



JEAN CARLOS GONÇALVES SILVA

TRABALHO DE CONCLUSÃO DE CURSO

EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO

UBERLÂNDIA, MINAS GERAIS.

2018

Jean Carlos Gonçalves Silva

*EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO*

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de Engenharia
Civil, na Universidade Federal de
Uberlândia, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Professor Orientador: Arquimedes Diógenes
Ciloni

UBERLÂNDIA, MINAS GERAIS.

2018

Jean Carlos Gonçalves Silva

*EDIFÍCIO DO INSTITUTO DO CÂNCER DO ESTADO DO CEARÁ –
DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO DO EDIFÍCIO*

Trabalho de Conclusão de Curso
apresentado à Faculdade de Engenharia
Civil, na Universidade Federal de
Uberlândia, como parte dos requisitos para a
obtenção do título de Bacharel em
Engenharia Civil.

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Presidente da Banca – Orientador

Prof. Dr. Jean Rodrigo Garcia

Membro

Prof. Dr. Jesiel Cunha

Membro

Aluno Jean Carlos Gonçalves Silva

Orientando

UBERLÂNDIA, MINAS GERAIS.

2018

Dedico este trabalho à minha família e à minha namorada Agnes, que me apoiaram em minhas escolhas e estiveram ao meu lado sempre que precisei.

AGRADECIMENTOS

Primeiramente, a Deus, que me deu a oportunidade de ter chegado até aqui, me dando força sempre que precisava, para enfrentar os momentos difíceis que esta etapa proporciona e me guiando para saber

Aos meus pais, Valdeney e Denizia, e minha irmã, Linkya Maria, que foram meus pilares de sustentação em todas as dificuldades, confiando em minhas escolhas e que fizeram tudo possível para que eu pudesse chegar onde estou, sendo uma conquista também deles.

À minha namorada, Agnes, que foi meu porto-seguro nos momentos em que necessitei de amparo, sendo minha melhor amiga e companheira, sempre apoiando e me ajudando nas decisões difíceis.

Aos meus familiares que muitas vezes foram prestativos e deram suporte para mim e minha família, sempre acreditaram em mim, me deram forças e foram assim responsáveis por essa conquista.

Aos meus amigos, que estiveram comigo durante os sufocos, os trabalhos, as piadas e os momentos inesquecíveis. Essa etapa teria sido difícil sem estes momentos.

A esta universidade, juntamente com seu corpo docente, direção, administração e demais colaboradores que oportunizaram a janela que hoje vislumbro para meu crescimento pessoal e profissional.

Aos Mestres e Doutores da FECIV que proveram para mim parte de seus conhecimentos, suas técnicas e sua sabedoria, contribuindo para a minha formação profissional e pessoal.

Ao Professor Dr. Arquimedes, orientador deste projeto, que trouxe a ideia deste trabalho, tendo me orientado sempre que preciso com seus conhecimentos de Engenharia, mas também seus conhecimentos Humanísticos.

Ao Professor Dr. Joaquim Eduardo Mota, Professor da Universidade Federal do Ceará, que auxiliou neste trabalho, sendo prestativo com as demandas necessárias de dados, sempre disposto a ajudar no que fosse necessário.

Aos Engenheiros Civis Carlos Kaufmann e Marcelo Buiate e ao Professor Dr. Joaquim Mário Caleiro Acerbi, pois por meio de suas técnicas e informações agregaram conhecimentos relevantes à conclusão deste trabalho.

Aos Professores convidados da Banca Examinadora, que dedicaram parte do seu tempo para que esta etapa fosse concluída.

RESUMO

Considerando-se a importância das fundações no contexto atual da Engenharia Civil, nota-se que devido às constantes inovações tecnológicas existentes no ramo, é necessário realizar contínuas revisões nas normas vigentes para a realização de projetos. Sendo assim, o presente trabalho apresenta o dimensionamento estrutural, em conjunto com outros trabalhos, de um cálice e de um bloco de fundação sobre estacas pré-moldadas, que integra parte da fundação do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará, projetado no ano de 2001. Assim, o projeto tem como objetivo elucidar as diferenças existentes entre as práticas de dimensionamento adotadas pelas normas vigentes no ato da concepção do projeto e pelas normas vigentes atualmente, comparando assim os resultados obtidos na época e podendo analisar a estrutura trabalhando em conjunto. Para que isso fosse possível, os padrões normativos seguidos são estabelecidos pela Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), além de serem seguidas recomendações técnicas de acordo com a bibliografia previamente analisada e utilizados análises de programas como *Ftool* para a análise da estabilidade global e dos esforços que chegam no cálice e no bloco de fundação. Por meio das análises e dimensionamento dos elementos estruturais, obteve-se taxas de armaduras diferentes do esperado para o cálice, baseando-se na bibliografia atual para cálice de fundação, analisando as forças provenientes das estruturas e implementando o detalhamento conforme prescrições normativas. Quanto ao bloco de fundação, devido à falta de informações sobre o dimensionamento e detalhamento do projeto original, buscou-se assegurar que o dimensionamento atendesse às normas vigentes, além de pautar-se na literatura técnico-científica.

Palavras-chave: Concreto Armado; Fundações Diretas; Bloco de Fundação; Cálice de Fundação; Dimensionamento.

ABSTRACT

Considering the importance of foundations in the nowadays context of Civil Engineering, it can be notice that due to the constant technological innovations in the field, it is necessary to the norms whenever necessary. Thereby, the present academic work presents the structural design, together with other academics works, of a socket base and pile cap, part of the foundation of the *Instituto do Câncer do Ceará*, designed in the year 2001. Thus, the project aims to elucidate the differences between the design practices adopted by the norms in the project design act and by the current norms, comparing the results obtained back the time and being able to analyze the structure working together. The normative standards followed are made by the *Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT)*, in addition to following technical recommendations according to the bibliography previously analyzed and used software analyzes such as Ftool for the analysis of global stability and forces that arrive in the socket and in the pile cap. After the analysis and design of the structural elements, different reinforced were obtained for the socket base, based on the current bibliography for socket base, analyzing the forces coming from the structures and implementing the detailing according to normative prescriptions. About the pile cap. due to the lack of information about the design and detailing of the original project, it was sought to ensure that the design complies with the current norms, while using a technical-scientific literature.

Keywords: Reinforced Concrete; Shallow Foundations; Pile Cap; Socket Base; Design.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Estruturas de nós fixos e nós móveis	21
Figura 2 – Modelo de ligação pilar-fundação por meio de cálice	24
Figura 3 – Transferência de esforços em cálice de fundação de paredes lisas	25
Figura 4 – Detalhes da transmissão de forças pelas paredes do cálice	25
Figura 5 – Representação simplificada de blocos	31
Figura 6 – Modelo das bielas de concreto no bloco sobre duas estacas	33
Figura 7 – Perfil da seção tipo TT	35
Figura 8 – Perfil da seção tipo L	35
Figura 9 – Detalhe do cálice de fundação	36
Figura 10 – Detalhe da ligação pilar-pilar	36
Figura 11 – Ligação dos painéis longitudinais	37
Figura 12 – Detalhe da ligação dos painéis transversais	37
Figura 13 – Direções das ações do vento	44
Figura 14 – Modelo estrutural bidimensional na direção X	47
Figura 15 – Modelo estrutural bidimensional na direção Y	48
Figura 16 – Ações do vento a 0° para os deslocamentos horizontais	49
Figura 17 – Ações do vento a 90° para os deslocamentos horizontais.	49
Figura 18 – Localização do Instituto do Câncer do Ceará	56
Figura 19 – Locação das sondagens e comparação com a localização do edifício	57
Figura 20 – Sondagem à percussão do solo na região 3	58
Figura 21 – Tipo de solo da região 3	58
Figura 22 – Bloco de fundação com cálice	69
Figura 23 – Planta do cálice de fundação	70
Figura 24 – Corte A-A	71
Figura 25 – Corte B-B	72
Figura 26 – Armadura disposta na direção horizontal	73
Figura 27 – Armadura disposta na direção vertical	73
Figura 28 – Modelo de bloco sobre seis estacas em forma de hexágono	74
Figura 29 – Dimensões do bloco	75
Figura 30 – Esquema de forças sobre uma estaca	78
Figura 31 - Ganchos para ancoragem	82
Figura 32 – Planta do bloco B1	83

Figura 33 – Corte A-A do bloco B1	84
Figura 34 – Corte B-B do bloco B1	84
Figura 35 - Armaduras verticais do cálice nos cortes A-A e B-B, respectivamente, no bloco B1	85
Figura 36 – Planta do bloco B2	85
Figura 37 – Corte A-A do bloco B2	86
Figura 38 – Corte B-B do bloco B2.....	86
Figura 39 – Armaduras verticais do cálice nos cortes A-A e B-B, respectivamente, no bloco B2	87
Figura 40 – Comparação entre o detalhamento do cálice de Mota e do presente trabalho	89
Figura 41 – Comparação entre a planta do cálice de Mota e do presente trabalho	89
Figura 42 – Áreas de influência da carga accidental no 1º pavimento.....	97
Figura 43 – Áreas de influência da carga accidental no 3º, 4º e 5º pavimentos.....	99
Figura 44 – Áreas de influência da carga accidental no 6º pavimento.....	100
Figura 45 – Áreas de influência da carga accidental no 7º pavimento.....	101
Figura 46 - Combinação 1 – Vento a 0º com sobrecarga como ação variável principal.....	104
Figura 47 – Combinação 2 - Vento a 0º com vento como ação variável principal	105
Figura 48 – Combinação 3 - Vento a 90º com sobrecarga como ação variável principal.....	106
Figura 49 – Combinação 4 - Vento a 0º com vento como ação variável principal	107
Figura 50 – Majoração das ações horizontais na Combinação 1	109
Figura 51 - Majoração das ações horizontais na Combinação 2	110
Figura 52 – Dados de entrada na Planinha	115
Figura 53 – Parâmetros do Método de Aoki-Velloso utilizados na planilha.....	116
Figura 54 – Resultados obtidos	117
Figura 55 – Planta baixa do pavimento tipo	129
Figura 56 – Corte transversal do edifício	131

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Peso dos elementos de vedação	38
Tabela 2 – Dimensões da seção TT	39
Tabela 3 – Peso próprio dos elementos	40
Tabela 4 – Peso próprio das vigas longitudinais	40
Tabela 5 – Peso próprio do capeamento sobre as vigas	41
Tabela 6 – Peso próprio dos painéis longitudinais	41
Tabela 7 – Resumo de cargas nas vigas	41
Tabela 8 – Peso próprio dos painéis transversais	42
Tabela 9 – Peso próprio dos pilares	42
Tabela 10 – Velocidade básica do vento	43
Tabela 11 – Fator topográfico S_1	43
Tabela 12 – Fator S_2	43
Tabela 13 – Fator S_3	43
Tabela 14 – Coeficiente de arrasto	43
Tabela 15 – Ações do vento a 0°	44
Tabela 16 – Ações do vento a 90°	45
Tabela 17 – Cálculo da carga vertical total	45
Tabela 18 – Desaprumo nos pavimentos	45
Tabela 19 – Limites de deslocamento	48
Tabela 20 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento a 0°	50
Tabela 21 – Análise dos deslocamentos horizontais para o vento a 90°	50
Tabela 22 – Comparação dos deslocamentos obtidos com os deslocamentos limites	51
Tabela 23 – Combinações das ações do vento	52
Tabela 24 – Combinação das cargas	52
Tabela 25 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 1	53
Tabela 26 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 2	54
Tabela 27 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 3	54
Tabela 28 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 4	55
Tabela 29 – Majoração das ações horizontais	55
Tabela 30 – Referência das cargas de trabalho de estacas pré-moldadas centrifugada de concreto armado	59
Tabela 31 – Comprimentos mínimos de embutimento do pilar	61

Tabela 32 – Esforços provenientes do pilar P16	65
Tabela 33 – Dimensões geométricas iniciais.....	65
Tabela 34 – Distribuição da armadura do cálice	68
Tabela 35 – Esforços no pilar P6/P14	76
Tabela 36 – Cargas verticais nas estacas	77
Tabela 37 – Distribuição das armaduras do bloco B1	81
Tabela 38 – Distribuição das armaduras do bloco B2	81
Tabela 39 – Diâmetro de dobramento dos pinos	82
Tabela 40 – Resumo de alvenaria.....	95
Tabela 41 – Resumo de divisórias.....	95
Tabela 42 – Carga acidental no 1º pavimento	97
Tabela 43 – Carga acidental no 2º pavimento	98
Tabela 44 – Áreas de influência da carga acidental no 2º pavimento	98
Tabela 45 – Carga acidental no 3º, 4º e 5º pavimentos	99
Tabela 46 – Carga acidental no 6º pavimento	100
Tabela 47 – Carga acidental no 7º pavimento	101
Tabela 48 – Relação de equipamentos na casa de máquinas.....	102
Tabela 49 – Esforços na base dos pilares para as combinações 1 e 2	112
Tabela 50 – Esforços na base dos pilares para as combinações 3 e 4	113
Tabela 51 – Dimensionamento para esforços do pilar P6/P14 – Combinação 3.....	119
Tabela 52 – Dimensionamento para esforços do pilar P16 – Combinação 3	120
Tabela 53 – Dimensionamento para esforços do pilar P6/P14 – Combinação 4.....	121
Tabela 54 – Dimensionamento para esforços do pilar P16 – Combinação 4	122
Tabela 55 – Dimensionamento para os esforços do pilar P6/P14 – Combinação 3	124
Tabela 56 – Dimensionamento para os esforços do pilar P16 – Combinação 3	125
Tabela 57 – Dimensionamento para os esforços do pilar P6/P14 – Combinação 4	126
Tabela 58 – Dimensionamento para os esforços do pilar P16 – Combinação 4	127

SUMÁRIO

1	INTRODUÇÃO	15
1.1	Justificativa	16
1.2	Objetivos.....	17
2	REVISÃO BIBLIOGRÁFICA.....	17
2.1	Breve histórico	17
2.2	Concreto armado.....	18
2.3	Concreto pré-moldado	19
2.3.1	Estabilidade global	20
2.3.1.1	Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis	20
2.3.1.2	Não linearidade geométrica e não linearidade física.....	21
2.3.1.3	Ligações semirrígidas.....	22
2.3.1.4	Combinações de ações	22
2.3.2	Ligações pilar-fundação	22
2.3.2.1	Ligação pilar-fundação por meio de cálice de fundação.....	24
2.4	Fundações	26
2.4.1	Fundações profundas	27
2.4.1.1	Estacas	27
2.4.2	Fundações superficiais (rasas ou diretas)	30
2.4.2.1	Blocos.....	30
3	INSTITUTO DO CÂNCER DO CEARÁ.....	33
3.1	Concepção estrutural.....	34
3.2	Elementos isolados	34
3.3	Tipologia das ligações	36
4	DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO E ANÁLISES INICIAIS	38
4.1	Cargas	38
4.2	Desaprumo, deslocamentos horizontais e estabilidade global.....	42

4.2.1	Determinação dos fatores e do coeficiente de arrasto	43
4.2.2	Ações do vento	44
4.2.3	Imperfeições geométricas globais (desaprumo)	45
4.2.4	Modelo estrutural no programa Ftool	46
4.2.5	Deslocamentos horizontais	48
4.2.6	Estabilidade global	51
4.3	Parâmetros do solo	56
5	DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS.....	58
5.1	Cargas verticais dos pilares.....	58
5.2	Previsão da Capacidade de Cargas das Estacas Pré-Moldadas.....	59
5.3	Características do concreto e do aço	60
5.4	Cálice de fundação	61
5.4.1	Procedimento de cálculo.....	61
5.4.2	Cálculo das armaduras do cálice e verificação da ancoragem do pilar	64
5.4.3	Detalhamento do cálice	67
5.5	Bloco de fundação	73
5.5.1	Geometria do bloco	74
5.5.2	Análise das reações nas estacas	75
5.5.3	Procedimento de cálculo.....	77
5.5.4	Cálculo das armaduras dos blocos de fundação	79
5.5.5	Detalhamento do bloco de fundação e considerações construtivas	80
6	CONCLUSÃO	87
	REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS	91
	APÊNDICE A – RESUMO DA ALVENARIA E DIVISÓRIAS DOS PAVIMENTOS DO EDIFÍCIO	94
	APÊNDICE B – CARGAS ACIDENTAIS	96
	APÊNDICE C – COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA A ESTABILIDADE GLOBAL NO PROGRAMA FTOOL.....	103

APÊNDICE D – MAJORAÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS NAS COMBINAÇÕES 1 E 2	108
APÊNDICE E – ESFORÇOS NA BASE DOS PILARES	111
APÊNDICE F – ESTIMATIVA DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA.....	114
APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DO CÁLICE DE FUNDAÇÃO	118
APÊNDICE H – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO.....	123
ANEXO A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO.....	128
ANEXO B – CORTE TRANSVERSAL DO EDIFÍCIO	130

1 INTRODUÇÃO

A busca pela racionalização, pelo controle, agilidade e sustentabilidade, além do fator econômico, fez com que o emprego dos elementos pré-moldados na construção civil apresentasse um crescimento exponencial nos últimos anos. Estes elementos possibilitaram um grande salto de qualidade nos canteiros de obras, principalmente pelo rigoroso controle que os mesmos são submetidos durante o processo industrial de produção, além de propiciar rapidez no processo produtivo.

No sistema produtivo dos pré-moldados, destacam-se as peças protendidas. A protensão é um artifício que consiste em introduzir em uma determinada estrutura um estado prévio de tensões internas, por meio de armaduras previamente tracionadas, tensões estas que se opõem às tensões geradas por carregamentos externos, melhorando o seu desempenho e resistência. Em outros termos, a protensão tem o objetivo de eliminar ou reduzir as tensões de tração nas estruturas de concreto, provocadas por cargas externas, reduzindo a deformação excessiva e principalmente a fissuração das mesmas. Diferentemente das estruturas moldadas no local, as peças protendidas possibilitam a escolha de um arranjo de soluções, até mesmo pelo fato de poder utilizar-se armadura ativa e passiva em conjunto, que são definidas pelo projetista.

As vigas protendidas com aderência inicial são um dos principais elementos pré-moldados utilizados no setor civil. Geralmente a produção destas peças é feita em larga escala, utilizando pistas de protensão situadas em fábricas, ou muitas vezes no próprio canteiro de obras. Este sistema permite a padronização e automação da produção, gerando velocidade e simplicidade na montagem da armadura destes elementos, reutilização das formas, controle de insumos, a redução da mão de obra e o aumento na qualidade das peças.

Neste cenário, com o objetivo de aumentar a capacidade de atendimento, no mês de fevereiro de 2001, a diretoria do Instituto do Câncer do Ceará, resolveu contratar a elaboração do projeto de um edifício anexo ao seu complexo hospitalar. Buscando principalmente minimizar o tempo de construção, a equipe de projetistas optou por uma solução em concreto pré-moldado, que seria executada num prazo de 120 dias. O projeto é constituído por lajes, vigas e pilares pré-moldados, onde as vigas e lajes são em concreto protendido, numa edificação de aproximadamente 30 metros de altura, implantado numa área retangular de 49 x 15,6 metros. As fundações são blocos sobre estacas pré-moldadas e para realizar a ligação dos pilares à base realizou-se cálices moldados no local. As caixas de escada e elevadores foram executadas em estrutura convencional de concreto moldado no local. (MOTA, 2005)

Sendo assim, realizou-se um estudo completo sobre o edifício apresentado, que culminou no trabalho “Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará”, no qual foi realizado o dimensionamento dos principais elementos estruturais (lajes, vigas, pilares e blocos de fundação). Neste trabalho será abordado o dimensionamento dos cálices e dos blocos de fundação sobre estacas pré-moldadas, com base nas normas vigentes atuais, realizando a comparação dos dados obtidos com o projeto original desenvolvido no ano de 2001, para os elementos que as informações sobre o projeto de Mota (2005) estejam disponíveis.

1.1 Justificativa

Devido às constantes inovações tecnológicas existentes no ramo da Engenharia Civil, são realizadas contínuas revisões nas normas vigentes para a realização de projetos, fazendo com que projetos mais antigos não contemplem novos aspectos apresentados por diretrizes realizadas em revisões posteriores das normas.

Quando um projeto é realizado seguindo todas as diretrizes das normas vigentes em seu período de execução, o engenheiro responsável garante que todos os aspectos de segurança estrutural e durabilidade sejam atendidos para toda a vida útil prevista do projeto, independente de revisões futuras das normas utilizadas.

No entanto, como já apresentando, o ramo da Engenharia Civil está em constante inovação tecnológica, onde novos métodos, materiais e técnicas são desenvolvidos, que podem melhorar o desempenho dos projetos. Sendo assim, realizar uma análise das mudanças existentes entre as normas atualmente vigentes e as normas vigentes na época do projeto permite analisar quais aspectos estruturais foram aperfeiçoados, podendo comparar quais medidas seriam tomadas atualmente que não foram tomadas na época do projeto, assim como quais resultados são severamente distintos entre si.

Dessa maneira, a realização deste plano de trabalho garantirá uma compreensão, quando integrado aos demais planos de trabalho inclusos no projeto “Edifício do Instituto do Câncer do Ceará”, dos principais aspectos que sofreram modificações diante das revisões das normas utilizadas na realização do projeto estrutural executado.

1.2 Objetivos

Este projeto tem por objetivo geral a realização do projeto do Edifício do Instituto do Câncer do Ceará com base na última revisão da norma ABNT NBR 6118:2014 Projeto de Estruturas de Concreto – Procedimento e também de acordo com a ABNT NBR 6120:2010 Projeto e Execução de Fundações. Após a realização do projeto, os resultados serão comparados com o projeto original executado pelo Engenheiro Joaquim Eduardo Mota.

Além disso, este trabalho tem, também, os seguintes objetivos específicos:

- Verificar as imperfeições geométricas globais;
- Verificar a estabilidade global do edifício;
- Dimensionar o cálice de fundação com base nas normas vigentes atuais;
- Dimensionar o bloco de fundação sobre estacas pré-moldadas com base nas normas vigentes atuais;
- Comparar os resultados de acordo com as forças e esforços atuantes no elemento e os procedimentos adotados.

2 REVISÃO BIBLIOGRÁFICA

2.1 Breve histórico

A evolução da Engenharia Civil está intimamente atrelada à evolução da civilização humana, uma vez que expressa a necessidade do homem de adequar o meio em que vive às suas necessidades. Dessa forma, a história remonta aos primórdios da civilização, possuindo registros desde a Pré-História de obras, mesmo que simples, realizadas pelo homem.

Durante o período Paleolítico, para se proteger das mudanças do clima e dos animais, o homem se abrigava em cavernas rochosas ou em abrigos subterrâneos improvisados, muitas vezes escavados, evidenciando-se a já existência da noção de estabilidade de maciços rochosos. À medida em que o ser humano deixou para trás sua cultura nômade, iniciando-se a agricultura e a domesticação dos animais, iniciou-se um vigoroso avanço no desenvolvimento de técnicas de engenharia, aplicando-as para cada vez mais melhorar as condições de vida.

A experiência acumulada pelas diversas sociedades por meio das diversas obras executadas começou a ser teorizada, iniciando-se assim os primórdios de grandes áreas hoje amplamente conhecidas, como a Engenharia de Estruturas e a Engenharia Geotécnica. O início da

formalização teórica da Engenharia de Estruturas, remonta ao século XVII, onde foi atribuída à publicação *Duas Ciências*, de Galileu, em 1638, a origem de todo o desenvolvimento científico. Da mesma forma, o século XVIII é marcado como os primórdios da Mecânica dos Solos, e por consequência da Engenharia Geotécnica, com trabalhos realizados por Gautier, Bélidor, Gadroy e Perronet sendo lembrados como percussores do estudo científico nesta área.

Vale lembrar que toda a Engenharia Civil sofreu grandes avanços com o advento das Revoluções Industriais, em especial a Primeira Revolução Industrial no século XIX, onde novos materiais passaram a ser empregados nas construções, como o próprio concreto armado e o aço. Foi nessa época também que o Brasil teve um grande desenvolvimento na Engenharia Civil, com grande quantidade de informações históricas apontando para estudos na área no final do século XIX.

Durante o século XX, os desenvolvimentos se deram principalmente nos processos construtivos, como por exemplo a criação do concreto protendido, utilização de estruturas mistas, melhoria na utilização dos materiais de construção, e também nos procedimentos de cálculo, com o advento do uso de novas tecnologias que otimizaram o processo de concepção, análise e dimensionamento.

2.2 Concreto armado

Inicialmente, os materiais utilizados nas construções eram basicamente a pedra e a madeira, sendo a descoberta da manipulação da metalurgia agregando o ferro e o aço algum tempo depois. O concreto armado é um material que só recentemente foi criado e utilizado, se comparado aos materiais utilizados durante séculos. Os primeiros usos do concreto armado remontam a metade do século XIX, sendo atualmente amplamente empregado e utilizado, detendo o posto de segundo material mais utilizado no mundo, atrás apenas da água. O concreto armado surgiu da necessidade de se aliar as qualidades da pedra (resistência à compressão e durabilidade) com as do aço (resistências mecânicas), com a vantagem de ser um material de fácil trabalhabilidade e rapidez de utilização.

O concreto é um material composto por cimento, água, agregado miúdo e agregado graúdo, podendo conter aditivos e adições, para a finalidade de melhorar ou modificar as propriedades básicas.

O concreto é um material que apresenta alta resistência à compressão, porém não possui boa resistência à tração (concretos com boa resistência à tração possuem aproximadamente 10% da sua resistência à compressão). Dessa maneira, a utilização do concreto simples em construções tornaria inviável a realização de elementos que possuam grandes tensões de tração, como vigas e lajes, por exemplo. Assim, é necessário juntar ao concreto um material que apresente alta resistência à tração, com o objetivo de que, quando aderidos, esse material resista às tensões de tração atuantes. Adicionando-se aço ao concreto simples, cria-se então o conceito de concreto armado, onde as barras da armadura de aço serão responsáveis por absorver a tração solicitante, enquanto o concreto absorverá a compressão solicitante, a qual pode ser absorvida também pelo aço de acordo com a necessidade (como no caso de pilares).

Como já citado, o que torna o concreto armado um material composto que absorva ambos esforços (tração e compressão) é o fenômeno da aderência, sem a qual não haverá a solidariedade entre concreto e aço, garantindo que ambos trabalhem de forma conjunta. Em resumo, o concreto armado é a união de concreto simples e de um material resistente à tração, de modo que ambos resistam solidariamente aos esforços solicitantes.

2.3 Concreto pré-moldado

As estruturas de concreto pré-moldado são aquelas em que os elementos estruturais são moldados previamente e fora do local de utilização definitiva na estrutura. A ABNT NBR 9062:2017 da Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT) traz uma distinção entre os elementos pré-moldados e os pré-fabricados. Ela define que pré-moldados sejam os elementos que são executados fora do local definitivo de utilização e produzido em condições menos rigorosas de controle de qualidade, sem a necessidade de pessoa, laboratório e instalações próprias. Os elementos pré-fabricados possuem definição semelhante, porém diferem no quesito do controle de qualidade, segundo a ABNT, a produção desses elementos é feita em usinas ou instalações que disponham de pessoal e instalações laboratoriais permanentes para o controle de qualidade.

O principal fator que torna o uso dos pré-moldados e pré-fabricados vantajoso relaciona-se com a velocidade, tanto na produção das peças quanto na execução da obra. Isso pois os elementos de concreto pré-moldado se identificam com o processo de industrialização, onde os processos de fabricação, transporte e montagem são facilitados pela otimização da cadeia produtiva. As

principais vantagens na utilização do concreto pré-moldado são a redução de custos, a rapidez na construção e também a alta qualidade dos elementos estruturais.

Inicialmente o uso de pré-moldados era restrito a estruturas de grande porte, como pontes e viadutos, mas à medida que os avanços tecnológicos e a necessidade de produzir cada vez mais rápido fizeram com que o sistema construtivo passasse a ser também comumente utilizado em casas e edifícios de pequeno porte. Tornou-se, assim, uma opção frequentemente utilizada quando se quer obras com alta qualidade e velocidade de execução.

2.3.1 Estabilidade global

Segundo Marin & El Debs (2016), o sistema construtivo em concreto pré-moldado tem sua utilização restringida em edificações de pequeno porte quando o sistema estrutural é composto por ligações articuladas. No entanto, existem diversas formas que asseguram a estabilidade global de estruturas de concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos, de acordo com o sistema estrutural adotado.

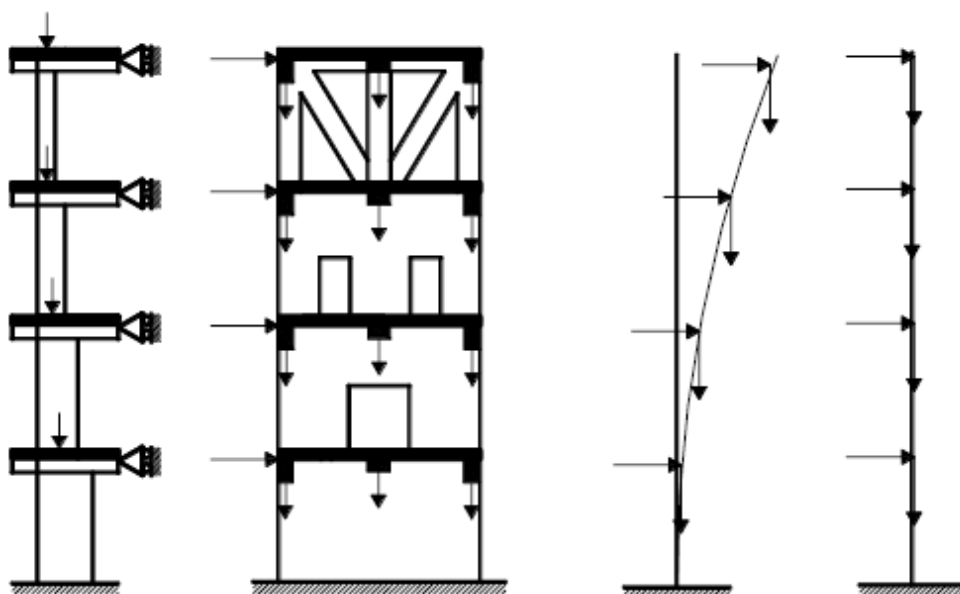
O sistema estrutural mais utilizado para garantir a estabilidade global é constituído por pórticos, de modo a garantir o enrijecimento das ligações viga-pilar e também com o engastamento dos pilares na fundação.

2.3.1.1 Estruturas de nós fixos e estruturas de nós móveis

Quando os momentos fletores de 2ª ordem globais de uma estrutura não excedem 10% dos momentos fletores de 1ª ordem, eles são desprezados; nesses casos, a estrutura é dita indeslocável ou de nós fixos. (Figura 1)

Caso contrário, se os momentos fletores de 2ª ordem ultrapassarem 10% dos momentos fletores de 1ª ordem, a estrutura é chamada de deslocável ou de nós móveis, como mostra a Figura 1. Nesse caso, deve-se considerar os esforços de 2ª ordem para o dimensionamento da estrutura.

Figura 1 – Estruturas de nós fixos e nós móveis



Fonte: Fusco (1981).

2.3.1.2 Não linearidade geométrica e não linearidade física

O principal método aproximado de análise dos efeitos da não linearidade geométrica é o cálculo do coeficiente γ_z , que consiste em um importante indicador da magnitude dos efeitos de segunda ordem. Segundo Marin & El Debs (2016), este coeficiente é utilizado como um fator majorador das ações que causam os efeitos de primeira ordem com intuito de se obter os esforços finais da estrutura, incluindo-se os esforços de segunda ordem, de modo a dispensar a análise de segunda ordem.

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, o método do coeficiente γ_z deve ser utilizado para estruturas de no mínimo 4 pavimentos e apresentar um valor máximo de 1,3. Caso o valor do coeficiente seja maior que 1,3 deve-se realizar a análise dos efeitos de não linearidade geométrica através de métodos mais rigorosos, como a análise não-linear geométrica rigorosa, ou então realizar modificações de projeto para aumentar a rigidez da estrutura.

A não linearidade física pode ser feita de forma aproximada ou não aproximada. A forma aproximada consiste basicamente na redução da inércia bruta da seção dos elementos constituintes dos pórticos. Já a forma não aproximada consiste na consideração do diagrama $M \times N \times 1/r$, considerando, assim, a influência da força norma presente nos pilares ou do arranjo da armadura presente nas vigas, contemplando inclusive o efeito de fluência.

2.3.1.3 Ligações semirrígidas

Segundo Marin & El Debs (2016), em geral as ligações viga-pilar presentes nas estruturas de múltiplos pavimentos em concreto pré-moldado apresentam comportamento semirrígido aos momentos positivo e negativo e de resistência total ao momento negativo e parcial ao momento positivo. Uma ligação semirrígida é caracterizada basicamente por três parâmetros importantes: resistência, rigidez da ligação e ductilidade.

A resistência é definida pelo momento de plastificação da ligação. A rigidez da ligação é definida pela relação do momento de plastificação e sua rotação, sendo tomada a rigidez secante. A ductilidade é definida como a máxima capacidade de rotação da ligação.

2.3.1.4 Combinações de ações

Podem ser realizadas diversas combinações de ações para o Estado Limite Último (ELU), que analisam a estrutura e os esforços provenientes das mais variadas combinações. Duas combinações podem ser ressaltadas:

- Na primeira a ação variável sobrecarga é a principal, enquanto o vento entra como ação variável secundária, conforme a Equação 1.

$$F_d = \gamma_g \times G + 1,4 \times (Q + 0,6 \times W) \quad 1$$

- Na segunda o vento é a ação variável principal e a ação variável de sobrecarga como secundária, conforme a Equação 2. Esta combinação, segundo Marin & El Debs (2016) tem importância para a verificação da estabilidade global da estrutura.

$$F_d = \gamma_g \times G + 1,4 \times (W + 0,7 \times Q) \quad 2$$

2.3.2 Ligações pilar-fundação

Segundo Ebeling (2006), as ligações são de fundamental importância na utilização de estruturas de concreto pré-moldado, tanto na execução como no comportamento estrutural, sendo que o tipo de ligação escolhido entre os elementos pode acarretar em grandes diferenças no tempo de montagem e no comportamento final da estrutura.

