UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA

Luiz Fernando Honorato Teodoro

A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL DE EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Uberlândia, MG
2018

Luiz Fernando Honorato Teodoro

A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenheira Civil.

Orientador: Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni

Uberlândia, MG
2018

Luiz Fernando Honorato Teodoro

A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

Trabalho de Conclusão de Curso apresentado à Faculdade de Engenharia Civil (FECIV), da Universidade Federal de Uberlândia, como requisito parcial para a obtenção do título de Bacharel em Engenheira Civil.

Aprovado em 18 de julho de 2018:

_____

Prof. Dr. Arquimedes Diógenes Ciloni (UFU)
(Presidente/Orientador)

_____

Prof. Dr. Joaquim Mario Caleiro Acerbi (UFU)

_____

Engenheira Ma. Maria Regina Ayres de Lima

Uberlândia, MG
2018

A meus pais Nair e José Divino e meus irmãos.

Meu orientador Arquimedes.

A engenheira Maria Regina.

Meus professores e amigos, dedico.

RESUMO

A INFLUÊNCIA DAS AÇÕES HORIZONTAIS NA ANÁLISE DA ESTABILIDADE GLOBAL EM EDIFÍCIOS EM CONCRETO ARMADO

AUTOR: Luiz Fernando Honorato Teodoro
ORIENTADOR: Arquimedes Diógenes Ciloni

Com o crescimento dos grandes centros urbanos e os avanços tecnológicos na construção civil, surge a necessidade de se construir edificações cada vez mais altas, para atender à demanda da população concentrada em pequenas áreas. Nestas edificações, as ações horizontais se tornam mais relevantes no projeto estrutural. Estas ações influem na estabilidade global da estrutura, podendo causar acréscimos nos esforços da mesma, os quais se não forem previstos podem comprometer a sua segurança. Desta forma a consideração adequada de todas as ações solicitantes em um edifício se torna imprescindível. O objetivo do presente trabalho é estudar e analisar os efeitos das ações horizontais (vento e desaprumo) na estabilidade global de uma edificação em concreto armado. O desenvolvimento deste trabalho, com o auxílio dos sistemas CAD/TQS®, se deu em três etapas que são: desenvolvimento do projeto da superestrutura de um edifício em concreto armado; desenvolvimento do projeto de sua infraestrutura e dos elementos de ligação; integração da infraestrutura à superestrutura; e análise dos coeficientes de estabilidade global. Verificou-se para o edifício estudado a obrigatoriedade da consideração dos esforços globais de segunda ordem, pois o coeficiente *FAVt* ultrapassou o valor limite de 1,10, classificando a estrutura em nós móveis.

Palavras-chave: Concreto Armado. Estabilidade Global. Não linear.

ABSTRACT

THE INFLUENCE OF HORIZONTAL ACTIONS IN THE ANALYSIS OF GLOBAL STABILITY IN BUILDINGS IN REINFORCED CONCRETE

AUTHOR: Luiz Fernando Honorato Teodoro
SUPERVISOR: Arquimedes Diógenes Ciloni

With the growth of large urban centers and technological advances in civil construction, the need arises to build ever higher buildings, to meet the demand of the population concentrated in small areas. In these buildings, the horizontal actions become more relevant on the structural project. These actions influence the building's global stability, which may cause increase in the shear forces, which, if not foreseen, may compromise the structure security. In this way take into account all structural strain in a building becomes essential. The objective of the study is analyze the horizontal actions effects on the global stability of reinforced concrete building. The development of this work, with the aid of CAD/TQS® systems, was organized in three phases: the superstructure project of a building in reinforced concrete; development of infrastructure project and connection elements; integration of the infrastructure to the superstructure; and analysis of global stability coefficients. It was verified the obligation requirement of the second order effects because the coefficient *FAVt* exceeded the limit value of 1.10, classifying a structure in mobile nodes.

Key Words: Reinforced Concrete. Global Stability. Nonlinearity.

LISTA DE ILUSTRAÇÕES

Figura 1 – Diagrama linear tensão-deformação do concreto 14
Figura 2 – Diagrama não linear tensão-deformação do concreto 15
Figura 3 – Relação momento-curvatura..... 16
Figura 4 – Efeitos de segunda ordem..... 17
Figura 5 – Efeito de segunda ordem global 18
Figura 6 – Deslocamento horizontal devido às ações verticais 21
Figura 7 – Cobrimentos 26
Figura 8 – Parâmetros de vento e coeficientes de arrasto..... 27
Figura 9 – Visualizador tridimensional do edifício 30
Figura 10 – Ângulo da biela comprimida 34
Figura 11 – Considerações do modelo estrutural..... 37

LISTA DE TABELAS

Tabela 1 – Ações acidentais 12
Tabela 2 – Pavimentos 26
Tabela 3 – Pressões de vento 28
Tabela 4 – Ações de sobrecarga estimadas e alfanuméricas 29
Tabela 5 – Índices de resistência à penetração do solo 31
Tabela 6 – Cargas admissíveis pelo método de Aoki-Velloso 33
Tabela 7 – Modelos para determinação do intervalo das alturas úteis para os blocos rígidos 35
Tabela 8 – Parâmetros de instabilidade do edifício considerando só a superestrutura 38
Tabela 9 – Parâmetros de instabilidade do edifício completo 39

SUMÁRIO

1 INTRODUÇÃO 10

2 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA 12

2.1 Ações verticais 12

2.1.1 Ação permanente 12

2.1.2 Ação acidental 12

2.2 Ações horizontais 13

3 ANÁLISE NÃO LINEAR 14

3.1 Não linearidade física 14

3.2 Não linearidade geométrica 16

4 ESTABILIDADE GLOBAL 17

4.1 Parâmetro de instabilidade α 19

4.2 Coeficiente γZ 19

4.3 Coeficiente FAVt 20

5 SISTEMAS CAD/TQS® 22

6 DESENVOLVIMENTO 24

6.1 Superestrutura do edifício 24

6.1.1 Configuração estrutural preliminar 24

6.1.2 Definição dos dados do edifício 25

6.1.3 Lançamento da estrutura no programa 28

6.1.4 Processamento e validação do edifício 30

6.2 Infraestrutura do edifício 31

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES 38

8 CONCLUSÃO 40

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA 42

APÊNDICE A – ESTIMATIVA DAS SOBRECARGAS DE ALVENARIA E DO RESERVATÓRIO SUPERIOR 43

APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL DAS ESTACAS 47

APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE ESTACAS 49

APÊNDICE D – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS 51

APÊNDICE E – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA INFRAESTRUTURA 53

ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO 56

ANEXO B – COMBINACÕES DE AÇÕES DO CAD/TQS® 61

ANEXO C – PLANTAS DE FORMAS E EIXOS DE LOCAÇÃO DE PILARES 66

ANEXO D – REAÇÕES DE APOIO 75

ANEXO E – RELATÓRIO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO 77

ANEXO F – PLANTA DE FORMA DA FUNDAÇÃO COM A INFRAESTRUTURA . 78

ANEXO G – DETALHAMENTO DO CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL E DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (RELATÓRIO DO CAD/TQS®) 79

1 INTRODUÇÃO

Com o crescimento dos grandes centros urbanos e os avanços tecnológicos na construção civil, surge a necessidade de se construir edificações cada vez mais altas, para atender à demanda da população concentrada em pequenas áreas. Nestas edificações, as ações dinâmicas se tornam mais importantes no projeto.

Para atender os requisitos de qualidade da estrutura, como a sua capacidade resistente, o seu desempenho em serviço e a sua durabilidade, entre outros, é imprescindível a análise da estabilidade global da estrutura, pois sua verificação confere segurança à mesma. Para isto é necessário considerar, além das ações verticais, as diversas ações horizontais, quando existentes, que solicitam a estrutura, como o vento, o desaprumo e os abalos sísmicos.

O objetivo do presente trabalho é estudar e analisar os efeitos das ações horizontais (vento e desaprumo) na estabilidade global de uma edificação em concreto armado.

Para uma boa análise da estabilidade global de uma edificação, além de uma adequada consideração das ações, deve-se considerar o comportamento não linear da estrutura. As estruturas, independente dos seus materiais constituintes, se deformam, sob solicitação, alterando a posição de seus nós, conferindo às mesmas uma não linearidade geométrica (NLG). A estrutura em estudo é em concreto armado, em consequência, não possui linearidade física (NLF). Assim, para uma simulação mais próxima da realidade da estrutura construída, deve-se prever estas não linearidades nas análises.

No desenvolvimento de um projeto estrutural, as estruturas podem ser consideradas de nós fixos e nós móveis. As estruturas de nós fixos, quando solicitadas por essas ações, possuem pequenos deslocamentos horizontais dos nós e, por consequência, os efeitos globais de segunda ordem podem ser desprezados. Já as estruturas de nós móveis, quando solicitadas, os deslocamentos horizontais são significativos e, consequentemente, os efeitos globais de segunda ordem são importantes e devem obrigatoriamente ser considerados.

A ABNT NBR 6118:2014 prevê dois parâmetros para a classificação das estruturas quanto à deslocabilidade de seus nós que são o parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z, sendo

que o último também estima os efeitos de segunda ordem. Existe também o coeficiente *FAVt*, exclusivo do Sistema CAD/TQS® que também estima esses efeitos.

O desenvolvimento deste trabalho se deu em quatro etapas: desenvolvimento do projeto da superestrutura do edifício escolhido; desenvolvimento do projeto de sua infraestrutura e dos elementos de ligação; integração da infraestrutura à superestrutura a fim de se obter uma simulação mais próxima da situação real; e análise dos parâmetros de estabilidade global. O desenvolvimento do projeto estrutural e as análises foram possíveis com o auxílio dos sistemas CAD/TQS®.

2 AÇÕES ATUANTES NA ESTRUTURA

As estruturas convencionais em concreto armado são solicitadas por ações verticais e horizontais. As ações verticais se dividem em ação permanente e acidental. Já as ações horizontais são aquelas devido ao vento, ao desaprumo global e aos abalos sísmicos.

2.1 Ações verticais

A ABNT NBR 6120:1980 fornece valores de peso específico dos materiais de construção, essenciais para o cálculo do peso próprio e da sobrecarga, e também os valores das ações acidentais que devem ser consideradas nos projetos de edificação.

2.1.1 Ação permanente

Nas ações permanentes se considera o peso próprio de todos os elementos da estrutura, como, pilares, vigas, lajes, escadas e blocos. Mas também as sobrecargas oriundas do acabamento do edifício, das alvenarias, do reservatório e da cobertura adotada. Existem outros tipos de ações permanentes, porém para o presente trabalho não foi necessário considerá-las.

2.1.2 Ação acidental

As ações acidentais que se consideram atuando nos pisos de edificações, são provenientes do peso das pessoas, dos móveis, dos utensílios e dos veículos e, são uniformemente distribuídas superficialmente, com os valores mínimos indicados na Tabela 1, na qual apresentou-se somente as cargas utilizadas no edifício deste trabalho (ABNT NBR 6120, 1980).

Tabela 1 – Ações acidentais

Ocupação	***Carga*** $(\boldsymbol{kN/m^2})$
Forro (sem acesso a pessoas)	0,5
Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro	1,5
Despensa, área de serviço e lavanderia	2,0
Escadas (com acesso ao público)	3,0
Corredores (com acesso ao público)	3,0

Fonte: Adaptação da ABNT NBR 6120:1980 (2018).

2.2 Ações horizontais

As ações horizontais que solicitam uma edificação podem ser oriundas do vento, das imperfeições geométricas globais e dos abalos sísmicos.

No Brasil, a consideração das ações do vento sobre a estrutura, segue as prescrições da norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. A pressão do vento é determinada a partir dos coeficientes de arrasto, da área de projeção do edifício e dos parâmetros de vento. Estes parâmetros são: velocidade básica que é determinada a partir de uma isopleta do território brasileiro, contida nesta norma; fator de terreno; categoria de rugosidade do terreno; classe da edificação; e fator estatístico.

Segundo Moncayo (2011), toda edificação em concreto armado está sujeita a imperfeições que podem ser, entre outras: na posição e na forma dos eixos dos elementos estruturais; na forma e nas dimensões da seção transversal; e na distribuição da armadura. Algumas dessas imperfeições são previstas pelos coeficientes de segurança, porém a do eixo dos elementos não.

Desta forma a ABNT NBR 6118:2014 exige que na análise global das estruturas reticuladas, se considera um desaprumo dos elementos verticais. Ainda, segundo esta norma a consideração das ações de vento e desaprumo deve seguir as seguintes possibilidades:

- Quando 30 % da ação do vento for maior que a ação do desaprumo, considera-se somente a ação do vento;
- Quando a ação do vento for inferior a 30 % da ação do desaprumo, considera-se somente o desaprumo respeitando a consideração de $\theta_{1mín}$, conforme definido acima;
- Nos demais casos, combina-se a ação do vento e desaprumo, sem necessidade da consideração do $\theta_{1mín}$. Nessa combinação, admite-se considerar ambas as ações atuando na mesma direção e sentido como equivalentes a uma ação do vento, portanto como carga variável, artificialmente amplificada para cobrir a superposição.

3 ANÁLISE NÃO LINEAR

As estruturas em geral possuem comportamento não linear, à medida que as ações solicitantes são consideradas. Esta não linearidade é dividida em três tipos: não linearidade física (NLF), não linearidade geométrica (NLG) e não linearidade de contato (NLC) (MONCAYO, 2011).

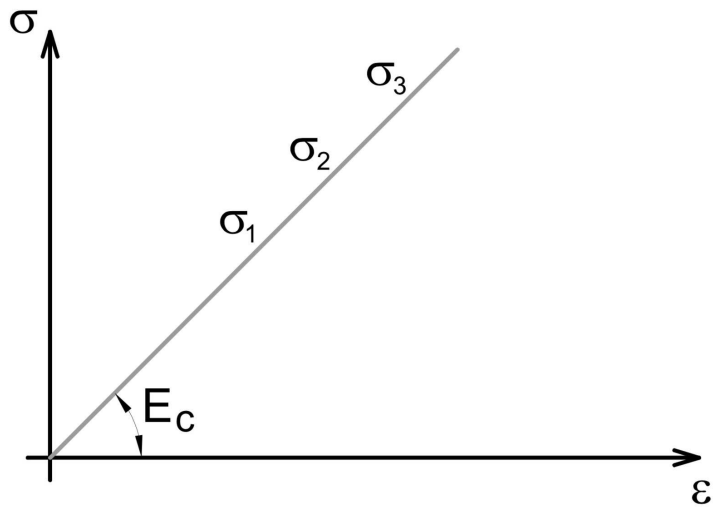
Segundo Proença (2010, apud MONCAYO, 2011), em estruturas em concreto armado moldadas no local, consideram-se somente as não linearidades física e geométrica, dispensando assim a consideração da não linearidade de contato. Nestas estruturas, a não linearidade de contato não é comum, pois se trata de alterações nas condições de contorno dos elementos estruturais durante o processo de deformação da estrutura, ou seja, vínculos podem surgir ou desaparecer durante tal processo.

A edificação analisada no presente trabalho se trata de estrutura em concreto armado moldado no local, desta forma, considerou-se somente as não linearidades física e geométrica.

3.1 Não linearidade física

A não linearidade física está diretamente ligada ao comportamento do material. Para o concreto estrutural os efeitos que conferem esta não linearidade são – a fissuração, a fluência e o escoamento da armadura (PINTO, 2010 apud MONCAYO, 2011).

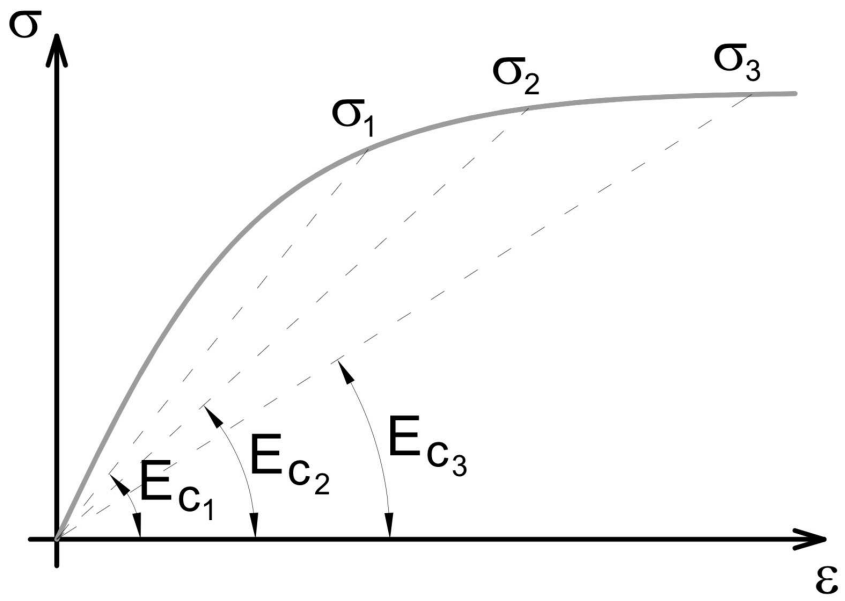
Figura 1 – Diagrama linear tensão-deformação do concreto



Fonte: Moncayo (2011).

Nas Figuras 1 e 2 tem-se os diagramas que relacionam as tensões (σ_i) com as deformações do concreto (ε_i) e o módulo de elasticidade (E_{C_i}). A Figura 1 apresenta um gráfico com uma reta ilustrando que a variação da tensão no concreto é proporcional à sua deformação, desta forma, o módulo de elasticidade permanece constante. Já na Figura 2 a curva mostra que à medida que a tensão cresce no material a deformação cresce com maior velocidade, desde modo, o módulo de elasticidade é decrescente com os acréscimos de tensão, configurando a não linearidade física.

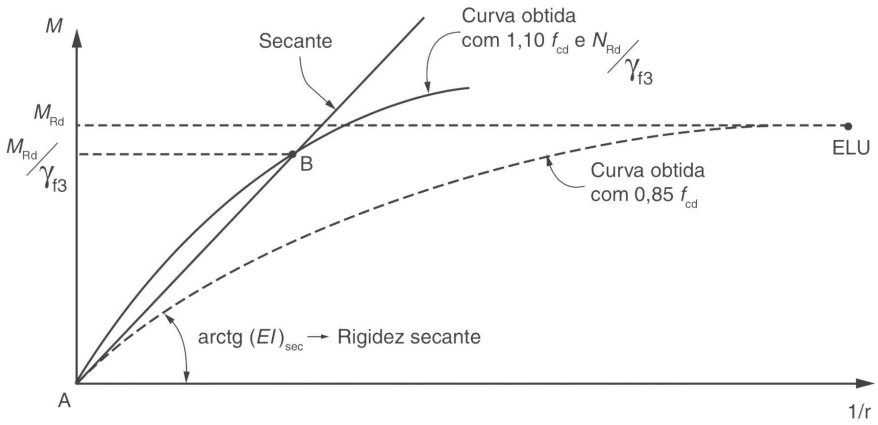
Figura 2 – Diagrama não linear tensão-deformação do concreto



Fonte: Moncayo (2011).

Segundo a ABNT NBR 6118:2014, no item 15.3.1, a consideração do principal efeito da não linearidade física, geralmente é feita através da construção do gráfico relação momento-curvatura, vide Figura 3, para cada seção, com armadura suposta conhecida, e para o valor da força normal atuante. Através dessa relação é possível obter diretamente a rigidez (EI), parâmetro necessário para a análise não linear da estrutura. O uso desta relação é obrigatório em alguns casos, como por exemplo na análise dos efeitos locais de segunda ordem de um pilar com índice de esbeltez superior a 140, no entanto em algumas situações, pela menor complexidade, se permite que se faça uma análise linear com os devidos ajustes para considerar a não linearidade física do concreto pois a construção desses diagramas é trabalhosa.

Figura 3 – Relação momento-curvatura



Fonte: NBR 6118 (ABNT, 2014).

De acordo com a ABNT NBR 6118:2014 na análise global de um edifício, pode-se considerar um valor constante para a rigidez (EI) desde que utilize um coeficiente redutor, o qual estima de forma aproximada os efeitos da não linearidade física. Tais considerações são válidas somente em estruturas reticuladas com no mínimo quatro andares. Seguem as rigidezes para cada elemento estrutural:

- Para lajes: $(EI)_{sec} = 0{,}3\ E_{ci}I_c$
- Para vigas: $(EI)_{sec} = 0{,}4\ E_{ci}I_c$ para $A'_s \neq A_s$ e
  $(EI)_{sec} = 0{,}5\ E_{ci}I_c$ para $A'_s = A_s$
- Para pilares: $(EI)_{sec} = 0{,}8\ E_{ci}I_c$

I_c é o momento de inércia da seção bruta de concreto, incluindo, quando for o caso, as mesas colaborantes.

A'_s é a armadura de compressão, no caso de vigas com armadura dupla.

A_s é a armadura de tração.

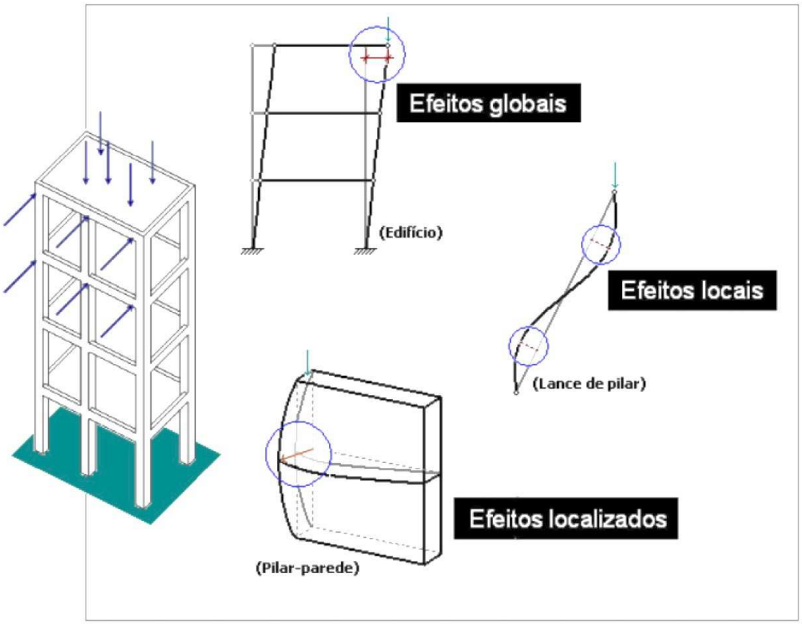
3.2 Não linearidade geométrica

A não linearidade geométrica se refere a mudança da geometria da estrutura e os seus efeitos são determinados através da análise do equilíbrio da estrutura na posição deformada (MONCAYO, 2011). Uma estrutura que se encontra em equilíbrio na posição indeformada, ou seja, na posição inicial, possui somente esforços de primeira ordem, esta é considerada de nós fixos. Já uma estrutura que para alcançar o equilíbrio se deforma, alterando sua geometria inicial, estrutura de nós móveis, possui, além dos esforços de primeira ordem, esforços de segunda ordem oriundos da combinação dos deslocamentos com as solicitações.

4 ESTABILIDADE GLOBAL

Na análise estrutural de estruturas de nós móveis, a consideração dos efeitos da não linearidade geométrica e da não linearidade física é obrigatória, e no dimensionamento deve-se considerar os efeitos globais e locais de segunda ordem (ABNT NBR 6118, 2014). Os efeitos de segunda ordem, ilustrados na Figura 4, são divididos em três tipos – efeitos globais, locais e localizados.

Figura 4 – Efeitos de segunda ordem



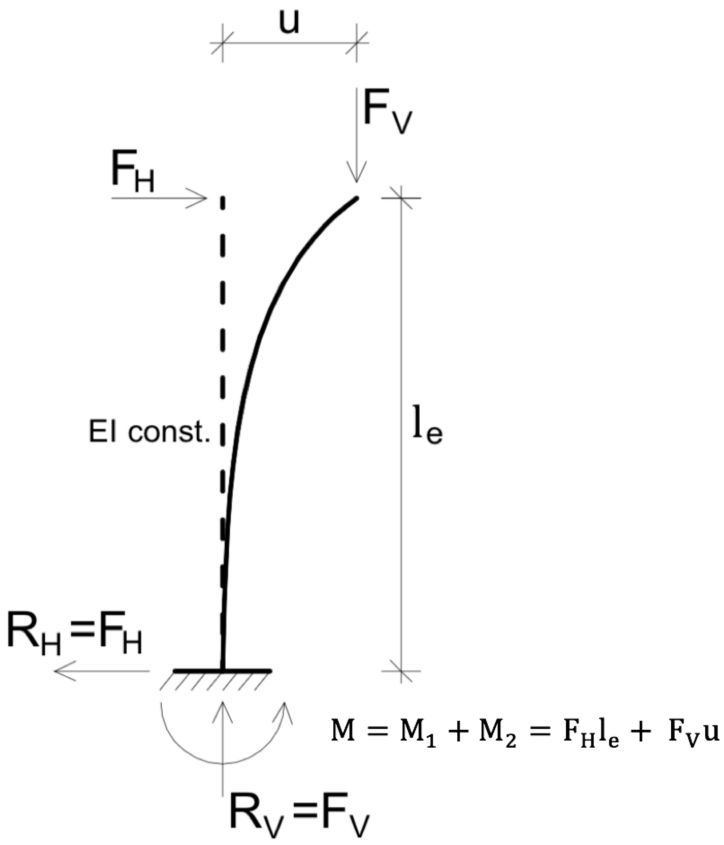
Fonte: Melges (2012).

