaca pré-moldada | | Bloco | | | |
|----------|----------|-------------|--------------------|-------------|----------------------------------|------|----------------|---------------------|
| | Fz tf | Carga KN | Diâmetro cm | Carga kN | Carga pilar/carga catálogo | K | N _E | N _{E,adot} |
| P28 | 17,85 | 175,11 | 22 | 400 | 0,44 | 1,10 | 0,48 | 1 |
| P29 | 22,09 | 216,70 | 22 | 400 | 0,54 | 1,10 | 0,60 | 1 |
| P30 | 19,10 | 187,37 | 22 | 400 | 0,47 | 1,10 | 0,52 | 1 |
| P31 | 39,84 | 390,83 | 22 | 400 | 0,98 | 1,10 | 1,07 | 2 |
| P32 | 27,76 | 272,33 | 22 | 400 | 0,68 | 1,10 | 0,75 | 1 |
| P33 | 13,61 | 133,51 | 22 | 400 | 0,33 | 1,10 | 0,37 | 1 |

Fonte: Autor (2021).

A partir da quantidade de estacas por bloco de coroamento, foi realizado o dimensionamento seguido as recomendações do item 4.2.4.1, com o auxílio de planilhas eletrônicas. Para os casos dos pilares em L, foi necessário analisar a coincidência de centro de gravidade do pilar com o bloco, todos coincidiram. Buscando economia e facilidade de execução, os estribos horizontais ficaram com padrão de fios de aço de 5mm, para as armaduras principais não foi possível manter o padrão.

A Tabela 17 apresenta as dimensões dos blocos para cada pilar e as armaduras necessárias. Para o caso dos blocos com apenas uma estaca não foi necessário dimensionamento de estribos verticais, apenas para os blocos com duas estacas.

Tabela 17- Dimensões dos blocos de coroamento

(continua)

| Elemento | Estaca pré-moldada | | Bloco de coroamento | | | | | | |
|----------|--------------------|----------------|---------------------|---------|---------|----------|-----------|---------|------------|
| | D cm | N _E | A cm | B cm | h cm | N1 | N2 cm | N3 | N4 cm |
| P1 | 22 | 1 | 60,00 | 60,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | |
| P2 | 22 | 1 | 60,00 | 60,00 | 35,00 | 7 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 8 | |
| P3 | 22 | 2 | 95,00 | 75,00 | 40,00 | 6 φ 8 | φ5 c/ 7,0 | 2 φ 6,3 | φ 5 c/ 7,0 |
| P4 | 22 | 1 | 60,00 | 60,00 | 35,00 | 5 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | |
| P5 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | |
| P6 | 22 | 2 | 115,00 | 70,00 | 40,00 | 4 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | φ 5 c/ 7,5 |
| P7 | 22 | 2 | 95,00 | 60,00 | 40,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | φ 5 c/ 9,5 |
| P8 | 22 | 1 | 90,00 | 45,00 | 35,00 | 6 φ 16 | φ5 c/ 7,5 | 5 φ 8 | |
| P9 | 22 | 2 | 95,00 | 70,00 | 40,00 | 3 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | φ 5 c/ 7,5 |
| P10 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 4 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | |

Tabela 17- Dimensões dos blocos de coroamento

(conclusão)

| Pilar | Estaca pré-moldada | | Bloco de coroamento | | | | | | | |
|-------|--------------------|------|---------------------|-------|-------|----------|------------|---------|------------|-------|
| | Elemento | D cm | N _E | A cm | B cm | h cm | N1 | N2 cm | N3 | N4 cm |
| P11 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 4 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P12 | 22 | 1 | 60,00 | 60,00 | 35,00 | 6 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P13 | 22 | 1 | 70,00 | 60,00 | 35,00 | 5 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |
| P14 | 22 | 1 | 50,00 | 50,00 | 35,00 | 4 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 8 | | |
| P15 | 22 | 1 | 70,00 | 45,00 | 35,00 | 8 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 8 | | |
| P16 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 4 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P17 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 8 | | |
| P18 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 8 | | |
| P19 | 22 | 2 | 95,00 | 60,00 | 40,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,0 | 3 φ 6,3 | φ 5 c/ 8,5 | |
| P20 | 22 | 2 | 95,00 | 60,00 | 40,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,0 | 3 φ 6,3 | φ 5 c/ 8,5 | |
| P21 | 22 | 1 | 80,00 | 50,00 | 35,00 | 6 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 8 | | |
| P22 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 4 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P23 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 5 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P24 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 6 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 2 φ 6,3 | | |
| P25 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |
| P26 | 22 | 1 | 95,00 | 75,00 | 40,00 | 4 φ 10 | φ 5 c/ 7,0 | 2 φ 6,3 | | |
| P27 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 5 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |
| P28 | 22 | 1 | 45,00 | 45,00 | 35,00 | 5 φ 10 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |
| P29 | 22 | 1 | 115,00 | 70,00 | 40,00 | 4 φ 8 | φ 5 c/ 7,0 | 2 φ 6,3 | | |
| P30 | 22 | 1 | 50,00 | 45,00 | 35,00 | 8 φ 8 | φ5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |
| P31 | 22 | 2 | 95,00 | 70,00 | 40,00 | 3 φ 12,5 | φ 5 c/ 7 | 3 φ 6,3 | φ 5 c/ 7,5 | |
| P32 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 6 φ 12,5 | φ 5 c/ 7,5 | 2 φ 8 | | |
| P33 | 22 | 1 | 60,00 | 45,00 | 35,00 | 3 φ 12,5 | φ 5 c/ 7,5 | 3 φ 6,3 | | |

Fonte: Autor (2021).

8.3 ORÇAMENTO

O orçamento foi realizado conforme determinado no item 4.3, seguindo a tabela de composições do Sistema Nacional de Pesquisa de Custos e Índices da Construção Civil (SINAPI). O quantitativo das estruturas de fundação considera o volume de concreto utilizado por metro cúbico e a quantidade de aço por quilo.

8.3.1 Fundações superficiais

Para o caso das fundações superficiais, o volume de concreto das sapatas foi de 28,68 m³ e o cobrimento total de aço de 597,18 m. Para calcular o peso total foi realizada a multiplicação da massa nominal do aço de 8mm pelo cobrimento total, onde encontrou-se o peso de 236 kg. Os dados obtidos encontram-se na Tabela 18.

Tabela 18- Quantitativo das sapatas

| Concreto | Cobrimento | Massa | Peso |
|----------------|------------|---------|-------|
| | Aço-total | Nominal | total |
| m ³ | m | Kg/m | Kg |
| 28,68 | 597,18 | 0,395 | 236 |

Fonte: Autor (2021).

A partir dos dados obtidos foi realizado o orçamento da concretagem e armação do aço. A Tabela 19 apresenta o código dos serviços na tabela SINAPI, a descrição dos serviços e insumos, quantidade de cada insumo para a composição do serviço, unidade com qual o insumo é calculado, valor unitário e o valor total. Para realizar a execução das sapatas o valor orçado foi de R\$16.530,48.

Tabela 19-Composição de serviços fundações superficiais

(continua)

| Índice | Cód. | Item | Quantidade | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|--|------------|----------------|-----------------|--------------|
| 1 | | Sapatas | | | | 16.530,48 |
| 1.1 | 96558 | Concretagem de sapatas, fck 30MPa, com uso de bomba (lançamento, adensamento e acabamento). Af_11/2016 | 28,68 | M ³ | 429,04 | 12.442,18 |
| 1.1.1 | 88309 | Pedreiro com encargos complementares | 0,49 | H | 24,52 | 350,54 |
| 1.1.2 | 88316 | Servente com encargos complementares | 0,74 | H | 18,91 | 405,74 |
| 1.1.3 | 90587 | Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv - chi diurno. Af_06/2015 | 0,13 | CHI | 0,39 | 1,43 |

Tabela 19-Composição de serviços fundações superficiais

(conclusão)

| Índice | Cód. | Item | Quantidade | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|--|------------|-------|-----------------|--------------|
| 1.1.4 | 90586 | Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásico potência de 2 cv - chp diurno. Af_06/2015 | 0,12 | CHP | 1,72 | 5,97 |
| 1.1.5 | 1525 | Concreto usinado bombeável, classe de resistência c30, com brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20mm, inclui serviço de bombeamento (nbr 8953) | 1,15 | M³ | 350,18 | 11.678,50 |
| 1.2 | 96545 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm - montagem. Af_06/2017 | 224,00 | KG | 18,25 | 4.088,30 |
| 1.2.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,04 | H | 18,76 | 157,55 |
| 1.2.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,12 | H | 24,39 | 631,05 |
| 1.2.3 | 92793 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 8,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 13,96 | 3.126,97 |
| 1.2.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 151,65 |
| 1.2.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 0,72 | UN | 0,13 | 21,08 |

Fonte: Autor (2021).

8.3.2 Fundações profundas

Para as fundações profundas, foi dimensionado o volume de concreto dos blocos de coroamento, cobrimento de aço para cada diâmetro de aço e a metragem das estacas. O volume de concreto dimensionado foi de 4,83m³. Para calcular o peso total de aço foi realizado a multiplicação da massa nominal para cada diâmetro pelo

cobrimento total, onde encontrou-se o peso em quilos, os dados obtidos encontram-se na Tabela 20. Para a metragem das estacas, foi definido todas as estacas com 5 metros de dimensão, totalizando 210 metros de estaca.

Tabela 20-Quantitativo aço blocos de coroamento

| Diâmetro | Cobrimento total | Massa Nominal | Peso total |
|----------|---------------------|---------------|---------------|
| mm | m | kg/m | kg |
| 5 | 355,70 | 0,245 | 88 |
| 6,3 | 265,40 | 0,245 | 66 |
| 8 | 113,90 | 0,395 | 45 |
| 10 | 74,30 | 0,617 | 46 |
| 12,5 | 108,20 | 0,963 | 105 |
| 16 | 15,00 | 1,578 | 24 |

Fonte: Autor (2021).

A partir dos dados obtidos foi realizado o orçamento da concretagem, armação do aço e metragem de estacas. A Tabela 19 apresenta o código dos serviços na tabela SINAPI, a descrição dos serviços e insumos, quantidade de cada insumo para a composição do serviço, unidade com qual o insumo é calculado, valor unitário e o valor total. Para realizar a execução dos blocos de coroamento e estacas o valor orçado foi de R\$52.850,20.

Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas

(continua)

| Índice | Cód. | Item | Qtd. | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|--|------|-------|-----------------|--------------|
| 1 | | Blocos | | | | 52.850,20 |
| 1.1 | 96557 | Concretagem de blocos de coroamento e vigas baldrame, fck 30 MPa, com uso de bomba. Lançamento, adensamento e acabamento. Af_06/2017 | 4,83 | M3 | 422,08 | 2.038,65 |
| 1.1.1 | 88309 | Pedreiro com encargos complementares | 0,36 | H | 24,52 | 42,99 |
| 1.1.2 | 88316 | Servente com encargos complementares | 0,54 | H | 18,91 | 49,68 |
| 1.1.3 | 90587 | Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásica potência de 2 cv - chi diurno. Af_06/2015 | 0,09 | CHI | 0,39 | 0,18 |

Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas

(continua)

| Índice | Cód. | Item | Qtd. | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|---|-------|-------|--------------|-----------|
| 1.1.4 | 90586 | Vibrador de imersão, diâmetro de ponteira 45mm, motor elétrico trifásica potência de 2 cv - chp diurno. Af_06/2015 | 0,09 | CHP | 1,72 | 0,73 |
| 1.1.5 | 1525 | Concreto usinado bombeável, classe de resistência c30, com brita 0 e 1, slump = 100 +/- 20 mm, inclui serviço de bombeamento (nbr 8953) | 1,15 | M3 | 350,18 | 1.945,07 |
| 1.2 | 96543 | Armação de bloco, viga baldrame e sapata utilizando aço ca-60 de 5 mm - montagem. Af_06/2017 | 88,00 | KG | 20,43 | 1.797,58 |
| 1.2.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,06 | H | 18,76 | 104,81 |
| 1.2.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,19 | H | 24,39 | 417,48 |
| 1.2.3 | 92791 | Corte e dobra de aço ca-60, diâmetro de 5,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 13,56 | 1.193,22 |
| 1.2.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 59,58 |
| 1.2.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 1,97 | UN | 0,13 | 22,50 |
| 1.3 | 96544 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 6,3 mm - montagem. Af_06/2017 | 66,00 | KG | 19,37 | 1.278,16 |
| 1.3.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,05 | H | 18,76 | 60,66 |
| 1.3.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,15 | H | 24,39 | 243,08 |
| 1.3.3 | 92792 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 6,3 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 13,93 | 919,53 |
| 1.3.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 44,68 |

Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas

(continua)

| Índice | Cód. | Item | Qtd. | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|--|-------|-------|-----------------|--------------|
| 1.3.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 1,19 | UN | 0,13 | 10,21 |
| 1.4 | 96545 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 8 mm - montagem. Af_06/2017 | 45,00 | KG | 18,25 | 821,31 |
| 1.4.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,04 | H | 18,76 | 31,65 |
| 1.4.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,12 | H | 24,39 | 126,77 |
| 1.4.3 | 92793 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 8,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 13,96 | 628,19 |
| 1.4.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 30,47 |
| 1.4.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 0,72 | UN | 0,13 | 4,24 |
| 1.5 | 96546 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 10 mm - montagem. Af_06/2017 | 46,00 | KG | 16,38 | 753,40 |
| 1.5.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,03 | H | 18,76 | 25,02 |
| 1.5.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,09 | H | 24,39 | 99,86 |
| 1.5.3 | 92794 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 10,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 12,93 | 594,60 |
| 1.5.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 31,14 |
| 1.5.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 0,47 | UN | 0,13 | 2,78 |

Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas

(continua)

| Índice | Cód. | Item | Qtd. | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|--------|---|--------|-------|--------------|-----------|
| 1.6 | 96547 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 12,5 mm - montagem. Af_06/2017 | 105,00 | KG | 13,88 | 1.457,16 |
| 1.6.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,02 | H | 18,76 | 43,33 |
| 1.6.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,07 | H | 24,39 | 174,15 |
| 1.6.3 | 92795 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 12,5 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 11,09 | 1.164,41 |
| 1.6.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 71,09 |
| 1.6.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 0,31 | UN | 0,13 | 4,18 |
| 1.7 | 96548 | Armação de bloco, viga baldrame ou sapata utilizando aço ca-50 de 16 mm - montagem. Af_06/2017 | 24,00 | KG | 13,20 | 316,81 |
| 1.7.1 | 88238 | Ajudante de armador com encargos complementares | 0,02 | H | 18,76 | 7,20 |
| 1.7.2 | 88245 | Armador com encargos complementares | 0,05 | H | 24,39 | 28,98 |
| 1.7.3 | 92796 | Corte e dobra de aço ca-50, diâmetro de 16,0 mm, utilizado em estruturas diversas, exceto lajes. Af_12/2015 | 1,00 | KG | 10,99 | 263,77 |
| 1.7.4 | 43132 | Arame recozido 16 bwg, d = 1,60 mm (0,016 kg/m) ou 18 bwg, d = 1,25 mm (0,01 kg/m) | 0,03 | KG | 27,08 | 16,25 |
| 1.7.5 | 39017 | Espaçador/distanciador circular com entrada lateral, em plástico, para vergalhão *4,2 a 12,5* mm, cobrimento 20 mm | 0,20 | UN | 0,13 | 0,62 |
| 1.8 | 100658 | Estaca pré-moldada de concreto centrifugado, seção circular, capacidade de 100 toneladas, incluso emenda (exclusive mobilização e desmobilização). Af_12/2019 | 210,00 | M | 211,37 | 44.387,12 |

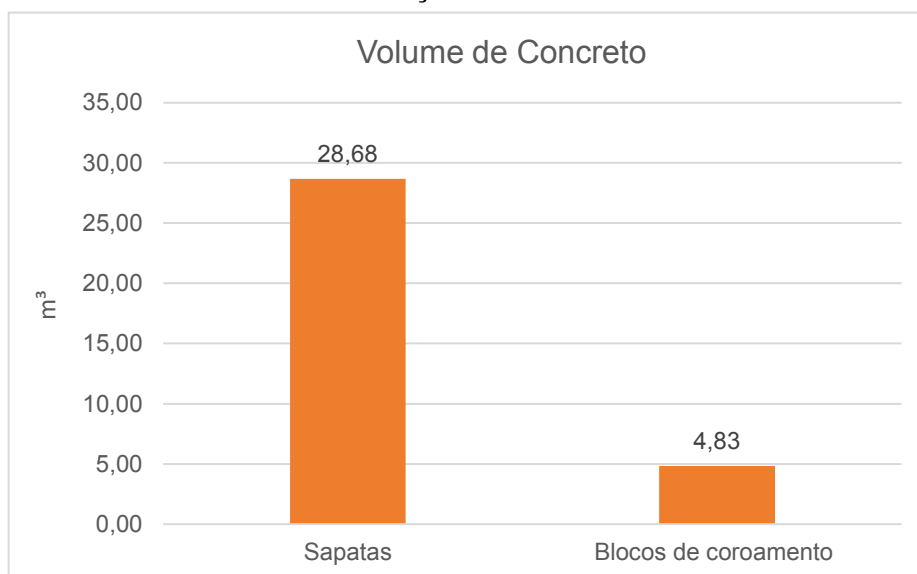
Tabela 21-Composição de serviços fundações profundas**(conclusão)**

| Índice | Cód. | Item | Qtd. | Unid. | Unitário R\$ | Total R\$ |
|--------|-------|--|------|-------|-----------------|--------------|
| 1.8.1 | 89218 | Bate-estacas por gravidade, potência de 160 hp, peso do martelo até 3 toneladas - chi diurno. Af_11/2014 | 0,11 | CHI | 72,24 | 1.608,01 |
| 1.8.2 | 89843 | Bate-estacas por gravidade, potência de 160 hp, peso do martelo até 3 toneladas - chp diurno. Af_11/2014 | 0,06 | CHP | 162,80 | 1.948,76 |
| 1.8.3 | 90776 | Encarregado geral com encargos complementares | 0,03 | H | 31,95 | 182,50 |
| 1.8.4 | 90778 | Engenheiro civil de obra pleno com encargos complementares | 0,01 | H | 91,91 | 175,65 |
| 1.8.5 | 88316 | Servente com encargos complementares | 0,33 | H | 18,91 | 1.294,36 |
| 1.8.6 | 88317 | Soldador com encargos complementares | 0,16 | H | 25,58 | 875,45 |
| 1.8.7 | 10997 | Eletrodo revestido aws - e7018, diâmetro igual a 4,00 mm | 0,07 | KG | 30,50 | 452,83 |
| 1.8.8 | 38540 | Estaca pré-moldada vazada de concreto centrifugado, para carga de 100 t, seção circular, com anel metálico incorporado a peça (somente fornecimento) | 1,10 | M | 164,00 | 37.849,56 |

Fonte: Autor (2021).

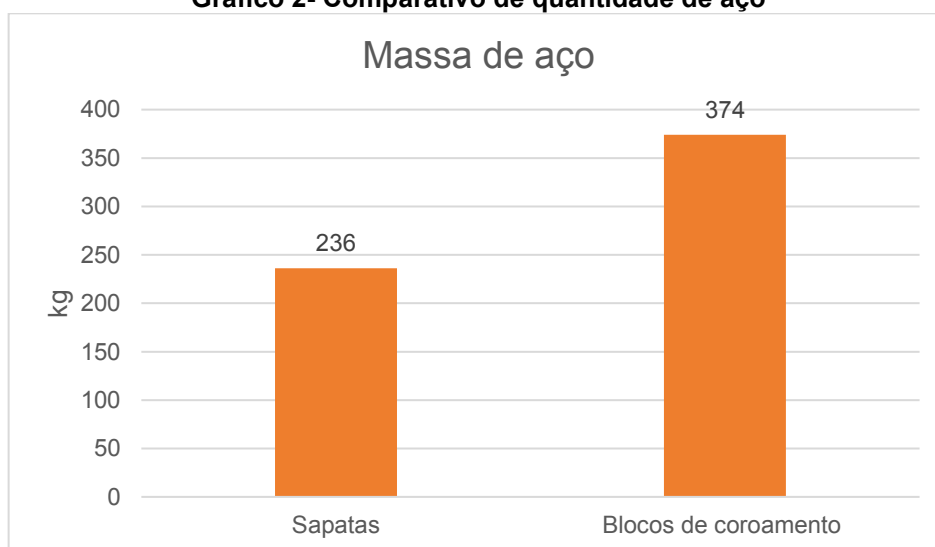
8.3.3 Comparativo das propostas

Com os dados obtidos com os orçamentos é possível realizar a comparação que cada método construtivo apresenta, onde serão comparados o volume de concreto e quilos de aço utilizados. O volume de concreto utilizado para a execução das sapatas é maior em relação aos blocos de coroamento, sendo utilizado 493,79% a mais, o Gráfico 1 apresenta a diferença de quantidade utilizada.

Gráfico 1-Diferença de volume de concreto

Fonte: Autor (2021).

Para o aço a quantidade em quilos dos blocos de coroamento apresentam maior quantidade em relação as sapatas. O total de aço utilizado para os blocos é de 374 kg, já para as sapatas 236 kg, sendo 58,47% a mais, conforme apresenta o Gráfico 2. Essa diferença se torna bem significativa, visto o aumento do aço nos últimos meses em relação ao concreto. Outro fato importante para abordar é no caso dos blocos de coroamento é necessário ainda a compra de estacas pré-moldadas, onde o cálculo é feito por metragem, sendo necessário 210 metros de estaca para a execução da fundação.

Gráfico 2- Comparativo de quantidade de aço

Fonte: Autor (2021).

Além da quantidade de material utilizada, pode-se comparar o tempo de execução que cada método construtivo apresenta. Onde foram utilizados os coeficientes de trabalho da SINAPI para estimar o tempo de execução de cada método. As sapatas apresentam em média 6 dias para serem executadas, e os blocos de coroamento 14,5 dias.

9 CONCLUSÃO

As estruturas de fundação de um edifício são responsáveis por transferir todos os esforços provenientes da superestrutura para o solo de forma segura. Seu dimensionamento é realizado de maneira que resista a todas tensões solicitantes da estrutura, onde seja possível transmitir as cargas de maneira correta e duradoura.

No desenvolvimento deste trabalho foi realizado o dimensionamento de dois projetos de estruturas de fundação, onde foram verificados diversos aspectos para a escolha da fundação mais adequada para a Instituição.

No estudo do projeto foi realizada a revisão bibliográfica sobre sondagens, tipos de solos e as estruturas de fundações existentes. Esse estudo permitiu um aprofundamento sobre os tipos de fundações e suas principais características, os métodos que podem ser utilizados para o dimensionamento, a análise dos tipos de solo e as sondagens realizadas para reconhecimento do terreno da construção, o conhecimento de um Software de cálculo estrutural e suas aplicabilidades, e por fim os recursos utilizados para a realização de um orçamento de obras públicas.

Com a análise do projeto estrutural fornecido pela Instituição, foi possível a retirada de dados essenciais para a realização do lançamento da estrutura no Software TQS, com o objetivo de retirar a planta de cargas do edifício. A partir desses dados e do relatório de sondagem, foi possível realizar o dimensionamento correto das estruturas de fundação, afim de propor métodos construtivos diferentes do projetado.

A pesquisa concluiu a melhor opção de fundação levando em consideração o custo e tempo de execução a utilização de sapata isolada como fundação é a mais viável técnica e economicamente. Para os blocos de coroamento com estacas pré-moldadas de concreto circular a estrutura ficou três vezes mais cara, além de tempo de execução ser o dobro. O fato de manter-se um padrão de bitola de aço para as sapatas ajuda na execução e compra de material, além de ser uma fundação difundida por todo o país, não necessitando de mão de obra com alto grau de especialização.

Com a definição da melhor fundação, o objetivo estabelecido por esse trabalho foi atingido, deixando em aberto futuras pesquisas para serem realizadas, buscando desenvolver estudos para melhores alternativas considerando o solo da região, podendo assim desenvolver projetos cada vez mais assertivos.

REFERÊNCIAS

ABNT (Associação Brasileira de Normas Técnicas). **NBR 6122**: Projeto e execução de fundações: Rio de Janeiro, 2019.

_____ **NBR 6484**: Solo - Sondagens de simples reconhecimentos com SPT - Método de ensaio: Rio de Janeiro, 2001.

_____ **NBR 6505**: Terminologia de solos e rochas: Rio de Janeiro, 1995.

_____ **NBR 8036**: Programação de sondagens de simples reconhecimento de solos para fundações de edifícios: Rio de Janeiro, 1983.

ALBUQUERQUE, Paulo José Rocha de; GARCIA, Jean Rodrigo. **Engenharia de Fundações**. Rio de Janeiro: Ltc, 2020. 370 p.