No que se refere às ligações dos pilares nas fundações, segundo El Debs (2002) essas ligações podem ser divididas nos seguintes tipos:

- a) Por meio de cálice: A ligação por meio de cálice é feita recorrendo à conformação do elemento de fundação que possibilite o encaixe do pilar. Posteriormente à colocação do pilar, é feito o preenchimento do espaço entre o pilar e o cálice com concreto ou graute. Para posicionar o pilar, em relação ao nível e à posição em planta, recorre-se normalmente a dispositivos de centralização. A fixação temporária e o prumo são feitos por meio de cunhas de madeira.

Esse tipo de ligação tem como características a facilidade de montagem, a facilidade nos ajustes aos desvios e o fato de transmitir bem os momentos fletores. Sua principal desvantagem é que a fundação se torna mais onerosa. Como alternativa ao cálice moldado no local, pode-se recorrer à pré-moldagem do colarinho ou mesmo do cálice inteiro, no caso de fundação direta.

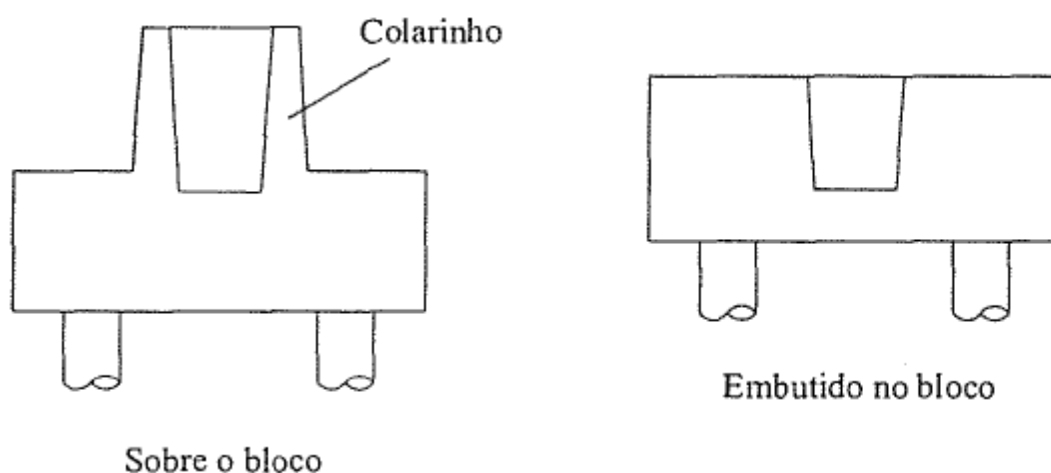
- b) Por meio de chapa de base: Esse tipo de ligação é feito basicamente por meio de chapa devidamente unida à armadura principal do pilar, chumbadores, porcas e argamassa de enchimento. A chapa de base pode ter as dimensões transversais do pilar, o que possibilita disfarçar a ligação ou ser maior que as dimensões transversais do pilar. O nível e o prumo do pilar são ajustados com o auxílio de porcas e contra-porcas. O espaço entre a chapa e a fundação é preenchido, após a montagem, com argamassa seca ou com graute

Esse tipo de ligação apresenta facilidade de montagem e de ajuste de prumo. A transmissão de momentos fletores é limitada quando a chapa tem as mesmas dimensões da seção transversal do pilar. Já para chapas de dimensões maiores há a possibilidade de uma boa transmissão desses momentos. No entanto, esta última alternativa dificulta o manuseio do pilar e a chapa fica sujeita a danos durante a montagem.

2.3.2.1 Ligação pilar-fundação por meio de cálice de fundação

Como já apresentado, a ligação pilar-fundação por meio do cálice de fundação consiste no embutimento de uma parte do pilar dentro do elemento estrutural de fundação. Esta é o tipo de ligação pilar – fundação mais utilizado no país. A Figura 2 representa um modelo de cálice de fundação para blocos sobre estacas, onde a ligação pode ser feita sobre o bloco ou embutida no mesmo.

Figura 2 – Modelo de ligação pilar-fundação por meio de cálice



Fonte: El Debs (2017).

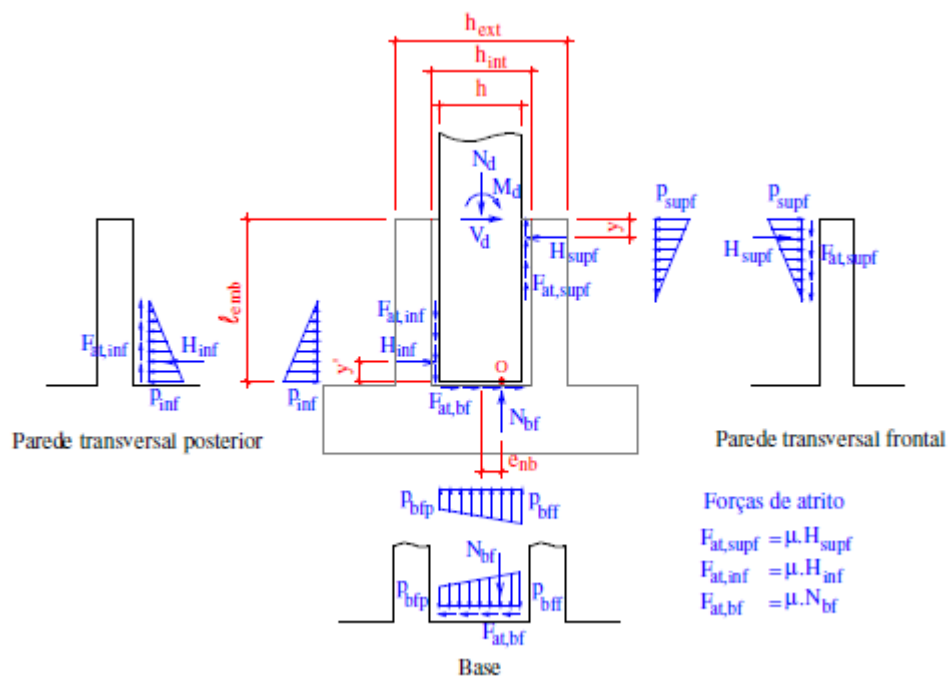
A transferência dos esforços na ligação pilar-fundação por meio do cálice com colarinho ocorre basicamente da seguinte forma apresentada por El Debs (2017):

- As solicitações M e V são transmitidas do pilar para as paredes frontal e posterior do cálice de fundação, por meio do concreto de enchimento;
- As pressões nas paredes mobilizam também a força de atrito; a força de atrito na parede frontal é nitidamente no sentido da solicitação N ; já a força de atrito na parede posterior vai depender da relação entre as solicitações e da geometria;
- A força normal do pilar, reduzida pela força de atrito, é transmitida para o fundo do cálice e também tende a mobilizar atrito;
- As pressões na parede frontal são transmitidas por flexão, praticamente em sua totalidade nos casos usuais, para as paredes longitudinais, pelo fato de estas serem mais rígidas para a transferência dos esforços para a base;

- e) As forças nas paredes longitudinais são transmitidas para a base do cálice com um comportamento de consolo;
- f) As pressões na parede posterior são transmitidas, praticamente, de forma direta para a base.

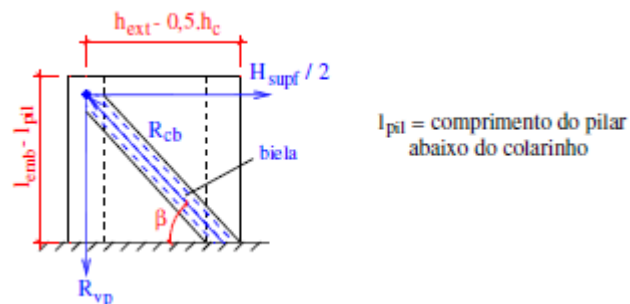
As Figuras abaixo apresentam um esquema da sequência de transferência dos esforços na ligação pilar-fundação por meio do cálice com colarinho para cálices com interfaces de paredes lisas.

Figura 3 – Transferência de esforços em cálice de fundação de paredes lisas



Fonte: Campos (2010).

Figura 4 – Detalhes da transmissão de forças pelas paredes do cálice



Fonte: Campos (2010).

Para melhorar a transmissão de forças nos cálices, pode-se utilizar rugosidades na parte externa do pilar e interna do cálice, agregando as seguintes particularidades:

- a) Além das forças de atrito, tem-se transmissão das forças por dentes de cisalhamento;
- b) Essa transferência de cisalhamento se desenvolve praticamente em toda a altura das paredes frontal e posterior;
- c) Ocorre transmissão de cisalhamento diretamente para as paredes longitudinais;
- d) A força normal do pilar chega à base do cálice distribuída na área correspondente ao pilar mais o colarinho.

2.4 Fundações

As fundações são elementos estruturais que transmitem as cargas provenientes de uma edificação para as camadas mais resistentes do solo, garantindo a estabilidade do terreno. Os elementos estruturais de fundações devem apresentar resistência adequada para suportar as tensões geradas pelos esforços solicitantes. Além disso, uma fundação deve transferir e distribuir seguramente as ações da superestrutura ao solo, de modo que não cause recalques diferenciais prejudiciais ao sistema estrutural nem a própria ruptura do solo.

É importante, para garantir a estabilidade estrutural da edificação, que a fundação seja bem dimensionada, seja geométrica, geotécnica ou estruturalmente. Para isso é importante conhecer os tipos de fundações superficiais e os métodos que podem ser utilizados em seu dimensionamento. A escolha do tipo de fundação pode ser pautada em diversos critérios definidos pelo engenheiro calculista, que englobam desde características geotécnicas, disponibilidade de equipamentos, segurança estrutural, dentre outros.

No item 3 da ABNT NBR 6122:2010 se define, de acordo com a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente, os tipos de fundações:

3.1 Fundação superficial (rasa ou direta): elemento de fundação em que a carga é transmitida ao terreno pelas tensões distribuídas sob a base da fundação, e a profundidade de assentamento em relação ao terreno adjacente à fundação é inferior a duas vezes a menor dimensão da fundação

3.7 Fundação profunda: elemento de fundação que transmite a carga ao terreno ou pela base (resistência de ponta) ou por sua superfície lateral (resistência de fuste) ou por uma combinação das duas, devendo sua ponta ou base estar

assente em profundidade superior ao dobro de sua menor dimensão em planta, e no mínimo 3,0m.

2.4.1 Fundações profundas

As fundações profundas são normalmente utilizadas quando os solos a pequenas profundidades não possuem capacidade geotécnicas suficiente para suportar as cargas provenientes do edifício, ou podem sofrer processos erosivos, além de existir a possibilidade de uma escavação futura nas regiões vizinhas à obra. Assim, torna-se necessário a utilização de fundações profundas. Salienta-se que existem diversos outros fatores que contribuem para a escolha de fundações profundas em detrimento das fundações superficiais.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, são definidas como fundações profundas os seguintes elementos:

- Estaca: elemento de fundação profunda executado inteiramente por equipamentos ou ferramentas, sem que, em qualquer fase de sua execução, haja descida de pessoas. Os materiais empregados podem ser: madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco* ou pela combinação dos anteriores.
- Tubulão: elemento de fundação profunda, escavado no terreno em que, pelo menos na sua etapa final, há descida de pessoas, que se faz necessária para executar o alargamento de base ou pelo menos a limpeza do fundo da escavação, uma vez que neste tipo de fundação as cargas são transmitidas preponderantemente pela ponta.

2.4.1.1 Estacas

Atualmente existem diversos tipos de estacas empregadas como elementos de fundação profunda nas obras civis, diferindo-se basicamente pelo método executivo, os materiais constituintes e a forma de distribuição de tensões para o solo.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, os principais tipos de estacas são:

- Estaca pré-moldada ou pré-fabricada de concreto: estaca constituída de segmentos de concreto pré-moldado ou pré-fabricado e introduzida no terreno por golpes de martelo de gravidade, de explosão, hidráulico

ou martelo vibratório. Para fins exclusivamente geotécnicos não há distinção entre estacas pré-moldadas e pré-fabricadas, e para os efeitos da ABNT NBR 6122:2010 elas são denominadas pré-moldadas.

- Estaca de concreto moldadas *in loco*: estaca executada preenchendo-se, com concreto ou argamassa, perfurações previamente executadas no terreno.
- Estaca de reação (mega ou prensada): estaca introduzida no terreno por meio de macaco hidráulico reagindo contra uma estrutura já existente ou criada especificamente para esta finalidade.
- Estaca raiz: estaca armada e preenchida com argamassa de cimento e areia, moldada *in loco* executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva, revestida integralmente, no trecho em solo, por um conjunto de tubos metálicos recuperáveis.
- Estaca escavada com injeção ou microestaca: estaca moldada *in loco*, armada, executada através de perfuração rotativa ou roto-percussiva e injetada com calda de cimento por meio de um tubo com válvulas (manchete).
- Estaca escavada mecanicamente: estaca executada por perfuração do solo através de trado mecânico, sem emprego de revestimento ou fluido estabilizante. Um caso particular de estaca escavada mecanicamente é a estaca broca executada, usualmente, por perfuração com trado manual.
- Estaca Strauss: estaca executada por perfuração do solo com uma sonda ou piteira e revestimento total com camisa metálica, realizando-se o lançamento do concreto e retirada gradativa do revestimento com simultâneo apiloamento do concreto.
- Estaca escavada com fluido estabilizante: estaca moldada *in loco*, sendo a estabilidade da parede da perfuração assegurada pelo uso de fluido estabilizante ou água quando tiver revestimento metálico. Recebe a denominação de estaca escavada quando a perfuração é feita por uma caçamba acoplada a uma perfuratriz, e estaca barrete quando a seção for retangular e escavada com utilização de *clam-shell*.
- Estaca Franki: estaca moldada *in loco* executada pela cravação, por meio de sucessivos golpes de um pilão, de um tubo de ponta fechada por uma bucha seca constituída de pedra e areia, previamente firmada

na extremidade inferior do tubo por atrito. Esta estaca possui base alargada e é integralmente armada.

- Estaca mista: estaca constituída por dois segmentos de materiais diferentes (madeira, aço, concreto pré-moldado, concreto moldado *in loco*, etc).
- Estaca metálica ou de aço: estaca crava, constituída de elemento estrutural produzido industrialmente, podendo ser de perfis laminados ou soldados, simples ou múltiplos, tubo de chapa dobrada ou calandrada, tubos com ou sem costura e trilhos.
- Estaca hélice contínua monitorada: estaca de concreto moldada *in loco*, executada mediante a introdução, por rotação, de um trado helicoidal contínuo no terreno e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente com a sua retirada, sendo que a armadura é introduzida após a concretagem da estaca.
- Estaca hélice de deslocamento monitorada: estaca de concreto moldada *in loco* que consiste na introdução de um trado apropriado no terreno, por rotação, sem que haja retirada de matéria, o que ocasiona um deslocamento do solo junto ao fuste e à ponta. A injeção de concreto é feita pelo interior do tubo central em torno do qual estão colocadas as aletas do trado simultaneamente à sua retirada por rotação.
- Estaca trado vazado segmentado: estaca moldada *in loco* executada mediante a introdução no terreno, por rotação de um trado helicoidal constituído por segmentos de pequeno comprimento (aproximadamente 10m) rosqueados e injeção de concreto pela própria haste central do trado simultaneamente à sua retirada.

É importante ressaltar que a escolha do tipo de estaca depende de diversos fatores, como a localização e o tipo da estrutura; as condições do solo, incluindo a posição do nível do lençol freático; a durabilidade a longo prazo das estacas; os custos totais ao cliente, que incluem inclusive a disponibilidade do equipamento para a realização de determinado tipo de estaca na região.

2.4.2 Fundações superficiais (rasas ou diretas)

As fundações superficiais (rasas ou diretas) são normalmente utilizadas quando as cargas da estrutura são transmitidas ao solo a pequenas profundidades. Para isso, é necessário que o solo possua capacidade geotécnica suficiente para suportar as cargas provenientes do edifício, apresentando resistência suficiente nas primeiras camadas. Assim, é necessária uma meticulosa análise do solo da construção, para garantir que o solo apresente a capacidade geotécnica que atenda aos requisitos das fundações diretas.

De acordo com a ABNT NBR 6122:2010, são definidas como fundações diretas os seguintes elementos:

- Sapata: elemento de fundação superficial, de concreto armado, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo emprego de armadura especialmente disposta para esse fim.
- Sapata associada: sapata comum a mais de um pilar.
- Sapata corrida: sapata sujeita à ação de uma carga distribuída linearmente ou de pilares ao longo de um mesmo alinhamento.
- Bloco: elemento de fundação superficial de concreto, dimensionado de modo que as tensões de tração nele resultantes sejam resistidas pelo concreto, sem necessidade de armadura.
- Radier: elemento de fundação superficial que abrange parte ou todos os pilares de uma estrutura, distribuindo os carregamentos ao solo.

É importante notar que a definição da ABNT NBR 6122:2010 para os blocos define que os mesmos não utilizem armadura, o que difere da ABNT NBR 6118:2014 para blocos sobre estacas, conforme apresentado no item 24.6.2 da ABNT NBR 6118:2014: “*Não pode ser usado concreto simples para blocos sobre estacas*”. A ABNT NBR 6118:2014 inclusive apresenta os modelos de cálculo para os blocos sobre estacas, conforme o item 22.7.3 desta norma.

2.4.2.1 Blocos

Os blocos basicamente são elementos de considerável volume que são responsáveis por transmitir às estacas e aos tubulões as cargas de fundação, podendo ser considerados rígidos ou flexíveis.

Para o dimensionamento estrutural, a ABNT NBR 6118:2014 define que os blocos podem ser definidos como rígidos se verificada a expressão da Equação 3, nas duas direções.

$$h \geq \frac{(a - a_p)}{3} \quad 3$$

onde h é a altura do bloco; a é a dimensão do bloco em uma determinada direção e a_p é a dimensão do pilar na mesma direção

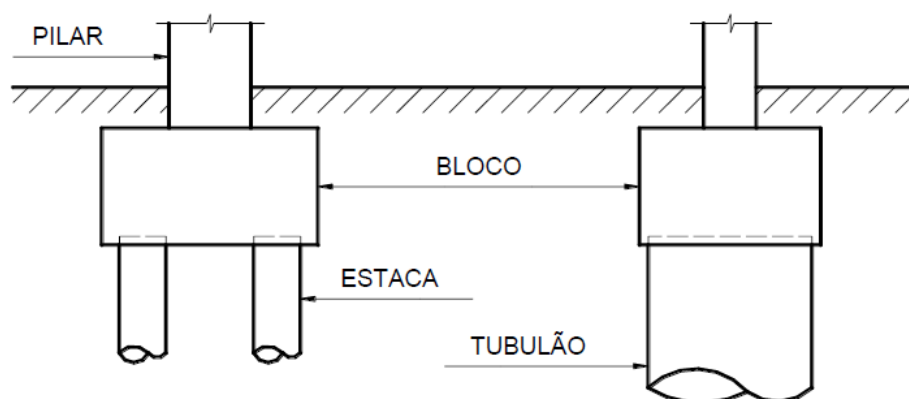
O comportamento estrutural de um bloco rígido se caracteriza por:

- Trabalho à flexão nas duas direções, mas com trações essencialmente concentradas nas linhas sobre as estacas (reticulado definido pelo eixo das estacas, com faixas de largura igual a 1,2 vez seu diâmetro);
- Forças transmitidas do pilar para as estacas essencialmente por bielas de compressão, de forma e dimensões complexas;
- Trabalho ao cisalhamento também em duas direções, não apresentando ruínas por tração diagonal, e sim por compressão das bielas, analogamente às sapatas.

Já para o bloco flexível, deve ser realizada uma análise mais completa, desde a distribuição dos esforços nas estacas, dos tirantes de tração, até a necessidade da verificação da punção.

Segundo Bastos (2017), os blocos sobre estacas podem ser para 1, 2, 3... e teoricamente para n estacas, dependendo principalmente da capacidade da estaca e das características do solo. Há também o caso de blocos assente sobre um tubulão, quando o bloco atua como elemento de transição de carga entre o pilar e o fuste do tubulão. A Figura 5 apresenta uma representação simplificada de dois blocos de fundação: o primeiro sobre estacas e o segundo sobre um tubulão.

Figura 5 – Representação simplificada de blocos



Fonte: Bastos (2017).

A ABNT NBR 6118:2014 aceita, para o cálculo e dimensionamento dos blocos, modelos tridimensionais lineares ou não lineares e modelos biela-tirante tridimensionais. Esses modelos devem contemplar todos os aspectos do comportamento estrutural dos blocos, sejam eles rígidos ou flexíveis.

Ainda segundo a ABNT NBR 6118:2014, na região de contato entre o pilar e o bloco, os efeitos de fendilhamento devem ser considerados, conforme as especificações apresentadas para as regiões de introdução de cargas concentradas, permitindo-se a adoção de um modelo de bielas e tirantes para a determinação das armaduras.

Uma última recomendação de cálculo proposta pela ABNT NBR 6118:2014 refere-se sobre a análise da interação solo-estrutura sempre que houver forças horizontais significativas ou forte assimetria.

2.4.2.1.1 Método das bielas

O método das bielas considera que no interior do bloco existe uma “treliça espacial”, responsável por transmitir os esforços provenientes do pilar para as estacas, por meio das barras da treliça. As forças atuantes nas barras comprimidas da treliça são resistidas pelo concreto, enquanto as forças atuantes nas barras tracionadas são resistidas pelas armaduras de aço.

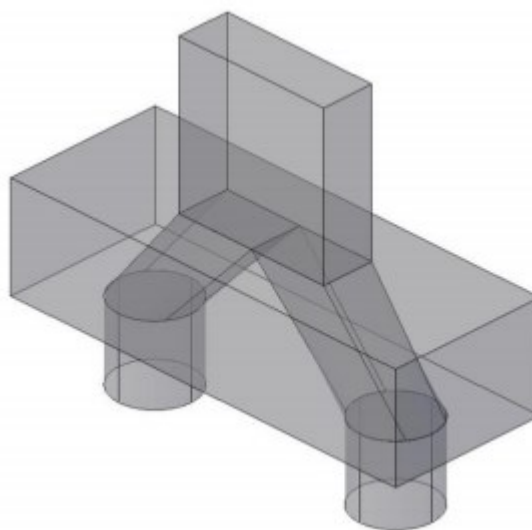
Dessa forma, para que esse método seja aplicado, é necessário calcular tanto as dimensões das bielas comprimidas quanto as forças atuantes em cada uma delas. Para isso, pode-se utilizar os ensaios de Blévyot, sanando as necessidades para a aplicação do método.

O método das bielas é recomendado quando:

- O carregamento é centrado ou quase centrado, podendo ser aplicado para carregamentos não-centrados, majorando as cargas de todas as estacas para a maior carga;
- Todas as estacas devem estar igualmente espaçadas do centro do pilar.

Esse é o método simplificado mais empregado pois tem um amplo amparo experimental desenvolvido por Blévyot, além de ser tradicionalmente empregado no Brasil e na Europa, sendo ainda que o modelo de treliça é bastante intuitivo. A Figura 6 apresenta o modelo das bielas de concreto para o bloco sobre duas estacas, que pode ser expandido para n estacas.

Figura 6 – Modelo das bielas de concreto no bloco sobre duas estacas



Fonte: Bastos (2017).

3 INSTITUTO DO CÂNCER DO CEARÁ

O objeto de dimensionamento deste trabalho é uma edificação anexa ao complexo hospitalar do Instituto do Câncer do Ceará (ICC). Esta foi uma das obras pioneiras no estado na utilização de elementos pré-moldados, e além dos pré-moldados utilizou-se também de elementos protendidos, sendo que foram pré-moldadas as lajes, os pilares, as vigas e as estacas.

O objetivo do uso deste tipo de sistema consiste na possibilidade da utilização de elementos com grandes vãos, dando mais alternativas às concepções arquitetônicas do anexo, além da agilidade e simplicidade das peças, possibilitando que o tempo em canteiro de obra fosse o menor possível.

Segundo Mota (2005), no mês de fevereiro de 2001, a diretoria do ICC resolve contratar a elaboração de um projeto de um edifício anexo, com o objetivo de ampliar a capacidade de atendimento do complexo hospitalar, tendo disponibilidade de um lote nas dimensões de 49 x 15,6 m, devendo ser projetada uma edificação de 7 pavimentos, com grande liberdade de espaço e possíveis alterações arquitetônicas de forma a adaptar a edificação para as necessidades dos variados serviços de atendimento médico, dada a razão pela adoção do protendido. Outro interesse se dava pela urgência no aumento dessa capacidade, portanto, era necessário reduzir ao máximo o tempo de canteiro de obra, para que a edificação pudesse ser utilizada o mais

rápido possível, fazendo com que os projetistas adotassem o sistema em elementos pré-moldados.

3.1 Concepção estrutural

A laje do pavimento é formada pela justaposição de perfis tipo TT que se apoiam em vigas de bordo tipo L. Estas se apoiam em consolos nos pilares periféricos dispostos nos eixos longitudinais A e B, ligados ao bloco de fundação por meio de um cálice. O Anexo A apresenta a planta baixa do pavimento tipo.

Portanto, para tal concepção se tornou possível a utilização de quaisquer layouts, possibilitando a adaptação do anexo para atender diversos serviços médicos de demanda ICC e pensando na agilidade de todo processo foram viabilizados painéis com função de vedação nas faces do edifício, em substituição à alvenaria convencional, que demanda muito tempo de execução.

Como o edifício é formado de elementos pré-moldados, em que a união dos elementos não se dá de forma rígida, foi projetada uma capa sobre as lajes de 8 cm, de forma a integrar as lajes às vigas e pilares, funcionando também como diafragma, vindo a servir como sistema de contraventamento. Além disso, para integrar os elementos que cooperam para com o sistema de contraventamento, os painéis nos eixos transversais à esquerda e à direita, foram planejados com dupla função, a função de vedação e de contribuição para com a estabilidade global, sendo estes armados e com função estrutural.

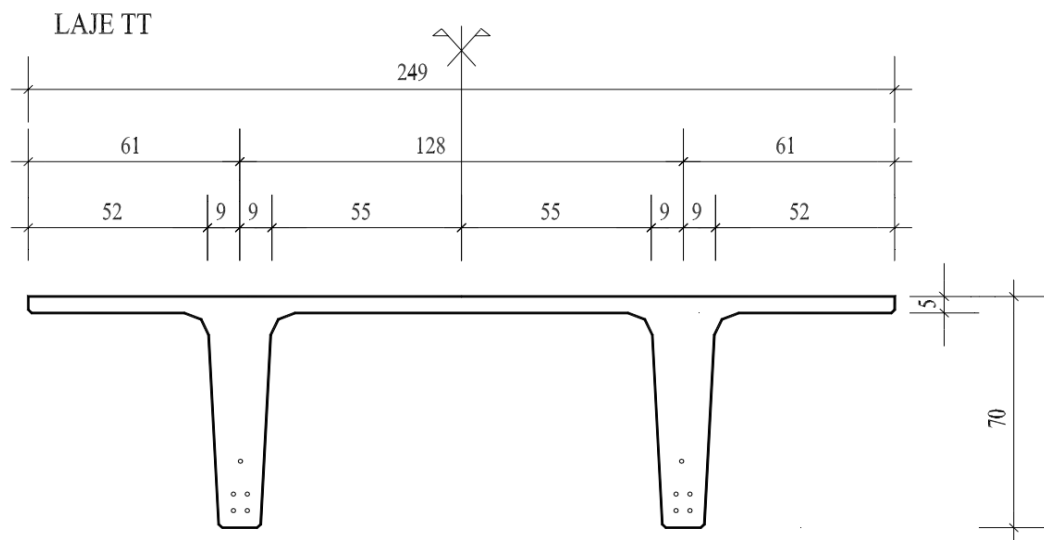
Para auxiliar no transporte dos pilares, tendo em vista que a edificação era composta por 7 pavimentos, alcançando a altura de 29,58m, estes foram particionados em dois tramos, o primeiro tramo com menos de 19 m e um segundo com mais 11 m, estas e outras informações podem ser observadas no Anexo B.

3.2 Elementos isolados

Os elementos pré-moldados foram executados em uma fábrica de Fortaleza, utilizando-se concreto C40, e com protensão das vigas e lajes TT com f_{ck} mínimo de 20MPa.

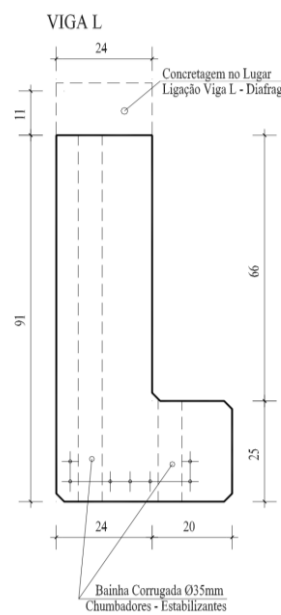
Como já mencionado, a laje possui perfil tipo TT, conforme a Figura 7. Já as vigas têm perfil tipo L, conforme a Figura 8.

Figura 7 – Perfil da seção tipo TT



Fonte: Mota (2005).

Figura 8 – Perfil da seção tipo L



Fonte: Mota (2005).

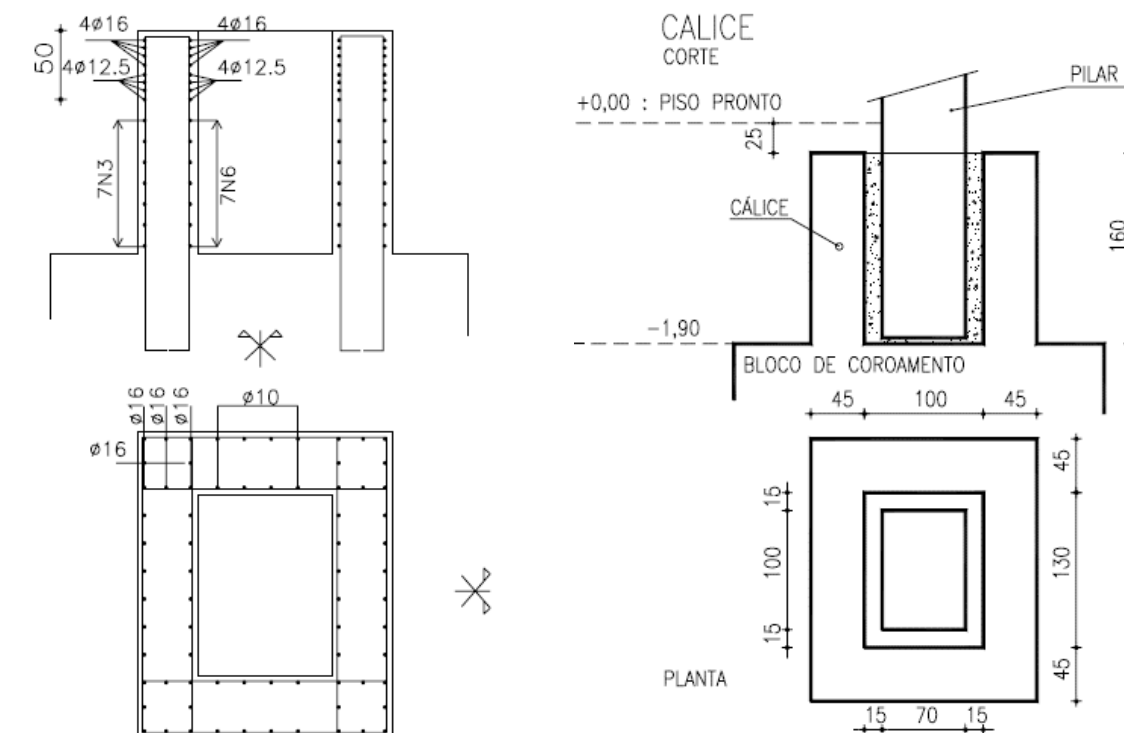
Os pilares apresentam perfis retangulares, com dimensões de 100cm×70cm, 85cm×70cm e 70cm×70cm. Os blocos de fundação são moldados *in loco*, com geometria hexagonal de 182,74cm de lado.

3.3 Tipologia das ligações

Os principais tipos de ligação utilizados nesta estrutura foram:

- a) Ligação pilar-fundação do tipo cálice, conforme a Figura 9.

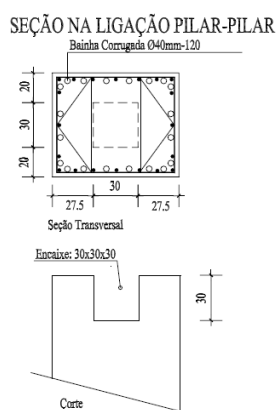
Figura 9 – Detalhe do cálice de fundação



Fonte: Mota (2005).

- b) Ligação pilar-pilar, com utilização de bainhas para traspasse de armadura de ligação, conforme a Figure 10.

Figura 10 – Detalhe da ligação pilar-pilar



Fonte: Mota (2005).

- c) Ligação dos painéis longitudinais de fachada que não tem finalidade estrutural e que estão dispostos alinhados com a face externa dos pilares, conforme a Figura 11.

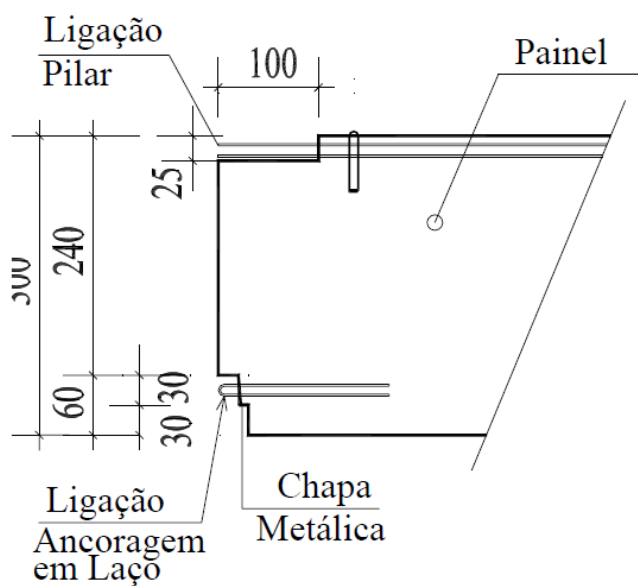
Figura 11 – Ligação dos painéis longitudinais



Fonte: Mota (2005).