Segundo Melges (2012), os efeitos locais de segunda ordem ocorrem em partes isoladas da estrutura, a exemplo, o lance de um pilar, o qual, sob atuação de momentos fletores e força normal de compressão se deforma, o deslocamento gerado associado a esta força de compressão gera acréscimos nos esforços. Os efeitos localizados de segunda ordem estão relacionados a uma região mais específica de um elemento: onde se concentram tensões, tem-se por exemplo, um pilar parede que sob a atuação de momento fletor se deforma mais em uma de suas extremidades que no restante da seção deste local, o deslocamento gerado associado à força normal de compressão gera estes efeitos.

Os nós se deslocam horizontalmente quando a estrutura é solicitada por ações horizontais e/ou verticais. Tais deslocamentos associados às ações verticais (peso próprio, sobrecarga e ação variável) geram os efeitos globais de segunda ordem. A Figura 5 ilustra muito bem isto, através de uma barra engastada na base, na qual as ações horizontais, deslocamentos, ações verticais e

efeitos globais de segunda ordem são representados, respectivamente, pelos símbolos F_H, u, F_V e M_2.

Figura 5 – Efeito de segunda ordem global



Fonte: Adaptação do Moncayo (2011).

R_H é a reação horizontal, R_V a reação vertical, M_1 o momento de primeira ordem, EI a rigidez e l_e o comprimento da barra.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 são consideradas estruturas de nós fixos, para efeito de cálculo, quando os deslocamentos horizontais dos nós forem pequenos, desta forma, os efeitos globais de segunda ordem são desprezíveis (inferiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem), nestas se considera somente os efeitos locais e localizados de segunda ordem. Já as estruturas de nós móveis possuem deslocamentos horizontais significativos e, em decorrência, os efeitos globais de segunda ordem são importantes (superiores a 10 % dos respectivos esforços de primeira ordem), nestas se considera tanto os esforços de segunda ordem globais quanto os locais e localizados.

Há subestruturas, dentro da estrutura, que possuem grande rigidez às ações horizontais resistindo à maior parte dos esforços decorrentes dessas ações, são chamadas de subestruturas de contraventamento. O restante dos elementos da estrutura recebe o nome de elementos contraventados. Estas subestruturas de contraventamento podem ser de nós fixos, quando os efeitos globais de segunda ordem são desprezados, e de nós móveis quando estes efeitos superam 10 % dos esforços de primeira ordem (ABNT NBR 6118, 2014).

As subestruturas de contraventamento são: os pórticos formados por vigas e pilares; os pórticos entreliçados; as paredes estruturais; e os núcleos rígidos, por exemplo, aqueles situados no contorno da abertura para os elevadores. As lajes, em geral, possuem rigidez praticamente infinita no plano horizontal, pois se deformam pouco quando comprimidas, desta forma, as lajes travam o conjunto, distribuindo os esforços de modo proporcional à rigidez de cada elemento do conjunto (MELGES, 2012).

A ABNT NBR 6118:2014 prescreve dois processos aproximados para classificar a edificação como estrutura de nós fixos ou nós móveis que são – parâmetro de instabilidade α e o coeficiente γ_z.

4.1 Parâmetro de instabilidade α

O parâmetro de instabilidade α classifica a estrutura quanto a deslocabilidade dos seus nós, no entanto ele pode ser usado apenas para estruturas reticuladas simétricas, e não estima os efeitos de segunda ordem (ABNT NBR 6118, 2014). Como a edificação escolhida para o estudo é assimétrica, opta-se por não utilizar tal parâmetro na análise da estabilidade global.

4.2 Coeficiente γ_z

O coeficiente γ_z foi desenvolvido por Franco e Vasconcelos. Além de classificar a estrutura em relação à deslocabilidade dos nós, este coeficiente permite estimar os esforços globais de segunda ordem a partir da majoração adicional dos esforços horizontais, da combinação de carregamento considerada, por 0,95 γ_z. A análise da estabilidade global do edifício com este coeficiente só pode ser realizada, desde que o mesmo esteja entre o limite inferior de 1,00 e o limite superior de 1,30. Ainda, tal avaliação só é válida para estruturas reticuladas de no mínimo quatro andares (ABNT NBR 6118, 2014).

O coeficiente γ_Z pode ser determinado – considerando a não linearidade física, adotando os valores de rigidez para os elementos da estrutura, apresentados no item 4.2 desse trabalho – a partir dos resultados de uma análise linear de primeira ordem, determinando os deslocamentos advindos das ações horizontais sobre a estrutura. Este coeficiente apesar de utilizar a análise linear para determinação de um de seus parâmetros, seu cálculo, considera de forma aproximada a não linearidade geométrica, pois considera a estrutura deslocada pela ação horizontal. A ABNT NBR 6118:2014 apresenta o modelo para a determinação deste coeficiente, Equação 1.

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

Em que:

- $\Delta M_{tot,d}$ é a soma dos produtos de todas as forças verticais atuantes na estrutura, na combinação considerada, com seus valores de cálculo, pelos deslocamentos horizontais de seus respectivos pontos de aplicação, obtidos da análise de primeira ordem;
- $M_{1,tot,d}$ é o momento de tombamento, ou seja, a soma dos momentos de todas as forças horizontais da combinação considerada, com seus valores de cálculo, em relação à base da estrutura.

Moncayo (2011) apresenta no seu trabalho diversas posições entre os pesquisadores sobre qual valor limite superior do coeficiente adotar. Tais pesquisadores apresentaram resultados, nos quais constataram que há diminuição da segurança da estrutura à medida que este coeficiente cresce, sugerindo diminuição deste limite. Segundo Franco e Vasconcelos (1991) conforme citado por Moncayo (2011), o coeficiente deve ser igual ou inferior a 1,20. Já em uma pesquisa mais recente, Pinto, Corrêa e Ramalho (2005), conforme citado por Monacayo (2011), chegaram a conclusão, em que o limite de 1,20 pode ser conservador, sugerindo aumentar o valor máximo para 1,25.

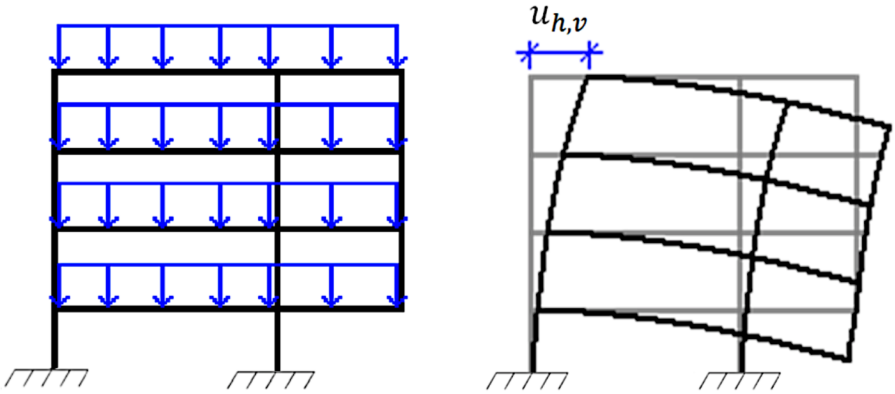
4.3 Coeficiente FAVt

O parâmetro γ_Z apesar de considerar, para avaliar a estabilidade global, os efeitos produzidos pelas ações horizontais na estrutura, e não apenas a geometria e a ação vertical do edifício,

como acontece no parâmetro α, ele não considera os deslocamentos horizontais provocados pelas ações verticais.

Segundo o CAD/TQS® o coeficiente FAVt é o fator de amplificação de esforços horizontais que pode considerar os deslocamentos horizontais gerados pelas ações verticais, possui a mesma formulação do γ_z, tais deslocamentos estão ilustrados na Figura 6.

Figura 6 – Deslocamento horizontal devido às ações verticais



Fonte: Adaptação do Moncayo (2011).

Quando um edifício possui assimetria ou mesmo desaprumo, as ações verticais podem causar deslocamentos horizontais. Estes deslocamentos podem se somar àqueles provocados pelas ações horizontais, aumentando os efeitos de instabilidade global do edifício, desta forma, o valor do coeficiente *FAVt* é superior ao do coeficiente γ_z. No entanto, tais deslocamentos também podem favorecer a estabilidade global da estrutura, quando atuam em sentido oposto àqueles oriundos das ações horizontais, assim, o valor do coeficiente *FAVt* fica inferior ao do coeficiente γ_z. O CAD/TQS® opta em utilizar o máximo entre os dois coeficientes supracitados. Quando o edifício é simétrico ambos os coeficientes possuem o mesmo valor, pois o deslocamento horizontal oriundo das ações verticais é nulo (MONCAYO, 2011).

5 SISTEMAS CAD/TQS®

O *software* é desenvolvido pela empresa brasileira TQS Informática Ltda., desde 1986, sendo um conjunto de ferramentas para cálculo, dimensionamento, detalhamento e desenho de estruturas em concreto armado, protendido e pré-moldado (CAD/TQS®, 2018).

Em seu manual o CAD/TQS® frisa que a sua utilização não elimina a responsabilidade do engenheiro, pois o programa é somente uma ferramenta de trabalho a serviço do mesmo, o auxiliando na produção de projetos estruturais.

O programa é bastante personalizável atendendo os diferentes critérios de cálculo dos escritórios de projeto estrutural em todo o Brasil. O *default* dos critérios disponíveis no sistema atende de modo geral aos bons princípios de engenharia (CAD/TQS®, 2018).

Para a execução de um projeto estrutural o usuário faz uso dos subsistemas que são parte semi-independentes de entrada, processamento e saída de dados, que são definidos pelo CAD/TQS® como:

- Gerenciador: é a parte que gerencia os demais subsistemas do programa, através dele o usuário acessa o programa de fornecimento de dados, análise e dimensionamento dos elementos estruturais;
- Editor de aplicações gráficas (EAG): neste o usuário lança os elementos estruturais com o auxílio das funções de desenho, de edição e comandos auxiliares;
- CAD/Formas: se constitui no programa de entrada de dados e seus critérios de cálculo;
- Grelha-TQS: engloba os programas de cálculo e verificação de grelha/pórtico do pavimento e seus critérios;
- Pórtico-TQS: engloba os programas de cálculo e verificação do pórtico espacial do edifício e seus critérios;
- CAD/Lajes, CAD/Vigas, CAD/Pilares, CAD/Fundações, Escadas-TQS: são subsistemas que englobam programas de dimensionamento e detalhamento, além de critérios de cálculo, de lajes, vigas, pilares, elementos de fundação (sapatas e blocos) e escadas, respectivamente;
- SISES: módulo de análise que permite considerar a interação do solo com a estrutura;

- CAD AGC-DP: engloba os programas de edição de armação, desenho paramétrico e gerador de listas de ferros;
- CAD/Alvest: se constitui em programas de entrada de dados, análise estrutural, dimensionamento e detalhamento de estruturas em alvenaria estrutural e seus critérios de cálculo.
- TQS-PREO: compreende nos programas de dimensionamento e detalhamento de elementos pré-moldados e seus critérios de cálculo.

6 DESENVOLVIMENTO

Para analisar a influência das ações horizontais na estabilidade global dos edifícios em concreto armado, desenvolveu-se, um projeto estrutural completo de uma edificação localizada na cidade de Tarauacá, Acre. Para isto seguiu-se o seguinte procedimento: fez-se primeiramente a superestrutura do edifício, considerando o solo rígido; fez-se a infraestrutura e os elementos de ligação, a partir das reações de apoio da superestrutura e das características do solo consideradas; e por fim integrou-se a infraestrutura à superestrutura a fim de se obter uma simulação mais próxima da situação real a qual o edifício possa passar.

Trata-se de um edifício residencial contendo 11 pavimentos, com 4 apartamentos cada, cobertura e ático (casa de máquinas do elevador e reservatório superior). O projeto arquitetônico desse edifício (plantas, cortes e fachada) se encontra no Anexo A.

6.1 Superestrutura do edifício

O desenvolvimento do projeto estrutural da superestrutura do edifício, se deu na seguinte sequência: análise do projeto arquitetônico definindo uma configuração estrutural preliminar; definição dos dados do edifício; lançamento da estrutura no programa; processamento do edifício; verificações fundamentais; análise do estado limite de serviço (ELS) e; análise do estado limite último (ELU).

6.1.1 Configuração estrutural preliminar

A análise do projeto arquitetônico é imprescindível para a concepção do projeto estrutural, a fim de se evitar incompatibilidades entre os diferentes projetos de um edifício e orientar na escolha da configuração estrutural preliminar.

A concepção se deu primeiramente no posicionamento dos pilares, locando-os nos cantos extremos da estrutura e nos encontros das vigas, a decisão para a locação dos outros foi condicionada pela limitação de vão das vigas e das lajes, pois a tecnologia de concreto armado o limita em 7 m aproximadamente. Outro critério para o posicionamento dos pilares foi não obstruir aberturas de portas e janelas. As vigas foram locadas sobre as alvenarias a fim de se evitar que as mesmas fiquem visíveis no edifício acabado. Também se evitou a locação das

vigas nos locais onde as tubulações do projeto hidráulico poderiam estar.

6.1.2 Definição dos dados do edifício

A definição dos dados do edifício foi a primeira etapa, da execução do projeto estrutural, utilizando o CAD/TQS®, e consiste em inserir informações sobre a edificação como: norma em uso; tipo de estrutura; modelo estrutural do edifício; pavimentos; materiais; cobrimentos; e ações.

As análises, o dimensionamento e o detalhamento dos elementos estruturais seguiram rigorosamente as prescrições indicadas pelas seguintes normas: ABNT NBR 6118:2014 - Projeto de estruturas de concreto - Procedimento; ABNT NBR 6120:1980 - Cargas para o cálculo de estruturas de edificações; ABNT NBR 6123:1988 - Forças devidas ao vento em edificações; ABNT NBR 8681:2003 - Ações e segurança nas estruturas – Procedimento.

Para a análise estrutural do edifício adotou-se o modelo estrutural – modelo de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios. Este consiste em modelo de grelha para os pavimentos junto com o modelo de pórtico espacial

Definiu-se 15 pavimentos para a análise estrutural que são: fundação (coincidindo com o térreo); primeiro; três pavimentos tipo 1, três tipo 2, três tipo 3; cobertura; ático 1 (casa de máquinas do elevador); ático 2 (fundo do reservatório superior); ático 3 (topo do reservatório superior). Na planta do pavimento térreo, no Anexo A, tem-se a projeção de uma marquise, assim, houve a necessidade de diferenciar o piso superior ao mesmo (pavimento primeiro) dos outros superiores. Fez-se três pavimentos tipos diferentes para variar a seção dos pilares, a fim de aliviar as cargas na fundação e conferir economia ao projeto estrutural, uma vez que, as seções transversais dos pilares crescem à medida que vai chegando na fundação, ou seja, um pilar no último andar tem muito menor rigidez do que um pilar no primeiro andar.

A Tabela 2 apresenta as características detalhadas dos pavimentos do edifício como: classe (fundação, térreo, tipo, mezanino, ático, etc.), modelo estrutural da grelha (somente vigas, lajes planas ou lajes nervuradas), pé-direito, cota do piso e rebaixo dos pisos auxiliares. Existem no edifício pisos auxiliares nos pavimentos primeiro, tipo 1, tipo 2 e tipo 3, que são formados pelos lances e patamares das escadas.

Tabela 2 – Pavimentos

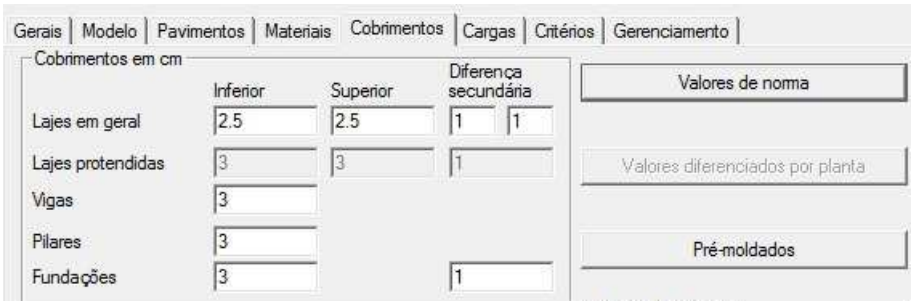
Pavimento	*Classe*	*Modelo Estrutural*	*Pé-direito (m)*	*Cota do piso (m)*	*Rebaixo dos pisos auxiliares (m)*
Fundação	Fundação	Grelha de lajes planas	0,00	0,00	∄
Primeiro	Primeiro	Grelha de lajes planas	2,88	2,88	1,44
Tipo 1	Pav. tipo	Grelha de lajes planas	2,88	11,52	1,44
Tipo 2	Pav. tipo	Grelha de lajes planas	2,88	20,16	1,44
Tipo 3	Pav. tipo	Grelha de lajes planas	2,88	28,80	1,44
Cobertura	Cobertura	Grelha de lajes planas	2,88	31,68	∄
Ático 1	Ático	Grelha de lajes planas	1,05	32,73	∄
Ático 2	Ático	Grelha de lajes planas	1,05	33,78	∄
Ático 3	Ático	Grelha de lajes planas	3,12	36,90	∄

Fonte: Autor (2018).

O edifício se situa em uma região urbana, desta forma se enquadra na classe de agressividade ambiental (CAA) II – Moderada. Esta classificação interfere, entre outros, na escolha do concreto, nos cobrimentos das armaduras e nos valores limites da fissuração. Pela classe de agressividade ambiental e pelo tipo de estrutura, concreto armado, tem-se uma qualidade mínima para a escolha do concreto que é C25 (ABNT NBR 6118:2014). Adotou-se concreto de 35 MPa para os elementos vigas, lajes, pilares e fundações.

Para os cobrimentos adotou-se os valores de norma retirados da ABNT NBR 6118:2014 que são estabelecidos em função da classe de agressividade ambiental do edifício e do elemento estrutural (laje, viga/pilar, elementos estruturais em contato com o solo), tais valores estão apresentados na Figura 7.

Figura 7 – Cobrimentos



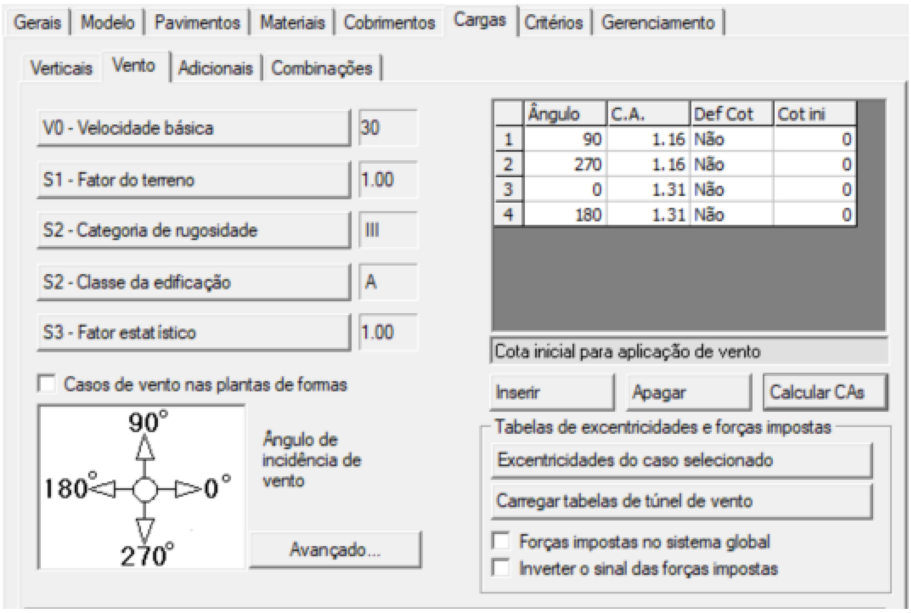
Fonte: Autor (2018).

As ações no CAD/TQS® são inseridas nas abas: verticais; vento, entram-se com os parâmetros do edifício e determina-se os coeficientes de arrasto para cálculo da pressão de vento;

adicionais, onde pode-se lançar cargas de máquinas, empuxo, retração, desaprumo, sismo, que são combinadas automaticamente com as demais cargas; e combinações onde se verifica todas as combinações feitas pelo programa e as modifica quando pertinente. Os detalhes destas combinações de ações, utilizadas no modelo estrutural global, se encontram no Anexo B.

A consideração das ações de vento sobre a estrutura seguiu as orientações da norma ABNT NBR 6123:1988 – Forças devidas ao vento em edificações. O edifício se situa na cidade de Tarauacá, assim, pela leitura da isopleta da velocidade básica, contida nesta norma e também no programa, a velocidade básica é de 30 m/s. Trata-se de "um terreno plano ou fracamente acidentado", assim, o fator do terreno é de 1,00. O edifício se localiza em um bairro longe do centro da cidade contendo as características "terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes e muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas", desta forma a categoria de rugosidade do terreno é III. A classe da edificação é A pois sua maior dimensão, em planta, de 19,80 m não excede a máxima de 20 m para a classe. E como se trata de uso residencial, o fator estatístico é igual a 1,00. Estes parâmetros estão apresentados na Figura 8.

Figura 8 – Parâmetros de vento e coeficientes de arrasto



Fonte: Autor (2018).

A determinação dos coeficientes de arrasto foi feita a partir: do Método do Ábaco seguindo a ABNT NBR 6123:1988; da geometria do edifício como as larguras e a altura; e da consideração

de turbulência do vento, considerando-se vento de baixa turbulência. Foram definidas a avaliação das ações do vento em 4 ângulos de incidência do vento (0^o, 90^o, 270^o e 360°).

Na Tabela 3 a pressão de vento foi determinada a partir: dos coeficientes de arrasto; da área de projeção do edifício; e dos parâmetros inseridos sobre a edificação nos dados do edifício.

Tabela 3 – Pressões de vento

Caso	*Ângulo (°)*	*Coef. Arrasto*	*Área (m2)*	*Pressão (tf/m2)*
5	90	1,16	518,6	0,062
6	270	1,16	518,6	0,062
7	0	1,31	663,3	0,069
8	180	1,31	663,3	0,069

Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Também se considerou o desaprumo global nestas quatro direções do edifício e o ângulo de inclinação θ_a igual a 300 radianos.

6.1.3 Lançamento da estrutura no programa

Após a definição dos dados do edifício, o lançamento dos elementos estruturais é realizado no modelador estrutural do sistema CAD/TQS® e segue obrigatoriamente a sequência, respectivamente – lançamento dos pilares, vigas, lajes e escadas. Os elementos inclinados são os últimos no lançamento, pois, necessita das vigas e/ou lajes definidas, para seu correto posicionamento. As ações podem ser aplicadas simultaneamente ao lançamento dos elementos viga e laje ou mesmo após isto.

Segundo a ABNT NBR 6118:2014 a menor dimensão do pilar não pode ser inferior a 19 cm e a área de sua seção transversal deve ser superior a 360 cm^2. Entretanto, se permite a adoção de dimensões entre 19 cm e 14 cm desde que se considera o coeficiente adicional γ_n multiplicado pelos esforços solicitantes de cálculo. Adotou-se, para todos os pilares, a seção transversal mínima e a menor dimensão absoluta de 14 cm, condicionando a outra dimensão da seção a 26 cm.

Previu-se dois pilares paredes na caixa do elevador para favorecer a estabilidade global do edifício, já que na concepção da configuração da estrutura não foi possível formar pórticos (combinação de vigas e pilares) pela assimetria deste edifício.

Para a seção transversal das vigas a ABNT NBR 6118:2014 normatiza um valor mínimo de 12 cm para a largura, podendo ser reduzido para 10 cm em casos excepcionais, caso sejam respeitados os espaçamentos e cobrimentos estabelecidos nesta norma e o lançamento e vibração do concreto de acordo com a ABNT NBR 14931.

Pinheiro (2003) orienta, para o pré-dimensionamento, que a altura das vigas seja: nos tramos internos de 1/12 do vão; nos externos ou em vigas biapoiadas de 1/10 do vão; e em balanços de 1/5 do vão. Embora realizada a estimativa deste modo, adotou-se a altura máxima para todos os tramos de uma mesma viga para facilitar o processo construtivo.

No Anexo C estão as plantas de formas de todos os pavimentos apresentando o posicionamento e as dimensões dos elementos, pilares, vigas, lajes e escadas.

Neste edifício existem ações de sobrecarga distribuídas linearmente (peso da alvenaria) e distribuídas superficialmente que são oriundas do acabamento das lajes, do telhado e do reservatório superior. Apesar do CAD/TQS® possuir na definição de carregamento alfanuméricas, que são ações definidas a partir dos critérios do mesmo, optou-se pela estimativa das sobrecargas de alvenaria e reservatório. O detalhamento desta estimativa se encontra no Apêndice A e o resumo das ações de sobrecarga estimadas e alfanuméricas utilizadas estão na Tabela 4.

Tabela 4 – Ações de sobrecarga estimadas e alfanuméricas

Sobrecargas	***Ação linear (kN/m)***	***Ação superficial (kN/m²)***
Alvenaria sobre vigas	6,6	
Alvenaria sobre laje	7,0	
Alvenaria da sacada	2,7	
Alvenaria da platibanda	2,0	
Alvenaria de fechamento do reservatório superior	7,4	
Cobertura com telhas de fibrocimento e estrutura em madeira (GIONGO, 2007)		0,7
Reservatório superior		2,00
Escada	Alfanumérica de escada	
Casa de máquinas	Alfanumérica de casa de máquinas	

Fonte: Autor (2018).