ALONSO, Urbano Rodriguez. **Exercícios de fundações**. São Paulo: Edgard Blucher Ltda, 1983.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Sapatas**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ALVA, Gerson Moacyr Sisniegas. **Projeto Estrutural de Blocos sobre Estacas**. Santa Maria: Universidade Federal de Santa Maria, 2007.

ANDRADE, Alysso Rodrigo de. **Caracterização dos Elementos de Fundações aplicáveis em Edificações na região de Florianópolis**. Dissertação (Mestrado) - Curso de Engenharia Civil, Centro Tecnológico, Universidade Federal de Santa Catarina, Florianópolis, 2003. 142 f.

BARROS, Carolina. **Apostila de Fundações: Técnicas Construtivas Edificações**. Pelotas: IFRS, 2011. 23 p.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto III** – notas de aula: Sapatas de Fundação. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2019.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Estruturas de Concreto III** – notas de aula: Blocos de Fundação. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2020.

BRASIL. Tribunal de Contas da União. **Anais do VII Simpósio Nacional de Auditoria de Obras Públicas**. Brasília: TCU, Secretaria de Fiscalização de Obras e Patrimônio da União, 2002.

BRITO, José Luis Wey de. **Fundações do edifício**. São Paulo: EPUSP, 1987.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson; ALBIERO, Jose Henrique. **Fundações diretas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2011. 136 p.

CINTRA, José Carlos A.; AOKI, Nelson. **Fundações por estacas: projeto geotécnico**. São Paulo: Oficina de Textos, 2010. 96 p.

CREMON, Paulo Henrique. **Estudo de caso: comparativo de produtividade entre SINAPI e empreiteira de pequeno porte, para execução de alvenaria de vedação em uma habitação residencial vertical**. Trabalho de conclusão de curso – Universidade Tecnológica Federal do Paraná. Campo Mourão, 2014. 54 p.

GOLDMAN, Pedrinho. **Introdução ao planejamento e controle de custos na construção civil brasileira**. 4º ed. São Paulo: Pini, 2004

MAIA, Clôvis Mario Moreira; FALCON, Frederico F.; FÍGARO, Nélio Descio; SOUZA FILHO, João Mathias de; ANTUNE, William Roberto; TAROZZO, Hélvio; SAES, José Luiz; ALONSO, Urbano Rodriguez; GOLOMBEK, Sigmundo. Execução de fundações profundas. In: ABMS. **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 9. p. 329-407.

MELO, Leonel de Siqueira. **ANÁLISE DE VIABILIDADE TÉCNICO/ECONÔMICA ENTRE FUNDAÇÕES PROFUNDAS: estudo de caso entre estaca pré-moldada em concreto armado e tipo hélice contínua em um galpão industrial**. TCC (Graduação) - Curso de Engenharia Civil, Engenharia Civil, Centro Universitário do Sul de Minas, Varginha, 2018. p.139.

QUARESMA, Arthur Rodrigues; DÉCOURT, Luciano; QUARESMA FILHO, Artur Rodrigues; ALMEIDA, Márcio de Souza Soares de; DANZIGER, Fernando. Investigações Geotécnicas. In: ABMS (São Paulo). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 3. p. 119-162.

REBELLO, Yopanan Conrado Pereira. **Fundações: guia prático de projeto, execução e dimensionamento**. 4. ed. São Paulo: Zigurate Editora, 2008. 238 p.

SCHNAID, Fernando; ODEBRECHT, Edgar. **Ensaio de campo e suas aplicações à engenharia de fundações**. 2. ed. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

SOUZA, Luiz Humberto de Freitas; SANTOS, Maurílio dos. Execução De Fundação Rasa Tipo Sapata Associada, Para Cargas Elevadas De Um Edifício Residencial. **Revista de Engenharia e Tecnologia**, Uberaba, v. 6, n. 3, p.1-17, 03 dez. 2014.

TEIXIERA, Alberto Henriques; GODOY, Nelson Silveira de. Análise, projeto e execução de fundações rasas. In: ABMS (São Paulo). **Fundações: teoria e prática**. 2. ed. São Paulo: Pini, 2009. Cap. 7. p. 227-264.

TQS INFORMÁTICA: **Projetos de estruturas de concreto**. Version 22.4. Disponível em: < <https://www.tqs.com.br/systems/tqs-estudante/kd04pfvhi1>>. Acesso em: 25 de abril de 2021.

VELLOSO, Dirceu de Alencar; LOPES, Francisco de Rezende. **Fundações**: critérios de projeto, investigação do subsolo, fundações superficiais, fundações profundas. São Paulo: Oficina de Textos, 2010.

APÊNDICE A - Critérios utilizados no Software TQ

Dados do edifício: Projeto tcc - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Identificação

Título do edifício: tcc

Título do cliente: _____

Endereço da obra: _____

Número do projeto: 1 Prefixo de plantas: _____

Descrição do projeto: _____

Tipo de estrutura

Concreto Amado/Protendido

Concreto Pré-moldado

Alvenaria Estrutural

Paredes de concreto

Projeto de formas de madeira

Avançado...

Norma em uso

NBR-6118:2014

Forçar critérios de norma

Criado por: analuisaifeir@hotmail.com

Criado em: 04/07/2021 21:19:47

Modificado em: 07/07/2021 20:47:28

TQS V22.4.88

Este título identificará todos os processamentos globais

Atualizar Dwg Salvar Dwg

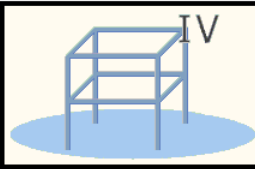
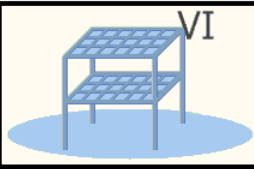
Duplicar Renomear Salvar como modelo

Ok Cancelar

Dados do edifício: Projeto tcc - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modelo estrutural do edifício:

IV Modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios. ?

VI Modelo de vigas, pilares e lajes, flexibilizado conforme critérios. ?

Modelos independentes

A estrutura se comporta como um corpo único, sem juntas ou torres separadas

Comportamento de corpos separados por espaços ou juntas, sob ação de vento

Vigas de transição / tirantes Processo P-Delta Análise dinâmica

Interação Solo-Estruturas Pré-moldados Efeito incremental

O edifício será modelado por um pórtico espacial mais os modelos dos pavimentos (vigas contínuas ou grelhas). O pórtico será composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com o efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Os efeitos oriundos das ações verticais e horizontais nas vigas e pilares serão calculados com o pórtico espacial. Nas lajes, somente os efeitos gerados pelas ações verticais serão calculados, de acordo com o modelo selecionado para os pavimentos. Nos pavimentos simulados por grelha de lajes, os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas serão transferidas como cargas para o pórtico espacial, ou seja, há uma certa integração entre ambos os modelos (pórtico espacial e grelhas). Para os demais tipos de modelos de pavimento, as cargas das lajes serão transferidas para o pórtico por meio de quinhões de carga. Tratamento especial para vigas de transição e que suportam tirantes pode ser ativado no botão abaixo. A flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos p/avaliações ELU e ELS, bem como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física, são controlados por critérios gerais do Pórtico-TQS.

Atualizar Dwg Salvar Dwg

Duplicar Renomear Salvar como modelo

Ok Cancelar

Dados do edifício: Projeto tcc - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Pavimento Fundacao

Título: Fundação

Número do projeto: 2

Número de pisos: 1

Pé-direito: 0

Classe: Fundação

Título opcional: Fundacao

Prefixo de plantas:

Avançado...

Elementos inclinados/pisos auxiliares

Pisos auxiliares...

superior +610
superior +555
superior +320
superior +180
terreo
Fundacao

Inserir acima
Inserir abaixo
Apagar
Renomear

Piso 0 Cota -1.8 m

Atualizar Dwg | Salvar Dwg |

Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Ok | Cancelar

Dados do edifício: Projeto tcc - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Modo de fornecimento de fck

Definir valores em MPa

Usar somente valores tabelados

Concreto para elementos estruturais em:

Concreto armado

Concreto protendido

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

fcks gerais

Vigas/Lajes: C25

Pilares: C25

Fundações: C25

Desativar a verificação de fck mínimo

fcks diferenciados por piso/planta

Vigas/Lajes

Pilares

Elementos pré-moldados

Alterar

Os valores de resistência definidos nesta tela serão usados nos modelos de pórtico espacial e grelhas e no dimensionamento/detalhamento de vigas, pilares, lajes, escadas e fundações.

Atualizar Dwg | Salvar Dwg |

Duplicar | Renomear | Salvar como modelo

Ok | Cancelar

Dados do edifício: Projeto tcc - 0001

Gerais | Modelo | Pavimentos | Materiais | Cobrimentos | Cargas | Critérios | Gerenciamento

Cobrimentos (cm)

| | Inferior | Superior | Diferença secundária | |
|-------------------|----------|----------|----------------------|---|
| Lajes em geral | 2.5 | 2.5 | 1 | 1 |
| Lajes protendidas | 3 | 3 | 1 | |
| Vigas | 3 | | | |
| Pilares | 3 | | | |
| Fundações | 3 | | 1 | |

Valores de norma

Valores diferenciados por planta

Pré-moldados

Fatores atenuantes

Rígido controle de qualidade e de tolerância de medidas na obra

Cobertura de elementos em contato com o solo (cm)

| | | | |
|---------------|---|---------|-----|
| Vigas e lajes | 3 | Pilares | 4.5 |
|---------------|---|---------|-----|

Verificação de cobrimentos mínimos

| | | |
|----------------------------|------|----|
| Maior altura de bainha | 60 | mm |
| Maior bitola de viga/pilar | 25 | mm |
| Maior bitola de lajes | 12.5 | mm |

Desativar a verificação dos cobrimentos mínimos

Classe de agressividade ambiental

II - Moderada - Urbana

Alterar

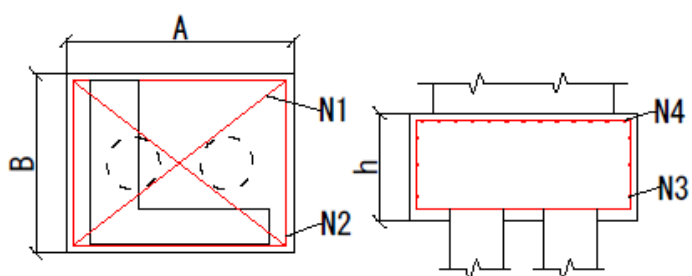
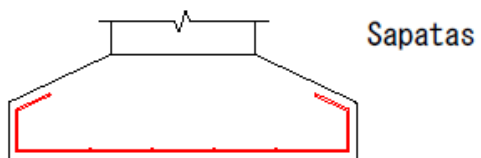
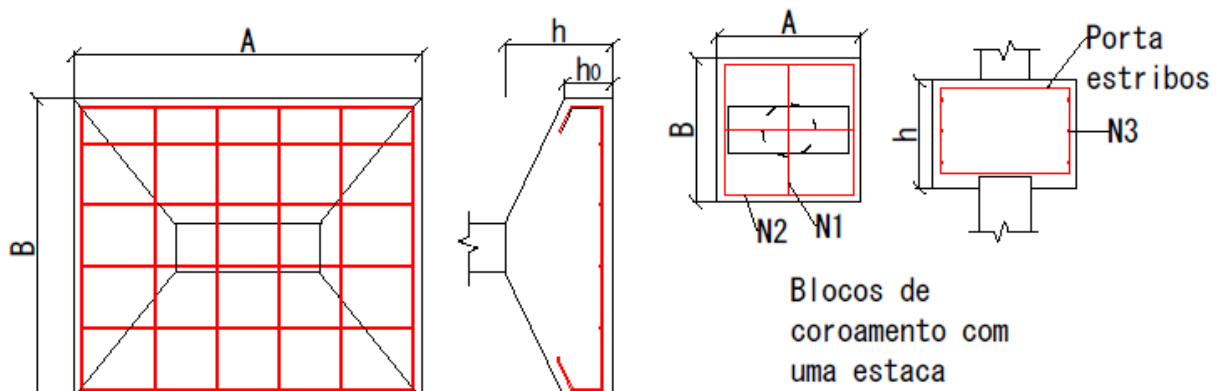
Cobrimento da armadura inferior (positiva) das lajes

Atualizar Dwg Salvar Dwg

Duplicar Renomear Salvar como modelo

Ok Cancelar

APÊNDICE B - Planta baixa sapata e blocos de coroamento



Fonte: Autor (2021).