- d) Painéis transversais de extremidade dispostos entre pilares e com ligações rígidas, para contraventamento da estrutura, conforme a Figura 12.

Figura 12 – Detalhe da ligação dos painéis transversais



Fonte: Mota (2005).

4 DEFINIÇÃO DOS PARÂMETROS DE PROJETO E ANÁLISES INICIAIS

Este trabalho tem como objetivo o dimensionamento do cálice de fundação e do bloco de fundação sobre estacas, que compõe a infraestrutura do edifício do Instituto do Câncer do Ceará. Para isso foi realizado primeiramente o levantamento de cargas e ações existentes no edifício.

O dimensionamento seguirá procedimentos expostos pela ABNT NBR 6118:2014 e pela ABNT NBR 6122:2010 e os carregamentos obtidos através do Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09, do dia 21 de junho de 2017. Apesar do Projeto de Revisão ainda não estar em vigência, foi optado pela adoção dos parâmetros nela apresentados, tendo em vista que a mesma pode entrar em vigor a qualquer momento, pois possui 9 revisões até o momento, além de que os dados desta revisão são mais abrangentes que as informações apresentadas na norma vigente. O roteiro do dimensionamento e detalhamento seguido neste projeto se encontra nos itens a seguir.

4.1 Cargas

Por meio dos projetos arquitetônicos determinou-se as cargas totais de cada pavimento, com a finalidade de encontrar o pavimento crítico.

Inicialmente determinou-se o comprimento e altura de alvenaria presente em cada andar do edifício. Nas paredes internas da edificação hospitalar foi utilizado alvenaria com blocos cerâmicos furados de 19x14x29 cm, com 0,5 cm de revestimento em cada face das paredes e também divisórias retráteis e caixilhos. Por meio Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09 obteve-se o peso da composição blocos cerâmicos vazados com 1 cm de revestimento por face, o peso das divisórias e caixilhos, conforme demonstra a Tabela 1.

Tabela 1 – Peso dos elementos de vedação

Descrição	Espessura nominal do elemento (cm)	Peso (kN/m ²)
Blocos cerâmicos vazados com espessura com 1 cm de revestimento	14	1,40
Divisórias retráteis (exceto divisórias com vidro)	7 a 12	0,6
Caixilho que vão de piso a piso, com $h \leq 4,0$ m.	-	0,5

Fonte: Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09

O resumo das alvenarias e divisórias de cada pavimento está presente no Apêndice A.

Vale destacar que todas as esquadrias com área acima de 2m² foram descontadas da área total das alvenarias ou divisórias.

Após determinar o peso das alvenarias e divisórias determinou-se as cargas das lajes. As lajes são formadas por seções do tipo TT com 70cm de altura, apresentando um capeamento de 8cm em concreto armado, um revestimento de 0,8cm em granito e forro de placas de gesso. Cada peça de laje TT possui 2,49m de largura por 15,12m de comprimento, a mostra o resumo de cargas das lajes Pi.

Tabela 2 – Dimensões da seção TT

Peso próprio das seções TT	
Área da seção transversal (m ²)	0,3242
Peso específico de concreto armado (NBR “6120:2017”) – (kN/m ³)	25
Peso/m (kN/m)	8,10
Comprimento de cada peça pré-moldada (m)	15,12
Peso/peça (kN/peça)	122,54
Largura de cada peça pré-moldada (m)	2,49
Área superficial (m ²)	37,65
Peso/m ² (kN/m ²)	3,25

Fonte: Autor (2018).

O peso próprio do capeamento em concreto armado pode ser calculado pela Equação 4:

$$\text{Peso capeamento} = h \times \gamma_c \rightarrow 0,08 \times 25 = 2 \text{ kN/m}^2 \quad 4$$

O peso específico do granito segundo o Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09 é 28,5 kN/m³, com isso determina-se o peso próprio do mesmo:

$$\text{Peso granito} = h \times \gamma_g \rightarrow 0,008 \times 28,5 = 0,228 \text{ kN/m}^2 \quad 5$$

Segundo o Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09, forros de placa de gesso com 2,52 cm de espessura possuem peso aparente de 0,15 kN/m².

Finalizado a obtenção do peso próprio dos elementos de laje, determinou-se a carga acidental que age sobre os mesmos. Foi utilizado a Tabela 6.1 do Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09. Como o valor das cargas acidentais muda de acordo com o ambiente, a carga acidental média por pavimento foi determinada utilizando áreas de influência. O resumo das cargas acidentais de cada pavimento se encontra no Apêndice B.

Após os cálculos constatou-se que o sétimo pavimento foi o que apresentou maior carregamento, devido ao fato de ser o pavimento onde se encontram a grande maioria dos

equipamentos e máquinas utilizados. O resumo do peso próprio de todos os elementos das lajes e paredes estão presentes na Tabela 3.

Tabela 3 – Peso próprio dos elementos

Elemento	Peso (kN/m ²)
Alvenaria	1,53
Divisórias	0,08
Forro	0,15
Seção Pi (1 m x 1 m)	3,25
Capeamento (8 cm)	2,00
Revestimento em granito (0,8 cm)	0,23
Total	7,24

Fonte: Autor (2018).

A viga mais crítica deste pavimento apresenta 7,5 m de comprimento. A largura da seção TT é igual a 15,12 m. Com isso a carga total que será descarregada nas vigas será:

$$Carga\ sobre\ as\ vigas = 7,5 \times 15,12 \times 7,24 = 821,02\ kN$$

Como há apenas duas vigas longitudinais conclui-se que cada viga receberá metade desta carga total:

$$Carga\ sobre\ cada\ viga = \frac{821,02}{2} = 410,51\ kN$$

Transformando este valor em carga distribuída chegamos a:

$$Carga\ distribuida\ sobre\ cada\ viga = \frac{410,51}{7,5} = 54,73\ kN/m$$

A média da carga accidental neste mesmo pavimento foi de 3,55 kN/m². Seguindo o mesmo raciocínio que foi utilizado para calcular o peso próprio, chega-se ao valor de:

$$Carga\ accidental\ distribuida\ sobre\ cada\ viga = 26,87\ kN/m$$

O próximo passo foi determinar o peso próprio das vigas longitudinais. Com o auxílio do programa computacional AutoCAD determinou-se a área da seção transversal e consequentemente o peso por metro linear, conforme mostra a Tabela 4.

Tabela 4 – Peso próprio das vigas longitudinais

Peso próprio das vigas longitudinais	
Área (m ²)	0,2680
Peso específico de concreto armado (NBR “6120:2017”) – (kN/m ³)	25
Peso (kN/m)	6,70

Fonte: Autor (2018).

Sobre a alma das vigas, existe um capeamento armado igual ao que há nas lajes Pi, porém com espessura de 11 cm. A Tabela 5 mostra o resumo do peso próprio deste capeamento.

Tabela 5 – Peso próprio do capeamento sobre as vigas

Peso próprio do capeamento sobre as vigas	
Espessura (m)	0,110
Largura (m)	0,240
Área (m ²)	0,026
Peso específico de concreto armado (NBR “6120:2017”) – (kN/m ³)	25
Peso (kN/m)	0,660

Fonte: Autor (2018).

Nas laterais da edificação existe painéis de concreto armado que tem a função de vedação. Estes painéis possuem 3 metros de altura e espessura de 10 cm. Os mesmos se apoiam verticalmente sobre as vigas longitudinais. A Tabela 6 traz resumo do peso próprio destes elementos.

Tabela 6 – Peso próprio dos painéis longitudinais

Peso próprio dos painéis longitudinais	
Espessura (m)	0,10
Altura (m)	3,00
Área (m ²)	0,30
Peso específico de concreto armado (NBR “6120:2017”) – (kN/m ³)	25
Peso (kN/m)	7,50

Fonte: Autor (2018).

O resumo das cargas que atuam sobre as vigas está presente na Tabela 7.

Tabela 7 – Resumo de cargas nas vigas

Elemento	Peso (kN/m)
Peso próprio da viga	6,70
Peso do capeamento + Peso dos painéis + carga das lajes	62,77
Carga accidental das lajes	26,87

Fonte: Autor (2018).

Os painéis transversais com a função de contraventamento são armados, podendo ser calculados conforme a Tabela 8.

Tabela 8 – Peso próprio dos painéis transversais

Peso próprio dos painéis transversais	
Espessura (m)	0,40
Altura (m)	2,00
Área (m ²)	0,8
Peso específico de concreto armado (NBR “6120:2017”) – (kN/m ³)	25
Peso (kN/m)	20

Fonte: Autor (2018).

Os pilares possuem 3 seções distintas, de 100cm×70cm nos três primeiros, 85cm×70cm nos dois seguintes e 75cm×75cm nos dois últimos pavimentos. A Tabela 9 apresenta os pesos próprios

Tabela 9 – Peso próprio dos pilares

Pavimento	Pé-esquerdo (m)	Seção		Área (m ²)	Peso próprio (kN)
		Comprimento (cm)	Largura (cm)		
Pavimento 7	4,03	70	70	0,49	49,37
Pavimento 6	4,03	70	70	0,49	49,37
Pavimento 5	4,03	85	70	0,595	59,95
Pavimento 4	4,03	85	70	0,595	59,95
Pavimento 3	4,03	100	70	0,7	70,53
Pavimento 2	4,12	100	70	0,7	72,10
Pavimento 1	5,34	100	70	0,7	93,45
Peso próprio na fundação					454,70

Fonte: Autor (2018).

Com todos os valores de pesos próprios calculados, utiliza-se, então, o programa *Ftool* para a análise dos deslocamentos horizontais, estabilidade global e cálculo dos esforços da estrutura do edifício.

4.2 Desaprumo, deslocamentos horizontais e estabilidade global

Para a determinação dos deslocamentos horizontais de uma estrutura, o primeiro passo é conhecer a região onde a mesma será construída, como o tipo de terreno, a urbanização da região e a localização geográfica da cidade.

4.2.1 Determinação dos fatores e do coeficiente de arrasto

Para o cálculo das ações do vento, utilizou-se a ABNT NBR 6123:1988, podendo-se calcular assim a velocidade básica do vento, o coeficiente de arrasto e os diversos fatores necessários. Assim, sabendo-se da região e das características geométricas do edifício, levantou-se as Tabelas: Tabela 10, Tabela 11, Tabela 12, Tabela 13 e Tabela 14; as quais apresentam os valores necessários para o cálculo da ação do vento no edifício.

Tabela 10 – Velocidade básica do vento

Velocidade básica (Fortaleza)	V ₀ (m/s)
	30,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela 11 – Fator topográfico S₁

Fator topográfico S ₁
1,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela 12 – Fator S₂

Fator S ₂				
Categoria	Classe	b	FR	p
V	B	0,73	1,00	0,16

Fonte: Autor (2018).

Tabela 13 – Fator S₃

Fator Estatístico S ₃		
Grupo	Descrição	S ₃
1	Edificação cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc).	1,10

Fonte: Autor (2018).

Tabela 14 – Coeficiente de arrasto

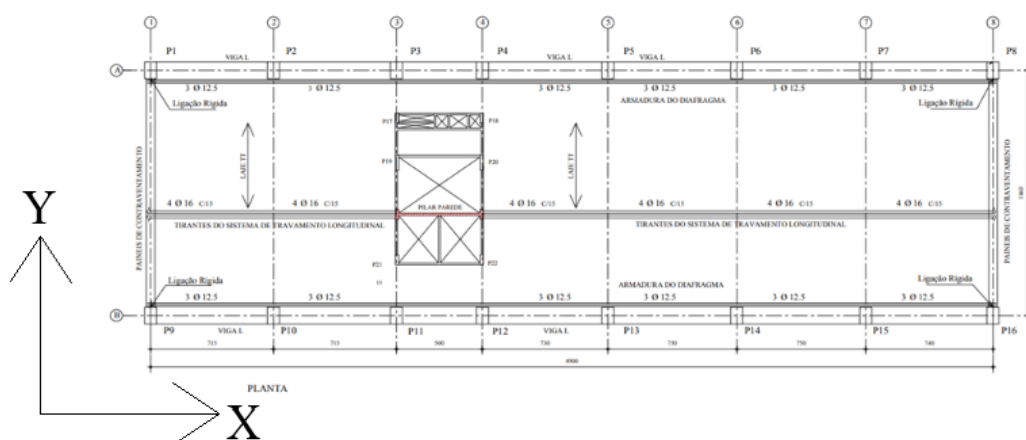
Coeficiente de arrasto	L1	L2	h	L1 / L2	h / L1	Ca (ábaco)
	15,60	49,00	29,58	0,32	1,90	0,77

Fonte: Autor (2018).

4.2.2 Ações do vento

Com os valores dos fatores S_1 , S_2 , S_3 e do coeficiente de arrasto C_a , pode-se então calcular as forças do vento para as direções X (considerando-se o vento a 0°) e Y (considerando-se o vento a 90°), que são apresentadas na Figura 13.

Figura 13 – Direções das ações do vento



Fonte: Autor (2018).

As Tabelas: Tabela 15 e apresentam o cálculo das ações devido ao vento a 0° e a 90° , respectivamente.

Tabela 15 – Ações do vento a 0°

VENTO 0°									
Pavimento	z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_3$ (m/s)	S_2	V_k (m/s)	q (kgf/m ²)	q (kgf/m)	$C_a \cdot q$ (kgf/m)	F_{VENTO} (kN/m)	F_{VENTO} (kN)
1º	5,34	33,00	0,66	21,79	29,66	462,77	356,33	3,56	19,01
2º	9,46	33,00	0,72	23,87	35,63	555,76	427,94	4,28	17,63
3º	13,48	33,00	0,77	25,27	39,91	622,56	479,37	4,79	19,29
4º	17,51	33,00	0,80	26,35	43,39	676,85	521,17	5,21	20,98
5º	21,53	33,00	0,83	27,23	46,36	723,19	556,86	5,57	22,41
6º	25,56	33,00	0,85	27,99	48,97	763,96	588,25	5,88	23,68
7º	29,58	33,00	0,87	28,65	51,32	800,57	616,44	6,16	24,81

Fonte: Autor (2018).

Tabela 16 – Ações do vento a 90°

VENTO 90°									
Pavimento	z (m)	$V_0 \cdot S_1 \cdot S_3$ (m/s)	S2	V_k (m/s)	q (kgf/m ²)	q (kgf/m)	Ca · q (kgf/m)	F _{VENTO} (kN/m)	F _{VENTO} (kN)
1°	5,34	33,00	0,66	21,79	29,66	1453,56	1119,24	11,19	59,71
2°	9,46	33,00	0,72	23,87	35,63	1745,67	1344,16	13,44	55,38
3°	13,48	33,00	0,77	25,27	39,91	1955,47	1505,71	15,06	60,60
4°	17,51	33,00	0,80	26,35	43,39	2125,99	1637,01	16,37	65,89
5°	21,53	33,00	0,83	27,23	46,36	2271,56	1749,10	17,49	70,40
6°	25,56	33,00	0,85	27,99	48,97	2399,62	1847,71	18,48	74,37
7°	29,58	33,00	0,87	28,65	51,32	2514,60	1936,24	19,36	77,93

Fonte: Autor (2018).

4.2.3 Imperfeições geométricas globais (desaprumo)

O desaprumo pode ser verificado de acordo com a ABNT NBR 6118:2014, item 11.3.3.4.1. Com base nas cargas provenientes de todos elementos do pavimento, pode-se calcular a carga vertical total nos andares, conforme apresentados na Tabela 17.

Tabela 17 – Cálculo da carga vertical total

Elemento	Peso (kN/m)	Peso por pórtico (kN)	Peso do pavimento (kN)
Peso próprio da viga	6,7	328,3	656,6
Peso do capeamento + Peso dos painéis + carga das lajes	62,77	3075,73	6151,46
Carga acidental das lajes	26,87	1316,63	2633,26
Painéis transversais	20	292	584
Carga vertical total $G_k + Q_k$ (kN)			10025,32

Fonte: Autor (2018).

Com isso, considera-se o desaprumo à 0° e 90°, conforme a Tabela 18.

Tabela 18 – Desaprumo nos pavimentos

Direção	n	$\theta_{1\text{mín}}$ (rad)	$\theta_{1\text{máx}}$ (rad)	θ_1 (rad)	θ_a (rad)	$W_i = G_k + Q_k$ (kN)	$F_{eq,i} = \theta_a \cdot W_i$ (kN)
0°	9	0,00333	0,005	0,00333	0,00248	10025,32	24,91
90°	2	0,00333	0,005	0,00333	0,00289	10025,32	28,94

Fonte: Autor (2018).

Verifica-se então a relação entre as ações do vento no sétimo pavimento (maiores valores encontrados) e o desaprumo:

$$0,3 \times F_{VENTO\ 0^\circ} = 0,3 \times 24,81 = 7,44\text{kN} < F_{eq\ 0^\circ} = 24,91\text{ kN}$$

$$0,3 \times F_{VENTO\ 90^\circ} = 0,3 \times 77,93 = 23,38\text{kN} < F_{eq\ 90^\circ} = 28,94\text{ kN}$$

Portanto, com a análise da relação entre as ações do vento e o desaprumo, conclui-se que a consideração a ser adotada de acordo com a ABNT NBR 6118:2018 deve ser a combinação da ação do vento com o desaprumo, admitindo-se que ambas atuam na mesma direção e sentido, como equivalente a uma ação do vento.

4.2.4 Modelo estrutural no programa *Ftool*

Para a análise dos deslocamentos horizontais e da estabilidade global, assim como para a obtenção dos esforços provenientes da estrutura para as fundações, utilizou-se o programa *Ftool*, destinado à análise de estruturas bidimensionais. Para representar o edifício, que é uma estrutura tridimensional, utilizou-se o modelo estrutural de pórticos planos associados, onde considera-se as lajes como barras rígidas articuladas que funcionam como diafragmas rígidos que conectam os diversos pórticos da estrutura.

O programa *Ftool* realiza apenas a análise elástica linear das estruturas, portanto para que se possam ser realizadas as análises da não linearidade física e geométrica da estrutura, algumas adaptações são necessárias:

1. A não linearidade geométrica foi considerada aplicando-se o parâmetro γ_z .
2. A não linearidade física foi considerada utilizando-se a forma aproximada, que consiste basicamente na redução da inércia bruta da seção dos elementos constituintes dos pórticos, aplicando-se os seguintes coeficientes redutores conforme El Debs (2017):
 - a. Lajes: $(EI)_{sec} = 0,3 \times E_c I_c$;
 - b. Vigas: $(EI)_{sec} = 0,4 \times E_c I_c$;
 - c. Pilares: $(EI)_{sec} = 0,8 \times E_c I_c$.

As peças pré-moldadas apresentam concreto C40, portanto, de acordo com o item 8.2.8 da ABNT NBR 6118:2014, calcula-se o valor do módulo de elasticidade do concreto conforme a Equação 6:

$$E_{ci} = \alpha_E \times 5600 \sqrt{f_{ck}} \quad 6$$

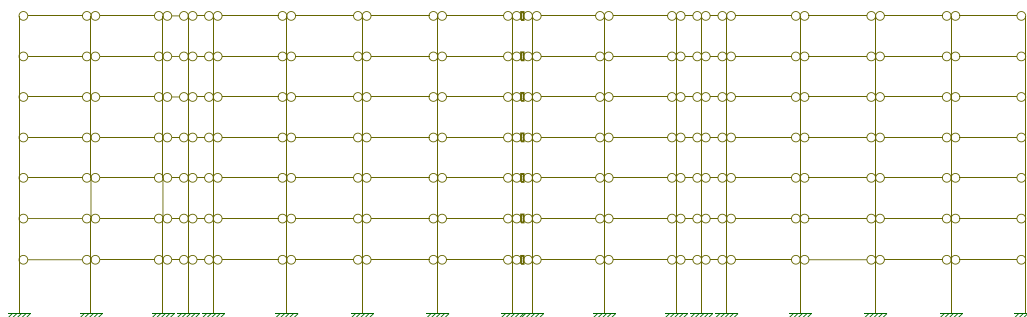
Assim, tem-se que o módulo de elasticidade do concreto é:

$$E_{ci} = 1,2 \times 5600\sqrt{40}$$

$$E_{ci} = 42500MPa$$

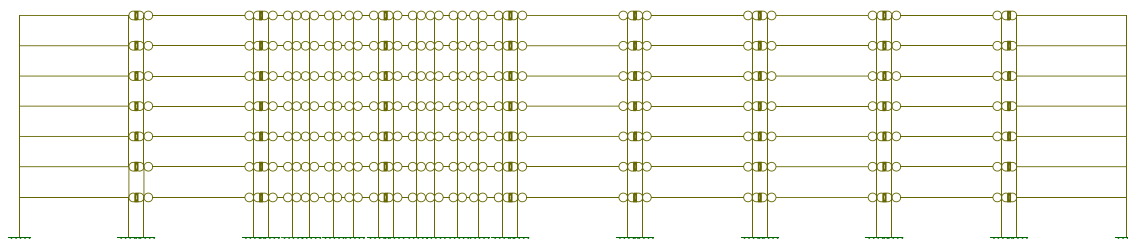
Com a concepção estrutural do edifício disponível, todas as cargas e ações calculadas, e detendo quaisquer informações pertinentes, realizou-se o modelo estrutural de pórticos planos associados no programa *Ftool*, tanto para a direção X, apresentado na Figura 14, quanto para a direção Y, apresentado na Figura 15.

Figura 14 – Modelo estrutural bidimensional na direção X



Fonte: Autor (2018).

Figura 15 – Modelo estrutural bidimensional na direção Y



Fonte: Autor (2018).

4.2.5 Deslocamentos horizontais

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, são definidos deslocamentos-limites utilizados para a verificação em serviço do estado-limite de deformações excessivas da estrutura. Para a análise dos deslocamentos horizontais, os limites de deslocamentos foram adotados conforme apresentados na Tabela 19.

Tabela 19 – Limites de deslocamento

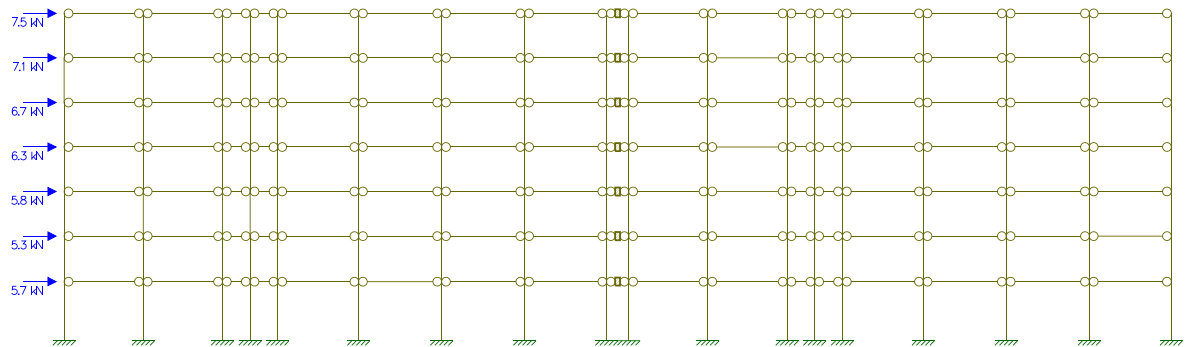
Tipo de efeito	Razão da limitação	Exemplo	Deslocamento a considerar	Deslocamento limite
Efeitos em elementos não estruturais	Paredes	Movimento lateral de edifícios	Provocado pela ação do vento para a combinação frequente ($\Psi_1 = 0,30$)	$\frac{H}{1700}$ para o edifício e $\frac{H_i}{850}$ entre pavimentos

Fonte: Adaptado de ABNT NBR 6118:2018.

Considerando apenas as ações do vento (segundo o item 11.3.3.4.1, o desaprumo não precisa ser considerado para os Estados Limites de Serviço), pode-se obter os deslocamentos

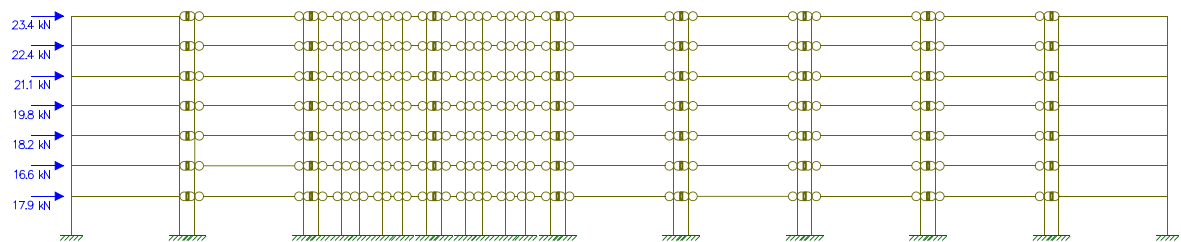
horizontais por meio dos modelos bidimensionais no programa *Ftool*. A Figura 16 apresenta a aplicação das ações do vento a 0° e a Figura 17 apresenta a aplicação das ações do vento a 90°.

Figura 16 – Ações do vento a 0° para os deslocamentos horizontais



Fonte: Autor (2018).

Figura 17 – Ações do vento a 90° para os deslocamentos horizontais.



Fonte: Autor (2018).

Os deslocamentos horizontais obtidos estão apresentados na Tabela 20, para o vento a 0° e na Tabela 21 para o vento a 90°, obtendo-se assim os deslocamentos horizontais entre pavimentos.

Tabela 20 – Análise dos deslocamentos horizontais para vento a 0°

VENTO 0°					
Pavimento	z (m)	Ψ_1	$F_{h,ser}$ (kN)	$\delta_{h,i}$ (mm)	$\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i}$ (mm)
7°	29,61	0,30	7,46	1,91	0,35
6°	25,58	0,30	7,11	1,56	0,35
5°	21,55	0,30	6,73	1,21	0,33
4°	17,52	0,30	6,30	0,88	0,30
3°	13,49	0,30	5,80	0,58	0,26
2°	9,46	0,30	5,29	0,32	0,20
1°	5,34	0,30	5,71	0,12	0,12
Base	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2018).

Tabela 21 – Análise dos deslocamentos horizontais para o vento a 90°

VENTO 90°					
Pavimento	z (m)	Ψ_1	$F_{h,ser}$ (kN)	$\delta_{h,i}$ (mm)	$\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i}$ (mm)
Cobertura	29,61	0,30	23,42	1,81	0,15
6°	25,58	0,30	22,35	1,66	0,23
5°	21,55	0,30	21,15	1,43	0,25
4°	17,52	0,30	19,80	1,18	0,30
3°	13,49	0,30	18,21	0,88	0,29
2°	9,46	0,30	16,62	0,59	0,30
1°	5,34	0,30	17,94	0,29	0,29
Base	0,00	0,30	0,00	0,00	0,00

Fonte: Autor (2018).

Com os deslocamentos entre pavimentos calculados, comparou-se os deslocamentos encontrados com os deslocamentos limites da norma, de forma que em ambas as direções, os deslocamentos encontrados foram menores que os deslocamentos limites, conforme apresentado na Tabela 22.

Tabela 22 – Comparação dos deslocamentos obtidos com os deslocamentos limites

VENTO 0°		VENTO 90°	
$\delta_{h,total}$ (mm)	$\delta_{h,limite}$ (mm)	$\delta_{h,total}$ (mm)	$\delta_{h,limite}$ (mm)
2,23500	17,41765	1,80900	17,41765
OK		OK	
$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{\max}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{limite}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{\max}$ (mm)	$(\delta_{h,i+1} - \delta_{h,i})_{limite}$ (mm)
0,43050	4,74118	0,29920	4,74118
OK		OK	

Fonte: Autor (2018).

4.2.6 Estabilidade global

A estabilidade global no presente trabalho fora calculada método aproximado proposto pela ABNT NBR 6118:2014 do coeficiente γ_z . As combinações de ações utilizadas foram apresentadas pelas Equações 1 e 2, utilizando-se para o coeficiente γ_g o valor de 1,4.

Dessa forma, realizou-se quatro combinações de ações, conforme descritas a seguir:

1. Combinação 1: Combinação da Equação 1, na direção de vento a 0°;
2. Combinação 2: Combinação da Equação 2, na direção de vento a 0°;
3. Combinação 3: Combinação da Equação 1, na direção de vento a 90°;
4. Combinação 4: Combinação da Equação 2, na direção de vento a 90°.

Assim, as combinações das ações do vento foram realizadas, conforme apresentadas na Tabela 23, assim como as combinações de cargas, apresentadas na Tabela 24.

Tabela 23 – Combinações das ações do vento

Combinação 1 – VENTO 0°		Combinação 3 – VENTO 90°	
F _d – Força do vento (kN)		F _d – Força do vento (kN)	
F _{h,7,d}	41,80	F _{h,7,d}	89,88
F _{h,6,d}	40,84	F _{h,6,d}	86,88
F _{h,5,d}	39,78	F _{h,5,d}	83,54
F _{h,4,d}	38,57	F _{h,4,d}	79,74
F _{h,3,d}	37,15	F _{h,3,d}	75,29
F _{h,2,d}	35,74	F _{h,2,d}	70,84
F _{h,1,d}	36,91	F _{h,1,d}	74,53
Combinação 2 – VENTO 0°		Combinação 4 – VENTO 90°	
F _d – Força do vento (kN)		F _d – Força do vento (kN)	
F _{h,7,d}	69,66	F _{h,7,d}	149,80
F _{h,6,d}	68,07	F _{h,6,d}	144,80
F _{h,5,d}	66,30	F _{h,5,d}	139,23
F _{h,4,d}	64,28	F _{h,4,d}	132,90
F _{h,3,d}	61,92	F _{h,3,d}	125,49
F _{h,2,d}	59,56	F _{h,2,d}	118,06
F _{h,1,d}	61,52	F _{h,1,d}	124,22

Fonte: Autor (2018).

Tabela 24 – Combinação das cargas

Combinação 1 - VENTO 0°		Combinação 3 - VENTO 90°	
W _d = 1,4 G _k + 1,4 Q _k		W _d = 1,4 G _k + 1,4 Q _k	
G _k	7392,06	G _k	7392,06
Q _k	2633,26	Q _k	2633,26
W _d	14035,45	W _d	14035,45
Combinação 2 - VENTO 0°		Combinação 4 - VENTO 90°	
W _d = 1,4 G _k + 0,98 Q _k		W _d = 1,4 G _k + 0,98 Q _k	
G _k	7392,06	G _k	7392,06
Q _k	2633,26	Q _k	2633,26
W _d	12929,48	W _d	12929,48

Fonte: Autor (2018).

Para a implementação das combinações nos modelos bidimensionais do programa *Ftool*, utilizou-se as cargas encontradas na Tabela 7 para o vento a 0° e da Tabela 8 para o vento a 90°. Com isso, pode-se inserir no programa os valores de cargas para calcular os deslocamentos do edifício de acordo com as combinações de ações. O Apêndice C apresenta os modelos bidimensionais com as devidas combinações de cargas aplicadas no programa *Ftool*.

O coeficiente γ_z pode ser calculado conforme o item 15.5.3 da ABNT NBR 6118:2014, onde para cada combinação de carregamento, o valor de γ_z é dado de acordo com a Equação 7.

$$\gamma_z = \frac{1}{1 - \frac{\Delta M_{tot,d}}{M_{1,tot,d}}} \quad 7$$

Onde $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação, em relação à estrutura; e $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação.

Assim, com base nos modelos bidimensionais do programa *Ftool*, obteve-se os deslocamentos horizontais, e com isso pôde-se calcular $M_{1,tot,d}$ e $\Delta M_{tot,d}$. Finalmente, calculou-se então o valor do coeficiente γ_z , assim com a análise da necessidade de consideração dos efeitos globais de 2ª ordem. As Tabelas:

Tabela 25 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 1

Coeficiente γ_z – Combinação 1						
Pavimento	z (m)	F _{hi,d} (Kn)	W _{i,d} (Kn)	δ _{h,id} (mm)	ΔM _{tot,d(i)} (kNm)	M _{1tot,d(i)} (kNm)
7º	29,61	41,80	14035,45	11,16	156,64	1237,61
6º	25,58	40,84	14035,45	9,13	128,16	1044,75
5º	21,55	39,78	14035,45	7,12	99,96	857,24
4º	17,52	38,57	14035,45	5,19	72,87	675,75
3º	13,49	37,15	14035,45	3,43	48,07	501,21
2º	9,46	35,74	14035,45	1,91	26,79	338,06
1º	5,34	36,91	14035,45	0,73	10,19	197,11
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					542,68	4851,73
γ_z					1,13	
Considerar efeitos globais de 2ª ordem						

Fonte: Autor (2018).

Tabela 26 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 2

Coeficiente γ_z – Combinação 2						
Pavimento	z (m)	F _{hi,d} (Kn)	W _{i,d} (Kn)	δ _{h,id} (mm)	ΔM _{tot,d(i)} (kNm)	M _{1tot,d(i)} (kNm)
7°	29,61	69,66	12929,48	18,61	240,62	2062,69
6°	25,58	68,07	12929,48	15,22	196,79	1741,25
5°	21,55	66,30	12929,48	11,87	153,47	1428,73
4°	17,52	64,28	12929,48	8,66	111,90	1126,25
3°	13,49	61,92	12929,48	5,71	73,80	835,35
2°	9,46	59,56	12929,48	3,18	41,15	563,43
1°	5,34	61,52	12929,48	1,21	15,64	328,51
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					833,38	8086,22
γ_z					1,11	
Considerar efeitos globais de 2ª ordem						

Fonte: Autor (2018).

Tabela 27 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 3

Coeficiente γ_z – Combinação 3						
Pavimento	z (m)	F _{hi,d} (Kn)	W _{i,d} (Kn)	δ _{h,id} (mm)	ΔM _{tot,d(i)} (kNm)	M _{1tot,d(i)} (kNm)
7°	29,61	89,88	14035,45	7,22	101,31	2661,26
6°	25,58	86,88	14035,45	6,53	91,61	2222,34
5°	21,55	83,54	14035,45	5,69	79,82	1800,25
4°	17,52	79,74	14035,45	4,67	65,60	1397,07
3°	13,49	75,29	14035,45	3,53	49,56	1015,71
2°	9,46	70,84	14035,45	2,36	33,08	670,12
1°	5,34	74,53	14035,45	1,12	15,69	397,99
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					436,67	10164,74
γ_z					1,04	
Não é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem						

Fonte: Autor (2018).

