

**UNIVERSIDADE FEDERAL DO RIO GRANDE DO SUL  
ESCOLA DE ENGENHARIA  
DEPARTAMENTO DE ENGENHARIA CIVIL**

**Eduardo Carboni**

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL E PRÉ-MOLDADOS**

Porto Alegre  
novembro de 2018

**EDUARDO CARBONI**

**PROJETO ESTRUTURAL DE EDIFICAÇÃO RESIDENCIAL UNIFAMILIAR EM  
CONCRETO ARMADO CONVENCIONAL E PRÉ-MOLDADOS**

Trabalho de Diplomação apresentado ao Departamento de  
Engenharia Civil da Escola de Engenharia da Universidade Federal  
do Rio Grande do Sul, como parte dos requisitos para obtenção do  
título de Engenheiro Civil

**Orientador: Roberto Domingos Rios**

**Relator: João Ricardo Masuero**

Porto Alegre  
novembro 2018

## **AGRADECIMENTOS**

Agradeço primeiramente a Deus por ter me dado sabedoria, oportunidade e força sem as quais eu não poderia ter realizado esse trabalho.

Agradeço ao professor Roberto Domingo Rios, orientador desse trabalho, pela ajuda prestada ao longo deste trabalho, pelo tempo, pela experiência e pelo companheirismo dedicados ao longo do curso.

Agradeço ao professor João Ricardo Masuero, relator desse trabalho, pela ajuda prestada ao longo deste trabalho.

Agradeço a todos os professores da graduação pelo tempo dedicado e pela contribuição na construção do meu conhecimento.

Agradeço aos meus pais pelo tempo, dedicação e amor ao longo de minha criação. A todas as pessoas aqui citadas ou não meus mais sinceros agradecimentos.

## RESUMO

Esse trabalho versa sobre o projeto estrutural de uma residência unifamiliar de alto padrão localizada em Porto Alegre. A solução empregada para a estrutura são vigas e pilares em concreto armado e lajes pré-fabricadas em vigotas protendidas e a vedação da estrutura com tijolos cerâmicos.

A partir de um projeto arquitetônico preestabelecido são feitas as plantas de formas em que se definem as posições e as dimensões prévias dos elementos estruturais; concluída essa etapa é possível fazer o lançamento das cargas permanentes, variáveis devidas ao uso da estrutura de acordo com a NBR 6120/1980 e a carga variável de vento, de acordo como o método de cálculo para corpos paralelepípedicos descritos na NBR 6123/1988. A próxima etapa consiste em combinar os carregamentos de modo obter as cargas mais desfavoráveis e realizar o lançamento da estrutura em pórticos bidimensionais que são superpostos para que se obtenham as solicitações nos elementos. Com os resultados da análise estrutural é realizado o dimensionamento dos elementos de acordo os procedimentos de cálculo da NBR 6118/2014. Posteriormente as peças de concreto armado serão detalhadas. E as considerações finais sobre os resultados obtidos encerram o trabalho.

## **ABSTRACT**

This work is about a structural design of a house of high standard located in Porto Alegre. The solution used for the structure are beams and pillars in reinforced concrete and prefabricated slabs in prestressed joists. The walls are made of brick.

The positions and the dimensions of the structural elements were defined based in the architectural design; the next step is to calculate the permanent loads, live loads from the use of the structure according to the NBR 6120/1980 and wind load, according to the NBR 6123/1988. The next step is the structural analysis using two-dimensional frames to obtain the solicitations in the elements. With the results of analysis for each type of load are made the combinations to obtain the most unfavorable loads, and then made the design of the elements according to the calculation procedures of NBR 6118/2014. The last step is to detail the elements of reinforced concrete.

