

**UNIVERSIDADE FEDERAL DE UBERLÂNDIA  
FACULDADE DE ENGENHARIA CIVIL**

**GABRIEL MACHADO COSTANTIN**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO E  
COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO COM E SEM O AUXÍLIO DE UM PROGRAMA  
COMPUTACIONAL DE DIMENSIONAMENTO**

**UBERLÂNDIA/MG**

**2021**

**GABRIEL MACHADO COSTANTIN**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO E  
COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO COM E SEM O AUXÍLIO DE UM PROGRAMA  
COMPUTACIONAL DE DIMENSIONAMENTO**

Trabalho de conclusão de curso  
apresentado à Faculdade de Engenharia  
Civil da Universidade Federal de Uberlândia  
como requisito parcial para obtenção do  
título de bacharel em Engenharia Civil.

Orientador: Prof. Dr. Rodrigo Gustavo  
Delalibera

**UBERLÂNDIA/MG**

**2021**

**ANÁLISE COMPARATIVA DO DIMENSIONAMENTO E  
COMPORTAMENTO DE UMA ESTRUTURA EM CONCRETO  
ARMADO COM E SEM O AUXÍLIO DE UM PROGRAMA  
COMPUTACIONAL**

Trabalho de conclusão de curso aprovado  
para obtenção do título de bacharel em  
Engenharia Civil da Faculdade de  
Engenharia Civil da Universidade Federal  
de Uberlândia

Uberlândia, \_\_\_\_ de \_\_\_\_\_ de \_\_\_\_\_.

---

Prof. Dr. Rodrigo Gustavo Delalibera  
(Orientador)

---

Examinador

---

Examinador

**UBERLÂNDIA/MG**

**2021**

## RESUMO

A tecnologia das últimas décadas, renovaram a forma de trabalho das mais variadas áreas de conhecimento, e na engenharia civil não foi diferente. Projetistas estruturais buscaram auxílio na área da programação computacional para agilizar e otimizar seus trabalhos, desenvolvendo programas que os facilitassem a dimensionar estruturas com maior velocidade e precisão. Para as estruturas de concreto armado, foram desenvolvidos alguns programas computacionais, e um deles é o TQS, utilizado neste trabalho, para comparar os resultados obtidos com os cálculos realizados por meio de um modelo analítico, seguindo a mesma norma regente no país (ABNT NBR 6118:2014), para ambos modelos. O trabalho consiste no dimensionamento da estrutura de concreto armado, incluindo lajes maciças, vigas, pilares e blocos sobre estacas, para uma casa térrea, por meio do TQS e por meio do modelo analítico. A partir do projeto estrutural dos dois métodos foi realizada uma comparação dos resultados obtidos em ambos. Foram confrontadas a quantidade de aço necessária em cada elemento da estrutura da residência e suas taxas de aço em relação ao volume de concreto utilizado, que para ambos os casos foi o mesmo.

Palavras-chaves: Engenharia civil; Concreto armado; Projeto estrutural.

## **ABSTRACT**

The technology dominated in the world in the last decades has renewed the way of working in the most varied areas of knowledge, and in civil engineering it was no different. Structural designers sought help in the area of computer programming to speed up and optimize their work, developing programs that would make it easier for them to design structures with greater speed and precision. For reinforced concrete structures, today the most used in Brazil, some computer programs were developed, and one of them is TQS, used in this work to compare the results obtained with the calculations performed through an analytical model, following the same governing standard in the country (ABNT NBR 6118:2014), for both models. The work consists of the design of the reinforced concrete structure, including solid slabs, beams, columns and pile caps, for a one-story house, using TQS and through the analytical model. From the structural design of the two methods a comparison of the results obtained in both methods was made. The amount of steel required in each element of the structure of the house and its steel rates in relation to the volume of concrete used were compared, which for both cases was the same.

Key-words: Civil engineering; Reinforced concrete; Structural design

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1. Pré Dimensionamento das Vigas .....	17
Tabela 2. Valores de $\psi_2$ e $\psi_3$ .....	19
Tabela 3. Valores de $\psi_2$ .....	19
Tabela 4. Valores de $\psi_3$ .....	20
Tabela 5. Pré Dimensionamento de Lajes .....	20
Tabela 6. Pré Dimensionamento de Pilares .....	22
Tabela 7. Dimensões alteradas dos pilares .....	24
Tabela 8. Pré Dimensionamento dos Blocos de Fundação.....	28
Tabela 9. Alturas Modificadas dos Blocos.....	29
Tabela 10. Cargas nas Lajes.....	32
Tabela 11. Reação de Apoio das Bordas das Lajes.....	33
Tabela 12. Momentos Fletores nas Lajes .....	35
Tabela 13. Momentos gerados nas Lajes .....	37
Tabela 14. Coeficientes $K_c$ e $K_s$ .....	37
Tabela 15. Armaduras necessárias para as Lajes (unidades em $\text{cm}^2$ ).....	38
Tabela 16. Flechas das Lajes.....	41
Tabela 17. Espaçamento das Armaduras das Lajes .....	42
Tabela 18. Maiores Momentos em cada Trecho das Vigas .....	44
Tabela 19. Áreas Necessárias e Adotadas das Máximas Armaduras Longitudinais em cada Trecho das Vigas.....	46
Tabela 20. Áreas Mínimas para as Armaduras Transversais das Vigas .....	49
Tabela 21. Áreas de Aço necessárias e seus Respectiveos Espaçamentos para cada Trecho das Vigas .....	52
Tabela 22. Cargas nos Pilares .....	54
Tabela 23. Coeficientes $\gamma_n$ .....	55
Tabela 24. Armaduras Longitudinais dos Pilares Intermediários.....	57
Tabela 25. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Extremidade .....	58
Tabela 26. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Canto.....	60
Tabela 27. Espaçamento das Armaduras Transversais dos Pilares .....	62
Tabela 28. Cargas Características dos Blocos de Fundação.....	63
Tabela 29. Armaduras para os blocos sobre uma estaca .....	65
Tabela 30. Armaduras para os blocos sobre duas estacas.....	69

Tabela 31. Armaduras para os blocos sobre três estacas .....	73
Tabela 32. Armaduras para os Blocos Sobre Três Estacas .....	75
Tabela 33. Comparação de Flechas das Lajes .....	77
Tabela 34. Comparação do Espaçamento das Armaduras Positivas nas Lajes .....	78
Tabela 35. Comparação do Espaçamento das Armaduras Negativas nas Lajes .....	78
Tabela 36. Comparação das Armaduras das Vigas .....	80
Tabela 37. Comparação das Armaduras dos Pilares .....	82
Tabela 38. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre uma Estaca .....	83
Tabela 39. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre duas Estacas .....	84
Tabela 40. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre três Estacas (unidades em cm <sup>2</sup> ) .....	84
Tabela 41. Comparação das Armaduras do Bloco Sobre quatro Estacas (unidades em cm <sup>2</sup> ) .....	85

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1. Coliseu em Roma, construído com argamassa cimentícia.....	100
Figura 2. Comportamento quanto ao deslocamento das lajes no programa TQS...	111
Figura 3. Estrutura de uma edificação em 3D no programa TQS.....	122
Figura 4. Planta Arquitetônica .....	155
Figura 5. Locação de elementos estruturais (unidades em cm).....	166
Figura 6. Relatório de Sondagem.....	266
Figura 7. Dados da Sondagem <Planilha de Previsão de Capacidade de Carga em Fundações por Estacas> <Ferreira T. F.>.....	277
Figura 8. Carga Geotécnica Admissível <Planilha de Previsão de Capacidade de Carga em Fundações por Estacas> <Ferreira T. F.> .....	277
Figura 9. Planta de Forma de Fundação .....	300
Figura 10. Planta de Forma de Cobertura .....	30
Figura 11. Vãos Efetivos da Lajes (unidades em cm) .....	32
Figura 12. Diagramas de Esforço Cortante e Momento Fletor das Lajes L2 e LA1 ..	34
Figura 13. Reações de Apoio nas Bordas das Lajes (unidades em KN/m).....	34
Figura 14. Momentos Fletores nas Lajes (unidades em KNcm/m).....	36
Figura 15. Armaduras Necessárias para as Lajes.....	38
Figura 16. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção.....	40
Figura 17. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção.....	40
Figura 18. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção.....	40
Figura 19. Armadura Negativa da Cobertura.....	42
Figura 20. Armadura Positiva da Cobertura .....	43
Figura 21. Armadura Positiva do Reservatório.....	43
Figura 22. Planta Bloco sobre uma estaca:.....	67
Figura 23. Corte Bloco sobre uma estaca: .....	67
Figura 24. Esquema do detalhamento das armaduras.....	71
Figura 25. Bloco sobre três estacas com armaduras .....	74
Figura 26. Disposição da armadura mais usual no Brasil .....	76
Figura 27. Comparativo de taxas de armadura geradas no TQS e no modelo analítico .....	86

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	10
1.1 TEMA .....	12
1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA.....	12
1.3 HIPÓTESE .....	12
1.4 OBJETIVOS .....	13
<b>1.4.1 Objetivos Gerais</b> .....	13
<b>1.4.2 Objetivos específicos</b> .....	13
1.5 JUSTIFICATIVA .....	13
<b>2 ARQUITETURA</b> .....	14
<b>3 LOCAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS</b> .....	15
<b>4 PRÉ DIMENSIONAMENTO</b> .....	16
4.1 PRÉ DIMENSIONAMENTO DE VIGAS.....	17
4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES .....	18
<b>4.2.1 Método 1</b> .....	18
<b>4.2.2 Método 2</b> .....	18
<b>4.2.3 Método 3</b> .....	20
<b>4.2.4 Resultados</b> .....	20
4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILAR.....	21
<b>5 DIMENSIONAMENTO COM AUXÍLIO DO PROGRAMA TQS</b> .....	22
<b>6 DIMENSIONAMENTO POR MEIO DE MODELOS ANALÍTICOS</b> .....	31
6.1 DIMENSIONAMENTO DE LAJES.....	31
6.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS.....	43
<b>6.2.1 Armaduras Longitudinais</b> .....	43
<b>6.2.2 Armaduras Transversais</b> .....	48
6.3 DIMENSIONAMENTO DE PILARES.....	53
<b>6.3.1 Armaduras Longitudinais</b> .....	54
6.3.1.1 Pilares Intermediários.....	54
6.3.1.2 Pilares de Extremidade .....	57
6.3.1.3 Pilares de Canto.....	60
<b>6.3.2 Armaduras Transversais</b> .....	62
6.4 BLOCOS DE FUNDAÇÃO .....	63
<b>6.4.1 Blocos sobre uma estaca</b> .....	64

<b>6.4.2 Blocos sobre duas estacas</b> .....	67
<b>6.4.3 Blocos sobre três estacas</b> .....	71
<b>6.4.4 Bloco sobre quatro estacas</b> .....	74
<b>7 ANÁLISE DE RESULTADOS DO TQS COM MODELO ANALÍTICO</b> .....	77
7.1 COMPARATIVO DE LAJES .....	77
7.2 COMPARATIVO DE VIGAS .....	79
7.3 COMPARATIVO DE PILARES .....	82
7.4 COMPARATIVO DE BLOCOS .....	83
<b>7.4.1 Blocos sobre uma estaca</b> .....	83
<b>7.4.2 Blocos sobre duas estacas</b> .....	83
<b>7.4.3 Blocos sobre três estacas</b> .....	84
<b>7.4.4 Blocos sobre quatro estacas</b> .....	84
<b>7.4.5 Taxa de armadura</b> .....	85
7.5 COMPARATIVO GERAL .....	85
<b>8 CONCLUSÃO</b> .....	86
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	88
<b>ANEXO 1</b> .....	89

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto é um material semelhante a uma rocha, que é feito através da combinação de cimento, agregados graúdos e água e é utilizado na construção civil com as primeiras evidências a aproximadamente 2000 anos atrás em aquedutos, estradas e até mesmo o Coliseu em Roma mostrado na figura 1. Os romanos utilizavam leite, sangue e gordura animal como aditivos.

Figura 1. Coliseu em Roma, construído com argamassa cimentícia



Fonte: Albuquerque M, 2020

Joseph Aspdin em 1824 desenvolveu o cimento Portland, queimando giz, terra e argila em um forno, até a evaporação do dióxido de carbono. Em 1849 Joseph Monier inventou o concreto armado, ao perceber a grande resistência do aço à tração e a grande resistência do concreto à compressão, combinando os dois materiais ganhando uma boa resistência para suportar elevadas cargas. Em 1886 foi introduzido na Inglaterra o primeiro forno rotatório tornando mais constante a produção de cimento.

Com o crescimento das cidades o concreto armado foi utilizado em massa em todo o mundo, e apenas em 1940 foi fundada oficialmente a Associação Brasileira de Normas Técnicas (ABNT), e com ela veio a norma de instruções próprias no projeto e construção de estruturas de concreto armado, nomeada de NB-1. Esta norma que engenheiros deveriam seguir, visava a padronização, aumento da segurança e da qualidade das estruturas de concreto armado no país. Essa norma técnica para construção de estruturas em concreto armado, foi sendo estudada e melhorada no

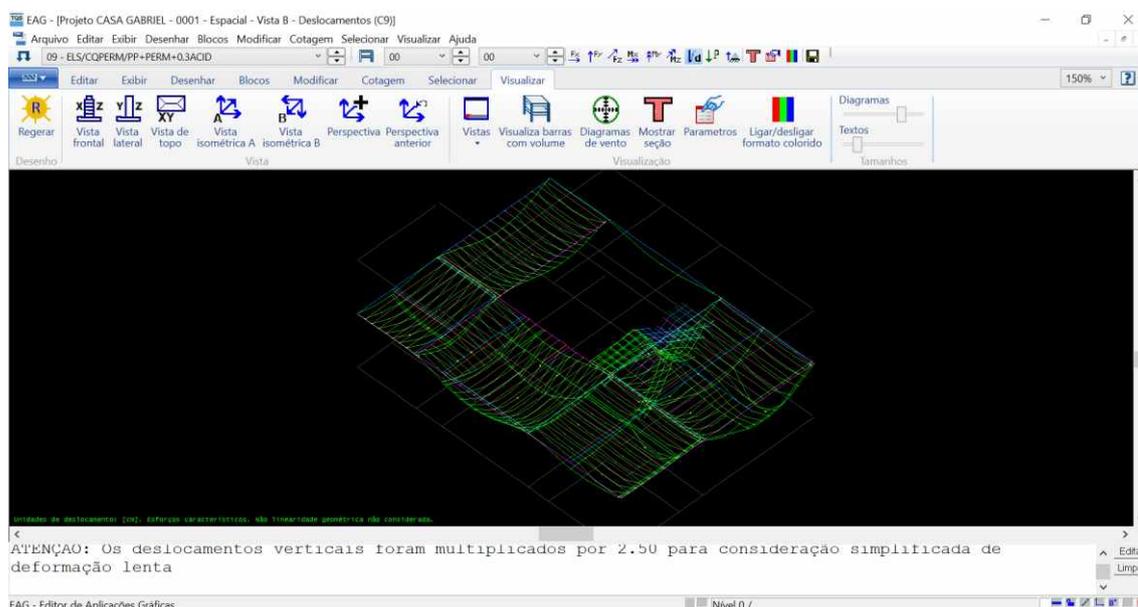
decorrer de anos e décadas, até sua última publicação em 2014 com o nome de ABNT NBR 6118:2014.

Com a evolução da tecnologia e da informática, a construção civil não poderia ficar de fora, estruturas que antes eram todas calculadas, desenhadas e detalhadas manualmente, passaram a ser gradativamente substituídas pelas máquinas e softwares. Atualmente são disponíveis comercialmente vários programas para o auxílio de projetos arquitetônicos e estruturais que auxiliam na redução de tempo e no aumento da produtividade, dinamismo e economia dos processos de projeto e construção da edificação.

A tecnologia que veio para otimizar e facilitar os trabalhos, requer um certo cuidado, já que o profissional de engenharia civil necessita do mesmo conhecimento teórico e prático para operar os programas de computador, sabendo distinguir e interpretar os resultados apresentados neles.

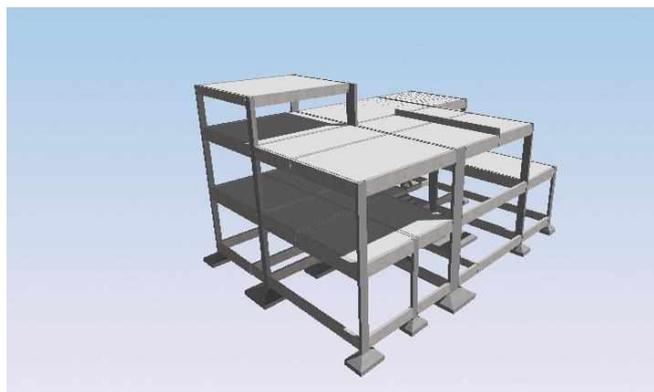
Na figura 2 é possível visualizar parte do funcionamento do TQS, retratando os deslocamentos em seu modelo de estado limite de serviço. Já na figura 3 tem-se a estrutura de um edifício, mostrada em três dimensões.

Figura 2. Comportamento quanto ao deslocamento das lajes no programa TQS



Fonte: Elaboração própria, 2021

Figura 3. Estrutura de uma edificação em 3D no programa TQS



Fonte: Elaboração própria, 2021

## 1.1 TEMA

Análise comparativa do dimensionamento e comportamento de uma estrutura em concreto armado com e sem o auxílio de um programa computacional de dimensionamento estrutural.

## 1.2 DELIMITAÇÃO DO TEMA

O intuito do trabalho é de dimensionar a estrutura de uma residência de um pavimento por dois procedimentos diferentes, com o auxílio do TQS (um programa computacional de dimensionamento e detalhamento de estruturas em concreto armado), e utilizando o método analítico, com equações normatizadas e com o auxílio do Excel, mas seguindo a mesma norma ABNT NBR 6118:2014.

## 1.3 HIPÓTESE

O presente trabalho parte da hipótese de que os resultados obtidos nos dois procedimentos geram estruturas semelhantes, já que ambos obedecem a mesma norma NBR-6118:2014, contanto que o engenheiro civil tenha um treinamento adequado para utilização do mesmo, e um conhecimento sobre cálculos estruturais. E que o TQS é um recurso confiável que economiza o tempo do engenheiro e diminui a chance de erro.

## 1.4 OBJETIVOS

Os objetivos do trabalho exercem papéis mediadores entre o tema central e a hipótese a ser confirmada ou não durante o estudo. A seguir são apresentados os objetivos gerais e específicos do estudo.

### 1.4.1 Objetivos Gerais

É designado como objetivo geral:

Comparar os resultados obtidos de dimensionamento do TQS com o modelo analítico.

### 1.4.2 Objetivos específicos

São designados como objetivos específicos:

1. Realizar uma sequência didática de demonstrações e cálculos para auxiliar estudantes de engenharia civil, em seus estudos e cálculos;
2. Realizar o projeto arquitetônico de uma casa térrea;
3. Locar os elementos estruturais e pré dimensionar a estrutura;
4. Realizar todo o lançamento da estrutura no TQS e após análises críticas, gerar o dimensionamento e detalhamento dos elementos estruturais pelo programa;
5. Realizar o dimensionamento dos elementos estruturais por um modelo analítico, utilizando das mesmas dimensões utilizadas no dimensionamento do TQS;
6. Comparar os resultados das áreas de aço em cada elemento e as taxas de armaduras gerais dos dois métodos;
7. Realizar uma conclusão com comentários e discussões dos resultados obtidos comparado aos resultados esperados.

## 1.5 JUSTIFICATIVA

Tendo em vista as inúmeras anomalias de estruturas em concreto armado pelo descumprimento das normas da ABNT 6118 2014, e por más interpretações e uso

dos programas, por parte do engenheiro operante, têm-se necessidade de uma comparação aprofundada de cálculos manuais com resultados provenientes de um programa computacional, para verificação da confiabilidade deste programa.

O TQS auxilia a engenharia moderna, e traz possibilidades de inúmeros arranjos estruturais, com uma redução significativa de tempo e trabalho, e conseqüentemente uma maior economia. Contudo, tem que ser feita com cautela e responsabilidade, conferindo o lançamento da estrutura, todos os deslocamentos, esforços e armaduras.

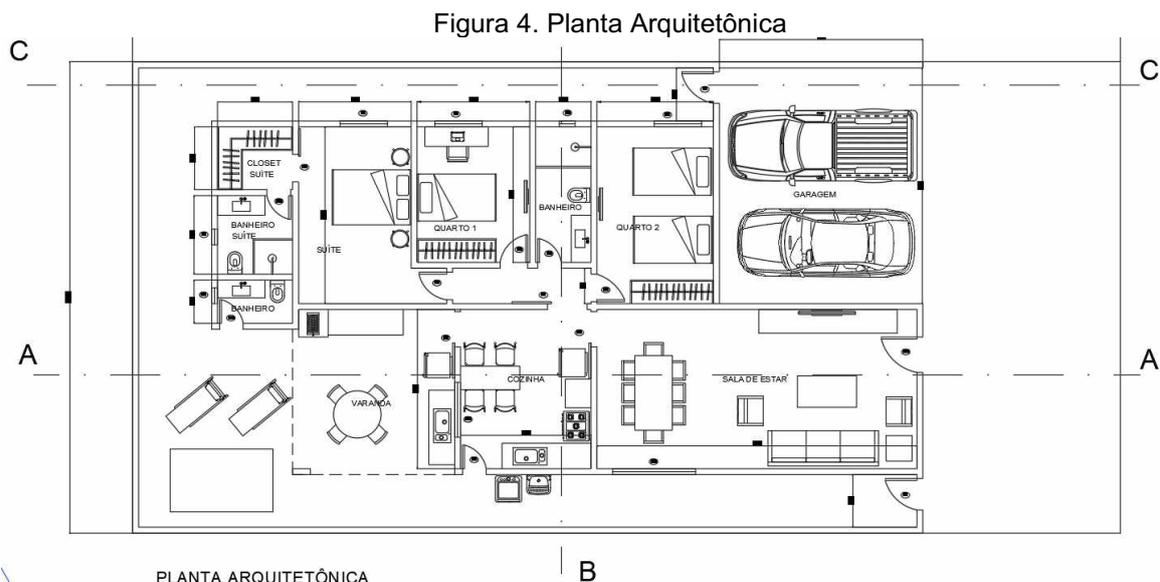
## 1.6 RESULTADOS ESPERADOS

Fazer um projeto arquitetônico, e em cima dele locar os elementos estruturais, assim como realizar um pré-dimensionamento, para a obtenção de resultados de dimensionamento no software TQS, e cálculos manuais, realizando uma análise crítica de comparação a partir do mesmo projeto. A análise consiste em explicar as pequenas diferenças por meio de diferentes meios de cálculo, porém é esperado uma certa semelhança entre os dois métodos.

## 2 ARQUITETURA

Foi realizado o projeto arquitetônico de uma casa térrea, de classe média alta, com uma área de lazer, para uma família constituída por um casal com dois ou três filhos, em um terreno de 12 metros de largura por 25 metros de profundidade, totalizando 300 m<sup>2</sup>.

O projeto que está mostrado na figura 4, é de uma residência unifamiliar de um pavimento, com uma suíte mais 2 quartos, sala de estar, sala de jantar, cozinha, varanda com piscina nos fundos e uma garagem para dois veículos de passeio.



Fonte: Elaboração própria, 2021

### 3 LOCAÇÃO DE ELEMENTOS ESTRUTURAIS

A concepção da estrutura de um edifício consiste em estabelecer um arranjo adequado dos vários elementos estruturais, assegurando que o mesmo possa atender às finalidades para as quais foi projetado. Um arranjo estrutural adequado consiste em atender, simultaneamente, os aspectos de segurança, economia (custo) e durabilidade sendo fiel ao projeto arquitetônico esteticamente e funcionalmente.

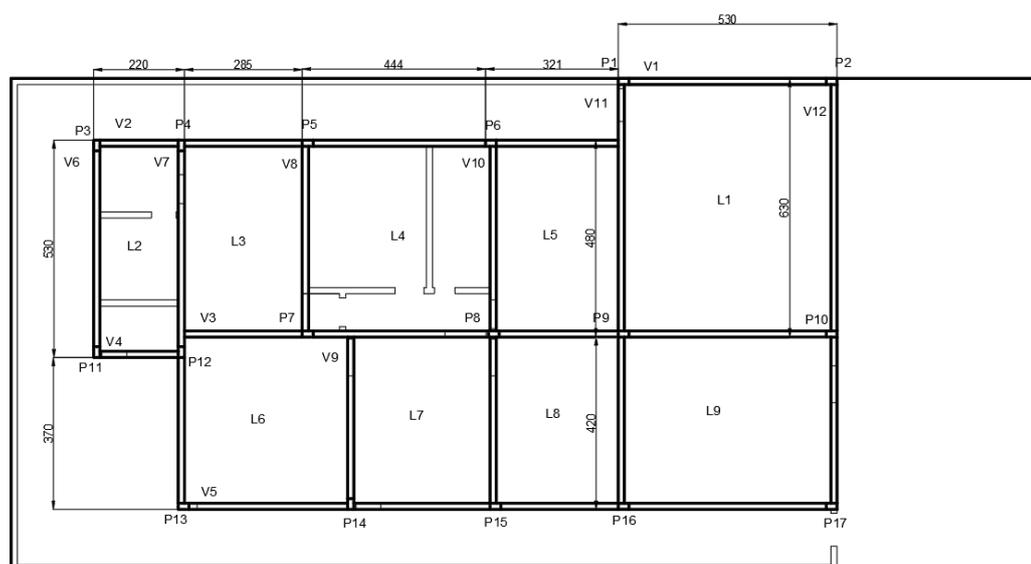
Elementos básicos utilizados:

- a) Lajes (maciças): Elemento plano bidimensional, apoiado em seu contorno nas vigas, constituindo os pisos dos compartimentos, recebe as cargas (ações gravitacionais) do piso, telhado, reservatórios e tudo que não se apoia diretamente sobre as vigas, transferindo-as para as vigas de apoio; submetida predominantemente a flexão nas duas direções ortogonais.
- b) Vigas: Elementos de barras na maioria das vezes horizontais, podendo ser inclinadas, sujeito predominantemente à flexão, apoiada em pilares e, geralmente, embutida nas paredes, transferindo as cargas das lajes, paredes diretamente apoiadas nelas, e seu peso próprio para os pilares.
- c) Pilares: Elementos de barras na maioria das vezes verticais, podendo ser inclinados, sujeitos predominantemente à flexo-compressão, fornecem apoio à outros elementos e transferem as cargas para as fundações.

O lançamento dos elementos estruturais consiste na locação de pilares e vigas, de forma que estes em sua maioria se escondam nas paredes, formando espaços proporcionalmente viáveis para a locação das lajes maciças.

A figura 5 representa a locação dos elementos estruturais da cobertura, possuindo 17 pilares, 12 vigas (em sua maioria escondido nas paredes), e 9 lajes maciças. Os pilares P9, P10, P16 e P17 se estendem da fundação até a laje superior do reservatório, os demais são da fundação até as lajes da cobertura.

Figura 5. Locação de elementos estruturais (unidades em cm)



Fonte: Elaboração própria, 2021

#### 4 PRÉ DIMENSIONAMENTO

Após a etapa inicial do lançamento estrutural, é feito o pré dimensionamento, onde são estimadas as dimensões das seções dos elementos estruturais, para serem utilizadas no dimensionamento. Esta etapa é realizada através de fórmulas simplificadas oriundas da experiência de engenheiros.