Tabela 28 – Cálculo do coeficiente γ_z para a combinação 4

Coeficiente γ_z – Combinação 4						
Pavimento	z (m)	F _{hi,d} (kN)	W _{i,d}	δ _{h,id}	ΔM _{tot,d(i)}	M _{1tot,d(i)}
7º	29,61	149,80	12929,48	11,97	154,77	4435,43
6º	25,58	144,80	12929,48	10,89	140,80	3703,91
5º	21,55	139,23	12929,48	9,46	122,33	3000,41
4º	17,52	132,90	12929,48	7,79	100,77	2328,45
3º	13,49	125,49	12929,48	5,88	75,97	1692,85
2º	9,46	118,06	12929,48	3,93	50,86	1116,86
1º	5,34	124,22	12929,48	1,90	24,50	663,32
Base	0,00	-	-	0,00	0,00	0,00
Soma					670,00	16941,23
γ_z					1,04	
Não é necessário considerar os efeitos globais de 2ª ordem						

Fonte: Autor (2018).

Portanto, conclui-se que na direção X, para ambas as combinações, devem ser considerados os efeitos de 2ª ordem. De acordo com a ABNT NBR 6118:2014, como o γ_z está é maior que 1,1 e menor 1,3, a determinação dos efeitos globais de 2ª ordem consiste na avaliação dos esforços finais (1ª + 2ª ordem) a partir da majoração adicional dos esforços horizontais da combinação considerada por $0,95 \times \gamma_z$. Assim, para as combinações 1 e 2, as ações do vento devem ser majoradas, apresentando novos valores conforme a Tabela 29. O Apêndice D apresenta os modelos bidimensionais com as ações horizontais majoradas.

Tabela 29 – Majoração das ações horizontais

Combinação 1 – Majoração por $0,95 \times \gamma_z$		Combinação 2 – Majoração por $0,95 \times \gamma_z$	
F_d – Força do vento (kN)		F_d – Força do vento (kN)	
$F_{h,7,d}$	44,87	$F_{h,7,d}$	73,46
$F_{h,6,d}$	43,84	$F_{h,6,d}$	71,78
$F_{h,5,d}$	42,70	$F_{h,5,d}$	69,91
$F_{h,4,d}$	41,40	$F_{h,4,d}$	67,78
$F_{h,3,d}$	39,88	$F_{h,3,d}$	65,29
$F_{h,2,d}$	38,37	$F_{h,2,d}$	62,81
$F_{h,1,d}$	39,62	$F_{h,1,d}$	64,87

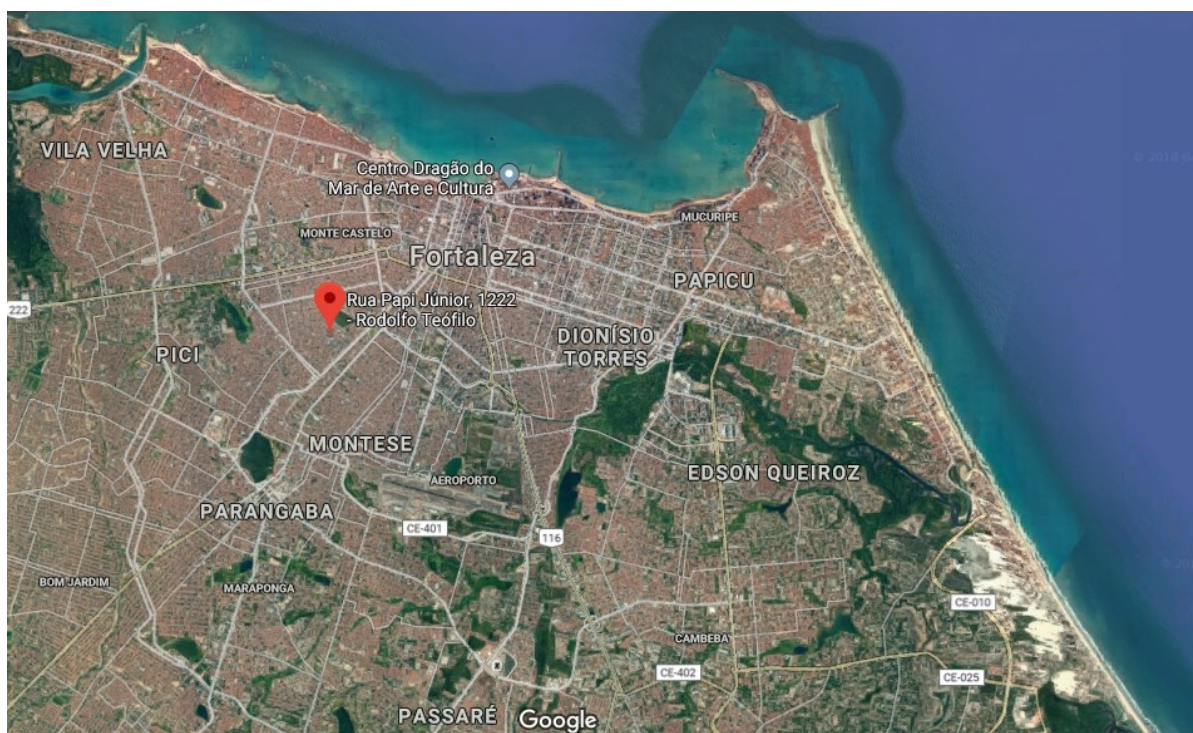
Fonte: Autor (2018).

4.3 Parâmetros do solo

Para a execução de uma fundação são necessários dados tanto da estrutura quanto do solo. Assim, além das ações provenientes da estrutura é importante saber sobre as características e os parâmetros relacionados com o solo. É de fundamental importância conhecer tais informações, pois as fundações serão dimensionadas de modo que tanto a estrutura quanto o solo trabalharão em conjunto, fornecendo a resistência necessária para sustentar o edifício.

Os arquivos disponibilizados por Mota (2005) não possuem informações sobre o solo do Instituto do Câncer do Ceará. No entanto, Helano (2015) realizou uma análise detalhada do solo da região Centro-Norte de Fortaleza, onde o edifício se localiza, conforme apresentado na Figura 18.

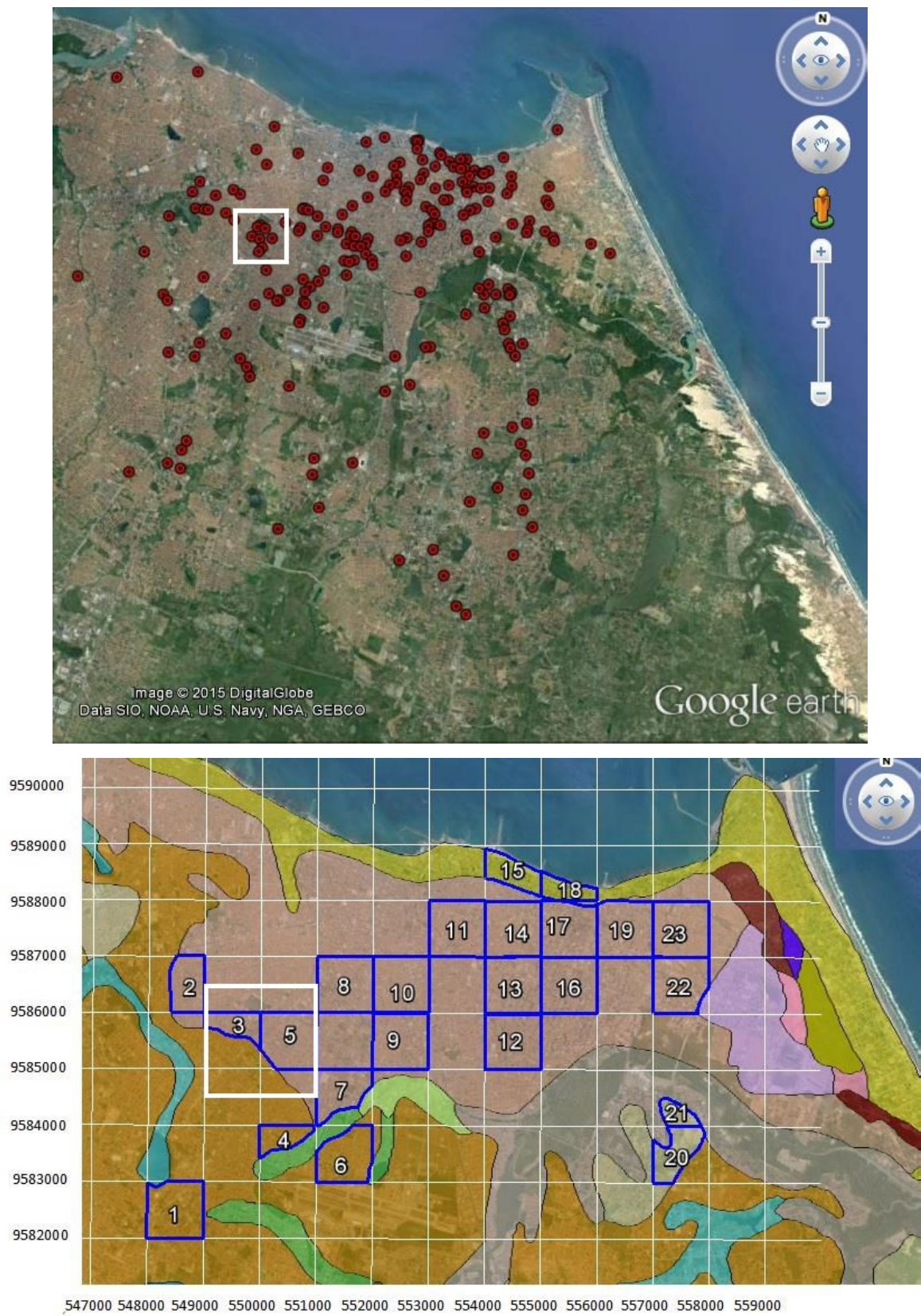
Figura 18 – Localização do Instituto do Câncer do Ceará



Fonte: Adaptado de Google Maps (2018).

Com base na localização do Instituto do Câncer do Ceará, pôde-se analisar, diante da locação das sondagens coletadas por Helano (2015), e aproximar a região do edifício com as sondagens realizadas, conforme a Figura 19.

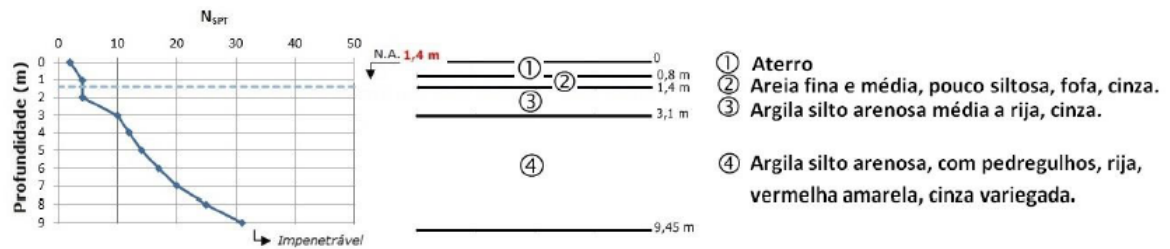
Figura 19 – Localização das sondagens e comparação com a localização do edifício



Fonte: Adaptado de Helano (2015).

Com a análise das Figura 18 e Figura 19, determina-se que o edifício do Instituto do Câncer do Ceará encontra-se na região 3. De acordo com as análises das sondagens feitas por Helano (2015), o solo da região 3 apresenta uma sondagem à percussão média conforme apresentada na Figura 20, e o tipo de solo é apresentado conforme a Figura 21.

Figura 20 – Sondagem à percussão do solo na região 3



Fonte: Helano (2015).

Figura 21 – Tipo de solo da região 3

3	Latitude (m S)	Longitude (m E)	Origem:	Eólico (dunas e paleodunas)
	9586000	549000	Textura:	Areia argilo-siltosa
	9586000	550000	Substrato Rochoso Associado:	Formação Barreiras
	9585000	550000	Espessura dos Materiais Inconsolidados:	3,0m a 5,0m
	9585000	549000	Classe de declividades:	0 - 2%

Fonte: Helano (2015).

Com isso, pode-se definir os principais parâmetros do solo necessários para o cálculo de fundações.

5 DIMENSIONAMENTO DOS ELEMENTOS

Após o cálculo dos parâmetros de projeto e as análises iniciais, pode-se iniciar o dimensionamento do cálice e do bloco de fundação, conforme serão desenvolvidos nos itens a seguir.

5.1 Cargas verticais dos pilares

Após a análise de estabilidade global do edifício, encontrou-se a necessidade de majoração das ações horizontais nas combinações 1 e 2. Assim, realizando essa majoração, e com base no cálculo do peso próprio dos pilares, pode-se então obter as cargas verticais provenientes dos pilares, assim como os momentos fletores. O Apêndice E apresenta as tabelas de momentos fletores e forças normais obtidos para as direções X e Y nas 4 combinações realizadas para a base dos pilares.

Com base na análise do Apêndice E, conclui-se que a combinação 3 apresenta os casos mais críticos considerando-se os esforços normais, enquanto a combinação 4 apresenta casos mais críticos considerando-se os momentos fletores na base dos pilares.

5.2 Previsão da Capacidade de Cargas das Estacas Pré-Moldadas

O projeto do edifício do Instituto do Câncer do Ceará possui estacas pré-moldadas em suas fundações. Estacas pré-moldadas, assim como as estacas cravadas em geral, apresentam tanto resistência de ponta quanto resistência lateral, sendo assim aproveitadas em sua totalidade.

Para o cálculo da capacidade de carga da estaca por meio do SPT existem diversos métodos, que realizam correlações entre carga de ruptura ou recalque e o índice de penetração N, assim como correlações entre N e parâmetros de resistência ao cisalhamento.

Além disso, é importante lembrar que a resistência apresentada por uma estaca não se dá apenas pela resistência do solo onde será executada, mas depende também da carga de trabalho que a estaca suporta estruturalmente. De acordo com Lopes & Velloso (2012), estacas pré-moldadas de concreto possuem as cargas de trabalho de referência em função de suas dimensões, conforme apresentado na Tabela 30.

Tabela 30 – Referência das cargas de trabalho de estacas pré-moldadas centrifugada de concreto armado

Diâmetro (cm)	Carga usual (kN)	Carga máxima (kN)
20	250	300
26	400	500
33	600	750
72	900	1150
50	1300	1600
60	1700	2100

Fonte: Adaptado de Lopes & Velloso (2012).

Assim, como a carga nos pilares críticos P6 e P14 é de 7355,90kN, pode-se pré-dimensionar a quantidade de estacas necessárias para o mesmo. Adotando-se diâmetro de 50cm, aumentando-se a carga normal do pilar em 1,05 (para considerar o peso próprio do bloco) e utilizando-se a carga usual das estacas pré-moldadas deste diâmetro, admite-se que serão necessárias 6 estacas para suportar os esforços normais provenientes do edifício.

Com base nas informações do solo, do diâmetro e tipo de estacas pode-se então realizar o cálculo da capacidade de carga geotécnica do solo analisado, utilizando-se o método de Aoki-Velloso. Para a realização dos cálculos utilizou-se a Planilha de Capacidade de Carga desenvolvida por Delalibera & Ferreira (2012), desenvolvida para realizar a previsão da capacidade de carga das estacas utilizando diversos métodos e abrangendo diversos tipos de estacas, materiais e condições de solo.

Assim, entrando-se com os parâmetros do número N_{SPT} do solo, assim como o diâmetro previsto da estaca, é possível analisar que a profundidade ideal de cravação da estaca é de 14m, para que a correlação entre a capacidade de carga do solo (1355,91kN) e a carga usual (1300kN) seja próxima de 1,0. O Apêndice F apresenta os dados de entrada na planilha, assim como os cálculos realizados pela planilha desenvolvida por Delalibera & Ferreira (2012).

5.3 Características do concreto e do aço

Para o dimensionamento, é necessário conhecer-se as características do concreto utilizado. Sabe-se que as peças pré-moldadas foram realizadas com concreto C40, enquanto o bloco de fundação não fora especificado por Mota (2005). No entanto, por ser um elemento de concreto moldado *in loco*, adota-se concreto C25. Adotou-se como agregado graúdo o basalto, para que se possam ser calculados os módulos de elasticidade inicial e secante, com diâmetro máximo de 19mm.

Quanto à Classe de Agressividade Ambiental (CAA), observa-se que, mesmo Fortaleza sendo uma cidade litorânea, a localização geográfica do edifício permite que se adote Classe de Agressividade Ambiental moderada, sendo, portanto CAA II. Com isso, define-se os cobrimentos nominais de 30mm para os pilares e elementos estruturais em contato com o solo.

Além disso, é importante conhecer o tipo de aço a ser utilizado na armação. O aço utilizado é o CA-50, com tensão de escoamento (f_{yk}) de 500MPa.

5.4 Cálice de fundação

O método de cálculo utilizado para o dimensionamento do cálice de fundação foi apresentado por El Debs (2017), seguindo as recomendações da ABNT NBR 9062:2017, item 7.7. Utilizando-se as combinações críticas, pode-se analisar o pilar de canto crítico e o pilar de extremidade crítica, adotando por fim o detalhamento do pilar que fornecer a maior armadura para ambas as combinações. Os pilares analisados são:

- Pilar de canto: P16;
- Pilar de extremidade: P6/P14.

5.4.1 Procedimento de cálculo

É importante ressaltar inicialmente que a ABNT NBR 9062:2017 recomenda a aplicação do coeficiente de ajustamento $\gamma_n = 1,2$ para dimensionamento do colarinho no caso do sistema estrutural com pilares engastados e vigas articuladas. Como o edifício apresenta majoritariamente esse sistema estrutural, excetuando-se os painéis transversais, esse coeficiente deve ser aplicado nos esforços provenientes dos pilares.

Uma das dimensões mais importantes para o cálice de fundação é o comprimento de embutimento do pilar. A ABNT NBR 9062:2017 estabelece que esse comprimento deve ser calculado em função do tipo de excentricidade, onde grandes excentricidades apresentam a razão $\frac{M_d}{N_d \times h} \geq 2$ e pequenas excentricidades apresentam a razão $\frac{M_d}{N_d \times h} \leq 0,15$, onde h é a dimensão do pilar paralela à atuação do momento fletor.

Calculado o valor dessa razão e determinando-se a interface da parede interna do cálice, a ABNT NBR 9062:2017 estabelece os seguintes valores para o comprimento de embutimento, conforme a Tabela 31:

Tabela 31 – Comprimentos mínimos de embutimento do pilar

Interfaces	$\frac{M_d}{N_d \times h} \leq 0,15$	$\frac{M_d}{N_d \times h} \geq 2$
Lisas e rugosas	1,5h	2,0h
Com chaves de cisalhamento	1,2h	1,6h

Fonte: ABNT NBR 9062:2017.

Pode-se embutir o pilar na fundação, com valores usuais de $0,1l_{emb}$. Quando é considerado esse comprimento de embutimento do pilar na fundação, pode-se desprezar os esforços provenientes das pressões na parede posterior na parede do colarinho.

Com o comprimento mínimo de embutimento adotado, pode-se calcular a tensão na parede frontal $H_{sup,f}$, conforme a Equação 8.

$$H_{sup,f} = \frac{M_d - N_d \times \left(e_{nb} + \frac{\mu y' - \mu^2 \times (0,5h - e_{nb})}{1 + \mu^2} \right) + V_d \times \left(l_{emb} - \frac{y' - \mu \times (0,5h + e_{nb})}{1 + \mu^2} \right)}{l_{emb} - y - y' + \mu h} \quad 8$$

Onde M_d é o momento solicitante de cálculo; N_d é a força normal solicitante de cálculo; e_{nb} é o a excentricidade de aplicação da força normal com relação ao centro de gravidade do pilar; μ é o coeficiente de atrito; y' é a distância da tensão $H_{sup,f}$ ao topo do cálice; h é a dimensão do pilar paralela ao eixo de atuação do momento fletor; V_d é a força cortante solicitante de cálculo e l_{emb} é o comprimento de embutimento do cálice.

Do equilíbrio das forças na direção horizontal e vertical, obtêm-se as resultantes conforme as Equações 9 e 10

$$H_{inf} = H_{sup,f} - \frac{V_d + \mu N_d}{1 + \mu^2} \quad 9$$

$$N_{bf} = \frac{N_d - \mu V_d}{1 + \mu^2} \quad 10$$

Onde H_{inf} é a tensão na parede posterior do cálice e N_{bf} é a força resultante na base do cálice.

A ABNT NBR 9062:2017 realiza os seguintes ajustes para pequenas excentricidades:

- $e_{nb} = 0$;
- $y = y' = \frac{l_{emb}}{6}$;
- Coeficiente de atrito μ nulo para interfaces lisas e não maior que 0,3 para interfaces rugosas.

No presente trabalho, após as análises das excentricidades nas combinações, conforme será posteriormente apresentado, todos os casos recaíram em pequenas excentricidades. Dessa forma, com base nas considerações da ABNT NBR 9062:2017 e considerando interface lisa para os blocos, pode-se simplificar as Equações 8, 9 e 10, conforme as Equações 11, 12 e 13.

$$H_{sup,f} = 1,5 \frac{M_d}{l_{emb}} + 1,25V_d \quad 11$$

$$H_{inf} = 1,5 \frac{Md}{l_{emb}} + 0,25V_d \quad 12$$

$$N_{bf} = N_d \quad 13$$

Assim, levando-se em conta a simetria na armação, pode-se calcular a armadura horizontal principal, disposta em cada parede longitudinal e nas paredes transversais, no trecho de $0,2l_{emb}$, conforme a Equação 14.

$$A_{shp} = \frac{H_{sup,f}}{2f_y d} \quad 14$$

A parede transversal deve ser armada considerando-se à flexo-tração. No entanto, pode-se considerar apenas o esforço de tração atuando na parede frontal, pois correspondem a aproximadamente 85% dos esforços e também por questões construtivas. Sendo assim, pode-se calcular a armadura de tração considerando as Equações 15, 16, 17 e 18.

$$H_{sup,f-t} = H_{sup,f} \quad 15$$

$$N_{sup,f-t} = \frac{H_{sup,f-t}}{2 \sin \theta} \cos \theta, \theta = 45^\circ \quad 16$$

$$R_{s,hpt} = N_{sup,f-t} \quad 17$$

$$A_{sup,f-t} = \frac{R_{s,hpt}}{f_y d} \quad 18$$

Pela análise das equações desenvolvidas para a armadura horizontal principal e para a armadura da parede transversal considerando-se apenas esforços de tração, conclui-se que, neste caso, as armaduras encontradas são iguais, podendo-se utilizar a armadura horizontal principal tanto nas paredes longitudinais quanto nas paredes transversais.

A armadura vertical principal pode ser calculada através da verificação da parede longitudinal comportando-se como consolo curto, sendo distribuída cantos, até uma distância máxima $2h_c$. Assim, define-se as Equações 19, 20, 21, 22 e 23 para a análise da parede longitudinal como consolo curto e a Equação 24 para o cálculo da armadura vertical.

$$tg \beta = \frac{(lc - y)}{\left(0,85h_{ext} - \frac{h_c}{2}\right)} \quad 19$$

$$\frac{h_{bie}}{2} = 0,15h_{ext} \sin \beta \quad 20$$

$$R = \frac{H_{sup,f}}{2 \cos \beta} \quad 21$$

$$F_{VD} = \frac{H_{sup,f}}{2} tg\beta \quad 22$$

$$\sigma_c = \frac{R}{h_{bie}h_c} \leq 0,85f_{cd} \quad 23$$

$$A_{svp} = \frac{F_{vd}}{f_{yd}} \quad 24$$

As armaduras secundárias A_{shs} e A_{svs} são adotados como $0,5A_{shp}$ e $0,5A_{svs}$. As armaduras mínimas horizontal e vertical são definidas pela ABNT NBR 9062:2017 como:

- Armadura vertical mínima (cm^2) = $0,25 \times$ espessura do colarinho em cm;
- Armadura horizontal mínima (cm^2) = $0,25 \times$ espessura do colarinho em cm.

A verificação de punção da parte abaixo da fundação da base do pilar deve ser realizada assumindo-se que parte da força normal chegaria à base pelas paredes do cálice, adotando-se armaduras de suspensão para isso. No entanto, no presente trabalho, devido às dimensões do bloco de fundação e do pequeno comprimento de embutimento do pilar na fundação, essa verificação pode ser dispensada.

Para flexão composta oblíqua são adotadas duas hipóteses. Segundo El Debs (2017), caso os momentos fletores produzam efeitos atuantes ora em uma direção, ora em outra, pode-se calcular as armaduras para cada momento fletor isoladamente, considerando no detalhamento a armadura que atenda ambas as situações. Caso os momentos atuem simultaneamente, recomenda-se, na falta de critérios específicos calcular as armaduras para cada momento fletor isoladamente e sobrepor os resultados, somando-os no detalhamento.

5.4.2 Cálculo das armaduras do cálice e verificação da ancoragem do pilar

Para a determinação da armadura do cálice, a qual dimensionará todos os cálices do edifício, foram analisadas as combinações críticas, adotando pilares com flexão composta normal e oblíqua. O cálculo detalhado de todas as combinações encontra-se no Apêndice G. A seguir, será demonstrado o cálculo da combinação 4 para o pilar P16, que apresentou a maior área de armadura calculada.

Os esforços provenientes do pilar P16 são apresentados na Tabela 32, já majorados pelo coeficiente γ_n .

Tabela 32 – Esforços provenientes do pilar P16

Esforço	Valor
Nd (kN)	6629,04
Mx(kNm)	64,08
Vx (kN)	35,04
My (kNm)	698,04
Vy (kN)	222

Fonte: Autor (2018).

O primeiro passo é calcular as armaduras para o momento fletor atuando na direção X. Para a direção X, a dimensão h das equações apresentadas corresponde a 70cm. O espaço para preenchimento com concreto entre o pilar e o colarinho foi adotado como sendo 5cm, valor mínimo proposto por El Debs (2017), considerando-se o uso de concreto vibrado, e portanto, da utilização do equipamento de vibração neste espaço.

Calcula-se a razão $\frac{M_d}{N_d \times h}$, onde encontra-se que:

$$\frac{M_d}{N_d \times h} = \frac{64,08}{6629,04 \times 0,7} = 0,014 \leq 0,15 \rightarrow \text{Pequena excentricidade}$$

O comprimento mínimo de embutimento pode ser calculado através da Tabela 31, utilizando-se interface lisa e para pequenas excentricidades, obtendo-se $l_{emb} = 1,05m$. Assim, pode-se calcular as espessuras do colarinho. Segundo El Debs (2017), a espessura mínima do colarinho deve ser calculada conforme a Equação 25.

$$h_c = \frac{h_{int}}{4} \quad 25$$

Sendo $h_{int} = h + 2 \times \text{espaço para preenchimento}$.

Assim, pode-se calcular as dimensões geométricas iniciais, conforme apresentadas na Tabela 33.

Tabela 33 – Dimensões geométricas iniciais

Elemento	Dimensão (m)
h_{int}	0,8
b_{int}	1,1
h_c	0,2
h_c adotado	0,25
h_{ext}	1,3
b_{ext}	1,6

Fonte: Autor (2018).

Adotando-se o embutimento do pilar na fundação de $0,1l_{emb}$, encontra-se o comprimento do colarinho $l_c = 0,945m$.

Com as considerações apresentadas no item 5.4.1 para cálices com pequenas excentricidades e de paredes lisas, calcula-se as resultantes de pressão na parede frontal, na parede posterior e na fundação, conforme apresentados nas Equações 11, 12 e 13, respectivamente. Os valores encontrados são apresentados a seguir:

- $H_{supf} = 135,34kN$
- $H_{inf} = 100,30kN$
- $N_{bf} = 6629,043kN$

Assim, a área de armadura horizontal principal pode ser calculada através da Equação 14, obtendo-se o valor de $1,55cm^2$.

A verificação da parede longitudinal comportando-se como consolo é feita, conforme apresentado a seguir:

- Verificação do ângulo β : $tg \beta = 1,272727273$
- Cálculo da força R: $109,53kN$
- Cálculo de h_{bie} : $0,3067$
- Verificação da tensão $\sigma_{cd} \leq 0,85f_{cd}$: $\sigma_{cd} = 1,43MPa < 0,85f_{cd} = 15,18MPa$.
- Cálculo de F_{vd} : $F_{vd} = 69,7kN$

Com a verificação da parede longitudinal comportando-se como consolo curto atendida, calcula-se a área da armadura vertical, conforme a Equação 24, obtendo-se área de $1,6cm^2$.

As armaduras secundárias horizontal e vertical são, respectivamente, $0,78cm^2$ e $0,80cm^2$. Procede-se então para o cálculo das armaduras mínimas, conforme as especificações da ABNT NBR 9062:2017.

- $A_{sh,min} = 6,25cm^2$;
- $A_{sv,min} = 6,25cm^2$.

Como o valor das armaduras mínimas é maior que o valor de armadura calculado, adota-se, assim, as armaduras mínimas em ambas as direções.

O mesmo processo de cálculo foi realizado para a combinação 3 nos pilares P16 e P6/P14 já citados e na combinação 4 para os pilares P6/P14. Em todas as combinações as armaduras

calculadas foram inferiores às armaduras mínimas, sendo adotadas assim as armaduras mínimas.

Deve-se verificar, ainda, a ancoragem da armadura longitudinal do pilar no cálice. Segundo a ABNT NBR 9062:2017, para interfaces lisas, a ancoragem da armadura longitudinal do pilar deve ser determinada considerando seu início em $0,5l_{emb}$ do topo do cálice. Assim, têm que o comprimento disponível do cálice para a ancoragem da armadura do pilar é de 75cm.

Calcula-se, então, com base no comprimento de ancoragem l_b o comprimento de ancoragem necessário, conforme apresentado a seguir:

Diâmetro $A_{sl,pilar}$ (cm)	16
f_{ck}	40
Tipo de ancoragem	Com gancho
Zona de aderência	Boa
Comprimento de ancoragem ($\times \Phi$)	19
Comprimento de ancoragem para A_{sl} (m)	0,304
L_{emb} (m)	1,5
Início ancoragem (m)	0,75
Verificação da ancoragem	Ancorado apenas no cálice

5.4.3 Detalhamento do cálice

O detalhamento do cálice depende do tipo de excentricidade. O detalhamento adotado foi apresentado por El Debs (2017), referente ao arranjo da armadura do cálice para pequena excentricidade.

Segundo El Debs (2017), no detalhamento do cálice, deve-se ater ainda às seguintes disposições construtivas:

- O preenchimento do espaço entre paredes internas do cálice com o pilar deve ser feito com concreto ou graute de resistência igual ou superior ao do pilar ou do colarinho;
- O espaço para preenchimento deve garantir a entrada do material e a utilização de equipamento, não podendo ser inferior a 50mm nem superior a 200mm;

- A espessura mínima da parede, segundo a ABNT NBR 9062:2017 deve ser de 150mm;
- O comprimento mínimo de embutimento, segundo a ABNT NBR 9062:2017 deve ser de no mínimo 400mm;
- Deve-se respeitar os cobrimentos nominais propostos pela ABNT NBR 6118:2014.

Dessa forma, a distribuição da armadura pôde ser realizada conforme a Tabela 34.

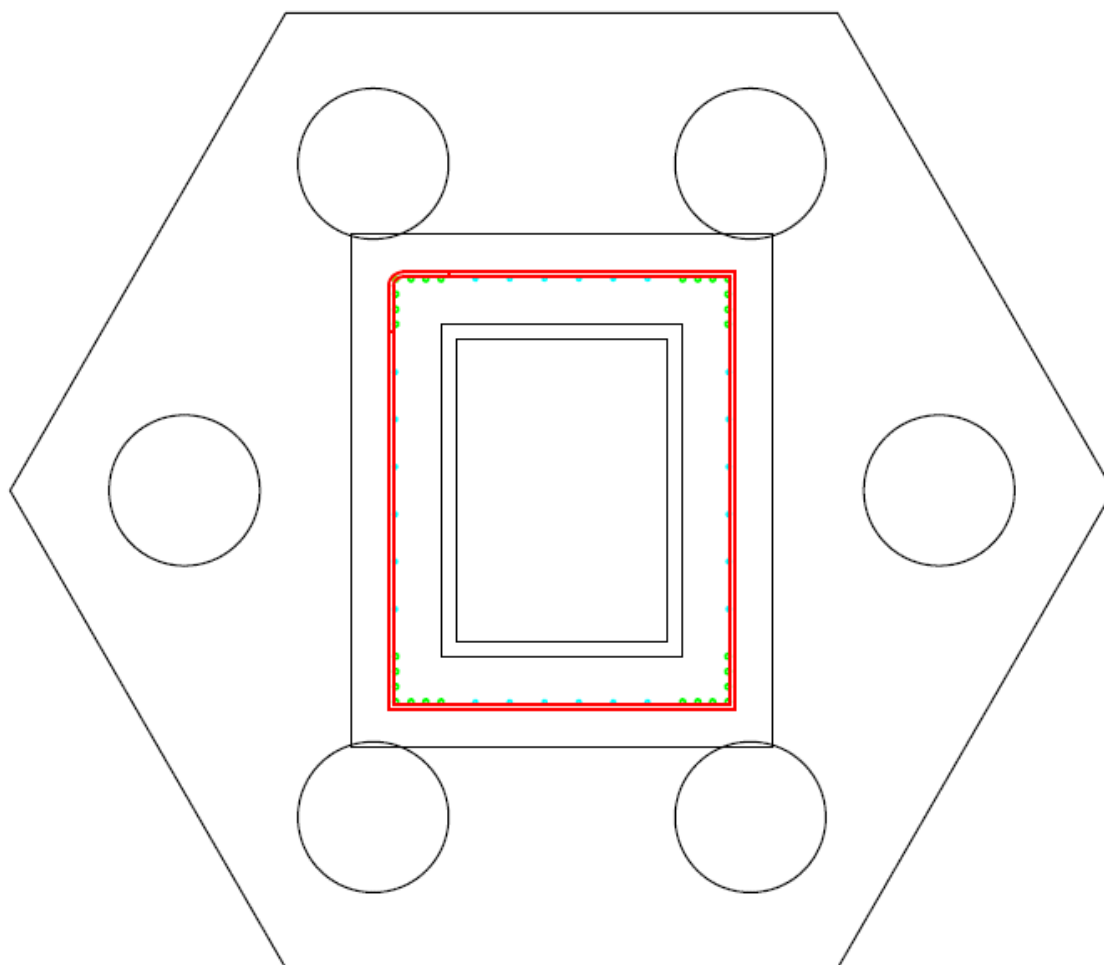
Tabela 34 – Distribuição da armadura do cálice

Armadura	Área necessária	Diâmetro adotado	Quantidade	Área efetiva	Diferença (%)
Ashp (cm ²)	13,75	16	7	14	1,82
Ashs (cm ²)	6,875	12,5	6	7,5	9,09
Asvp (cm ²)	13,75	16	7	14	1,82
Asvs (cm ²)	6,875	12,5	6	7,5	9,09

Fonte: Autor (2018).