## LISTA DE FIGURAS

Figura 1-Cargas acidentais verticais em $\text{kN/m}^2$ (fonte: adaptado da NBR 6120/1980)	24
Figura 2-Ábaco para obtenção do coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência (fonte: NBR 6123/1988)	28
Figura 3-Isopletras (fonte: NBR 6123/1988)	30
Figura 4-Diagrama de momentos em vigas (fonte: elaborado pelo autor)	36
Figura 5-Forma de fundação sem escala (fonte: própria do autor)	38
Figura 6-Forma do entrepiso sem escala (fonte: própria do autor)	40
Figura 7-Forma de cobertura sem escala (fonte: própria do autor)	42
Figura 8-Forma casa de máquinas sem escala (fonte: própria do autor)	43
Figura 9-Ações atuantes na seção de uma viga (fonte: elaborado pelo autor)	46
Figura 10-Coeficiente k em função da vinculação (fonte: elaborado pelo autor)	51
Figura 11-Pórticos de contraventamento (fonte: elaborado pelo autor)	74

## LISTA DE TABELAS

Tabela 1-Cargas permanentes e sobrecarga na laje (fonte: elaborado pelo autor) ..	25
Tabela 2-Tabela de vigotas protendidas (fonte: Protensul).....	26
Tabela 3- Cargas permanentes nas vigas (fonte: elaborado pelo autor).....	27
Tabela 4-Valores dos cocientes e coeficientes (fonte: elaborado pelo autor) .....	29
Tabela 5-Parâmetros de cálculo para S2 (fonte: NBR 6123/1988) .....	32
Tabela 6-Cálculo do fator de rugosidade S2 (fonte: elaborado pelo autor) .....	33
Tabela 7-Valores de S3 (fonte: NBR 6123/1988) .....	33
Tabela 8-Resultados das forças atuantes na edificação (fonte: elaborado pelo autor) .....	34
Tabela 9-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas de fundação no ELU .....	37
Tabela 10-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas do entrepiso no ELU .....	39
Tabela 11-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas de cobertura no ELU .....	41
Tabela 12-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas da casa de máquinas no ELU.....	43
Tabela 13-Combinação de cargas mais desfavorável para o primeiro lance de pilares no ELU .....	44
Tabela 14-Combinação de cargas mais desfavorável para o segundo lance de pilares no ELU .....	45
Tabela 15-Combinação de cargas mais desfavorável para o terceiro lance de pilares no ELU .....	45
Tabela 16-Tabela 13.1 da NBR 6118/2014(fonte: NBR 6118/2014) .....	50
Tabela 17-Flecha nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor).....	53
Tabela 18-Flecha nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor).....	54
Tabela 19-Flecha nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor) .....	55
Tabela 20-Flecha nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor) .....	55
Tabela 21-Cargas permanentes nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor) .....	60
Tabela 22-Cargas permanentes nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor) .....	61

Tabela 23-Cargas permanentes nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)	62
Tabela 24-Cargas permanentes nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)	63
Tabela 25-Cargas permanentes nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)	64
Tabela 26-Cargas acidentais nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor)	65
Tabela 27-Cargas acidentais nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)	66
Tabela 28-Cargas acidentais nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)	67
Tabela 29-Cargas acidentais nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)	68
Tabela 30-Cargas acidentais nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)	69
Tabela 31-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)	70
Tabela 32-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)	71
Tabela 33-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)	71
Tabela 34-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)	72
Tabela 35-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)	73
Tabela 36-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)	73
Tabela 37-Cargas devidas ao vento nos pilares (fonte: elaborado pelo autor)	75
Tabela 38-Cargas devidas ao vento nos pilares (fonte: elaborado pelo autor)	75



## LISTA DE SÍMBOLOS

### Letras romanas maiúsculas

$A_s$  - Área de aço tracionada ( $\text{cm}^2$ ).

$A_s'$  - Área de aço comprimida ( $\text{cm}^2$ ).

$A_{sw}$  - Área da seção transversal dos estribos ( $\text{cm}^2$ ).

$C_a$  - Coeficiente de arrasto.

ELS - Estado limite de serviço.

ELU - Estado limite último.

$E_s$ : Módulo de elasticidade do aço tomado como 21000 ( $\text{kN/cm}^2$ );

$F_d$  - Valor de cálculo das ações de projeto para a combinação última.