Algumas definições dos materiais utilizados foram previamente levadas em consideração para esta etapa, seguindo a norma de cargas para o cálculo de estruturas de edificações ABNT NBR 6120:1980:

Aço: CA-50:  $f_{yk} = 500 \text{ MPa}$

Concreto: C25:  $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$

Taxa de armadura  $\rho$ : 1,5 % do pilar

Cargas permanentes e cargas acidentais:  $(g + q) = 12 \text{ KN/m}^2$

#### 4.1 PRÉ DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

As vigas devem respeitar as larguras mínimas estabelecidas pela ABNT NBR 6118:2014 e devem respeitar definições arquitetônicas.

As estimativas das seções das vigas, apresentadas na tabela 1, podem ser simplificadas com a seguinte aproximação:

$$h_{est} = > \frac{l_0}{10} \quad (1)$$

$l_0$  = Maior vão

Foi estimada uma largura de 14 cm para todas as vigas, por ser a largura dos blocos de alvenaria da edificação em questão, considerando 5 milímetros de revestimento para cada lado, já que as paredes possuem espessura de 15 cm, e a altura estimada através da equação 1, retirada do Bastos.

Tabela 1. Pré Dimensionamento das Vigas  
PRÉ DIMENSIONAMENTO DAS VIGAS

VIGAS	$l_0$ (cm)	LARG	ALT (cm)
V1	478	14	50
V2	418	14	40
V3	478	14	50
V4	190	14	25
V5	478	14	50
V6	478	14	50
V7	478	14	50
V8	450	14	45
V9	394	14	40
V10	450	14	45
V11	600	14	60
V12	600	14	60

Fonte: Elaboração própria, 2021

## 4.2 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE LAJES

### 4.2.1 Método 1

Para lajes com bordas apoiadas ou engastadas, a altura útil ( $h$ ), de acordo com o Pinheiro, pode ser estimada por meio da seguinte expressão:

$$dest = (2,5 - 0,1 \cdot n) \cdot \frac{l'}{100} \quad (2)$$

$$d = dest + 3 \quad (3)$$

Sendo:

$$l' \leq lx \quad (4)$$

$$l' \leq 0,7 * ly \quad (5)$$

Em que:

$n$  = Número de bordas engastadas

$lx$  = Menor vão

$ly$  = Maior vão

### 4.2.2 Método 2

Para realizar o pré-dimensionamento de lajes também é possível usar o modelo presente no Pinheiro (2007), com base na classificação do tipo de laje, por meio das tabelas 2,3 e 4 e cálculo com auxílio de constantes tabeladas e das equações 6 e 7.

$$\lambda = ly/lx \quad (6)$$

Para:

$\lambda \leq 2$  : Laje armada em duas direções

$\lambda > 2$  : Laje armada em uma direção

$lx$  = Menor vão

$ly$  = Maior vão

Tabela 2. Valores de  $\psi_2$  e  $\psi_3$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO: VALORES DE $\psi_2$ E $\psi_3$										
TIPO	1	2A	2B	3	4A	4B	5A	5B	6	TIPO
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	$\psi_2$ PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ									$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	1,50	1,70	1,70	1,80	1,90	1,90	2,00	2,00	2,20	1,00
1,05	1,48	1,67	1,68	1,78	1,86	1,89	1,97	1,98	2,17	1,05
1,10	1,46	1,64	1,67	1,76	1,83	1,88	1,94	1,97	2,15	1,10
1,15	1,44	1,61	1,65	1,74	1,79	1,87	1,91	1,95	2,12	1,15
1,20	1,42	1,58	1,64	1,72	1,76	1,86	1,88	1,94	2,10	1,20
1,25	1,40	1,55	1,62	1,70	1,72	1,85	1,85	1,92	2,07	1,25
1,30	1,38	1,52	1,61	1,68	1,69	1,84	1,82	1,91	2,05	1,30
1,35	1,36	1,49	1,59	1,66	1,65	1,83	1,79	1,89	2,02	1,35
1,40	1,34	1,46	1,58	1,64	1,62	1,82	1,76	1,88	2,00	1,40
1,45	1,32	1,43	1,56	1,62	1,58	1,81	1,73	1,86	1,97	1,45
1,50	1,30	1,40	1,55	1,60	1,55	1,80	1,70	1,85	1,95	1,50
1,55	1,28	1,37	1,53	1,58	1,51	1,79	1,67	1,83	1,92	1,55
1,60	1,26	1,34	1,52	1,56	1,48	1,78	1,64	1,82	1,90	1,60
1,65	1,24	1,31	1,50	1,54	1,44	1,77	1,61	1,80	1,87	1,65
1,70	1,22	1,28	1,49	1,52	1,41	1,76	1,58	1,79	1,85	1,70
1,75	1,20	1,25	1,47	1,50	1,37	1,75	1,55	1,77	1,82	1,75
1,80	1,18	1,22	1,46	1,48	1,34	1,74	1,52	1,76	1,80	1,80
1,85	1,16	1,19	1,44	1,46	1,30	1,73	1,49	1,74	1,77	1,85
1,90	1,14	1,16	1,43	1,44	1,27	1,72	1,46	1,73	1,75	1,90
1,95	1,12	1,13	1,41	1,42	1,23	1,71	1,43	1,71	1,72	1,95
≥2,00	1,10	1,10	1,40	1,40	1,20	1,70	1,40	1,70	1,70	≥2,00

TIPO	7	8	9	10	11	12	TIPO
$\gamma = \frac{\ell_x}{\ell_y}$	$\psi_3$ PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ						$\gamma = \frac{\ell_x}{\ell_y}$
< 0,50	-	-	0,50	0,50	-	0,50	< 0,50
0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50	0,50
0,55	0,59	0,72	0,61	0,72	0,65	0,66	0,55
0,60	0,67	0,90	0,70	0,90	0,77	0,80	0,60
0,65	0,73	1,05	0,78	1,05	0,87	0,92	0,65
0,70	0,79	1,19	0,84	1,19	0,96	1,01	0,70
0,75	0,83	1,30	0,90	1,30	1,03	1,10	0,75
0,80	0,87	1,40	0,95	1,40	1,10	1,17	0,80
0,85	0,91	1,49	0,99	1,49	1,16	1,24	0,85
0,90	0,94	1,57	1,03	1,57	1,21	1,30	0,90
0,95	0,97	1,64	1,07	1,64	1,26	1,35	0,95
1,00	1,00	1,70	1,10	1,70	1,30	1,40	1,00
1,10	1,00	1,70	1,09	1,70	1,30	1,39	1,10
1,20	1,00	1,70	1,08	1,70	1,30	1,38	1,20
1,30	1,00	1,70	1,07	1,70	1,30	1,37	1,30
1,40	1,00	1,70	1,06	1,70	1,30	1,36	1,40
1,50	1,00	1,70	1,05	1,70	1,30	1,35	1,50
1,60	1,00	1,70	1,04	1,70	1,30	1,34	1,60
1,70	1,00	1,70	1,03	1,70	1,30	1,33	1,70
1,80	1,00	1,70	1,02	1,70	1,30	1,32	1,80
1,90	1,00	1,70	1,01	1,70	1,30	1,31	1,90
2,00	1,00	1,70	1,00	1,70	1,30	1,30	2,00
> 2,00	1,00	1,70	1,00	1,70	1,20	1,20	> 2,00

Fonte: Pinheiro, 2007

Tabela 3. Valores de  $\psi_2$

PRÉ-DIMENSIONAMENTO: VALORES DE $\psi_2$					
TIPO	13	14	15	16	TIPO
$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$	$\psi_2$ PARA LAJES ARMADAS EM CRUZ				$\lambda = \frac{\ell_y}{\ell_x}$
1,00	0,50	0,60	0,60	0,70	1,00
1,10	0,48	0,59	0,59	0,68	1,10
1,20	0,46	0,58	0,58	0,66	1,20
1,30	0,44	0,57	0,57	0,64	1,30
1,40	0,42	0,56	0,56	0,62	1,40
1,50	0,40	0,55	0,55	0,60	1,50
1,60	0,38	0,54	0,54	0,58	1,60
1,70	0,36	0,53	0,53	0,56	1,70
1,80	0,34	0,52	0,52	0,54	1,80
1,90	0,32	0,51	0,51	0,52	1,90
2,00	0,30	0,50	0,50	0,50	2,00
> 2,00	-	0,50	-	0,50	> 2,00
$\psi_2$ PARA VIGAS E LAJES ARMADAS NUMA SÔ DIREÇÃO					
	1,0	1,2	1,7	0,5	

Fonte: Pinheiro, 2007

Tabela 4. Valores de  $\psi_3$ 

$\psi_3$ PARA VIGAS E LAJES		
1,15 (MPa)	VIGAS E LAJES NERVURADAS	LAJES MACIÇAS
250	25	35
320	22	33
400	20	30
500	17	25
600	15	20

Extraída da NBR 6118:1980, adaptada por L.M. Pinheiro e P.R. Wolsfensberger

Fonte: Pinheiro, 2007

$$dest = lx / (\psi_2 \cdot \psi_3) \quad (7)$$

### 4.2.3 Método 3

A partir da equação 8, realiza-se o terceiro método conhecido e bastante grosseiro, validado apenas para via de comparação com os demais resultados.

$$dest = lx \cdot \frac{2,5}{100} \quad (8)$$

### 4.2.4 Resultados

Foi realizado o pré-dimensionamento das lajes pelos três métodos apresentados, e estimada uma altura, de uma forma a obedecer-los, adotando um valor para atender uma dimensão correta. Os resultados obtidos pelos três métodos, assim como a altura definida de cada laje a partir dos mesmos, estão mostrados na tabela 5.

Tabela 5. Pré Dimensionamento de Lajes

(continua)

PRÉ DIMENSIONAMENTO DE LAJES																
LAJES	ly (cm)	lx (cm)	l* (cm)	Nº B eng	d est1 (cm)	d1 (cm)	$\lambda$	Nº direç	TIPO LAJE	$\psi_2$	$\psi_3$	d est2 (cm)	d2 (cm)	d est3 (cm)	d3 (cm)	d ad (cm)
L1	615	515	431	2	9,9	12,9	1,19	2	3	1,72	35	8,6	11,6	12,9	15,9	14
L2	515	205	205	1	4,9	7,9	2,51	1	2B	1,2	35	4,9	7,9	5,1	8,1	10
L3	465	300	300	3	6,6	9,6	1,55	2	5B	1,83	35	4,7	7,7	7,5	10,5	10

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 5. Pré Dimensionamento de Lajes

(fim)

L4	465	455	326	3	7,2	10,2	1,02	2	5B	1,99	35	6,5	9,5	11,4	14,4	12
L5	465	310	310	3	6,8	9,8	1,5	2	5B	1,95	35	4,5	7,5	7,8	10,8	10
L6	420	410	294	2	6,8	9,8	1,02	2	3	1,79	35	6,5	9,5	10,2	13,2	12
L7	420	345	294	3	6,5	9,5	1,22	2	5B	1,93	35	5,1	8,1	8,6	11,6	10
L8	420	310	294	3	6,5	9,5	1,35	2	5B	1,89	35	4,7	7,7	7,8	10,8	10
L9	515	420	361	2	8,3	11,3	1,23	2	3	1,71	35	7	10	10,5	13,5	12
LA1	515	207	361	0	9	12	2,49	1	1	1	35	5,9	8,9	5,2	8,2	10
LA2	515	420	361	0	9	12	1,23	2	1	1,41	35	8,5	11,5	10,5	13,5	12

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 4.3 PRÉ-DIMENSIONAMENTO DE PILAR

De acordo com Pinheiro (2007), durante o anteprojeto é comum obter as cargas nos pilares por meio de áreas de influência. Uma forma aproximada de fazer isso é considerar sempre a metade da distância entre eixos para obter a área de influência exercida em um pilar.

A ação total avaliada para cada pilar ( $N_d$ ) pode ser feita pela seguinte expressão:

$$N_d = \alpha \cdot (n + 0,7) \cdot (g + q) \cdot A_i \quad (9)$$

Em que se utiliza do número de pavimentos ( $n$ ), das cargas permanentes e acidentais ( $g$  e  $q$  respectivamente) e da área de influência ( $A_i$ ).

O valor de  $\alpha$  varia de acordo com a posição do pilar:

Interno:  $\alpha = 2,5$

Extremidade:  $\alpha = 3,0$

Canto:  $\alpha = 3,5$

Obedecendo as seguintes equações, é possível estimar a área do pilar. Foi utilizada uma largura de 14 centímetros para todos os pilares, por ser a largura dos blocos de alvenaria. Respeitando a ABNT NBR 6118:2014, a área mínima da seção de um pilar é de 360 cm<sup>2</sup>, então a partir dessas informações foi estimado a altura da seção dos pilares, mostrado na tabela 6.

$$N_d = R_{cc} + R_{sc} \quad (10)$$

$$N_d = 0,85 \cdot f_{cd} \cdot (A_c - A_s) + A_s \cdot \sigma_s \quad (11)$$

$$\sigma_{ideal} = 0,85 \cdot f_{cd} - 0,85 \cdot f_{cd} \cdot \rho + \sigma_{sc} \cdot \rho \quad (12)$$

$$A_p = \frac{N_d}{\sigma_{ideal}} \quad (13)$$

Tabela 6. Pré Dimensionamento de Pilares  
PRÉ DIMENSIONAMENTO DE PILARES

PILAR	$\alpha$	$A_i$ (m <sup>2</sup> )	n pav	$N_d^*$	$A_p$ (cm <sup>2</sup> )	$A_p$ adot (cm <sup>2</sup> )	b (cm)	h (cm)	h adot (cm)
P1	3,5	10,8	1	317	149	360	14	25,7	26
P2	3,5	8,2	1	240	113	360	14	25,7	26
P3	3,5	2,7	1	80	38	360	14	25,7	26
P4	3	6,3	1	158	74	360	14	25,7	26
P5	3	9,1	1	228	107	360	14	25,7	26
P6	3	9,2	1	232	109	360	14	25,7	26
P7	3	17,1	1	430	202	360	14	25,7	26
P8	2,5	16,9	1	355	167	360	14	25,7	26
P9	2,5	21,4	2	1089	512	512	14	36,6	38
P10	3	13,9	2	851	401	401	14	28,6	30
P11	3,5	3,1	1	91	43	360	14	25,7	26
P12	3	9,9	1	250	118	360	14	25,7	26
P13	3,5	4,2	1	123	58	360	14	25,7	26
P14	3	7,9	1	199	94	360	14	25,7	26
P15	3	7,1	1	179	84	360	14	25,7	26
P16	3	5,6	2	343	161	360	14	25,7	26
P17	3,5	9,1	2	653	307	360	14	25,7	26

Fonte: Elaboração própria, 2021

## 5 DIMENSIONAMENTO COM AUXÍLIO DO PROGRAMA TQS

O modelo estrutural utilizado foi de vigas e pilares, flexibilizado conforme critérios, com a estrutura se comportando como um corpo único, sem juntas ou torres separadas, forçando critérios da norma em uso ABNT NBR 6118:2014. O edifício é modelado por um pórtico espacial, composto apenas por barras que simulam as vigas e pilares da estrutura, com efeito de diafragma rígido das lajes devidamente incorporado. Apenas as ações verticais geram efeitos nas lajes, conforme o modelo estrutural adotado. Os esforços resultantes das barras de lajes sobre as vigas nos pavimentos simulados por grelhas de lajes, são transferidos como carga para o pórtico espacial, ocorrendo uma integração entre o modelo de pórtico espacial e o de grelhas.

Os critérios do Pórtico-TQS, controlam a flexibilização das ligações viga-pilar, a separação de modelos específicos para avaliações de estados limites último e de serviço, assim como seus respectivos coeficientes de não-linearidade física.

Com o conhecimento de que se trata de uma casa térrea, foram criados os pavimentos fundação, onde são locados os blocos sobre estacas, a base dos pilares e as vigas baldrame, cobertura, onde são locadas as vigas e as lajes de cobertura, e neste caso, dois pavimentos de ático, para ter uma elevação do reservatório em relação a laje da cobertura, cada um com seu respectivo pé direito apresentado no projeto arquitetônico, sendo que a cobertura terá cinquenta centímetros a mais, considerando um rebaixo para instalações prediais.

Adotado o concreto C25 para todos os elementos estruturais, com uma classe de agressividade ambiental número 2 (moderada e urbana), cobrimento de 2,5 centímetros inferior e superior para lajes em geral e 3 centímetros para vigas, pilares e fundações.

A velocidade do vento na região de Uberlândia-MG é de 34 m/s, sendo esta utilizada. O fator do terreno (S1) de 1, com uma categoria de rugosidade número 4, considerando um terreno com obstáculos numerosos, pouco espaçado sendo uma zona urbanizada. A classe da edificação é A e o fator estatístico é 1 por se tratar de uma residência com seu maior lado possuindo menos que 20 metros.

Após a conversão do arquitetônico em arquivo DWG ACAD para DWG TQS, foram lançados os pilares vigas e lajes em cima da planta baixa, com as dimensões estipuladas no pré-dimensionamento e em seguida as cargas de alvenaria nas vigas e lajes. Com a estrutura e cargas todas lançadas, faltando apenas os blocos de fundação, gerou-se o processamento global com planta de formas, grelhas, pórtico espacial, esforços e desenhos de lajes e dimensionamento, detalhamento e desenho de lajes, vigas e pilares.

Algumas dimensões de pilares não atenderam a norma ABNT NBR 6118:2014, não sendo possível o dimensionado e o detalhamento. Para todas as configurações possíveis de armaduras nestes casos, a resistência obtida foi inferior à solicitação ( $S_d$ ) na seção crítica. As dimensões destes foram aumentadas gradualmente, até obedecerem a norma, e ficaram conforme a tabela 7:

Tabela 7. Dimensões alteradas dos pilares

Pilares	Antes	Depois
P1	14x26	16X55
P2	14x26	16X45
P3	14x26	14X32
P4	14x26	14X26
P5	14x26	14X30
P6	14x26	14X26
P7	14x26	14X40
P8	14x26	14X26
P9	14x38	14X45
P10	14x30	14X30
P11	14x26	14X30
P12	14x26	14X26
P13	14x26	14X26
P14	14x26	14X26
P15	14x26	14X26
P16	14x26	14X26
P17	14x26	14X26

Fonte: Elaboração própria, 2021

Na NBR 6118:2014, diz que os pilares em contato com o solo devem apresentar um cobrimento nominal mínimo de 4,5 cm, porem estes não foram considerados tendo contato com o solo, apresentando o cobrimento de 3,5 cm.

Os pilares P1 e P2 que tiveram uma grande diferença de dimensão, são os dois pilares de divisa. Após o lançamento da fundação, o TQS não aceitou dimensões menores para eles pelo fato das suas excentricidades nos seus respectivos blocos. Na norma não se fala sobre o aumento de seções para combater a excentricidade, podendo ser um erro de cálculo do programa, que foi decidido acatar as medidas impostas. Os demais não tiveram mudanças significativas em suas seções.

Após do processamento do edifício, os efeitos de desaprumo foram maiores que a ação do vento, com os esforços estimados devido à imperfeição geométrica global maiores do que 30% dos esforços gerados. No TQS quando isso acontece, aumenta-se o coeficiente de arrasto para que a ação do vento, seja superior ao desaprumo, já que não se trata de um edifício alto, não tendo problemas sérios de vento. No relatório de estabilidade global para o estado limite último, no parâmetro de

estabilidade para os carregamentos simples de vento, o coeficiente de avaliação da importância dos esforços de 2ª ordem globais ( $\gamma_z$ ), estava maior do que 1,1 (limite recomendado) para algumas direções de vento em algumas combinações. A solução foi a inversão de lados de alguns pilares, para gerar pórticos mais rígidos. Foram rotacionados em 90° os pilares P4, P8, P10 e P14 para redução do coeficiente  $\gamma_z$  para um valor intermediário de 1,0 e 1,1. Mesmo que o limite máximo deste coeficiente seja de 1,3, por se tratar de uma estrutura baixa, foi decidido deixar esse coeficiente em um valor menor.

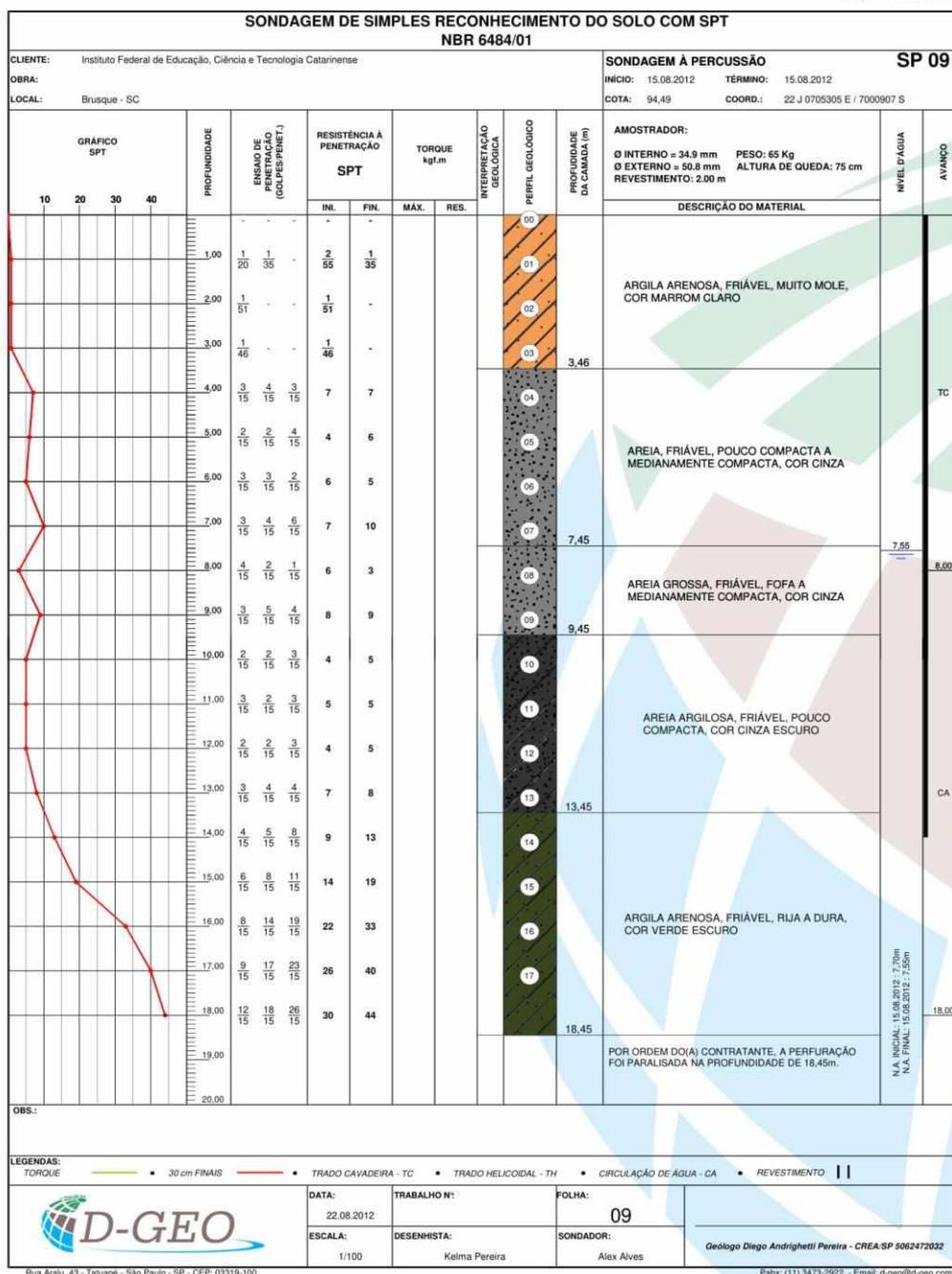
Foram verificados no estado limite último os deslocamentos verticais nas lajes da cobertura e do ático, e nenhuma passou do limite de 1/250 do valor do menor vão.

Na verificação das vigas de todos os pavimentos, foi notado na fundação, vigas com flechas maiores que o limite de 1/250 do valor do maior vão nos baldrames VB13 e VB14. Para diminuir essas flechas foram aumentadas as alturas pré-definidas de 10% o valor do vão, da viga VB4 de 40 para 55 cm e da VB11 de 45 para 50 cm, que são as vigas que servem de apoio para aquelas com demasiados deslocamentos em suas seções críticas e que transferem suas cargas para a fundação.

Para um pré-dimensionamento dos blocos de fundação, foi apanhado um relatório de sondagem de simples reconhecimento do solo com SPT realizado pela empresa D-GEO mostrado na figura 6.

Por meio da planilha de dimensionamento e capacidade de carga das estacas, do Tobias Ribeiro Ferreira, os dados da sondagem foram preenchidos, mostrados na figura 7, e gerada a carga geotécnica admissível para cada profundidade no solo, considerando estacas de 30 centímetros de diâmetro, em três métodos diferentes (Aoki-Velloso, Décourt-Quaresma e Teixeira) mostrados na figura 8.

Figura 6. Relatório de Sondagem



D-GEO GEOLOGIA E ENGENHARIA AMBIENTAL LTDA. - EPP  
Rua Aralu, 43 – Tatuapé – São Paulo – SP – CEP 03319-100 – tel. (11)3473-2922

Fonte: INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA CATARINENSE, 2012.

Figura 7. Dados da Sondagem <Planilha de Previsão de Capacidade de Carga em Fundações por Estacas> <Ferreira T. F.>

SONDAGEM			N. A.	FUSTE DA ESTACA
Profundidade (m)	N <sub>SPT</sub>	Composição da Camada	7	
1	0	Argila arenosa		1
2	0	Argila arenosa		2
3	0	Argila arenosa		3
4	7	Areia		4
5	6	Areia		5
6	5	Areia		6
7	10	Areia		7
8	3	Areia		8
9	9	Areia		9
10	5	Areia argilosa		10
11	5	Areia argilosa		11
12	5	Areia argilosa		12
13	8			13

Fonte: FERREIRA, 2015

Figura 8. Carga Geotécnica Admissível <Planilha de Previsão de Capacidade de Carga em Fundações por Estacas> <Ferreira T. F.>

RELATÓRIO FINAL				
Estaca	Tipo	Diâmetro (cm)	N.A (m)	
Moldada in-loco	Escavada	30	7	
Carga Admissível na cota de apoio da Estca (kN)				
Cota (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
12,00	100,53	130,25	150,41	127,07

Carga Geotécnica Admissível (kN)				
Profundidade (m)	Aoki-Velloso	Décourt-Quaresma	Teixeira	Média
0	0	0	0	0
1	0,00	0,00	25,92	8,64
2	0,00	0,00	33,46	11,15
3	0,00	12,06	41,00	17,69
4	90,16	38,80	84,06	71,01
5	84,98	57,49	103,02	81,83
6	78,70	73,51	102,91	85,04
7	148,60	82,29	132,76	121,22
8	69,43	100,51	138,36	102,77
9	150,01	101,80	144,69	132,17
10	86,39	116,03	143,07	115,17
11	93,46	113,26	139,73	115,49
12	100,53	130,25	150,41	127,07

Fonte: FERREIRA, 2015

A tabela de cargas verticais máximas, que cada bloco irá receber, foi extraída no software TQS, e a opção foi de adotar o cálculo no método Décourt-Quaresma, e as estacas com uma profundidade de 7 metros, com uma carga geotécnica admissível de 82,29 KN por estaca. Na tabela 8 é apresentado a quantidade de estacas escavadas por bloco e as medidas pré-dimensionadas dos blocos, de acordo com o Bastos, com as seguintes equações.

$$dist f = \left( \frac{\Phi_{est}}{2} \right) + 15 \quad (14)$$

$$h = \Phi_{aço} \cdot 40 + 5 \quad (15)$$

Tabela 8. Pré Dimensionamento dos Blocos de Fundação

Bloco	Fz max tf	Carga adm 7 m tf	Fz max/Carga	num brocas	$\Phi_{est}$ (cm)	d est (cm)	dist f (cm)	h (cm)
1	11,6	8,2	1,4	2	30	90	30	45
2	7,3	8,2	0,9	1	30	90	30	45
3	5,4	8,2	0,7	1	30	90	30	45
4	8,1	8,2	1	1	30	90	30	45
5	11,7	8,2	1,4	2	30	90	30	45
6	12	8,2	1,5	2	30	90	30	45
7	22,2	8,2	2,7	3	30	90	30	45
8	21,2	8,2	2,6	3	30	90	30	45
9	32,8	8,2	4	4	30	90	30	45
10	23	8,2	2,8	3	30	90	30	45
11	5,8	8,2	0,7	1	30	90	30	45
12	12,2	8,2	1,5	2	30	90	30	45
13	3,2	8,2	0,4	1	30	90	30	45
14	10,4	8,2	1,3	2	30	90	30	45
15	6,2	8,2	0,8	1	30	90	30	45
16	14,4	8,2	1,7	2	30	90	30	45
17	12,5	8,2	1,5	2	30	90	30	45

Fonte: Elaboração própria, 2021

O lançamento dos blocos de fundação foi feito no programa, com as medidas pré-calculadas, e processou-se a estrutura. Alguns blocos apresentaram problemas de dimensionamento, sendo necessário aumentar suas alturas. Os blocos que apresentaram altura útil insuficiente, foram aumentados gradualmente e respectivamente com as medidas que lhes faltavam para obedecer a norma ABNT NBR 6118:2014. As alturas ficaram de acordo com a tabela 9.