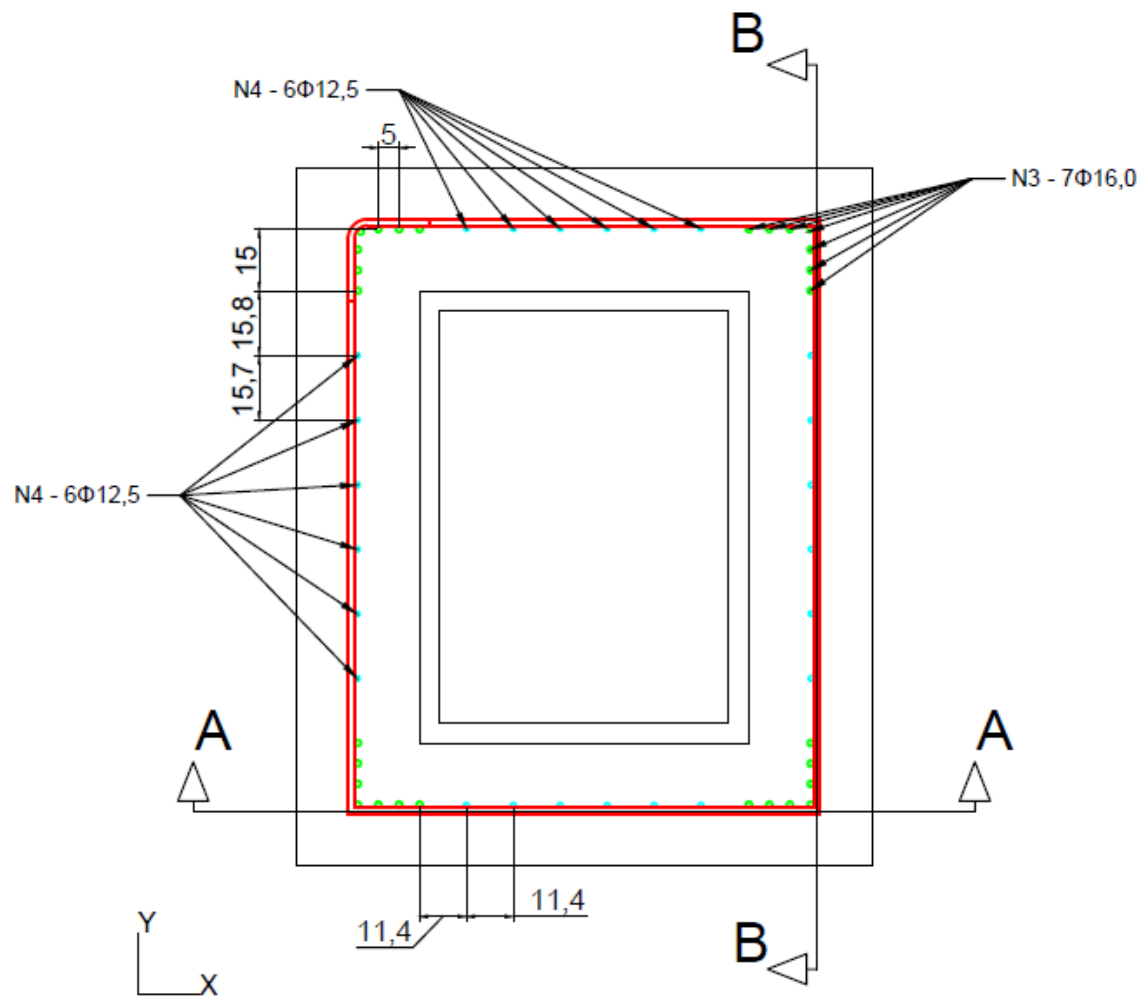
De acordo com as disposições construtivas, armaduras adotadas, observando-se as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014 e da ABNT NBR 9062:2017, o detalhamento do cálice de fundação é apresentado a seguir:

Figura 22 – Bloco de fundação com cálice



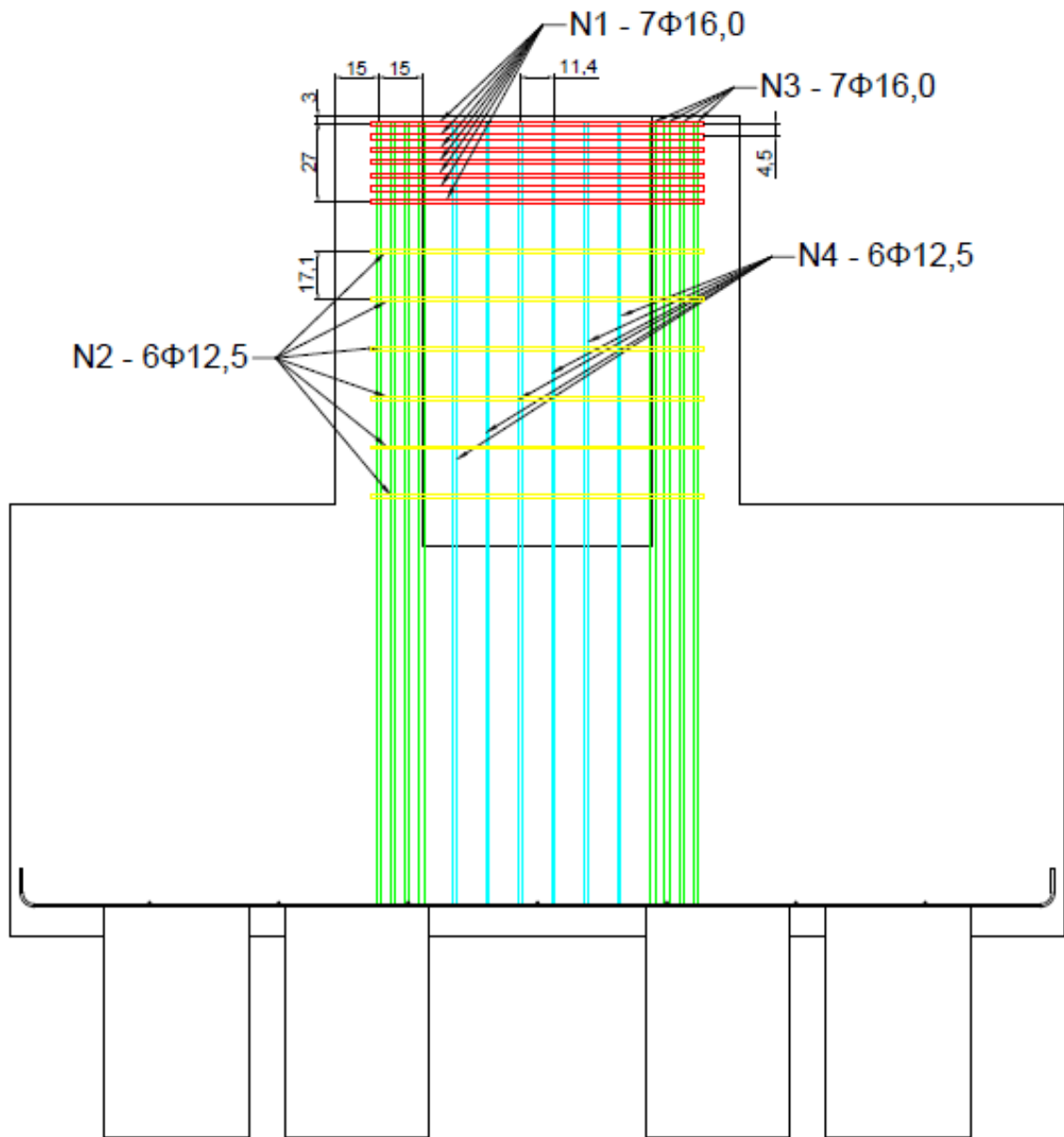
Fonte: Autor (2018).

Figura 23 – Planta do cálice de fundação



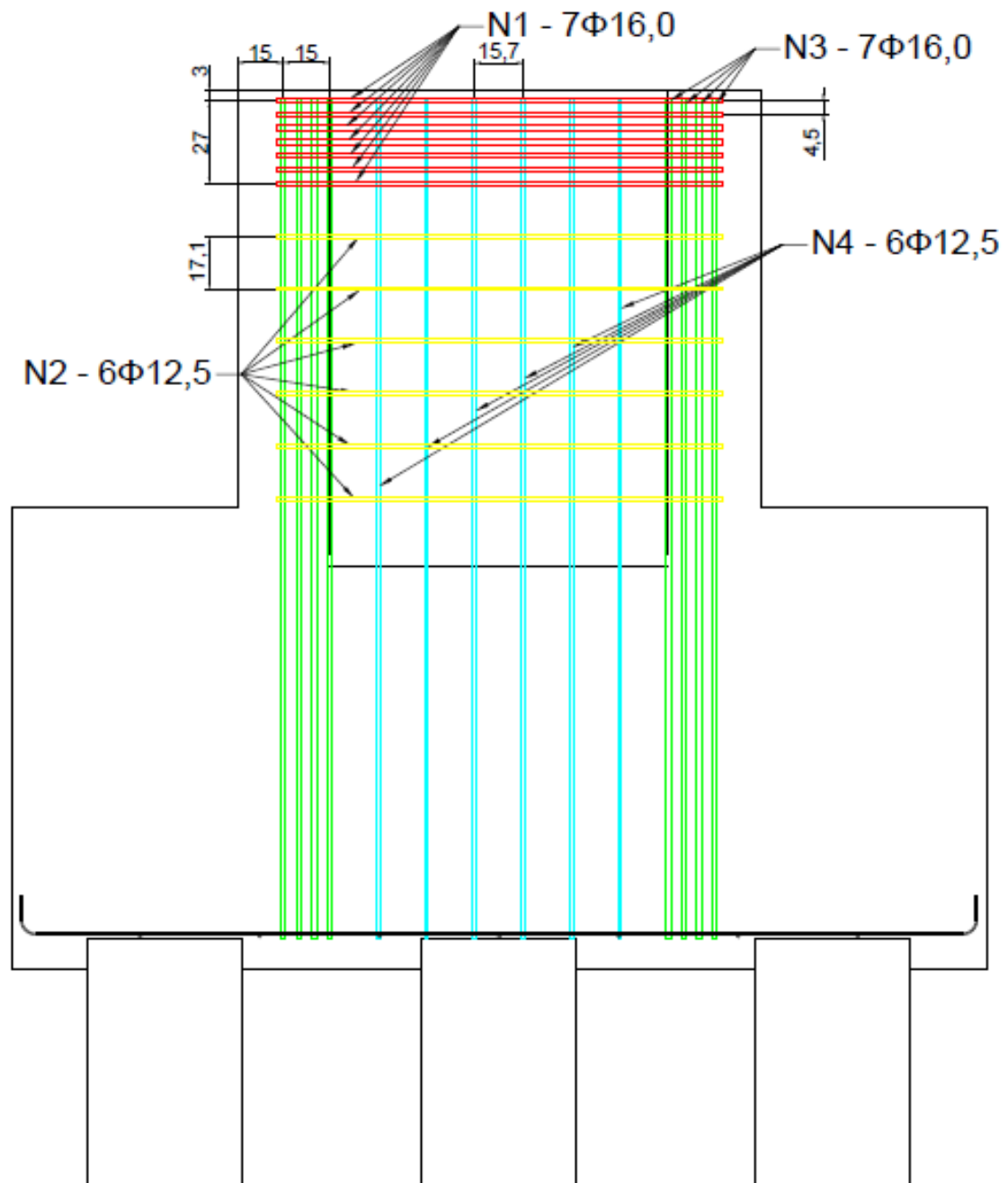
Fonte: Autor (2018).

Figura 24 – Corte A-A



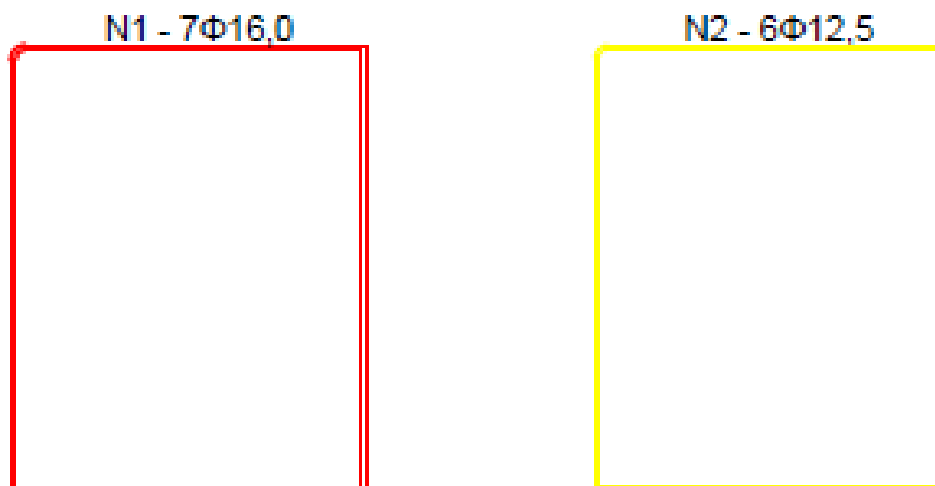
Fonte: Autor (2018)

Figura 25 – Corte B-B



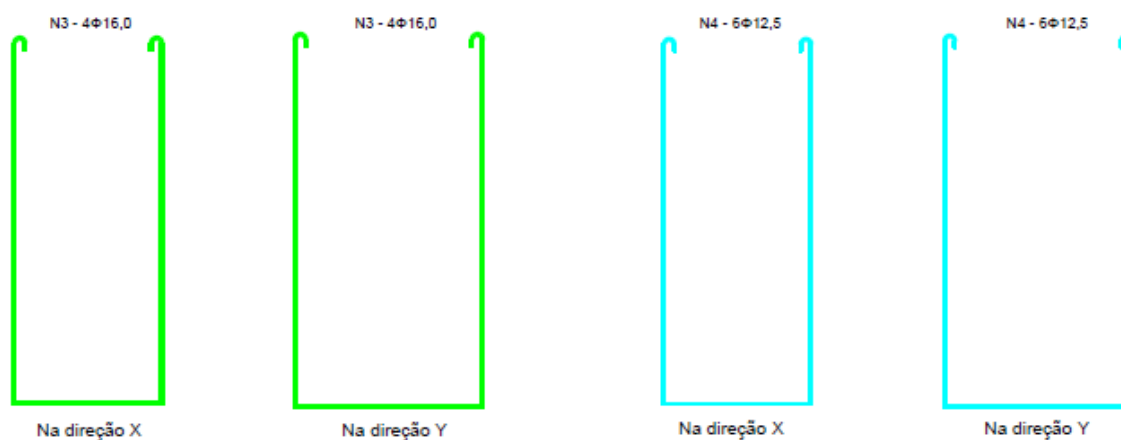
Fonte: Autor (2018).

Figura 26 – Armadura disposta na direção horizontal



Fonte: Autor (2018).

Figura 27 – Armadura disposta na direção vertical



Fonte: Autor (2018).

5.5 Bloco de fundação

O método de cálculo utilizado para o dimensionamento do bloco de fundação foi o Método das Bielas, conforme apresentado no item 2.4.2.1.1. As combinações e os pilares analisados são os mesmos para o dimensionamento do cálice de fundação. As equações utilizadas para o dimensionamento das bielas foram apresentadas por Bastos (2017), sendo utilizado o dimensionamento por meio da armadura paralela aos lados, com a utilização de armadura de distribuição em malha.

5.5.1 Geometria do bloco

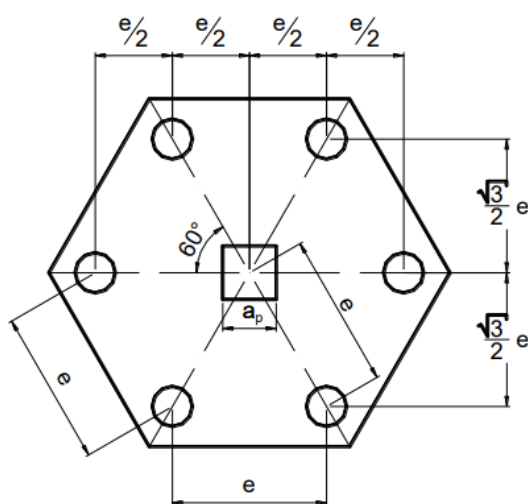
Conforme definido no item 5.2, serão necessárias 6 estacas suportar os esforços normais provenientes do edifício. Assim, existem 3 possibilidades de geometrias comumente utilizados: bloco retangular, bloco em forma de pentágono e bloco em forma de hexágono. No presente trabalho foi adotado a utilização de bloco em forma de hexágono, pois o mesmo garante que todas as estacas estejam à mesma distância do centro do pilar, o que satisfaz uma das recomendações para a aplicação do Método das Bielas.

Existem algumas disposições construtivas necessárias para a geometria de um bloco de acordo Campos (2015), apresentadas a seguir:

- Espaçamento mínimo entre estacas pré-moldadas: $e \geq \begin{cases} 2,5d_E \\ 60cm \end{cases}$
- Espaçamento entre estaca e face do bloco: $a \geq \begin{cases} 1d_E \text{ a } 1,5d_E \\ d_E + 15cm \end{cases}$

Assim, para um bloco sobre seis estacas em forma de hexágono, Bastos (2017) apresentou um modelo esquemático de como o bloco deve ser construído, conforme a Figura 28.

Figura 28 – Modelo de bloco sobre seis estacas em forma de hexágono



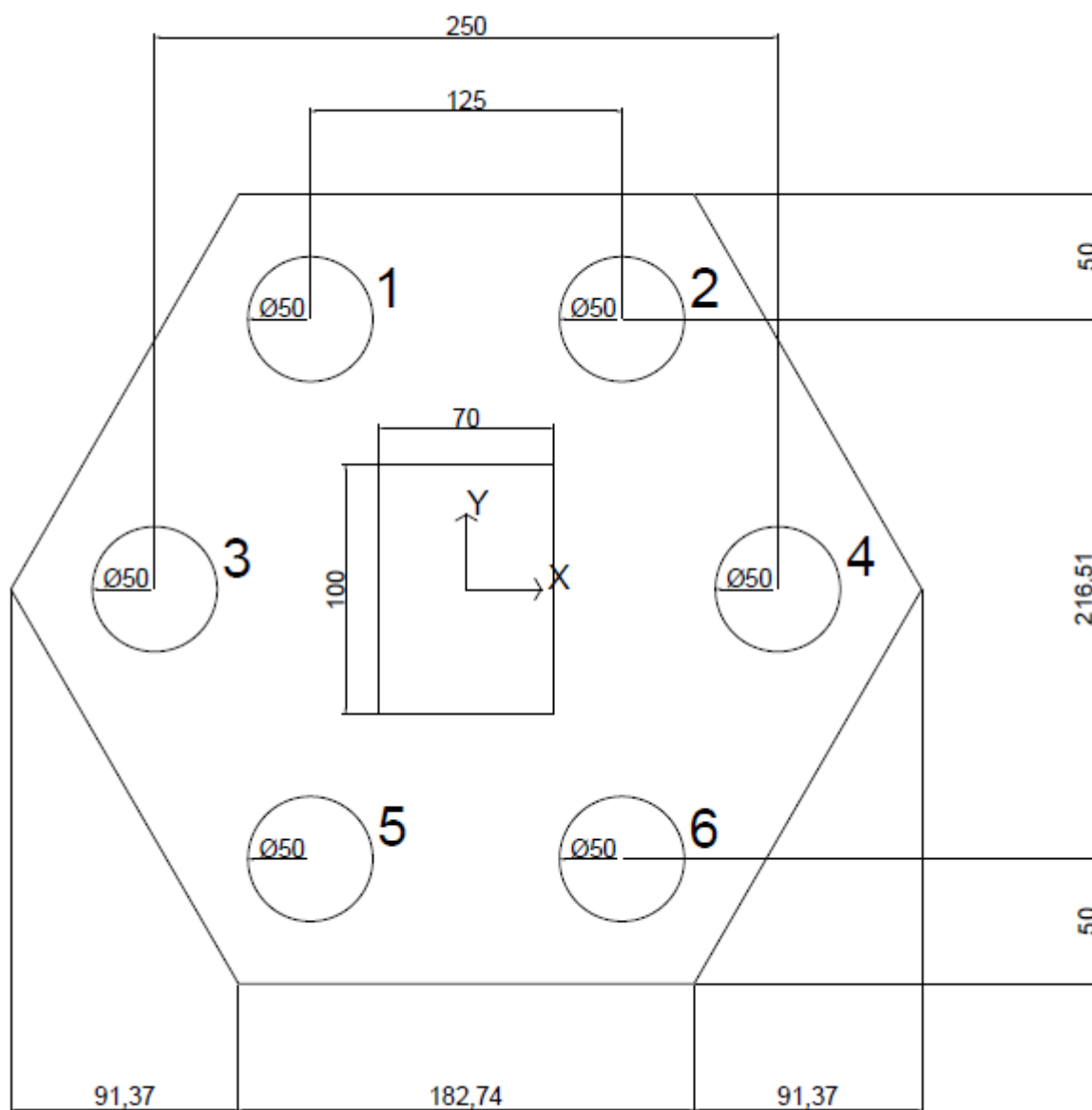
Fonte: Bastos (2017).

Assim, com base no diâmetro da estaca, e nas disposições construtivas apresentadas, o bloco do presente trabalho possui seguintes dimensões:

- Distância entre estacas (e): 1,25m
- Distância da estaca à face do bloco (a): 0,50m
- Lado do bloco (l): 1,83m

A Figura 29 apresenta as dimensões do bloco.

Figura 29 – Dimensões do bloco



Fonte: Autor (2018).

Definida a geometria, pode-se iniciar a análise das reações nas estacas e o posterior dimensionamento do bloco.

5.5.2 Análise das reações nas estacas

Quando os blocos possuem apenas carga centrada, garante-se pelo Método das Bielas, que todas as n estacas, quando posicionadas equidistantes do centro do pilar, apresentam as reações verticais divididas igualmente entre as n estacas.

No entanto, quando o pilar está submetido a momentos fletores, em uma ou duas direções, deve-se considerar a superposição dos efeitos da carga normal e dos momentos fletores, atuando separadamente. Para isso, os eixos X e Y, apresentados na Figura 29, devem obrigatoriamente ser os eixos principais de inércia e as estacas obrigatoriamente do mesmo tipo, diâmetro e comprimento.

De acordo com Bastos (2017), pode-se encontrar o valor da reação vertical na estaca i , em função dos esforços normais e momentos fletores, por meio da Equação 26.

$$N_i = \frac{1,05N}{n} + \frac{M_x X_i}{\sum X_i^2} + \frac{M_y Y_i}{\sum Y_i^2} \quad 26$$

Onde:

- N é a carga normal proveniente do pilar;
- 1,05 é o fator de consideração do peso próprio do bloco;
- M_x e M_y são os momentos na direção X e Y, respectivamente;
- X_i e Y_i são as ordenadas da estaca i na direção X e Y, respectivamente.

Assim, pode-se calcular a reação em cada estaca do bloco submetido à flexão composta normal ou oblíqua, e para se trabalhar a favor da segurança, a força normal sobre o bloco passará a ser $n \times N_{i,máxima}$.

No presente trabalho, foram analisadas as combinações já mencionadas. O cálculo detalhado de todas as combinações encontra-se no Apêndice H. Será demonstrado o cálculo da combinação 3 para o pilar P6/P14, que apresentou a maior área de armadura calculada. Os esforços para o pilar o pilar P6/P14 são apresentados na Tabela 35.

Tabela 35 – Esforços no pilar P6/P14

Esforço	Valor
Nd (kN)	7535,90
Mx (kNm)	0
My (kNm)	235,4

Fonte: Autor (2018).

Assim, diante das dimensões apresentadas na Figura 29, calcula-se as cargas verticais nas 6 estacas do bloco, conforme apresentado na Tabela 36.

Tabela 36 – Cargas verticais nas estacas

Estaca	Devido a N (kN)	Devido a M_x (kN)	Devido a M_y (kN)	N_i (kN)	R_{nom} (kN)	$R_{máx}$ (kN)
1	1318,782938	0	54,36330135	1373,146239	1300	1600
2	1318,782938	0	54,36330135	1373,146239	1300	1600
3	1318,782938	0	0	1318,782938	1300	1600
4	1318,782938	0	0	1318,782938	1300	1600
5	1318,782938	0	-54,36330135	1264,419636	1300	1600
6	1318,782938	0	-54,36330135	1264,419636	1300	1600

Fonte: Autor (2018).

Nota-se que os valores das cargas verticais nas estacas mais solicitadas (estacas 1 e 2) passam o valor da carga nominal usual para as estacas pré-moldadas de 50cm de diâmetro. Caso os valores sejam muito superiores, deve-se alterar o diâmetro das estacas ou aumentar a quantidade de estacas. No entanto, esse valor ainda é bastante inferior à carga máxima suportada pela estaca, sendo assim, mantem-se o diâmetro e a quantidade de estacas inicialmente adotadas.

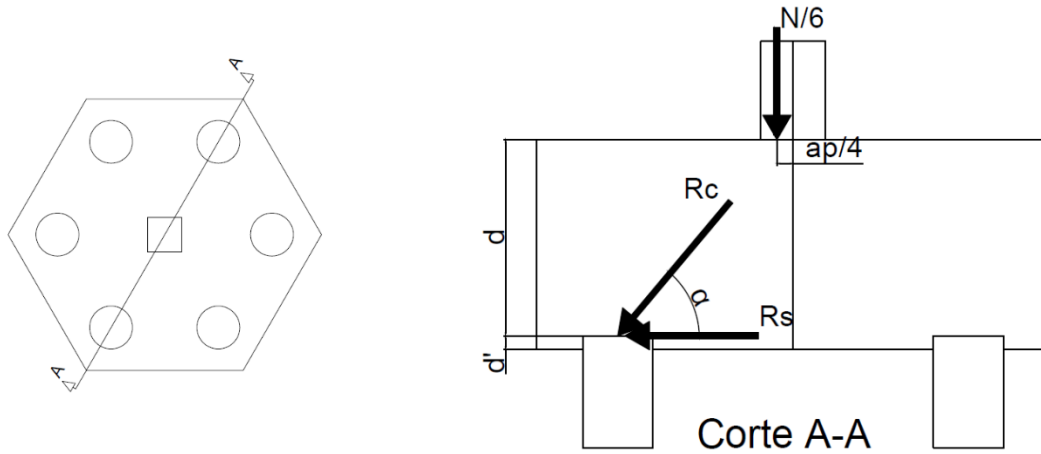
Assim, adota-se a nova força normal sobre o bloco como sendo:

$$N = 8238,88 \text{ kN}$$

5.5.3 Procedimento de cálculo

Como as estacas são posicionadas junto aos vértices do hexágono, conforme a Figura 29, de acordo com Bastos (2017), admitindo um pilar quadrado, com centro coincidente com o centro das estacas, para um corte A passando por um vértice e pelo centro do pilar, como apresentado na Figura 30 pode-se calcular o ângulo de inclinação das bielas de concreto, conforme a Equação 27.

Figura 30 – Esquema de forças sobre uma estaca



Fonte: Autor (2018).

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{\frac{N}{6}}{R_s} = \frac{d}{e - \frac{a_p}{4}} \quad 27$$

Com a relação proposta na Equação 27 pode-se então encontrar o valor da força de tração R_s , conforme a Equação 28.

$$R_s = \frac{N}{6d} \left(e - \frac{a_p}{4} \right) \quad 28$$

A altura útil d do bloco pode ser definida em função da consideração do ângulo α , limitando-o entre 45° e 55° . Com isso têm-se as Equações 29 e 30, que limitam a altura útil d .

$$d_{\min} = e - \frac{a_p}{4} \quad 29$$

$$d_{\max} = 1,43 \left(e - \frac{a_p}{4} \right) \quad 30$$

A altura do bloco h é definida por $h = d + d'$, onde d' é o maior valor entre: $\left\{ \frac{a_e}{5} = \frac{1}{5} \times \frac{\sqrt{\pi}}{2} \times d_{est}, 5cm \right.$

Quando adota-se a altura útil d entre os intervalos das Equações 29 e 30, não é necessário verificar a tensão nas bielas.

Assim, pode-se então calcular a armadura principal e complementares. O detalhamento por armadura paralela aos lados e em malha é, segundo Bastos (2017), comparado a outros, econômico e apresenta menor fissuração.

Por meio da lei dos senos pode-se encontrar a parcela R'_s , força de tração na direção de centro a centro de estacas, apresentado na Equação 31.

$$\frac{R_s}{\text{sen}60^\circ} = \frac{R'_s}{\text{sen}60^\circ} \rightarrow R_s = R'_s \quad 31$$

A armadura paralela aos lados em cada lado pode ser calculada dividindo R'_s pela tensão de escoamento de cálculo f_{yd} do aço, conforme apresentado na Equação

$$A_{s,lado} = \frac{N}{6df_{yd}} \left(e - \frac{a_p}{4} \right) \quad 32$$

Para o controle de fissuração, utiliza-se uma armadura de malha, que é calculada, de acordo com a NBR 6118:2014 como sendo 20% da armadura paralela aos lados, sendo distribuída em X e Y.

A armadura superior é definida conforme a equação

$$A_{s,sup} = 0,2A_{s,total} = 1,2A_{s,lado} \quad 33$$

A armadura de pele pode ser calculada de acordo com Campos (2015) conforme a Equação 34.

$$A_{s,lat} \geq \begin{cases} (0,2 \text{ a } 0,3)A_{s,lado} \\ 0,10\%b_{fic} \times h \text{ (em cada face)} \end{cases} \quad 34$$

Segundo Campos (2015), em blocos de três ou mais estacas, o valor de b_{fic} , pode ser tomado como igual a $2a$.

5.5.4 Cálculo das armaduras dos blocos de fundação

O ângulo α foi adotado como 50° , ficando dentro dos limites estabelecidos pelas Equações 29 e 30. Assim, com base no ângulo, encontra-se a altura útil $d = 126,46\text{cm}$. O valor de d' foi calculado como $8,86\text{cm}$. Assim, considerando a altura útil d , o valor d' e também 10cm para lastro de concreto magro e arrasamento da cabeça das estacas, encontrou-se um h de 150cm para o bloco. Como a verificação das bielas comprimidas pode ser dispensada, pode-se iniciar o cálculo das armaduras.

O pilar P6/P14 tem seção $100 \times 70\text{cm}$, enquanto os pilares desenvolvidos pelo Método das Bielas apresentam seção quadrada. Para que o método possa ser utilizado, basta calcular um pilar fictício de lado a_p que apresenta a área do pilar P6/P4. Realizando esse cálculo, obtém-se:

$$a_p = \sqrt{100 \times 70} = 83,67\text{cm}$$

É importante ressaltar que, mesmo com a utilização do cálice de fundação, a área do colarinho não pode ser considerada para a transmissão das forças normais, pois segundo El Debs (2017), essa consideração pode ser realizada apenas para paredes rugosas ou com chave de cisalhamento.

Calcula-se o valor de R_s e R'_s , conforme apresentado a seguir:

$$R_s = R'_s = \frac{8238,88}{6 \times 126,46} \left(125 - \frac{83,67}{4} \right) = 1130,16kN$$

A armadura longitudinal pode ser calculada por meio da equação 32, obtendo-se o valor de:

$$A_{s,lado} = 25,99cm^2$$

Calcula-se então a armadura de distribuição em malha, obtendo-se:

$$A_{s,malha} = 5,20cm^2$$

A armadura superior foi calculada com base em 20% da armadura total, chegando-se ao valor de:

$$A_{s,superior} = 31,19cm^2$$

Por fim, calcula-se a armadura de pele, adotando-se $b_{fic} = 100cm$, de maneira que se encontrou a seguinte armadura:

$$A_{s,lat} = A_{s,pele} = 15cm^2$$

O mesmo processo de cálculo foi realizado na combinação 3 para o pilar P16 já citado e na combinação 4 para os pilares P6/P14 e P16.

5.5.5 Detalhamento do bloco de fundação e considerações construtivas

Após o cálculo das armaduras, e analisando-se o Apêndice H, para os pilares de extremidade, o dimensionamento do bloco de fundação com maior armadura foi na combinação 3 (bloco B1), enquanto para os pilares de canto, o dimensionamento do bloco de fundação com maior armadura foi na combinação 4 (bloco B2), ligeiramente superior à armadura encontrada na combinação 3. Detalhar-se-á, neste item, ambos os blocos de fundação.

A Tabela 37 apresenta a distribuição das armaduras para o bloco B1, enquanto a Tabela 38 apresenta a distribuição das armaduras para o bloco B2.

Tabela 37 – Distribuição das armaduras do bloco B1

Armadura	Área necessária	Diâmetro adotado	Quantidade	Área efetiva	Diferença (%)
As,lado (cm ²)	25,99371481	20	8	25,2	-3,05
As,malha (cm ²)	5,198742962	10	7	5,6	7,72
As,superior (cm ²)	31,19245777	20	10	31,5	0,99
As,pele	15	16	8	16	6,67

Fonte: Autor (2018).