ANEXO A - Área de armadura por metro de largura

| ÁREA DE ARMADURA POR METRO DE LARGURA (cm ² /m) | | | | | | |
|--|-----------------------|------|------|-------|-------|-------|
| Espaçamento (cm) | Diâmetro Nominal (mm) | | | | | |
| | 4,2 | 5 | 6,3 | 8 | 10 | 12,5 |
| 5 | 2,77 | 4,00 | 6,30 | 10,00 | 16,00 | 25,00 |
| 5,5 | 2,52 | 3,64 | 5,73 | 9,09 | 14,55 | 22,73 |
| 6 | 2,31 | 3,33 | 5,25 | 8,33 | 13,33 | 20,83 |
| 6,5 | 2,13 | 3,08 | 4,85 | 7,69 | 12,31 | 19,23 |
| 7 | 1,98 | 2,86 | 4,50 | 7,14 | 11,43 | 17,86 |
| 7,5 | 1,85 | 2,67 | 4,20 | 6,67 | 10,67 | 16,67 |
| 8 | 1,73 | 2,50 | 3,94 | 6,25 | 10,00 | 15,63 |
| 8,5 | 1,63 | 2,35 | 3,71 | 5,88 | 9,41 | 14,71 |
| 9 | 1,54 | 2,22 | 3,50 | 5,56 | 8,89 | 13,89 |
| 9,5 | 1,46 | 2,11 | 3,32 | 5,26 | 8,42 | 13,16 |
| 10 | 1,39 | 2,00 | 3,15 | 5,00 | 8,00 | 12,50 |
| 11 | 1,26 | 1,82 | 2,86 | 4,55 | 7,27 | 11,36 |
| 12 | 1,15 | 1,67 | 2,62 | 4,17 | 6,67 | 10,42 |
| 12,5 | 1,11 | 1,60 | 2,52 | 4,00 | 6,40 | 10,00 |
| 13 | 1,07 | 1,54 | 2,42 | 3,85 | 6,15 | 9,62 |
| 14 | 0,99 | 1,43 | 2,25 | 3,57 | 5,71 | 8,93 |
| 15 | 0,92 | 1,33 | 2,10 | 3,33 | 5,33 | 8,33 |
| 16 | 0,87 | 1,25 | 1,97 | 3,13 | 5,00 | 7,81 |
| 17 | 0,81 | 1,18 | 1,85 | 2,94 | 4,71 | 7,35 |
| 17,5 | 0,79 | 1,14 | 1,80 | 2,86 | 4,57 | 7,14 |
| 18 | 0,77 | 1,11 | 1,75 | 2,78 | 4,44 | 6,94 |
| 19 | 0,73 | 1,05 | 1,66 | 2,63 | 4,21 | 6,58 |
| 20 | 0,69 | 1,00 | 1,58 | 2,50 | 4,00 | 6,25 |
| 22 | 0,63 | 0,91 | 1,43 | 2,27 | 3,64 | 5,68 |
| 24 | 0,58 | 0,83 | 1,31 | 2,08 | 3,33 | 5,21 |
| 25 | 0,55 | 0,80 | 1,26 | 2,00 | 3,20 | 5,00 |
| 26 | 0,53 | 0,77 | 1,21 | 1,92 | 3,08 | 4,81 |
| 28 | 0,49 | 0,71 | 1,12 | 1,79 | 2,86 | 4,46 |
| 30 | 0,46 | 0,67 | 1,05 | 1,67 | 2,67 | 4,17 |
| 33 | 0,42 | 0,61 | 0,95 | 1,52 | 2,42 | 3,79 |

Elaborada por PINHEIRO (1994)
Diâmetros especificados pela NBR 7480.

Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

ANEXO B - Comprimento de ancoragem

| COMPRIMENTO DE ANCORAGEM (cm) PARA $A_{s,ef} = A_{s,calc}$ CA-50 nervurado | | | | | | | | | | | | | | | | |
|--|----------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| ϕ (mm) | Concreto | | | | | | | | | | | | | | | |
| | C15 | | C20 | | C25 | | C30 | | C35 | | C40 | | C45 | | C50 | |
| | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com | Sem | Com |
| 6,3 | 48 | 33 | 39 | 28 | 34 | 24 | 30 | 21 | 27 | 19 | 25 | 17 | 23 | 16 | 21 | 15 |
| | 33 | 23 | 28 | 19 | 24 | 17 | 21 | 15 | 19 | 13 | 17 | 12 | 16 | 11 | 15 | 10 |
| 8 | 61 | 42 | 50 | 35 | 43 | 30 | 38 | 27 | 34 | 24 | 31 | 22 | 29 | 20 | 27 | 19 |
| | 42 | 30 | 35 | 24 | 30 | 21 | 27 | 19 | 24 | 17 | 22 | 15 | 20 | 14 | 19 | 13 |
| 10 | 76 | 53 | 62 | 44 | 54 | 38 | 48 | 33 | 43 | 30 | 39 | 28 | 36 | 25 | 34 | 24 |
| | 53 | 37 | 44 | 31 | 38 | 26 | 33 | 23 | 30 | 21 | 28 | 19 | 25 | 18 | 24 | 17 |
| 12,5 | 95 | 66 | 78 | 55 | 67 | 47 | 60 | 42 | 54 | 38 | 49 | 34 | 45 | 32 | 42 | 30 |
| | 66 | 46 | 55 | 38 | 47 | 33 | 42 | 29 | 38 | 26 | 34 | 24 | 32 | 22 | 30 | 21 |
| 16 | 121 | 85 | 100 | 70 | 86 | 60 | 76 | 53 | 69 | 48 | 63 | 44 | 58 | 41 | 54 | 38 |
| | 85 | 59 | 70 | 49 | 60 | 42 | 53 | 37 | 48 | 34 | 44 | 31 | 41 | 29 | 38 | 27 |
| 20 | 151 | 106 | 125 | 87 | 108 | 75 | 95 | 67 | 86 | 60 | 79 | 55 | 73 | 51 | 68 | 47 |
| | 106 | 74 | 87 | 61 | 75 | 53 | 67 | 47 | 60 | 42 | 55 | 39 | 51 | 36 | 47 | 33 |
| 22,5 | 170 | 119 | 141 | 98 | 121 | 85 | 107 | 75 | 97 | 68 | 89 | 62 | 82 | 57 | 76 | 53 |
| | 119 | 83 | 98 | 69 | 85 | 59 | 75 | 53 | 68 | 47 | 62 | 43 | 57 | 40 | 53 | 37 |
| 25 | 189 | 132 | 156 | 109 | 135 | 94 | 119 | 83 | 108 | 75 | 98 | 69 | 91 | 64 | 85 | 59 |
| | 132 | 93 | 109 | 76 | 94 | 66 | 83 | 58 | 75 | 53 | 69 | 48 | 64 | 45 | 59 | 42 |
| 32 | 242 | 169 | 200 | 140 | 172 | 121 | 152 | 107 | 138 | 96 | 126 | 88 | 116 | 81 | 108 | 76 |
| | 169 | 119 | 140 | 98 | 121 | 84 | 107 | 75 | 96 | 67 | 88 | 62 | 81 | 57 | 76 | 53 |
| 40 | 329 | 230 | 271 | 190 | 234 | 164 | 207 | 145 | 187 | 131 | 171 | 120 | 158 | 111 | 147 | 103 |
| | 230 | 161 | 190 | 133 | 164 | 115 | 145 | 102 | 131 | 92 | 120 | 84 | 111 | 77 | 103 | 72 |

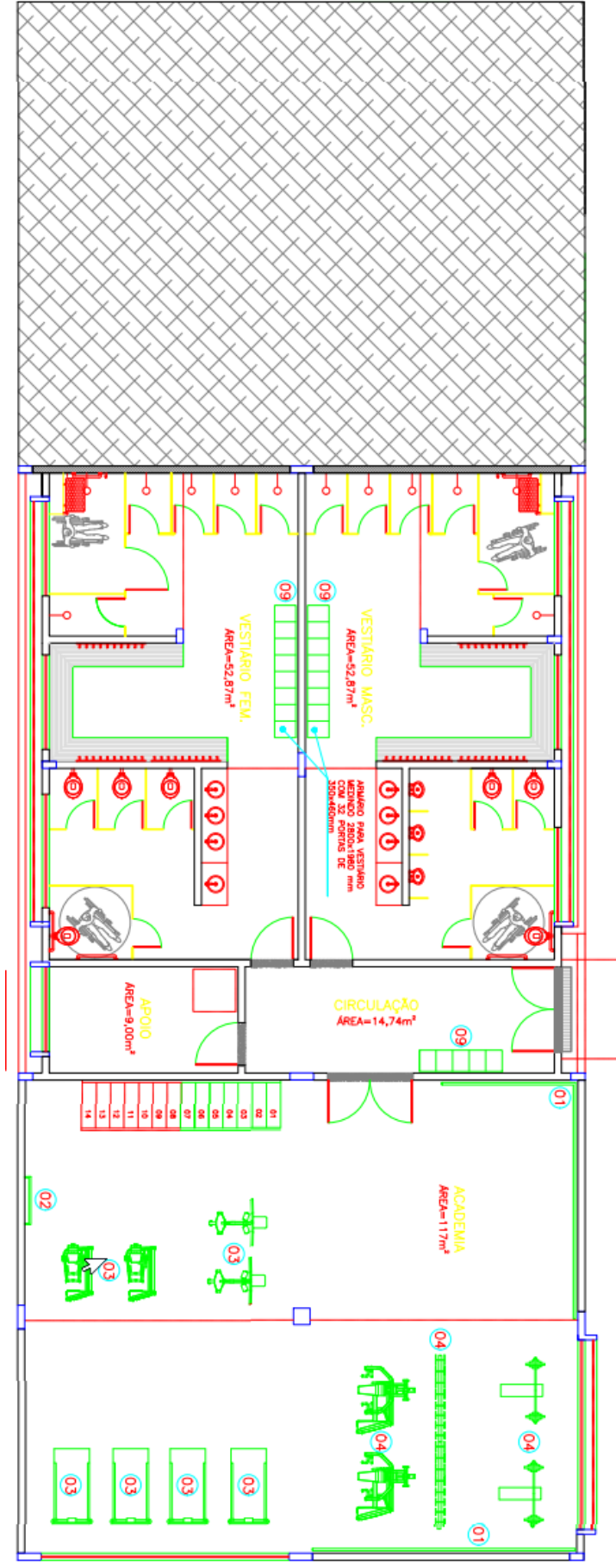
Valores de acordo com a NBR 6118.
 N° Superior: Má Aderência ; N° Inferior: Boa Aderência
 Sem e Com indicam sem ou com gancho na extremidade da barra
 $A_{s,ef}$ = área de armadura efetiva ; $A_{s,calc}$ = área de armadura calculada

O comprimento de ancoragem deve ser maior do que o comprimento mínimo: $\ell_{b,min} \geq \begin{cases} 0,3 \ell_b \\ 10 \phi \\ 100mm \end{cases}$

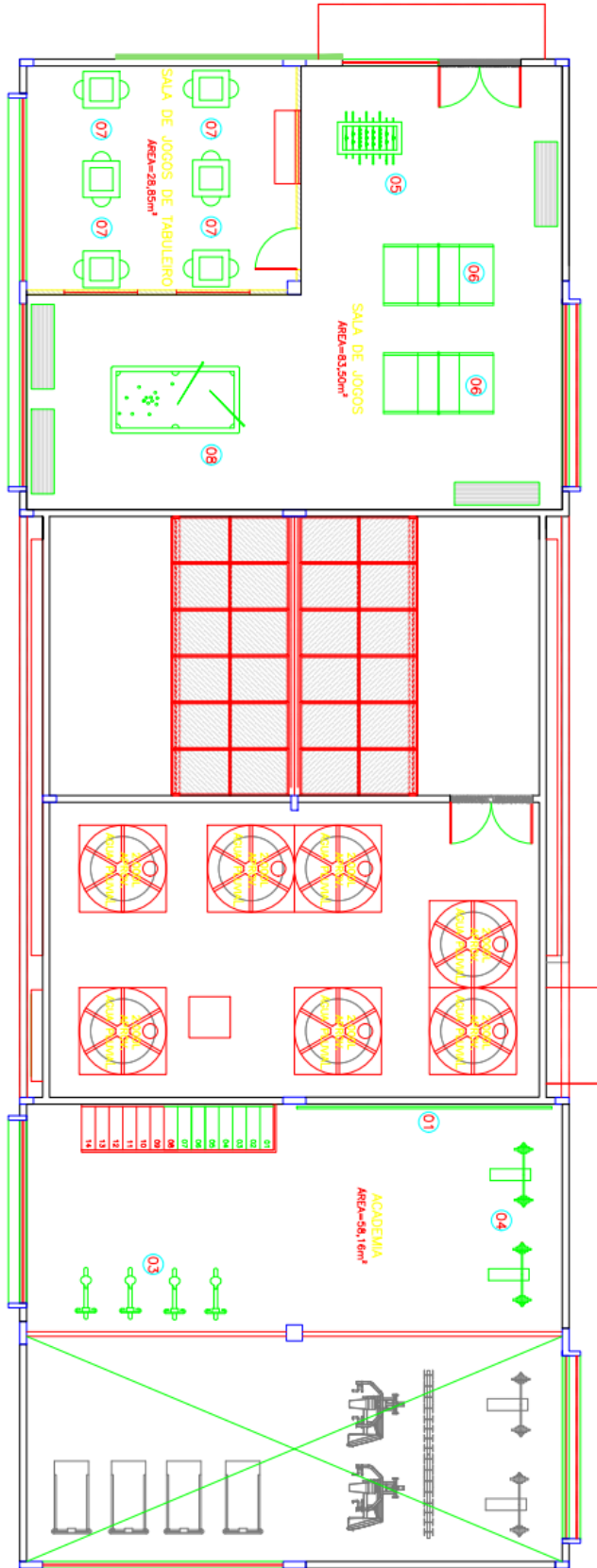
$\gamma_c = 1,4$; $\gamma_s = 1,15$

Fonte: Adaptado de Bastos, (2019).