$F_{G,ik}$  - Valor característico das ações permanentes diretas.

$F_{Q1,k}$  - Valor característico da ação variável principal na combinação última.

$F_{Qj,k}$  - Valor característico da ação variável secundária na combinação última.

$F_r$  - Fator rajada.

$H$  - Altura da edificação (m).

$I_1$  - Menor dimensão quando o vento incide na superfície de menor área e maior dimensão quando o vento incide na maior dimensão (m).

$I_2$  - Maior dimensão quando o vento incide na superfície de menor área e menor dimensão quando o vento incide na maior dimensão (m).

$L$  - Comprimento da peça (cm).

$M$  - Momento fletor ( $\text{kNm}$ ).

$M_A$  - O módulo do maior valor de momento na peça ( $\text{kNm}$ ).

$M_B$  - O módulo do menor valor de momento na peça com sinal positivo se tracionar a mesma face que o maior valor do contrário o sinal será negativo ( $\text{kNm}$ ).

$M_d$  - Momento de cálculo atuante na seção, no caso em questão serão os momentos obtidos nas combinações normais no estado limite último, para a situação mais desfavorável ( $\text{kNcm}$ ).

$M_{x \text{ topo}}$  - Momento fletor de topo do pilar na direção x ( $\text{kNm}$ ).

$M_{x \text{ base}}$  - Momento fletor de base do pilar na direção x ( $\text{kNm}$ ).

$M_{y \text{ topo}}$  - Momento fletor de topo do pilar na direção y ( $\text{kNm}$ ).

$M_{y \text{ base}}$  - Momento fletor de base do pilar na direção y ( $\text{kNm}$ ).

$N$  - Esforço normal ( $\text{kN}$ ).

$S_1$  - Fator topográfico.

$S_2$  – Fator de rugosidade.

$S_3$  – Fator baseado em conceitos probabilísticos.

$V_0$  – Velocidade básica de vento (m/s).

$V_c$  - Parcela resistida nas diagonais tracionadas pelo concreto, obtido na equação 12 (kN).

$V_k$  – Velocidade característica do vento (m/s).

$V_{Rd2}$  - Força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas (kN).

$V_{Rd3}$  - Força cortante resistente de cálculo das diagonais tracionadas (kN).

$V_{sw}$  - Parcela resistida nas diagonais tracionadas pelo aço, obtido na equação 13 para os casos de flexão simples e flexo tração em que a linha neutra está contida na seção (kN).

$Z$  – Cota acima do terreno (m).

### **Letras romanas minúsculas**

$b$  – Dimensão de uma peça estrutural segundo a direção do vento (m);

Largura da peça (cm).

$b_w$  - Largura da peça (cm).

$d$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura tracionada (altura útil), que é tomada como  $h-5$  centímetros no presente projeto quando as barras tracionadas estão dispostas em apenas uma camada (cm);

$d'$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura comprimida, que é tomada como 5 centímetros, para uma camada de armadura no presente projeto (cm);

$e'$  - Espessura (mm/ cm);

$e$  - Excentricidade na direção do momento (cm);

$e_{1, \text{mín}}$  - Excentricidade mínima de primeira ordem na direção considerada (cm).

$f_{cd}$ : Resistência característica do concreto à compressão minorada pelo fator  $\gamma_c$  que é tomado como 1.40 para solicitações normais no estado limite último (kN/cm<sup>2</sup>);

$f_{ck}$  - Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias (MPa).

$f_{ywd}$  - Tensão na armadura transversal limitada a resistência da armadura longitudinal (MPa).

$h$ - Altura da peça (cm).

$k$  - Coeficiente que varia de acordo com a vinculação do pilar.

$p$  – expoente da equação potencial da variação de  $S_2$ .

$q$  – Pressão dinâmica do vento ( $\text{N/m}^2$ ).

$s$  - Espaçamento entre estribos (cm).