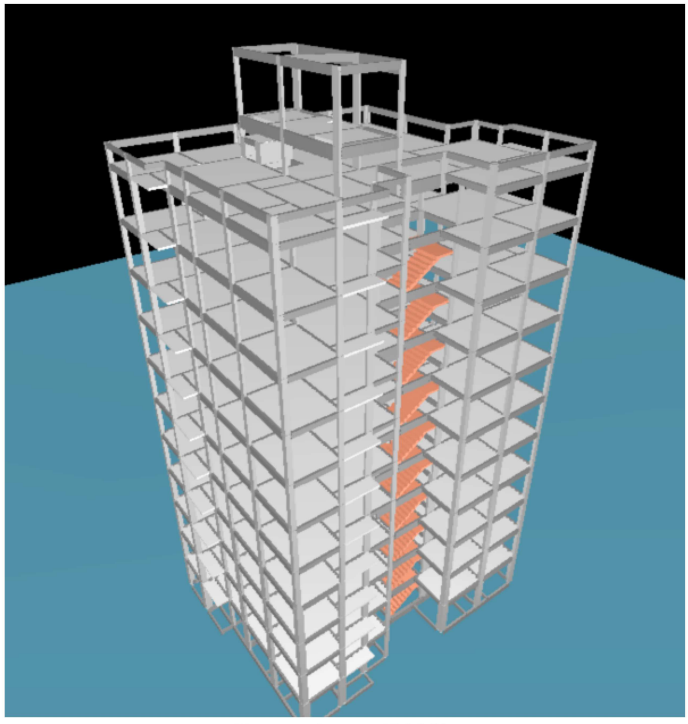
As ações acidentais nas lajes foram definidas, de acordo com a ocupação de cada cômodo. As alfanuméricas do programa trazem registradas as ações permanentes e acidentais. E para considerar as ações do elevador, além da alfanumérica de casa de máquinas, aplicou-se uma ação pontual de 30 kN na laje acima da casa de máquinas para simular o elevador.

6.1.4 Processamento e validação do edifício

Após o lançamento do edifício no CAD/TQS®, efetuou-se os processamentos necessários para a validação do edifício lançado. A validação da superestrutura se deu (não de modo ordenado):

- Nas verificações fundamentais, como, verificação da coerência do lançamento da estrutura, da situação de sua estabilidade global e do seu deslocamento horizontal;
- Análise do estado limite último (ELU) que consiste no dimensionamento dos elementos estruturais como pilares, vigas e lajes;
- Análise do estado limite de serviço (ELS), verificando o atendimento das vigas e lajes aos limites normativos referentes à fissuração a às flechas.

Figura 9 – Visualizador tridimensional do edifício



Fonte: Autor (2018).

Após a validação da superestrutura deste edifício, obteve-se as reações de apoio, em diferentes combinações que o programa CAD/TQS® faz, para prosseguir com o desenvolvimento do projeto estrutural. São apresentadas as duas combinações com maiores reações de apoio no Anexo D. A Figura 9 apresenta a superestrutura deste edifício tridimensionalmente.

6.2 Infraestrutura do edifício

Almeida (2016, apud BARTELLI, 2016) diz que a escolha do tipo de fundação para a edificação, deve estar em harmonia com as condições técnicas e econômicas da obra. Para isto, primeiramente, selecionam-se diversos tipos de fundações que satisfaçam as condições técnicas da infraestrutura do edifício, e depois, verificam-se os custos destes, de modo a adotar o mais viável economicamente.

A escolha do tipo de fundação para a edificação em estudo se concentrou em atender as suas condições técnicas. Analisou-se o relatório de Sondagem à Percussão (SPT), apresentado no Anexo E, fornecido pelo Professor Doutor Joaquim Mário Caleiro Acerbi, da Universidade Federal de Uberlândia. Este relatório foi realizado para uma obra localizada na cidade de Cruzeiro do Sul (AC), distante 222 km de Tarauacá. Na Tabela 5 estão apresentados os índices de resistência à penetração do solo (N_{spt}) para cada camada.

Tabela 5 – Índices de resistência à penetração do solo

Profundidade (m)	***Número de golpes / 15 cm***			***N_{spt}***
	1	***2***	***3***	
1	1	1	1	2
2	1	1	2	3
3	1	1	2	3
4	1	2	2	4
5	2	2	2	4
6	1	2	2	4
7	1	2	2	4
8	2	2	2	4
9	2	2	2	4
10	2	2	3	5
11	2	3	3	6
12	2	3	4	7
13	4	6	8	14
14	4	5	8	13

Profundidade (m)	***Número de golpes / 15 cm***			N_{spt}
	1	***2***	***3***	
15	5	6	9	15
16	5	7	10	17
17	7	9	11	20
18	6	10	13	23
19	6	9	13	22
20	8	10	15	25

Fonte: Autor (2016).

Através do relatório de Sondagem à Percussão (SPT), concluiu-se a inviabilidade técnica no emprego de fundações rasas nesta edificação, como sapatas por exemplo, pois, o solo presente na região é predominantemente argiloso, com consistência mole e pouco resistente nas primeiras camadas. A implantação de tubulões também se mostrou inviável pelo baixo número de SPT e pelo nível de água se encontrar bastante próximo da superfície, cerca de 1,7 m de profundidade.

Desta forma, adotou-se para a infraestrutura deste projeto, o uso de estacas, em particular, do tipo hélice contínua. Este tipo de fundação é profundo e se constitui em concreto, moldada *in loco*, executada por meio de trado contínuo e injeção de concreto pela própria haste do trado (ABNT NBR 6122, 2010). Caso haja a necessidade de armar estas estacas, a armação é colocada após a concretagem.

Para o cálculo da quantidade necessária de estacas na infraestrutura foi necessário primeiramente determinar a carga admissível na cota de apoio da estaca. O valor desta não se equivale e é inferior à carga nominal do elemento, que é a sua capacidade resistente estrutural.

Segundo o CAD/TQS® a transferência da carga do pilar recebida pelas estacas para o solo acontece em duas parcelas: ao longo do fuste, devido ao pequeno movimento relativo entre a estaca e o solo, em função do carregamento aplicado, o qual provoca o surgimento de tensões de cisalhamento que dão origem a reação; e na base da estaca, devido à pressão de contato com o solo, que também depende do movimento vertical da estaca, o qual provoca o surgimento de tensões que dão origem a reação.

As cargas admissíveis foram determinadas a partir do método semi-empírico de Aoki-Velloso (1975). Para isto, utilizou-se uma planilha, no Microsoft Excel®, que foi elaborada por Tobias

Ribeiro Ferreira, da Universidade Federal de Goiás, com o auxílio do Professor Doutor Rodrigo Gustavo Delalibera.

A planilha calcula a carga admissível de diversos tipos de estacas, pré-moldadas ou moldados no local, a partir dos seguintes parâmetros de entrada: a composição e os índices de resistência à penetração do solo (N_{SPT}) para cada camada; a profundidade do nível de água do terreno (1,7 m); o tipo de estaca adotado (hélice contínua); sua cota de apoio (18 m); e o seu diâmetro (variável). Adotou-se a cota de apoio das estacas na profundidade de 18 metros, pois nesta, o índice de resistência à penetração do solo é maior, igual a 23 golpes, comparado aos índices das camadas superiores, os quais possuem pouca resistência. A Tabela 6 apresenta os resultados obtidos para as cargas admissíveis e o Apêndice B mostra detalhes do cálculo da carga admissível para uma estaca com diâmetro igual a 40 cm.

Tabela 6 – Cargas admissíveis pelo método de Aoki-Velloso

Diâmetro (cm)	***Carga nominal (kN)***	***Cota de apoio (m)***	***Aoki-Velloso (kN)***
35	400,0	18,0	369,64
40	500,0	18,0	440,51
50	800,0	18,0	595,80
60	1100,0	18,0	769,16
70	1550,0	18,0	960,57
80	2000,0	18,0	1170,05
90	2550,0	18,0	1397,60
100	3150,0	18,0	1643,21

Fonte: Autor (2018).

A partir das cargas admissíveis e das reações de apoio obtidas no desenvolvimento da superestrutura deste edifício, pôde-se calcular a quantidade de estacas necessárias para transmitir a carga da superestrutura para o solo. As reações de apoio foram majoradas com o fator de 1,1 para considerar o peso próprio do bloco e da estaca. Apesar de ter calculado a carga admissível para todos os diâmetros, adotou-se para todas as estacas, a fim de facilitar o processo construtivo, o diâmetro de 40 cm. No Apêndice C estão apresentadas as quantidades de estacas necessárias para transmitir a carga ao solo em função de cada pilar.

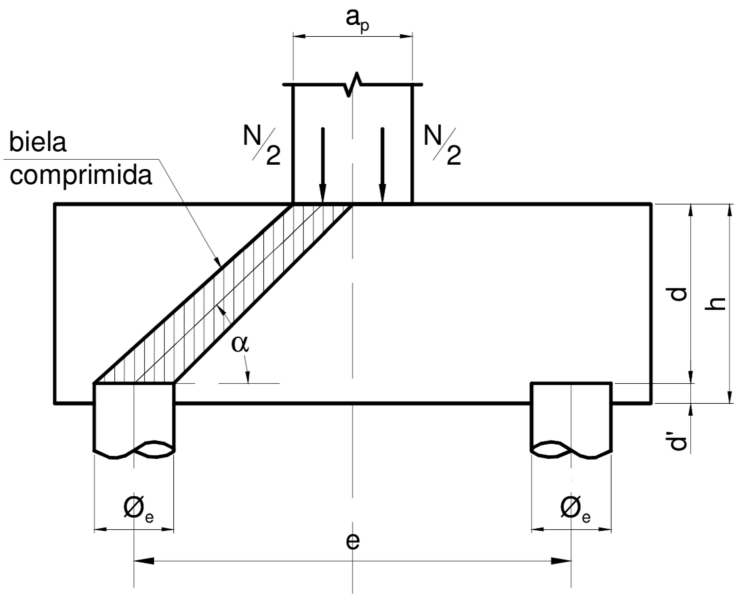
Segundo a ABNT NBR 6118:2014 os blocos são elementos de volume usados para transmitir às estacas as cargas de fundação, e podem ser considerados estruturas rígidas ou flexíveis por

critério análogo ao definido para as sapatas. Para esta edificação adotou-se para todos os blocos somente a estrutura rígida.

Segundo Bastos (2013), no Brasil, geralmente os escritórios utilizam dois modelos de cálculo para o dimensionamento dos blocos rígidos sobre estacas que são: o Método de Blévot (1967), e o método proposto pelo CEB-70. O primeiro método também conhecido como Método das Bielas, considera como modelo resistente uma treliça: plana para blocos sobre duas estacas; e espacial para blocos com mais de duas. As forças atuantes nas barras comprimidas deste modelo são resistidas pelo concreto, e as forças atuantes nas barras tracionadas, pelas armaduras. O dimensionamento dos blocos de fundação desta edificação foi realizado através deste método.

Segundo Machado (1979, apud BASTOS, 2013) as bielas comprimidas de concreto não apresentam risco de ruptura por punção, desde que se respeite o seguinte intervalo para o ângulo da biela: $45° \leq \alpha \leq 55°$. Este ângulo está ilustrado na Figura 10, na qual tem-se um bloco com duas estacas.

Figura 10 – Ângulo da biela comprimida



Fonte: Bastos (2013).

A partir deste ângulo é possível pré-dimensionar algumas dimensões do bloco como sua altura útil *d* e por conseguinte altura do elemento. A altura útil em todos os casos deve ser superior ao comprimento de ancoragem à compressão da armadura longitudinal vertical do pilar. Outro parâmetro importante para a determinação da altura do elemento é o comprimento da estaca

dentro do bloco d' que segundo Bastos (2013) é determinado a partir da Equação 2, na qual $\emptyset_e$ é o diâmetro da estaca.

$$d' \geq \begin{cases} 5\ \text{cm} \\ \frac{1}{5}\frac{\sqrt{\pi}}{2}\emptyset_e \end{cases} \quad (2)$$

Outra dimensão do bloco importante é a distância do eixo da estaca ao bordo do bloco, na qual adotou-se para este projeto, o valor igual ao diâmetro da estaca.

A partir dos resultados das quantidades de estacas por pilar tem-se os seguintes blocos adotados: blocos sobre uma estaca; blocos sobre duas; blocos de três (mesma distância *e* para todas); blocos com quatro estacas; blocos com cinco (no formato de pentágono); blocos com cinco (quatro estacas mais uma no mesmo alinhamento do pilar); e blocos sobre 6 estacas (no formato hexagonal).

Tabela 7 – Modelos para determinação do intervalo das alturas úteis para os blocos rígidos

Quantidade de estacas	***Altura útil mínima (45°)***	***Altura útil máxima (55°)***
2	$d_{mín} = 0{,}5\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$	$d_{máx} = 0{,}71\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$
3	$d_{mín} = 0{,}58\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$	$d_{máx} = 0{,}825\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$
4	$d_{mín} = 0{,}71\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$	$d_{máx} = 1\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$
5 (pentágono)	$d_{mín} = 0{,}85\left(e - \frac{a_p}{3{,}4}\right)$	$d_{máx} = 1{,}2\left(e - \frac{a_p}{3{,}4}\right)$
5 (4 estacas + 1 alinhada com o pilar)	$d_{mín} = 0{,}71\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$	$d_{máx} = 1\left(e - \frac{a_p}{2}\right)$
6	$d_{mín} = 1\left(e - \frac{a_p}{4}\right)$	$d_{máx} = 1{,}43\left(e - \frac{a_p}{4}\right)$

Fonte: Autor (2018).

Para utilizar o Método de Blévot no programa CAD/TQS® foi necessário calcular uma área equivalente quadrada para todos os pilares. Evitou-se possível interferência de uma estaca com a outra, "efeito de grupo", adotando-se uma distância entre estacas igual a 3 vezes o diâmetro de uma estaca. Os modelos, por Bastos (2013), para a determinação das alturas úteis dos blocos

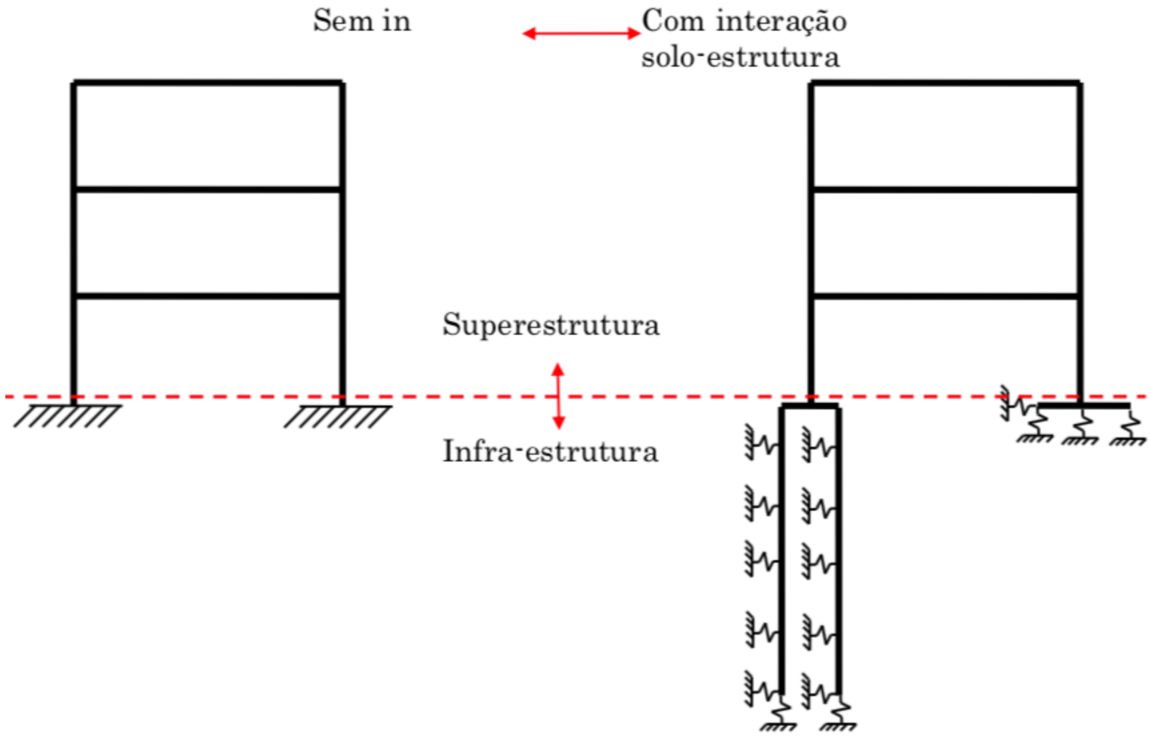
estão apresentados na Tabela 7, na qual *e* é a distância entre as estacas e a_p o comprimento do lado do pilar equivalente.

Através da quantidade de estacas para cada pilar (Apêndice C), das dimensões das áreas equivalentes dos pilares e das considerações das dimensões dos blocos supracitadas, lançou-se no *software* os blocos e as estacas pré-dimensionados. Os dados deste lançamento se encontram no Apêndice D e no Anexo F.

Assim como a superestrutura, a infraestrutura e os elementos de ligação (blocos) foram validados. A validação dos blocos se dá no dimensionamento dos mesmos.

Para validação das estacas utilizou-se o subsistema SISES do CAD/TQS®, sendo que primeiramente, analisou-se a infraestrutura isoladamente. Aproveitou-se as reações de apoio da superestrutura engastada no solo e os blocos e estacas já pré-dimensionados. Desta forma teve-se que inserir somente as informações das condições da obra como, sondagens, tipo de estaca adotada e tipo de solo, e também os métodos para determinação dos coeficientes de reação vertical e horizontal (CRV e CRH). Estes coeficientes são vínculos elásticos atrelados aos nós da estrutura, como ilustrados na Figura 11, no modelo estrutural com interação solo-estrutura. Os parâmetros de entrada neste subsistema estão apresentados no Apêndice E.

Figura 11 – Considerações do modelo estrutural



Fonte: CAD/TQS® (2018).

Após a validação das estacas pôde-se integrar a infraestrutura à superestrutura. Tal integração modifica as reações de apoio consequentemente toda estrutura. Por conta disso, validou-se novamente a estrutura fazendo algumas modificações que foi pertinente.

7 RESULTADOS E DISCUSSÕES

À medida que se processou a superestrutura, na situação engastada no solo, fez-se alterações nas rigidezes dos elementos estruturais, por exemplo, como lançou-se preliminarmente a seção mínima para todos os pilares, houve a necessidade em aumentar suas seções. Este aumento, ou enrijecimento, destes pilares, favoreceu significativamente à estabilidade global do edifício. Sendo que houve uma diminuição relevante dos coeficientes γ_z e *FAVt*., este último, antes das alterações, se encontrava com um valor de 1,25 e após as mudanças caiu para 1,09, alterando a classificação da estrutura de nós móveis para nós fixos a qual não se considera os esforços globais de segunda ordem.

Na Tabela 8 se encontram os coeficientes γ_z e *FAVt* e o parâmetro de instabilidade α, da superestrutura simulada sem a consideração do solo elástico. Nos critérios do programa CAD/TQS® adotou-se para classificar a estrutura, quanto a deslocabilidade, o coeficiente *FAVt*. Deste modo, sendo este coeficiente com valor inferior a 1,10, verificou-se que a edificação em estudo é considerada indeslocável, ou seja, de nós fixos, podendo-se desprezar os efeitos globais de segunda ordem. Também notou-se que a diferença entre os coeficientes γ_z e *FAVt* seguiu o esperado, pois o edifício é assimétrico.

Tabela 8 – Parâmetros de instabilidade do edifício considerando só a superestrutura

Parâmetro	***Valor***
γ_z	1,07
FAVt	1,09
α	0,82

Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Processando a estrutura integrada (superestrutura com infraestrutura), surgiu alguns erros, como os pilares P13 (lance 2) e P26 (lance12) não dimensionados, para contornar isto, aumentou-se a seção de ambos. Após isto, com um novo processamento, obteve-se a validação da estrutura para ser possível analisar a sua estabilidade global.

No Anexo G se encontra o relatório do CAD/TQS® que apresenta o detalhamento do cálculo dos parâmetros de estabilidade global, calculados para diversas combinações, e também os deslocamentos horizontais, os quais são determinados considerando apenas a ação horizontal do vento, desprezando assim o desaprumo. Os valores máximos obtidos destes parâmetros estão

na Tabela 9. Nota-se um aumento significativo nos coeficientes γ_z e *FAVt*, inclusive a mudança na classificação deste edifício, passando de nós fixos para nós móveis, pois o coeficiente *FAVt* é superior ao limite de 1,10. Neste relatório é fácil de encontrar a combinação de ações que provoca este estado, sendo, a combinação do caso 31, no qual também é possível visualizar o multiplicador de esforços horizontais derivado do *FAVt*, *MultH,* com valor de 1,078, respeitando a prescrição da ABNT NBR 6118:2014 em majorar as ações horizontais em 0,95 $FAVt$.

Tabela 9 – Parâmetros de instabilidade do edifício completo

Parâmetro	***Valor***
$\boldsymbol{\gamma_z}$	1,10
FAVt	1,14
$\boldsymbol{\alpha}$	1,03

Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

8 CONCLUSÃO

A abordagem imediata, na concepção da estrutura, para o melhoramento da sua estabilidade global, às vezes se torna precipitada, por exemplo: ao enrijecer pilares e vigas para serem dimensionados no estado limite último, isto acaba contribuindo para a rigidez global do edifício diminuindo o deslocamento dos nós, assim, favorecendo a estabilidade global da edificação.

No edifício estudado a importância das ações horizontais, vento e desaprumo, sobre a sua estrutura, se mostrou bastante significativa, pois, a partir da avaliação do coeficiente *FAVt* notou-se a obrigatoriedade em considerar os esforços globais de segunda ordem. O caso que gerou o maior coeficiente se trata de uma combinação entre ambas as ações horizontais. Desta forma percebe-se a relevância na consideração de forma adequada de todas as ações que solicitam uma estrutura a fim de não subestimar uma situação que pode acontecer com o edifício, causando consequências seríssimas.

Como o edifício é assimétrico em planta, não foi surpresa alguma, ter nos resultados das análises da sua estabilidade global, diferença entre os coeficientes γ_Z e *FAVt*, pois este primeiro despreza os efeitos oriundos das ações verticais com a assimetria da estrutura.

Apesar de ter desenvolvido o projeto da estrutura do edifício, desde a sua superestrutura até a sua infraestrutura, é importante comentar sobre as incertezas das características do solo as quais podem gerar simulações distantes da realidade da edificação.

O procedimento de analisar a estabilidade global da superestrutura sobre solo rígido primeiramente e depois analisar a estabilidade global da estrutura completa (superestrutura e infraestrutura) mostrou o quanto os efeitos de segunda ordem são importantes, tanto na estrutura global, quanto nos elementos estruturais, pois após a integração da superestrutura com a infraestrutura, a estrutura passou de nós fixos para nós móveis, assim, devendo considerar os efeitos globais de segunda ordem, e houve a necessidade de enrijecer alguns pilares, os quais passaram a ser mais solicitados.

Para os próximos trabalhos, para este edifício, localizado na cidade Tarauacá, Acre, é necessário fazer também a análise dinâmica considerando a ação de abalos sísmicos. Pois a ABNT NBR 15421:2006 exige tal consideração para esta localidade.

O programa CAD/TQS® se mostrou uma excelente ferramenta de trabalho a serviço do engenheiro, a qual calcula os esforços, dimensiona, detalha e desenha os elementos estruturais do edifício. A confiabilidade do processamento do programa é verificada de maneira fácil e rápida pois o mesmo disponibiliza ao engenheiro os relatórios detalhados dos cálculos realizados. Também se mostra didático por apresentar avisos/erros com sugestões e recomendações normativas. Ressalva-se que o programa trabalha com as decisões de seu operador, sendo de total responsabilidade do mesmo: os levantamentos confiáveis sobre a edificação; a escolha dos critérios de análise, dimensionamento, detalhamento e desenho; as verificações quanto a segurança; e a economia do projeto.

REFERÊNCIA BIBLIOGRÁFICA

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6118 – Projeto de estruturas de concreto – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2014. 238p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120 – Cargas para o cálculo de estruturas de edificações – Procedimento.** Rio de Janeiro, 1980. 5p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6122 – Projeto e execução de fundações.** Rio de Janeiro, 2010. 91 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123 – Forças devidas ao vento em edificações – procedimento**. Rio de Janeiro, 1988. 66p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 15421 – Projeto de estruturas resistentes a sismos – Procedimento.** Rio de Janeiro, 2006. 20 p.

ASSUMPÇÃO, M. **Terremotos e a convivência com as incertezas da natureza**. 14p. Artigo – Revista USP, Universidade de São Paulo, São Paulo, 2011.

BASTOS, P. S. S. **Notas de aula: blocos de fundação.** Universidade Estadual Paulista, 2013. 82p.

MONCAYO, W. J. Z. **Análise de segunda ordem global em edifícios com estrutura de concreto armado**. 219p. Dissertação (Mestrado) – Escola de Engenharia de São Carlos, Universidade de São Paulo, São Carlos, 2011.

MELGES, J. L. P. **Estabilidade global – Notas de aula.** Universidade Estadual Paulista, 2012. 14p.