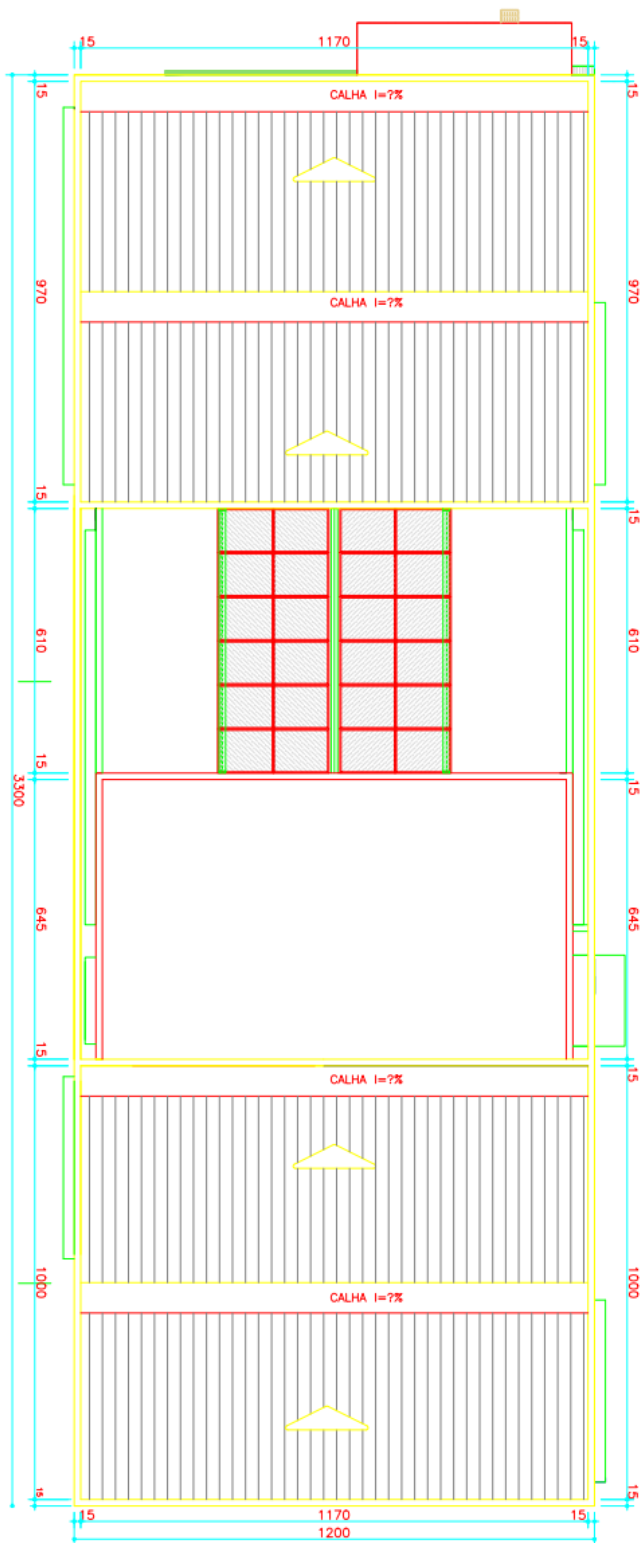
ANEXO C - Plantas baixa Bloco N



LAYOUT TERRECO
ESCOLA 17/9



LAYOUT 2º PAVIMENTO
ESCALA 1:75



BLOCO N - PLANTA
 ESCALA 1:100
 AREA = 396,02m²

ANEXO D - Relatório de sondagem

1. RESUMO

Em cumprimento ao Edital 04/2013 relativo ao processo 23064.003954/2013-58, do Instituto Federal de Educação, Ciência e Tecnologia – Campus Guarapuava, estamos apresentando o relatório técnico que envolve **quinze** furos de sondagem a percussão, com objetivo de caracterizar o perfil geológico do solo para projetos de engenharia civil.

Os trabalhos foram realizados segundo as normas da ABNT, NBR's 6484 e 8036.



Figura 1 – Imagem aérea da região norte de Guarapuava nas imediações da rodovia Ivan Ferreira do Amaral Silva Filho, paralela ao qual se observa a avenida Bento Munhoz da Rocha Neto. A área se localiza no cruzamento desta avenida com a rua Ivo Eduardo Cordeiro dos Passos, no bairro Primavera, local do futuro Campus Guarapuava da UTFPr, aonde foram realizadas as sondagens SPT. Fonte Google Earth.

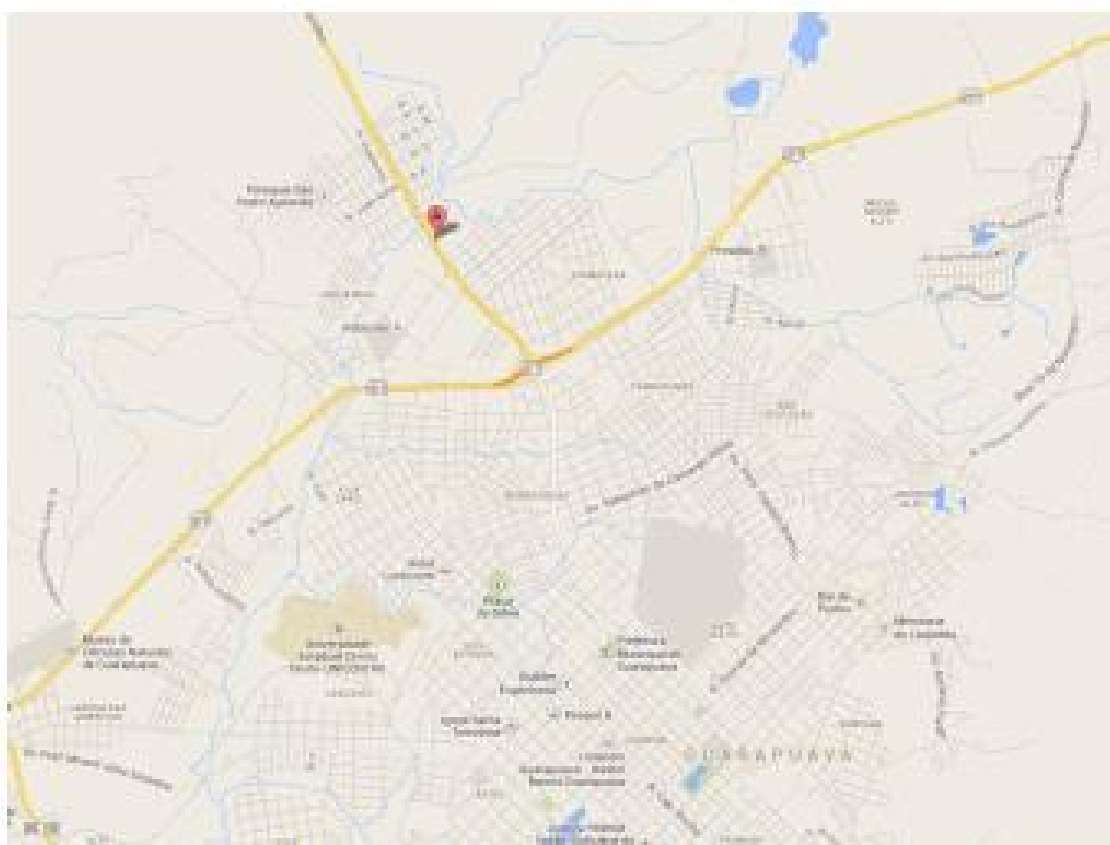


Figura 2 – Localização da área (A) onde se realizaram as sondagens em relação às principais vias de acesso. Fonte Google Earth.

2. SONDAGENS DE SIMPLES RECONHECIMENTO COM SPT (STANDART PENETRATION TEST)

2.1 METODOLOGIA DO TRABALHO

O posicionamento dos furos foi fornecido pelo engenheiro Sidnei Skarbek do Instituto Federal Catarinense – Campus Guarapuava.

Para execução das sondagens foram empregados os seguintes equipamentos:

- Torre com roldana;
- Trado concha e helicoidal;
- Hastes e luvas de aço galvanizado;
- Tubos de revestimento em aço galvanizado;
- Trépano de lavagem;

- Amostrador padrão (dimensões descritas no laudo);
- Martelo de ferro de 65 kg;
- Bomba d'água centrífuga estacionária;
- Abaixadores e alçadores para hastes;
- Saca-tubos,
- Chaves Grifo, trena, sacos plásticos, etiquetas para identificação;
- Medidor de nível d'água;
- Baldinho para esgotamento do furo;
- Recipientes para as amostras;
- Caixas d'água;

Tabela 1 – Tabela dos estados de compactidade e de consistência (ABNT)

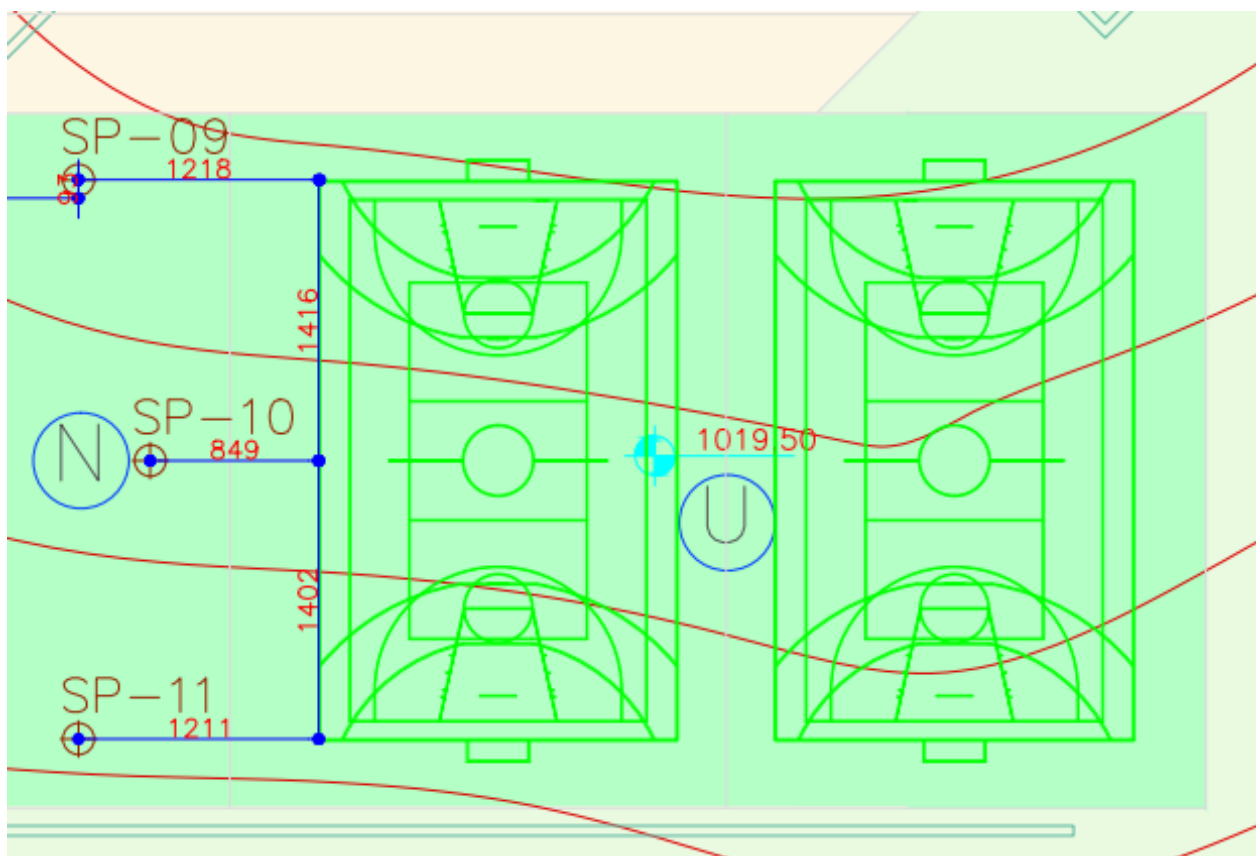
| Solo ou sedimento | Índice de Resistência à Penetração | Designação |
|----------------------------|------------------------------------|-----------------------|
| Areias e siltes arenosos | ≤ 4 | Fofo |
| | 5 a 8 | Pouco compacto |
| | 9 a 18 | Medianamente compacto |
| | 19 a 40 | compacto |
| | > 40 | Muito compacto |
| Argilas e siltes argilosos | ≤ 2 | Muito mole |
| | 3 a 5 | Mole |
| | 6 a 10 | Médio |
| | 11 a 19 | Rijo |
| | > 19 | Duro |