Tabela 38 – Distribuição das armaduras do bloco B2

Armadura	Área necessária	Diâmetro adotado	Quantidade	Área efetiva	Diferença (%)
As,lado (cm ²)	20,97814474	20	7	22,05	5,11
As,malha (cm ²)	4,195628948	10	5	4	-4,66
As,superior (cm ²)	25,17377369	20	8	25,2	0,10
As,pele	15	16	8	16	6,67

Fonte: Autor (2018).

É necessário verificar o comprimento de ancoragem necessário para a armadura paralela aos lados. Com base nos comprimentos de ancoragem básico disponibilizados por Bastos (2017), encontra-se que para diâmetro de 20mm, sem gancho, com concreto C25, aço CA-50 e região de boa aderência, o valor de l_b é 75cm. Considerando a utilização de gancho, o coeficiente α para o cálculo do comprimento de ancoragem necessário é adotado como 0,7. Com as armaduras calculadas e efetivas de ambos os blocos, pode-se verificar o comprimento de ancoragem necessário, utilizando-se a Equação 35.

$$l_{b,nec} = \alpha l_b \frac{A_{s,calc}}{A_{s,ef}} \quad 35$$

Assim, os comprimentos de ancoragem necessários para os blocos B1 e B2 são, respectivamente:

- $l_{b,nec} = 54,14cm$
- $l_{b,nec} = 49,95cm$

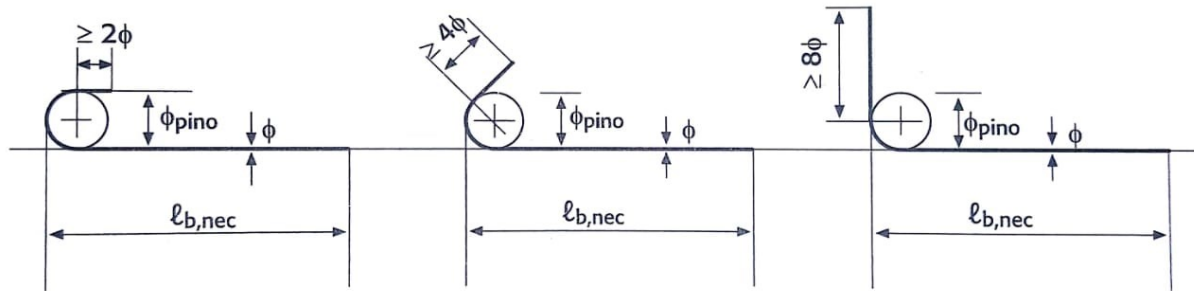
O comprimento efetivo de ancoragem é:

$$l_{b,ef} = 50 + 25 - 3 = 72cm$$

Portanto, a ancoragem é permitida com folga.

Todas as armaduras possuem ganchos de ancoragem, calculados conforme a Figura 31.

Figura 31 - Ganchos para ancoragem



Fonte: Campos (2015).

O diâmetro de dobramento dos pinos é verificado conforme a Tabela 39.

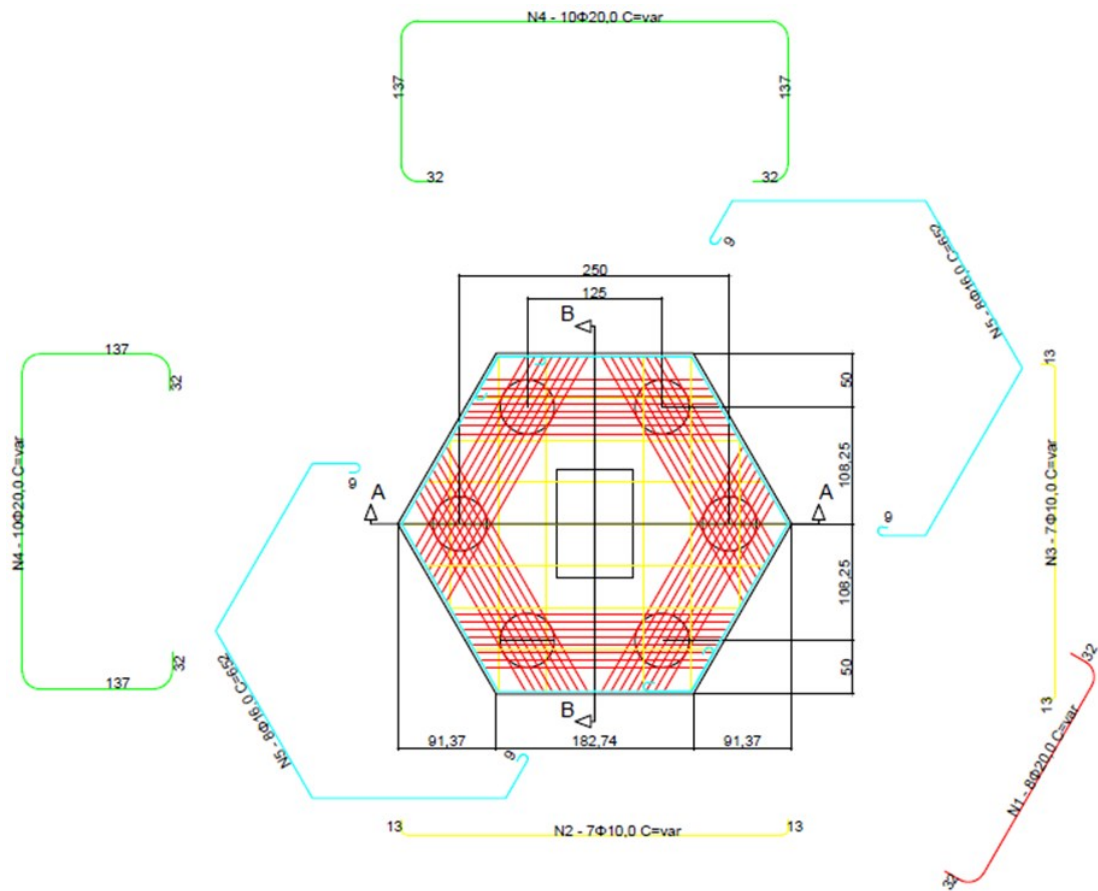
Tabela 39 – Diâmetro de dobramento dos pinos

Bitola (mm)	CA-50
< 20	5Φ
≥ 20	8Φ

Fonte: Autor (2018).

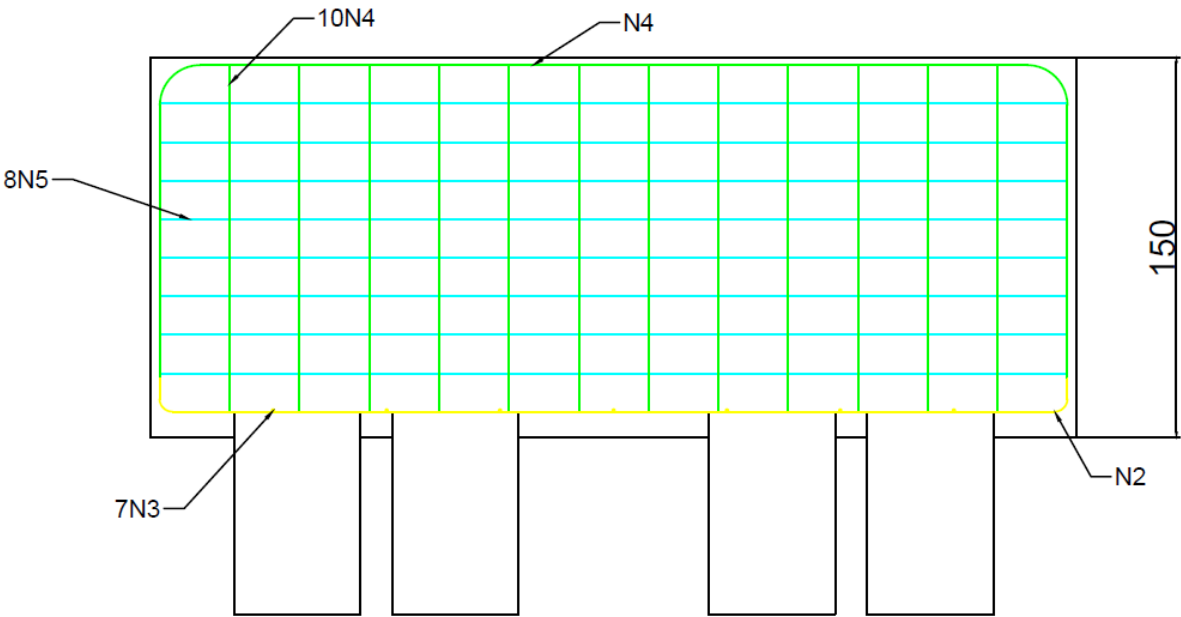
De acordo com as disposições construtivas, armaduras adotadas e observando-se as diretrizes da ABNT NBR 6118:2014, o detalhamento dos blocos de fundação são apresentados seguir:

Figura 32 – Planta do bloco B1



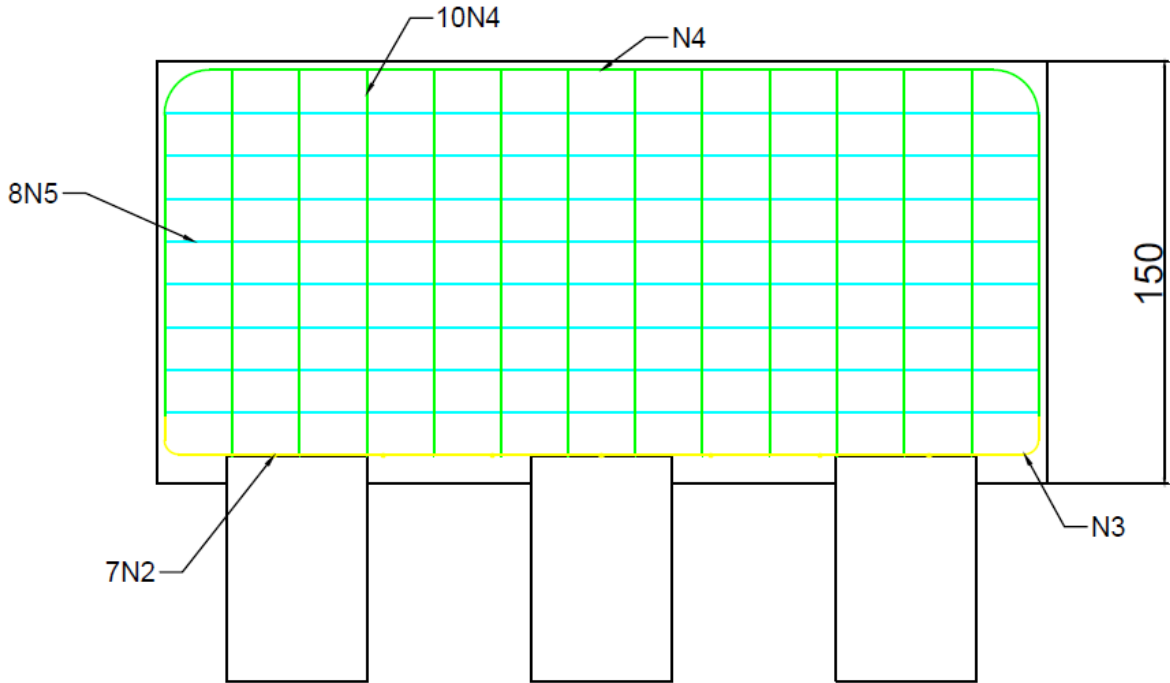
Fonte: Autor (2018).

Figura 33 – Corte A-A do bloco B1



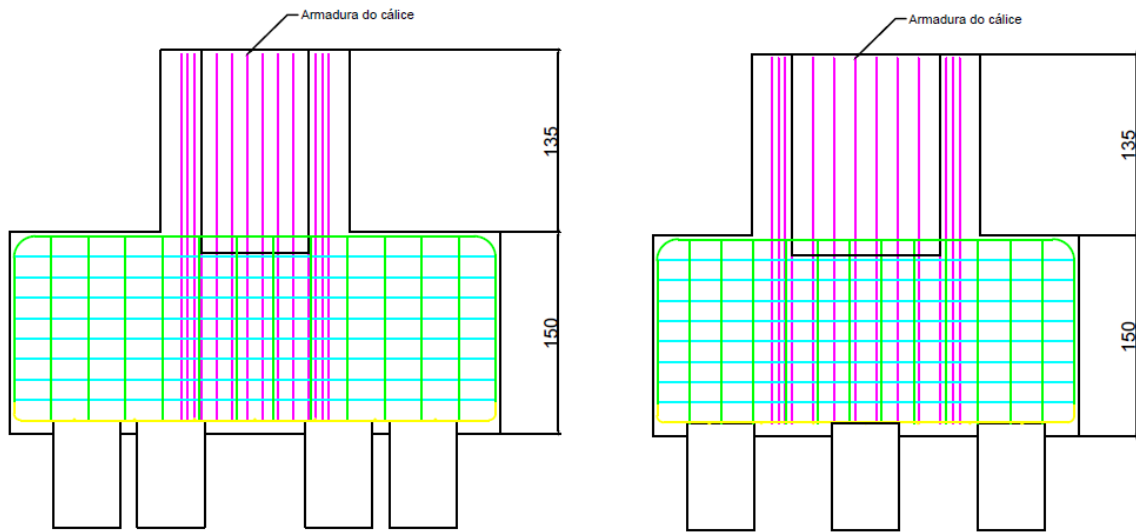
Fonte: Autor (2018).

Figura 34 – Corte B-B do bloco B1



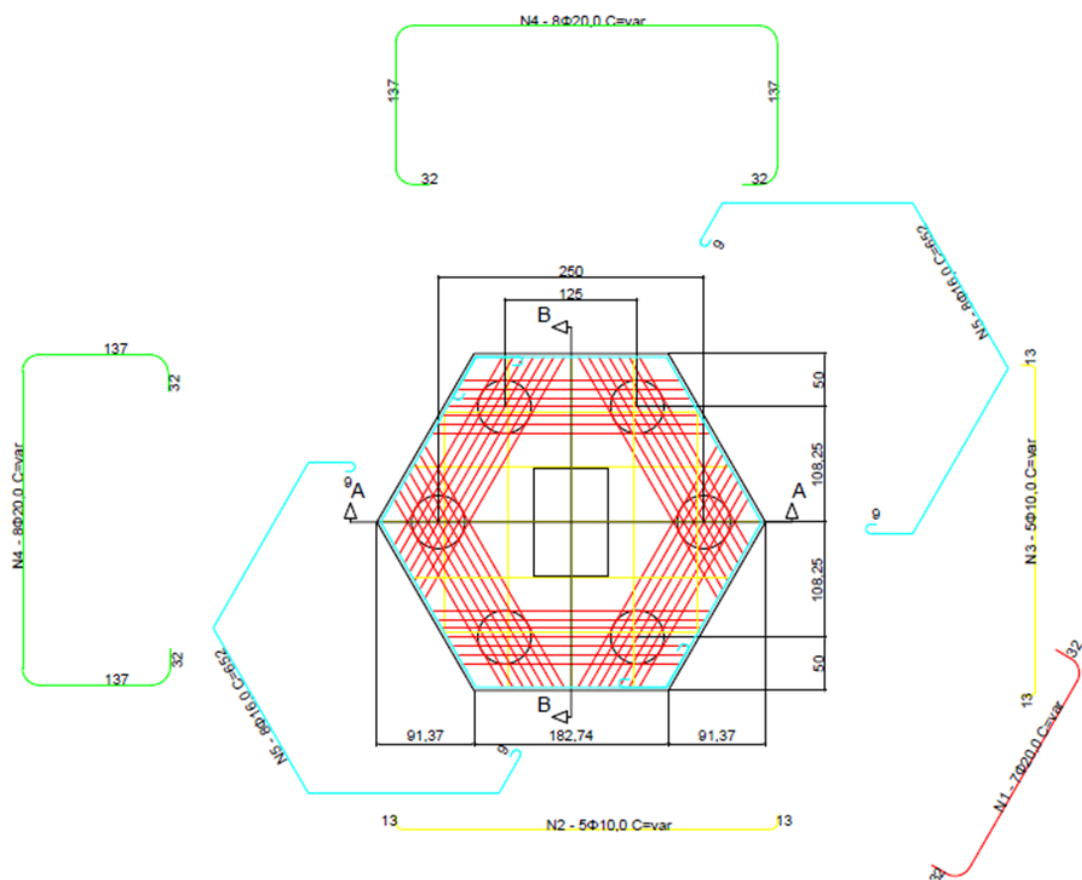
Fonte: Autor (2018).

Figura 35 - Armaduras verticais do cálice nos cortes A-A e B-B, respectivamente, no bloco B1



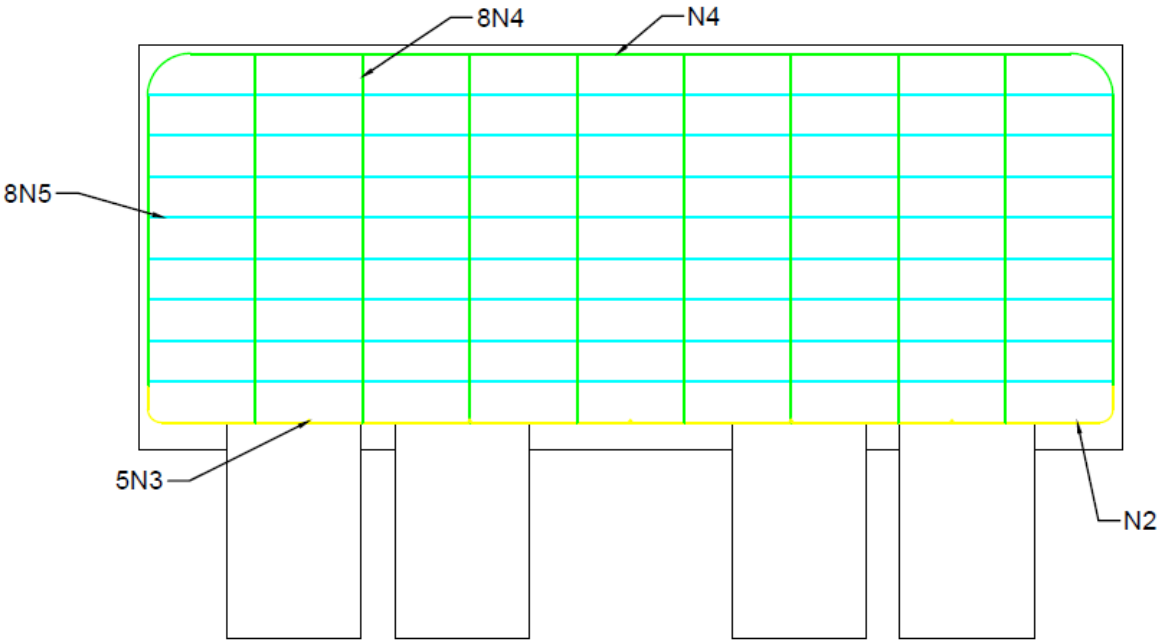
Fonte: Autor (2018).

Figura 36 – Planta do bloco B2



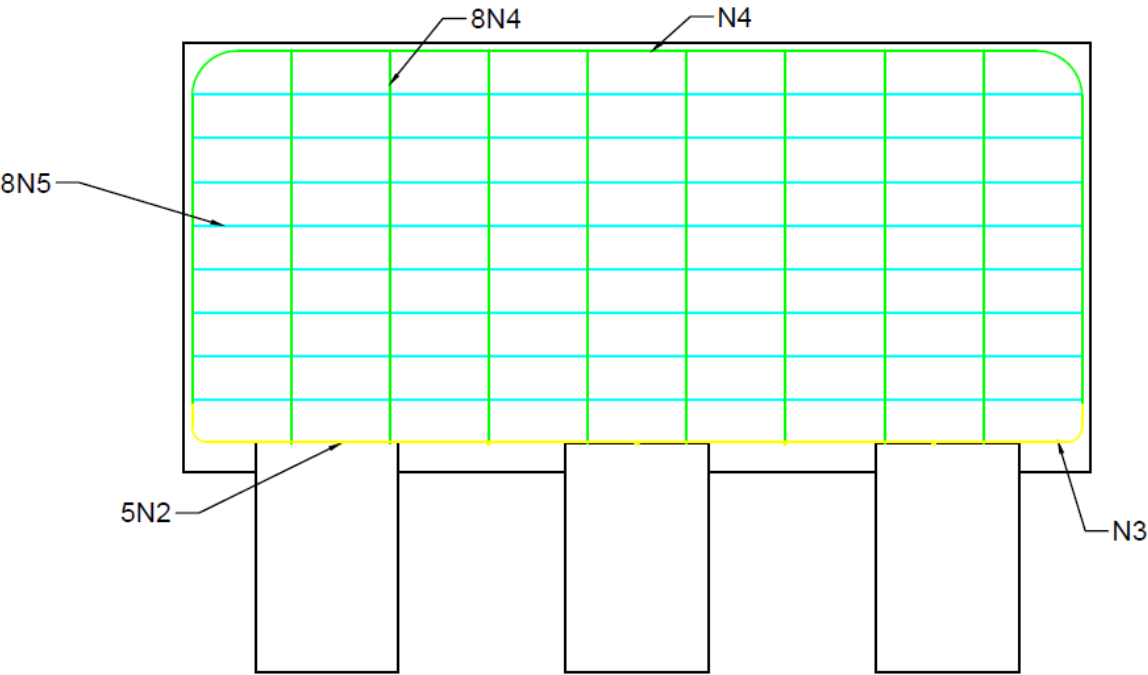
Fonte: Autor (2018).

Figura 37 – Corte A-A do bloco B2



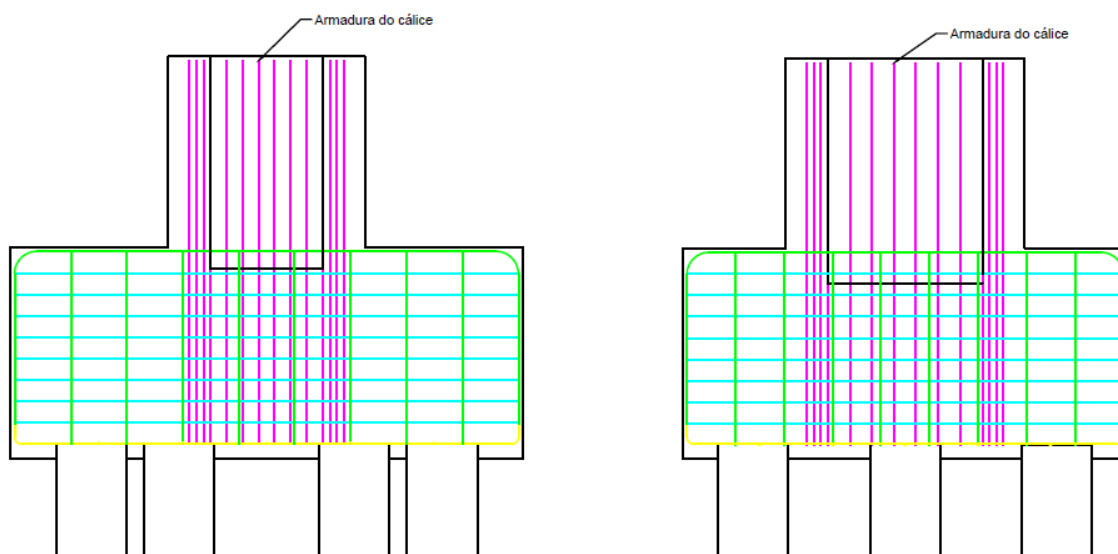
Fonte: Autor (2018).

Figura 38 – Corte B-B do bloco B2



Fonte: Autor (2018).

Figura 39 – Armaduras verticais do cálice nos cortes A-A e B-B, respectivamente, no bloco B2



Fonte: Autor (2018).

6 CONCLUSÃO

A análise da comparação entre os resultados obtidos pelo presente trabalho, quando em conjunto com os demais colegas, com os dados do projeto original executado por Mota (2005) deve ser separada em duas etapas distintas: a análise dos resultados obtidos onde as informações pertinentes eram obtidas do projeto de Mota (2005) e a análise dos resultados obtidos onde as informações necessárias foram adotadas com base na literatura existente e na experiência do Professor Orientador Arquimedes.

A primeira etapa de análise consiste na aproximação dos valores calculados para a laje e a viga com o projeto original, calculados pelos demais colegas, mesmo que o acesso às informações relativas às cargas utilizadas na edificação não foi possível. Nesta etapa, embora tenham sido estimadas as cargas dos pavimentos, por se tratar de equipamentos hospitalares geralmente padronizados, os valores atualizados assemelham-se aos obtidos por Mota em 2001, ano do projeto do edifício.

A segunda etapa de análise engloba principalmente a falta de informações necessárias para dimensionamento, assim como a falta dos materiais para comparação, como no caso dos blocos de fundação.

A falta de informações relativas ao modelo estrutural utilizado para a análise das forças horizontais, imperfeições geométricas e estabilidade global fez com que alguns critérios

importantes tivessem que ser adotados, o que causou divergências entre o presente projeto e o projeto original.

Embora o conceito do sistema de travamento longitudinal por meio do pilar parede ligado ao corpo da estrutura por meio dos tirantes tenha sido esclarecido, sem o conhecimento do modelo estrutural, assim como o software utilizado, o qual fora apenas mencionado sem a citação de seu nome, quaisquer tentativas de análises das ações já divergem dos resultados do projeto original. No entanto, é importante ressaltar que a utilização do programa *Ftool* apresentou resultados que, embora não tão próximos do projeto original, podem ser considerados confiáveis e aceitáveis, devido às análises realizadas durante as etapas de projeto.

Quanto à verificação da estabilidade global, os valores obtidos foram relativamente diferentes, embora chegou-se, em ambos projetos, na necessidade da consideração dos efeitos de 2ª ordem em pelo menos alguma combinação realizada.

No que se refere ao dimensionamento do cálice de fundação, os resultados apresentaram grande discrepância entre o presente projeto e o original, uma vez que, pelo detalhamento para o cálice apresentado por Mota (2005), a análise de excentricidade resultou em grande excentricidade, enquanto neste trabalho o cálice foi dimensionado e detalhado para pequena excentricidade, devido aos esforços solicitantes no mesmo. A Figura 40 compara os detalhamentos do cálice de Mota (2005) com o cálice calculado no presente trabalho, enquanto

Figura 41 compara as duas plantas dos cálices.

Figura 40 – Comparação entre o detalhamento do cálice de Mota e do presente trabalho

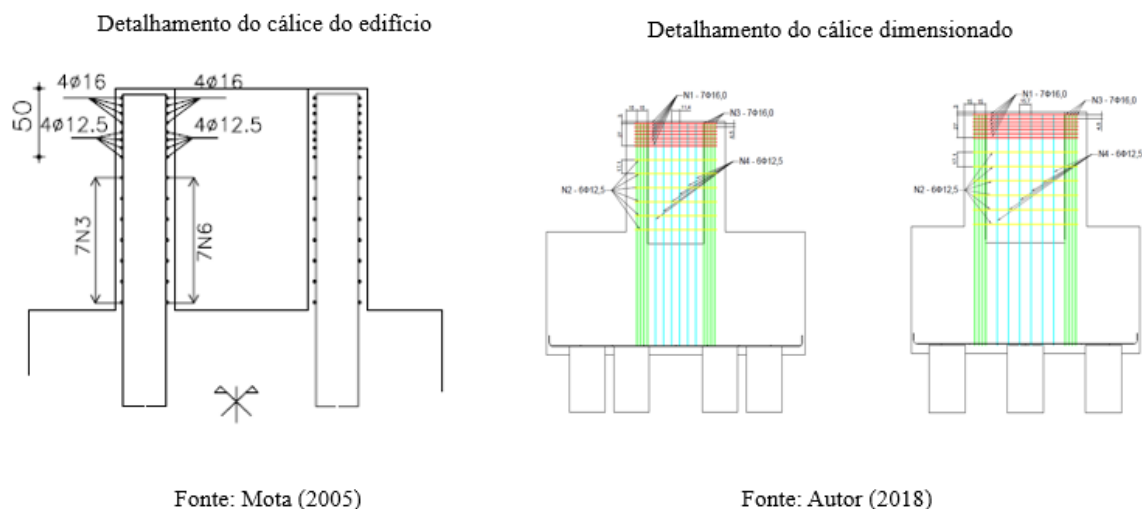
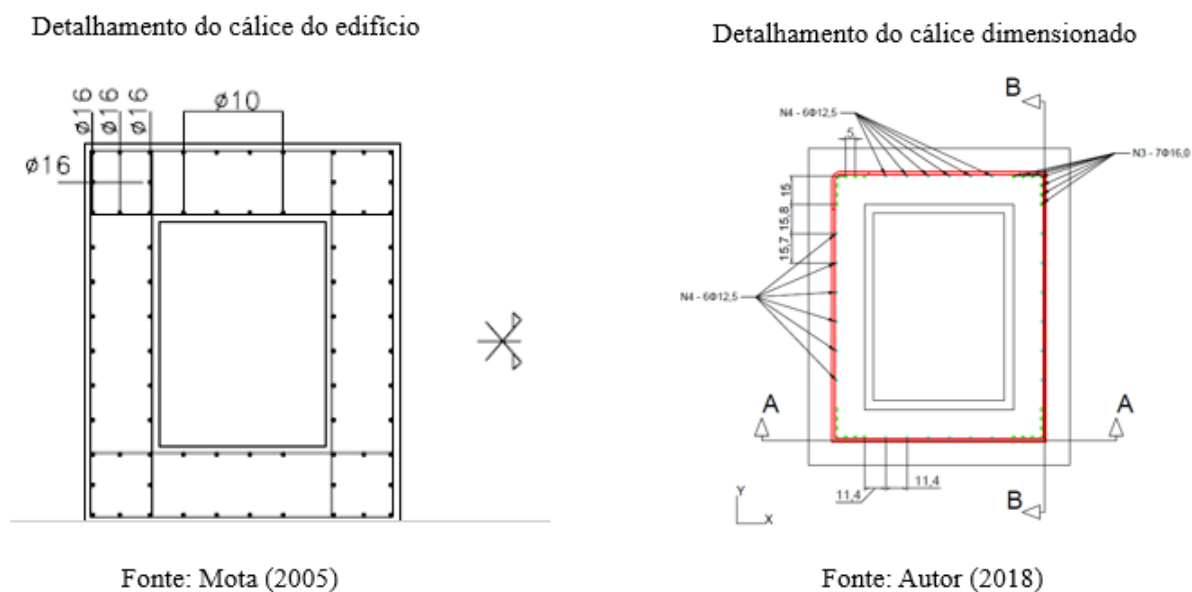


Figura 41 – Comparação entre a planta do cálice de Mota e do presente trabalho



O bloco de fundação não possui detalhamento no projeto apresentado por Mota (2005), sendo assim adotou-se a geometria de bloco que apresenta as melhores características, conforme discutido no item 5.5. A ausência de informações sobre os ensaios de sondagem e análise dos solos fez com que estimativas fossem tomadas. Porém, devido ao trabalho realizado por Helano (2015), que abordou de maneira abrangente o solo de Fortaleza, pôde-se então assegurar que as informações relativas ao solo foram sanadas.

Mesmo que os resultados obtidos não se aproximem dos resultados do projeto original, é importante ressaltar que, quanto às verificações e dimensionamentos realizados no presente trabalho, todos foram realizados conforme as diretrizes das normas vigentes e da literatura técnico-científica, garantindo assim que os resultados obtidos estejam em conformidade com os princípios fundamentais de dimensionamento, análise e verificação de estruturas pré-moldadas, moldadas *in loco* e elementos de fundação.

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NB-1**: Projeto e execução de obras de concreto armado. Rio de Janeiro, 1978.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118**: Projeto de estruturas de concreto armado – Procedimento. Rio de Janeiro, 2014.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 1980.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 1988.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 1984.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 8681**: Ações e segurança nas estruturas - Procedimento. Rio de Janeiro, 2003.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 1985.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 9062**: Projeto e execução de estruturas de concreto pré-moldado. Rio de Janeiro, 2017.

BASTOS, P.S.S. **Notas de aula da disciplina 2133 – Estruturas de Concreto III - Blocos de fundação**. Bauru, São Paulo, 2017. Disponível em: <<http://wwwp.feb.unesp.br/pbastos/concreto3/Blocos.pdf>>. Acesso em: 10 de outubro de 2018.

CAMPOS, J.C. **Elementos de fundações em concreto**. São Paulo: Oficina de Textos, 2015.

CAMPOS, G.M. **Recomendações para o projeto de cálices de fundação**. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2010.

DELALIBERA, R.G.; FERREIRA, T.R. **Previsão da Capacidade de Carga em Fundações por Estacas**. Faculdade de Engenharia Civil, Universidade Federal de Goiás, Catalão, 2012.

EL DEBS, M.K. **Concreto Pré-moldado: fundamentos e aplicações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2017.

EBELING, E.B. **Análise da base de pilares pré-moldados na ligação com cálice de fundação**. Dissertação – Escola de Engenharia de São Carlos da Universidade de São Paulo, São Carlos, 2006.

FTOOL. Versão 4.0. PUC Rio, 2017.

FUSCO, P.B. **Estruturas de Concreto: Solicitações Normais**. Rio de Janeiro: Guanabara Dois S. A., 1981.

GOOGLE MAPS. **Google Maps**. Disponível em: <<https://www.google.com.br/maps>>. Acesso em: 11 de novembro de 2018.

HELANO, W.P. **Banco de dados georreferenciado e carta geotécnica preliminar de fundações da região Centro-Norte de Fortaleza – CE**. Dissertação – Universidade Federal do Ceará, Fortaleza, 2015.

LOPES; F.R.; VELLOSO, D.A. **Fundações**. São Paulo: Oficina de Textos, 2012.

MARIN, M.C.; EL DEBS, M.K. Análise da estabilidade global de estruturas em concreto pré-moldado de múltiplos pavimentos considerando as ligações semirrígidas. **Cadernos de Engenharia de Estruturas**. São Carlos, v. 16, n. 66, p. 49-68, 2016.