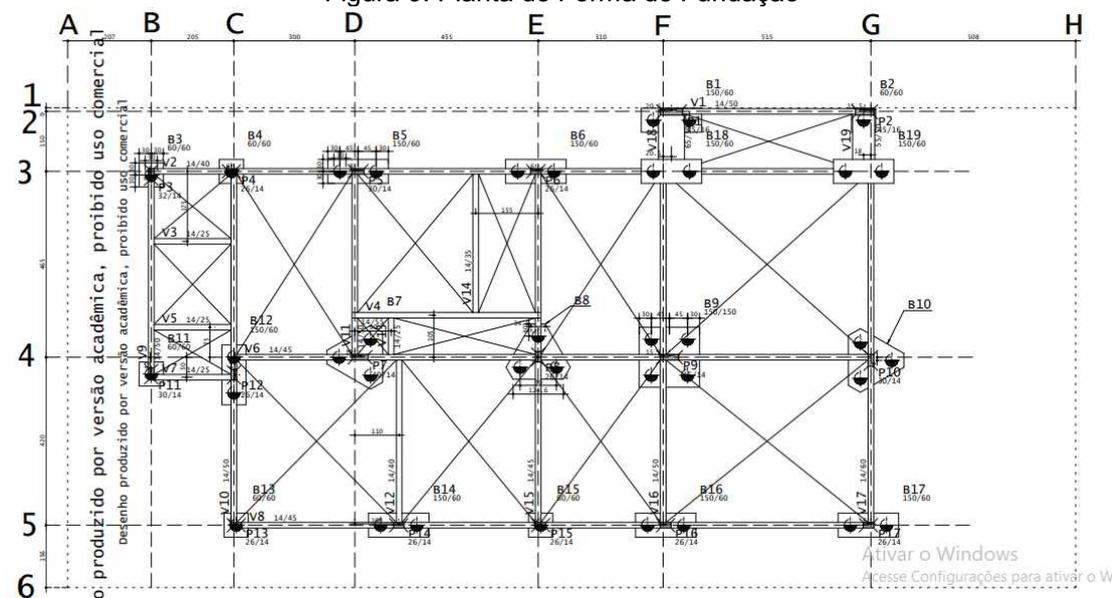
Tabela 9. Alturas Modificadas dos Blocos

Bloco	num brocas	H antes (cm)	H depois (cm)
1	2	45	45
2	1	45	45
3	1	45	45
4	1	45	45
5	2	45	50
6	2	45	50
7	3	45	60
8	3	45	60
9	4	45	70
10	3	45	60
11	1	45	45
12	2	45	50
13	1	45	45
14	2	45	50
15	1	45	45
16	2	45	50
17	2	45	50

Fonte: Elaboração própria, 2021

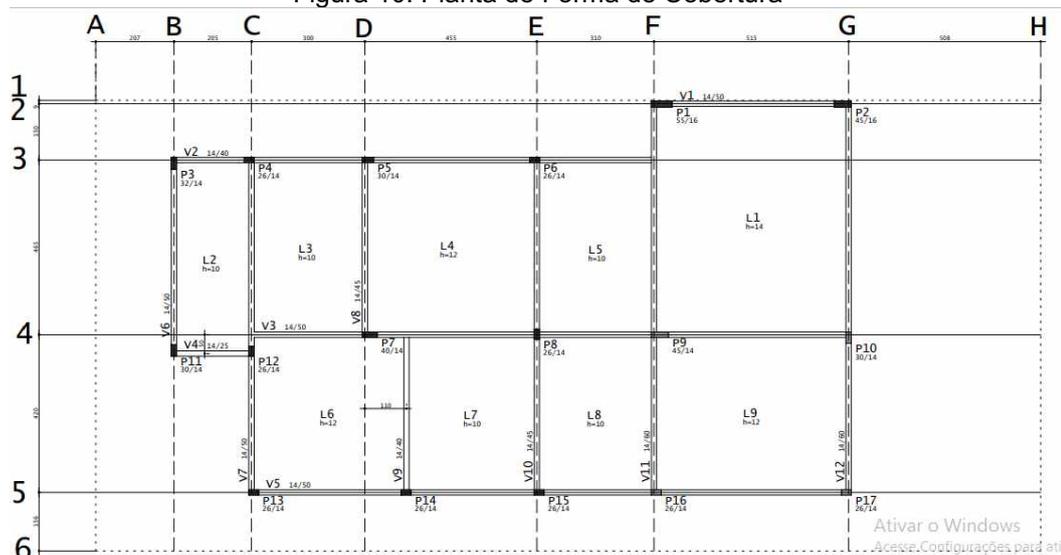
No projeto existem dois pilares encostados na divisa (P1 e P2), então os blocos B1 e B2 tiveram que sofrer uma alteração, passando a ter excentricidades em relação aos seus pilares. Também foram necessárias duas vigas alavancas para auxiliar na distribuição de carga para a fundação. Como os blocos B9 e B10 estão relativamente longes dos blocos B1 e B2, optou-se pela execução de dois novos blocos (B18 e B19) nos cruzamentos da viga V2 com as vigas V16 e V17, reduzindo essas duas últimas até os novos blocos, e a partir desses novos elementos, criaram duas vigas alavancas (V18 e V19), com larguras 65 cm e 55 cm respectivamente, para serem mais largas que os pilares P1 e P2 (55 e 45 cm). Os blocos B1 e B2 também tiveram um rebaixo de 50 cm, a mesma altura que foi dada para as vigas alavancas, para equilibrar a distribuição de carga para a fundação. Novamente o edifício foi processado globalmente, e não identificando nenhum erro, as plantas baixas ficaram da seguinte forma.

Figura 9. Planta de Forma de Fundação



Fonte: Elaboração própria, 2021

Figura 10. Planta de Forma de Cobertura



Fonte: Elaboração própria, 2021

As armaduras de lajes, vigas, lajes e blocos foram conferidas de duas maneiras. A primeira verificando se a taxa de aço gerada pelo programa satisfazia a quantidade necessária, a segunda deixando mais prático para o momento da execução das mesmas, economizando tempo e capital. Após todas as verificações as pranchas foram geradas para que possa iniciar a construção.

As pranchas e o memorial de cálculo gerado pelo TQS do projeto estrutural estão disponíveis no anexo 1.

## 6 DIMENSIONAMENTO POR MEIO DE MODELOS ANALÍTICOS

Nesta fase foram consideradas as mesmas dimensões de todos elementos estruturais, que foram utilizados no projeto com auxílio do TQS, para que posteriormente, fizesse uma comparação dos dois resultados obtidos. As equações utilizadas neste capítulo foram retiradas do Bastos e do Pinheiro.

### 6.1 DIMENSIONAMENTO DE LAJES

Para o projeto de lajes maciças, foram utilizados os mesmos carregamentos e dimensões que no projeto do TQS, considerando as seguintes informações:

Cargas permanentes ( $g$ ) =  $0,15 \text{ tf/m}^2 = 1,5 \text{ KN/m}^2$ ;

Cargas acidentais ( $q$ ) =  $0,1 \text{ tf/m}^2 = 1 \text{ KN/m}^2$ ;

Concreto C25 ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ), Aços CA-50 e CA-60;

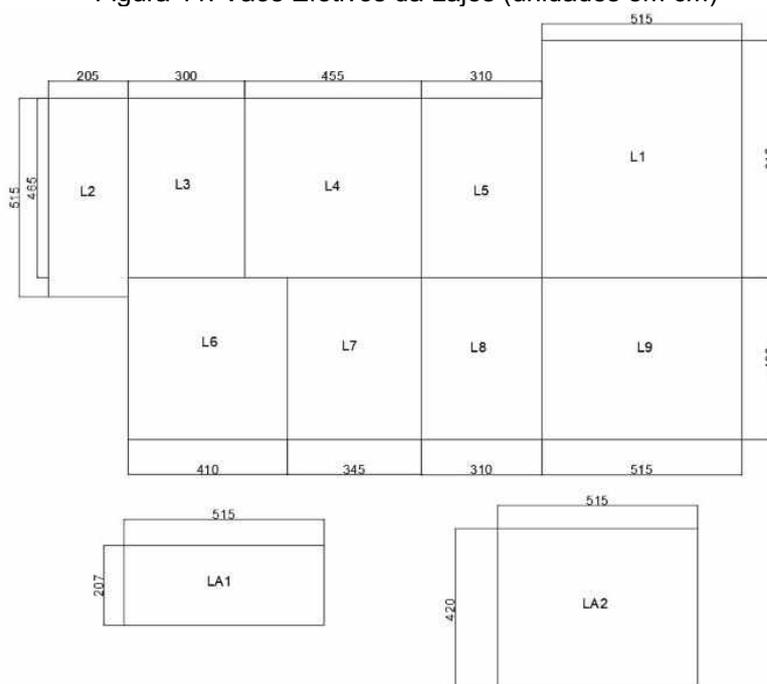
Todas as vigas com largura de 14 cm;

Classe de agressividade ambiental: II (Moderada e Urbana)

Espessura mínima do cobrimento  $c = 2,5 \text{ cm}$ ;

Coefficientes de ponderação  $Y_c = Y_f = 1,4$ ;  $Y_s = 1,15$ .

Figura 11. Vãos Efetivos da Lajes (unidades em cm)



Fonte: Elaboração própria, 2021

A tabela 10 auxilia, facilitando o cálculo das ações atuantes nas lajes. Para a o carregamento total ( $P_{tot}$ ) nas lajes, devem ser consideradas todas as cargas permanentes possíveis ( $g$ ), cargas acidentais ( $q$ ) e peso próprio ( $PP$ ) dado pela equação 16.

$$PP \left( \frac{KN}{m^2} \right) = h(m) \cdot 25 \left( \frac{KN}{m^3} \right) \quad (16)$$

Tabela 10. Cargas nas Lajes

Laje	N direções	h (cm)	g (KN/m <sup>2</sup> )	q (KN/m <sup>2</sup> )	PP (KN/m <sup>2</sup> )	Ptot (KN/m <sup>2</sup> )
L1	2	14	1,5	1	3,5	6
L2	1	10	1,5	1	2,5	5
L3	2	10	1,5	1	2,5	5
L4	2	12	1,5	1	3	5,5
L5	2	10	1,5	1	2,5	5
L6	2	12	1,5	1	3	5,5
L7	2	10	1,5	1	2,5	5
L8	2	10	1,5	1	2,5	5
L9	2	12	1,5	1	3	5,5
LA1	1	10	1,5	1	2,5	5
LA2	2	12	1,5	1	3	5,5

Fonte: Elaboração própria, 2021

a) Reações de Apoio nas Vigas de Borda:

A tabela 11 mostra as reações de apoio nas vigas de borda das lajes armadas em duas direções, e são relativas a faixas de largura de 1 m das lajes. Os cálculos da tabela 11 foram feitos com a aplicação das seguintes equações e com auxílio das tabelas anexas A-5 a A-7 da apostila Lajes de Concreto Armado do Bastos, para encontrar o  $v_x$ ,  $v'_x$ ,  $v_y$ ,  $v'_y$ .

$$V_x = v_x \cdot P \cdot \frac{l_x}{10} \quad (17)$$

$$V'_x = v'_x \cdot P \cdot \frac{l_x}{10} \quad (18)$$

$$V_y = v_y \cdot P \cdot \frac{l_x}{10} \quad (19)$$

$$V'_y = v'_y \cdot P \cdot \frac{l_x}{10} \quad (20)$$

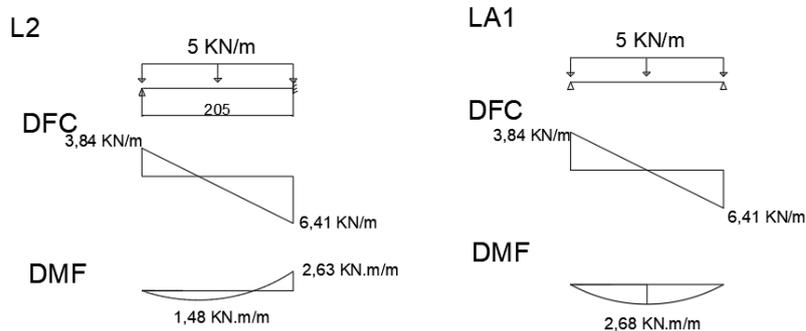
Tabela 11. Reação de Apoio das Bordas das Lajes

Laje	Tipo	$l_x$ (m)	$\lambda$	$P$ (KN/m <sup>2</sup> )	$v_x$	$v'_x$	$v_y$	$v'_y$	$V_x$ (KN/m)	$V'_x$ (KN/m)	$V_y$ (KN/m)	$V'_y$ (KN/m)
L1	3	5,15	1,19	6	2,52	3,68	2,17	3,17	7,78	11,37	6,7	9,8
L3	5B	3	1,55	5	-	3,73	1,71	2,5	-	5,6	2,56	3,75
L4	5B	4,55	1,02	5,5	-	3,15	1,71	2,5	-	7,88	4,28	6,26
L5	5B	3,1	1,5	5	-	3,69	1,71	2,5	-	5,72	2,66	3,88
L6	3	4,1	1,02	5,5	2,21	3,23	2,17	3,17	4,98	7,28	4,89	7,15
L7	5B	3,45	1,22	5	-	3,38	1,71	2,5	-	5,83	2,95	4,31
L8	5B	3,1	1,35	5	-	3,54	1,71	2,5	-	5,49	2,65	3,88
L9	3	4,2	1,23	5,5	2,57	3,76	2,17	3,17	5,94	8,69	5,01	7,32
LA2	1	4,2	1,23	5,5	2,97	-	2,5	-	6,86	-	5,78	-

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para as lajes armadas em uma direção (L2 e LA1), as reações de apoio devem ser calculadas supondo as lajes como vigas na direção principal (vão menor). Portanto devem ser gerados seus diagramas de esforço cortante e de momento fletor, mostrado na figura 12.

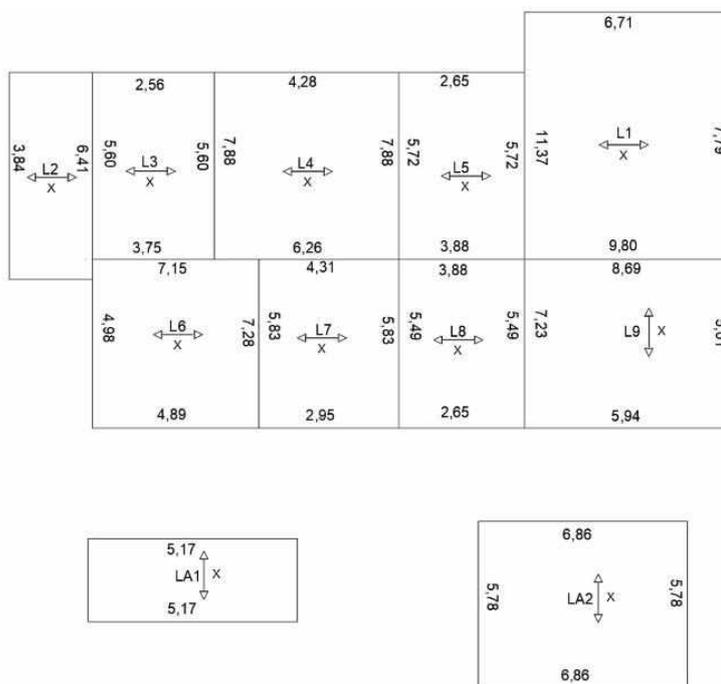
Figura 12. Diagramas de Esforço Cortante e Momento Fletor das Lajes L2 e LA1 .



Fonte: Elaboração própria, 2021

A planta de fôrma da estrutura, na figura 13 indica as reações de apoio das lajes da edificação nas vigas. Cada laje tem indicada a direção x (menor vão) para facilitar a visualização.

Figura 13. Reações de Apoio nas Bordas das Lajes (unidades em KN/m)



Fonte: Elaboração própria, 2021

A tabela 12 mostra os momentos fletores nas lajes armadas em duas direções. Os cálculos foram feitos com a aplicação das seguintes equações e com auxílio das tabelas A-8 a A-14 da apostila Lajes de Concreto Armado do Bastos, para encontrar o  $v_x$ ,  $v'_x$ ,  $v_y$ ,  $v'_y$ .

$$M_k = \mu_x \cdot P \cdot \frac{l_x^2}{100} \quad (21)$$

$$M_y = \mu_y \cdot P \cdot \frac{l_x^2}{100} \quad (22)$$

$$M'_x = \mu'_x \cdot P \cdot \frac{l_x^2}{100} \quad (23)$$

$$M'_y = \mu'_y \cdot P \cdot \frac{l_x^2}{100} \quad (24)$$

Tabela 12. Momentos Fletores nas Lajes

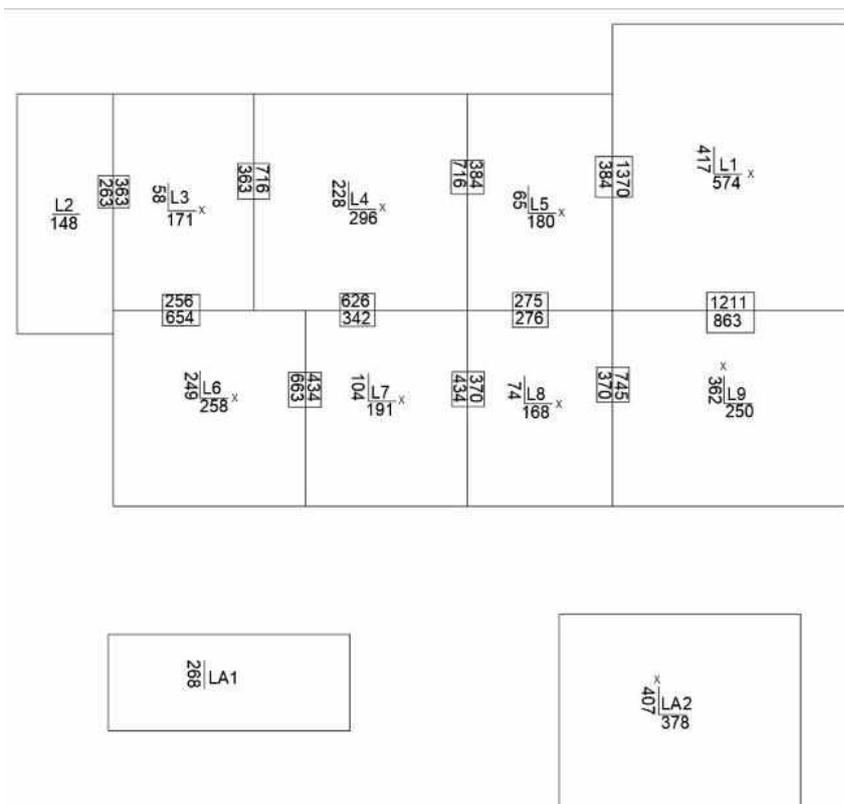
Laje	Tipo	$l_x$ (m)	$\lambda$	$P$ (KN/m <sup>2</sup> )	$\mu_x$	$\mu'_x$	$\mu_y$	$\mu'_y$	$M_x$ (KNm/m)	$M'_x$ (KNm/m)	$M_y$ (KNm/m)	$M'_y$ (KNm/m)
L1	3	5,15	1,19	6	3,61	8,61	2,62	7,61	5,74	13,7	4,17	12,11
L3	5B	3	1,55	5	3,8	8,07	1,29	5,69	1,71	3,63	0,58	2,56
L4	5B	4,55	1,02	5,5	2,6	6,29	2	5,5	2,96	7,16	2,28	6,26
L5	5B	3,1	1,5	5	3,74	8	1,35	5,72	1,8	3,84	0,65	2,75
L6	3	4,1	1,02	5,5	2,79	7,17	2,69	7,07	2,58	6,63	2,49	6,54
L7	5B	3,45	1,22	5	3,21	7,29	1,75	5,75	1,91	4,34	1,04	3,42
L8	5B	3,1	1,35	5	3,5	7,7	1,55	5,75	1,68	3,7	0,74	2,76
L9	3	4,2	1,23	5,5	3,73	8,89	2,58	7,68	3,62	8,62	2,50	7,45
A2	1	4,2	1,23	5,5	5,96	-	4,19	-	5,78	-	4,06	-

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para as lajes armadas em uma direção, os cálculos de momentos fletores devem ser feitos em função de seus diagramas mostrados na figura 12.

Os momentos fletores são mostrados na figura 14, conforme a tabela 12. Não existe momento fletor onde não está engastado. A direção x (direção do menor vão) é indicada para facilitar a visualização.

Figura 14. Momentos Fletores nas Lajes (unidades em KNcm/m)



Fonte: Elaboração própria, 2021

b) Cálculo da armadura:

O cobrimento nominal ( $c$ ) no sentido principal da laje ( $x$ ) é de 2,5 cm, e no sentido secundário ( $y$ ) é de 3,5 cm, tanto para armaduras positivas, quanto para negativas. Estimando o diâmetro de 10 mm para as barras das armaduras, e que a altura útil  $d = h - c - \phi/2$ , consegue-se preencher a tabela 13, que também possui a faixa de largura ( $b_w$ ) adotada 100 cm para todos os casos e os momentos principais e secundários negativos e positivos já calculados anteriormente. A área mínima de armadura é dada por 15% da altura ( $h$ ) para as armaduras negativas e 10% da altura ( $h$ ) para as armaduras positivas.

Tabela 13. Momentos gerados nas Lajes

LAJE	h	dx (cm)	dy (cm)	Asmin- (cm <sup>2</sup> )	Asmin+ (cm <sup>2</sup> )	bw (cm)	Mkx- (KNcm/m)	Mky- (KNcm/m)	Mk+ (KNcm/m)	Mk+ (KNcm/m)
L1	14	11	10	2,1	1,4	100	1370	1211	574	417
L2	10	7	6	1,5	1	100	263	-	148	-
L3	10	7	6	1,5	1	100	363	256	171	58
L4	12	9	8	1,8	1,2	100	716	626	296	228
L5	10	7	6	1,5	1	100	384	275	180	65
L6	12	9	8	1,8	1,2	100	663	654	258	249
L7	10	7	6	1,5	1	100	434	342	191	104
L8	10	7	6	1,5	1	100	370	276	168	74
L9	12	9	8	1,8	1,2	100	863	745	362	250
LA1	10	7	6	1,5	1	100	-	-	268	-
LA2	12	9	8	1,8	1,2	100	-	-	407	378

Fonte: Elaboração própria, 2021

A tabela 14 possui o coeficiente  $K_c$ , que pode ser obtido pela equação 25, e o  $K_s$ , que se obtém por meio da tabela A-25 da apostila Lajes de Concreto Armado do Bastos.

$$K_c = bw \cdot \frac{d^2}{1,4 \cdot M_k} \quad (25)$$

Tabela 14. Coeficientes  $K_c$  e  $K_s$ 

Lajes	Kcx-	kcy-	kcx+	kcy+	ksx-	ksy-	ksx+	ksy+
L1	6,31	5,9	15,06	17,13	0,024	0,024	0,024	0,023
L2	13,31	-	23,65	-	0,024	-	0,023	0,023
L3	9,64	10,04	20,47	44,33	0,024	0,024	0,023	0,023
L4	8,08	7,30	19,55	20,05	0,024	0,024	0,023	0,023
L5	9,12	9,35	19,44	39,56	0,024	0,024	0,023	0,023
L6	8,73	6,99	22,43	18,36	0,024	0,024	0,023	0,023
L7	8,06	7,52	18,32	24,73	0,024	0,024	0,023	0,023
L8	9,46	9,32	20,83	34,75	0,024	0,024	0,023	0,023
L9	6,70	6,14	15,98	18,29	0,024	0,024	0,023	0,023
LA1	-	-	13,06	-	-	-	0,024	-
LA2	-	-	14,22	12,09	-	-	0,024	0,024

Fonte: Elaboração própria, 2021

Foi então obtida a quantidade de aço necessária para todas as lajes, nas armações negativas e positivas, nas direções principais e secundárias, através da equação 26.

$$A_s = K_s \cdot 1,4 \cdot \frac{M_k}{d} \quad (26)$$

Alguns resultados de armaduras tiveram um resultado menor que a armadura mínima previamente calculada, por tanto nestes casos, se utiliza a armadura mínima. As armaduras necessárias estão mostradas na tabela 15.

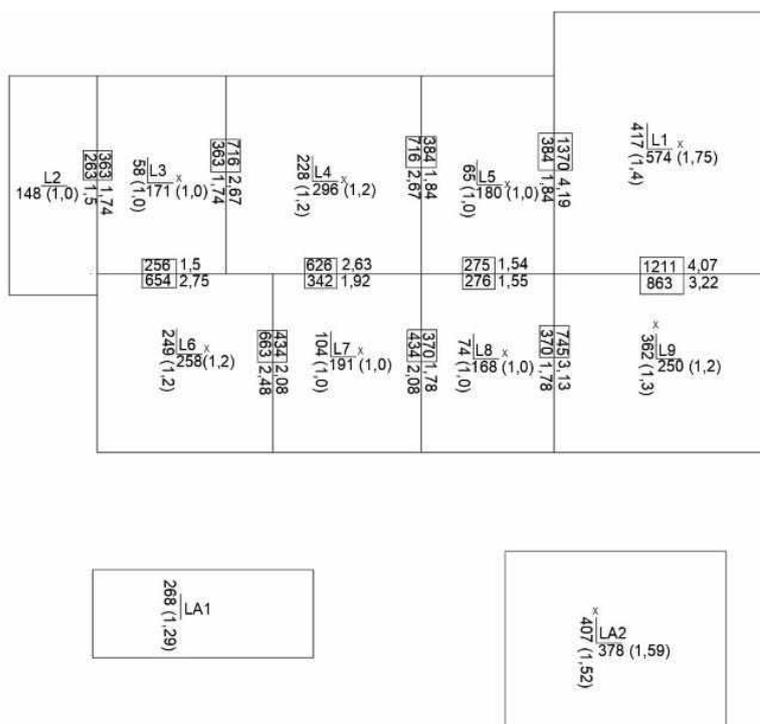
Tabela 15. Armaduras necessárias para as Lajes (unidades em cm<sup>2</sup>)

Lajes	Asx-	Asy-	Asx+	Asy+	A'sx-	A'sy-	A'sx+	A'sy+
L1	4,18	4,07	1,75	1,34	4,18	4,07	1,75	1,4
L2	1,26	-	0,68	-	1,5	-	1	-
L3	1,74	1,43	0,79	0,31	1,74	1,5	1	1
L4	2,67	2,63	1,06	0,92	2,67	2,63	1,2	1,2
L5	1,84	1,54	0,83	0,35	1,84	1,54	1	1
L6	2,48	2,75	0,92	1,00	2,48	2,75	1,2	1,2
L7	2,08	1,92	0,88	0,56	2,08	1,92	1	1
L8	1,78	1,55	0,77	0,40	1,78	1,55	1	1
L9	3,22	3,13	1,3	1,01	3,22	3,13	1,3	1,2
LA1	-	-	1,29	-	-	-	1,29	-
LA2	-	-	1,52	1,59	-	-	1,52	1,59

Fonte: Elaboração própria, 2021

A figura 15 apresenta a área de aço necessária para cada direção, na armadura negativa e positiva, previamente calculadas.