3. RESULTADOS OBTIDOS

Os trabalhos realizados consistiram de **quinze furos** de sondagem de simples reconhecimento com SPT (tabela 02).

Tabela 2 – Resumo do resultado encontrado [ver Relatório de Sondagem]

| Item | n.º SPT | Total | Unidade Estratigráfica | N.A. | Menor índice SPT | Maior índice SPT |
|--------------|---------|------------------|---------------------------|------|------------------------|---------------------|
| | | Perfurado (m) | | (m) | | |
| 1 | Furo 1 | 6,8 | Formações Superficiais | seco | 10 (até 1,0m) | 60 (6,0m) |
| 2 | Furo 2 | 9,0 | Formações Superficiais | seco | 7 (até 1,0m) | 60 (9,0m) |
| 3 | Furo 3 | 9,6 | Formações Superficiais | 7,10 | 6 (até 1,0m) | 60 (9,0m) |
| 4 | Furo 4 | 8,7 | Formações Superficiais | seco | 6 (até 2,0m) | 60 (8,0m) |
| 5 | Furo 5 | 4,8 | Formações Superficiais | seco | 9 (até 1,0m) | 60 (4,8m) |
| 6 | Furo 6 | 8,2 | Formações Superficiais | seco | 7 (até 2,0m) | 60 (8,2m) |
| 7 | Furo 7 | 6,8 | Formações Superficiais | seco | 6 (até 1,0m) | 60 (6,8m) |
| 8 | Furo 8 | 5,4 | Formações Superficiais | seco | 9 (até 1,0m) | 60 (5,4m) |
| 9 | Furo 9 | 6,0 | Formações Superficiais | seco | 7 (até 2,0m) | 60 (6,0m) |
| 10 | Furo 10 | 6,6 | Formações Superficiais | 6,38 | 5 (até 1,0m) | 60 (6,6m) |
| 11 | Furo 11 | 6,15 | Formações Superficiais | 5,90 | 5 (até 2,0m) | 60 (6,1m) |
| 12 | Furo 12 | 8,10 | Formações Superficiais | seco | 5 (até 1,0m) | 60 (8,1m) |
| 13 | Furo 13 | 8,6 | Formações Superficiais | seco | 9 (até 1,0m) | 60 (8,6m) |
| 14 | Furo 14 | 7,4 | Formações Superficiais | seco | 8 (até 2,0m) | 60 (7,4m) |
| 15 | Furo 15 | 6,8 | Formações Superficiais | seco | 7 (até 1,0m) | 60 (6,8m) |
| TOTAL | | 108,95 | | | | |



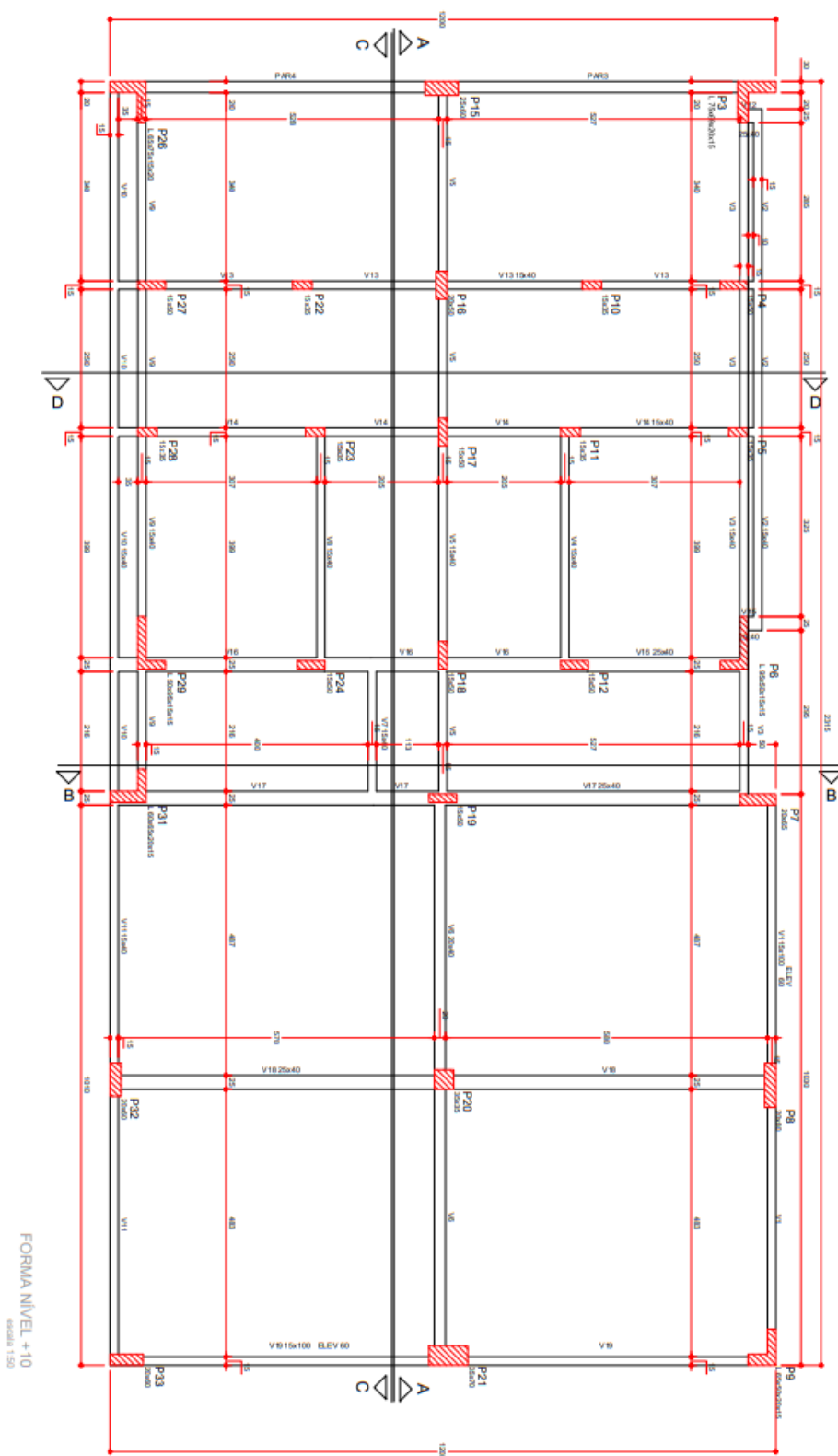
| AGUA & MINERIO SONDAgens DE SOLO LTDA CNPJ: 12.043.671/0001-19 Rua Cambés, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr | | | | | | | Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná Obra: Campus Guarapuava Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR | | | | |
|--|--------------------|--------------------|---------|----------|------------------------------|-------------------------|---|-------------------|-----------------------------------|--|--|
| Revestimento | Relatório craseção | Cota relógio H. H. | RA Inc. | RA Final | Índice de SPT Inicial (30cm) | Índice SPT Final (30cm) | A moedras | Prof. Camadas (m) | Relatório de Sondagem | | Nº 007/2013 |
| | | | | | | | | | Furo SP 11 | Cota 0.000 | |
| | | | | | | | | | SPT - Standard Penetration Test | 30 cm final 30 cm inicial | |
| | | | | | | | | | Camadas - Classificação dos solos | | 0 10 20 30 40 50 60 70 80 90 100 110 120 |
| 0,5 | | | | | 4 | 4 | | 1 | 1,00 | solo marrom, silício argiloso, c/ fragm. de rocha | |
| | | | | | 8 | 8 | | 2 | | solo avermelhado, argiloso, com alta plasticidade e umidade moderada | |
| | | | | | 16 | 16 | | 3 | 3,00 | | |
| | | -5 | | | 20 | 21 | | 4 | | solo marrom claro, com porções amareladas, silício argiloso com fragmentos de rocha alterada, cujo diâmetro e volume aumentam com a profundidade | |
| | | | | | 30 | 30 | | 5 | | | |
| | | | | | 14/11 | 14/11 | | 6 | 6,15 | | |
| | | | | | | | | 7 | | | |
| | | | | | | | | 8 | | | |
| | | | | | | | | 9 | | | |
| | | | | | | | | 10 | | | |
| | | | | | | | | 11 | | | |
| | | | | | | | | 12 | | | |
| | | | | | | | | 13 | | | |
| | | | | | | | | 14 | | | |
| | | | | | | | | 15 | | | |
| | | | | | | | | 16 | | | |
| | | | | | | | | 17 | | | |
| | | | | | | | | 18 | | | |
| | | | | | | | | 19 | | | |
| | | | | | | | | 20 | | | |
| | | | | | | | | 21 | | | |
| | | | | | | | | 22 | | | |
| | | | | | | | | 23 | | | |
| | | | | | | | | 24 | | | |
| | | | | | | | | 25 | | | |
| | | | | | | | | 26 | | | |
| | | | | | | | | 27 | | | |
| | | | | | | | | 28 | | | |
| | | | | | | | | 29 | | | |
| | | | | | | | | 30 | | | |
| | | | | | | | | 31 | | | |
| | | | | | | | | 32 | | | |
| | | | | | | | | 33 | | | |
| | | | | | | | | 34 | | | |
| | | | | | | | | 35 | | | |
| | | | | | | | | 36 | | | |
| | | | | | | | | 37 | | | |
| | | | | | | | | 38 | | | |
| | | | | | | | | 39 | | | |
| | | | | | | | | 40 | | | |
| | | | | | | | | 41 | | | |
| | | | | | | | | 42 | | | |
| | | | | | | | | 43 | | | |
| | | | | | | | | 44 | | | |
| | | | | | | | | 45 | | | |
| | | | | | | | | 46 | | | |
| | | | | | | | | 47 | | | |
| | | | | | | | | 48 | | | |
| | | | | | | | | 49 | | | |
| | | | | | | | | 50 | | | |
| | | | | | | | | 51 | | | |
| | | | | | | | | 52 | | | |
| | | | | | | | | 53 | | | |
| | | | | | | | | 54 | | | |
| | | | | | | | | 55 | | | |
| | | | | | | | | 56 | | | |
| | | | | | | | | 57 | | | |
| | | | | | | | | 58 | | | |
| | | | | | | | | 59 | | | |
| | | | | | | | | 60 | | | |
| | | | | | | | | 61 | | | |
| | | | | | | | | 62 | | | |
| | | | | | | | | 63 | | | |
| | | | | | | | | 64 | | | |
| | | | | | | | | 65 | | | |
| | | | | | | | | 66 | | | |
| | | | | | | | | 67 | | | |
| | | | | | | | | 68 | | | |
| | | | | | | | | 69 | | | |
| | | | | | | | | 70 | | | |
| | | | | | | | | 71 | | | |
| | | | | | | | | 72 | | | |
| | | | | | | | | 73 | | | |
| | | | | | | | | 74 | | | |
| | | | | | | | | 75 | | | |
| | | | | | | | | 76 | | | |
| | | | | | | | | 77 | | | |
| | | | | | | | | 78 | | | |
| | | | | | | | | 79 | | | |
| | | | | | | | | 80 | | | |
| | | | | | | | | 81 | | | |
| | | | | | | | | 82 | | | |
| | | | | | | | | 83 | | | |
| | | | | | | | | 84 | | | |
| | | | | | | | | 85 | | | |
| | | | | | | | | 86 | | | |
| | | | | | | | | 87 | | | |
| | | | | | | | | 88 | | | |
| | | | | | | | | 89 | | | |
| | | | | | | | | 90 | | | |
| | | | | | | | | 91 | | | |
| | | | | | | | | 92 | | | |
| | | | | | | | | 93 | | | |
| | | | | | | | | 94 | | | |
| | | | | | | | | 95 | | | |
| | | | | | | | | 96 | | | |
| | | | | | | | | 97 | | | |
| | | | | | | | | 98 | | | |
| | | | | | | | | 99 | | | |
| | | | | | | | | 100 | | | |
| | | | | | | | | 101 | | | |
| | | | | | | | | 102 | | | |
| | | | | | | | | 103 | | | |
| | | | | | | | | 104 | | | |
| | | | | | | | | 105 | | | |
| | | | | | | | | 106 | | | |
| | | | | | | | | 107 | | | |
| | | | | | | | | 108 | | | |
| | | | | | | | | 109 | | | |
| | | | | | | | | 110 | | | |
| | | | | | | | | 111 | | | |
| | | | | | | | | 112 | | | |
| | | | | | | | | 113 | | | |
| | | | | | | | | 114 | | | |
| | | | | | | | | 115 | | | |
| | | | | | | | | 116 | | | |
| | | | | | | | | 117 | | | |
| | | | | | | | | 118 | | | |
| | | | | | | | | 119 | | | |
| | | | | | | | | 120 | | | |
| | | | | | | | | 121 | | | |
| | | | | | | | | 122 | | | |
| | | | | | | | | 123 | | | |
| | | | | | | | | 124 | | | |
| | | | | | | | | 125 | | | |
| | | | | | | | | 126 | | | |
| | | | | | | | | 127 | | | |
| | | | | | | | | 128 | | | |
| | | | | | | | | 129 | | | |
| | | | | | | | | 130 | | | |
| | | | | | | | | 131 | | | |
| | | | | | | | | 132 | | | |
| | | | | | | | | 133 | | | |
| | | | | | | | | 134 | | | |
| | | | | | | | | 135 | | | |
| | | | | | | | | 136 | | | |
| | | | | | | | | 137 | | | |
| | | | | | | | | 138 | | | |
| | | | | | | | | 139 | | | |
| | | | | | | | | 140 | | | |
| | | | | | | | | 141 | | | |
| | | | | | | | | 142 | | | |
| | | | | | | | | 143 | | | |
| | | | | | | | | 144 | | | |
| | | | | | | | | 145 | | | |
| | | | | | | | | 146 | | | |
| | | | | | | | | 147 | | | |
| | | | | | | | | 148 | | | |
| | | | | | | | | 149 | | | |
| | | | | | | | | 150 | | | |
| | | | | | | | | 151 | | | |
| | | | | | | | | 152 | | | |
| | | | | | | | | 153 | | | |
| | | | | | | | | 154 | | | |
| | | | | | | | | 155 | | | |
| | | | | | | | | 156 | | | |
| | | | | | | | | 157 | | | |
| | | | | | | | | 158 | | | |
| | | | | | | | | 159 | | | |
| | | | | | | | | 160 | | | |
| | | | | | | | | 161 | | | |
| | | | | | | | | 162 | | | |
| | | | | | | | | 163 | | | |
| | | | | | | | | 164 | | | |
| | | | | | | | | 165 | | | |
| | | | | | | | | | | | |