MOTA, J.E. **Projeto da Estrutura Pré-Moldada de Edifício do Instituto do Câncer do Estado do Ceará**. In: 1º Encontro Nacional de Pesquisa-Projeto-Produção em Concreto Pré-Moldado. São Carlos, 2005.

**APÊNDICE A – RESUMO DA ALVENARIA E DIVISÓRIAS DOS PAVIMENTOS DO
EDIFÍCIO**

Tabela 40 – Resumo de alvenaria

Resumo alvenaria de blocos cerâmicos vazados					
Dados	1º Pavimento	2º Pavimento	3º, 4º e 5º Pavimento	6º Pavimento	7º Pavimento
Altura (m)	3,89				
Comprimento Total (m)	20,25	28,80	26,15	14,10	223,70
Área total (m²)	78,77	112,03	101,72	54,85	870,19
Área de esquadrais a se retirar (m²)	0,00	0,00	0,00	2,50	100,92
Área líquida (m²)	78,77	112,03	101,72	52,35	769,27
Peso específico (kN/m²)	1,40				
Peso total (kN)	110,28	156,84	142,41	73,29	1076,98
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,16	0,22	0,20	0,10	1,53

Tabela 41 – Resumo de divisórias

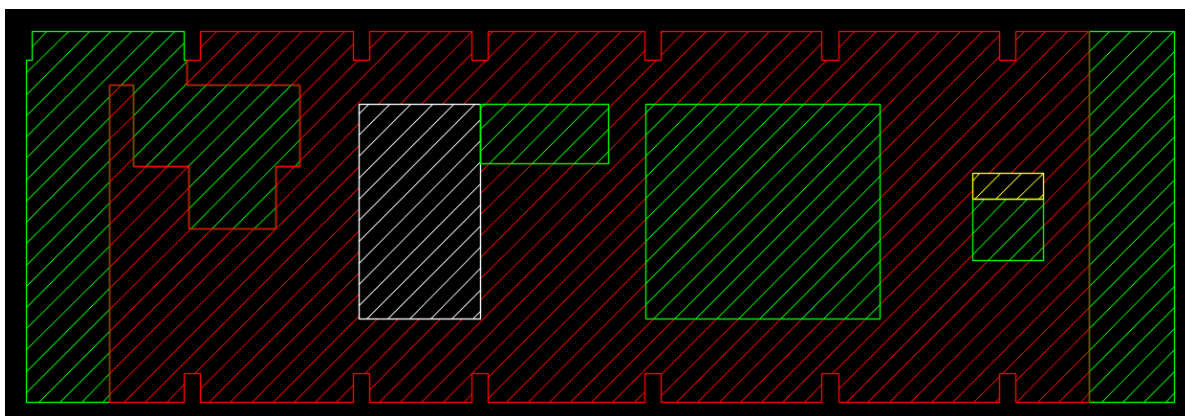
Resumo divisórias					
Dados	1º Pavimento	2º Pavimento	3º, 4º e 5º Pavimento	6º Pavimento	7º Pavimento
Altura (m)	2,53				
Comprimento Total (m)	205,50	202,00	268,33	179,70	39,70
Área total (m²)	519,92	511,06	678,86	454,64	100,44
Área de esquadrais a se retirar (m²)	25,60	21,84	35,70	17,20	4,08
Área líquida (m²)	494,32	489,22	643,16	437,44	96,36
Peso específico (kN/m²)	0,60				
Peso total (kN)	296,59	293,53	385,90	262,46	57,82
Área do Pavimento (m²)	704,31				
Peso relativo (kN/m²)	0,42	0,42	0,55	0,37	0,08

APÊNDICE B – CARGAS ACIDENTAIS

Tabela 42 – Carga accidental no 1º pavimento

1º Pavimento				
Descrição da área	Área (m ²)	Carga/m ² (kN/m ²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	262,20	2,00	524,40	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	434,02	3,00	1302,06	62,00
Salas Administrativas	3,30	2,50	8,25	1,00
Carga accidental total (kN)			1826,46	
Carga accidental média (kN/m ²)			2,62	

Figura 42 – Áreas de influência da carga accidental no 1º pavimento



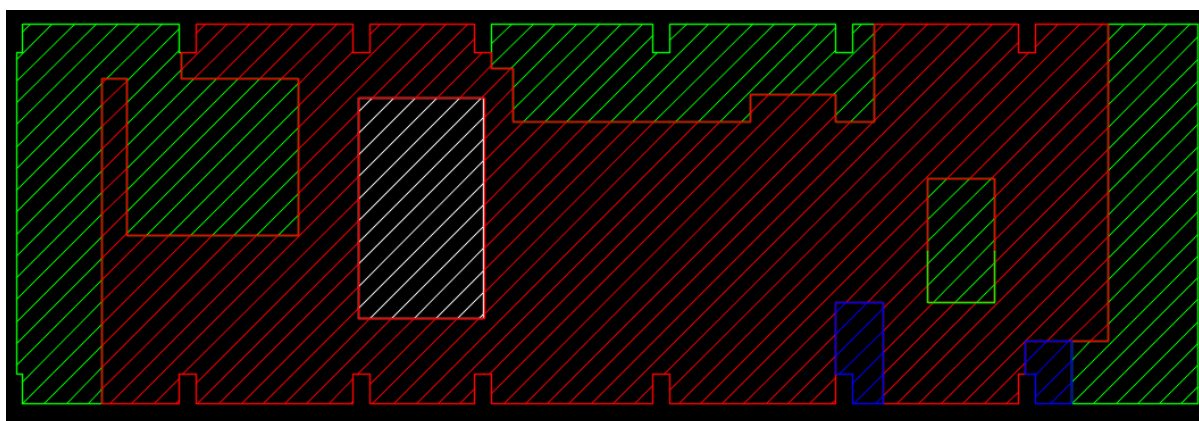
Legenda:

	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte

Tabela 43 – Carga accidental no 2º pavimento

2º Pavimento				
Descrição da área	Área (m ²)	Carga/m ² (kN/m ²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	241,45	2,00	482,90	34,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	449,64	3,00	1348,92	64,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m ² por metro de estante	11,66	20,00	233,20	2,00
Carga accidental total (kN)			2065,02	
Carga accidental média (kN/m ²)			2,94	

Tabela 44 – Áreas de influência da carga accidental no 2º pavimento



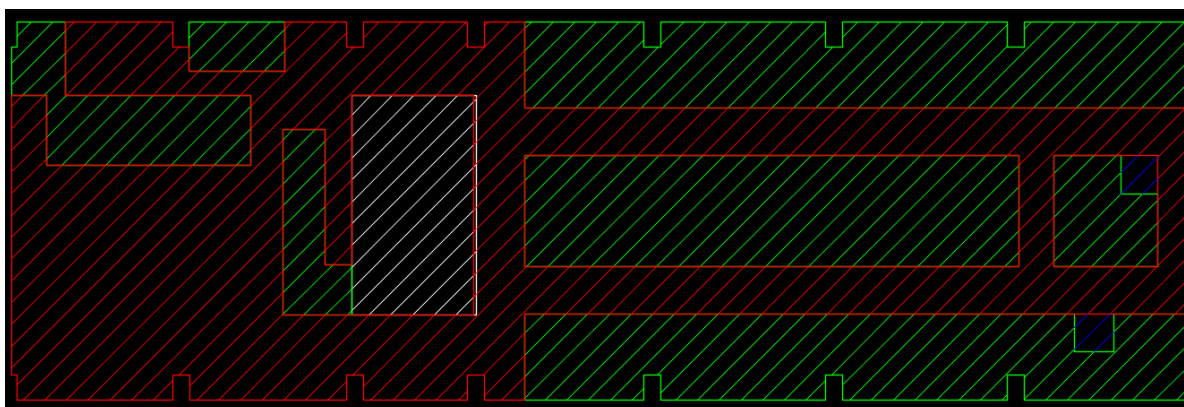
Legenda:

	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte

Tabela 45 – Carga acidental no 3º, 4º e 5º pavimentos

3º, 4º e 5º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	352,56	2,00	50,00	37,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	344,16	3,00	49,00	62,00
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m² por metro de estante	4,92	20,00	1,00	1,00
Carga acidental total (kN)			1836,00	
Carga acidental média (kN/m²)			2,62	

Figura 43 – Áreas de influência da carga acidental no 3º, 4º e 5º pavimentos



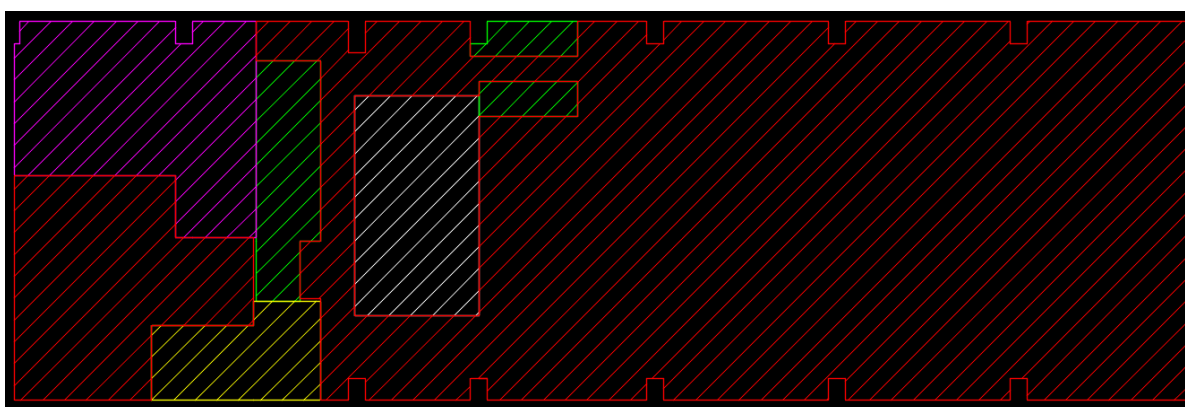
Legenda:

	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte

Tabela 46 – Carga accidental no 6º pavimento

6º Pavimento				
Descrição da área	Área (m²)	Carga/m² (kN/m²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	40,59	2,00	81,18	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	571,15	3,00	1713,45	81,00
Salas Administrativas	24,36	2,50	60,90	3,00
Biblioteca com estantes até 2,20 m + 2 kN/m² por metro de estante	71,01	6,00	426,06	10,00
Carga accidental total (kN)			2281,59	
Carga accidental média (kN/m²)			3,23	

Figura 44 – Áreas de influência da carga accidental no 6º pavimento



Legenda:



Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários



Salas Administrativas



Demais salas, exceto máquinas especiais



Área não contribuinte

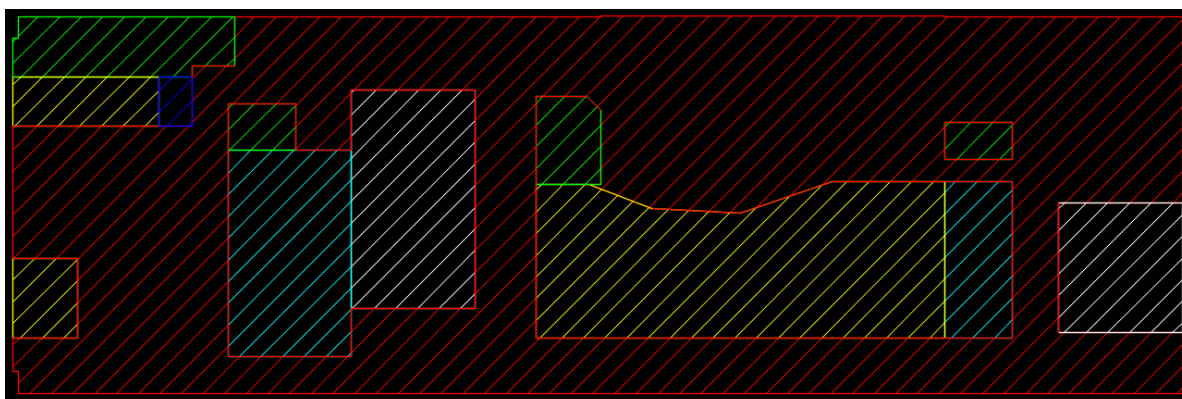


Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários

Tabela 47 – Carga accidental no 7º pavimento

7º Pavimento				
Descrição da área	Área (m ²)	Carga/m ² (kN/m ²)	Carga (kN)	% da área do pavimento
Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários	41,30	2,00	82,60	6,00
Demais salas, exceto máquinas especiais	453,99	3,00	1361,97	67,00
Salas Administrativas	122,07	2,50	305,18	17,60
Depósitos com até 3 m de altura + 5 kN/m ² por metro de estante	2,79	20,00	55,80	0,40
Casa de máquinas*	61,79	10,00	617,90	9,00
Carga accidental total (kN)			2423,45	
Carga accidental média (kN/m ²)			3,55	

Figura 45 – Áreas de influência da carga accidental no 7º pavimento



Legenda:

	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Salas Administrativas
	Demais salas, exceto máquinas especiais		Área não contribuinte
	Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários		Dormitórios, enfermarias, sala de recuperação e sanitários

* Vale destacar que o Projeto de Revisão da Norma da ABNT NBR 6120:2017 – R09 define que para as casas de máquinas deve ser realizado o cálculo individual de cada equipamento que se encontra na região, onde o somatório das cargas não deve ser menor que 10 kN/m². Após determinar a carga de todos equipamentos constatou-se que o valor foi inferior ao mínimo exigido no escopo da referida norma. A Tabela abaixo apresenta o resumo dos equipamentos que se encontram na casa de máquinas do sétimo pavimento.

Tabela 48 – Relação de equipamentos na casa de máquinas

RELAÇÃO DE EQUIPAMENTOS						
Quantidade	Equipamentos				Massa individual (kg)	Massa total (kg)
	Tipo	Largura	Altura	Área		
4	Baterias	0,70	0,70	0,49	772	3088
3	Painel Elétrico	0,35	0,50	0,18	240	750
1	Painel Elétrico	0,35	0,45	0,16	200	200
1	Painel Elétrico	0,35	1,00	0,35	400	400
2	Nobreaks	0,80	1,00	0,80	730	1260
2	Nobreaks	0,70	0,90	0,63	580	1160
3	Cabos	2,50	2,50	6,25	500	1500
Total						8558

A área total das salas de máquinas obtida com o auxílio do programa computacional AutoCAD foi de aproximadamente 20,97 m². Com isso:

$$Carga\ por\ metro\ quadrado = \frac{8558}{20,97} = 408,11\ kN/m^2 \rightarrow 4,10\ kN/m^2 < 10\ kN/m^2$$

**APÊNDICE C – COMBINAÇÕES DE AÇÕES PARA A ESTABILIDADE
GLOBAL NO PROGRAMA FTOOL**

Figura 46 - Combinação 1 – Vento a 0° com sobrecarga como ação variável principal

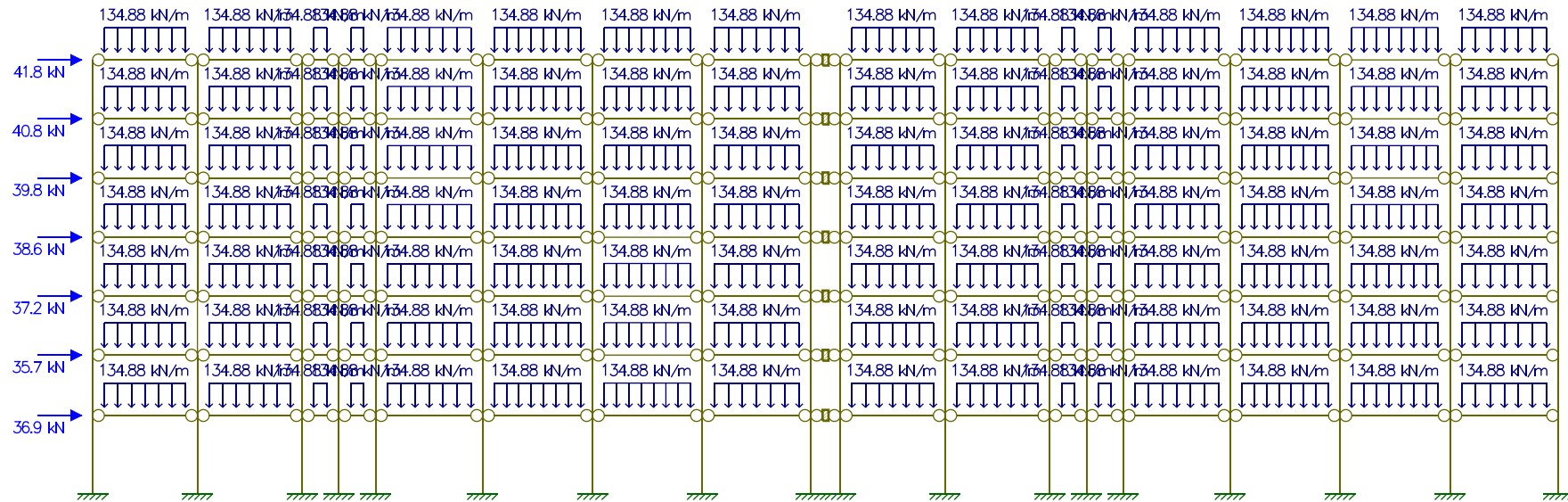


Figura 47 – Combinação 2 - Vento a 0° com vento como ação variável principal

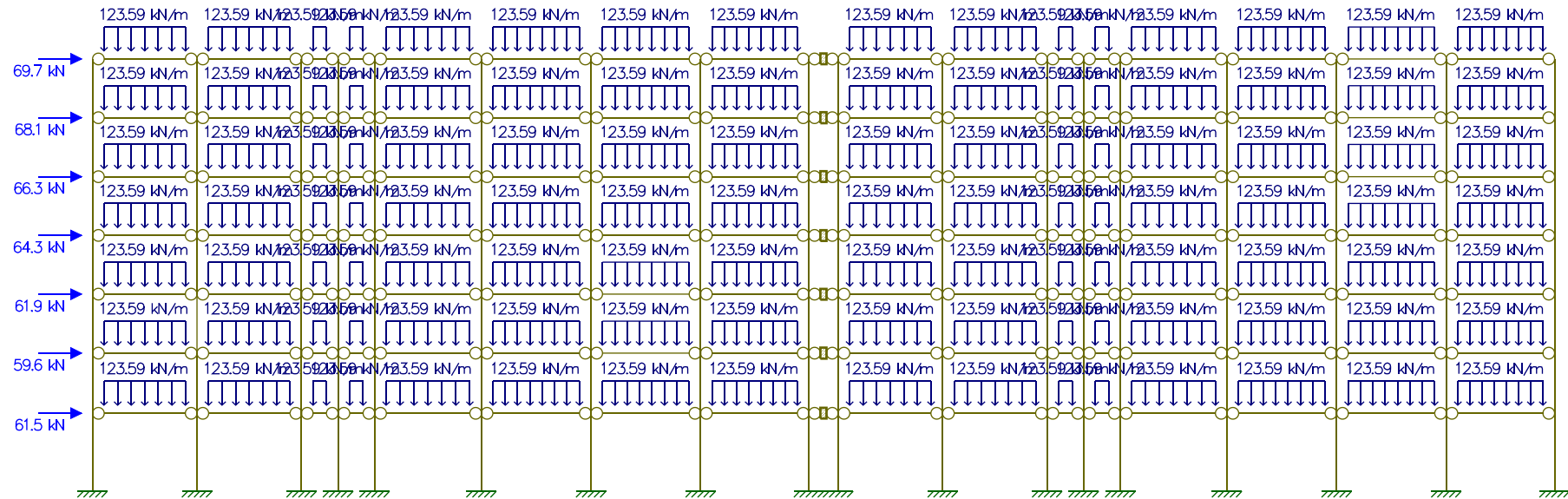


Figura 48 – Combinação 3 - Vento a 90° com sobrecarga como ação variável principal

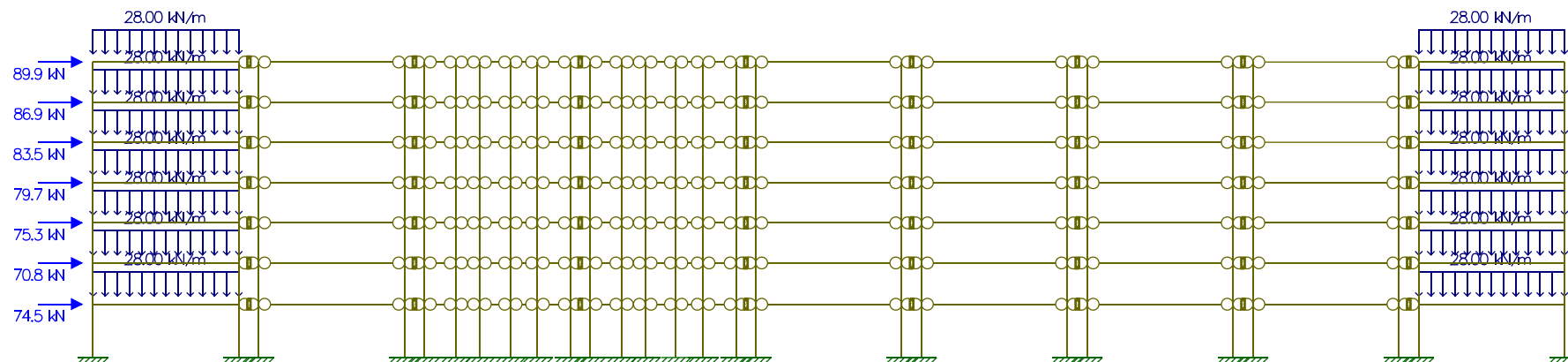
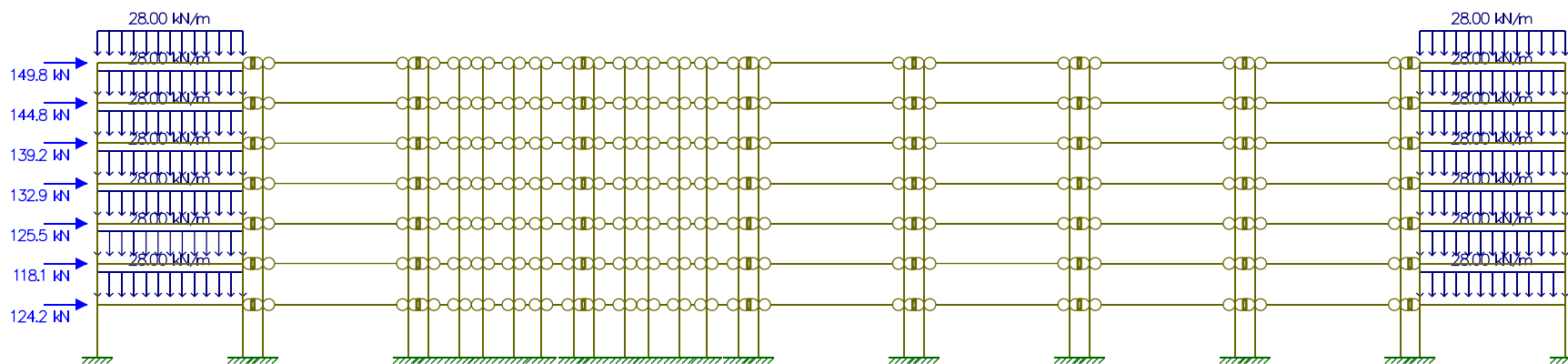


Figura 49 – Combinação 4 - Vento a 0° com vento como ação variável principal



APÊNDICE D – MAJORAÇÃO DAS AÇÕES HORIZONTAIS NAS COMBINAÇÕES
1 E 2

Figura 50 – Majoração das ações horizontais na Combinação 1

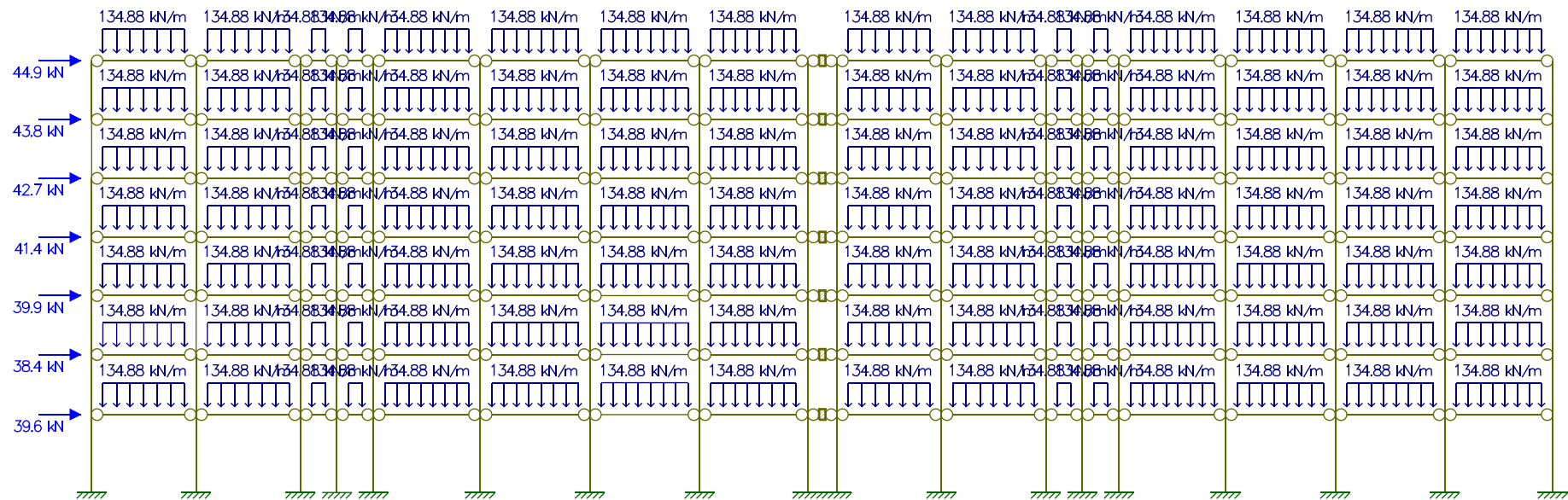
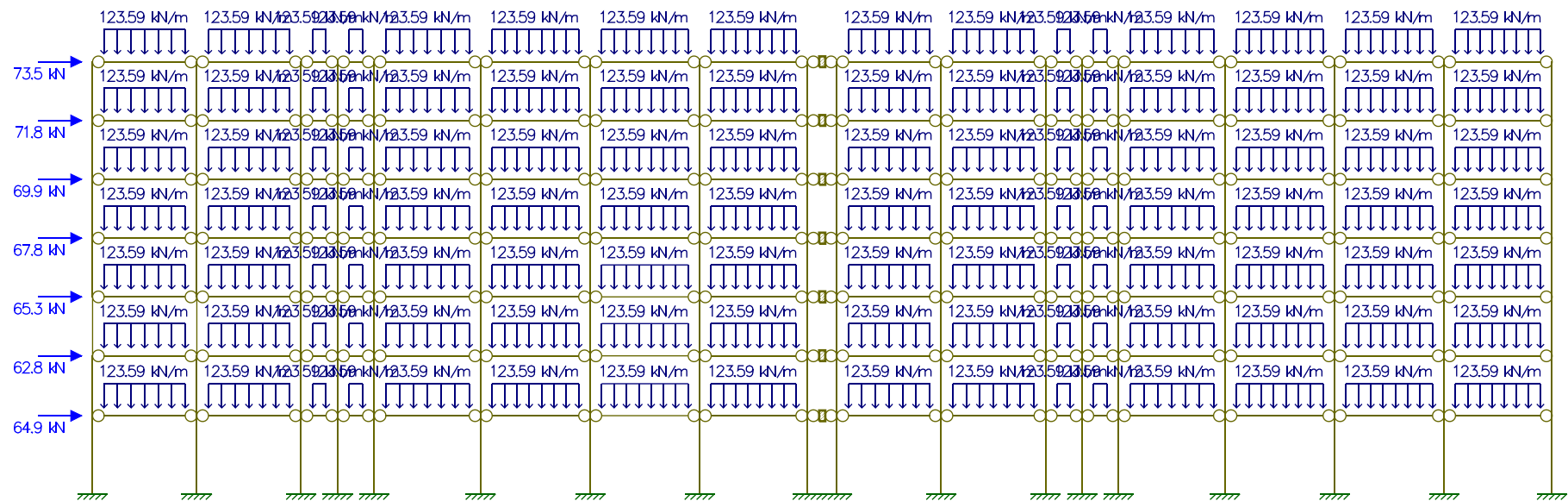


Figura 51 - Majoração das ações horizontais na Combinação 2



APÊNDICE E – ESFORÇOS NA BASE DOS PILARES

Tabela 49 – Esforços na base dos pilares para as combinações 1 e 2

Pilar	Tipo	Combinação 1							Combinação 2						
		Mx (kNm)	Vx (kN)	Nx (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Ny (kN)	Nt (kN)	Mx (kNm)	Vx (kN)	Nx (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Ny (kN)	Nt (kN)
1	Canto	66,4	7,5	-3375,4	94,9	50,5	-1430,8	-5260,90	108,8	12,2	-3092,8	94,9	50,5	-1430,8	-4978,30
2	Extremidade	59,2	5,3	-6750,7	0	0	0	-7205,40	96,9	8,7	-6185,7	0	0	0	-6640,40
3	Extremidade	53,1	3,6	-4555,6	0	0	0	-5010,30	86,9	5,9	-4174,3	0	0	0	-4629,00
4	Extremidade	50,7	3	-4628,4	0	0	0	-5083,10	83,1	4,9	-4239,1	0	0	0	-4693,80
5	Extremidade	49,8	2,8	-6986,8	0	0	0	-7441,50	81,6	4,7	-6402	0	0	0	-6856,70
6	Extremidade	49	2,7	-7081,2	0	0	0	-7535,90	80,2	4,4	-6488,5	0	0	0	-6943,20
7	Extremidade	48,2	2,6	-7034	0	0	0	-7488,70	78,9	4,2	-6445,2	0	0	0	-6899,90
8	Canto	47,4	2,5	-3493,4	94,9	50,5	-1430,8	-5378,90	77,7	4	-3201	94,9	50,5	-1430,8	-5086,50
9	Canto	66,4	7,5	-3375,4	94,9	50,5	-1430,8	-5260,90	108,8	12,2	-3092,8	94,9	50,5	-1430,8	-4978,30
10	Extremidade	59,2	5,3	-6750,7	0	0	0	-7205,40	96,9	8,7	-6185,7	0	0	0	-6640,40
11	Extremidade	53,1	3,6	-4555,6	0	0	0	-5010,30	86,9	5,9	-4174,3	0	0	0	-4629,00
12	Extremidade	50,7	3	-4628,4	0	0	0	-5083,10	83,1	4,9	-4239,1	0	0	0	-4693,80
13	Extremidade	49,8	2,8	-6986,8	0	0	0	-7441,50	81,6	4,7	-6402	0	0	0	-6856,70
14	Extremidade	49	2,7	-7081,2	0	0	0	-7535,90	80,2	4,4	-6488,5	0	0	0	-6943,20
15	Extremidade	48,2	2,6	-7034	0	0	0	-7488,70	78,9	4,2	-6445,2	0	0	0	-6899,90
16	Canto	47,4	2,5	-3493,4	94,9	50,5	-1430,8	-5378,90	77,7	4	-3201	72,6	50,5	-1430,8	-5086,50

Tabela 50 – Esforços na base dos pilares para as combinações 3 e 4

Pilar	Tipo	Combinação 3							Combinação 4						
		Mx (kNm)	Vx (kN)	Nx (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Ny (kN)	Nt (kN)	Mx (kNm)	Vx (kN)	Nx (kN)	My (kNm)	Vy (kN)	Ny (kN)	Nt (kN)
1	Canto	56,3	30,8	-3375,4	94,9	50,5	-1430,8	-5260,90	108,8	12,2	-3092,8	94,9	50,5	-1430,8	-4978,30
2	Extremidade	0	0	-6750,7	0	0	0	-7205,40	96,9	8,7	-6185,7	0	0	0	-6640,40
3	Extremidade	0	0	-4555,6	0	0	0	-5010,30	86,9	5,9	-4174,3	0	0	0	-4629,00
4	Extremidade	0	0	-4628,4	0	0	0	-5083,10	83,1	4,9	-4239,1	0	0	0	-4693,80
5	Extremidade	0	0	-6986,8	0	0	0	-7441,50	81,6	4,7	-6402	0	0	0	-6856,70
6	Extremidade	0	0	-7081,2	0	0	0	-7535,90	80,2	4,4	-6488,5	0	0	0	-6943,20
7	Extremidade	0	0	-7034	0	0	0	-7488,70	78,9	4,2	-6445,2	0	0	0	-6899,90
8	Canto	56,3	30,8	-3493,4	94,9	50,5	-1430,8	-5378,90	77,7	4	-3201	94,9	50,5	-1430,8	-5086,50
9	Canto	56,3	30,8	-3375,4	94,9	50,5	-1430,8	-5260,90	108,8	12,2	-3092,8	94,9	50,5	-1430,8	-4978,30
10	Extremidade	0	0	-6750,7	0	0	0	-7205,40	96,9	8,7	-6185,7	0	0	0	-6640,40
11	Extremidade	0	0	-4555,6	0	0	0	-5010,30	86,9	5,9	-4174,3	0	0	0	-4629,00
12	Extremidade	0	0	-4628,4	0	0	0	-5083,10	83,1	4,9	-4239,1	0	0	0	-4693,80
13	Extremidade	0	0	-6986,8	0	0	0	-7441,50	81,6	4,7	-6402	0	0	0	-6856,70
14	Extremidade	0	0	-7081,2	0	0	0	-7535,90	80,2	4,4	-6488,5	0	0	0	-6943,20
15	Extremidade	0	0	-7034	0	0	0	-7488,70	78,9	4,2	-6445,2	0	0	0	-6899,90
16	Canto	56,3	30,8	-3493,4	94,9	50,5	-1430,8	-5378,90	77,7	4	-3201	72,6	50,5	-1430,8	-5086,50

APÊNDICE F – ESTIMATIVA DA CAPACIDADE GEOTÉCNICA

Figura 52 – Dados de entrada na Planinha

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA	DADOS DA ESTACA			
Profundidade (m)	N _{SPT}	Composição da Camada	2		Moldagem	Tipo	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)
1	0	Areia		1	Pré-Moldada	Centrifugada Conc	50	14,0
2	5	Areia siltosa		2				
3	10	Argila siltoarenosa		3				
4	12	Argila siltoarenosa		4				
5	15	Argila siltoarenosa		5				
6	18	Argila siltoarenosa		6				
7	20	Argila siltoarenosa		7				
8	25	Argila siltoarenosa		8				
9	32	Argila siltoarenosa		9				
10	32	Argila siltoarenosa		10				
11	32	Argila siltoarenosa		11				
12	32	Argila siltoarenosa		12				
13	32	Argila siltoarenosa		13				
14	32	Argila siltoarenosa		14				
15	32	Argila siltoarenosa		15				
16	32	Argila siltoarenosa		16				

TABELA DE AUXÍLIO P/ DIAMETROS

Método de Cálculo			
		A _{seção} (cm ²)	Perímetro (cm)
		1963,50	157,08

Métodos de Cálculo

Aoki-Velloso (1975)

Décourt-Quaresma (1978)

Fonte: Adaptado de Delalibera & Ferreira (2012).