Figura 15. Armaduras Necessárias para as Lajes



Fonte: Elaboração própria, 2021

c) Verificação de flechas:

Para as lajes armadas em duas direções a flecha é calculada com auxílio do coeficiente  $\alpha$ , encontrado nas tabelas A-1 a A-4 da apostila Lajes de Concreto Armado do Bastos.

Os valores de carga permanente (g) e carga variável (q), dimensões e tipos das lajes que já foram previamente definidos, foram utilizados para a estimativa das flechas nas mesmas.

O momento fletor de fissuração ( $M_r$ ) é referente à primeira fissura que aparece na laje e pode ser calculado pela equação 27:

$$M_r = \alpha_1 \cdot f_{ct} \cdot \frac{I_c}{y_t} \quad (27)$$

A resistência do concreto à tração direta ( $f_{ct}$ ) pode ser calculada a partir da resistência característica do concreto ( $f_{ck}$ ) que para todos as lajes deste projeto é de 25 MPa, pela equação 28.

$$f_{ct} = 0,3 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 25^{\frac{2}{3}} = 2,565 \text{ MPa} = 0,2565 \text{ KN/cm}^2 \quad (28)$$

O momento de inércia da laje ( $I_c$ ) considerando seção homogênea não fissurada é dada pela equação 29.

$$I_c = \frac{bh^3}{12} \quad (29)$$

Em que b é adotado como 100 cm.

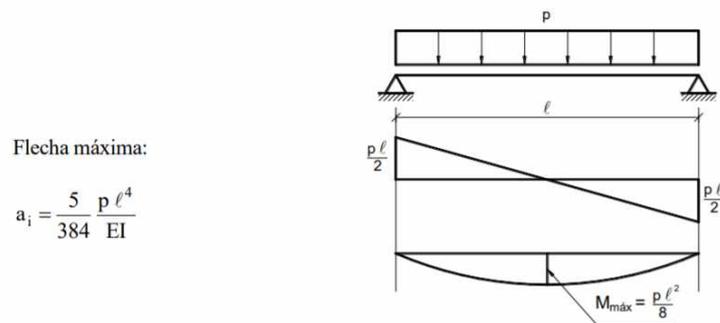
O fator  $\alpha_1$  é 1,5 para seções retangulares, e a distância ( $y_t$ ) é dada pela metade da altura da laje. Com todos esses valores, foi possível determinar o momento de fissuração ( $M_r$ ).

A flecha inicial ( $a_i$ ) é dada pela equação 30.

$$a_i = \frac{\alpha \cdot p \cdot lx^4}{12 \cdot E \cdot I} \quad (30)$$

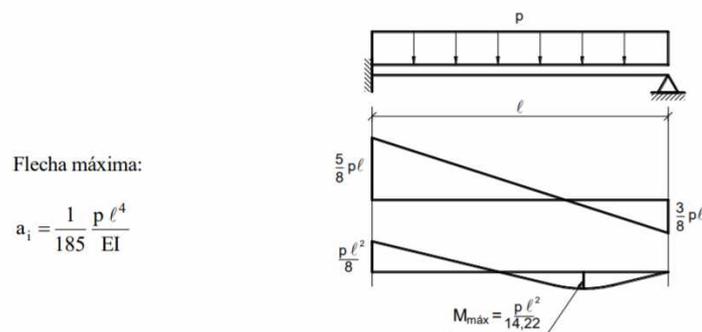
Para as lajes armadas em uma direção, as flechas iniciais são dadas de acordo com seus apoios, como mostrado nas figuras 16, 17 e 18.

Figura 16. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção



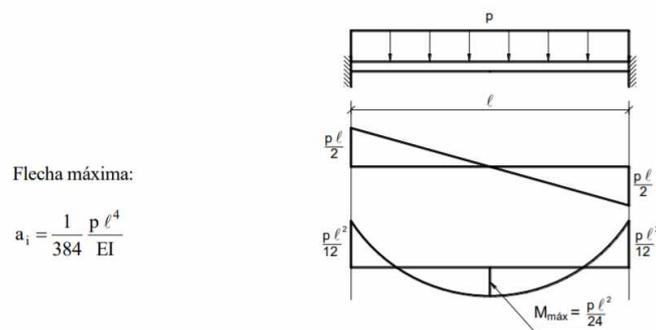
Fonte: LEONHARDT, MÖNNIG, 1977

Figura 17. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção



Fonte: LEONHARDT, MÖNNIG, 1977

Figura 18. Flecha Máxima para Lajes Armadas em uma Direção



Fonte: LEONHARDT, MÖNNIG, 1977

Com auxílio das tabelas A-1 a A-4 da apostila Lajes de Concreto Armado do Bastos, é possível a determinação do fator  $\alpha$ . O módulo de elasticidade do concreto secante, para a brita de granito ( $\alpha e = 1,0$ ), é dada pela equação 31.

$$E_{cs} = \alpha_i \cdot E_{ci} = \alpha_i \cdot \alpha e \cdot 5600 \cdot f_{ck}^{\frac{1}{2}} = 0,86 \cdot 1 \cdot 5600 \cdot 25^{\frac{1}{2}} = 24080 \text{ MPa} = \frac{2408 \text{ KN}}{\text{cm}^2}$$

(31)

Sendo:

$$\alpha_i = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{f_{ck}}{80} = 0,8 + 0,2 \cdot \frac{25}{80} = 0,86 \quad (32)$$

A flecha total (at), para tempo superior a 70 meses, será dada pela flecha inicial (ai) multiplicada por 2,32.

A flecha máxima (a max), considerando a “Aceitabilidade sensorial” é dada pelo menor vão (lx) dividido por 250.

As flechas iniciais, totais e máximas estão mostradas na tabela 16.

Tabela 16. Flechas das Lajes

LAJE	$\psi_{2q}$	$p = g + \psi_{2q}$	h (cm)	Mr (KN.cm)	Ma (KN.cm)	$\alpha$	EI (KN.cm <sup>2</sup> )	ai (cm)	at (cm)	a max (cm)	
L1	0,3	5,3	14	1257	574	3,4	55062933	0,19	0,44	2,06	OK
L2	0,3	4,3	10	641	148		20066667	0,02	0,05	0,82	OK
L3	0,3	4,3	10	641	171	2,8	20066667	0,04	0,09	1,2	OK
L4	0,3	4,8	12	923	296	1,9	34675200	0,093	0,22	1,82	OK
L5	0,3	4,3	10	641	180	2,7	20066667	0,045	0,10	1,24	OK
L6	0,3	4,8	12	923	258	2,6	34675200	0,083	0,19	1,64	OK
L7	0,3	4,3	10	641	191	2,3	20066667	0,059	0,14	1,38	OK
L8	0,3	4,3	10	641	168	2,5	20066667	0,042	0,10	1,24	OK
L9	0,3	4,8	12	923	362	3,5	34675200	0,127	0,30	1,68	OK
A1	0,3	4,3	10	641	268		20066667	0,051	0,12	0,83	OK
A2	0,3	4,8	12	923	407	6,9	34675200	0,248	0,57	1,68	OK

Fonte: Elaboração própria, 2021

Todas as lajes estiveram com flechas totais menores que suas flechas máximas permitidas na norma ABNT NBR 6118:2014.

Escolha de armaduras para as Lajes:

Para homogeneização das armaduras, foram escolhidas armaduras com 6,3 cm de diâmetro, e com espaçamentos de 7,5 (4,2 cm<sup>2</sup>), 10 (3,15 cm<sup>2</sup>), 12,5 (2,52 cm<sup>2</sup>), 15 (2,1 cm<sup>2</sup>), 17,5 (1,8 cm<sup>2</sup>) e 20 (1,58 cm<sup>2</sup>) cm. As armaduras negativas e positivas nas direções primárias (x) e secundárias (y), ficaram com os seguintes espaçamentos, de acordo com a tabela 17.

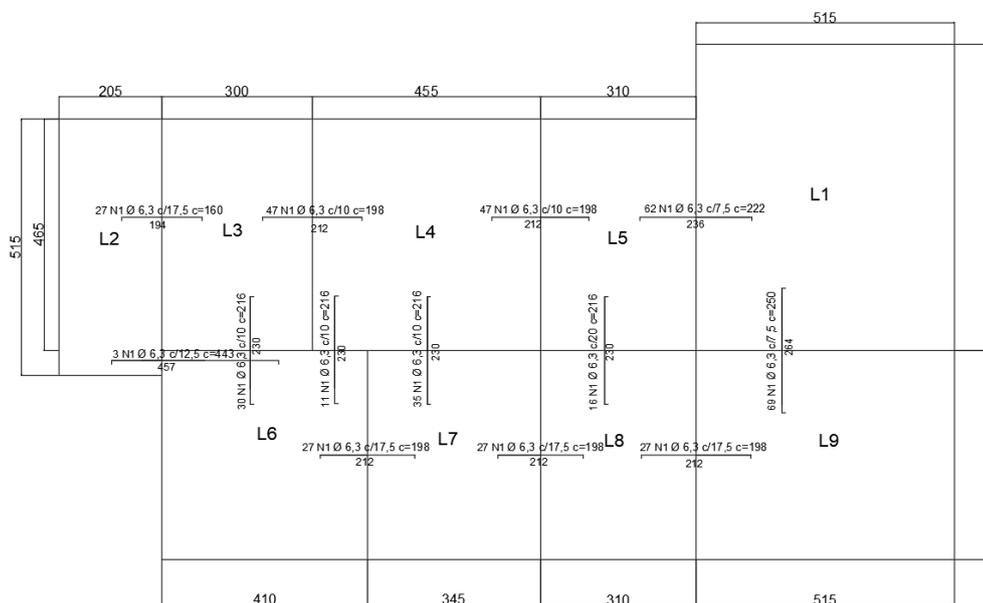
Tabela 17. Espaçamento das Armaduras das Lajes

Lajes	A'sx- (cm <sup>2</sup> )	A'sy- (cm <sup>2</sup> )	A'sx+ (cm <sup>2</sup> )	A'sy+ (cm <sup>2</sup> )	Esp. Asx- (cm)	Esp. Asy- (cm)	Esp. Asx+ (cm)	Esp. Asy+ (cm)
L1	4,18	4,07	1,75	1,4	7,5	7,5	17,5	20
L2	1,5	-	1	-	20	-	20	-
L3	1,74	1,5	1	1	17,5	20	20	20
L4	2,67	2,63	1,2	1,2	10	10	20	20
L5	1,84	1,54	1	1	15	20	20	20
L6	2,48	2,75	1,2	1,2	12,5	10	20	20
L7	2,08	1,92	1	1	15	15	20	20
L8	1,78	1,55	1	1	17,5	20	20	20
L9	3,22	3,13	1,30	1,2	10	10	20	20
LA1	-	-	1,29	-	-	-	20	-
LA2	-	-	1,52	1,59	-	-	20	20

Fonte: Elaboração própria, 2021

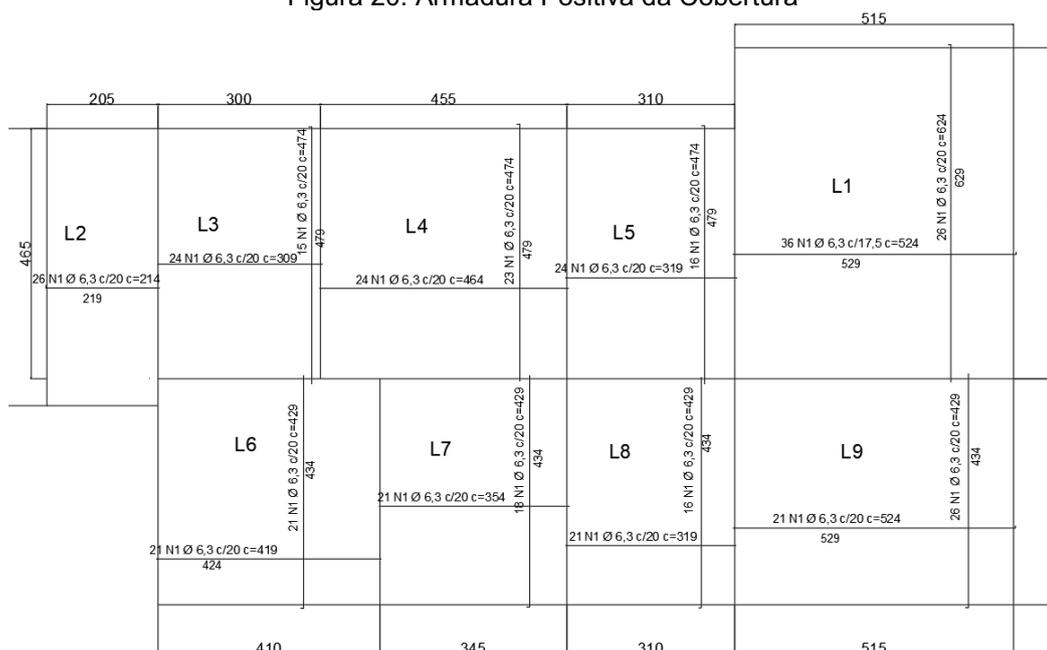
Na figura 19 mostra como ficaram as armaduras negativas das lajes. Já nas figuras 20 e 21 mostram como ficaram as armaduras positivas das lajes.

Figura 19. Armadura Negativa da Cobertura



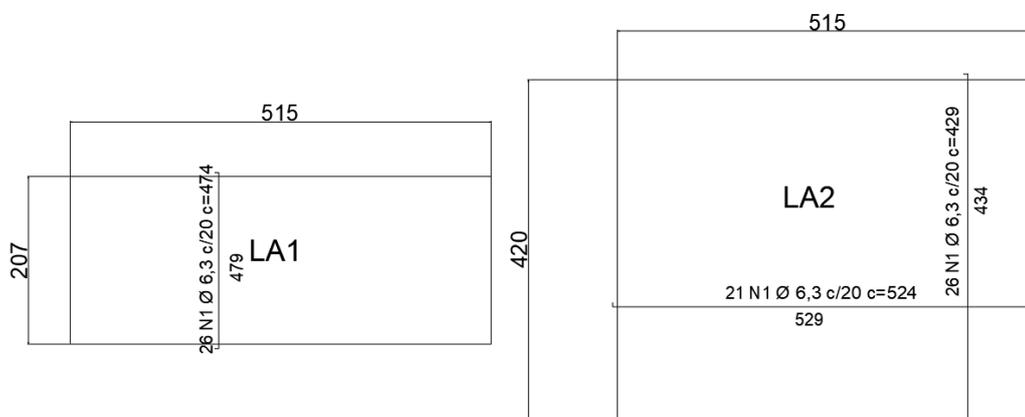
Fonte: Elaboração própria, 2021

Figura 20. Armadura Positiva da Cobertura



Fonte: Elaboração própria, 2021

Figura 21. Armadura Positiva do Reservatório



Fonte: Elaboração própria, 2021

## 6.2 DIMENSIONAMENTO DE VIGAS

### 6.2.1 Armaduras Longitudinais

Para os cálculos das armaduras das vigas, foram considerados peso próprio, com o concreto armado tendo um peso específico de  $25 \text{ KN/m}^3$ , peso de parede com a alvenaria de  $2,6 \text{ KN/m}^2$ , e cargas das lajes, previamente calculadas. Posteriormente

as vigas foram desenhadas e carregada no programa ftool, com suas medidas, cargas e apoios, para facilitar a produção dos diagramas de momento fletor e de esforço cortante.

As vigas foram separada em trechos diferente, os quais correspondem a medida de um apoio ( pilar ou viga servindo de apoio) até outro, e colocado na tabela 18 os maiores momentos característicos (Msk) negativos e positivos de cada trecho, para o cálculo da armadura nas suas partes mais críticas. Esses momentos característicos foram multiplicados pelo fator  $\gamma_c = 1,4$ , para obtenção dos momentos resistentes de cálculo (Msd).

O cobrimento nominal (c) adotado foi de 3 cm, tanto para armaduras positivas, quanto para negativas. Estimado o diâmetro de 10 mm para as barras das armaduras, e que a altura útil  $d = h - c - \phi/2$ , foi possível preencher a tabela 18, que também possui a faixa de largura (bw) e a altura (h) de cada viga.

As vigas V1 a V12 são as vigas de cobertura, as VB1 a VB19 são as vigas baldrame, as VR1 a VR5 são as vigas do reservatório e as VCR1 a VCR4 são as vigas da cobertura do reservatório.

Tabela 18. Maiores Momentos em cada Trecho das Vigas  
(continua...)

VIGAS	TRECHOS	bw (cm)	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	Msk+ (KN/m)	Msk- (KN/m)	Msd+ (KN/m)	Msd- (KN/m)
V1	1	14	50	3,5	46,5	26,26	0	36,76	0
V2	1	14	40	3,5	36,5	0,3	0,94	0,42	1,32
	2	14	40	3,5	36,5	1,19	7,58	1,67	10,61
	3	14	40	3,5	36,5	6,05	7,95	8,47	11,13
	4	14	40	3,5	36,5	1,86	7,95	2,60	11,13
V3	1	14	50	3,5	46,5	3,48	32,82	4,87	45,95
	2	14	50	3,5	46,5	22,78	32,82	31,89	45,95
	3	14	50	3,5	46,5	0	43,73	0	61,22
	4	14	50	3,5	46,5	47,88	43,73	67,03	61,22
V4	1	14	25	3,5	21,5	0,46	0	0,64	0
V5	1	14	50	3,5	46,5	8,58	10,9	12,01	15,26
	2	14	50	3,5	46,5	3,77	10,9	5,28	15,26
	3	14	50	3,5	46,5	1,32	20,37	1,85	28,52
	4	14	50	3,5	46,5	19,96	20,37	27,94	28,52
V6	1	14	50	3,5	46,5	17,33	0	24,26	0
V7	1	14	50	3,5	46,5	1,17	32,67	1,638	45,74
	2	14	50	3,5	46,5	31,36	32,67	43,9	45,74
V8	1	14	45	3,5	41,5	40,7	0	56,98	0

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 18. Maiores Momentos em cada Trecho das Vigas

(continua...)

V9	1	14	40	3,5	36,5	31,99	0	44,79	0
V10	1	14	45	3,5	41,5	13,75	35,01	19,25	49,01
	2	14	45	3,5	41,5	25,22	35,01	35,31	49,01
V11	1	14	60	3,5	56,5	10,6	68,47	14,84	95,86
	2	14	60	3,5	56,5	59,1	68,47	82,74	95,86
V12	1	14	60	3,5	56,5	5,14	36,32	7,196	50,85
	2	14	60	3,5	56,5	31,39	36,32	43,95	50,85
VB1	1	14	50	3,5	46,5	27,39	0	38,35	0
VB2	1	14	40	3,5	36,5	3,04	3,22	4,26	4,51
	2	14	40	3,5	36,5	1,95	17,63	2,73	24,68
	3	14	40	3,5	36,5	17,49	20,44	24,49	28,62
	4	14	40	3,5	36,5	2,35	20,44	3,29	28,62
	5	14	40	3,5	36,5	2,44	3,43	3,42	4,80
VB3	1	14	25	3,5	21,5	5,11	0	7,15	0
VB4	1	14	40	3,5	36,5	43,25	0	60,55	0
VB5	1	14	25	3,5	21,5	5,11	0	7,15	0
VB6	1	14	45	3,5	41,5	2,69	23,7	3,77	33,18
	2	14	45	3,5	41,5	16,23	23,7	22,72	33,18
	3	14	45	3,5	41,5	0	19,89	0	27,85
	4	14	45	3,5	41,5	20,15	19,89	28,21	27,85
VB7	1	14	25	3,5	21,5	4,9	0	6,86	0
VB8	1	14	45	3,5	41,5	0,65	7,07	0,91	9,9
	2	14	45	3,5	41,5	7,95	7,07	11,13	9,9
	3	14	45	3,5	41,5	0	21,49	0	30,09
	4	14	45	3,5	41,5	19,89	21,49	27,85	30,09
VB9	1	14	50	3,5	46,5	54,24	0	75,94	0
VB10	1	14	50	3,5	46,5	0	20,67	0	28,94
	2	14	50	3,5	46,5	22,78	20,67	31,89	28,94
VB11	1	14	45	3,5	41,5	43,17	0	60,44	0
VB12	1	14	40	3,5	36,5	20,86	0	29,2	0
VB13	1	14	25	3,5	21,5	1,33	0	1,86	0
VB14	1	14	35	3,5	31,5	14,98	0	20,97	0
VB15	1	14	45	3,5	41,5	6,68	36,81	9,35	51,53
	2	14	45	3,5	41,5	25,7	36,81	35,98	51,53
VB16	1	14	50	3,5	46,5	10,63	22,91	14,88	32,07
	2	14	50	3,5	46,5	14,96	22,91	20,94	32,07
VB17	1	14	60	3,5	56,5	14,61	12,66	20,45	17,72
	2	14	60	3,5	56,5	1,25	12,66	1,75	17,72
VB18	1	65	50	3,5	46,5	0,05	9,73	0,07	13,62
	2	65	50	3,5	46,5	0	9,73	0	13,62
VB19	1	50	50	3,5	46,5	0	13,15	0	18,41
	2	50	50	3,5	46,5	0	13,15	0	18,41
VR1	1	14	50	3,5	46,5	26,69	0	37,37	0
VR2	1	14	50	3,5	46,5	13,76	0	19,26	0

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 18. Maiores Momentos em cada Trecho das Vigas

								(fim)	
VR3	1	14	40	3,5	36,5	28,25	0	39,55	0
VR4	1	14	40	3,5	36,5	27,51	0	38,51	0
VR5	1	14	50	3,5	46,5	23,3	0	32,62	0
VCR1	1	14	50	3,5	46,5	26,85	0	37,59	0
VCR2	1	14	50	3,5	46,5	27,23	0	38,12	0
VCR3	1	14	40	3,5	36,5	15,83	0	22,16	0
VCR4	1	14	40	3,5	36,5	15,23	0	21,32	0

Fonte: Elaboração própria, 2021

O concreto utilizado foi o C25 ( $f_{ck} = 25 \text{ MPa}$ ), e o aço utilizado o CA50 ( $f_{ck} = 50 \text{ MPa}$ ). Para obtenção do  $f_{cd}$ , multiplica-se o  $f_{ck}$  pelo  $\gamma_c = 1,4$ , e para o  $f_{yd}$  pelo  $\gamma_s = 1,15$ .

Para o cálculo da linha neutra ( $x$ ), foi utilizada a equação 33.

$$x = 1,25 \cdot d \cdot \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{M_{sd}}{0,425 \cdot b_w \cdot d^2 \cdot f_{cd}}} \right) \quad (33)$$

A posição da linha neutra é importante para verificar se o trecho necessita de armadura dupla. Se o valor de  $x/d > 0,45$ , é necessário armadura dupla, no contrário pode ser simples. Neste projeto nenhuma viga necessitou de armadura dupla.

A área de aço ( $A_s$ ) pôde ser calculada com a equação 34:

$$A_s = \frac{M_{sd}}{(d - 0,4x) \cdot f_{yd}} \quad (34)$$

Com as áreas de aço necessária das partes críticas de cada trecho, foi possível determinar as armaduras necessárias mostradas na tabela 19, onde têm o diâmetro, das barras de aço, o número de barras necessários e a área final que cada uma dessas partes ficou, tanto para combater os momentos negativos, quanto os positivos.