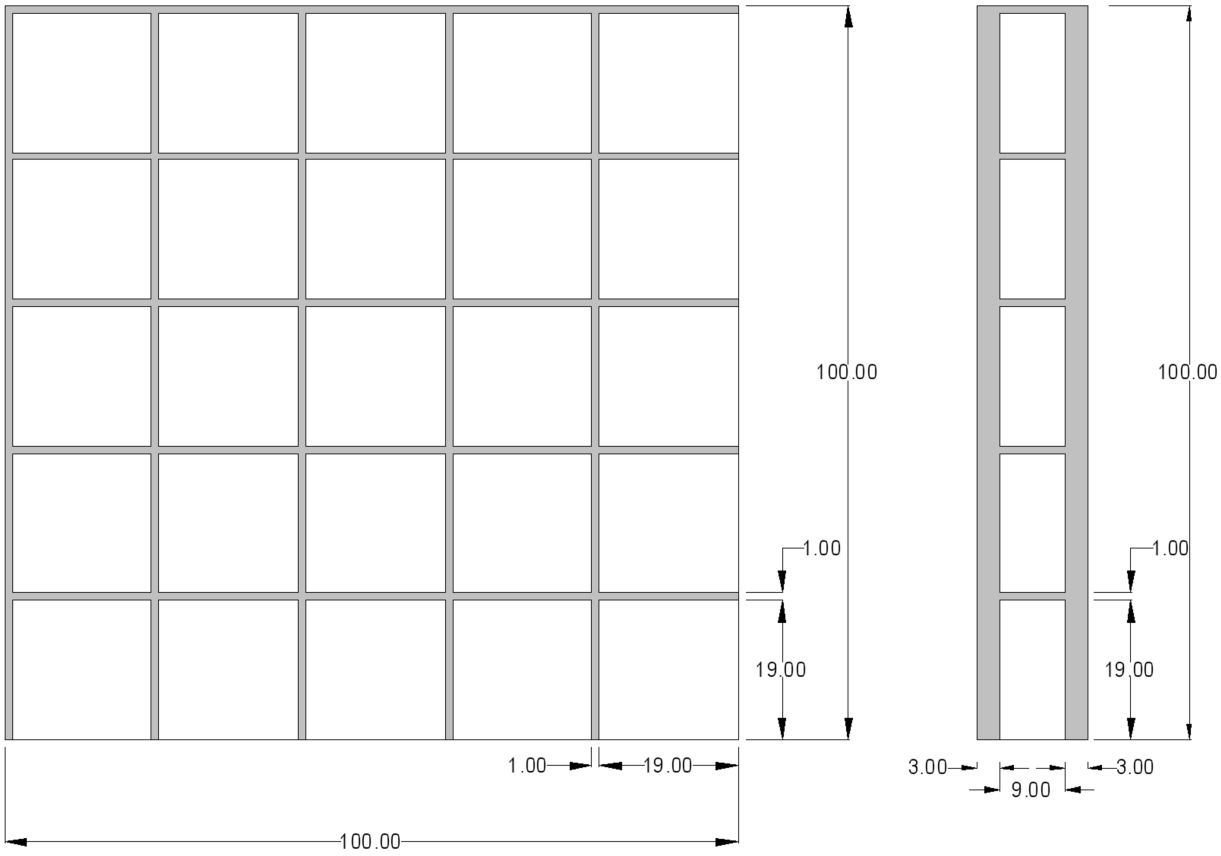
PINHEIRO, L. M. **Fundamentos do concreto e projetos de edifícios.** São Carlos. EESC-USP, 2007. 380p.

TQS. **Visão geral e exemplo completo**. São Paulo: TQS Informática Ltda, 2015.

APÊNDICE A – ESTIMATIVA DAS SOBRECARGAS DE ALVENARIA E DO RESERVATÓRIO SUPERIOR

A estimativa das sobrecargas de alvenaria foi a favor da segurança pois não considera os vazios das janelas e a altura da alvenaria é calculada através da diferença do pé direito do pavimento com a menor altura dos seus elementos limitantes, vigas e lajes.

Figura A.1 – Metro quadrado de alvenaria



Fonte: Autor (2018).

Pela geometria da alvenaria ilustrada na Figura A.1 foi possível modelar a determinação da carga de alvenaria, a qual está resumida na Tabela A.1, com os pesos específicos dos materiais constituintes consultados na ABNT NBR 6120:1980. Segue o detalhamento desta determinação:

Carga de alvenaria em 1 m^2

$$= (\text{nº de tijolos} \times \text{volume de um tijolo} \times \text{peso específico do tijolo furado})$$
$$+ (\text{nº de camadas de argamassa de assentamento}$$
$$\times \text{volume de argamassa de assentamento} \times \text{peso específico da argamassa})$$
$$+ (\text{nº de camadas de argassa de reboco} \times \text{volume de argamassa de reboco}$$
$$\times \text{peso específico da argamassa})$$

Carga de alvenaria em 1 m^2

$$= 25 \times (\ 0{,}09 \times 0{,}19 \times 0{,}19) \times 13 + 10 \times (0{,}01 \times 0{,}09 \times 1) \times 21$$
$$+ 2 \times (0{,}03 \times 1 \times 1) \times 21 = 2{,}50 \text{ kN}$$

$$\text{Altura da alvenaria} = \text{pé direito} - \text{altura da menor viga}$$

$$\text{Altura da alvenaria} = 2{,}88 - 0{,}25 = 2{,}63 \text{ m}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = \text{Carga de alvenaria em 1 m}^2 \times \text{Altura da alvenaria}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = 2{,}50 \times 2{,}63 = 6{,}6 \text{ kN}$$

Carga de alvenaria sobre as vigas $= 6{,}6 \frac{\text{kN}}{\text{m}}$.

Tabela A.1 – Estimativa da carga de alvenaria sobre as vigas

Peso específico do tijolo furado $(\boldsymbol{kN/m^3})$	13,00
Peso específico da argamassa de cimento e areia $(\boldsymbol{kN/m^3})$	21,00
Largura do tijolo (m)	0,09
Altura do tijolo (m)	0,19
Comprimento do tijolo (m)	0,19
Espessura da argamassa de assentamento (m)	0,01
Espessura da argamassa de reboco (m)	0,03
Carga da alvenaria em $\boldsymbol{1\ m^2}$ ***(kN)***	2,50
Altura da alvenaria (m)	2,63
Carga da alvenaria em $\boldsymbol{1\ m}$ ***linear (kN)***	6,60

Fonte: Autor (2018).

A carga de alvenaria sobre as lajes é maior que sobre as vigas pois a altura da mesma é maior, assim, para a determinação desta, aproveitou-se a carga da alvenaria em 1 m^2, já calculada, de 2,50 kN e prosseguiu os cálculos a partir da alteração da altura da alvenaria, segue abaixo o cálculo explicitado:

$$\text{Altura da alvenaria} = \text{pé direito} - \text{altura da menor laje}$$

$$\text{Altura da alvenaria} = 2{,}88 - 0{,}08 = 2{,}80 \text{ m}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = \text{Carga de alvenaria em 1 m}^2 \times \text{Altura da alvenaria}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = 2{,}50 \times 2{,}80 = 7{,}00 \text{ kN}$$

$$\text{Carga de alvenaria} = 7{,}00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

A alvenaria da sacada tem altura igual a 1,09 m, desta forma:

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = \text{Carga de alvenaria em 1 m}^2 \times \text{Altura da alvenaria}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = 2{,}50 \times 1{,}09 = 2{,}7 \text{ kN}$$

$$\text{Carga de alvenaria} = 2{,}7 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

A platibanda tem altura igual a 1,05 m, descontando a viga, deixando somente a alvenaria, tem-se:

$$\text{Altura da alvenaria} = 1{,}05 - 0{,}25 = 0{,}80 \text{ m}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = \text{Carga de alvenaria em 1 m}^2 \times \text{Altura da alvenaria}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = 2{,}50 \times 0{,}80 = 2{,}0 \text{ kN}$$

$$\text{Carga de alvenaria} = 2{,}00 \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

A altura da alvenaria de fechamento do reservatório superior é de 3,12 m, desta forma, descontando a altura das vigas sobre a mesma, tem-se:

$$\text{Altura da alvenaria} = 3{,}12 - 0{,}25 = 2{,}95 \text{ m}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = \text{Carga de alvenaria em 1 m}^2 \times \text{Altura da alvenaria}$$

$$\text{Carga de alvenaria em 1 m linear} = 2{,}50 \times 2{,}95 = 7{,}4 \text{ kN}$$

$$\text{Carga de alvenaria} = 7{,}4 \ \frac{\text{kN}}{\text{m}}.$$

No projeto arquitetônico, no reservatório superior, já estão previstas duas caixas d'água, cada uma comportando 10 m^3. Cada uma destas se apoiam sobre uma laje com área igual a 5,75 m^2, assim tem-se a seguinte estimativa da sobrecarga para cada laje:

$$\text{Peso de uma caixa d'água} = \left(10\text{m}^3 \times 9{,}81 \frac{\text{kN}}{\text{m}^3}\right) = 98{,}1\text{kN}$$

$$\text{Sobrecarga de uma caixa d'água} = \frac{98{,}1}{5{,}75} = 17{,}03 \frac{\text{kN}}{\text{m}^2}.$$

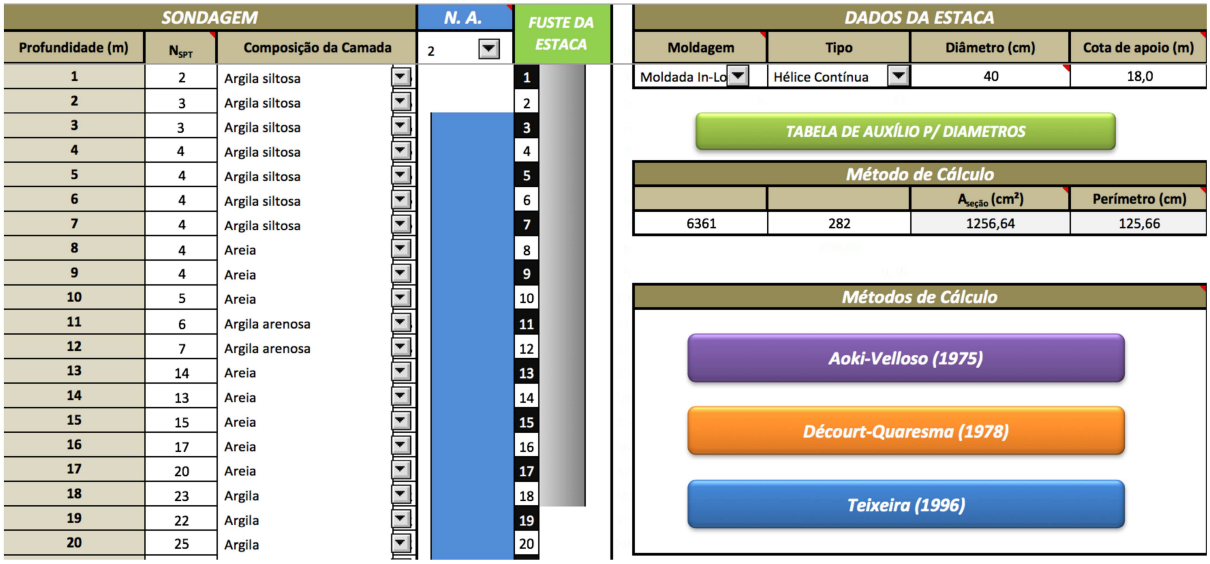
APÊNDICE B – DETERMINAÇÃO DA CARGA ADMISSÍVEL DAS ESTACAS

Figura B.1 – Carga nominal das estacas em função do diâmetro

Estaca Moldada In-Loco		
Tipo de Estaca	Diâmetro (cm)	Carga Nominal (kN)
Hélice Contínua ($\bar{\sigma}$= 4,0 a 5,0 MPa)	Ø 27,5 cm	250
	Ø 35 cm	400
	Ø 40 cm	500
	Ø 50 cm	800
	Ø 60 cm	1100
	Ø 70 cm	1550
	Ø 80 cm	2000
	Ø 90 cm	2550
	Ø 100 cm	3150

Fonte: Autor (2018).

Figura B.2 – Parâmetros de entrada para o cálculo das cargas admissíveis das estacas



Fonte: Autor (2018).

Figura B.3 – Detalhamento do cálculo das cargas admissíveis pelo método Aoki Velloso

MÉTODO AOKI VELLOSO (1975)

Dados do Cálculo

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	Comp. (m)	F.S (Global)
Moldada in-loco	Hélice Contínua	40	18	2

AVANÇAR

VOLTAR

% 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)	$R_{L\ acumlada}$ (kN)	$R_{Total\ do\ solo}$ (kN)	P_{Adm} (kN)
1	220	0,04	2	4	27,65	5,53	5,53	33,18	**16,59**
2	220	0,04	2	4	41,47	8,29	13,82	55,29	**27,65**
3	220	0,04	2	4	41,47	8,29	22,12	63,59	**31,79**
4	220	0,04	2	4	55,29	11,06	33,18	88,47	**44,23**
5	220	0,04	2	4	55,29	11,06	44,23	99,53	**49,76**
6	220	0,04	2	4	55,29	11,06	55,29	110,58	**55,29**
7	220	0,04	2	4	55,29	11,06	66,35	121,64	**60,82**
8	1000	0,014	2	4	251,33	17,59	83,94	335,27	**167,64**
9	1000	0,014	2	4	251,33	17,59	101,54	352,86	**176,43**
10	1000	0,014	2	4	314,16	21,99	123,53	437,69	**218,84**
11	350	0,024	2	4	131,95	15,83	139,36	271,31	**135,65**
12	350	0,024	2	4	153,94	18,47	157,83	311,77	**155,89**
13	1000	0,014	2	4	879,65	61,58	219,41	1099,05	**549,53**
14	1000	0,014	2	4	816,81	57,18	276,59	1093,40	**546,70**
15	1000	0,014	2	4	942,48	65,97	342,56	1285,04	**642,52**
16	1000	0,014	2	4	1068,14	74,77	417,33	1485,47	**742,74**
17	1000	0,014	2	4	1256,64	87,96	505,29	1761,93	**880,97**
18	200	0,06	2	4	289,03	86,71	592,00	881,03	**440,51**

Fonte: Autor (2018).

Figura B.4 – Parâmetros do método Aoki Velloso

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: Autor (2018).

Figura B.5 – Carga admissível pelos outros métodos

RELATÓRIO FINAL

Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)
Moldada in-loco	Hélice Contínua	40	2

Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)

Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
18,00	***440,51***	***305,54***	***360,89***	***368,98***

Fonte: Autor (2018).

APÊNDICE C – DETERMINAÇÃO DO NÚMERO DE ESTACAS

Tabela C.1 – Cálculo do número de estacas

Elemento	Fz (kN)	Fz (kN)	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)	Capacidade	Número de estacas	Número de estacas adotadas
P1	723,00	795,30	40	18	440,51	1,81	2
P2	526,00	578,60	40	18	440,51	1,31	2
P3	981,00	1079,10	40	18	440,51	2,45	3
P4	819,00	900,90	40	18	440,51	2,00	2
P5	827,00	909,70	40	18	440,51	2,07	3
P6	536,00	589,60	40	18	440,51	1,34	2
P7	1350,00	1485,00	40	18	440,51	3,37	4
P8	742,00	816,20	40	18	440,51	1,85	2
P9	1232,00	1355,20	40	18	440,51	3,08	4
P10	1148,00	1262,80	40	18	440,51	2,87	3
P11	1009,00	1109,90	40	18	440,51	2,52	3
P13	857,00	942,70	40	18	440,51	2,14	3
P14	837,00	920,70	40	18	440,51	2,09	3
P15	562,00	618,20	40	18	440,51	1,40	2
P16	332,00	365,20	40	18	440,51	0,83	1
P17	1308,00	1438,80	40	18	440,51	3,27	4
P18	1602,00	1762,20	40	18	440,51	4,00	5
P19	346,00	380,60	40	18	440,51	0,86	1
P20	2181,00	2399,10	40	18	440,51	5,45	6
P21	1254,00	1379,40	40	18	440,51	3,13	4
P23	622,00	684,20	40	18	440,51	1,55	2
P24	1807,00	1987,70	40	18	440,51	4,51	5
P25	821,00	903,10	40	18	440,51	2,00	2
P26	575,00	632,50	40	18	440,51	1,44	2
P27	1734,00	1907,40	40	18	440,51	4,33	5
P28	1394,00	1533,40	40	18	440,51	3,48	4
P29	1119,00	1230,90	40	18	440,51	2,79	3
P30	1245,00	1369,50	40	18	440,51	3,11	4
P31	731,00	804,10	40	18	440,51	1,83	2
P32	1027,00	1129,70	40	18	440,51	2,56	3
P33	1284,00	1412,40	40	18	440,51	3,21	4
P34	969,00	1065,90	40	18	440,51	2,42	3
P35	1003,00	1103,30	40	18	440,51	2,50	3
P36	535,00	588,50	40	18	440,51	1,34	2
P37	796,00	875,60	40	18	440,51	1,99	2

Elemento	Fz (kN)	Fz (kN)	Diâmetro (cm)	Cota de apoio (m)	Capacidade	Número de estacas	Número de estacas adotadas
P38	302,00	332,20	40	18	440,51	0,75	1
P44	540,00	594,00	40	18	440,51	1,35	2
P45	817,00	898,70	40	18	440,51	2,04	2
T1	13,00	14,30	40	5	49,76	0,80	1
T2	13,00	14,30	40	5	49,76	0,80	1
T3	13,00	14,30	40	5	49,76	0,80	1
T4	12,00	13,20	40	5	49,76	0,80	1

Fonte: Autor (2018).

APÊNDICE D – PRÉ-DIMENSIONAMENTO DOS BLOCOS

Tabela D.1 – Dimensões dos blocos

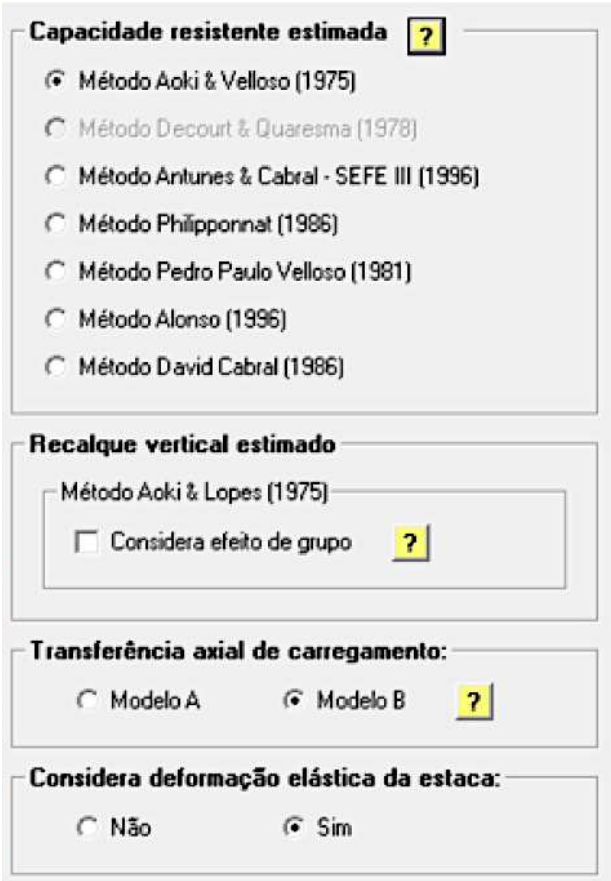
Pilar	*ap (cm)*	*N. de estacas*	$\emptyset_e$ *(cm)*	*e (cm)*	*comprimento (cm)*	*d' (cm)*	*dmin + d' (cm)*	*dmax + d' (cm)*	*altura adotada (cm)*
P1	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P2	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P3	36	3	40	120	1800	7	67,09	92,09	80
P4	34	2	40	120	1800	7	59,09	81,09	70
P5	30	3	40	120	1800	7	68,09	94,09	85
P6	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P7	43	4	40	120	1800	7	77,09	106,09	95
P8	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P9	43	4	40	120	1800	7	77,09	106,09	95
P10	37	3	40	120	1800	7	66,09	91,09	80
P11	36	3	40	120	1800	7	67,09	92,09	80
P13	28	3	40	120	1800	7	69,09	95,09	85
P14	30	3	40	120	1800	7	68,09	94,09	85
P15	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P16	21	1	40		1800	7			55
P17	61	4	40	120	1800	7	71,09	97,09	85
P18	61	5	40	120	1800	7	52,09	71,09	65
P19	26	1	40		1800	7			75
P20	49	6	40	120	1800	7	115,09	162,09	140
P21	40	4	40	120	1800	7	78,09	107,09	95
P23	28	2	40	120	1800	7	60,09	83,09	75
P24	49	5	40	120	1800	7	75,09	103,09	90
P25	30	2	40	120	1800	7	68,09	94,09	85
P26	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P27	48	5	40	120	1800	7	89,09	123,09	110
P28	43	4	40	120	1800	7	77,09	106,09	95
P29	40	3	40	120	1800	7	78,09	90,09	85
P30	43	4	40	120	1800	7	77,09	106,09	95
P31	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P32	36	3	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P33	43	4	40	120	1800	7	77,09	106,09	95
P34	35	3	40	120	1800	7	80,09	92,09	90
P35	36	3	40	120	1800	7	67,09	92,09	80
P36	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P37	28	2	40	120	1800	7	60,09	83,09	75

Pilar	*ap (cm)*	*N. de estacas*	$\emptyset_e$ *(cm)*	*e (cm)*	*comprimento (cm)*	*d' (cm)*	*dmin + d' (cm)*	*dmax + d' (cm)*	*altura adotada (cm)*
P38	26	1	40		1800	7			75
P44	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70
P45	37	2	40	120	1800	7	58,09	80,09	70

Fonte: Autor (2018).

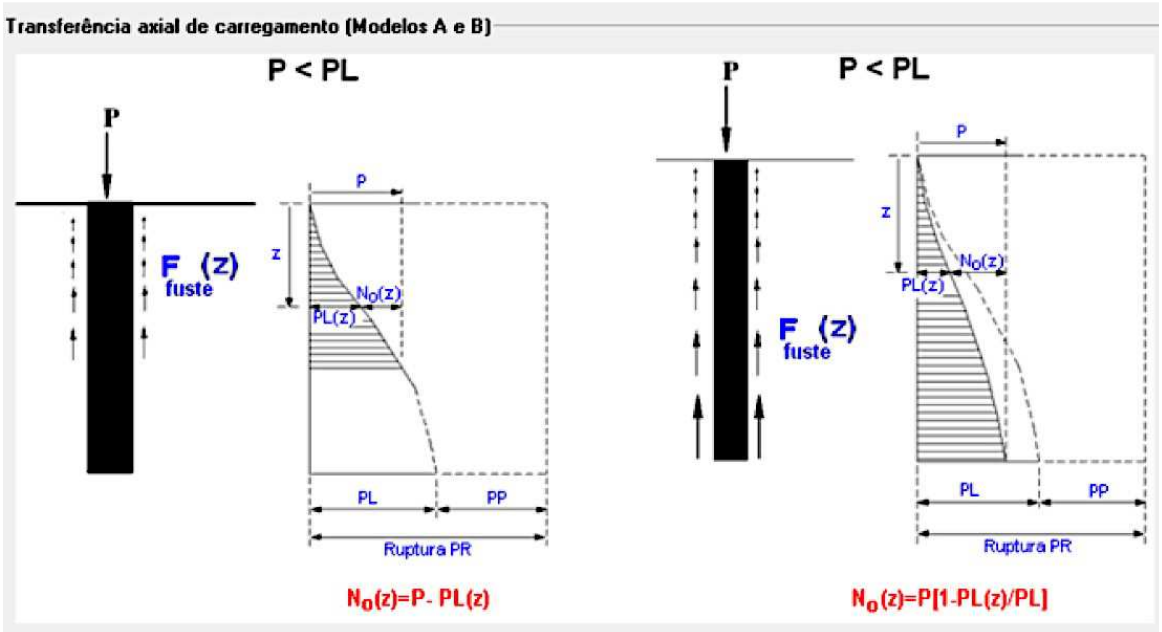
APÊNDICE E – PARÂMETROS DE ENTRADA PARA INFRAESTRUTURA

Figura E.1 – Escolha do método para cálculo da capacidade resistente da estaca



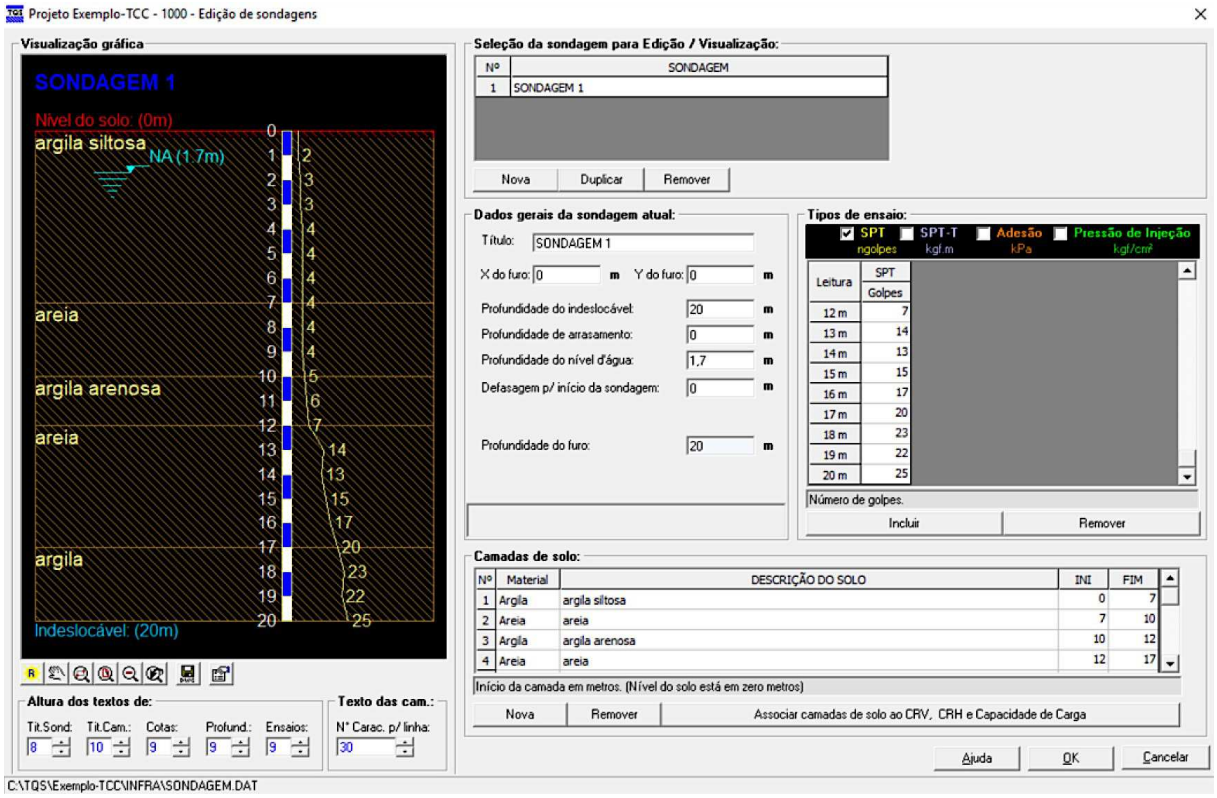
Fonte: Autor (2018).