$x$  - Altura da linha neutra (cm).

$y$ - Altura de equivalência estática entre o diagrama de tensões parabólico para retangular do concreto, que vale 0.8 da altura da linha neutra para concretos do grupo I.

### **Letras gregas**

$\alpha$  - Inclinação dos estribos ( $^\circ$ );

$\alpha_b$  - Fator que depende da forma do diagrama de momentos fletores de primeira ordem, para pilares de seção retangular ou quadrada; se os valores de momento calculados forem inferiores aos mínimos será tomado como 1.

$\alpha_c$  - Coeficiente de redução da resistência do concreto na compressão que para o grupo I ( $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ ) vale 0.85.

$\alpha_{v2}$  - Parâmetro de candle de alta.

$\gamma_{g,i}$  – Coeficiente de majoração de cargas permanentes.

$\gamma_{q,i}$  – Coeficiente de majoração de cargas variáveis.

$\epsilon_{cu}$  - Deformação última do concreto que vale 0.0035 para o grupo I no domínio 3 (‰).

$\lambda$  - Coeficiente de equivalência estática entre o diagrama parabólico e o retangular nas tensões de compressão que atuantes no concreto, e vale 0.8 para o grupo I ( $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ );

$\lambda'$  - Índice de esbeltez para pilares de seção retangular ou quadrada.

$\lambda_1$  - Valor limite de esbeltez compreendido no intervalo  $35 \leq \lambda_1 \leq 90$  para pilares medianamente esbeltos.

$\sigma_1$  - Tensão de escoamento do aço tracionado minorada pelo fator  $\gamma_s$  que é tomado como 1.15 para solicitações normais no estado limite último ( $\text{kN/cm}^2$ ).

$\sigma_2$  - Tensão do aço comprimido ( $\text{kN/cm}^2$ );

$\Psi_{0j}$  – Coeficiente de simultaneidade das ações variáveis no estado limite último.

$\Psi_{2j}$  – Coeficiente de simultaneidade das ações variáveis no estado limite de serviço.

## SUMÁRIO

<b>1 INTRODUÇÃO</b> .....	13
<b>2 DIRETRIZES DA PESQUISA</b> .....	16
2.1 QUESTÃO DE PESQUISA .....	16
2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA .....	16
2.2.1 OBJETIVO PRINCIPAL .....	16
2.2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS .....	16
2.3 PRESSUPOSTO .....	16
2.4 DELIMITAÇÃO .....	17
2.5 LIMITAÇÕES .....	17
2.6 DELINEAMENTO .....	17
<b>3 MODELAGEM</b> .....	19
<b>4 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO</b> .....	20
<b>5 PROJETO ARQUITETÔNICO</b> .....	22
<b>6 PLANTA DE FORMAS</b> .....	23
<b>7 ANÁLISE DE CARREGAMENTOS</b> .....	24
7.1 CARGAS VARIÁVEIS .....	24
7.2 CARGAS PERMANENTES .....	25
7.3 CARGA DE VENTO .....	27
7.4 COMBINAÇÕES DE CARGA .....	34
<b>8 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO</b> .....	46
8.1 DIMENSIONAMENTO AO CORTE .....	48
8.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES .....	50
<b>9 FLECHAS EM VIGAS</b> .....	53
<b>10 LAJES</b> .....	56
<b>11 CONSIDERAÇÕES FINAIS</b> .....	57
<b>REFERÊNCIAS</b> .....	58
<b>ANEXO</b> .....	59

## 1 INTRODUÇÃO

O concreto armado é um material amplamente utilizado na construção civil, sendo que seu uso se iniciou no século XIX. No começo o material foi empregado para a confecção de elementos simples, para posteriormente passar a ser utilizado na construção de passarelas, residências, edifícios e grandes obras. O concreto armado atual se diferencia bastante do usado no século XIX, pois as resistências dos materiais empregados nas primeiras experiências eram muito menores que a dos seus atuais constituintes. A melhora dos componentes e a facilidade na sua execução fazem com que ele seja amplamente utilizado nas edificações, principalmente em edifícios residenciais e comerciais.