Tabela 19. Áreas Necessárias e Adotadas das Máximas Armaduras Longitudinais em cada Trecho das Vigas

(continua)

VIGAS	TRECHOS	$x^+$ (cm)	$x^-$ (cm)	$x^+/d$	$x^-/d$	$A_{s+}$ (cm <sup>2</sup> )	$A_{s-}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi^+$ (mm)	Nº	$A_{s'+}$ (cm <sup>2</sup> )	$\Phi^-$ (mm)	Nº	$A_{s'-}$ (cm <sup>2</sup> )
V1	1	4,85	0	0,104	0	1,82	0	8	4	2	6,3	2	0,63
V2	1	0,07	0,21	0,002	0,006	0,03	0,08	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
	2	0,27	1,74	0,007	0,048	0,11	0,67	6,3	2	0,63	6,3	3	0,95
	3	1,39	1,83	0,038	0,05	0,53	0,7	6,3	2	0,63	6,3	3	0,95
	4	0,42	1,83	0,012	0,05	0,16	0,7	6,3	2	0,63	6,3	3	0,95
V3	1	0,62	6,14	0,013	0,132	0,24	2,27	6,3	2	0,63	10	3	2,4
	2	4,19	6,14	0,09	0,132	1,58	2,27	10	2	1,6	10	3	2,4

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 19. Áreas Necessárias e Adotadas das Máximas Armaduras Longitudinais em cada Trecho das Vigas  
(continua)

	3	0	8,34	0	0,179	0	3,03	6,3	2	0,63	10	4	3,2
	4	9,21	8,34	0,198	0,179	3,32	3,03	10+8	3+2	3,4	10	4	3,2
V4	1	0,18	0	0,008	0	0,07	0	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
V5	1	1,54	1,96	0,033	0,042	0,59	0,76	6,3	2	0,63	6,3	3	0,95
	2	0,67	1,96	0,014	0,042	0,26	0,76	6,3	2	0,63	6,3	3	0,95
	3	0,23	3,73	0,005	0,08	0,09	1,41	6,3	2	0,63	8	3	1,5
	4	3,65	3,73	0,078	0,08	1,38	1,41	8	3	1,5	8	3	1,5
V6	1	3,16	0	0,068	0	1,2	0	8+6,3	2+1	1,32	6,3	2	0,63
V7	1	0,21	6,11	0,004	0,131	0,08	2,26	6,3	2	0,63	10	3	2,4
	2	5,85	6,11	0,126	0,131	2,17	2,27	10	3	2,4	10	3	2,4
V8	1	8,83	0	0,213	0	3,16	0	10	4	3,2	6,3	2	0,63
V9	1	7,9	0	0,216	0	2,83	0	10+8	3+1	2,9	6,3	2	0,63
V10	1	2,8	7,49	0,068	0,18	1,07	2,72	6,3	4	1,26	12,5+10	1+2	2,85
	2	5,27	7,49	0,127	0,18	1,96	2,72	8	4	2	12,5+10	1+2	2,85
V11	1	1,56	10,8	0,028	0,191	0,6	3,9	6,3	2	0,63	10	5	4
	2	9,22	10,8	0,163	0,191	3,37	3,91	12,5+8	2+2	3,5	10	5	4
V12	1	0,75	5,51	0,013	0,098	0,29	2,07	6,3	2	0,63	10+8	2+1	2,1
	2	4,73	5,51	0,084	0,098	1,79	2,07	10+8	1+2	1,8	10+8	2+1	2,1
VB1	1	5,07	0	0,109	0	1,9	0	8	4	2	6,3	2	0,63
VB2	1	0,69	0,73	0,019	0,02	0,27	0,28	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
	2	0,44	4,17	0,012	0,114	0,17	1,56	6,3	2	0,63	10	2	1,6
	3	4,13	4,87	0,113	0,133	1,55	1,81	10	2	1,6	8	4	2
	4	0,53	4,87	0,015	0,133	0,21	1,8	6,3	2	0,63	8	4	2
	5	0,55	0,78	0,015	0,021	0,22	0,3	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
VB3	1	2,03	0	0,095	0	0,77	0	8	2	1	6,3	2	0,63
VB4	1	11,1	0	0,304	0	3,83	0	10	5	4	6,3	2	0,63
VB5	1	2,03	0	0,095	0	0,77	0	8	2	1	6,3	2	0,63
VB6	1	0,54	4,94	0,013	0,119	0,21	1,84	6,3	2	0,63	8	4	2
	2	3,33	4,94	0,08	0,119	1,26	1,84	8+6,3	2+1	1,32	8	4	2
	3	0	4,11	0	0,099	0	1,54	6,3	2	0,63	10	2	1,6
	4	4,17	4,11	0,1	0,099	1,57	1,55	10	2	1,6	10	2	1,6
VB7	1	1,95	0	0,091	0	0,74	0	8	2	1	6,3	2	0,63
VB8	1	0,13	1,42	0,003	0,034	0,05	0,55	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
	2	1,6	1,42	0,039	0,034	0,62	0,55	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
	3	0	4,46	0	0,107	0	1,67	6,3	2	0,63	8+6,3	3+1	1,82
	4	4,11	4,46	0,099	0,107	1,55	1,67	10	2	1,6	8+6,3	3+1	1,82
VB9	1	10,6	0	0,227	0	3,76	0	10	5	4	6,3	2	0,63
VB10	1	0	3,78	0	0,081	0	1,43	6,3	2	0,63	8	3	1,5

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 19. Áreas Necessárias e Adotadas das Máximas Armaduras Longitudinais em cada Trecho das Vigas (fim)

	2	4,19	3,78	0,09	0,081	1,58	1,43	10	2	1,6	8	3	1,5
VB11	1	9,42	0	0,227	0	3,36	0	10+8	3+2	3,4	6,3	2	0,63
VB12	1	4,98	0	0,136	0	1,84	0	8	4	2	6,3	2	0,63
VB13	1	0,51	0	0,024	0	0,2	0	6,3	2	0,63	6,3	2	0,63
VB14	1	4,13	0	0,131	0	1,53	0	10	2	1,6	6,3	2	0,63
VB15	1	1,34	7,91	0,032	0,191	0,52	2,86	6,3	2	0,63	10+8	3+1	2,9
	2	5,38	7,91	0,13	0,191	2	2,86	8	4	2	10+8	3+1	2,9
VB16	1	1,91	4,21	0,041	0,091	0,74	1,59	8	2	1	10	2	1,6
	2	2,71	4,21	0,058	0,091	1,04	1,59	6,3	4	1,26	10	2	1,6
VB17	1	2,16	1,87	0,038	0,033	0,83	0,72	8	2	1	8	2	1
	2	0,18	1,87	0,003	0,033	0,07	0,72	6,3	2	0,63	8	2	1
VB18	1	0	0,37	0	0,008	0	0,67	6,3	2	0,63	8	2	1
	2	0	0,37	0	0,008	0	0,67	6,3	2	0,63	8	2	1
VB19	1	0	0,66	0	0,014	0	0,91	6,3	2	0,63	8	2	1
	2	0	0,66	0	0,014	0	0,91	6,3	2	0,63	8	2	1
VR1	1	4,94	0	0,106	0	1,85	0	8	4	2	6,3	2	0,63
VR2	1	2,49	0	0,054	0	0,95	0	8	2	1	6,3	2	0,63
VR3	1	6,9	0	0,189	0	2,5	0	12,5	2	2,5	6,3	2	0,63
VR4	1	6,7	0	0,184	0	2,43	0	12,5	2	2,5	6,3	2	0,63
VR5	1	4,28	0	0,092	0	1,62	0	8+6,3	2+2	1,63	6,3	2	0,63
VCR1	1	4,97	0	0,107	0	1,86	0	8	4	2	6,3	2	0,63
VCR2	1	5,04	0	0,108	0	1,89	0	8	4	2	6,3	2	0,63
VCR3	1	3,72	0	0,102	0	1,4	0	8	3	1,5	6,3	2	0,63
VCR4	1	3,58	0	0,098	0	1,35	0	8	3	1,5	6,3	2	0,63

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 6.2.2 Armaduras Transversais

Para o cálculo das armaduras transversais, foi subtraído do software ftool as maiores forças cortantes características ( $V_{sk}$ ) de cada trecho e multiplicado pelo coeficiente  $\gamma_c = 1,4$ , para obter as forças cortantes solicitantes de cálculo ( $V_{sd}$ ). É necessário ser feita uma verificação das bielas de compressão, e para isso tem que ser calculadas as forças cortantes resistentes de cálculo relativa à ruína das diagonais comprimidas de concreto ( $V_{rd2}$ ), sendo essa última necessariamente maior que  $V_{sd}$ , para que a estrutura não entre em ruína. O cálculo de  $V_{rd2}$  é feito por meio da equação 35.

$$V_{rd2} = 0,27 \cdot v_2 \cdot f_{cd} \cdot b_w \cdot d \quad (35)$$

Em que para concreto C25:

$$\alpha v2 = 1 - \left(\frac{fck}{250}\right) = 1 - \left(\frac{25}{250}\right) = 0,9 \quad (36)$$

$$fcd = \frac{fck}{1,4} = \frac{25}{1,4} = 17,86MPa \quad (37)$$

Como todos os valores de Vsd são menores que os valores de Vrd2, estão verificadas as bielas de compressão.

Para o cálculo da armadura mínima necessária é utilizada a equação 38.

$$\frac{Aswmín}{s} \geq 0,2 \cdot \frac{fctm}{fywk} \cdot bw \cdot sen \alpha \quad (38)$$

Em que para as armaduras na transversal, CA-60 e C25:

$$\alpha = 90^\circ \text{ então } sen \alpha = 1$$

$$fctm = 0,3fck^{\frac{2}{3}} = 0,3 \cdot 25^{\frac{2}{3}} = 2,565MPa \quad (39)$$

$$fywk = 600MPa$$

Então:

$$Aswmín \geq 20 \cdot \frac{2,565}{600} \cdot bw \quad (40)$$

As áreas mínimas para as armaduras transversais estão na tabela 20.

Tabela 20. Áreas Mínimas para as Armaduras Transversais das Vigas

(continua)

VIGAS	TRECHOS	bw	h (cm)	d' (cm)	d (cm)	Vsk (KN)	Vsd (KN)	fcd (Mpa)	Vrd2 (KN)	fctm (Mpa)	Aswmín (cm <sup>2</sup> )
V1	1	14	50	3,5	46,5	20,26	28,36	17,86	282,5	2,56	1,2
V2	1	14	40	3,5	36,5	5,97	8,358	17,86	221,7	2,56	1,2
	2	14	40	3,5	36,5	20,77	29,08	17,86	221,7	2,56	1,2
	3	14	40	3,5	36,5	21,52	30,13	17,86	221,7	2,56	1,2
	4	14	40	3,5	36,5	21,52	30,13	17,86	221,7	2,56	1,2
V3	1	14	50	3,5	46,5	86,33	120,9	17,86	282,5	2,56	1,2
	2	14	50	3,5	46,5	86,33	120,9	17,86	282,5	2,56	1,2
	3	14	50	3,5	46,5	88,37	123,7	17,86	282,5	2,56	1,2
	4	14	50	3,5	46,5	88,37	123,7	17,86	282,5	2,56	1,2
V4	1	14	25	3,5	21,5	0,9	1,26	17,86	130,6	2,56	1,2
V5	1	14	50	3,5	46,5	27,83	38,96	17,86	282,5	2,56	1,2
	2	14	50	3,5	46,5	27,83	38,96	17,86	282,5	2,56	1,2
	3	14	50	3,5	46,5	41,13	57,58	17,86	282,5	2,56	1,2
	4	14	50	3,5	46,5	41,13	57,58	17,86	282,5	2,56	1,2
V6	1	14	50	3,5	46,5	13,92	19,49	17,86	282,5	2,56	1,2
V7	1	14	50	3,5	46,5	70,88	99,23	17,86	282,5	2,56	1,2
	2	14	50	3,5	46,5	70,88	99,23	17,86	282,5	2,56	1,2

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 20. Áreas Mínimas para as Armaduras Transversais das Vigas

(continua...)

V8	1	14	45	3,5	41,5	35,01	49,01	17,86	252,1	2,56	1,2
V9	1	14	40	3,5	36,5	30,47	42,66	17,86	221,7	2,56	1,2
V10	1	14	45	3,5	41,5	78,24	109,5	17,86	252,1	2,56	1,2
	2	14	45	3,5	41,5	78,24	109,5	17,86	252,1	2,56	1,2
V11	1	14	60	3,5	56,5	121,4	170	17,86	343,2	2,56	1,2
	2	14	60	3,5	56,5	121,4	170	17,86	343,2	2,56	1,2
V12	1	14	60	3,5	56,5	63,81	89,33	17,86	343,2	2,56	1,2
	2	14	60	3,5	56,5	63,81	89,33	17,86	343,2	2,56	1,2
VB1	1	14	50	3,5	46,5	22,87	32,02	17,86	282,5	2,56	1,2
VB2	1	14	40	3,5	36,5	20,37	28,52	17,86	221,7	2,56	1,2
	2	14	40	3,5	36,5	44,16	61,82	17,86	221,7	2,56	1,2
	3	14	40	3,5	36,5	52,54	73,56	17,86	221,7	2,56	1,2
	4	14	40	3,5	36,5	52,54	73,56	17,86	221,7	2,56	1,2
	5	14	40	3,5	36,5	14,31	20,03	17,86	221,7	2,56	1,2
VB3	1	14	25	3,5	21,5	9,96	13,94	17,86	130,6	2,56	1,2
VB4	1	14	40	3,5	36,5	35,6	49,84	17,86	221,7	2,56	1,2
VB5	1	14	25	3,5	21,5	9,96	13,94	17,86	130,6	2,56	1,2
VB6	1	14	45	3,5	41,5	64,92	90,89	17,86	252,1	2,56	1,2
	2	14	45	3,5	41,5	64,92	90,89	17,86	252,1	2,56	1,2
	3	14	45	3,5	41,5	44,55	62,37	17,86	252,1	2,56	1,2
	4	14	45	3,5	41,5	44,55	62,37	17,86	252,1	2,56	1,2
VB7	1	14	25	3,5	21,5	9,56	13,38	17,86	130,6	2,56	1,2
VB8	1	14	45	3,5	41,5	21,72	30,41	17,86	252,1	2,56	1,2
	2	14	45	3,5	41,5	25,8	36,12	17,86	252,1	2,56	1,2
	3	14	45	3,5	41,5	47,37	66,32	17,86	252,1	2,56	1,2
	4	14	45	3,5	41,5	47,37	66,32	17,86	252,1	2,56	1,2
VB9	1	14	50	3,5	46,5	36,8	51,52	17,86	282,5	2,56	1,2
VB10	1	14	50	3,5	46,5	43,65	61,11	17,86	282,5	2,56	1,2
	2	14	50	3,5	46,5	43,65	61,11	17,86	282,5	2,56	1,2
VB11	1	14	45	3,5	41,5	40,39	56,55	17,86	252,1	2,56	1,2
VB12	1	14	40	3,5	36,5	19,87	27,82	17,86	221,7	2,56	1,2
VB13	1	14	25	3,5	21,5	5,07	7,098	17,86	130,6	2,56	1,2
VB14	1	14	35	3,5	31,5	17,32	24,25	17,86	191,4	2,56	1,2
VB15	1	14	45	3,5	41,5	86,38	120,9	17,86	252,1	2,56	1,2
	2	14	45	3,5	41,5	86,38	120,9	17,86	252,1	2,56	1,2
VB16	1	14	50	3,5	46,5	51,49	72,09	17,86	282,5	2,56	1,2
	2	14	50	3,5	46,5	51,49	72,09	17,86	282,5	2,56	1,2
VB17	1	14	60	3,5	56,5	30,57	42,8	17,86	343,2	2,56	1,2
	2	14	60	3,5	56,5	30,57	42,8	17,86	343,2	2,56	1,2
VB18	1	65	50	3,5	46,5	64,1	89,74	17,86	1312	2,56	5,56
	2	65	50	3,5	46,5	64,1	89,74	17,86	1312	2,56	5,56
VB19	1	50	50	3,5	46,5	77,55	108,6	17,86	1009	2,56	4,27
	2	50	50	3,5	46,5	77,55	108,6	17,86	1009	2,56	4,27
VR1	1	14	50	3,5	46,5	23,78	33,29	17,86	282,5	2,56	1,2

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 20. Áreas Mínimas para as Armaduras Transversais das Vigas

											(fim)
VR2	1	14	50	3,5	46,5	10,94	15,32	17,86	282,5	2,56	1,2
VR3	1	14	40	3,5	36,5	18,05	25,27	17,86	221,7	2,56	1,2
VR4	1	14	40	3,5	36,5	18,06	25,28	17,86	221,7	2,56	1,2
VR5	1	14	50	3,5	46,5	17,96	25,14	17,86	282,5	2,56	1,2
VCR1	1	14	50	3,5	46,5	21,5	30,1	17,86	282,5	2,56	1,2
VCR2	1	14	50	3,5	46,5	27,23	38,12	17,86	282,5	2,56	1,2
VCR3	1	14	40	3,5	36,5	15,08	21,11	17,86	221,7	2,56	1,2
VCR4	1	14	40	3,5	36,5	14,79	20,71	17,86	221,7	2,56	1,2

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para o cálculo da armadura transversal (Tabela 21), foi calculada a parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ( $V_c$ ) através da equação 41:

$$V_c = 0,6 \cdot f_{ctd} \cdot b_w \cdot d \quad (41)$$

Sabendo que para C25:

$$f_{ctkinf} = 0,7 \cdot f_{ctm} = 0,7 \cdot 2,565 = 1,796 \text{ MPa} \quad (42)$$

$$f_{ctd} = \frac{f_{ctkinf}}{\gamma_c} = \frac{1,796}{1,4} = 1,282 \quad (43)$$

E para CA60, a tensão  $f_{ywd} = 521,7 \text{ MPa}$

Sabendo que a força cortante resistente de cálculo, relativa à ruína por tração diagonal ( $V_{rd3}$ ), é a soma da parcela de força cortante absorvida por mecanismos complementares ( $V_c$ ) com a parcela de força absorvida pela armadura transversal ( $V_{sw}$ ), e que  $V_{rd3}$  é maior ou igual que  $V_{sd}$ , obteve-se a armadura transversal subtraindo o valor do  $V_{sd}$  do valor de  $V_c$ . Como em alguns casos o valor de  $V_c$  foi maior que o valor de  $V_{sd}$ , o  $A_{sw90}$  foi considerado nulo, adotando-se assim a armadura transversal mínima, assim como quando o  $A_{sw90}$  foi menor que o valor da armadura mínima.

Foi adotado para todas as armaduras transversais de vigas um diâmetro de 5 mm, e calculado através da área de armadura necessária em 1 metro ( $S=100 \text{ cm}$ ), o espaçamento necessário. Foram utilizados espaçamentos diferentes com intervalos de 2,5 em 2,5 cm, entre 5 e 30 cm, arredondando o necessário sempre pro menor valor, para suportar a força cortante existente.

As áreas de aço necessárias e seus respectivos espaçamentos para cada trecho das vigas estão disponíveis na tabela 21.

Tabela 21. Áreas de Aço necessárias e seus Respectivos Espaçamentos para cada Trecho das Vigas (continua)

VIGAS	TRECHOS	Fctd (Mpa)	Vc (KN)	Vsw (KN)	Fywd (Mpa)	Asw90 (cm <sup>2</sup> )	Asw (cm)	Φ (mm)	ESPAÇ (cm)	ESPAÇ' (cm)
V1	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
V2	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	3	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	4	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
V3	1	1,28	50,09	70,77	521,7	3,24	3,24	5	12,1	10
	2	1,28	50,09	70,77	521,7	3,24	3,24	5	12,1	10
	3	1,28	50,09	73,62	521,7	3,37	3,37	5	11,6	10
	4	1,28	50,09	73,62	521,7	3,37	3,37	5	11,6	10
V4	1	1,28	23,16	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
V5	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	3	1,28	50,09	7,49	521,7	0,34	1,2	5	32,8	30
	4	1,28	50,09	7,49	521,7	0,34	1,2	5	32,8	30
V6	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
V7	1	1,28	50,09	49,14	521,7	2,25	2,25	5	17,4	15
	2	1,28	50,09	49,14	521,7	2,25	2,25	5	17,4	15
V8	1	1,28	44,71	4,31	521,7	0,22	1,2	5	32,8	30
V9	1	1,28	39,32	3,34	521,7	0,2	1,2	5	32,8	30
V10	1	1,28	44,71	64,83	521,7	3,33	3,33	5	11,8	10
	2	1,28	44,71	64,83	521,7	3,33	3,33	5	11,8	10
V11	1	1,28	60,87	109,1	521,7	4,11	4,11	5	9,5	7,5
	2	1,28	60,87	109,1	521,7	4,11	4,11	5	9,5	7,5
V12	1	1,28	60,87	28,47	521,7	1,07	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	60,87	28,47	521,7	1,07	1,2	5	32,8	30
VB1	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB2	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	39,32	22,5	521,7	1,31	1,31	5	29,9	27,5
	3	1,28	39,32	34,24	521,7	1,2	1,2	5	19,7	17,5
	4	1,28	39,32	34,24	521,7	1,2	1,2	5	19,7	17,5
	5	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB3	1	1,28	23,16	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB4	1	1,28	39,32	10,52	521,7	0,61	1,2	5	32,8	30
VB5	1	1,28	23,16	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB6	1	1,28	44,71	46,18	521,7	2,37	2,37	5	16,6	15
	2	1,28	44,71	46,18	521,7	2,37	2,37	5	16,6	15
	3	1,28	44,71	17,66	521,7	0,91	1,2	5	32,8	30
	4	1,28	44,71	17,66	521,7	0,91	1,2	5	32,8	30
VB7	1	1,28	23,16	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB8	1	1,28	44,71	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	44,71	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 22. Áreas de Aço necessárias e seus Respectivos Espaçamentos para cada Trecho das Vigas (fim)

	3	1,28	44,71	21,61	521,7	1,11	1,2	5	32,8	30
	4	1,28	44,71	21,61	521,7	1,11	1,2	5	32,8	30
VB9	1	1,28	50,09	1,43	521,7	0,06	1,2	5	32,8	30
VB10	1	1,28	50,09	11,02	521,7	0,50	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	50,09	11,02	521,7	0,50	1,2	5	32,8	30
VB11	1	1,28	44,71	11,84	521,7	0,61	1,2	5	32,8	30
VB12	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB13	1	1,28	23,16	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB14	1	1,28	33,93	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB15	1	1,28	44,71	76,22	521,7	3,91	3,91	5	10,0	10
	2	1,28	44,71	76,22	521,7	3,91	3,91	5	10,0	10
VB16	1	1,28	50,09	21,99	521,7	1,01	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	50,09	21,99	521,7	1,01	1,2	5	32,8	30
VB17	1	1,28	60,87	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
	2	1,28	60,87	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VB18	1	1,28	232,6	0	521,7	0	5,558	5	7,1	5
	2	1,28	232,6	0	521,7	0	5,56	5	7,1	5
VB19	1	1,28	178,9	0	521,7	0	4,28	5	9,2	7,5
	2	1,28	178,9	0	521,7	0	4,28	5	9,2	7,5
VR1	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VR2	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VR3	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VR4	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VR5	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VCR1	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VCR2	1	1,28	50,09	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VCR3	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30
VCR4	1	1,28	39,32	0	521,7	0	1,2	5	32,8	30

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 6.3 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

Com todas as cargas de apoio das vigas, retiradas dos diagramas montados no Ftool, e com as mesmas dimensões que o projeto no TQS, mostradas na tabela 22, é possível iniciar o dimensionamento das armaduras dos pilares. Os pilares P9, P10, P16 e P17, possuem uma altura maior porque nascem na fundação e morrem na cobertura do reservatório. Os pilares P1 e P2 possuem um rebaixo de 50 cm, por conta da presença da viga alavanca rebaixando os blocos B1 e B2, portanto têm uma altura 50 cm mais alta que os demais pilares.

Tabela 22. Cargas nos Pilares

Pilares	Cargas (KN)	b (cm)	b (cm)	h (m)
P1	63,5	16	55	4
P2	45,2	16	45	4
P3	14,8	14	32	3,5
P4	35,4	14	26	3,5
P5	55,8	14	30	3,5
P6	49,2	14	26	3,5
P7	121,3	14	40	3,5
P8	113,4	14	26	3,5
P9	288,2	14	45	5,9
P10	187,6	14	30	5,9
P11	14,8	14	30	3,5
P12	71,8	14	26	3,5
P13	14,6	14	26	3,5
P14	58,3	14	26	3,5
P15	23,5	14	26	3,5
P16	131	14	26	5,9
P17	99,2	14	26	5,9

Fonte: Elaboração própria, 2021

A distância do centro da barra do canto até a face do pilar ( $d'$ ) é:

$$d' = c + \phi t + \phi l / 2 \quad (44)$$

Adotando  $\phi t = 5$  mm e  $\phi l = 12,5$  mm, no cálculo dos pilares cujos cobrimentos nominais ( $c$ ) são de 3 cm tem-se:

$$d' = 3,5 + 0,5 + 1,25/2 = 4,1 \text{ cm} \quad (45)$$

### 6.3.1 Armaduras Longitudinais

#### 6.3.1.1 Pilares Intermediários

No projeto existem dois pilares intermediários, travados nas duas direções em ambos os lados, com seus comprimentos de flambagem ( $l_{ex}$  e  $l_{ey} = 3,5$  m). Têm-se a carga proveniente das vigas que apoiam nele ( $N_k$ ), e suas dimensões  $h_x$  e  $h_y$ , que foram utilizadas as mesmas do projeto no TQS. Com esses dados foi possível calcular seus índices de esbelteza, por meio das equações 46 e 47.

$$\lambda_x = 3,46 \cdot \frac{l_{ex}}{h_x} \quad (46)$$

$$\lambda_y = 3,46 \cdot \frac{l_{ey}}{h_y} \quad (47)$$

Por meio de suas cargas características ( $N_k$ ), e os coeficientes de majoração  $y_f = 1,4$  e  $y_n$ , apresentado na tabela 23, foi possível determinar suas cargas de cálculo ( $N_d$ ), através da equação 48.

Tabela 23. Coeficientes  $y_n$ 

b(cm)	$\geq 19$	18	17	16	15	14
$y_n$	1,00	1,05	1,10	1,15	1,20	1,25

Fonte: Bastos, 2017

$$N_d = y_n \cdot y_f \cdot N_k \quad (48)$$

O momento fletor mínimo, em cada direção é calculado pela equação 49.

$$M_{1d\text{mín}} = N_d \cdot (1,5 + 0,03 \cdot h) \quad (49)$$

E a força adimensional ( $v$ ) pela equação 50.

$$v = \frac{N_d}{A_c \cdot f_{cd}} \quad (50)$$

Em que  $A_c$  é a área do pilar e  $f_{cd}$  a resistência de cálculo para o concreto, que no caso do C25  $f_{cd} = \frac{f_{ck}}{y_c} = \frac{2,5}{1,4} = 1,785 \frac{KN}{cm^2}$ .

A esbeltez limite  $\lambda_1$  foi calculada pela equação 51.

$$\lambda_1 = \frac{25 + 12,5 \cdot \left(\frac{e_1}{h}\right)}{ab} \quad (51)$$

Com  $35 \leq \lambda \leq 90$

Nos pilares intermediários não ocorrem momentos fletores e excentricidades de 1º ordem em ambas as direções principais x e y, isto é,  $M_a = M_b = 0$  e  $e_1 = 0$ . Daí resulta que  $ab$  é igual a 1,0, que serão mostrados os cálculos nos pilares de extremidade, e:

$$\lambda_{1x} = \lambda_{1y} = 25 \geq 35$$

$$\lambda_{1x} = \lambda_{1y} = 35$$

Desse modo, com os valores de  $\lambda_x$  e  $\lambda_y$  calculados, para aqueles valores menores que  $\lambda_1$  não são considerados os efeitos locais de 2º ordem, já para os valores maiores que  $\lambda_1$ , esses efeitos são considerados.

Para a direção em que os efeitos locais de 2º ordem não são considerados, o momento fletor total ( $M_{dtot}$ ) é igual ao momento fletor mínimo ( $M_{1d\text{mín}}$ ).

Para a direção em que os efeitos locais de 2° ordem são considerados, o momento fletor total ( $M_{tot}$ ) segue o método do pilar-padrão com curvatura aproximada pela equação 52.

$$M_{tot} = ab \cdot M_{1d} + N d \cdot \left(\frac{le^2}{10}\right) \cdot \left(\frac{1}{r}\right) \geq M_{dm} \text{ in} \quad (52)$$

Em que

$M_{tot}$  é maior ou igual que  $M_{1d}$ . E no caso dos pilares intermediárias o  $M_{1d}$ , é o próprio  $M_{dm}$ .

E a curvatura sujeita a momentos fletores de 2° ordem ( $1/r$ ) é calculada pela equação 53.

$$\frac{1}{r} = \frac{0,005}{h \cdot (v+0,5)} \leq \frac{0,005}{h} \quad (53)$$

É necessário calcular o coeficiente  $\mu$  nas duas direções, por meio da equação 54.

$$\mu = \frac{M_{tot}}{h \cdot A_c \cdot f_{cd}} \quad (54)$$

E a razão da distância do centro da barra do canto até a face do pilar ( $d'$ ) pelo lado em questão do pilar ( $h$ ), para saber em qual Ábaco do VENTURINI (1987) consultar, através do coeficiente  $\mu$  para determinar o coeficiente  $\omega$ . Então determina-se a área de aço ( $A_s$ ) necessária no pilar pela equação 55.

$$A_s = \omega \cdot A_c \cdot \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \quad (55)$$

A taxa de armadura ( $\rho_s$ ) é determinada pela equação 56.

$$\rho_s = \frac{A_s \cdot 100}{A_c} \quad (56)$$

A taxa de armadura máxima permitida pela ABNT NBR 6118:2014 é de 8%, mas considerando a seção de emenda de armadura entre um pavimento e outro e que as armaduras dos dois pavimentos sejam iguais, essa taxa cai pela metade para 4%. Se a armadura for superior a 4% e inferior a 8%, existem duas soluções. A primeira seria intercalar a emenda, para que a taxa de armadura não seja superada dos 8% em nenhuma seção do pilar. Outra solução seria aumentar as dimensões do pilar. No caso dos pilares intermediários do projeto, nenhum deles superou a taxa de armadura de 4%.

Foi então determinada a quantidade de armaduras e seus diâmetros a partir da armadura necessária calculada.