Figura E.2 – Modelos para transferência axial de carregamento



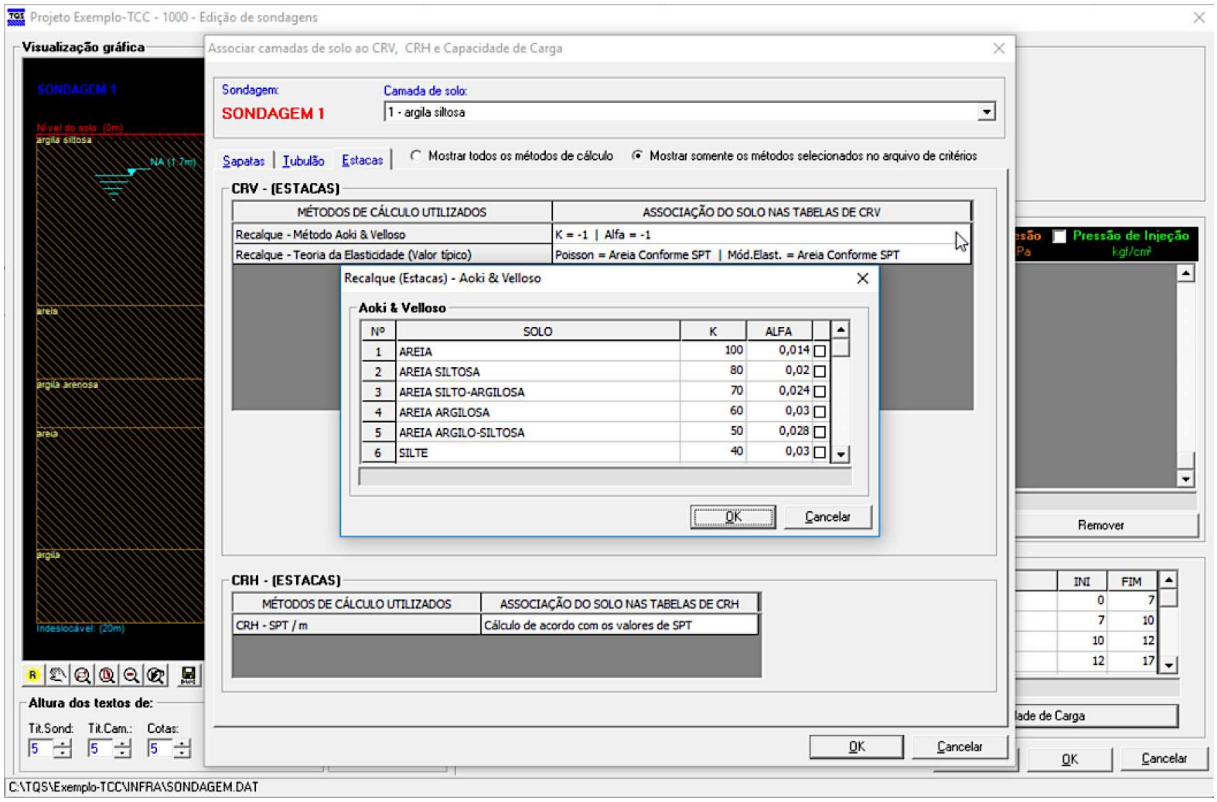
Fonte: Autor (2018).

Figura E.3 – Edição de sondagem



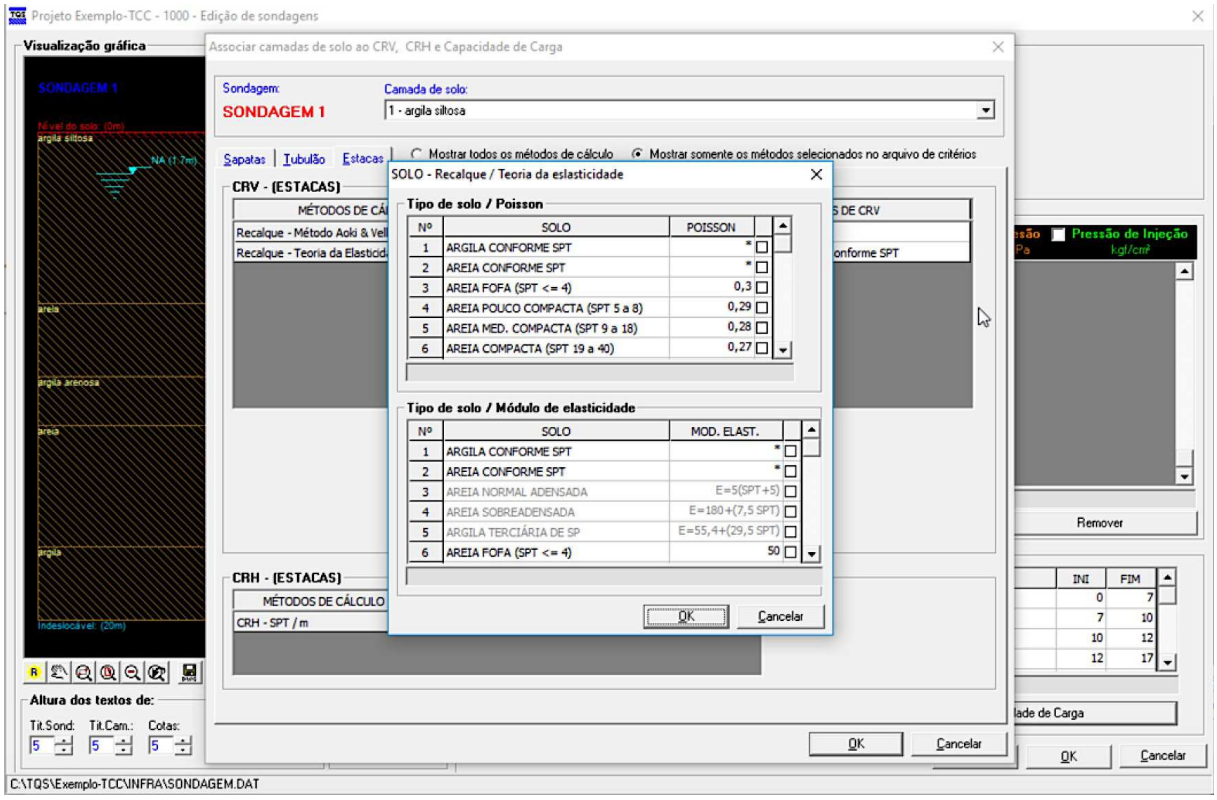
Fonte: Autor (2018).

Figura E.4 – Associação das camadas de solo ao CRV, CRH e Capacidade de Carga



Fonte: Autor (2018).

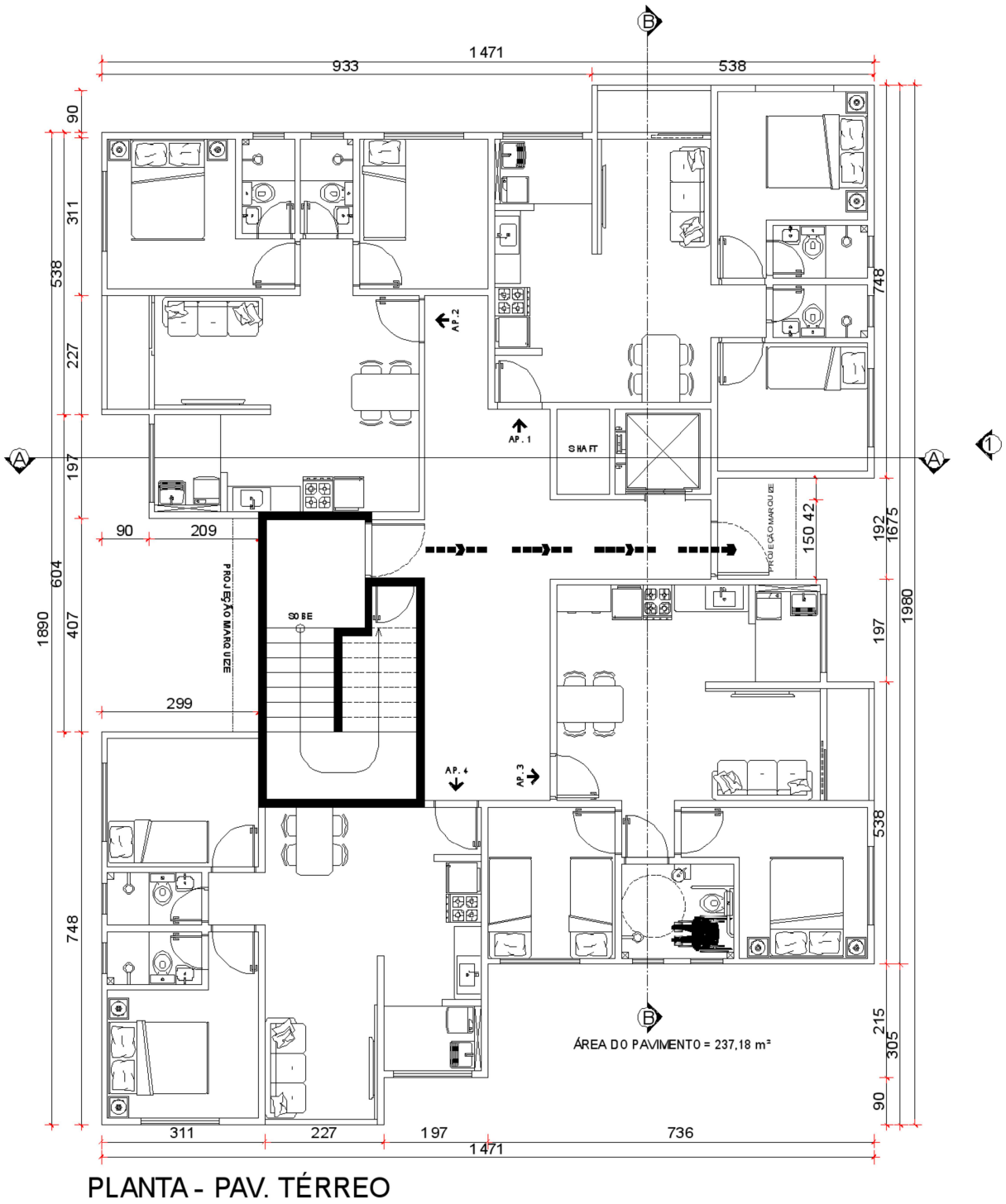
Figura E.5 – Associação das camadas de solo ao CRV, CRH e Capacidade de Carga



Fonte: Autor (2018).

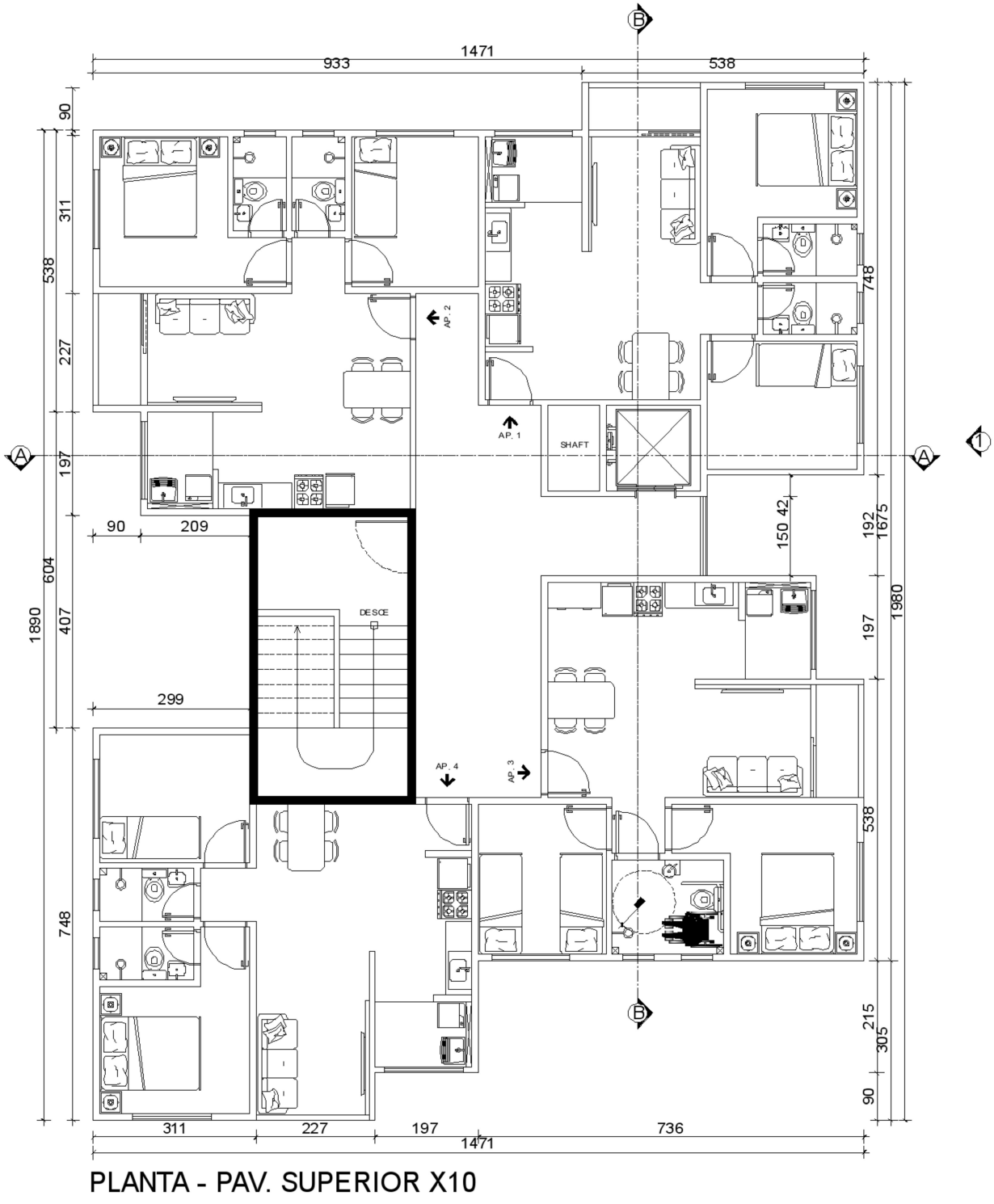
ANEXO A – PROJETO ARQUITETÔNICO

Figura A.1 – Planta do pavimento térreo



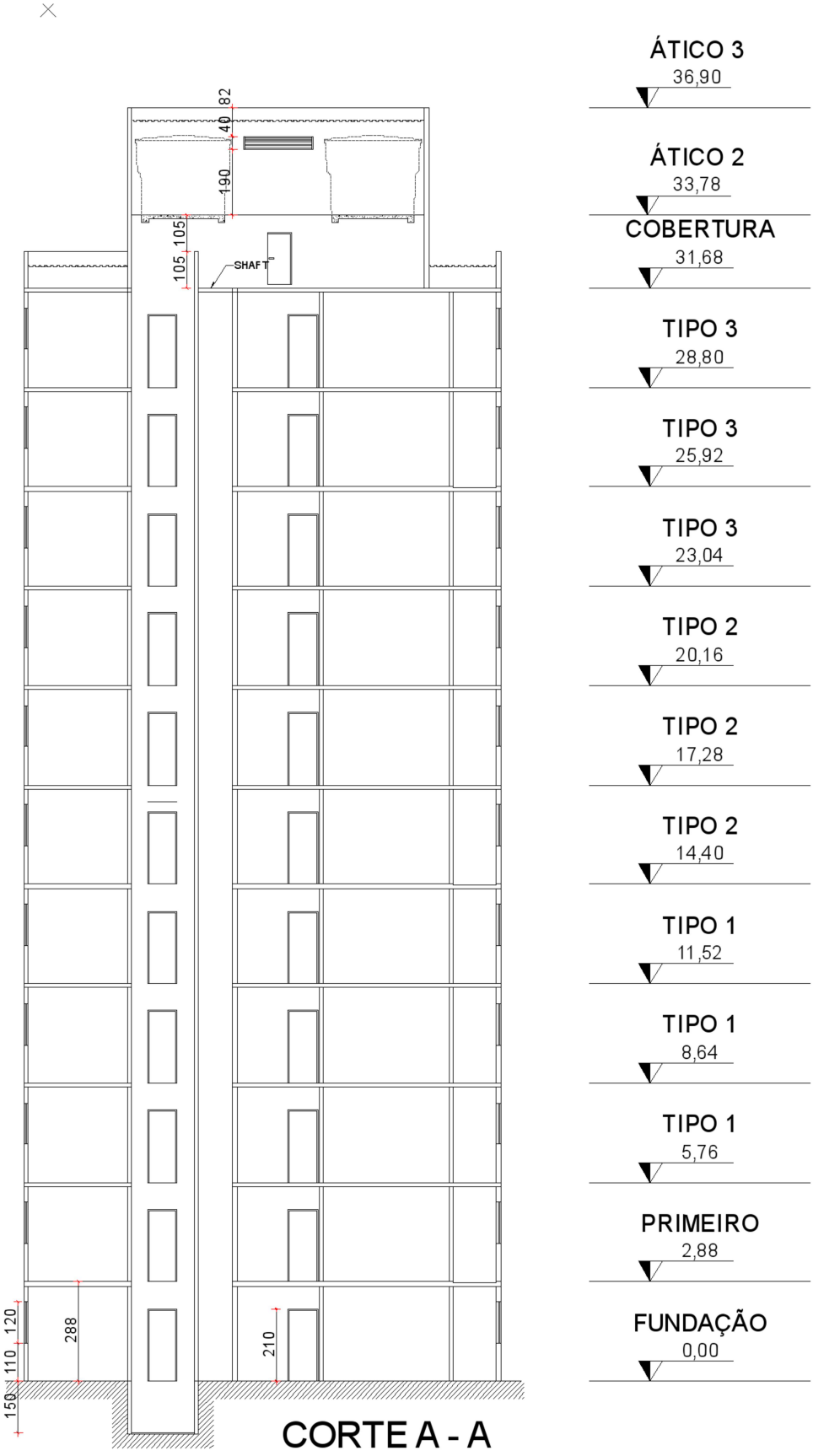
Fonte: Autor (2018).

Figura A.2 – Planta dos pavimentos superiores



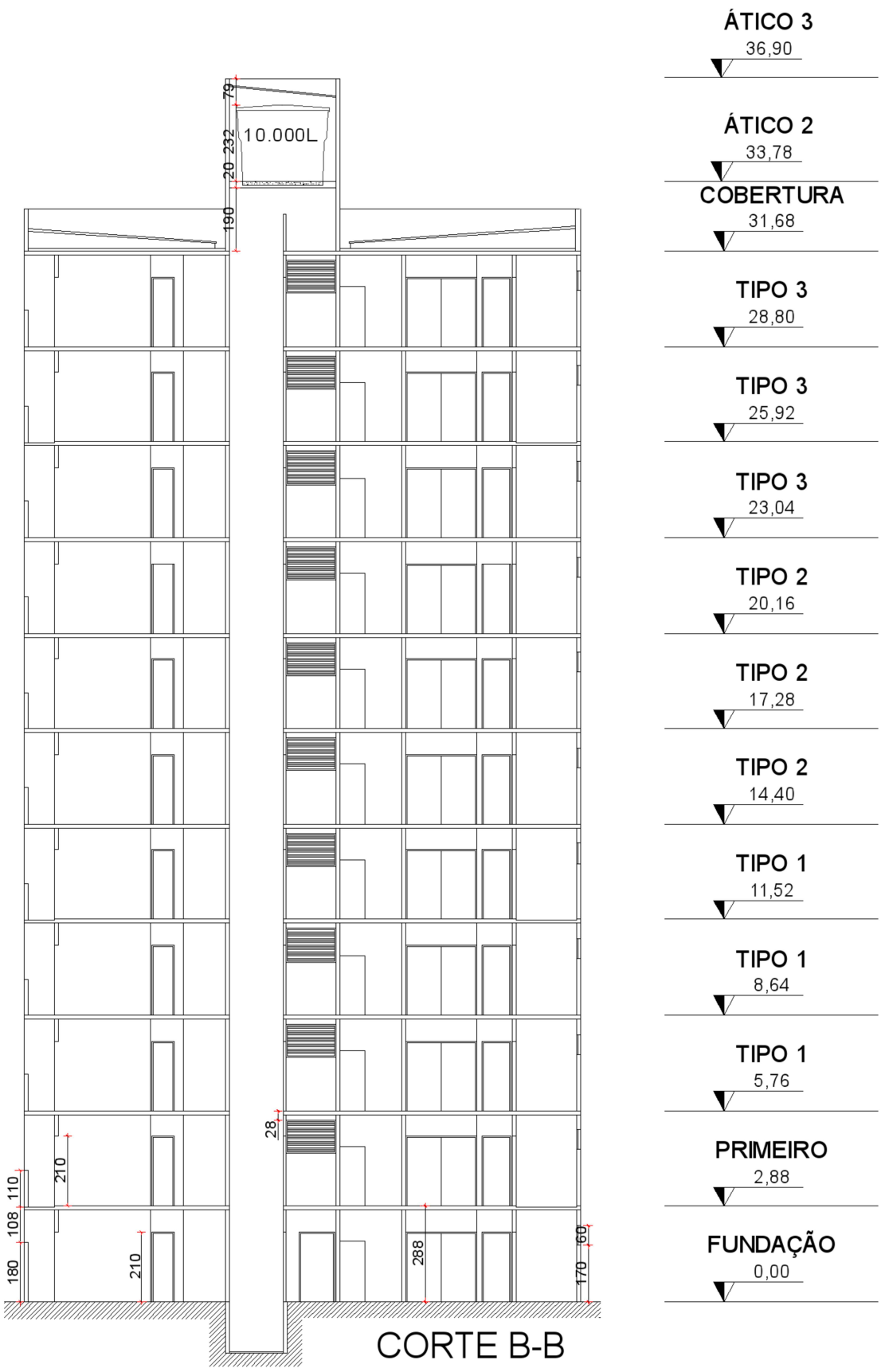
Fonte: Autor (2018).

Figura A.3 – Corte A-A do edifício



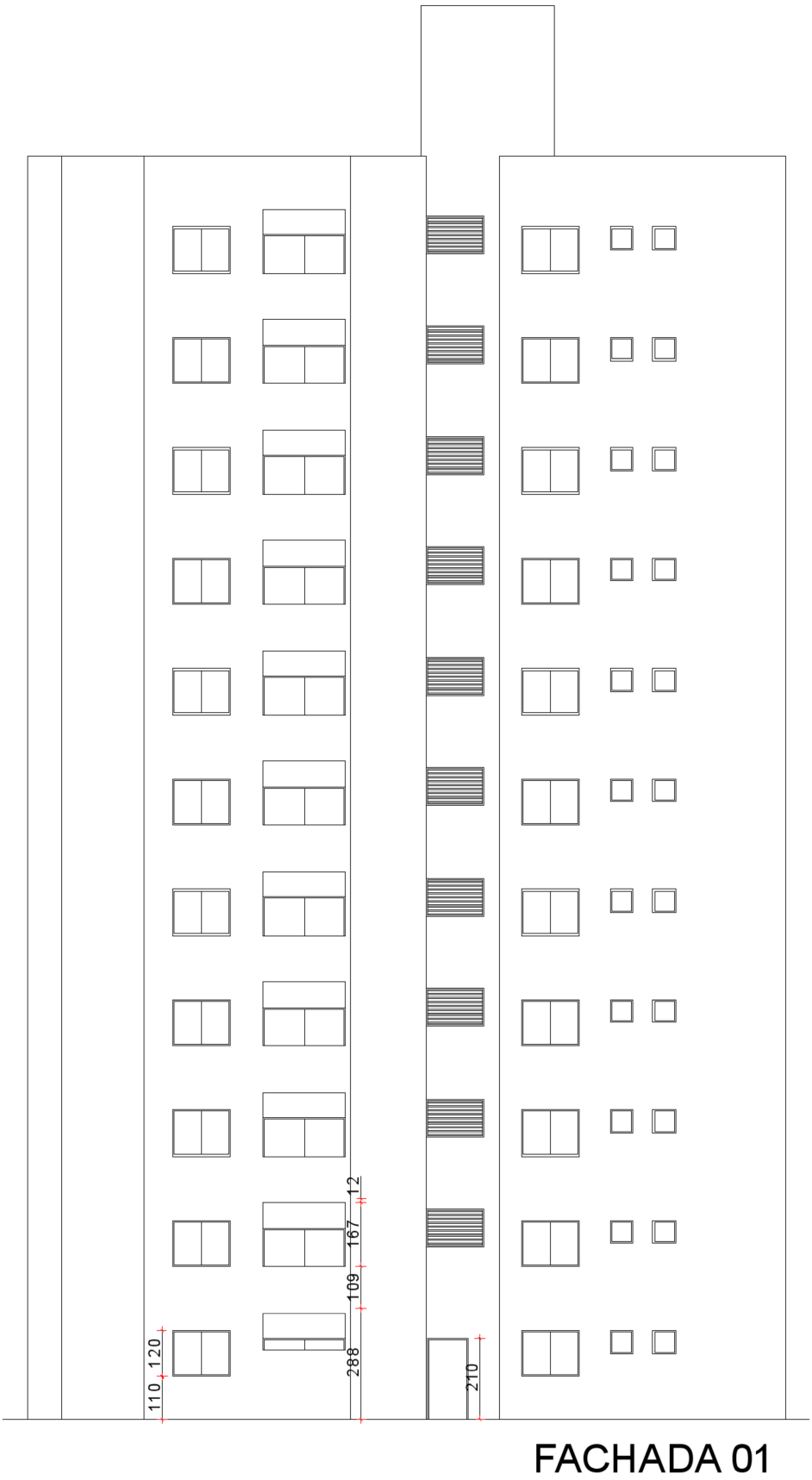
Fonte: Autor (2018).