Este trabalho propõe fazer o projeto estrutural de uma habitação unifamiliar, em concreto armado e pré-moldados de dois pavimentos com platibanda. A residência se localiza na cidade de Porto Alegre, em um condomínio residencial de alto padrão. A edificação é composta por cinco suítes, estar integrado com espaço gourmet, estar íntimo, lavabo, lavanderia, rouparia e garagem, totalizando 309 m<sup>2</sup> de área construída.

A superestrutura, pilares e vigas, foi executada em concreto armado, devido à sua viabilidade técnica e econômica. O concreto utilizado na estrutura (lajes, pilares e vigas) foi de 25 MPa, aço CA-60 para bitolas iguais ou inferiores a 6,3 milímetros e aço CA-50 para diâmetros superiores a 6,3 milímetros. As formas dos pilares e vigas, foram executadas em madeira. As paredes foram executadas em alvenaria de vedação, nas paredes externas foram utilizados blocos cerâmicos de 19x19x29 centímetros, e nas paredes internas blocos cerâmicos de 14x19x29 centímetros.

A solução adotada para as lajes, foi a utilização de vigotas protendidas, que se apoiam nas vigas. As vigotas normalmente são apoiadas na direção do menor vão de cada laje. Entre as vigotas, como forma e material de enchimento, foram colocadas tabelas cerâmicas. Devido as dimensões dos vãos presentes em residências, o escoramento de uma laje com vigotas pré-tensionadas é composto de apenas uma faixa de escoramento no ponto médio transversal à direção de apoio das vigotas. Sobre o conjunto vigotas e tabelas, foi executada uma capa de concreto com armadura de distribuição. A espessura desta última, e a área de aço a ser executada, foram propostas pelo fabricante dos elementos pré-moldados.

As vigotas protendidas foram adotadas pelas vantagens em relação a outras soluções para lajes, como lajes maciças, lajes com vigotas em concreto armado ou com vigotas treliçadas. Em relação à laje maciça, a escolha se deve ao fato não haver necessidade de formas em madeira ou metal e o número de escoras é muito menor nas estruturas pré-tencionadas, pois, as vigotas suportam as solicitações da estrutura durante a execução. As lajes maciças são mais vantajosas quando empregadas em obras com pavimentos tipo, dessa maneira o jogo de formas é reutilizado diversas vezes. Entretanto, nessa edificação os dois pavimentos são diferentes, e assim seriam necessários dois grupos de formas distintos, o que justifica o uso de vigotas.

Vigotas em concreto armado, para as mesmas dimensões da seção transversal que as vigotas protendidas cobrem vãos menores. O aço e o concreto empregados em sua fabricação são menos resistentes do que nas peças protendidas, dessa maneira, se tornam menos eficientes do que as vigotas pré-tensionadas. Por outro lado, as vigotas treliçadas são parcialmente concretadas, apresentando apenas uma fina camada de concreto na sua base, que garante o posicionamento da armadura, e o apoio às tabelas, sendo o restante da armadura aparente. Devido a isso, as peças apresentam baixa capacidade portante antes da cura do concreto. Por isso, precisam de escoras a cada 70 centímetros; o que aumenta o tempo de execução da laje, e inviabiliza a execução de quaisquer atividades no pavimento escorado.

Devido às vigotas protendidas terem a capacidade de cobrir vãos maiores, em relação a outros sistemas pré-fabricados (de mesmas dimensões transversais), por exigirem um baixo número de escoras, viabilizam a execução da laje em menos tempo. As vigotas protendidas se mostraram mais eficientes para essa obra, assim, justificando o seu uso.