Os resultados de cálculo dos pilares intermediários estão mostrados na tabela 24.

Tabela 24. Armaduras Longitudinais dos Pilares Intermediários

PILARES	P8	P9
Nk (KN)	113	288
hx (cm)	14	14
hy (cm)	26	45
le (m)	3,5	3,5
$\lambda_x$	86,5	86,5
$\lambda_y$	46,6	26,9
Nd (KN)	198	504
M1dminx (KN.cm)	381	968
M1dminy (KN.cm)	452	1437
$\nu$	0,305	0,448
2°Ord <sub>x</sub>	S	S
2°Ord <sub>y</sub>	S	N
1/r <sub>x</sub> (cm <sup>-1</sup> )	0,000357	0,000357
1/r <sub>y</sub> (cm <sup>-1</sup> )	0,000239	-
Mdtot <sub>x</sub> (KN.cm)	1249	3175
Mdtot <sub>y</sub> (KN.cm)	1033	1437
$\mu_x$	0,137	0,202
$\mu_y$	0,061	0,028
d' <sub>x</sub> /hx	0,029	0,029
d' <sub>y</sub> /hy	0,158	0,091
$\omega_x$	0,4	0,7
$\omega_y$	0,15	0,08
As (cm <sup>2</sup> )	5,98	18,11
As min 1 (cm <sup>2</sup> )	0,68	1,74
As min 2 (cm <sup>2</sup> )	1,46	2,52
Arm (mm)	8 $\Phi$ 10	8 $\Phi$ 12,5+ 2 $\Phi$ 16
As' (cm <sup>2</sup> )	6,4	18
$\rho_s$	0,0176	0,0286
smáx (cm)	12	14
av (cm)	5,9	9,2

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 6.3.1.2 Pilares de Extremidade

Para pilares de extremidade o cálculo é semelhante, com as diferenças que eles têm uma excentricidade ( $e_y$ ) de 1° ordem na direção que a viga apenas chega nele e não atravessa, e também que o  $MA = -MB$ , modificando o  $\alpha_b$ , determinado pela equação 58 e modificando a equação da esbeltez limite.

O cálculo da excentricidade de 1° ordem é dada pela equação 57.

$$e_1 = \frac{M_1}{N_d} \quad (57)$$

$$\alpha b = 0,6 + 0,4 \left( \frac{M_B}{M_A} \right) = 0,2 \geq 0,4 \quad \alpha b = 0,4 \quad (58)$$

Em que  $M_d$  é o momento fletor de ligação entre a viga que acaba no pilar e o próprio pilar.

O momento de engastamento perfeito no pilar ( $M_{eng}$ ), foi calculado com o auxílio do programa ftool, considerando um engaste da viga com os pilares que a apoiam.

É necessário calcular os momentos de inércia da viga e do pilar no sentido em questão, para calcular a rigidez dos mesmos, por meio das equações 59 e 60.

$$r_{pilar} = \frac{I_{pilar}}{l_e} \quad (59)$$

$$r_{viga} = \frac{I_{viga}}{l_{ef}} \quad (60)$$

O momento fletor solicitante na base e no topo do pilar ( $M_{kinf}$  e  $M_{ksup}$ ), será avaliada com a equação 61.

$$M_{kinf} = M_{ksup} = M_{keng} = \frac{r_{pilar}}{r_{psup} + r_{viga} + r_{pinf}} \quad (61)$$

Sendo que para pilares com seções constantes, o  $r_{psup} = r_{pinf} = r_{pilar}$ .

Considerando a propagação dos momentos fletores no pilar, os momentos fletores totais, na base e no topo, são calculados pela equação 62.

$$M_{ktopo} = M_d = M_{kinf} + \frac{M_{kinf}}{2} \quad (62)$$

Com todos os dados determinados, foi possível determinar o valor de excentricidade, podendo prosseguir o cálculo da esbeltez limite  $\lambda_1$ , e conseqüentemente todo o resto do processo, até o cálculo da área de aço.

Os resultados de cálculo dos pilares de extremidades estão mostrados na tabela 25.

Tabela 25. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Extremidade

(continua)

PILARES	P4	P5	P6	P7	P10	P12	P14	P15	P16
Nk (KN)	35,4	55,8	49,2	121,3	187,6	71,8	58,3	23,5	131
hx (cm)	14	14	14	14	14	14	14	14	14
hy (cm)	26	30	26	40	30	26	26	26	26
le (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
$\lambda_x$	86,5	86,5	86,5	86,5	86,5	86,5	86,5	86,5	86,5
$\lambda_y$	46,6	40,4	46,6	30,3	40,4	46,6	46,6	46,6	46,6
Nd (KN)	61,9	97,6	86,1	212,3	328,4	125,6	102	41,1	229,3

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 25. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Extremidade

(continua)

M1dminx (KN.cm)	119	187,4	165,3	407,7	630,4	241,2	195,9	78,9	440,2
M1dminy (KN.cm)	141	234,3	196,3	573,3	788	286,4	232,6	93,6	522,7
v	0,1	0,130	0,132	0,212	0,438	0,193	0,157	0,063	0,353
e1x	N	S	S	S	N	S	N	S	S
e1y	S	N	N	N	S	N	S	N	N
r pilar (cm <sup>3</sup> )	117	39,2	34	52,2	180	34	117,2	34	34
VIGA	V7	V8	V10	V8	V3	V4	V9	V10	V11
r viga (cm <sup>3</sup> )	234	233,65	233,7	233,7	283,2	88,9	177,8	253,1	600
Meng (KN.cm)	29,7	27,1	27,2	27,1	45,3	29,7	21,3	19,0	24,6
Mk,inf (KN.cm)	744	341	307	419	1269	643	606	202	125
Mk,inf (KN.cm)	744	341	307	419	1269	643	606	202	125
Mk,topo (KN.cm)	1115	511	460	629	1903	965	910	302	188
Md,topo (KN.cm)	1562	895	805	1101	2664	1688	1273	529	328
e1x (cm)	0	9,17	9,35	5,18	0	13,44	0	12,88	1,43
e1y (cm)	25,2	0	0	0	8,1135	0	12,483	0	0
$\lambda$ 1x	35	83	83,3	74,1	35	90	35	90	65,7
$\lambda$ 1y	79,4	35	35	35	68,8	35	70,9	35	35
2°Ord <sub>x</sub>	S	S	S	S	S	N	S	N	S
2°Ord <sub>y</sub>	N	S	S	N	N	S	N	S	S
1/r x (cm <sup>-1</sup> )	0	0,00036	4E-04	4E-04	0,0004	-	0,0004	-	0,0004
1/r y (cm <sup>-1</sup> )	-	0,00017	2E-04	-	-	2E-04	-	2E-04	0,0002
$\alpha$ b x	1	0,4	0,4	0,4	1	0,4	1	0,4	0,4
$\alpha$ b y	0,4	1	1	1	0,4	1	0,4	1	1
Mdtot x (KN.cm)	389	785	699	1369	2067	1688	642	529	1134
Mdtot y (KN.cm)	1562	434	399	573	2664	582	1274	190	1063
$\mu$ x	0,04	0,075	0,077	0,098	0,197	0,186	0,071	0,058	0,125
$\mu$ y	0,09	0,019	0,024	0,014	0,118	0,034	0,075	0,011	0,063
d'x/hx	0,29	0,292	0,293	0,293	0,293	0,293	0,293	0,293	0,293
d'y/hy	0,16	0,137	0,158	0,103	0,137	0,158	0,158	0,158	0,158

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 25. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Extremidade

	(fim)								
$\omega_x$	0,09	0,19	0,19	0,29	0,68	0,66	0,18	0,13	0,34
$\omega_y$	0,22	0,03	0,05	0,02	0,29	0,08	0,19	0,02	0,12
As (cm <sup>2</sup> )	3,29	3,28	2,84	6,67	11,73	9,87	2,84	1,94	5,08
As min 1 (cm <sup>2</sup> )	0,21	0,34	0,3	0,73	1,13	0,43	0,35	0,14	0,79
As min 2 (cm <sup>2</sup> )	1,46	1,68	1,46	2,24	1,68	1,46	1,46	1,46	1,46
NÚM	4	4	4	8	6	8	4	4	4
$\Phi$ (mm)	10	10	10	10	16	12,5	10	10	12,5
As' (cm <sup>2</sup> )	3,2	3,2	3,2	6,4	12	10	3,2	3,2	5
$\rho_s$	0,01	0,0076	0,009	0,0114	0,0286	0,027	0,0088	0,009	0,0137
s <sub>máx</sub> (cm)	12	12	12	12	14	14	12	12	14
av (cm)	17,8	21,8	17,8	10,6	10,9	5,933	17,8	17,8	17,8

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 6.3.1.3 Pilares de Canto

Os cálculos dos pilares de canto são similares aos cálculos dos pilares de extremidade, com a diferença que possuem excentricidades nas duas direções. Os resultados de cálculo dos pilares de canto estão mostrados na tabela 26.

Tabela 26. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Canto

(continua)

PILARES	P1	P2	P3	P11	P13	P17
Nk (KN)	63,4	45,2	14,8	14,8	14,6	99,2
hx (cm)	16	16	14	14	14	14
hy (cm)	55	45	32	30	26	26
le (m)	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5	3,5
$\lambda_x$	75,7	75,7	86,5	86,5	86,5	86,5
$\lambda_y$	22	26,9	37,8	40,4	46,6	46,6
Nd (KN)	111,1	79	26	25,9	25,6	173,6
M1dminx (KN.cm)	219,9	156,5	49,9	49,8	49,2	333,3
M1dminy (KN.cm)	349,9	225,3	63,9	62,2	58,4	395,8
v	0,071	0,061	0,032	0,035	0,039	0,267
e1x	S	S	S	S	S	S
e1y	S	S	S	S	S	S

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 26. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Canto

(continua)

r pilar x (cm <sup>3</sup> )	107,3	87,8	41,8	39,2	34	34
VIGA x	V11	V12	V2	V4	V7	V12
r viga x (cm <sup>3</sup> )	553,8	320,5	164,1	40,1	320,5	553,8
Meng x (KN.cm)	24,6	31,9	0,5	0,3	7,9	12,6
Mk,inf x (KN.cm)	343,4	564,4	8,4	9,9	69,1	68,8
Mk,topo x (KN.cm)	515,2	846,7	12,7	14,9	103,6	103,3
Md,topo x (KN.cm)	829,4	1363,1	22,2	26,1	181,3	180,7
r pilar y (cm <sup>3</sup> )	1267,6	694,3	218,5	180	117,2	117,2
VIGA y	V1	V1	V6	V6	V5	V5
r viga y (cm <sup>3</sup> )	320,5	320,5	320,5	320,5	320,5	320,5
Meng y (KN.cm)	16,2	16,2	11,6	11,6	9	19,5
Mk,inf y (KN.cm)	719,1	658,1	334,6	306,8	190,1	411,8
Mk,topo y (KN.cm)	1078,6	987,1	501,8	460,2	285,1	617,7
Md,topo y (KN.cm)	1510	1382	703	644	399	865
e1x (cm)	7,47	17,24	0,85	1	7,08	1,04
e1y (cm)	13,6	17,48	27,05	24,84	15,58	4,98
λ1x	77,1	90	64,4	64,7	78,3	64,8
λ1y	70,2	74,6	88,9	88,4	81,2	68,5
2°Ord <sub>x</sub>	N	N	S	S	S	S
2°Ord <sub>y</sub>	N	N	N	N	N	N
1/r x (cm <sup>-1</sup> )	-	-	0,00036	0,00036	0,00036	0,0003
1/r y (cm <sup>-1</sup> )	-	-	-	-	-	-
α b x	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
α b y	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4	0,4
Mdtot x (KN.cm)	1079	987	134	133	185	893
Mdtot y (KN.cm)	1510	1382	703	644	399	865
μ <sub>x</sub>	0,123	0,137	0,034	0,036	0,058	0,280
μ <sub>y</sub>	0,017	0,024	0,027	0,029	0,024	0,051
d'x/h <sub>x</sub>	0,256	0,256	0,293	0,293	0,293	0,293
d'y/h <sub>y</sub>	0,075	0,091	0,128	0,137	0,158	0,158
ω <sub>x</sub>	0,29	0,36	0,08	0,08	0,13	0,7

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 26. Armaduras Longitudinais dos Pilares de Canto

	(fim)					
$\omega_y$	0,02	0,04	0,05	0,06	0,04	0,1
As (cm <sup>2</sup> )	10,48	10,65	1,47	1,38	1,94	10,46
As min 1 (cm <sup>2</sup> )	0,38	0,27	0,09	0,09	0,09	0,6
As min 2 (cm <sup>2</sup> )	3,52	2,88	1,79	1,68	1,46	1,46
NÚM	8	6	4	4	4	8
$\Phi$ (mm)	12,5	16	10	10	10	12,5
As' (cm <sup>2</sup> )	10	12	3,2	3,2	4,8	10
$\rho_s$	0,0113	0,0167	0,0071	0,0076	0,0132	0,0275
Smáx (cm)	15	16	12	12	12	14
Av (cm)	15,6	18,4	23,8	21,8	17,8	5,9

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 6.3.2 Armaduras Transversais

Para as armaduras transversais, o espaçamento (ESP), mostrado na tabela 27, deverá ser menor ou igual que 20 cm, menor ou igual que o menor lado do pilar, e menor ou igual que 12 vezes o diâmetro da armadura utilizada. O diâmetro da armadura transversal, deverá ser maior ou igual que 5 mm, e maior ou igual que um quarto do diâmetro da armadura longitudinal. Como nenhuma armadura longitudinal foi superior à 20 mm, todas as armaduras transversais serão de 5 mm.

Tabela 27. Espaçamento das Armaduras Transversais dos Pilares  
(continua)

PILAR	$\Phi$ (mm)	ESP (cm)
P1	5	15
P2	5	15
P3	5	12
P4	5	12
P5	5	12
P6	5	12
P7	5	12
P8	5	12
P9	5	14
P10	5	14
P11	5	12
P12	5	14
P13	5	12
P14	5	12

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 27. Espaçamento das Armaduras Transversais dos Pilares (fim)

P15	5	12
P16	5	12
P17	5	14

Fonte: Elaboração própria, 2021

#### 6.4 BLOCOS DE FUNDAÇÃO

Para os blocos de fundação, foram utilizadas as mesmas quantidades de estacas e dimensões de blocos pré dimensionados no projeto realizado no TQS. Relembrando que no pré dimensionamento dos blocos ainda não existiam os blocos B18 e B19, que foram posteriormente locados, com a intenção de diminuir o comprimento das vigas alavancas VB18 e VB19. A escolha de duas estacas para esses dois últimos blocos foi uma opção de projeto, para conseguir ser relativamente maior que a largura das alavancas e abranger todos baldrame que ali chegam, apesar de não ser necessário duas estacas nos mesmos. A inserção destes blocos modificou um pouco as cargas gerais da residência. Suas cargas estão dispostas na tabela 28.

A carga característica ( $N_k$ ) de cada bloco foi dada pela carga dos pilares somadas com a carga dos baldrame que neles são exercidas.

Tabela 28. Cargas Características dos Blocos de Fundação (continua)

BLOCOS	N EST	$N_k$ (KN)
B1	2	87
B2	1	100,4
B3	1	63
B4	1	79,8
B5	2	132,3
B6	2	127
B7	3	231,6
B8	3	240,1
B9	4	393,8
B10	3	244
B11	1	64,5
B12	2	128,2
B13	1	17
B14	2	103

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 28. Cargas Características dos Blocos de Fundação (fim)

B15	1	63,7
B16	2	198
B17	2	141
B18	2	32,1
B19	2	-1,4

#### 6.4.1 Blocos sobre uma estaca

Com posse do diâmetro da estaca ( $\Phi_{est}$ ) das medidas dos pilares ( $b$  e  $l$ ), a armadura utilizada nele ( $\Phi_s$  pilar), as dimensões do bloco ( $B$ ,  $L$  e  $h$ ), sua altura útil ( $d$ ) e o  $f_{ck}$  do concreto C25 de 25 MPa pode-se calcular as armaduras necessárias.

Com a tabela de comprimento de ancoragem básico (Tabela 5 da apostila de Blocos de Fundação do Bastos), para concreto C25, aço CA-50, em zona de boa aderência, com gancho, a ancoragem mínima ( $l_b$  pilar) =  $26\Phi_s$  pilar.

A solicitação de cálculo ( $N_{sd}$ ) é calculada através da multiplicação do coeficiente  $\gamma_c = 1,4$ , pela soma da carga característica ( $N_{sk}$ ) com o peso próprio do bloco (PP).

A transferência de deslocamento ( $F_{td}$ ) em ambos eixos ( $x$  e  $y$ ) é dada pelas equações 63 e 64.

$$F_{tdx} = 0,28 \cdot \left| \frac{\Phi_{est}-b}{\Phi_{est}} \right| \cdot N_{sd} \quad (63)$$

$$F_{tdy} = 0,28 \cdot \left| \frac{\Phi_{est}-l}{\Phi_{est}} \right| \cdot N_{sd} \quad (64)$$

Sendo que o maior valor de  $F_{td}$  será utilizado para o cálculo da armadura principal ( $A_{s\text{ princ}}$ ), com a equação 65. O número de ramos ( $nr$ ) foi definido em 2 para todos os casos.

$$A_{s\text{ princ}} = \frac{F_{td}}{f_{yd} \cdot nr \cdot d} \quad (65)$$

O valor da armadura secundária nas duas direções é de 20% o valor da armadura principal.

Foi encontrada uma quantidade de aço comercial para cada caso, que atendesse a armadura necessária.

A pressão de contato ( $F_{rd}$ ) tem de ser menor que  $F_{rd\text{ max}}$ . As equações 66 e 67 mostram como são feitos os cálculos para ambas pressões, utilizando a área do pilar ( $A_p$ ), a área da estaca ( $A_{est}$ ) e a resistência de cálculo do concreto ( $f_{cd}$ ).

$$Frd = Aest \cdot fcd \cdot \left(\frac{Ap}{Aest}\right)^{\frac{1}{2}} \quad (66)$$

$$Frd_{m\acute{a}x} = 3,3 \cdot fcd \cdot Aest \quad (67)$$

A solicitação de cálculo (Nsd) também tem de ser menor que a pressão de contato (Frd).

Todos os blocos atenderam aos testes de pressão realizados.

Os resultados dos cálculos para os blocos sobre uma estaca estão mostrados na tabela 29.

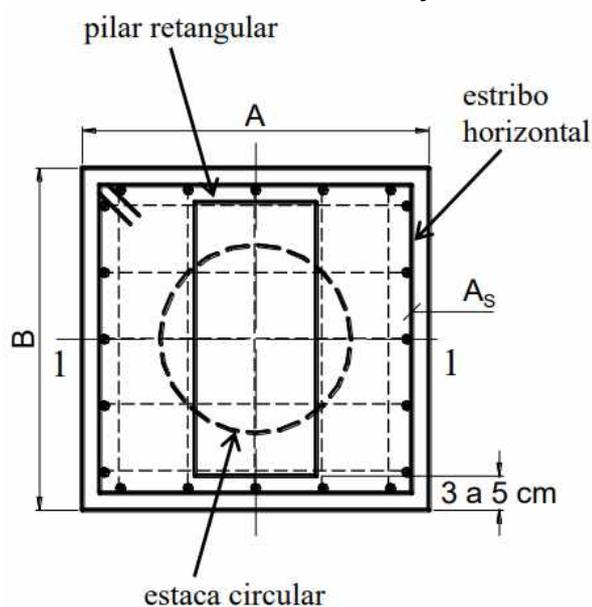
Tabela 29. Armaduras para os blocos sobre uma estaca

Blocos	B2	B3	B4	B11	B13	B15
Nsk (KN)	110	63	79,8	64,5	17	63,7
h (cm)	45	45	45	45	45	45
d (cm)	40	40	40	40	40	40
B (cm)	60	60	60	60	60	60
L (cm)	60	60	60	60	60	60
b (cm)	16	14	14	14	14	14
l (cm)	45	32	26	30	26	26
fck (Mpa)	25	25	25	25	25	25
Φs pilar (mm)	12,5	10	10	10	10	10
Φ est (cm)	30	30	30	30	30	30
lb pilar (cm)	32,5	26	26	26	26	26
PP (KN)	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05	4,05
Nsd (KN)	160	93,9	117	95,9	29,5	94,9
Ftdx (KN)	20,9	14	17,5	14,3	4,41	14,2
Ftdy (KN)	22,4	1,75	4,38	0	1,1	3,54
Ftd (KN)	22,4	14	17,5	14,3	4,41	14,2
fyk (MPa)	500	500	500	500	500	500
fyd (MPa)	435	435	435	435	435	435
nr	2	2	2	2	2	2
As princ (cm <sup>2</sup> )	0,65	0,4	0,5	0,41	0,13	0,41
Φ (mm)	5	5	5	5	5	5
n	4	3	3	3	3	3
As princ* (cm <sup>2</sup> )	0,8	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
As sec (cm <sup>2</sup> )	0,13	0,08	0,1	0,08	0,03	0,08
Φ (mm)	5	5	5	5	5	5
n	3	3	3	3	3	3
As sec* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
Frd (Mpa)	1274	1005	906	973	906	906
Frd max (Mpa)	4165	4165	4165	4165	4165	4165

Fonte: Elaboração própria, 2021

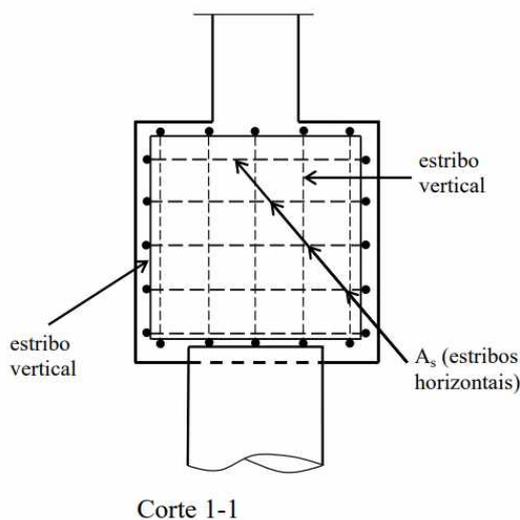
Nas figuras 22 e 23 é mostrado o posicionamento adotado para os blocos sobre uma estaca.

Figura 22. Planta Bloco sobre uma estaca: detalhes de armaduras. <Blocos de fundação; Bastos, P. S. S.>



Fonte: Bastos, 2017

Figura 23. Corte Bloco sobre uma estaca: detalhes de armaduras. <Blocos de fundação; Bastos, P. S. S.>



Fonte: Bastos, 2017

#### 6.4.2 Blocos sobre duas estacas

Não possuindo chapa de base nos blocos de duas estacas, o valor do ângulo  $\Theta$  é a cotangente do cateto oposto (d) sobre o cateto adjacente (a distância horizontal do centro da estaca até a medida de um quarto do pilar).

As tensões atuantes junto as estacas são dadas pela equação 68, por meio dos coeficientes  $y_f = 1,4$  e  $y_u = 1,2$ ,  $F_b$  e a área da estaca ( $A_{est}$ ).

$$\sigma_{bdest} = y_f \cdot y_c \cdot \frac{F_b}{A_{est}} \quad (68)$$

Em que:

$$F_b = \frac{Rm_{\acute{a}x}}{\text{sen}\theta} \quad (69)$$

$$Rm_{\acute{a}x} = 1,02 \cdot \frac{N_{sk+PP}}{2} \quad (70)$$

As tensões limites são dadas pelas equações 71 e 72.

$$\sigma_{lim1} = 0,85 \cdot f_{cd} \quad (71)$$

$$\sigma_{lim2} = 0,72 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (72)$$

Todas as tensões limites foram superiores às tensões calculadas.

A área do pilar para fins de cálculo ( $A_{p^*}$ ) é dada pela área do pilar ( $A_p$ ) e pelo ângulo  $\Theta$ , por meio da equação 73.

$$A_{p^*} = \left(\frac{A_p}{2}\right) \cdot \text{sen}\theta \quad (73)$$

A tensão junto ao pilar é dada pela equação 74.

$$\sigma_{bdpil} = y_c \cdot y_f \cdot \frac{F_b}{A_{p^*}} \quad (74)$$

A tensão limite junto ao pilar é calculada com a equação 75.

$$\sigma_{limpil} = 0,85 \cdot \left(1 - \frac{f_{ck}}{250}\right) \cdot f_{cd} \quad (75)$$

Sendo:

$$f_{cd} = \left(\frac{f_{ck} + 4 \cdot f_{ctkinf}}{y_c}\right) \quad (76)$$

$$f_{ctkinf} = 0,21 \cdot f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (77)$$

Todas as tensões junto ao pilar foram menores que os seus limites.

As armaduras principais ( $A_{st}$ ) foram calculadas com a equação 78.

$$A_{st} = y_u \cdot y_f \cdot \frac{R_{st}}{f_{yd}} \quad (78)$$

Sendo:

$$R_{st} = F_b \cdot \cos\theta \quad (79)$$

Nas armaduras secundárias existe a armadura superior ( $A_{s\ sup}$ ), que é igual a 20% da armadura principal, e a armadura lateral que é uma área de aço igual a 7,5% da largura do bloco.

Foram encontradas armaduras comerciais para atender a área de aço necessária, e colocadas todas armaduras utilizadas.

Os resultados dos cálculos para os blocos sobre duas estacas estão mostrados na tabela 30.

Tabela 30. Armaduras para os blocos sobre duas estacas.