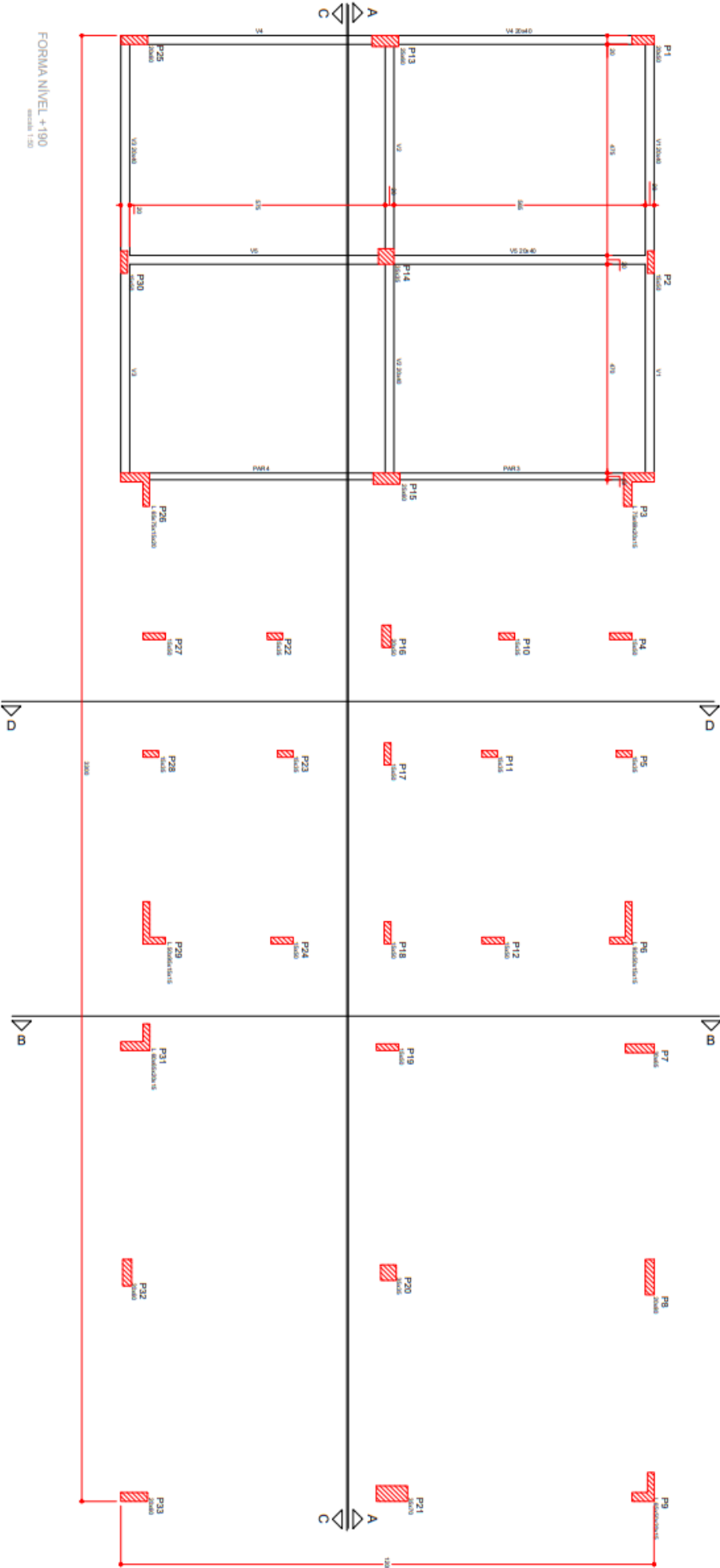
| AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA CNPJ: 12.043.671/0001-19 Rua Cambés, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / PR | | | | | | | | | | Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná Obra: Campus Guarapuava Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR | | | | | | | | | | |
|---|--------------------|------------------|----------|----------|----------------------------|-----------------------|---------|-------------------|---|---|------------------------------|----|----|----|----|----|----|----|-----|-----|
| Revestimento | Indicador original | Cota relaç. R.A. | RA Inic. | RA Final | Índice de SPT Inicial/13cm | Índice SPT Final/30cm | Análise | Prof. Camadas (m) | Relatório de Sondagem Nº 007/2013 | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | | Furo SP 10 | Cota 0,000 | 30 cm Final 30 cm Inicial | | | | | | | | | |
| SPT - Standard Penetration Test Camadas - Classificação dos solos | | | | | | | | | 0 | 10 | 20 | 30 | 40 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 101 |
| | | -5 | | | 2 | 3 | | 1 | solo macio, silício argiloso, com matéria orgânica e raízes nas primeiras dois metros. Apresenta baixa umidade e baixa plasticidade. Observam-se raros fragmentos de rocha dispersos na matriz. | | | | | | | | | | | |
| | | -10 | | | 4 | 4 | 2 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | 9 | 10 | | 3 | solo avermelhado, argiloso, com alta plasticidade e umidade elevada, sucedido por solo castanho amarelado, silício argiloso com fragmentos de rocha alterada. | | | | | | | | | | | |
| | | -20 | | | 15 | 16 | 4 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | 21 | 21 | | 5 | Furo concluído aos 6,6m = impermeável lavagem 10 min X 3 | | | | | | | | | | | |
| | | -30 | | | 30 | 30 | 6 | | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | 14/11 | 14/11 | | 7 | | | | | | | | | | | | |
| | | -40 | | | | | | 8 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 9 | | | | | | | | | | | | |
| | | -50 | | | | | | 10 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 11 | | | | | | | | | | | | |
| | | -60 | | | | | | 12 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 13 | | | | | | | | | | | | |
| | | -70 | | | | | | 14 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 15 | | | | | | | | | | | | |
| | | -80 | | | | | | 16 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 17 | | | | | | | | | | | | |
| | | -90 | | | | | | 18 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 19 | | | | | | | | | | | | |
| | | -100 | | | | | | 20 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 21 | | | | | | | | | | | | |
| | | -110 | | | | | | 22 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 23 | | | | | | | | | | | | |
| | | -120 | | | | | | 24 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 25 | | | | | | | | | | | | |
| | | -130 | | | | | | 26 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 27 | | | | | | | | | | | | |
| | | -140 | | | | | | 28 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 29 | | | | | | | | | | | | |
| | | -150 | | | | | | 30 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 31 | | | | | | | | | | | | |
| | | -160 | | | | | | 32 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 33 | | | | | | | | | | | | |
| | | -170 | | | | | | 34 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 35 | | | | | | | | | | | | |
| | | -180 | | | | | | 36 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 37 | | | | | | | | | | | | |
| | | -190 | | | | | | 38 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 39 | | | | | | | | | | | | |
| | | -200 | | | | | | 40 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 41 | | | | | | | | | | | | |
| | | -210 | | | | | | 42 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 43 | | | | | | | | | | | | |
| | | -220 | | | | | | 44 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 45 | | | | | | | | | | | | |
| | | -230 | | | | | | 46 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 47 | | | | | | | | | | | | |
| | | -240 | | | | | | 48 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 49 | | | | | | | | | | | | |
| | | -250 | | | | | | 50 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 51 | | | | | | | | | | | | |
| | | -260 | | | | | | 52 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 53 | | | | | | | | | | | | |
| | | -270 | | | | | | 54 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 55 | | | | | | | | | | | | |
| | | -280 | | | | | | 56 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 57 | | | | | | | | | | | | |
| | | -290 | | | | | | 58 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 59 | | | | | | | | | | | | |
| | | -300 | | | | | | 60 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 61 | | | | | | | | | | | | |
| | | -310 | | | | | | 62 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 63 | | | | | | | | | | | | |
| | | -320 | | | | | | 64 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 65 | | | | | | | | | | | | |
| | | -330 | | | | | | 66 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 67 | | | | | | | | | | | | |
| | | -340 | | | | | | 68 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 69 | | | | | | | | | | | | |
| | | -350 | | | | | | 70 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 71 | | | | | | | | | | | | |
| | | -360 | | | | | | 72 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 73 | | | | | | | | | | | | |
| | | -370 | | | | | | 74 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 75 | | | | | | | | | | | | |
| | | -380 | | | | | | 76 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 77 | | | | | | | | | | | | |
| | | -390 | | | | | | 78 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 79 | | | | | | | | | | | | |
| | | -400 | | | | | | 80 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 81 | | | | | | | | | | | | |
| | | -410 | | | | | | 82 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 83 | | | | | | | | | | | | |
| | | -420 | | | | | | 84 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 85 | | | | | | | | | | | | |
| | | -430 | | | | | | 86 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 87 | | | | | | | | | | | | |
| | | -440 | | | | | | 88 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 89 | | | | | | | | | | | | |
| | | -450 | | | | | | 90 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 91 | | | | | | | | | | | | |
| | | -460 | | | | | | 92 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 93 | | | | | | | | | | | | |
| | | -470 | | | | | | 94 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 95 | | | | | | | | | | | | |
| | | -480 | | | | | | 96 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 97 | | | | | | | | | | | | |
| | | -490 | | | | | | 98 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 99 | | | | | | | | | | | | |
| | | -500 | | | | | | 100 | | | | | | | | | | | | |
| | | | | | | | | 101 | | | | | | | | | | | | |