Figura A.4 – Corte B-B do edifício



Fonte: Autor (2018).

Figura A.5 – Fachada do edifício



Fonte: Autor (2018).

ANEXO B – COMBINACÕES DE AÇÕES DO CAD/TQS®

```
Casos de carregamento simples
-----------------------------

Sufixo "_R"  Carga acidental reduzida
Sufixo "_V"  Vigas de transição c/inércia normal
Sufixo "_E"  Engastado, com caso correspondente articulado

Num Prefixo  Título
  1 TODAS    Todas permanentes e acidentais dos pavimentos
  2 PP       Peso Próprio
  3 PERM     Cargas permanentes
  4 ACID     Cargas acidentais
  5 VENT1    Vento (1) 90°
  6 VENT2    Vento (2) 270°
  7 VENT3    Vento (3) 0°
  8 VENT4    Vento (4) 180°
  9 DESA1    Desaprumo (1)
 10 DESA2    Desaprumo (2)
 11 DESA3    Desaprumo (3)
 12 DESA4    Desaprumo (4)
 13 TODAS_V  Todas permanentes e acidentais dos pavimentos - VTN
 14 PP_V     Peso Próprio - VTN
 15 PERM_V   Cargas permanentes - VTN
 16 ACID_V   Cargas acidentais - VTN

Grupos de combinação
--------------------

Grupo ELU1     "Verificações de estado limite último - Vigas e lajes"
   PERMACID    "Permanentes, Acidentais"
   ACIDCOMB    "Todas as acidentais combinadas"

Grupo ELU2     "Verificações de estado limite último - Pilares e
fundações"
   PERMACID    "Permanentes, Acidentais"
   ACIDCOMB    "Todas as acidentais combinadas"

Grupo FOGO     "Verificações em situação de incêndio"
   PERMVAR     "Todas permanentes e variáveis ponderadas"

Grupo ELS      "Verificações de estado limite de serviço"
   CFREQ       "Combinações frequentes"
   CQPERM      "Combinações quase permanentes"

Grupo COMBFLU  "Cálculo de fluência (método geral)"
   COMBFLU     "Combinação para cálculo da fluência (método geral)"

Grupo LAJEPRO  "Combinações p/ flechas em lajes protendidas"


Combinações geradas
-------------------

Num AC VT Título
  17       ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA1+ACID
```

```
18        ELU1/PERMACID/PP+PERM+ACID
19        ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA2+ACID
20        ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA3+ACID
21        ELU1/PERMACID/PP+PERM+DESA4+ACID
22        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT1
23        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT2
24        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT3
25        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT4
26        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
27        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
28        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
29        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
30        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT1
31        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT2
32        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT3
33        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT4
34        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT1
35        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT2
36        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT3
37        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT4
38        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT1
39        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT2
40        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT3
41        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT4
42        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT1
43        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT2
44        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT3
45        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT4
46        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
47        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
48        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
49        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
50        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT1
51        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT2
52        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT3
53        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT4
54        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT1
55        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT2
56        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT3
57        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT4
58        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT1
59        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT2
60        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT3
61        ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT4
62        FOGO/PERMVAR/PP+PERM+DESA1+0.6ACID
63        FOGO/PERMVAR/PP+PERM+0.6ACID
64        FOGO/PERMVAR/PP+PERM+DESA2+0.6ACID
65        FOGO/PERMVAR/PP+PERM+DESA3+0.6ACID
66        FOGO/PERMVAR/PP+PERM+DESA4+0.6ACID
67        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA1+0.7ACID
68        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA2+0.7ACID
69        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA3+0.7ACID
70        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA4+0.7ACID
71        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA1+0.6ACID+0.3VENT1
72        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA1+0.6ACID+0.3VENT2
73        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA1+0.6ACID+0.3VENT3
74        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA1+0.6ACID+0.3VENT4
75        ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA2+0.6ACID+0.3VENT1
```

```
 76       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA2+0.6ACID+0.3VENT2
 77       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA2+0.6ACID+0.3VENT3
 78       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA2+0.6ACID+0.3VENT4
 79       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA3+0.6ACID+0.3VENT1
 80       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA3+0.6ACID+0.3VENT2
 81       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA3+0.6ACID+0.3VENT3
 82       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA3+0.6ACID+0.3VENT4
 83       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA4+0.6ACID+0.3VENT1
 84       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA4+0.6ACID+0.3VENT2
 85       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA4+0.6ACID+0.3VENT3
 86       ELS/CFREQ/PP+PERM+DESA4+0.6ACID+0.3VENT4
 87       ELS/CQPERM/PP+PERM+DESA1+0.6ACID
 88       ELS/CQPERM/PP+PERM+DESA2+0.6ACID
 89       ELS/CQPERM/PP+PERM+DESA3+0.6ACID
 90       ELS/CQPERM/PP+PERM+DESA4+0.6ACID
 91       COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+DESA1+0.6ACID
 92       COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+0.6ACID
 93       COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+DESA2+0.6ACID
 94       COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+DESA3+0.6ACID
 95       COMBFLU/COMBFLU/PP+PERM+DESA4+0.6ACID
 96     X ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V
 97     X ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+ACID_V
 98     X ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V
 99     X ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V
100     X ELU1/PERMACID/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V
101     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT1
102     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT2
103     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT3
104     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT4
105     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
106     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
107     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
108     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
109     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT1
110     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT2
111     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT3
112     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT4
113     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT1
114     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT2
115     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT3
116     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT4
117     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT1
118     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT2
119     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT3
120     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT4
121     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT1
122     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT2
123     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT3
124     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT4
125     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
126     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
127     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
128     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4
129     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT1
130     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT2
131     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT3
132     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT4
133     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT1
```

```
 134     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT2
 135     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT3
 136     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT4
 137     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT1
 138     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT2
 139     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT3
 140     X ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT4
 141     X FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V
 142     X FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
 143     X FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V
 144     X FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V
 145     X FOGO/PERMVAR/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V
 146     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA1+0.7ACID_V
 147     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA2+0.7ACID_V
 148     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA3+0.7ACID_V
 149     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA4+0.7ACID_V
 150     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V+0.3VENT1
 151     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V+0.3VENT2
 152     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V+0.3VENT3
 153     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V+0.3VENT4
 154     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V+0.3VENT1
 155     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V+0.3VENT2
 156     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V+0.3VENT3
 157     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V+0.3VENT4
 158     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V+0.3VENT1
 159     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V+0.3VENT2
 160     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V+0.3VENT3
 161     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V+0.3VENT4
 162     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V+0.3VENT1
 163     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V+0.3VENT2
 164     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V+0.3VENT3
 165     X ELS/CFREQ/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V+0.3VENT4
 166     X ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V
 167     X ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V
 168     X ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V
 169     X ELS/CQPERM/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V
 170     X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+DESA1+0.6ACID_V
 171     X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+0.6ACID_V
 172     X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+DESA2+0.6ACID_V
 173     X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+DESA3+0.6ACID_V
 174     X COMBFLU/COMBFLU/PP_V+PERM_V+DESA4+0.6ACID_V

Envoltórias
-----------

Os números mostrados são os das combinações que participam de cada
envoltória

   Grupo "ELU1" "Verificações de estado limite último - Vigas e lajes"
   Casos: 90
       17  18  19  20  21  22  23  24  25  26  27  28  29  30  31  32
       33  34  35  36  37  38  39  40  41  42  43  44  45  46  47  48
       49  50  51  52  53  54  55  56  57  58  59  60  61  96  97  98
       99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114
      115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130
      131 132 133 134 135 136 137 138 139 140
```

```
   Grupo "ELU2" "Verificações de estado limite último - Pilares e
fundações"
   Casos: 90
       17  18  19  20  21  22  23  24  25  26  27  28  29  30  31  32
       33  34  35  36  37  38  39  40  41  42  43  44  45  46  47  48
       49  50  51  52  53  54  55  56  57  58  59  60  61  96  97  98
       99 100 101 102 103 104 105 106 107 108 109 110 111 112 113 114
      115 116 117 118 119 120 121 122 123 124 125 126 127 128 129 130
      131 132 133 134 135 136 137 138 139 140

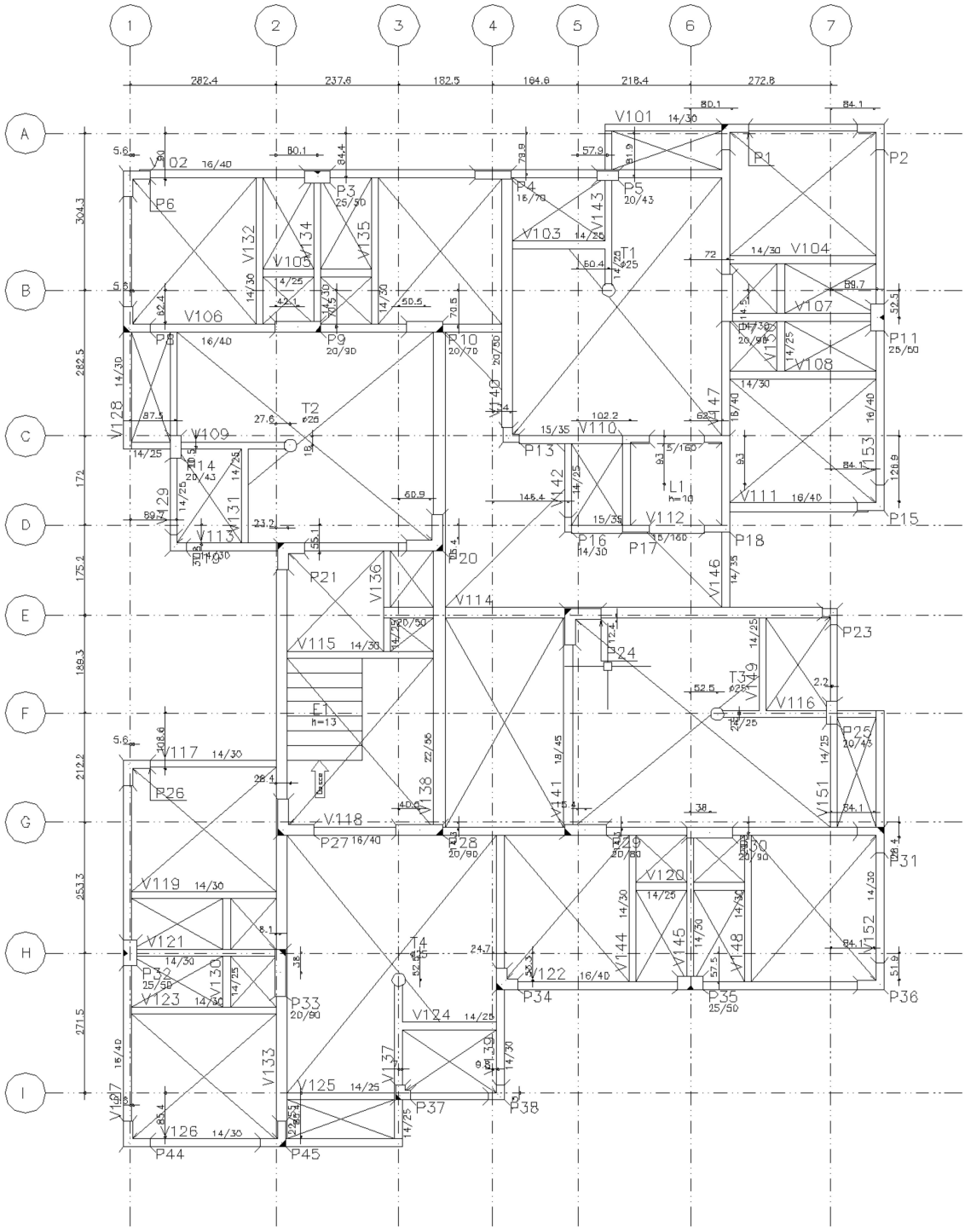
   Grupo "FOGO" "Verificações em situação de incêndio"
   Casos: 10
       62  63  64  65  66 141 142 143 144 145

   Grupo "ELS" "Verificações de estado limite de serviço"
   Casos: 48
       67  68  69  70  71  72  73  74  75  76  77  78  79  80  81  82
       83  84  85  86  87  88  89  90 146 147 148 149 150 151 152 153
      154 155 156 157 158 159 160 161 162 163 164 165 166 167 168 169


   Grupo "COMBFLU" "Cálculo de fluência (método geral)"
   Casos: 10
       91  92  93  94  95 170 171 172 173 174
```

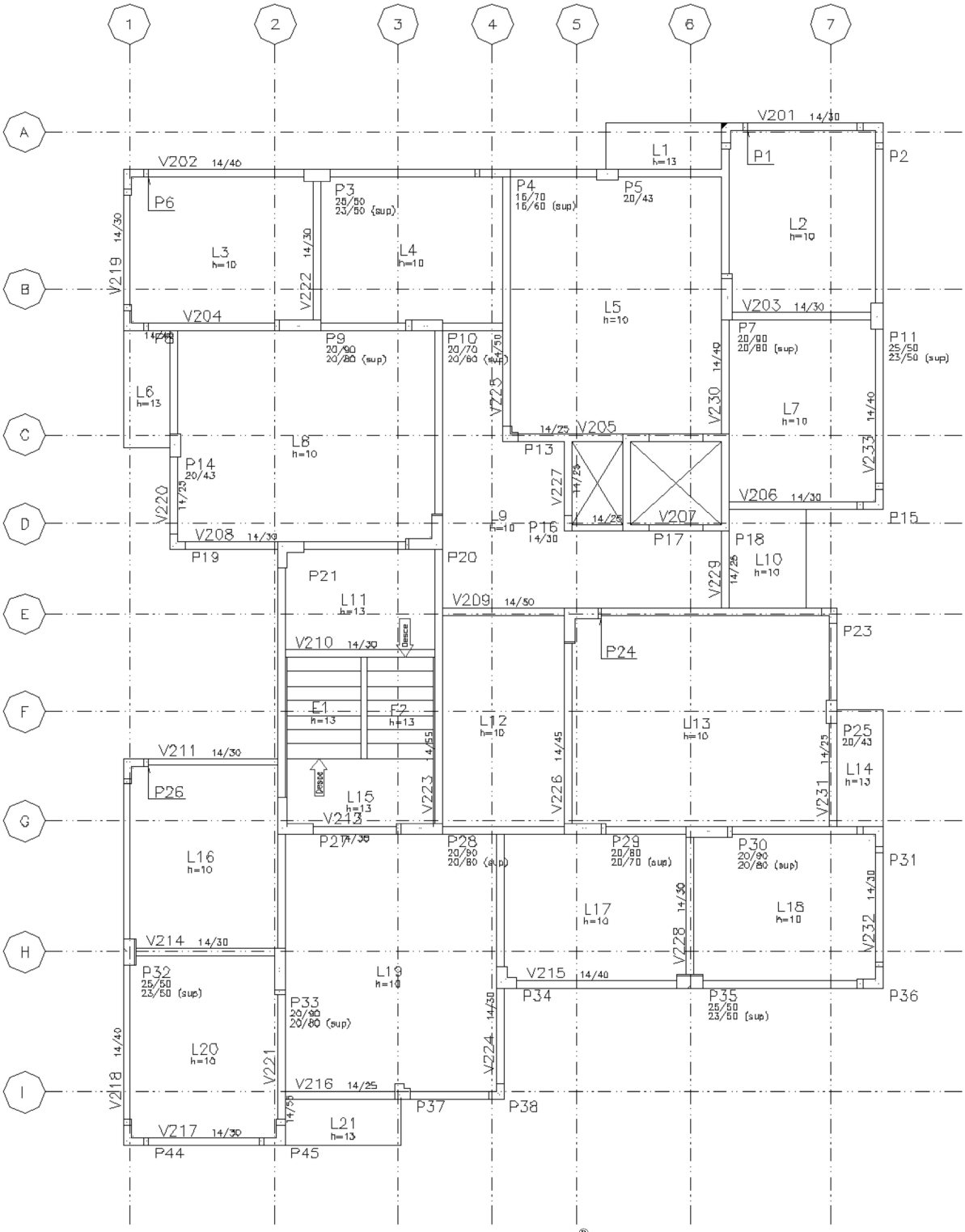
ANEXO C – PLANTAS DE FORMAS E EIXOS DE LOCAÇÃO DE PILARES

Figura C.1 – Planta de forma do pavimento fundação sem os elementos de fundação



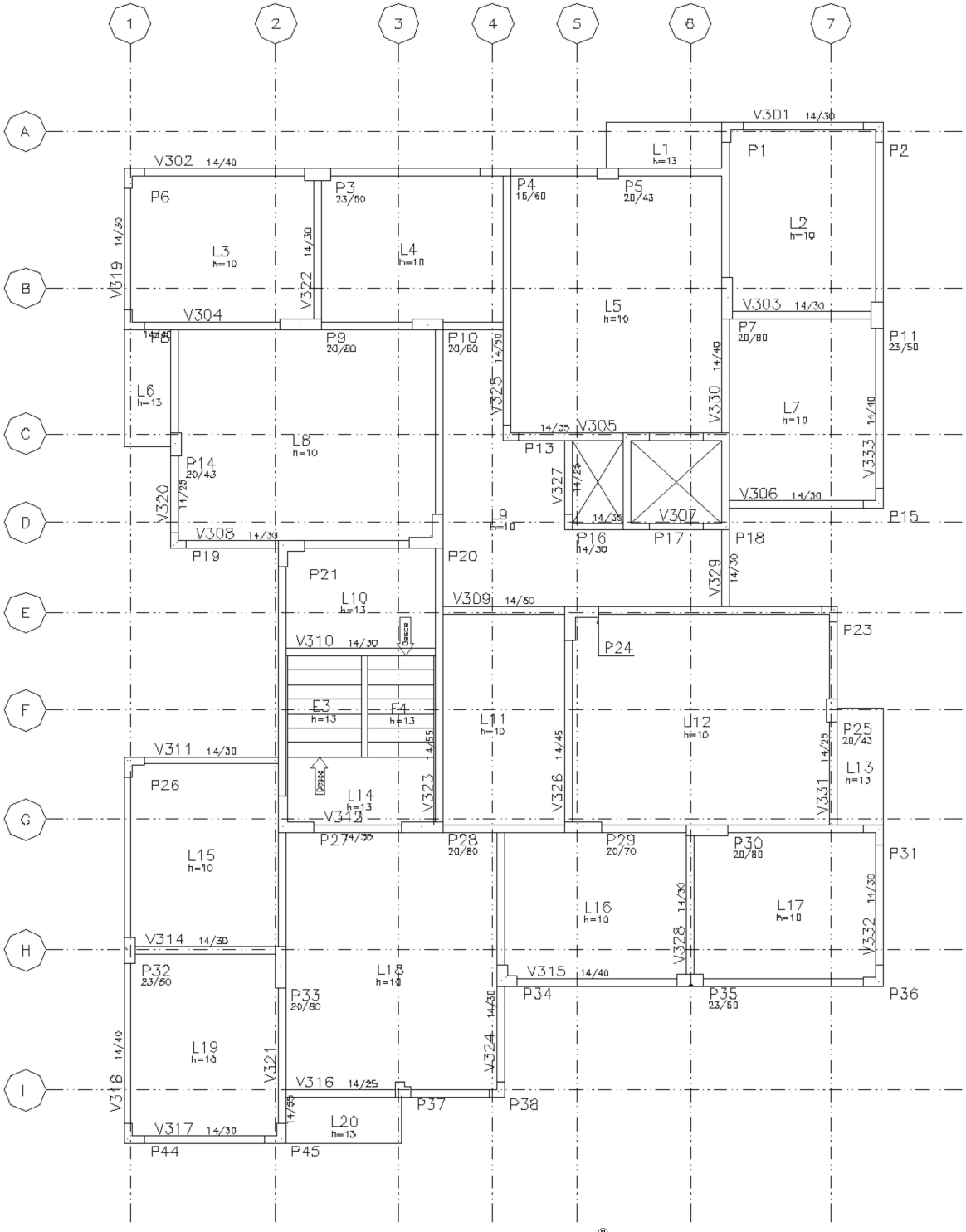
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.2 – Planta de forma do pavimento primeiro



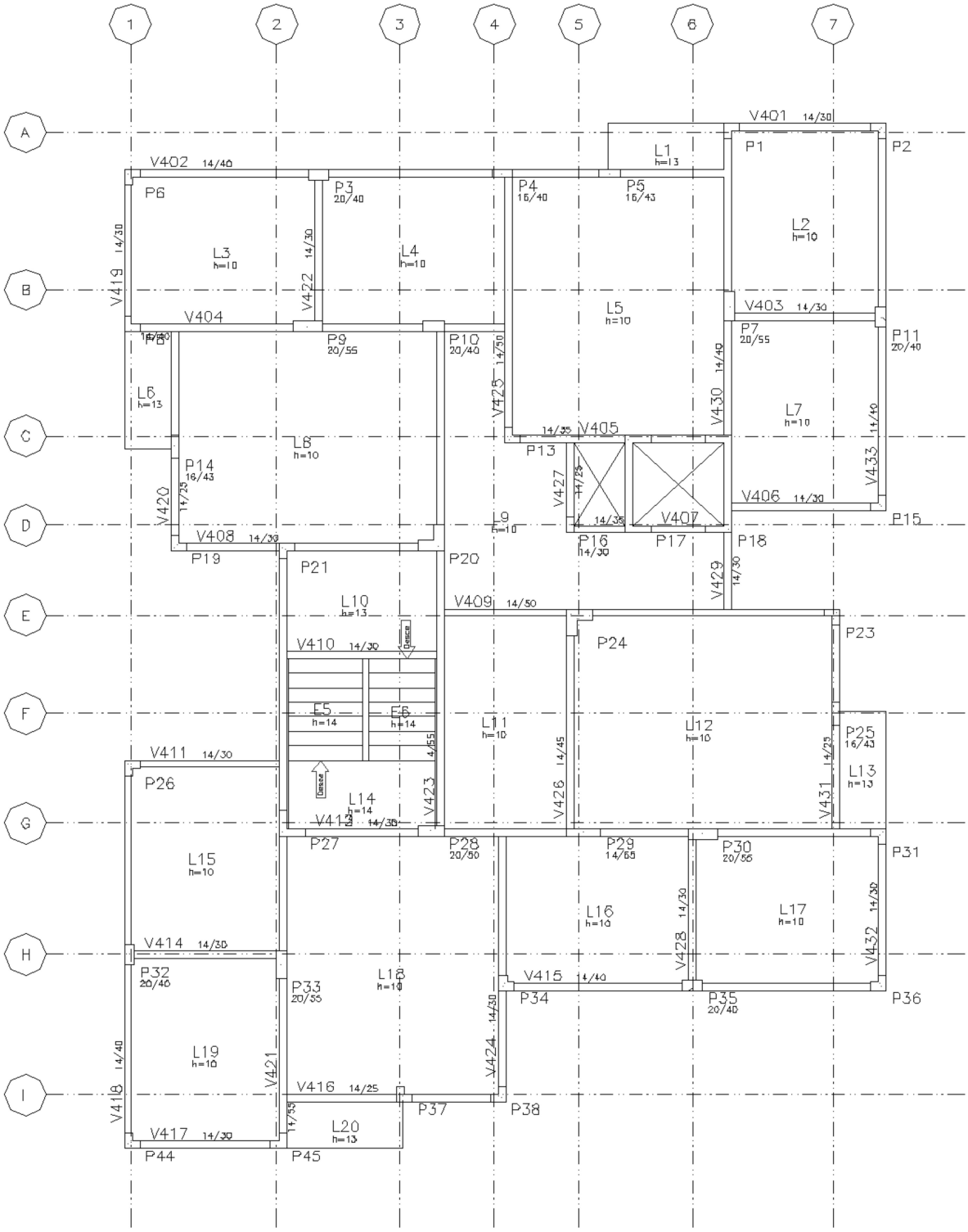
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.3 – Planta de forma do pavimento tipo 1