(continua)

BLOCOS	B1	B5	B6	B12	B14	B16	B17	B18	B19
Nsk (KN)	87	132	127	128	103	198	141	32,1	-1,4
h (cm)	45	45	45	45	45	45	45	45	45
d (cm)	40	40	40	40	40	40	40	40	40
B (cm)	60	60	60	60	60	60	60	60	60
L (cm)	150	150	150	150	150	150	150	150	150
b (cm)	16	14	14	14	14	14	14		
l (cm)	55	30	26	26	26	26	26		
fck (Mpa)	25	25	25	25	25	25	25	25	25
$\Phi_s$ pilar (mm)	12,5	10	10	12,5	10	12,5	12,5		
$\Phi$ est (cm)	30	30	30	30	30	30	30	30	30
$\Theta$ (°)	55,2	50,2	49,5	49,5	49,5	49,5	49,5	57,4	55,2
PP (KN)	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1	10,1
d est (cm)	90	90	90	90	90	90	90	90	90
sen $\Theta$	0,82	0,77	0,76	0,76	0,76	0,76	0,76	0,84	0,82
A est (cm <sup>2</sup> )	580	543	537	537	537	537	537	596	580
Nsk tot (KN)	97,1	142	137	138	113	208	151	42,2	8,77
Rmax (KN)	49,5	72,6	69,9	70,5	57,7	106	77	21,5	4,47
Fb (KN)	60,3	94,6	92	92,8	76	140	101	25,6	5,45
$\sigma_{bd}$ est (KN/cm <sup>2</sup> )	0,18	0,29	0,29	0,29	0,24	0,44	0,32	0,07	0,02
$\sigma_{lim}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52	1,52
$\sigma_{lim 2}$ (KN/cm <sup>2</sup> )	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16	1,16
Ap (cm <sup>2</sup> )	880	420	364	364	364	364	364	0	0
Ap* (cm <sup>2</sup> )	361	161	138	138	138	138	138	0	0
$\sigma_{bd}$ pil (KN/cm <sup>2</sup> )	0,05	0,16	0,19	0,19	0,15	0,28	0,21		
fctk inf (MPa)	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8	1,8

Fonte: Elaboração própria, 2021

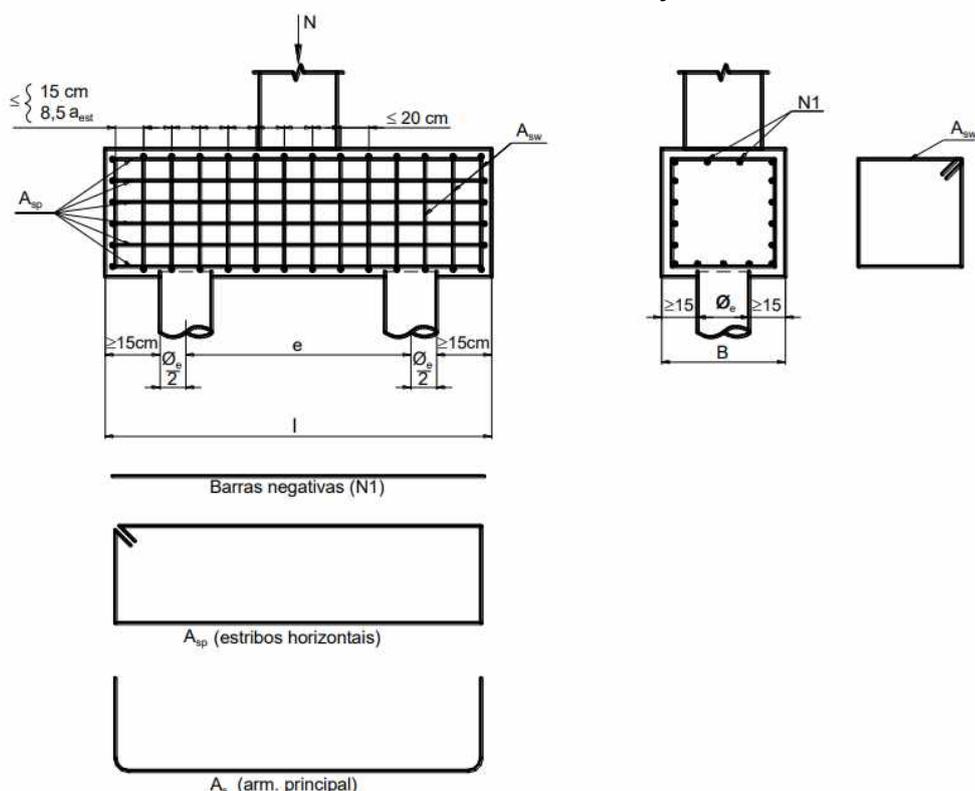
Tabela 30. Armaduras para os blocos sobre duas estacas.

	(fim)								
fcd (MPa)	23	23	23	23	23	23	23	23	23
$\sigma$ lim pil (MPa)	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76	1,76
cos $\Theta$	0,57	0,64	0,65	0,65	0,65	0,65	0,65	0,54	0,57
Rst (KN)	34,4	60,5	59,8	60,3	49,4	90,8	65,9	13,7	3,1
Ast princ (cm <sup>2</sup> )	1,33	2,34	2,31	2,33	1,91	3,51	2,54	0,53	0,12
$\Phi$ (mm)	5	8	8	8	8	8	8	5	5
N	7	5	5	5	4	7	5	3	3
Ast princ* (cm <sup>2</sup> )	1,4	2,5	2,5	2,5	2	3,5	2,5	0,6	0,6
s (cm)	8,33	12,5	12,5	12,5	16,7	8,33	12,5	25	25
As sup (cm <sup>2</sup> )	0,27	0,47	0,46	0,47	0,38	0,7	0,51	0,11	0,02
$\Phi$ (mm)	5	5	5	5	5	5	5	5	5
n	3	3	3	3	3	4	3	3	3
As sup* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6	0,6	0,6
s (cm)	25	25	25	25	25	16,7	25	25	25
As lat (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
$\Phi$ (mm)	8	8	8	8	8	8	8	8	8
n	9	9	9	9	9	9	9	9	9
As lat* (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
s (cm)	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5	17,5

Fonte: Elaboração própria, 2021

Na figura 24 é mostrado o posicionamento adotado para os blocos sobre duas estacas.

Figura 24. Esquema do detalhamento das armaduras do bloco sobre duas estacas. <Blocos de fundação; Bastos, P. S. S.>



Fonte: Bastos, 2017

#### 6.4.3 Blocos sobre três estacas

Foi utilizado uma resolução segundo o Método das Bielas para os blocos de três estacas, sendo feito o detalhamento composto por barras paralelas aos lados, sobre os fustes, com adição de uma armadura em malha.

A solicitação de cálculo ( $N_{sd}$ ) é calculada através da multiplicação do coeficiente  $\gamma_c = 1,4$ , pela soma da carga característica ( $N_{sk}$ ) com o peso próprio do bloco (PP).

A armadura de lado, foi calculada utilizando a equação 80.

$$A_{slado} = \left( \frac{3^{(\frac{1}{2})}.Nd}{27.d.fyd} \right) \cdot \left( e \cdot 3^{\frac{1}{2}} - 0,9.ap \right) \quad (80)$$

Sendo “e” a distância entre o centro de uma estaca até o centro de outro, e “ap” a raiz quadrada da multiplicação dos dois lados do pilar.

Para bloco sobre três estacas, a armadura de suspensão total ( $A_{s \text{ susp tot}}$ ) é dada pela equação 81.

$$Assusptot = \frac{Nd}{4,5.fyd} \quad (81)$$

A armação de suspensão por face (As susp fac) do bloco é dada pela divisão da armadura de suspensão total pelos 3 lados do bloco.

A armadura em malha (As malha) deve ser 20% da armadura de lado (As lado), e deve ser maior ou igual que a armadura de suspensão por face, adotando a maior área dentre as duas.

A armadura superior negativa em malha (As sup tot) deve ser 20% da armadura total (As tot), que por sua vez é o triplo da armadura de lado (As lado).

Para cada direção da malha tem-se a metade da armadura superior negativa (As sup tot 2).

A armadura de pele por face (Asp fac) é igual a um oitavo da armadura total (As tot).

Para todas as armaduras foram encontradas barras comerciais para atender a área de aço necessária, e colocadas todas armaduras utilizadas.

A reação (Rfd) do fuste deve ser, no máximo, igual à reação limite (Rdlim). Os cálculos dessas conferências são realizados pelas equações 82 e 83.

$$Rdlim = \frac{0,12}{\gamma_c} \cdot b'2 \cdot d \cdot fck^{\frac{1}{2}} \quad (82)$$

$$Rfd = \frac{Nd}{3} \quad (83)$$

Sendo:

$$b'2 = d + \Phi_{est} \quad (84)$$

E a altura útil (d), tem que ser menor que  $1,5 \cdot c'2$ , sendo:

$$c'2 = \frac{d}{2} + \frac{\Phi_{est}}{2} \quad (85)$$

Com a tabela de comprimento de ancoragem básico (Tabela 5 da apostila de Blocos de Fundação do Bastos), para concreto C25, aço CA-50, em zona de boa aderência, com gancho, a ancoragem mínima (lb pilar) =  $26\Phi_s$  pilar.

Para todos os blocos, os resultados obtidos passaram nas conferências.

Os resultados dos cálculos para os blocos de três estacas estão mostrados na tabela 31.

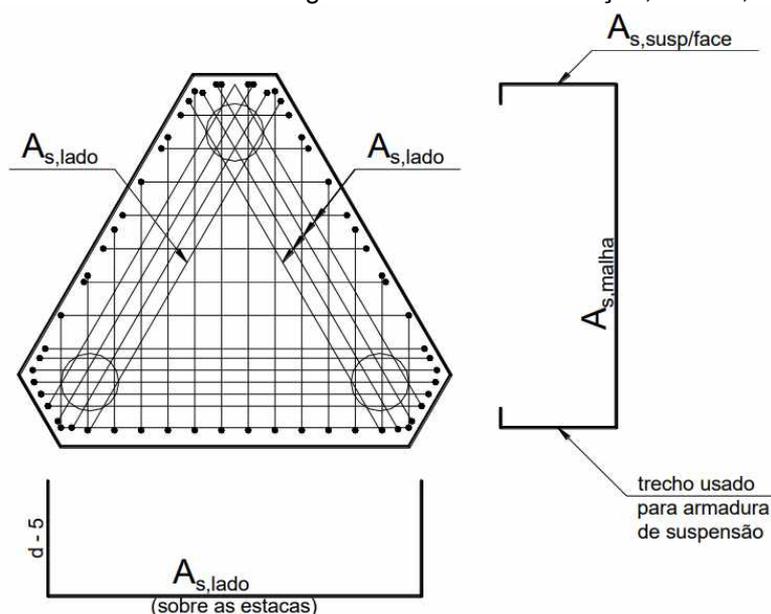
Tabela 31. Armaduras para os blocos sobre três estacas

BLOCOS	B7	B8	B10
Nsk (KN)	232	240	244
$\Phi$ est (cm)	30	30	30
b (cm)	14	14	14
l (cm)	40	26	30
$\Phi$ s pil (mm)	10	10	16
h (cm)	60	60	60
PP (KN)	22,2	22,2	22,2
Nd (KN)	355	367	373
e (cm)	90	90	90
As lado (cm <sup>2</sup> )	1,28	1,37	1,37
$\Phi$ (mm)	6,3	8	8
n	4	3	3
As lado* (cm <sup>2</sup> )	1,26	1,5	1,5
As susp tot (cm <sup>2</sup> )	1,82	1,88	1,91
As susp fac (cm <sup>2</sup> )	0,61	0,63	0,64
As malha (cm <sup>2</sup> )	0,26	0,27	0,27
As malha* (cm <sup>2</sup> )	0,61	0,63	0,64
$\Phi$ (mm)	5	5	5
N	4	4	4
As malha** (cm <sup>2</sup> )	0,8	0,8	0,8
As total (cm <sup>2</sup> )	3,85	4,1	4,12
As sup tot (cm <sup>2</sup> )	0,77	0,82	0,82
As sup tot2 (cm <sup>2</sup> )	0,38	0,41	0,41
$\Phi$ (mm)	5	5	5
N	3	3	3
As sup tot2* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6
Asp fac (cm <sup>2</sup> )	0,48	0,51	0,52
$\Phi$ (mm)	5	5	5
N	3	3	3
Asp fac* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6
c'2 (cm)	42,5	42,5	42,5
1,5.c'2 (cm)	63,8	63,8	63,8
b'2 (cm)	85	85	85
Rd lim (KN)	634	634	634
Rfd (KN)	118	122	124
lb (cm)	26	26	41,6

Fonte: Elaboração própria, 2021

Na figura 25 é mostrado o posicionamento adotado para os blocos sobre três estacas.

Figura 25. Bloco sobre três estacas com armaduras paralelas aos lados e malha ortogonal. <Blocos de fundação; Bastos, P. S. S.>



Fonte: Bastos, 2017

#### 6.4.4 Bloco sobre quatro estacas

Para os blocos sobre quatro estacas foi feito para um detalhamento composto por barras paralelas aos lados, acrescidas de armadura em malha, por ser um dos arranjos mais eficientes.

A armadura principal de lado, foi calculada utilizando a equação 86.

$$A_{slado} = \left( \frac{Nd}{16.d.f_{yd}} \right) \cdot (e.2 - ap) \quad (86)$$

Para bloco sobre quatro estacas, a armadura de suspensão total ( $A_{susp\ tot}$ ) é dada pela equação 87.

$$A_{susptot} = \frac{Nd}{6.f_{yd}} \quad (87)$$

A armação de suspensão por face ( $A_{susp\ fac}$ ) do bloco é dada pela divisão da armadura de suspensão total pelos quatro lados do bloco.

A armadura em malha ( $A_{s\ malha}$ ) deve ser 25% da armadura de lado ( $A_{s\ lado}$ ), e deve ser maior ou igual que a armadura de suspensão por face, adotando a maior área dentre as duas.

A armadura superior negativa em malha ( $A_{s\ sup\ tot}$ ) deve ser 20% da armadura total ( $A_{s\ tot}$ ), que por sua vez é o quadruplo da armadura de lado ( $A_{s\ lado}$ ).

Para cada direção da malha tem-se a metade da armadura superior negativa (As sup tot 2).

A armadura de pele por face (Asp fac) é igual a um oitavo da armadura total (As tot).

Para todas as armaduras foram encontradas barras comerciais para atender a área de aço necessária, e colocadas todas armaduras utilizadas.

Com a tabela de comprimento de ancoragem básico (Tabela 5 da apostila de Blocos de Fundação do Bastos), para concreto C25, aço CA-50, em zona de boa aderência, com gancho, a ancoragem mínima ( $l_b$  pilar) =  $26\Phi_s$  pilar.

Os resultados dos cálculos para o bloco sobre quatro estacas estão mostrados na tabela 32.

Tabela 32. Armaduras para os Blocos Sobre Três Estacas  
(continua)

BLOCOS	B9
Nsk (KN)	394
b (cm)	14
l (cm)	45
$\Phi$ est (cm)	30
$\Phi$ pil (mm)	16
B (cm)	150
L (cm)	150
h (hm)	70
PP (KN)	39,4
Nd (KN)	607
d (cm)	65
e (cm) (cm <sup>2</sup> )	90
Ap (cm <sup>2</sup> )	25,1
As lado (cm <sup>2</sup> )	2,08
$\Phi$ (mm)	6,3
N	7
As lado* (cm <sup>2</sup> )	2,21
As malha (cm <sup>2</sup> )	0,52
As susp tot (cm <sup>2</sup> )	2,32
As susp fac (cm <sup>2</sup> )	0,58
As malha* (cm <sup>2</sup> )	0,58
$\Phi$ (mm)	5
n	3

Fonte: Elaboração própria, 2021

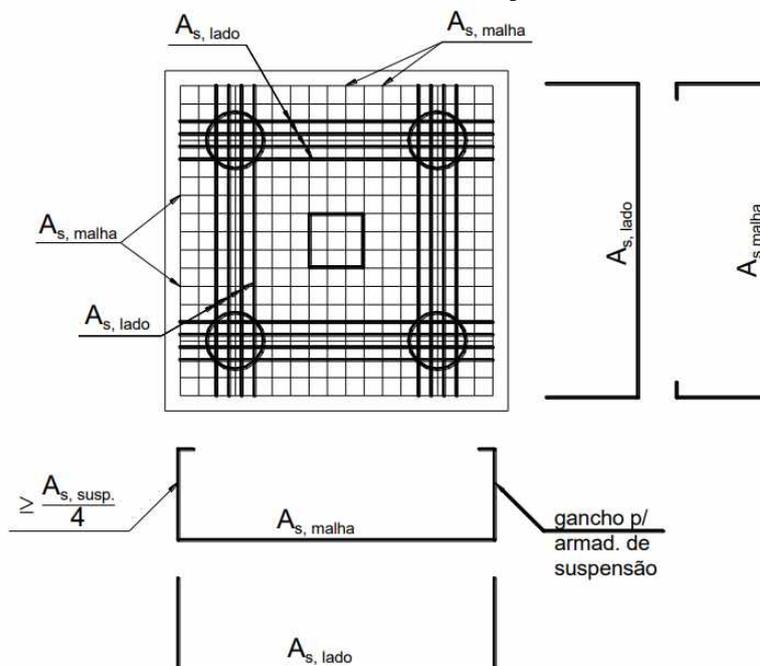
Tabela 32. Armaduras para os Blocos Sobre Três Estacas  
(fim)

As malha** (cm <sup>2</sup> )	0,6
As tot (cm <sup>2</sup> )	8,82
As sup tot (cm <sup>2</sup> )	1,76
As sup tot2 (cm <sup>2</sup> )	0,88
Φ (mm)	6,3
n	3
As sup tot2* (cm <sup>2</sup> )	0,95
Asp fac (cm <sup>2</sup> )	1,1
Φ (mm)	5
n	6
Asp fac* (cm <sup>2</sup> )	1,2
lb (cm)	41,6

Fonte: Elaboração própria, 2021

Na figura 25 é mostrado o posicionamento adotado para o bloco sobre quatro estacas.

Figura 26. Disposição da armadura mais usual no Brasil para o blobo sobre quatro estacas: armadura paralela aos lados e em malha. <Blocos de fundação; Bastos, P. S. S.>



Fonte: Bastos, 2017

## 7 ANÁLISE DE RESULTADOS DO TQS COM MODELO ANALÍTICO

### 7.1 COMPARATIVO DE LAJES

Foi feita uma comparação de resultados das flechas das lajes no projeto do TQS e nos cálculos analíticos. É natural que os deslocamentos sejam significativamente menores que os deslocamentos máximos permitidos, por se tratar de uma casa térrea, onde não exista pavimento nem alvenaria atuando nas lajes. Os resultados dos deslocamentos totais (at) e os deslocamentos máximos permitidos por norma (a max) mostrados na tabela 33, mostra uma certa coerência de dados, visto que formam bem menores que as flechas máximas.

Tabela 33. Comparação de Flechas das Lajes

LAJES	at TQS (cm)	at (cm)	a max (cm)
L1	0,62	0,44	2,06
L2	0,11	0,05	0,82
L3	0,19	0,09	1,2
L4	0,34	0,22	1,82
L5	0,14	0,10	1,24
L6	0,25	0,19	1,64
L7	0,2	0,14	1,38
L8	0,09	0,1	1,24
L9	0,31	0,29	1,68
A1	0,23	0,12	0,83
A2	0,42	0,57	1,68

Fonte: Elaboração própria, 2021

Por ter sido utilizado no projeto do TQS apenas armaduras com diâmetro de 6,3 mm nas lajes, foi utilizada a mesma armadura no modelo analítico. A tabela 34 mostra o espaçamento gerado no software, e o espaçamento necessário para atender a área de aço positivo necessária calculada no modelo analítico.

A tabela 35 mostra o espaçamento gerado no programa, e o espaçamento calculado no modelo analítico das armaduras negativas nas junções das lajes.

Há uma coerência na comparação dos espaçamentos, com pouca diferença entre os dois modelos.

Tabela 34. Comparação do Espaçamento das Armaduras Positivas nas Lajes

LAJES	Esp. A'sx+ (cm)	Esp. A'sx+ TQS (cm)	Esp. A'sy+ (cm)	Esp. A'sy+ TQS (cm)
L1	17,5	12,5	20	12,5
L2	20	20	-	-
L3	20	20	20	15
L4	20	15	20	15
L5	20	20	20	15
L6	20	15	20	15
L7	20	20	20	15
L8	20	20	20	15
L9	20	15	20	15
LA1	20	15	-	-
LA2	20	12,5	20	15

Fonte: Elaboração própria, 2021

A tabela 35 mostra o espaçamento gerado no programa, e o espaçamento calculado no modelo analítico das armaduras negativas nas junções das lajes.

Tabela 35. Comparação do Espaçamento das Armaduras Negativas nas Lajes

LAJES	Esp. A'sx- (cm)	Esp. A'sx- TQS (cm)
L1-L5	7,5	10
L2-L3	17,5	20
L3-L4	10	15
L4-L5	10	15
L2-L6	12,5	20
L6-L7	12,5	15
L7-L8	15	15
L8-L9	17,5	15
L3-L6	10	12,5
L3-L7	10	12,5
L4-L7	10	12,5
L5-L8	20	15
L4-L7	7,5	10

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para a obtenção do volume total de concreto utilizado nas lajes, é necessário a multiplicação da área pela altura de cada laje e assim somar todas elas. Esse volume é de 21,94 m<sup>3</sup> de concreto. Pelas tabelas de armaduras das lajes, obteve-se um total

de 3253 metros de aço de 6,3 mm e 9 metros de aço de 8 mm, totalizando um total de 801 Kg de aço, totalizando 1020 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo TQS perante ao volume do concreto das lajes é de 0,47%.

No modelo analítico obteve-se um total de 2941 metros de aço com diâmetro de 6,3 mm, o que resulta em 721 Kg, totalizando 918 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada no modelo analítico perante ao volume de concreto das lajes é de 0,42%

## 7.2 COMPARATIVO DE VIGAS

O TQS é um programa de dimensionamento de estruturas, que gera, a princípio, uma quantidade de armadura que pode ser alterada e editada pelo projetista. Quando esta é alterada o programa consegue verificar se esta edição, está de acordo com a norma vigente preenchida na criação do edifício, que neste caso é a ABNT NBR 6118:2014, possuindo a área de aço necessária.

Para a taxa de aço das vigas, o programa gerou uma área de aço superdimensionada para boa parte destes elementos, e para outros armaduras insuficientes. Foi feita uma edição nos elementos, com o objetivo de conseguir uma área segura de aço que não fosse demasiada, já que no próprio programa se tem um ícone de verificação de vigas, onde diz a porcentagem da armadura necessária sobre a que está detalhada para cada trecho de cada vão das vigas.

A princípio, o TQS gerou um peso de aço de 1036 Kgf, que após a edição das armaduras geradas à primórdio no programa, foi reduzido sem afetar a segurança para 832 Kgf de armaduras.

Na tabela 36 foram comparados os resultados dos dois projetos em relação as áreas de aço colocadas na parte superior das vigas (armadura negativa) e na parte inferior das vigas (armadura positiva), assim como o espaçamento das armaduras transversais, que para ambos os projetos foram todas de 5 mm de diâmetro.

Os resultados se mostraram bem coerentes e semelhantes, com resultados bem próximos um do outro. Como não houve o detalhamento do projeto com modelo analítico, algumas armaduras foram diferentes visando a facilidade da execução, como por exemplo na viga V3, que em sua armadura positiva do vão 3, bastavam duas barras de 6,3 mm, com uma área de 0,63 cm<sup>2</sup>, porem o transpasse com as

armaduras dos vãos 2 e 4, acarretariam em uma quantidade de aço ainda maior que apenas seguir as duas barras de 10 mm com área de 1,6 cm<sup>2</sup>, do vão 2.

Tabela 36. Comparação das Armaduras das Vigas

VIGAS	TRECHOS	As'+ (cm <sup>2</sup> )	As'+ TQS (cm <sup>2</sup> )	As'- (cm <sup>2</sup> )	As'- TQS (cm <sup>2</sup> )	ESPAÇ' (cm)	ESPAÇ' TQS (cm)
V1	1	2	2,1	0,63	1,26	30	25
V2	1	0,63	0,63	0,63	0,63	30	22
	2	0,63	0,63	0,945	0,945	30	22
	3	0,63	0,63	0,945	1,6	30	22
	4	0,63	0,63	0,945	1,6	30	22
V3	1	0,63	0,63	2,4	3	10	18
	2	1,6	1,6	2,4	3	10	18
	3	0,63	1,6	3,2	5	10	18
	4	3,4	3,7	3,2	5	10	18
V4	1	0,63	0,63	0,63	0,63	30	12
V5	1	0,63	1	0,945	1	30	25
	2	0,63	0,63	0,945	1	30	25
	3	0,63	0,63	1,5	1,5	30	25
	4	1,5	1,6	1,5	1,5	30	25
V6	1	1,315	1	0,63	0,63	30	25
V7	1	0,63	0,63	2,4	2,4	15	25
	2	2,4	2,23	2,4	2,4	15	25
V8	1	3,2	3,2	0,63	0,63	30	25
V9	1	2,9	2,4	0,63	0,63	30	22
V10	1	1,26	1,6	2,85	3,2	10	18
	2	2	2,4	2,85	3,2	10	18
V11	1	0,63	1	4	5	7,5	12
	2	3,5	3,75	4	5	7,5	12
V12	1	0,63	0,63	2,1	3	30	25
	2	1,8	2,4	2,1	3	30	25
VB1	1	2	1	0,63	1,6	30	25
VB2	1	0,63	0,63	0,63	0,63	30	22
	2	0,63	0,63	1,6	2,23	27,5	22
	3	1,6	2,1	2	2,23	17,5	22
	4	0,63	0,63	2	2,4	17,5	22
	5	0,63	1,6	0,63	0,63	30	22
VB3	1	1	1	0,63	0,63	30	12
VB4	1	4	3,7	0,63	0,63	30	25
VB5	1	1	1	0,63	0,63	30	12
VB6	1	0,63	0,63	2	2,715	15	25
	2	1,315	1	2	2,715	15	25
	3	0,63	0,63	1,6	1,915	30	25
	4	1,6	1	1,6	1,915	30	25

Fonte: Elaboração própria, 2021

Tabela 36. Comparação das Armaduras das Vigas

(continua)

VB7	1	1	0,63	0,63	0,63	30	12
VB8	1	0,63	0,63	0,63	0,63	30	25
	2	0,63	0,63	0,63	0,63	30	25
	3	0,63	0,63	1,815	0,63	30	25
	4	1,6	0,63	1,815	0,63	30	25
VB9	1	4	2,4	0,63	1,6	30	25
VB10	1	0,63	0,63	1,5	2,85	30	25
	2	1,6	2,4	1,5	2,85	30	25
VB11	1	3,4	1,6	0,63	5	30	25
VB12	1	2	2,1	0,63	1	30	22
VB13	1	0,63	0,63	0,63	0,63	30	12
VB14	1	1,6	2,1	0,63	0,63	30	18
VB15	1	0,63	1	2,9	5	10	12
	2	2	1,6	2,9	5	10	15
VB16	1	1	1	1,6	1,6	30	25
	2	1,26	1	1,6	2,1	30	25
VB17	1	1	1	1	1,315	30	25
	2	0,63	0,63	1	1,315	30	25
VB18	1	0,63	1,26	1	2	5	18
	2	0,63	1,26	1	2	5	18
VB19	1	0,63	1,26	1	1,63	7,5	22
	2	0,63	1,26	1	1,63	7,5	22
VR1	1	2	1,6	0,63	1	30	25
VR2	1	1	0,63	0,63	0,945	30	25
VR3	1	2,5	2,1	0,63	1	30	22
VR4	1	2,5	1,6	0,63	1,6	30	22
VR5	1	1,63	1,6	0,63	0,63	30	25
VCR1	1	2	2	0,63	0,63	30	25
VCR2	1	2	2	0,63	0,63	30	25
VCR3	1	1,5	1,5	0,63	0,63	30	22
VCR4	1	1,5	1,5	0,63	0,63	30	22

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para a obtenção do volume total de concreto utilizado nas vigas, é necessário a multiplicação da área da seção pelo comprimento de cada viga e assim somar todas elas. Esse volume é de 18,13 m<sup>3</sup> de concreto. Pelas tabelas de armaduras das vigas, obteve-se um total de 832 Kg de aço, totalizando 1060 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo TQS perante ao volume do concreto das vigas é de 0,58%.

Como não foi feito o detalhamento das vigas pelo modelo analítico, não tem como ter uma precisão exata da taxa de armadura, pelos motivos que apenas foram calculadas a armadura necessária nos pontos críticos de cada trecho e também não foram considerados os trespases das ferragens. Considerando a armadura

necessária para o ponto crítico para cada trecho contínua por todo o trecho e desconsiderando os trespases de armaduras, chegou a um volume total de 1155 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo modelo analítico perante ao volume de concreto das vigas é de 0,64%.

### 7.3 COMPARATIVO DE PILARES

Comparando as áreas das armaduras transversais dos pilares calculada por meios de cálculos analíticos com as calculadas pelo TQS e mostradas na tabela 37, notou-se uma similaridade com resultados nem sempre os mesmos, porém próximos uns dos outros.

Nas armaduras longitudinais, como foi adotado o mesmo diâmetro (5 mm) nos dois projetos, os espaçamentos apenas não foram iguais, quando o TQS utilizou diâmetros de armaduras transversais diferentes dos usados no modelo analítico, modificando assim o espaçamento necessário.