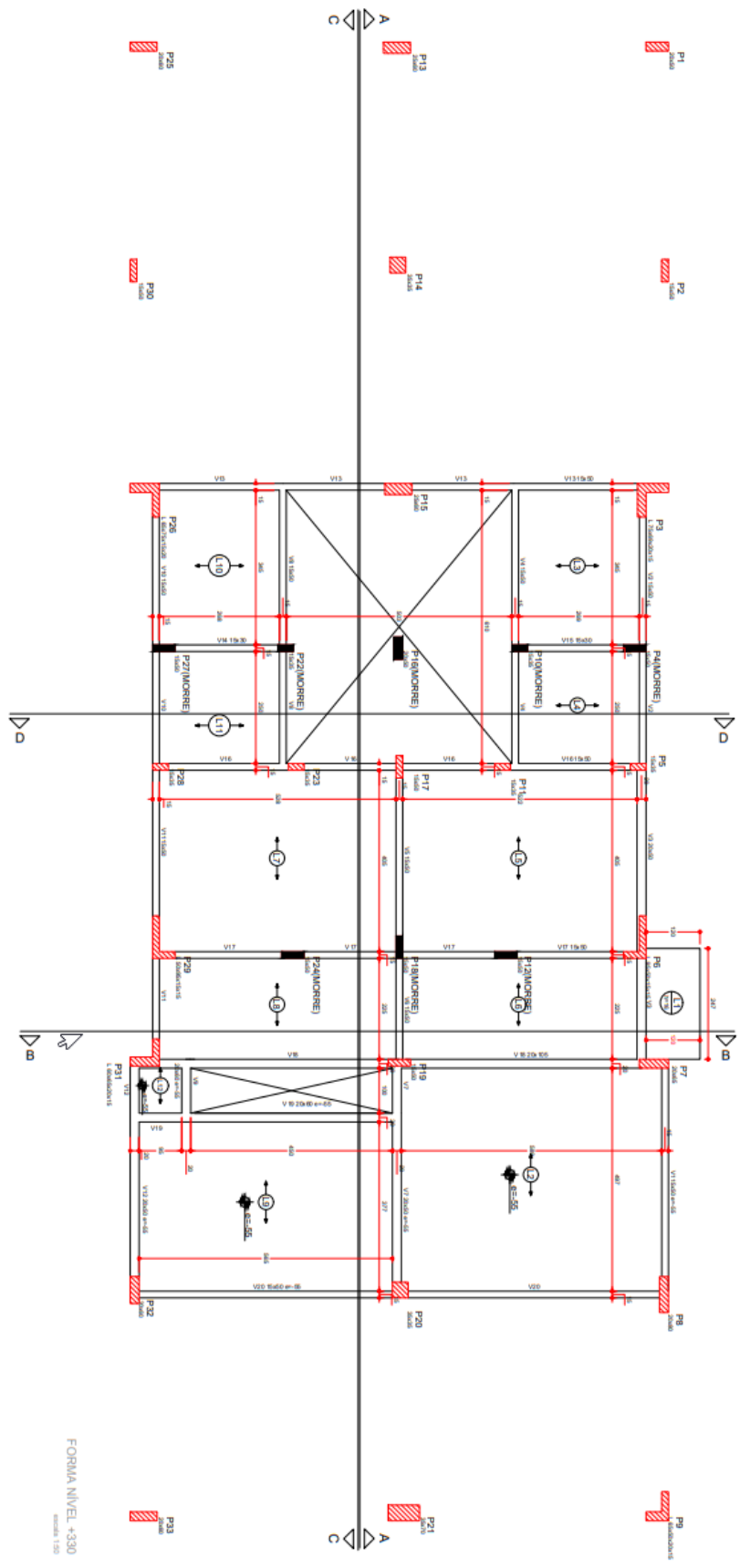
| | | | | | | | |
|-------------------------------------|--------------------|------------|---------------------|------------------------|-------------------|------------------|--|
| Nível d'água | | Amostrador | | Revestimento Ø 1 3/8 " | | Data de execução | |
| RA Inic. | 6,20 m 16-08-13 | Ø interno | 1 3/8 " | Peso | 65,0 kg | Início 17-08-13 | |
| RA Final | 6,38 m 17-08-13 | Ø externo | 2 " | Altura de queda | 75,0 cm | Término 18-08-13 | |
| Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza | | | | | | | |
| Digitadora | Nome da digitadora | Engº | João Nogueira Filho | | 17-08-13 Folha 10 | | |

| AGUA & MINERIO SONDAGENS DE SOLO LTDA | | | | | | | | | | Cliente: Universidade Tecnológica Federal do Paraná | |
|---|--------------------|------------------|------------------|------------|--------------------------|-----------------------|------------------|----------------------------------|--|---|--|
| CNPJ: 12.043.671/0001-19 | | | | | | | | | | Obra: Campus Guarapuava | |
| Rua Carões, 1465 - Hugo Lange - CURITIBA / Pr | | | | | | | | | | Local: R.Salvador Renna, 875, Sta.Cruz, Guarapuava-PR | |
| Revestimento | Relatório original | Cota-relação R/A | R/A Inic. | R/A final | Índice de SPT local/30cm | Índice SPT final/30cm | Amostras | Prof. Carotéis (m) | Relatório de Sondagem Nº 007/2013 | | |
| | | | | | | | | | Furo SP 09 | Cota 0.000 | |
| SPT - Standard Penetration Test | | | | | | | | Camada - Classificação das solos | | | |
| | | | | | | | | | | | |
| 0.5 | | | | | 3 | 4 | | 1.00 | solo marrom avermelhado, argiloso com fragmentos de rocha | | |
| | | | | | 8 | 10 | | 2 | solo marrom claro, com porções avermelhadas, silício argiloso, com fragmentos de rocha intemperizada, cujo diâmetro e número aumentam com a profundidade | | |
| | | | | | 14 | 15 | | 3 | | | |
| | | | | | 21 | 24 | | 4 | | | |
| | | -5 | | | 28 | 30 | | 5 | | | |
| | | | | | 30 | 30 | | 6 | | | |
| | | | | | 14/11 | 14/11 | | 7 | ; Furo concluído aos 6,0m = impermeável | | |
| | | | | | | | | 8 | lavagem 10 min X 3 | | |
| | | | | | | | | 9 | | | |
| | | | | | | | | 10 | | | |
| | | | | | | | | 11 | | | |
| | | | | | | | | 12 | | | |
| | | | | | | | | 13 | | | |
| | | | | | | | | 14 | | | |
| | | | | | | | | 15 | | | |
| | | | | | | | | 16 | | | |
| | | | | | | | | 17 | | | |
| | | | | | | | | 18 | | | |
| | | | | | | | | 19 | | | |
| | | | | | | | | 20 | | | |
| | | | | | | | | 21 | | | |
| | | | | | | | | 22 | | | |
| | | | | | | | | 23 | | | |
| | | | | | | | | 24 | | | |
| | | | | | | | | 25 | | | |
| | | | | | | | | 26 | | | |
| | | | | | | | | 27 | | | |
| | | | | | | | | 28 | | | |
| | | | | | | | | 29 | | | |
| | | | | | | | | 30 | | | |
| | | | | | | | | 31 | | | |
| | | | | | | | | 32 | | | |
| | | | | | | | | 33 | | | |
| | | | | | | | | 34 | | | |
| | | | | | | | | 35 | | | |
| | | | | | | | | 36 | | | |
| | | | | | | | | 37 | | | |
| | | | | | | | | 38 | | | |
| Nível d'água | | | | Amostrador | | Revestimento Ø 2 3/8" | | Data de execução | | | |
| NA Inic. | m | 16-08-13 | Ø interno 1 3/8" | | Peso 65,0 kg | | Início 17-08-13 | | | | |
| NA Final | m | 17-08-13 | Ø externo 2" | | Altura de queda 75,0 cm | | término 18-08-13 | | | | |
| Obs: Sondador: Sergio Luiz de Souza | | | | | | | | | | | |
| Digitadora | Nome da digitadora | | | Engº | João Nogueira Filho | | | 17-08-13 Folha 09 | | | |

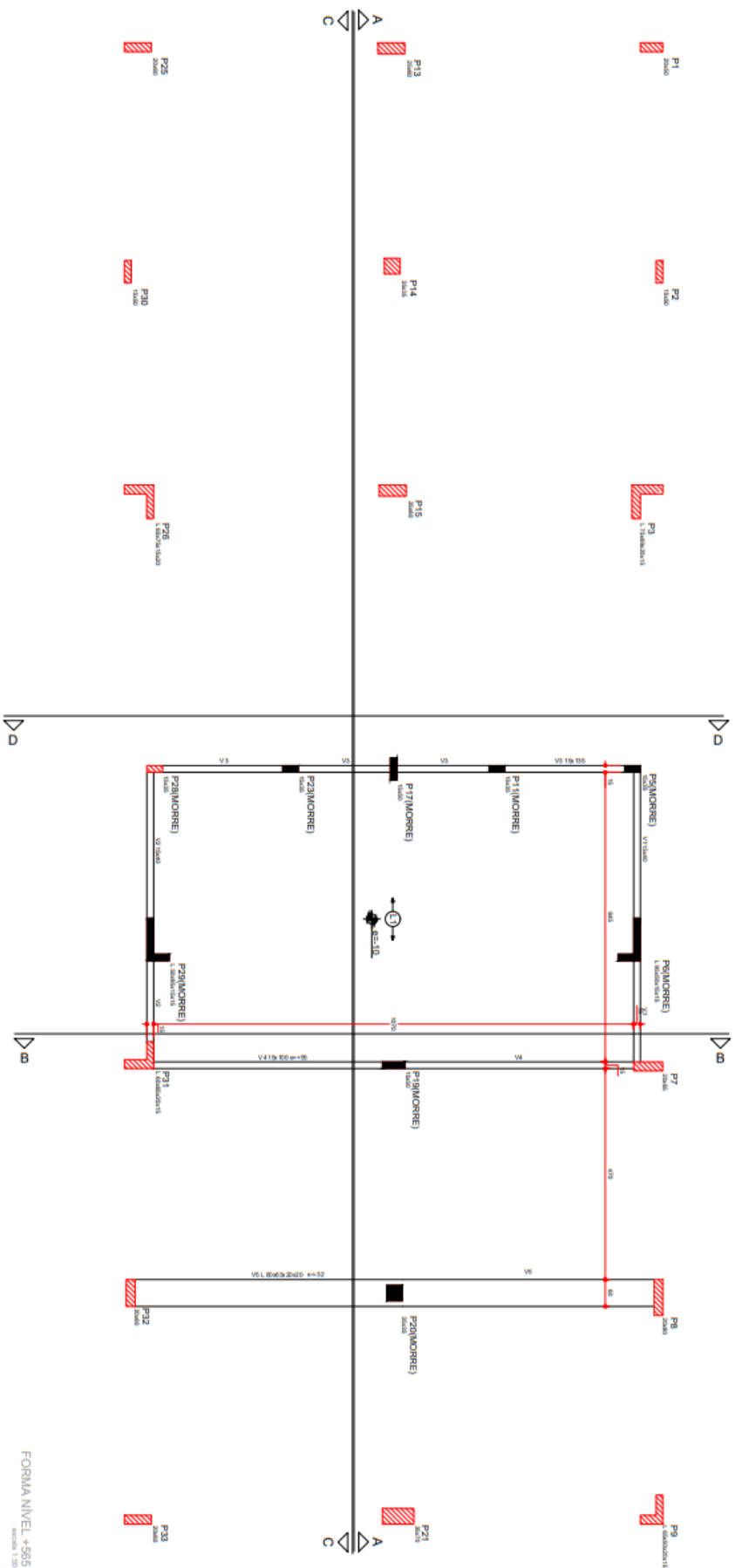
ANEXO E - Planta estrutural bloco N







FORMA NIVEL +330
AUTORA T. 130



FORMA NIVEL +565
Escala: 1:50