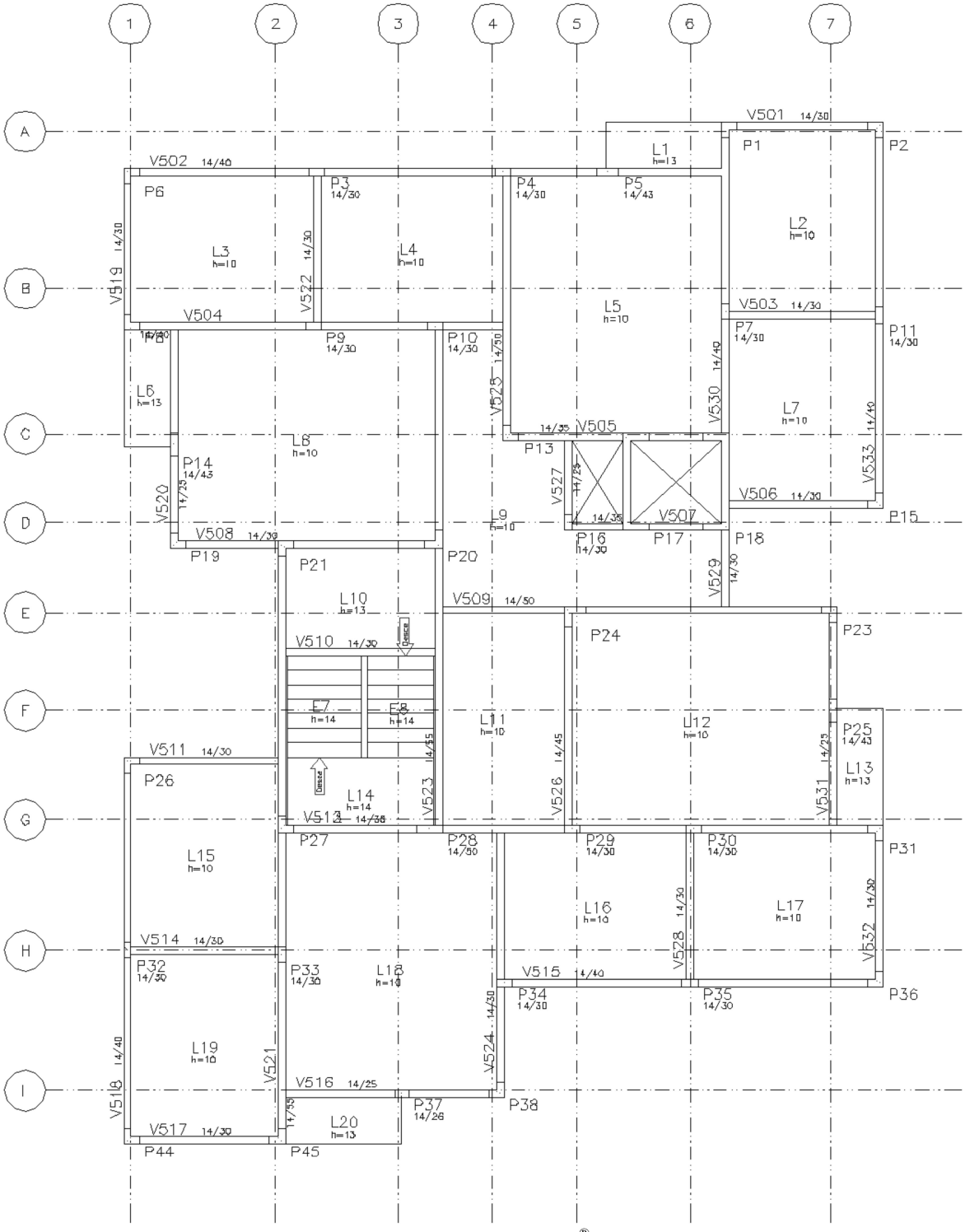
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.4 – Planta de forma do pavimento tipo 2



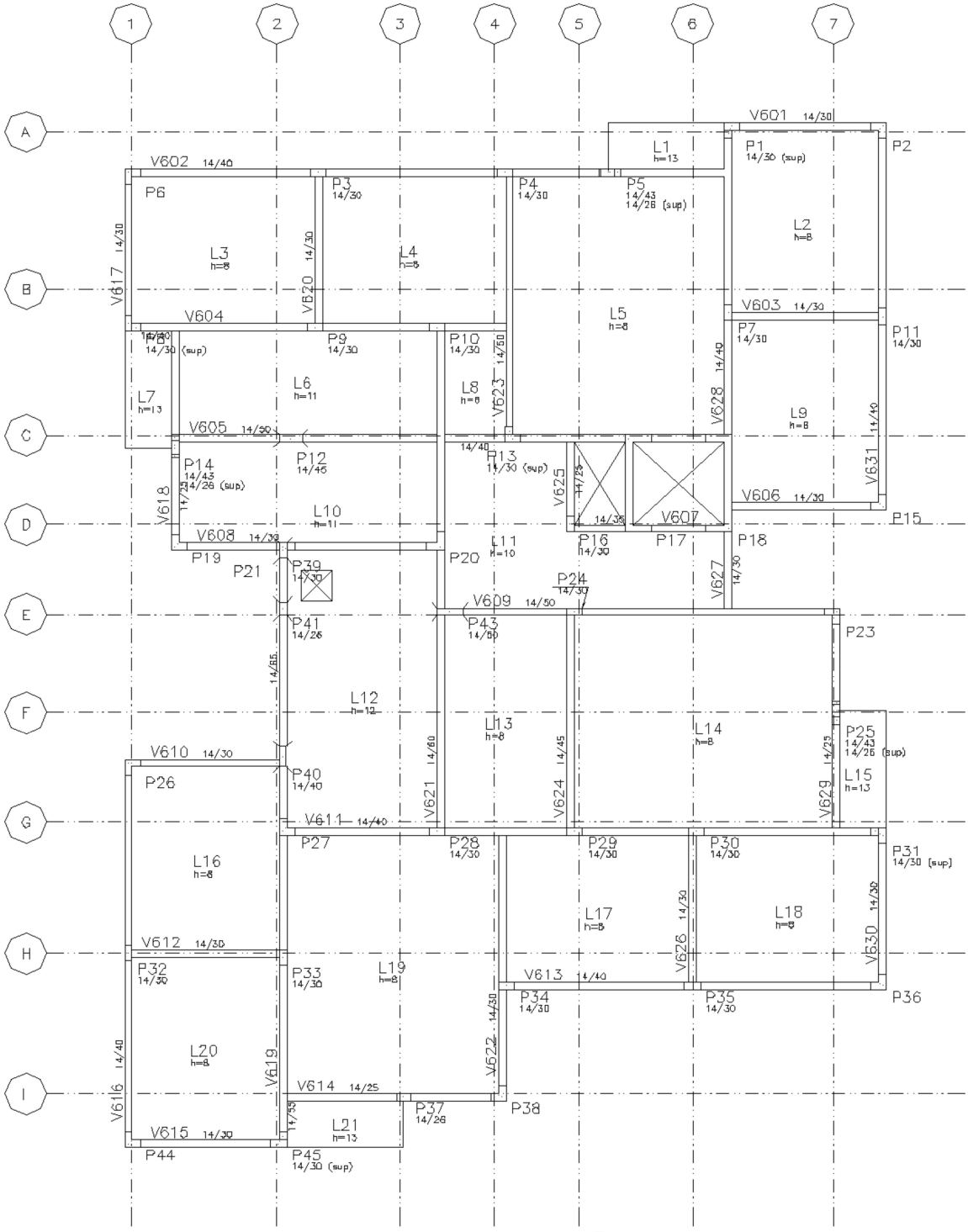
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.5 – Planta de forma do pavimento tipo 3



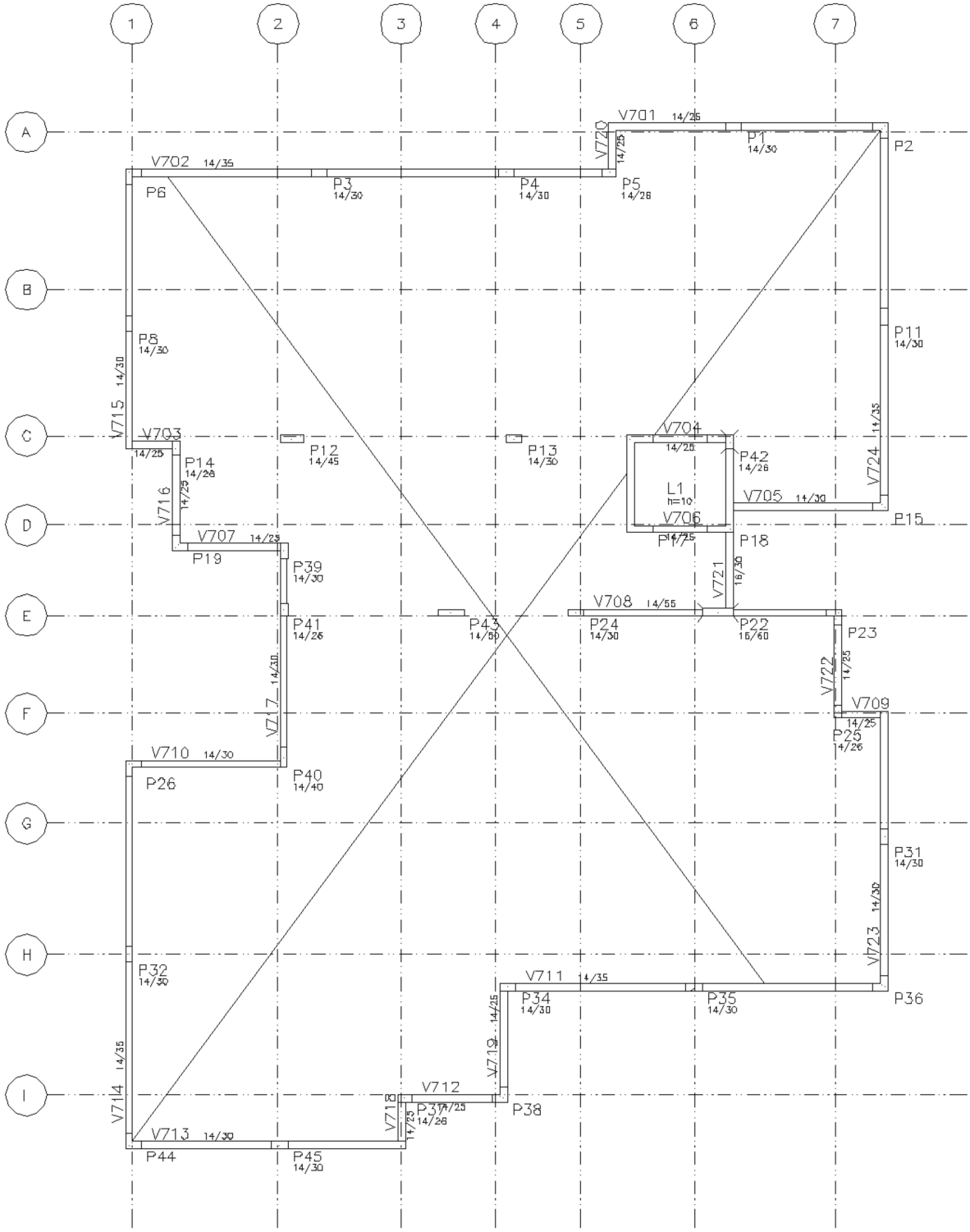
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.6 – Planta de forma da cobertura



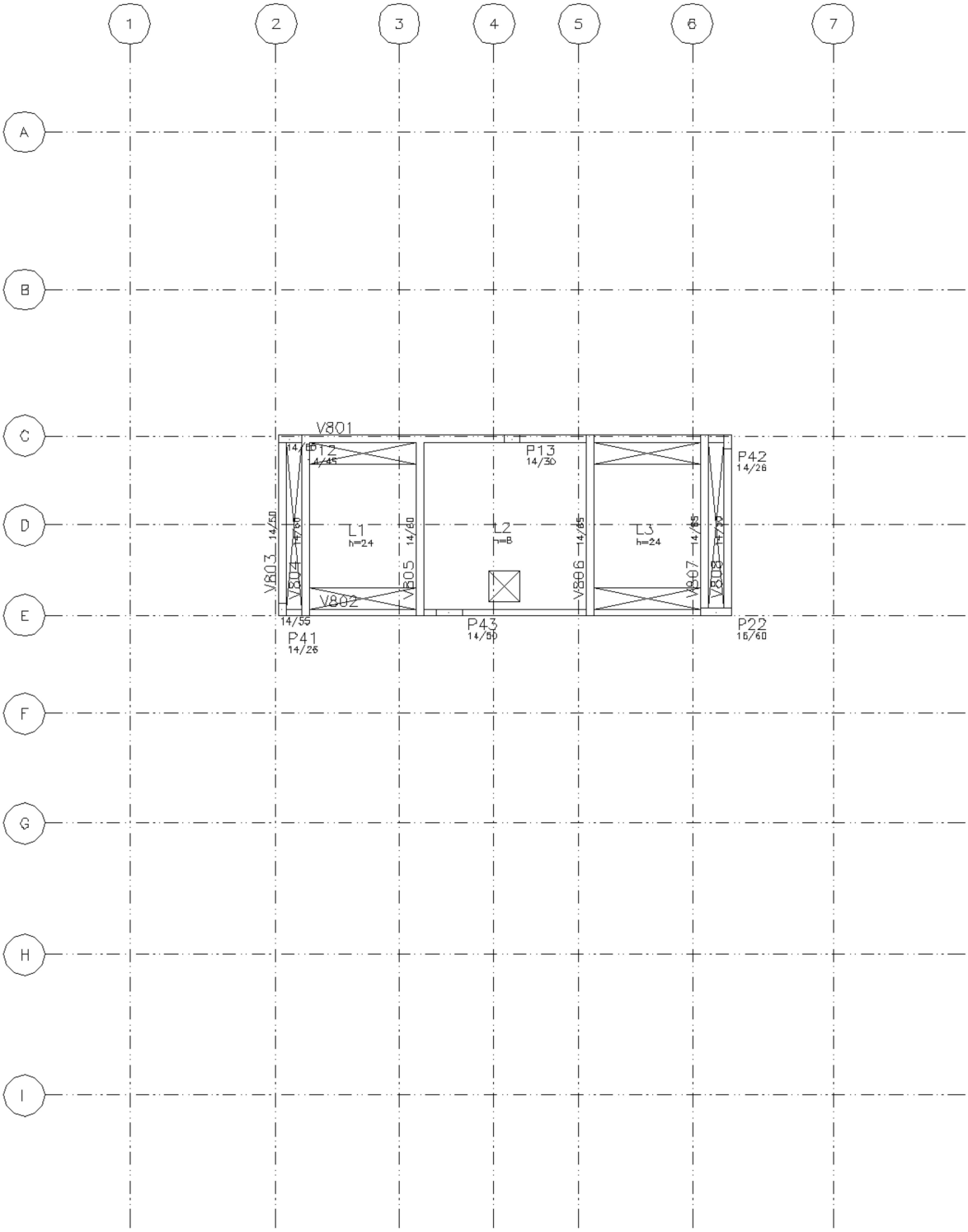
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.7 – Planta de forma do pavimento ático 1



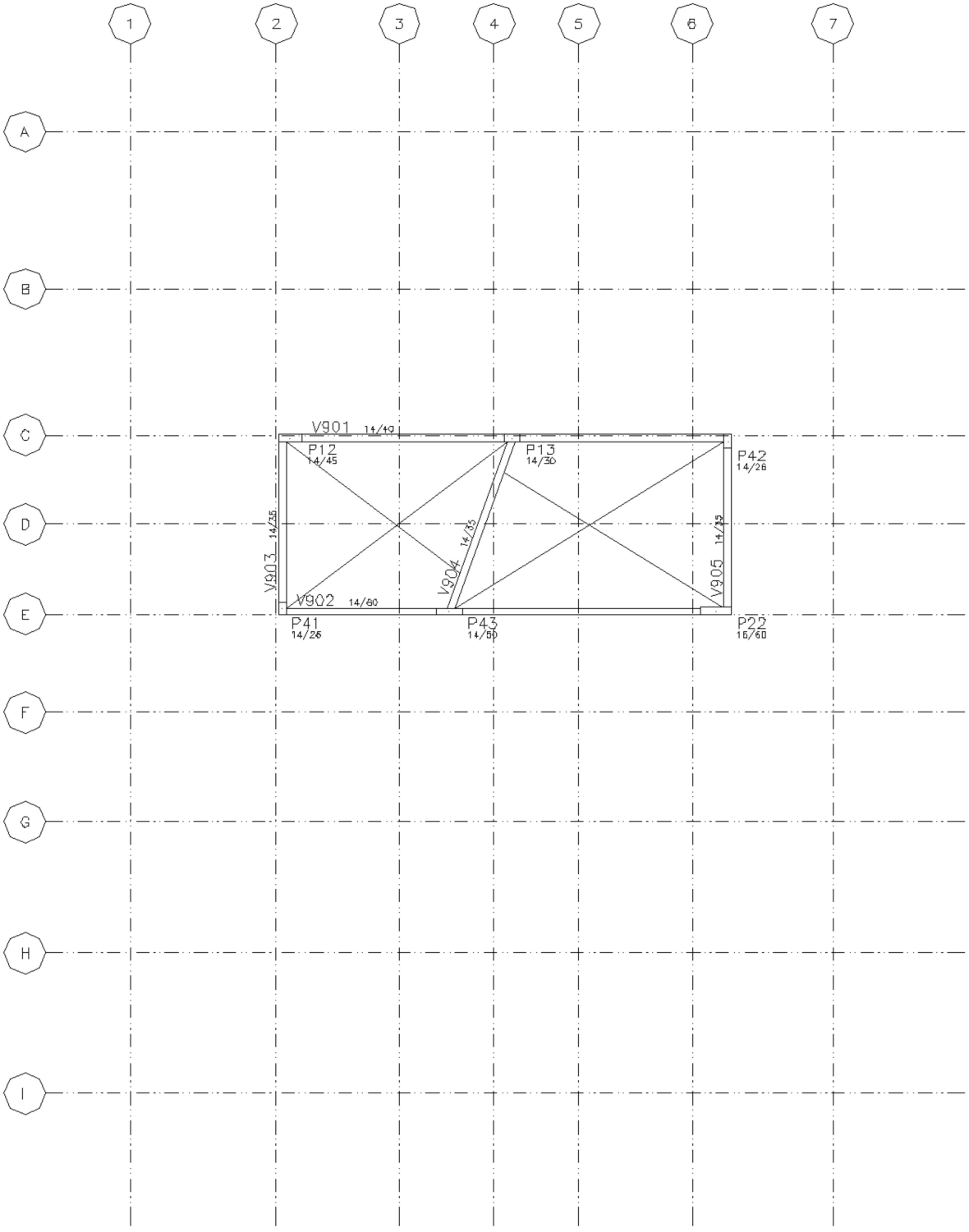
Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.8 – Planta de forma do pavimento ático 2



Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

Figura C.9 – Planta de forma do pavimento ático 3



Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

ANEXO D – REAÇÕES DE APOIO

Tabela D.1 – Reações de apoio

Elemento	***Caso 1***	***FZ MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações***		
	Fz	Fz	Mx	My
P1	65,9	72,3	-1,0	0,9
P2	45,7	52,6	2,9	2,6
P3	96,2	98,1	0,4	0,1
P4	79,7	81,9	0,3	-3,4
P5	77,5	82,7	-0,2	1,8
P6	46,1	53,6	1,5	-1,4
P7	125,1	135,0	-7,4	0,6
P8	67,3	74,2	-1,4	-2,1
P9	118,0	123,2	-0,6	-7,6
P10	109,7	114,8	0,3	6,1
P11	98,5	100,9	0,5	0,0
P13	83,6	85,7	-1,1	0,0
P14	81,4	83,7	-1,1	-0,3
P15	51,1	56,2	2,0	-2,1
P16	27,4	33,2	-0,2	-0,1
P17	96,1	130,8	7,3	-0,1
P18	122,6	160,2	8,1	0,2
P19	26,2	34,6	-0,3	-0,3
P20	217,2	218,1	1,5	4,4
P21	123,4	125,4	3,3	-2,5
P23	57,8	62,2	0,3	0,0
P24	179,6	180,7	0,1	5,8
P25	79,8	82,1	1,0	0,4
P26	51,0	57,5	-0,9	1,5
P27	154,4	173,4	-6,9	-10,7
P28	132,4	139,4	-0,6	11,1
P29	109,2	111,9	0,0	-5,3
P30	116,2	124,5	0,7	12,4
P31	65,6	73,1	1,8	2,3
P32	99,8	102,7	-0,2	-0,2
P33	124,7	128,4	7,9	-0,7
P34	93,9	96,9	0,0	-0,5
P35	98,6	100,3	-0,2	-0,4
P36	46,1	53,5	-1,3	1,5
P37	76,9	79,6	0,2	-1,0

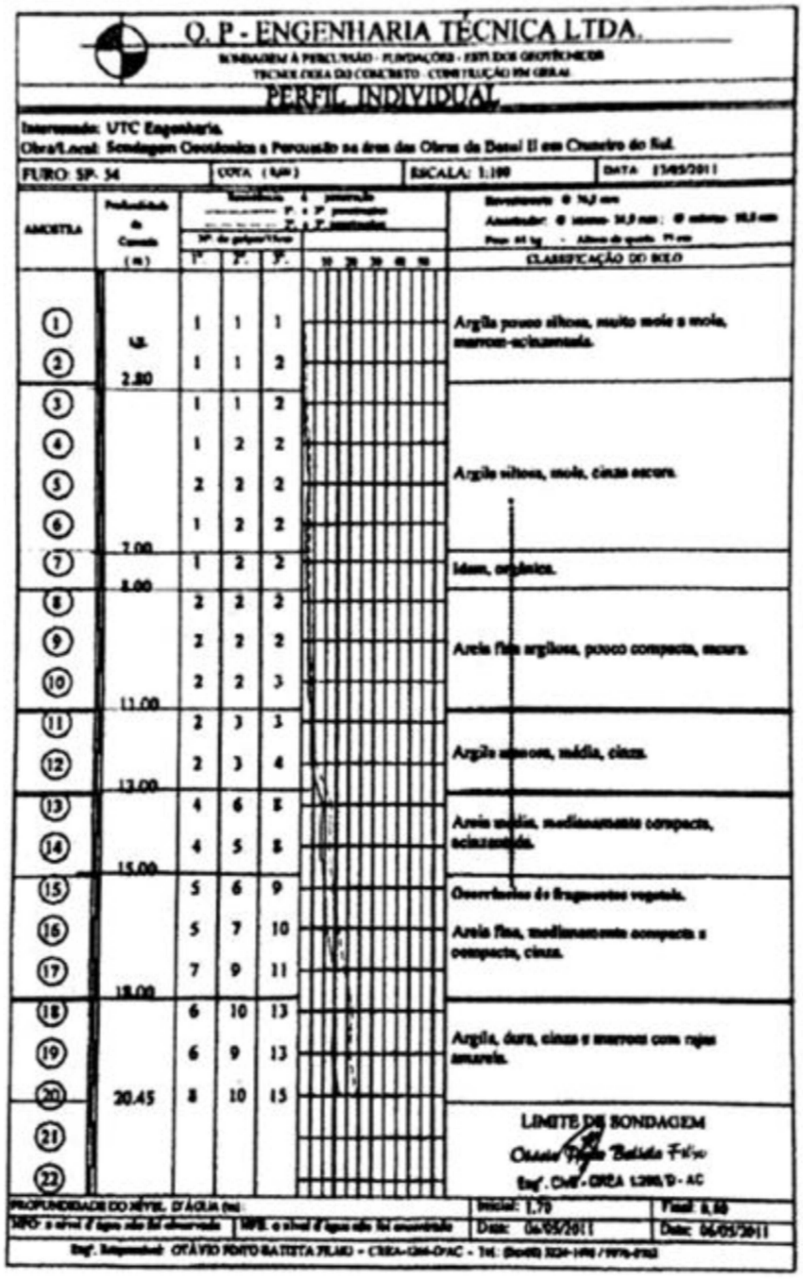
Elemento	*Caso 1*	*FZ MAX-ELU2-Verificações de estado limite último - Pilares e fundações*		
P38	22,9	30,2	-0,3	0,4
P44	47,3	54,0	-2,9	-3,2
P45	72,1	81,7	2,1	-1,5
T1	1,3	1,3	-0,5	0,0
T2	1,3	1,3	0,0	-0,5
T3	1,3	1,3	0,0	0,5
T4	1,2	1,2	0,5	0,0

Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

ANEXO E – RELATÓRIO DE SONDAGEM A PERCUSSÃO

Figura E.1 – SPT

PETROBRAS	MEMÓRIA DE CÁLCULO		
INSTALAÇÃO: BASE DE CRUZEIRO DO SUL-BASUL II	No. MC-BASULII-D-005	REV. D	FOLHA: 31/35
TÍTULO: CORTINA ATIRANTADA - FUNDAÇÕES			



O. P - ENGENHARIA TÉCNICA LTDA.

PERFIL INDIVIDUAL

Interessado: UTC Engenharia.

Obra/Local: Sondagem Geotécnica a Percussão na área das Obras da Basul II em Cruzeiro do Sul.