Figura 53 – Parâmetros do Método de Aoki-Velloso utilizados na planilha

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)		
Coeficiente K e razão de atrito α		
Solo	K (MPa)	α (%)
Areia	1,00	1,4
Areia siltosa	0,80	2,0
Areia siltoargilosa	0,70	2,4
Areia argilosa	0,60	3,0
Areia argilossiltosa	0,50	2,8
Silte	0,40	3,0
Silte arenoso	0,55	2,2
Silte arenoargiloso	0,45	2,8
Silte argiloso	0,23	3,4
Silte argiloarenoso	0,25	3,0
Argila	0,20	6,0
Argila arenosa	0,35	2,4
Argila arenossiltosa	0,30	2,8
Argila siltosa	0,22	4,0
Argila siltoarenosa	0,33	3,0
Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)		

Fatores de correção F, e F2		
Tipo de estaca	F1	F2
Franki	2,50	5,00
Metálica	1,75	3,50
Pré-moldada	1+D/0,80	2 F1
Escavada	3,00	6,00
Raiz,Hélice Contínua, Ômega	2,00	4,00
Fonte: AOKI N., CINTRA J. C. (2010)		

Voltar no Método

Fonte: Adaptado de Delalibera & Ferreira (2012).

Figura 54 – Resultados obtidos

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)									
Dados do Cálculo									
<i>Estaca</i>	<i>Tipo</i>	<i>Diâmetro (cm)</i>	<i>Comp. (m)</i>	<i>F.S (Global)</i>					
Pré-Moldada	Centrifugada Concreto	50	14	2					
% Resistência de ponta		% Resistência lateral							
100		100							
RESULTADOS									
Profundidade (m)	K (kPa)	α	F1	F2	R _P na camada (kN)	R _L por metro (kN)	R _L acumulada (kN)	R _{Total} do solo (kN)	P _{Adm} (kN)
1	1000	0,014	1,625	3,25	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
2	800	0,02	1,625	3,25	483,32	38,67	38,67	521,99	260,99
3	330	0,03	1,625	3,25	398,74	47,85	86,51	485,26	242,63
4	330	0,03	1,625	3,25	478,49	57,42	143,93	622,42	311,21
5	330	0,03	1,625	3,25	598,11	71,77	215,71	813,82	406,91
6	330	0,03	1,625	3,25	717,73	86,13	301,83	1019,57	509,78
7	330	0,03	1,625	3,25	797,48	95,70	397,53	1195,01	597,51
8	330	0,03	1,625	3,25	996,85	119,62	517,15	1514,01	757,00
9	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	670,27	1946,24	973,12
10	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	823,39	2099,36	1049,68
11	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	976,50	2252,47	1126,24
12	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	1129,62	2405,59	1202,79
13	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	1282,74	2558,71	1279,35
14	330	0,03	1,625	3,25	1275,97	153,12	1435,85	2711,82	1355,91

Fonte: Adaptado de Delalibera & Ferreira (2012).

**APÊNDICE G – DIMENSIONAMENTO DA ARMADURA DO CÁLICE DE
FUNDAÇÃO**

Tabela 51 – Dimensionamento para esforços do pilar P6/P14 – Combinação 3

Pilar de extremidade - P6 E P14 - Flexão composta normal									
Em X					Em y				
Nd (kN)					Nd (kN)	9043,08			
Mx(kNm)					My (kNm)	282,48			
Vx (kN)					Vy (kN)	55,92			
h (m)	0,7				h (m)	1			
b (m)	1				b (m)	0,7			
Materiais					Materiais				
fck pilar (MPa)	40		fcd pilar (MPa)	28,57142857	fck pilar (MPa)	40		fcd pilar (MPa)	28,57142857
fck cálice (MPa)	25		fcd cálice (MPa)	17,85714286	fck cálice (MPa)	25		fcd cálice (MPa)	17,85714286
fyk (MPa)	500		fyd (MPa)	434,7826087	fyk (MPa)	500		fyd (MPa)	434,7826087
Considerações iniciais					Considerações iniciais				
Cobrimento nominal da	face externa	30			Cobrimento nominal da	face externa	30		
	face interna	30				face interna	30		
Espaço para preenchimento (mm)	50				Espaço para preenchimento (mm)	50			
Concreto de enchimento (MPa)	40				Concreto de enchimento (MPa)	40			
Comprimento mínimo de embutimento					Comprimento mínimo de embutimento				
Interface	Comprimento				Interface	Comprimento			
Lisa e rugosa (m)					Lisa e rugosa (m)	1,5			
Espessura do colarinho					Espessura do colarinho				
h int (cm)	0,8				b int (cm)	0,8			
b int (cm)	1,1				h int (cm)	1,1			
hc (cm)	0,2				hc (cm)	0,275			
hc,adotado (cm)	0,25				hc,adotado (cm)	0,3			
h ext (cm)	1,3				b ext (cm)	1,4			
b ext (cm)	1,6				h ext (cm)	1,7			
Embutimento no pilar (cm)	0				Embutimento no pilar (cm)	0,15			
lc (cm)	0				lc (cm)	1,35			
Cálculo das armaduras e verificações					Cálculo das armaduras e verificações				
Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades				Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades			
enb	0				enb	0			
μ	0		Cálculo de parede lisa		μ	0		Cálculo de parede lisa	
y' (cm)	0				y' (cm)	0,25			
Hsup,f (kN)					Hsup,f (kN)	352,38			
Hinf (kN)	0				Hinf (kN)	296,46			
Nbf (kN)	0				Nbf (kN)	9043,083			
Ashp (cm²)	0				Ashp (cm²)	4,05237			
Verificação consolo curto					Verificação consolo curto				
tg β	0				tg β	0,849420849			
β (rad)	0				β (rad)	0,704157741			
β (°)	0				β (°)	40,34526669			
R (kN)	0				R (kN)	231,1728139			
hbie/2	0				hbie/2	0,165084992			
hbie	0				hbie	0,330169984			
ocd (MPa)			Ok		ocd (MPa)	2,33387674		Ok	
0,85fcd (MPa)	15,17857143				0,85fcd (MPa)	15,17857143			
Fvd (kN)	0				Fvd (kN)	98,18150399			
Asvp (cm²)	0				Asvp (cm²)	2,258174592			
Ashs (cm²)	0				Ashs (cm²)	2,026185			
Asvs (cm²)	0				Asvs (cm²)	1,129087296			
Ash,min (cm²)	6,25				Ash,min (cm²)	7,5			
Asv,min (cm²)	6,25				Asv,min (cm²)	7,5			

Tabela 52 – Dimensionamento para esforços do pilar P16 – Combinação 3

Pilar de canto - P16 - Flexão composta oblíqua

Em X	
Nd (kN)	6770,76
Mx(kNm)	67,56
Vx (kN)	36,96
h (m)	0,7
b (m)	1
Materiais	
fck pilar (MPa)	40
fcd pilar (MPa)	28,57142857
fck cálice (MPa)	25
fcd cálice (MPa)	17,85714286
fyk (MPa)	500
fyd (MPa)	434,7826087
Considerações iniciais	
Cobrimento nominal da	face externa 30
	face interna 30
Espaço para preenchimento (mm)	50
Concreto de enchimento (MPa)	40
Comprimento mínimo de embutimento	
Interface	Comprimento
Lisa e rugosa (m)	1,05
Espessura do colarinho	
h int (cm)	0,8
b int (cm)	1,1
hc (cm)	0,2
hc,adotado (cm)	0,25
h ext (cm)	1,3
b ext (cm)	1,6
Embutimento no pilar (cm)	0,105
lc (cm)	0,945
Cálculo das armaduras e verificações	
Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades
enb	0
μ	0
y' (cm)	0,175
Hsup,f (kN)	142,7142857
Hinf (kN)	105,7542857
Nbf (kN)	6770,763
Ashp (cm²)	1,641214286
Verificação consolo curto	
tg β	1,272727273
β (rad)	0,904827089
β (°)	51,84277341
R (kN)	115,4979826
hbie/2	0,153332076
hbie	0,306664152
σcd (MPa)	1,506507778
0,85fcd (MPa)	15,17857143
Fvd (kN)	73,4987162
Asvp (cm²)	1,690470473
Ashs (cm²)	0,820607143
Asvs (cm²)	0,845235236
Ash,min (cm²)	6,25
Asv,min (cm²)	6,25

Em y	
Nd (kN)	6770,76
My (kNm)	460,8
Vy (kN)	156,12
h (m)	1
b (m)	0,7
Materiais	
fck pilar (MPa)	40
fcd pilar (MPa)	28,57142857
fck cálice (MPa)	25
fcd cálice (MPa)	17,85714286
fyk (MPa)	500
fyd (MPa)	434,7826087
Considerações iniciais	
Cobrimento nominal da	face externa 30
	face interna 30
Espaço para preenchimento (mm)	50
Concreto de enchimento (MPa)	40
Comprimento mínimo de embutimento	
Interface	Comprimento
Lisa e rugosa (m)	1,5
Espessura do colarinho	
b int (cm)	0,8
h int (cm)	1,1
hc (cm)	0,275
hc,adotado (cm)	0,3
b ext (cm)	1,4
h ext (cm)	1,7
Embutimento no pilar (cm)	0,15
lc (cm)	1,35
Cálculo das armaduras e verificações	
Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades
enb	0
μ	0
y' (cm)	0,25
Hsup,f (kN)	655,95
Hinf (kN)	499,83
Nbf (kN)	6770,763
Ashp (cm²)	7,543425
Verificação consolo curto	
tg β	0,849420849
β (rad)	0,704157741
β (°)	40,34526669
R (kN)	430,3246703
hbie/2	0,165084992
hbie	0,330169984
σcd (MPa)	4,344475986
0,85fcd (MPa)	15,17857143
Fvd (kN)	182,7633735
Asvp (cm²)	4,20355759
Ashs (cm²)	3,7717125
Asvs (cm²)	2,101778795
Ash,min (cm²)	7,5
Asv,min (cm²)	7,5

Tabela 53 – Dimensionamento para esforços do pilar P6/P14 – Combinação 4

Pilar de extremidade - P6 E P14 - Flexão composta normal									
Em X								Em y	
Nd (kN)								Nd (kN)	8331,84
Mx (kNm)								My (kNm)	464,64
Vx (kN)								Vy (kN)	90,84
h (m)	0,7							h (m)	1
b (m)	1							b (m)	0,7
Materiais					Materiais				
fck pilar (MPa)	40				fcd pilar (MPa)	28,57142857		fck pilar (MPa)	40
fcd cálice (MPa)	25				fcd cálice (MPa)	17,85714286		fcd cálice (MPa)	25
fyk (MPa)	500				fyd (MPa)	434,7826087		fyk (MPa)	500
Considerações iniciais					Considerações iniciais				
Cobrimento nominal da	face externa	30			Cobrimento nominal da	face externa	30		
	face interna	30				face interna	30		
Espaço para preenchimento (mm)	50				Espaço para preenchimento (mm)	50			
Concreto de enchimento (MPa)	40				Concreto de enchimento (MPa)	40			
Comprimento mínimo de embutimento					Comprimento mínimo de embutimento				
Interface	Comprimento				Interface	Comprimento			
Lisa e rugosa (m)					Lisa e rugosa (m)	1,5			
Espessura do colarinho					Espessura do colarinho				
h int (cm)	0,8				b int (cm)	0,8			
b int (cm)	1,1				h int (cm)	1,1			
hc (cm)	0,2				hc (cm)	0,275			
hc,adotado (cm)	0,25				hc,adotado (cm)	0,3			
h ext (cm)	1,3				b ext (cm)	1,4			
b ext (cm)	1,6				h ext (cm)	1,7			
Embutimento no pilar (cm)	0				Embutimento no pilar (cm)	0,15			
lc (cm)	0				lc (cm)	1,35			
Cálculo das armaduras e verificações					Cálculo das armaduras e verificações				
Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades				Item 7.7.3.3	Pequenas excentricidades			
enb	0				enb	0			
μ	0			Cálce de parede lisa	μ	0			Cálce de parede lisa
y' (cm)	0				y' (cm)	0,25			
Hsup,f (kN)					Hsup,f (kN)	578,19			
Hinf (kN)	0				Hinf (kN)	487,35			
Nbf (kN)	0				Nbf (kN)	8331,843			
Ashp (cm ²)	0				Ashp (cm ²)	6,649185			
Verificação consolo curto					Verificação consolo curto				
tg β	0				tg β	0,849420849			
β (rad)	0				β (rad)	0,704157741			
β (°)	0				β (°)	40,34526669			
R (kN)	0				R (kN)	379,3115651			
hbie/2	0				hbie/2	0,165084992			
hbie	0				hbie	0,330169984			
σ_{cd} (MPa)					σ_{cd} (MPa)	3,829457383			
0,85fcd (MPa)	15,17857143			Ok	0,85fcd (MPa)	15,17857143			Ok
Fvd (kN)	0				Fvd (kN)	161,0975759			
Asvp (cm ²)	0				Asvp (cm ²)	3,705244245			
Ashs (cm ²)	0				Ashs (cm ²)	3,3245925			
Asvs (cm ²)	0				Asvs (cm ²)	1,852622123			
Ash,min (cm ²)	6,25				Ash,min (cm ²)	7,5			
Asv,min (cm ²)	6,25				Asv,min (cm ²)	7,5			

Tabela 54 – Dimensionamento para esforços do pilar P16 – Combinação 4

Pilar de canto - P16 - Flexão composta oblíqua							
Em X		Em y					
Nd (kN)	6629,04	Nd (kN)	6629,04				
Mx (kNm)	64,08	My (kNm)	698,04				
Vx (kN)	35,04	Vy (kN)	222				
h (m)		h (m)					
b (m)		b (m)					
Materiais							
fck pilar (MPa)		40	fcd pilar (MPa)		28,57142857		
fck cálice (MPa)		25	fcd cálice (MPa)		17,85714286		
fyk (MPa)		500	fyd (MPa)		434,7826087		
Considerações iniciais							
Cobrimento nominal da		face externa	30	Cobrimento nominal da		face externa	30
		face interna	30			face interna	30
Espaço para preenchimento (mm)		50					
Concreto de enchimento (MPa)		40					
Comprimento mínimo de embutimento							
Interface		Comprimento					
Lisa e rugosa (m)		1,05					
Espessura do colarinho							
h int (cm)		0,8					
b int (cm)		1,1					
hc (cm)		0,2					
hc,adotado (cm)		0,25					
h ext (cm)		1,3					
b ext (cm)		1,6					
Embutimento no pilar (cm)		0,105					
lc (cm)		0,945					
Cálculo das armaduras e verificações							
Item 7.7.3.3		Pequenas excentricidades					
enb		0					
μ		0					
y' (cm)		0,175					
Hsup,f (kN)		135,3428571					
Hinf (kN)		100,3028571					
Nbf (kN)		6629,043					
Ashp (cm²)		1,556442857					
Verificação consolo curto							
tg β		1,272727273					
β (rad)		0,904827089					
β (°)		51,84277341					
R (kN)		109,532321					
hbie/2		0,153332076					
hbie		0,306664152					
ocd (MPa)		1,428694163					
0,85fcd (MPa)		15,17857143					
Fvd (kN)		69,70238612					
Asvp (cm²)		1,603154881					
Ashs (cm²)		0,778221429					
Asvs (cm²)		0,80157744					
Ash,min (cm²)		6,25					
Asv,min (cm²)		6,25					

Pilar de canto - P16 - Flexão composta oblíqua							
Em y		Em x					
Nd (kN)	6629,04	Nd (kN)	6629,04				
My (kNm)	698,04	Mx (kNm)	64,08				
Vy (kN)	222	Vx (kN)	35,04				
h (m)		h (m)					
b (m)		b (m)					
Materiais							
fck pilar (MPa)		40	fcd pilar (MPa)		28,57142857		
fck cálice (MPa)		25	fcd cálice (MPa)		17,85714286		
fyk (MPa)		500	fyd (MPa)		434,7826087		
Considerações iniciais							
Cobrimento nominal da		face externa	30	Cobrimento nominal da		face externa	30
		face interna	30			face interna	30
Espaço para preenchimento (mm)		50					
Concreto de enchimento (MPa)		40					
Comprimento mínimo de embutimento							
Interface		Comprimento					
Lisa e rugosa (m)		1,5					
Espessura do colarinho							
b int (cm)		0,8					
h int (cm)		1,1					
hc (cm)		0,275					
hc,adotado (cm)		0,3					
b ext (cm)		1,4					
h ext (cm)		1,7					
Embutimento no pilar (cm)		0,15					
lc (cm)		1,35					
Cálculo das armaduras e verificações							
Item 7.7.3.3		Pequenas excentricidades					
enb		0					
μ		0					
y' (cm)		0,25					
Hsup,f (kN)		975,54					
Hinf (kN)		753,54					
Nbf (kN)		6629,043					
Ashp (cm²)		11,21871					
Verificação consolo curto							
tg β		0,849420849					
β (rad)		0,704157741					
β (°)		40,34526669					
R (kN)		639,9861709					
hbie/2		0,165084992					
hbie		0,330169984					
ocd (MPa)		6,461178601					
0,85fcd (MPa)		15,17857143					
Fvd (kN)		271,8087985					
Asvp (cm²)		6,251602365					
Ashs (cm²)		5,609355					
Asvs (cm²)		3,125801182					
Ash,min (cm²)		7,5					
Asv,min (cm²)		7,5					

APÊNDICE H – DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Tabela 55 – Dimensionamento para os esforços do pilar P6/P14 – Combinação 3

Pilar de extremidade - P6 E P14						
Esforços						
Nd (kN)	7535,90					
Mx (kNm)	0					
My (kNm)	235,4					
Propriedades						
fck pilar (MPa)	40	fcd pilar (MPa)	28,57142857			
fck bloco (MPa)	25	fcd bloco (MPa)	17,85714286			
fyk (MPa)	500	fyd (MPa)	434,7826087			
Dimensões do bloco e das estacas						
Diâmetro da estaca (cm)	50	e (cm)	125			
Distância entre estacas (cm)	125	estaca mais distante x (cm)	125			
Distância da estaca a face do bloco (cm)	50	estaca mais distante y (cm)	108,2531755			
Lado do bloco (cm)	182,735	ap fictício (cm)	83,66600265			
Reações nas estacas (kN)						
Estaca	Devido a N	Devido a Mx	Devido a My	Ni	Rnom	Rmáx
1	1318,782938	0	54,36330135	1373,146239	1300	1600
2	1318,782938	0	54,36330135	1373,146239	1300	1600
3	1318,782938	0	0	1318,782938	1300	1600
4	1318,782938	0	0	1318,782938	1300	1600
5	1318,782938	0	-54,36330135	1264,419636	1300	1600
6	1318,782938	0	-54,36330135	1264,419636	1300	1600
Força normal sobre o bloco						
Nd (kN)	8238,877433					
Altura do bloco						
α (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
45	104,0834993	8,862269255	113			
55	148,8394041	8,862269255	158			
α adotado inicial (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
50	126,4614517	8,862269255	136			
Bloco rígido	Bloco rígido					
d adotado (cm)	126,4614517					
h adotado (cm)	150					
Verificação das bielas						
Não é necessário verificar a tensão nas bielas						
Armadura principal						
Rs (kN)	1130,161513					
Rs' (kN)	1130,161513					
Armadura Paralela aos Lados e em Malha						
As,lado (cm²)	25,99371481					
As,malha (cm²) (cm²)	5,198742962					
As,superior (cm²)	31,19245777					
As,lat (cm²)	15					

Tabela 56 – Dimensionamento para os esforços do pilar P16 – Combinação 3

Pilar de canto - P16						
Esforços						
Nd (kN)	5642,30					
Mx (kNm)	56,3					
My (kNm)	384					
Propriedades						
fck pilar (MPa)	40	fcd pilar (MPa)	28,57142857			
fck bloco (MPa)	25	fcd bloco (MPa)	17,85714286			
fyk (MPa)	500	fyd (MPa)	434,7826087			
Dimensões do bloco e das estacas						
Diâmetro da estaca (cm)	50	e	125			
Distância entre estacas (cm)	125	estaca mais distante x (cm)	125			
Distância da estaca a face do bloco (cm)	50	estaca mais distante y (cm)	108,2531755			
Lado do bloco (cm)	182,735	ap fictício (cm)	83,66600265			
Reações nas estacas (kN)						
Estaca	Devido a N	Devido a Mx	Devido a My	Rt	Rnom	Rmáx
1	987,4029375	-7,506666667	88,68100135	1068,577272	1300	1600
2	987,4029375	7,506666667	88,68100135	1083,590606	1300	1600
3	987,4029375	-15,01333333	0	972,3896042	1300	1600
4	987,4029375	15,01333333	0	1002,416271	1300	1600
5	987,4029375	-7,506666667	-88,68100135	891,2152695	1300	1600
6	987,4029375	7,506666667	-88,68100135	906,2286028	1300	1600
Força normal sobre o bloco						
Nd (kN)	6501,543633					
Altura do bloco						
α (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
45	104,0834993	8,862269255	113			
55	148,8394041	8,862269255	158			
α adotado inicial (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
50	126,4614517	8,862269255	136			
Bloco rígido	Bloco rígido					
d adotado (cm)	126,4614517					
h adotado (cm)	150					
Verificação das bielas						
Não é necessário verificar a tensão nas bielas						
Armadura principal						
Rs (kN)	891,8441198					
Rs' (kN)	891,8441198					
Armadura Paralela aos Lados e em Malha						
As,lado (cm²)	20,51241475					
As,malha (cm²) (cm²)	4,102482951					
As,superior (cm²)	24,61489771					
As,lat (cm²)	15					

Tabela 57 – Dimensionamento para os esforços do pilar P6/P14 – Combinação 4

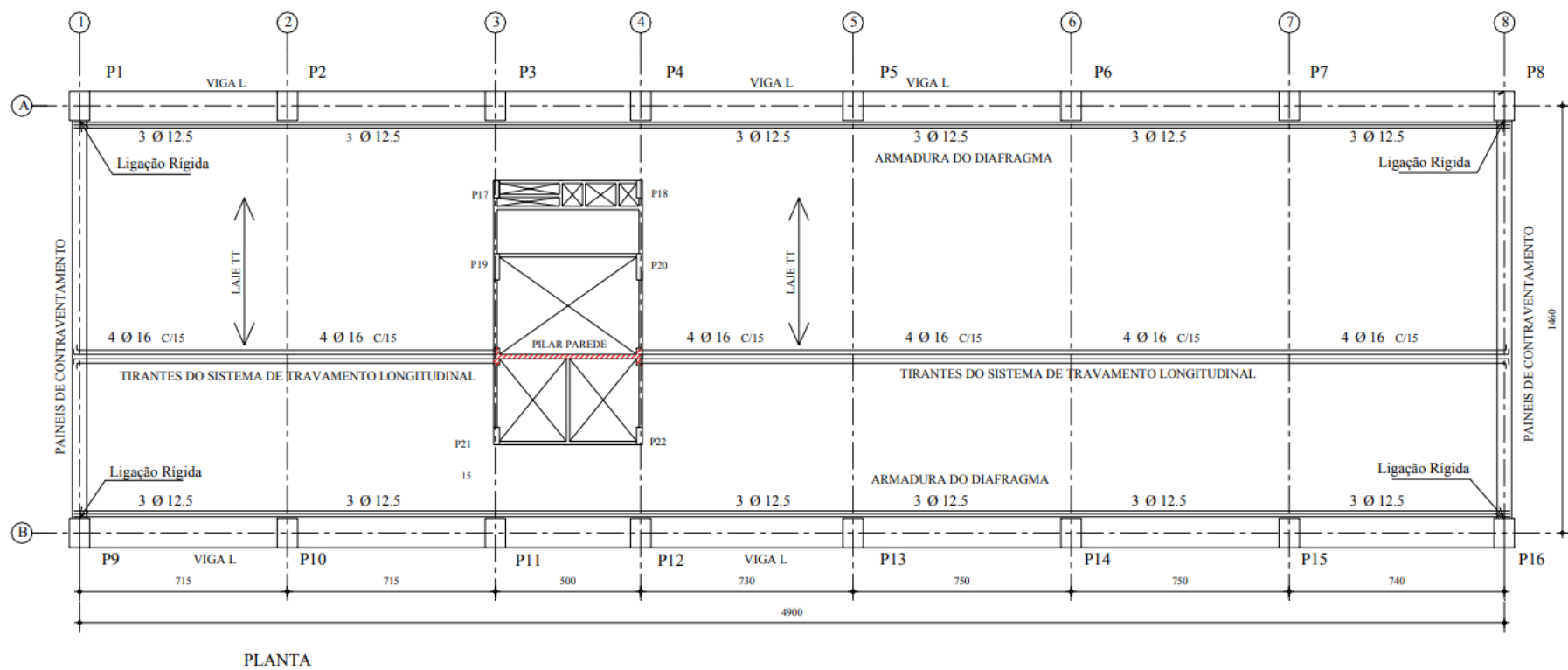
Pilar de extremidade - P6 E P14						
Esforços						
Nd (kN)	6943,20					
Mx (kNm)	0					
My (kNm)	387,2					
Propriedades						
fck pilar (MPa)	40	fcd pilar (MPa)	28,57142857			
fck bloco (MPa)	25	fcd bloco (MPa)	17,85714286			
fyk (MPa)	500	fyd (MPa)	434,7826087			
Dimensões do bloco e das estacas						
Diâmetro da estaca (cm)	50	e	125			
Distância entre estacas (cm)	125	estaca mais distante x (cm)	125			
Distância da estaca a face do bloco (cm)	50	estaca mais distante y (cm)	108,2531755			
Lado do bloco (cm)	182,735	ap fictício (cm)	83,66600265			
Reações nas estacas (kN)						
Estaca	Devido a N	Devido a Mx	Devido a My	Rt	Rnom	Rmáx
1	1215,060438	0	89,42000969	1304,480447	1300	1600
2	1215,060438	0	89,42000969	1304,480447	1300	1600
3	1215,060438	0	0	1215,060438	1300	1600
4	1215,060438	0	0	1215,060438	1300	1600
5	1215,060438	0	-89,42000969	1125,640428	1300	1600
6	1215,060438	0	-89,42000969	1125,640428	1300	1600
Força normal sobre o bloco						
Nd (kN)	7826,882683					
Altura do bloco						
α (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
45	104,0834993	8,862269255	113			
55	148,8394041	8,862269255	158			
α adotado inicial (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
50	126,4614517	8,862269255	136			
Bloco rígido	Bloco rígido					
d adotado (cm)	126,4614517					
h adotado (cm)	150					
Verificação das bielas						
Não é necessário verificar a tensão nas bielas						
Armadura principal						
Rs (kN)	1073,646459					
Rs' (kN)	1073,646459					
Armadura Paralela aos Lados e em Malha						
As,lado (cm²)	24,69386855					
As,malha (cm²) (cm²)	4,93877371					
As,superior (cm²)	29,63264226					
As,lat (cm²)	15					

Tabela 58 – Dimensionamento para os esforços do pilar P16 – Combinação 4

Pilar de canto - P16						
Esforços						
Nd (kN)	5524,20					
Mx (kNm)	53,4					
My (kNm)	581,7					
Propriedades						
fck pilar (MPa)	40	fcd pilar (MPa)	28,57142857			
fck bloco (MPa)	25	fcd bloco (MPa)	17,85714286			
fyk (MPa)	500	fyd (MPa)	434,7826087			
Dimensões do bloco e das estacas						
Diâmetro da estaca (cm)	50	e	125			
Distância entre estacas (cm)	125	estaca mais distante x (cm)	125			
Distância da estaca a face do bloco (cm)	50	estaca mais distante y (cm)	108,2531755			
Lado do bloco (cm)	182,735	ap fictício (cm)	83,66600265			
Reações nas estacas (kN)						
Estaca	Devido a N	Devido a Mx	Devido a My	Rt	Rnom	Rmáx
1	966,7354375	-7,12	134,3378606	1093,953298	1300	1600
2	966,7354375	7,12	134,3378606	1108,193298	1300	1600
3	966,7354375	-14,24	0	952,4954375	1300	1600
4	966,7354375	14,24	0	980,9754375	1300	1600
5	966,7354375	-7,12	-134,3378606	825,2775769	1300	1600
6	966,7354375	7,12	-134,3378606	839,5175769	1300	1600
Força normal sobre o bloco						
Nd (kN)	6649,159789					
Altura do bloco						
α (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
45	104,0834993	8,862269255	113			
55	148,8394041	8,862269255	158			
α adotado inicial (°)	d (cm)	d' (cm)	h (cm)			
50	126,4614517	8,862269255	136			
Bloco rígido	Bloco rígido					
d adotado (cm)	126,4614517					
h adotado (cm)	150					
Verificação das bielas						
Não é necessário verificar a tensão nas bielas						
Armadura principal						
Rs (kN)	912,0932495					
Rs' (kN)	912,0932495					
Armadura Paralela aos Lados e em Malha						
As,lado (cm²)	20,97814474					
As,malha (cm²) (cm²)	4,195628948					
As,superior (cm²)	25,17377369					
As,lat (cm²)	15					

ANEXO A – PLANTA BAIXA DO PAVIMENTO TIPO

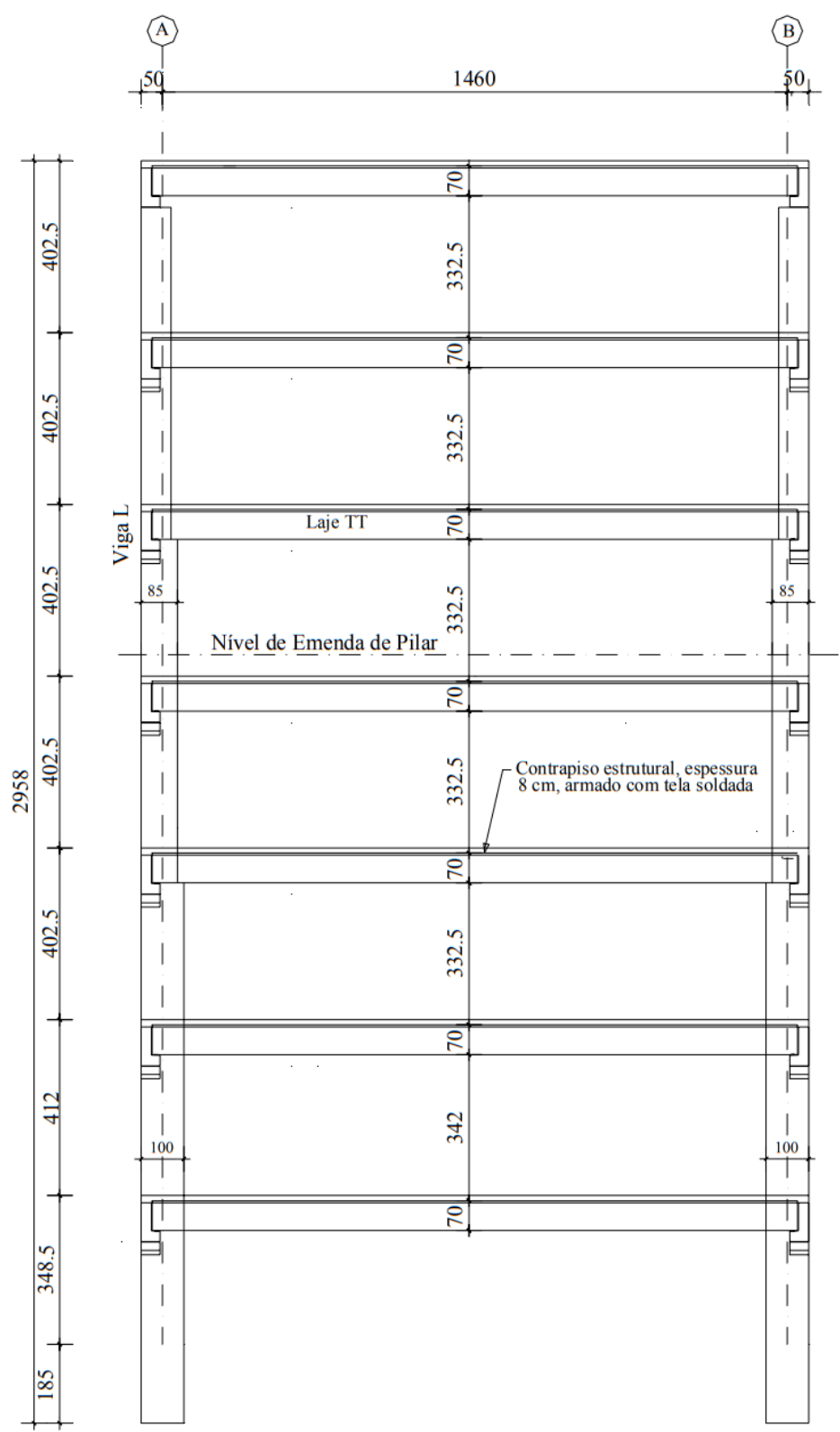
Figura 55 – Planta baixa do pavimento tipo



Fonte: Mota (2005).

ANEXO B – CORTE TRANSVERSAL DO EDIFÍCIO

Figura 56 – Corte transversal do edifício



Fonte: Mota (2005).