Tabela 37. Comparação das Armaduras dos Pilares

PILAR	As' (cm <sup>2</sup> )	As' TQS (cm <sup>2</sup> )	ESP (cm)	ESP TQS (cm)
P1	10	10	15	15
P2	10	10	15	15
P3	3,2	6,4	12	12
P4	3,2	5	12	14
P5	3,2	3,2	12	12
P6	3,2	5	12	14
P7	6,4	4,8	12	12
P8	6,4	5	12	14
P9	18	16	14	14
P10	12	10	14	14
P11	3,2	6,4	12	12
P12	10	8	14	14
P13	4,8	3,2	12	12
P14	3,2	3,2	12	12
P15	3,2	3,2	12	12
P16	5	5	12	14
P17	10	8	14	14

Fonte: Elaboração própria, 2021

Para a obtenção do volume total de concreto utilizado nos pilares, é necessário a multiplicação da área da seção pela altura de cada pilar e assim somar todos eles.

Esse volume é de 3,26 m<sup>3</sup> de concreto. Pelas tabelas de armaduras dos pilares, obteve-se um total de 583 Kg de aço, totalizando 743 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo TQS perante ao volume do concreto dos pilares é de 2,23%.

Considerando no modelo analítico um trespasse de 50 cm, e uma armadura de arranque 10 cm menor que a altura total do bloco, foi calculado o volume total de aço de 753 cm<sup>3</sup>. Portanto a taxa de armadura gerada pelo modelo analítico perante ao volume de concreto dos pilares é de 2,31%.

## 7.4 COMPARATIVO DE BLOCOS

### 7.4.1 Blocos sobre uma estaca

As áreas de aço dos blocos sobre uma estaca calculadas pelo modelo analítico foram bem coerentes com as áreas fornecidas pelo projeto do TQS, como mostra a tabela 38.

Tabela 38. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre uma Estaca

BLOCOS	B2	B3	B4	B11	B13	B15
As princ* (cm <sup>2</sup> )	0,8	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
As princ* TQS (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,63	0,6	0,6	0,6
As sec* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
As sec* TQS (cm <sup>2</sup> )	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94

Fonte: Elaboração própria, 2021

### 7.4.2 Blocos sobre duas estacas

As áreas de aço dos blocos sobre duas estacas calculadas pelo modelo analítico foram bem coerentes com as áreas fornecidas pelo projeto do TQS, como mostra a tabela 39.

Tabela 39. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre duas Estacas

BLOCOS	B1	B5	B6	B12	B14	B16	B17	B18	B19
Ast princ* (cm <sup>2</sup> )	1,4	2,5	2,5	2,5	2	3,5	2,5	0,6	0,6
Ast princ* TQS (cm <sup>2</sup> )	1,89	2,5	2,5	3	2	3,2	2,4	1,5	0,94
As sup* (cm <sup>2</sup> )	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,8	0,6	0,6	0,6
As sup* TQS (cm <sup>2</sup> )	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94	0,94
As lat* (cm <sup>2</sup> )	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5	4,5
As lat* TQS (cm <sup>2</sup> )	4	4	4	4	4	4	4	4	4

Fonte: Elaboração própria, 2021

#### 7.4.3 Blocos sobre três estacas

As áreas de aço dos blocos sobre três estacas calculadas pelo modelo analítico tiveram uma diferença considerável quando comparadas com as áreas fornecidas pelo projeto do TQS, como mostra a tabela 40. Essa diferença pode aparecer pelo modelo de cálculo utilizado ser diferente.

Tabela 40. Comparação das Armaduras dos Blocos Sobre três Estacas (unidades em cm<sup>2</sup>)

BLOCOS	B7	B8	B10
As lado*	1,26	1,5	1,5
As lado* TQS	3,5	3	3
As malha**	0,8	0,8	0,8
As malha** TQS	2,2	2,2	2,2
As sup tot2*	0,6	0,6	0,6
As sup tot2* TQS	2,2	2,2	2,2
Asp fac*	0,6	0,6	0,6
Asp fac* TQS	1,26	1,26	1,2

Fonte: Elaboração própria, 2021

#### 7.4.4 Blocos sobre quatro estacas

As áreas de aço lateral e de pele dos blocos sobre quatro estacas calculadas pelo modelo analítico foram bem coerentes com as áreas fornecidas pelo projeto do TQS como mostra a tabela 41. Já as áreas das armaduras de malha e superior houve

uma diferença considerável. Essa diferença pode aparecer pelo modelo de cálculo utilizado ser diferente.

Tabela 41. Comparação das Armaduras do Bloco Sobre quatro Estacas (unidades em cm<sup>2</sup>)

BLOCOS	B9
As lado*	2,2
As lado* TQS	2,2
As malha**	0,6
As malha** TQS	3,15
As sup tot2*	0,94
As sup tot2* TQS	3,15
Asp fac*	1,2
Asp fac* TQS	1

Fonte: Elaboração própria, 2021

#### 7.4.5 Taxa de armadura

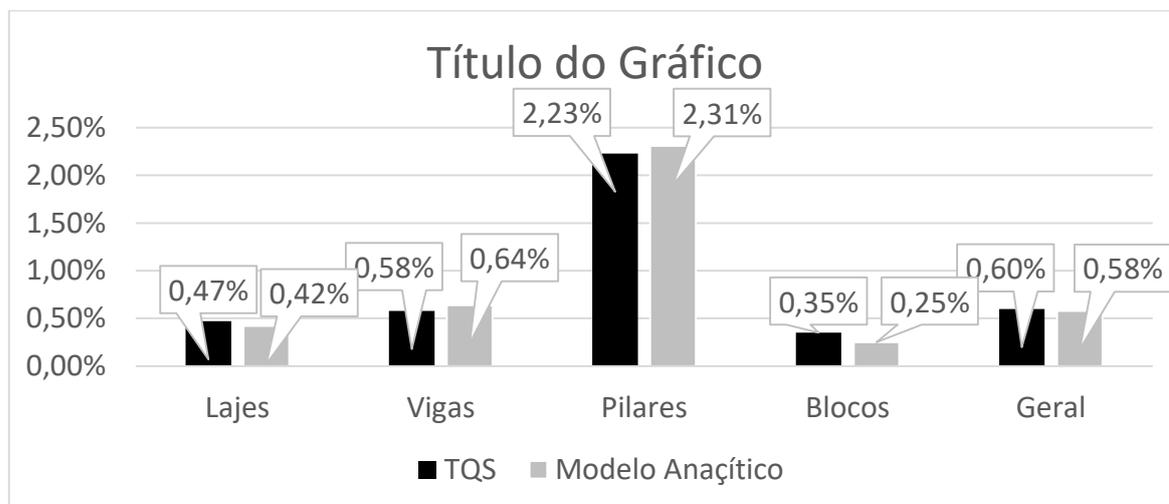
Para a obtenção do volume total de concreto utilizado nos blocos, é necessário a multiplicação da área da seção pela altura de cada bloco e assim somar todos eles. Esse volume é de 9,4 m<sup>3</sup> de concreto. Pelas tabelas de armaduras dos blocos, obteve-se um total de 260 Kg de aço, totalizando 331 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo TQS perante ao volume do concreto dos blocos é de 0,35%.

Somada as armaduras de todos os blocos, foi obtido um volume de 234 cm<sup>3</sup> de aço. Portanto a taxa de armadura gerada pelo modelo analítico perante ao volume de concreto dos blocos é de 0,25%.

#### 7.5 COMPARATIVO GERAL

Nos dois projetos foram utilizados a mesma quantidade de concreto, já que foram utilizadas as mesmas dimensões para todos elementos, um total de 52,7 m<sup>3</sup>. Já para o volume de aço, o projeto do TQS utilizou um total de 3154 cm<sup>3</sup>, com a taxa de armadura geral de 0,60%, e o projeto pelo modelo analítico 3060 cm<sup>3</sup>, com a taxa de armadura geral de 0,58%. Na figura 27, é mostrado a comparação das taxas de armaduras, separadas por elemento e o total.

Figura 27. Comparativo de taxas de armadura geradas no TQS e no modelo analítico



Fonte: Elaboração própria, 2021

## 8 CONCLUSÃO

Após todo o projeto estrutural concluído pelos dois modelos, obteve-se a conclusão que o programa TQS é uma excelente forma para o engenheiro civil ganhar tempo em seus projetos estruturais, visto que para fazer os cálculos pelo modelo analítico e desenhar os detalhamentos de todos os elementos, seja pelo uso de algum outro software de desenho arquitetônico como o Auto-Cad, ou manualmente como era feito em tempos antes dos computadores serem acessíveis como hoje, necessita-se muito tempo. Com o auxílio dos programas de dimensionamento, o engenheiro consegue um fluxo maior de projetos podendo realizar mais projetos em um espaço de tempo menor.

As taxas de armadura, com exceção dos blocos de fundação, tiveram uma coerência de resultados, com uma pequena discrepância inferior a 5% na taxa de armadura geral da edificação.

Porém, não basta dominar o programa sem dominar as normas vigentes no território onde será executada a estrutura. O programa algumas vezes aceita alguns erros construtivos, como por exemplo deslocamentos superiores ao limite normatizado, espaços sem armaduras que necessitam de uma armadura mínima e armaduras superdimensionadas gerando um custo maior para o orçamento. Portanto o engenheiro civil estrutural necessita ter um discernimento para operar o programa

de maneira correta, já que o desenvolvedor do programa não se responsabiliza tecnicamente por possíveis erros estruturais.

## REFERÊNCIAS

ALBUQUERQUE, Marcelo. Roma Antiga: para artistas, arquitetos e viajantes. Independently published, 2020.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6120**: Cargas para o cálculo de estruturas de edificações. Rio de Janeiro, 2000.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. **NBR 6123**: Forças devidas ao vento em edificações. Rio de Janeiro, 2013.

BASTOS, Paulo Sérgio dos Santos. **Blocos de Fundação**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017.

\_\_\_\_\_. **Pilares de concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017.

\_\_\_\_\_. **Vigas de concreto armado**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2017.

\_\_\_\_\_. **Lajes de concreto**. Bauru: Universidade Estadual Paulista, 2015.

FERREIRA, Tobias Ribeiro. **Planilha para capacidade de carga em fundação por estacas**. (2015) Disponível em: [http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/09/planilha-para-capacidade-de-carga-em\\_21.html](http://www.clubedoconcreto.com.br/2013/09/planilha-para-capacidade-de-carga-em_21.html). Acesso em: 25 mai. 2021

GIONGO, José Samuel. **Concreto arado: projeto de pilares segundo a NBR 6118:2003**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2008.

INSTITUTO FEDERAL DE EDUCAÇÃO, CIÊNCIA E TECNOLOGIA CATARINENSE. **Relatório sondagens a percussão: NBR 6484/2001**. (2012). Disponível em: <https://dap.ifc.edu.br/wp-content/uploads/sites/11/2014/06/RSPT-Relat%C3%B3rio-de-Sondagens-SPT-Brusque.pdf>. Acesso em: 25 mai. 2021

LEONHARDT, Fritz; MÖNNIG, Eduard. **Construções de concreto**. Rio de Janeiro: Editora Interciencia Ltda, 1977.

PINHEIRO, Libânio Miranda. **Fundamentos do Concreto e Projeto de Edifícios**. São Carlos: Universidade de São Paulo, 2007.

**ANEXO 1**











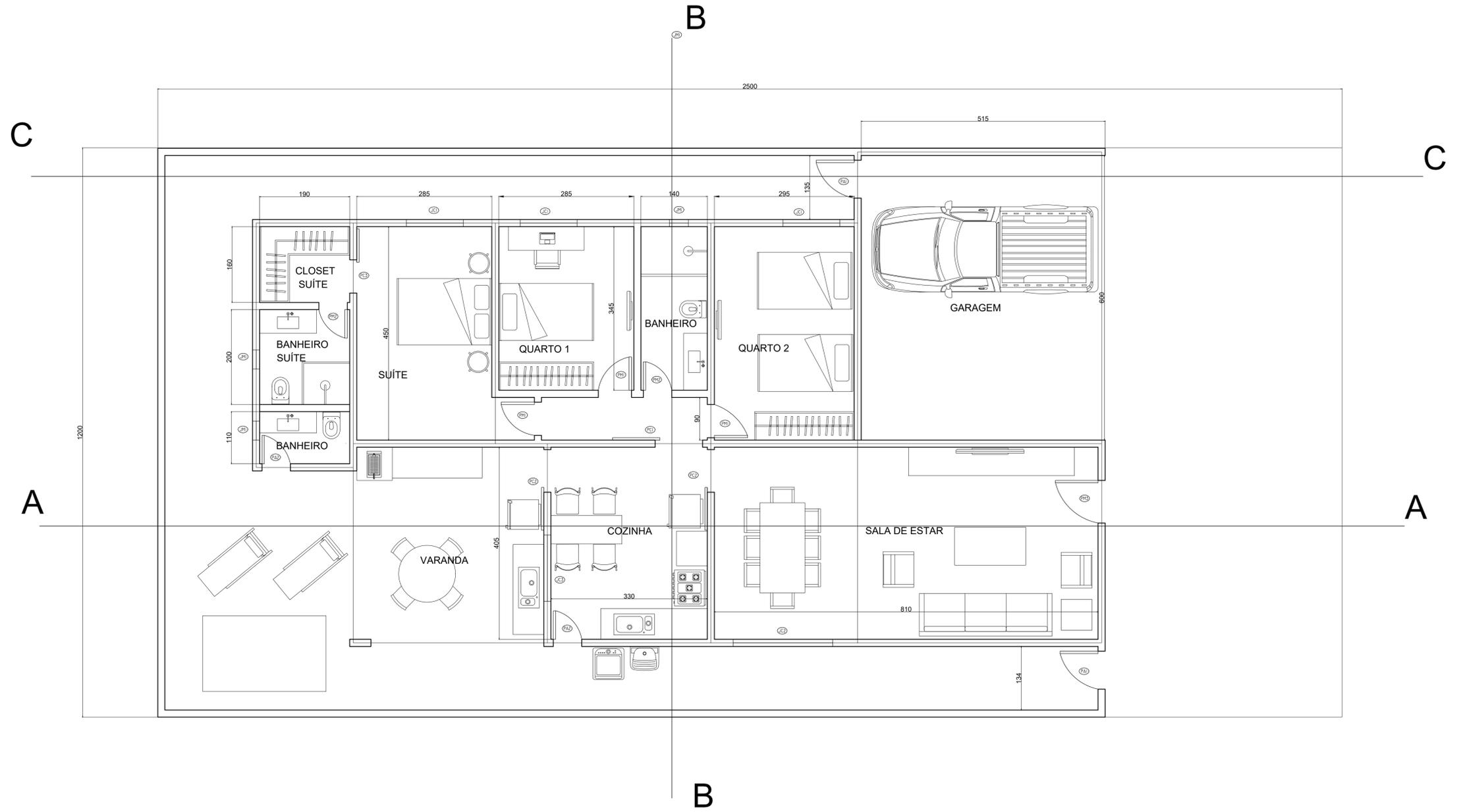




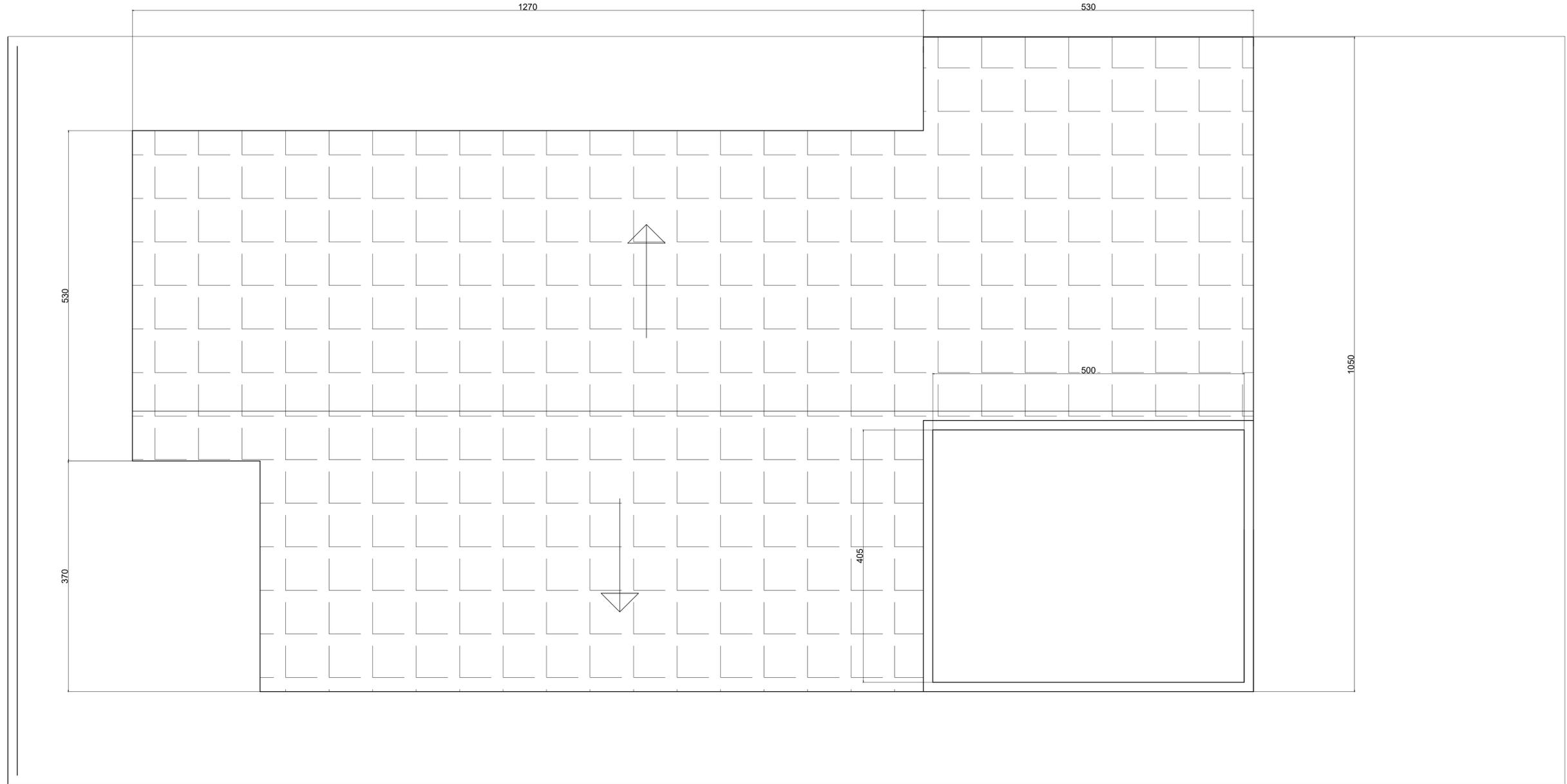




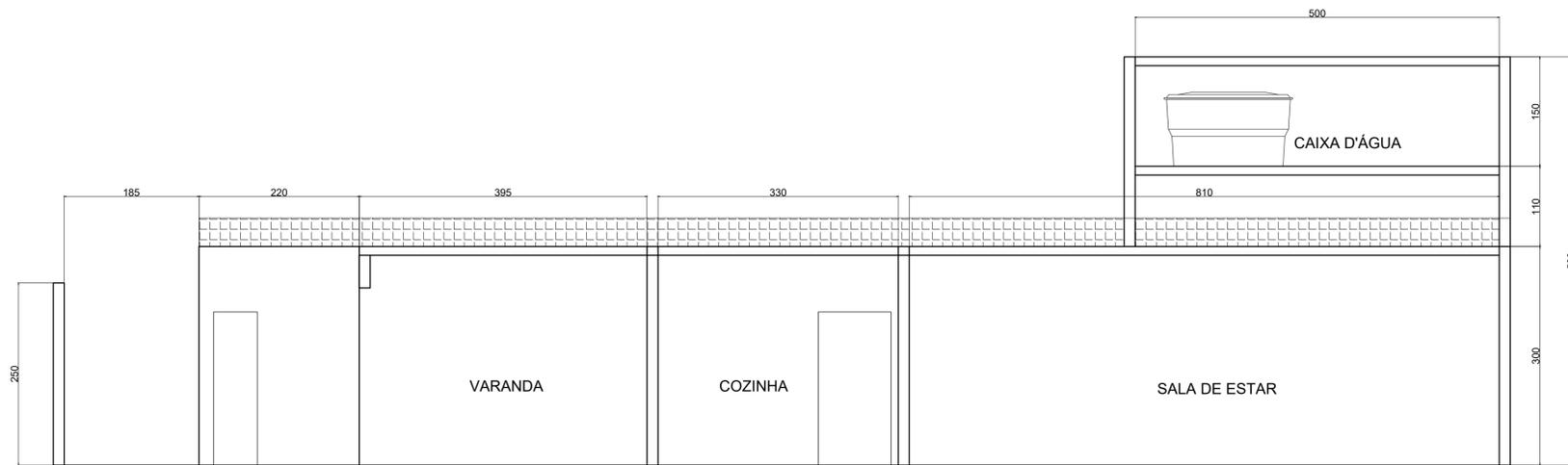
QUADRO DE ESQUADRIAS				
JANELAS				
ITEM	DIMENSÕES	QUANTIDADE	TIPO	MATERIAL
JC1	120x100/110	3	CORRER	REQUADRO ALUMÍNIO BRANCO C/ VIDRO INCOLOR
JC2	210x100/110	1	CORRER	REQUADRO ALUMÍNIO BRANCO C/ VIDRO INCOLOR (VENEZIANA)
JC3	140x100/110	1	CORRER	REQUADRO ALUMÍNIO BRANCO C/ VIDRO INCOLOR (VENEZIANA)
JM1	40x40/200	3	MAXIMIZAR	REQUADRO ALUMÍNIO BRANCO C/ VIDRO INCOLOR
PORTAS				
PC1	100x210	1	CORRER	MADERA
PM1	70x210	3	ABRIR	MADERA
PM2	60x210	2	ABRIR	MADERA
PM3	90x210	1	ABRIR	MADERA
PA1	80x210	2	ABRIR	ALUMÍNIO BRANCO
PA2	60x210	1	ABRIR	ALUMÍNIO BRANCO
PC2	90x210	1	CORRER	ALUMÍNIO BRANCO
PC3	70x210	1	CORRER	MADERA



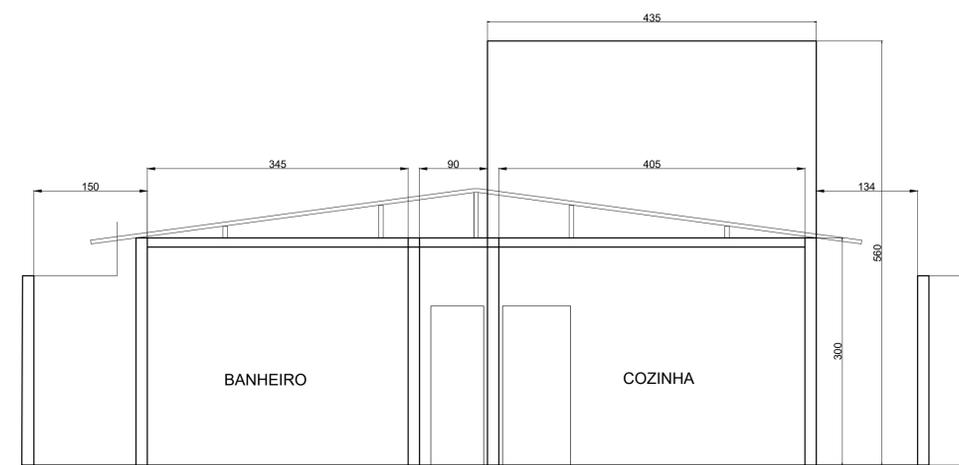
# PLANTA ARQUITETÔNICA



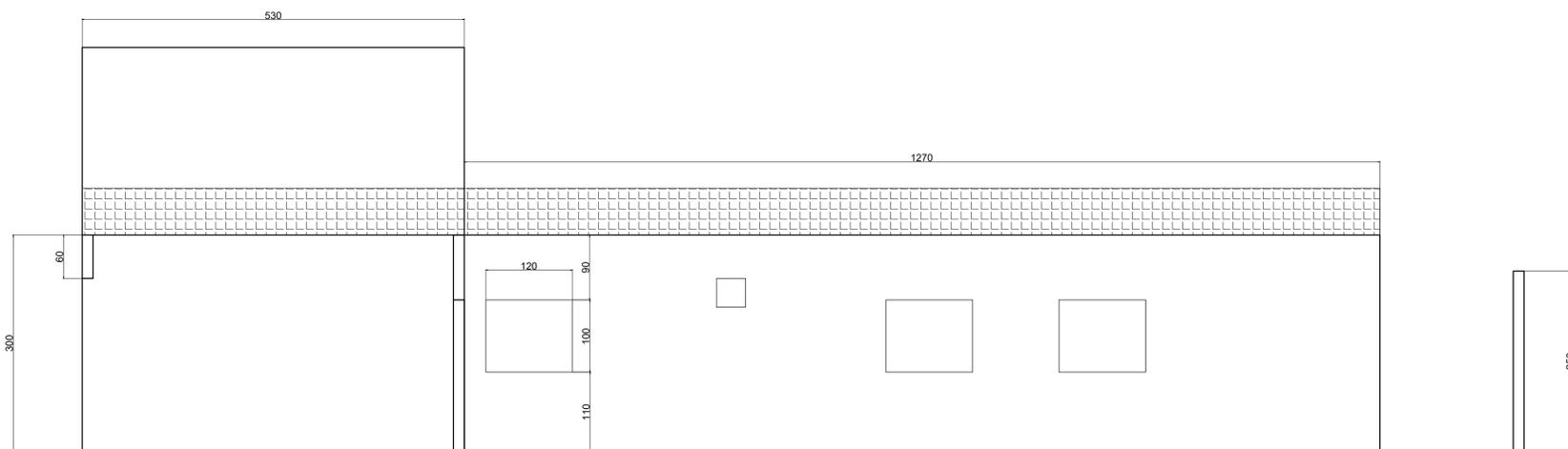
# PLANTA TELHADO



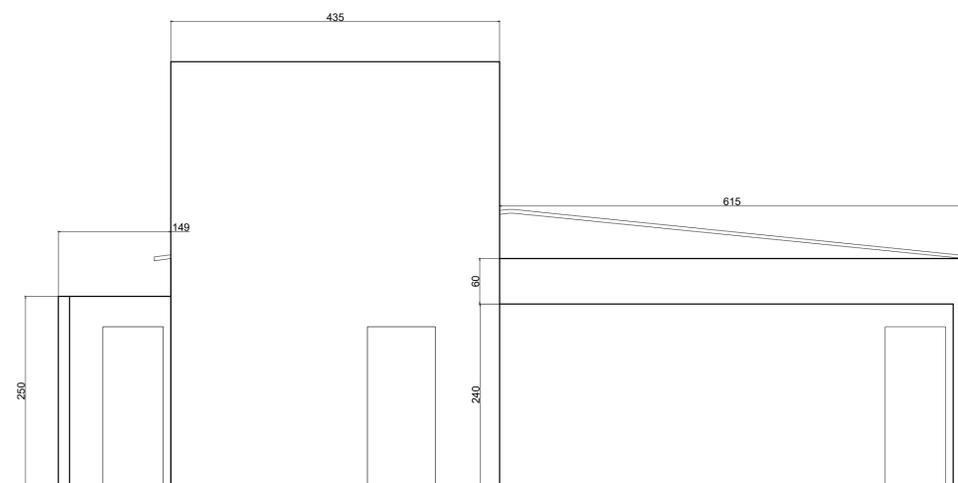
CORTE A-A



CORTE B-B



CORTE C-C



FACHADA FRENTE CASA