FURO: SP- 34 | COTA ( ) | ESCALA: 1:100 | DATA: 13/05/2011

AMOSTRA	Profundidade da Camada (m)	Penetração (nº de golpes/15cm) 1º	2º	3º	CLASSIFICAÇÃO DO SOLO
1	2.80	1	1	1	Argila pouco siltosa, muito mole a mole, marrom-acinzentada.
2		1	1	2	
3	7.00	1	1	2	Argila siltosa, mole, cinza escura.
4		1	2	2	
5		2	2	2	
6		1	2	2	
7	8.00	1	2	2	Idem, orgânica.
8	11.00	2	2	2	Areia fina argilosa, pouco compacta, escura.
9		2	2	2	
10		2	2	3	
11	13.00	2	3	3	Argila siltosa, média, cinza.
12		2	3	4	
13	15.00	4	6	8	Areia média, medianamente compacta, acinzentada.
14		4	5	8	
15	18.00	5	6	9	Ocorrência de fragmentos vegetais.
16		5	7	10	Areia fina, medianamente compacta a compacta, cinza.
17		7	9	11	
18	20.45	6	10	13	Argila, dura, cinza e marrom com raias amarela.
19		6	9	13	
20		8	10	15	
21					LIMITE DE SONDAGEM
22					Cassio Paulo Batista Filho Engº. Civil - CREA 1.298/D - AC

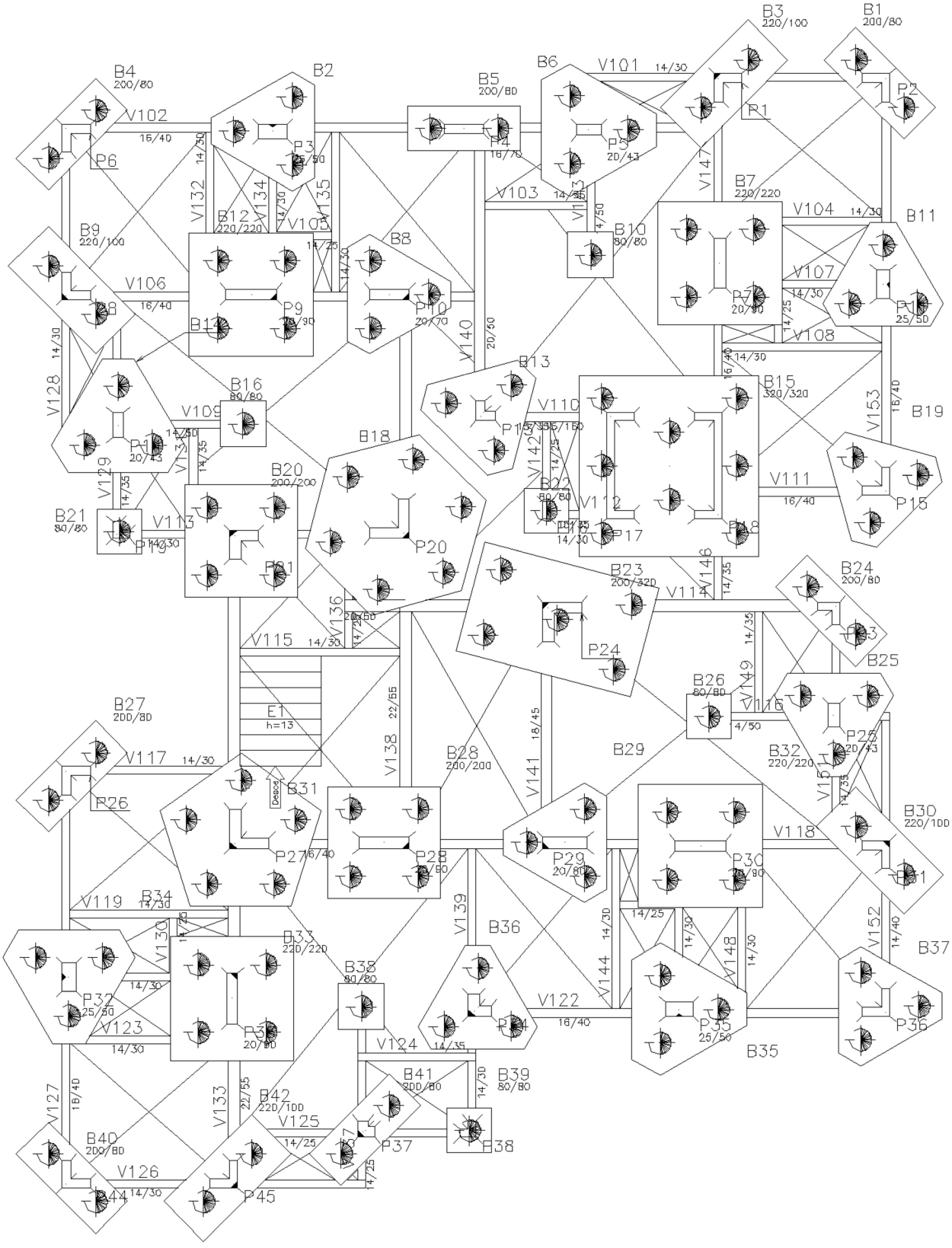
PROFUNDIDADE DO NÍVEL D'ÁGUA (m): Inicial: 1,70 Final: 8,60

NPO: o nível d'água não foi observado | NPE: o nível d'água não foi encontrado | Data: 06/05/2011 | Data: 06/05/2011

Engº. Responsável: OTÁVIO PONTO BATISTA FILHO - CREA-GM-OAC - Tel: (Dados) XXX-XXX / XXXX-XXX

ANEXO F – PLANTA DE FORMA DA FUNDAÇÃO COM A INFRAESTRUTURA

Figura F.1 – Planta de forma do pavimento fundação com os elementos de fundação



Fonte: Adaptação de CAD/TQS® (2018).

ANEXO G – DETALHAMENTO DO CÁLCULO DOS PARÂMETROS DE ESTABILIDADE GLOBAL E DOS DESLOCAMENTOS HORIZONTAIS (RELATÓRIO DO CAD/TQS®)

```
-------------------------------------------------------------------------------
          Cálculo dos parâmetros de estabilidade global do pórtico
    T  Q  S           N  G  E      V19.6.63    15/07/18 16:34:29
C:\TQS\COM SOLO\ESPACIAL
AYRES DE LIMA ALVES S/C LTDA
RUA JAMIL TANNUS, 115 BAIRRO LIDICE
-------------------------------------------------------------------------------

Projeto 1000
Pórtico 'Edifício Joanne'
        'Projeto  1001'

Informações de cálculo
======================
    Caso de carga vertical ..........................          1
    ==>> 'Todas permanentes e acidentais dos pavimentos'
    Caso vertical tem carga acidental reduzida .......           Nπo

    Majorador de cargas verticais   GamaF/GamaF3......          1.27
    Majorador de cargas horizontais GamaF/GamaF3......          1.27
    Coeficiente de nπo linearidade física ............          1.00
    Módulo de elasticidade (CONCR)....................    3234000.00
    Tipo de módulo de elasticidade usado .............      Secante+10%
    Correção no Gama para transferência de esforços..          0.95
    Norma para cálculo de imperfeições globais .......         NBR-6118:2014
    1/┬ângulo mínimo p/desaprumo preponderante ........       300.00
    Número de prumadas p/cálculo de Teta1 ............          1
    Considerar deslocamento horiz das cargas verticais           Sim
    Fator de redução dos desloc horiz por peso próprio          0.50
    Fator de redução dos desloc horiz por carga perm..          0.75
    Coeficiente p/classificar estrutura deslocável ...          FAVt
    Valor de referência de estrutura deslocável.......          1.10
    Valor de referência de Alfa ......................          0.60
    Número mínimo de pisos no edifício p/aplicar GamaZ          4
    Cota final .......................................         36.90
    Cota inicial .....................................          0.00

Casos de carregamento horizontal
================================
Caso  Prefixo  Título
   5  VENT1    Vento (1) 90
   6  VENT2    Vento (2) 270
   7  VENT3    Vento (3) 0
   8  VENT4    Vento (4) 180

Combinações de ELU para vigas e lajes
======================================
Caso  Prefixo  Título
  22           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT1
  23           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT2
  24           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT3
  25           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT4
  26           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
  27           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
  28           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
  29           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
  30           ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT1
```

```
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT3
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT4
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
```

104	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4
105	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT1
106	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT2
107	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT3
108	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT4
109	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT1
110	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT2
111	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT3
112	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT4
113	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT1
114	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT2
115	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT3
116	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT4

Combinações de ELU para pilares e fundações

Caso	Prefixo	Título
22		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT1
23		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT2
24		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT3
25		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+ACID+0.6VENT4
26		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT1
27		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT2
28		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT3
29		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+ACID+0.6VENT4
30		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT1
31		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT2
32		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT3
33		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+ACID+0.6VENT4
34		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT1
35		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT2
36		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT3
37		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+ACID+0.6VENT4
38		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT1
39		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT2
40		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT3
41		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+ACID+0.6VENT4
42		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT1
43		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT2
44		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT3
45		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA1+0.8ACID+VENT4
46		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT1
47		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT2
48		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT3
49		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+0.8ACID+VENT4
50		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT1
51		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT2
52		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT3
53		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA2+0.8ACID+VENT4
54		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT1
55		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT2
56		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT3
57		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA3+0.8ACID+VENT4
58		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT1
59		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT2
60		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT3
61		ELU1/ACIDCOMB/PP+PERM+DESA4+0.8ACID+VENT4
77		ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT1

78	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT2
79	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT3
80	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+ACID_V+0.6VENT4
81	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT1
82	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT2
83	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT3
84	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+ACID_V+0.6VENT4
85	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT1
86	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT2
87	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT3
88	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+ACID_V+0.6VENT4
89	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT1
90	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT2
91	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT3
92	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+ACID_V+0.6VENT4
93	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT1
94	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT2
95	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT3
96	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+ACID_V+0.6VENT4
97	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT1
98	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT2
99	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT3
100	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA1+0.8ACID_V+VENT4
101	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT1
102	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT2
103	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT3
104	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+0.8ACID_V+VENT4
105	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT1
106	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT2
107	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT3
108	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA2+0.8ACID_V+VENT4
109	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT1
110	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT2
111	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT3
112	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA3+0.8ACID_V+VENT4
113	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT1
114	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT2
115	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT3
116	ELU1/ACIDCOMB/PP_V+PERM_V+DESA4+0.8ACID_V+VENT4

Legenda para as tabelas de parâmetros de instabilidade

Legenda	Valor
Caso	Caso simples de vento ou combinação
Ang	Ângulo de vento (graus)
CTot	Somatória de cargas verticais (tf - característico)
M2	Momento de 2a ordem das cargas verticais (tfm - característico)
CHor	Cargas horizontais (tf - característico)
M1	Momento de 1a ordem das cargas horizontais (tfm - característico)
Mig	Momento de desaprumo por imperfeições globais (tfm - característico)
GamaZ	Coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2a ordem globais para estruturas reticuladas com pelo menos 4 andares. (1/(1-M2/M1*GamaF/GamaF3))
FAVt	Fator de amplificação de esforços horizontais (vento) de 1a ordem para consideração simplificada de esforços de 2a ordem. Calculado como GamaZ, mas leva em consideração o deslocamento horizontal das cargas verticais.
MultH	Multiplicador de esforços horizontais derivado de FAVt

Alfa Parâmetro de instabilidade para estrutura reticulada simétrica
Obs Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.
RM2M1 Relação 1+(M2/M1*GamaF/GamaF3) p/cálculo por P-Delta

Parâmetro de estabilidade (GamaZ) para os carregamentos simples de vento

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	Mig	GamaZ	Alfa	Obs
5	90.	3631.0	44.0	32.1	620.2	89.0	1.099	0.848	B
6	270.	3631.0	44.0	32.1	620.2	89.0	1.099	0.848	B
7	0.	3631.0	55.5	46.0	842.1	89.0	1.092	0.746	B
8	180.	3631.0	55.5	46.0	842.1	89.0	1.092	0.746	B

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - vigas e lajes

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa	Obs
22	90.	3631.0	29.7	19.3	372.1	1.057	1.113	0.970	B
23	270.	3631.0	23.1	19.3	372.1	1.000	1.099	0.706	B D
24	0.	3631.0	29.8	27.6	505.3	1.000	1.092	0.706	B D
25	180.	3631.0	36.8	27.6	505.3	1.047	1.102	0.784	B
26	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D
27	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.110	0.870	B
28	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.702	B D
29	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.787	B
30	90.	3631.0	18.1	19.3	372.1	1.000	1.099	0.652	B D
31	270.	3631.0	34.7	19.3	372.1	1.078	1.135	1.007	B
32	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.697	B D
33	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.791	B
34	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D
35	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.109	0.870	B
36	0.	3631.0	35.0	27.6	505.3	1.000	1.097	0.799	B
37	180.	3631.0	31.6	27.6	505.3	1.000	1.092	0.688	B D
38	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D
39	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.110	0.870	B
40	0.	3631.0	24.5	27.6	505.3	1.000	1.092	0.588	D
41	180.	3631.0	42.1	27.6	505.3	1.063	1.119	0.876	B
42	90.	3631.0	47.8	32.1	620.2	1.053	1.109	0.928	B
43	270.	3631.0	40.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.761	B D
44	0.	3631.0	52.5	46.0	842.1	1.000	1.092	0.726	B D
45	180.	3631.0	58.5	46.0	842.1	1.000	1.097	0.765	B
46	90.	3631.0	42.0	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B D
47	270.	3631.0	45.9	32.1	620.2	1.049	1.104	0.856	B
48	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.723	B D
49	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.767	B
50	90.	3631.0	36.3	32.1	620.2	1.000	1.099	0.743	B D
51	270.	3631.0	51.7	32.1	620.2	1.063	1.119	0.942	B
52	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.721	B D
53	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.770	B
54	90.	3631.0	42.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B D
55	270.	3631.0	45.9	32.1	620.2	1.049	1.104	0.856	B
56	0.	3631.0	57.7	46.0	842.1	1.000	1.095	0.782	B
57	180.	3631.0	53.3	46.0	842.1	1.000	1.092	0.708	B D
58	90.	3631.0	42.0	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B D
59	270.	3631.0	46.0	32.1	620.2	1.049	1.104	0.857	B
60	0.	3631.0	47.2	46.0	842.1	1.000	1.092	0.660	B D
61	180.	3631.0	63.8	46.0	842.1	1.051	1.107	0.823	B
77	90.	3631.0	29.5	19.3	372.1	1.057	1.112	0.948	B
78	270.	3631.0	23.3	19.3	372.1	1.000	1.099	0.736	B D
79	0.	3631.0	29.8	27.6	505.3	1.000	1.092	0.682	B D

80	180.	3631.0	36.8	27.6	505.3	1.047	1.102	0.805	B
81	90.	3631.0	23.7	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B D
82	270.	3631.0	29.1	19.3	372.1	1.055	1.110	0.894	B
83	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.678	B D
84	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.808	B
85	90.	3631.0	17.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.619	B D
86	270.	3631.0	34.9	19.3	372.1	1.079	1.135	1.028	B
87	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.673	B D
88	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.103	0.812	B
89	90.	3631.0	23.8	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B D
90	270.	3631.0	29.0	19.3	372.1	1.055	1.110	0.894	B
91	0.	3631.0	35.0	27.6	505.3	1.000	1.097	0.778	B
92	180.	3631.0	31.6	27.6	505.3	1.000	1.092	0.712	B D
93	90.	3631.0	23.7	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B D
94	270.	3631.0	29.1	19.3	372.1	1.055	1.111	0.894	B
95	0.	3631.0	24.5	27.6	505.3	1.000	1.092	0.559	D
96	180.	3631.0	42.1	27.6	505.3	1.063	1.119	0.894	B
97	90.	3631.0	47.6	32.1	620.2	1.053	1.108	0.914	B
98	270.	3631.0	40.3	32.1	620.2	1.000	1.099	0.778	B D
99	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.712	B D
100	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.778	B
101	90.	3631.0	41.9	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B D
102	270.	3631.0	46.1	32.1	620.2	1.049	1.105	0.871	B
103	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.710	B D
104	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.780	B
105	90.	3631.0	36.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.725	B D
106	270.	3631.0	51.9	32.1	620.2	1.063	1.119	0.956	B
107	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.707	B D
108	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.782	B
109	90.	3631.0	41.9	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B D
110	270.	3631.0	46.1	32.1	620.2	1.049	1.104	0.871	B
111	0.	3631.0	57.7	46.0	842.1	1.000	1.095	0.769	B
112	180.	3631.0	53.3	46.0	842.1	1.000	1.092	0.721	B D
113	90.	3631.0	41.8	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B D
114	270.	3631.0	46.2	32.1	620.2	1.049	1.105	0.871	B
115	0.	3631.0	47.1	46.0	842.1	1.000	1.092	0.645	B D
116	180.	3631.0	63.8	46.0	842.1	1.051	1.107	0.835	B

Parâmetro de estabilidade (FAVt) para combinações de ELU - pilares e fundações

Caso	Ang	CTot	M2	CHor	M1	MultH	FAVt	Alfa	Obs
22	90.	3631.0	29.7	19.3	372.1	1.057	1.113	0.970	B
23	270.	3631.0	23.1	19.3	372.1	1.000	1.099	0.706	B D
24	0.	3631.0	29.8	27.6	505.3	1.000	1.092	0.706	B D
25	180.	3631.0	36.8	27.6	505.3	1.047	1.102	0.784	B
26	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D
27	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.110	0.870	B
28	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.702	B D
29	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.787	B
30	90.	3631.0	18.1	19.3	372.1	1.000	1.099	0.652	B D
31	270.	3631.0	34.7	19.3	372.1	1.078	1.135	1.007	B
32	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.697	B D
33	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.791	B
34	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D
35	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.109	0.870	B
36	0.	3631.0	35.0	27.6	505.3	1.000	1.097	0.799	B
37	180.	3631.0	31.6	27.6	505.3	1.000	1.092	0.688	B D
38	90.	3631.0	23.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.827	B D

39	270.	3631.0	28.9	19.3	372.1	1.054	1.110	0.870	B	
40	0.	3631.0	24.5	27.6	505.3	1.000	1.092	0.588		D
41	180.	3631.0	42.1	27.6	505.3	1.063	1.119	0.876	B	
42	90.	3631.0	47.8	32.1	620.2	1.053	1.109	0.928	B	
43	270.	3631.0	40.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.761	B	D
44	0.	3631.0	52.5	46.0	842.1	1.000	1.092	0.726	B	D
45	180.	3631.0	58.5	46.0	842.1	1.000	1.097	0.765	B	
46	90.	3631.0	42.0	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B	D
47	270.	3631.0	45.9	32.1	620.2	1.049	1.104	0.856	B	
48	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.723	B	D
49	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.767	B	
50	90.	3631.0	36.3	32.1	620.2	1.000	1.099	0.743	B	D
51	270.	3631.0	51.7	32.1	620.2	1.063	1.119	0.942	B	
52	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.721	B	D
53	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.770	B	
54	90.	3631.0	42.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B	D
55	270.	3631.0	45.9	32.1	620.2	1.049	1.104	0.856	B	
56	0.	3631.0	57.7	46.0	842.1	1.000	1.095	0.782	B	
57	180.	3631.0	53.3	46.0	842.1	1.000	1.092	0.708	B	D
58	90.	3631.0	42.0	32.1	620.2	1.000	1.099	0.840	B	D
59	270.	3631.0	46.0	32.1	620.2	1.049	1.104	0.857	B	
60	0.	3631.0	47.2	46.0	842.1	1.000	1.092	0.660	B	D
61	180.	3631.0	63.8	46.0	842.1	1.051	1.107	0.823	B	
77	90.	3631.0	29.5	19.3	372.1	1.057	1.112	0.948	B	
78	270.	3631.0	23.3	19.3	372.1	1.000	1.099	0.736	B	D
79	0.	3631.0	29.8	27.6	505.3	1.000	1.092	0.682	B	D
80	180.	3631.0	36.8	27.6	505.3	1.047	1.102	0.805	B	
81	90.	3631.0	23.7	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B	D
82	270.	3631.0	29.1	19.3	372.1	1.055	1.110	0.894	B	
83	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.678	B	D
84	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.102	0.808	B	
85	90.	3631.0	17.9	19.3	372.1	1.000	1.099	0.619	B	D
86	270.	3631.0	34.9	19.3	372.1	1.079	1.135	1.028	B	
87	0.	3631.0	29.7	27.6	505.3	1.000	1.092	0.673	B	D
88	180.	3631.0	36.9	27.6	505.3	1.047	1.103	0.812	B	
89	90.	3631.0	23.8	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B	D
90	270.	3631.0	29.0	19.3	372.1	1.055	1.110	0.894	B	
91	0.	3631.0	35.0	27.6	505.3	1.000	1.097	0.778	B	
92	180.	3631.0	31.6	27.6	505.3	1.000	1.092	0.712	B	D
93	90.	3631.0	23.7	19.3	372.1	1.000	1.099	0.800	B	D
94	270.	3631.0	29.1	19.3	372.1	1.055	1.111	0.894	B	
95	0.	3631.0	24.5	27.6	505.3	1.000	1.092	0.559		D
96	180.	3631.0	42.1	27.6	505.3	1.063	1.119	0.894	B	
97	90.	3631.0	47.6	32.1	620.2	1.053	1.108	0.914	B	
98	270.	3631.0	40.3	32.1	620.2	1.000	1.099	0.778	B	D
99	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.712	B	D
100	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.778	B	
101	90.	3631.0	41.9	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B	D
102	270.	3631.0	46.1	32.1	620.2	1.049	1.105	0.871	B	
103	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.710	B	D
104	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.780	B	
105	90.	3631.0	36.1	32.1	620.2	1.000	1.099	0.725	B	D
106	270.	3631.0	51.9	32.1	620.2	1.063	1.119	0.956	B	
107	0.	3631.0	52.4	46.0	842.1	1.000	1.092	0.707	B	D
108	180.	3631.0	58.6	46.0	842.1	1.000	1.097	0.782	B	
109	90.	3631.0	41.9	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B	D
110	270.	3631.0	46.1	32.1	620.2	1.049	1.104	0.871	B	
111	0.	3631.0	57.7	46.0	842.1	1.000	1.095	0.769	B	

112	180.	3631.0	53.3	46.0	842.1	1.000	1.092	0.721	B D
113	90.	3631.0	41.8	32.1	620.2	1.000	1.099	0.825	B D
114	270.	3631.0	46.2	32.1	620.2	1.049	1.105	0.871	B
115	0.	3631.0	47.1	46.0	842.1	1.000	1.092	0.645	B D
116	180.	3631.0	63.8	46.0	842.1	1.051	1.107	0.835	B

Observações IMPORTANTES
==========

Observações para os casos com Obs="B":
O parâmetro Alfa deste edifício indica que a estrutura Θ de nós móveis.

Observações para os casos com Obs="D":
O deslocamento horizontal das cargas verticais age de modo favorável diminuindo o GamaZ neste caso. O programa modificou o GamaZ pelo valor obtido no caso de vento simples nesta direção

Para efeito de verificação da capacidade de rotação dos elementos estruturais, este edifício será considerado deslocável.

Notas
=====
Embora o sistema permita controlar a transferência ou não de esforços e o uso ou não dos parâmetros de estabilidade para majorar os esforços horizontais, recomendamos que os esforços solicitantes com vento sejam sempre transferidos para dimensionamento e detalhamento, majorados se necessário conforme o cálculo dos parâmetros de estabilidade ou por processo P-Delta.

Sugerimos a majoração automática dos esforços horizontais pelo GamaZ para valores de GamaZ entre 1.1 e 1.3, e somente para edificações com 4 pisos ou mais. Edificações com menos de 4 pisos podem ser analisada pelo parâmetro Alfa, desde que sejam simétricas. Em qualquer outro caso os parâmetros mostrados aqui não tem precisão e os efeitos de segunda ordem deverão ser analisados por um processo mais refinado, como P-Delta.

O carregamento vertical usado para cálculo de momentos de segunda ordem Θ composto de todas as cargas verticais permanentes e acidentais, possivelmente com redução de sobrecargas. Isto vale tanto para os casos simples quanto para as combinações.

Nas combinações são considerados os deslocamentos horizontais provocados pelas cargas verticais, mas somente de maneira desfavorável. Os GamaZ obtidos nos casos de vento simples servem como um valor mínimo.

Verificações em ELS
==========

Caso	Prefixo	Título
5		.30VENT1
6		.30VENT2

```
   7           .30VENT3
   8           .30VENT4

Valores máximos permitidos de deslocamento
==========================================
Horizontal absoluto:   H/1700.
Altura do edifício:   H= 36.90m
Horizontal entre pavimentos:   Hi/850.

Legenda para a tabela de deslocamentos máximos
==============================================
Legenda    Valor
Caso       Caso de carregamento de ELS
DeslH      Máximo deslocamento horizontal absoluto (cm)
Relat1     Valor relativo α altura total do edifício
Piso       Piso de deslocamento máximo relativo
DeslHp     Máximo deslocamento horizontal entre pisos (cm)
Relat3     Valor relativo ao pé-direito do pavimento
Obs        Observações (A/B/C..). Quando definidas, ver significado a seguir.

Deslocamentos máximos
=====================
Caso          DeslH    Relat1          Obs
   5           0.70    H/5276.
   6           0.70    H/5276.
   7           0.71    H/5167.            D
   8           0.71    H/5167.

Deslocamentos máximos entre pisos
=================================
Caso  Piso    DeslHp   Relat3          Obs
   5   14      0.13    Hi/2490.           DE
   6   14      0.13    Hi/2490.
   7    8      0.07    Hi/3867.
   8    8      0.07    Hi/3867.

Observações IMPORTANTES
=======================

Observações para os casos com Obs="D":
Caso de carregamento com deslocamento absoluto máximo

Observações para os casos com Obs="E":
Caso de carregamento com deslocamento relativo máximo
```