Na cobertura foi executada uma laje regularizada, e sobre ela foi concebida a estrutura do telhado em madeira de eucalipto tratada através de pontaletes. A cobertura do telhado foi feita em telhas de fibrocimento, com 6 milímetros de espessura. Esse tipo de telha é mais leve em relação a outras soluções usualmente empregadas em residências, como telhas cerâmicas ou de concreto, o que exige uma estrutura menos robusta, e que pode ser executada em menos tempo. As telhas de fibrocimento têm baixo desempenho térmico e acústico, se comparadas as telhas cerâmicas ou de concreto. Contudo, o telhado foi executado sobre uma laje, garantindo um bom desempenho térmico e acústico. O telhado não é aparente, devido

à existência de platibanda. A estrutura possui apenas uma queda de água, a qual desagua numa calha de concreto armado impermeabilizado, e conduz a água da chuva até a tubulação pluvial.

## **2 DIRETRIZES DA PESQUISA**

As diretrizes do trabalho são descritas nos próximos itens.

### **2.1 QUESTÃO DE PESQUISA**

A questão de pesquisa do trabalho é: a partir de um projeto arquitetônico de uma habitação unifamiliar, qual seria uma alternativa viável de projeto estrutural em concreto armado para essa edificação?

### **2.2 OBJETIVOS DA PESQUISA**

Os objetivos da pesquisa estão classificados em principal e secundário e são descritos a seguir.

#### **2.2.1 OBJETIVO PRINCIPAL**

O objetivo principal do trabalho é o dimensionamento e detalhamento da superestrutura de uma edificação residencial unifamiliar.

#### **2.2.2 OBJETIVOS SECUNDÁRIOS**

Os objetivos secundários do trabalho são a análise de cargas e as metodologias de dimensionamento e detalhamento de estruturas em concreto armado e pré-fabricados.

### **2.3 PRESSUPOSTO**

Esse trabalho tem por pressuposto que são verdadeiras e válidas as informações contidas nas seguintes normas para elaboração do trabalho apresentado:

- a) NBR 6118/2014 Projeto de estruturas de concreto.
- b) NBR 6120/1980 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações.
- c) NBR 6123/1988 Forças devidas ao vento em edificações.
- d) NBR 8681/2003 Ações e segurança nas estruturas.



## **2.4 DELIMITAÇÃO**

O trabalho se delimita a um projeto de uma edificação residencial unifamiliar de alto padrão, localizada no condomínio Terra Ville, na zona sul da cidade de Porto Alegre- RS.

## **2.5 LIMITAÇÕES**

São limitações do trabalho:

- a) Análise da estrutura no regime elástico linear.
- b) Não serão considerados efeitos dinâmicos na estrutura.
- c) Não será realizada análise e dimensionamento das fundações.
- d) Uso de vigas e pilares em concreto armado e lajes em pré-moldados protendidos.
- e) As seções das vigas se mantêm planas após a deformação.
- f) As peças para fins de análise estrutural serão representadas pelos seus eixos longitudinais.
- g) A análise da carga de vento será realizada de forma simplificada para corpos paralelepípedicos, de acordo com a NBR 6123/1988.
- h) Telhado com estrutura de madeira e telhas de fibrocimento, apoiado sobre laje serão considerados como carga não estando incluso no trabalho o seu dimensionamento.
- i) Dimensionamento utilizando softwares não comerciais disponíveis.

## **2.6 DELINEAMENTO**

A monografia será realizada através dos itens apontados abaixo, que estão representados no fluxograma de tarefas:

- a) Pesquisa bibliográfica.
- b) Concepção da estrutura.
- c) Lançamento de cargas.
- d) Análise da estrutura.
- e) Dimensionamento.
- f) Detalhamento.

- g) Análise dos resultados.
- h) Considerações finais.

A pesquisa bibliográfica é a primeira etapa desse trabalho, em que se busca o embasamento teórico necessário para o desenvolvimento de projetos estruturais em concreto armado. Contudo, ela é relevante para todos os pontos da monografia, uma vez que todos os processos são parametrizados pelas referências normativas consultadas nessa atividade.

A próxima etapa é a concepção da estrutura, que consiste em fazer o lançamento dos elementos estruturais. Primeiramente são lançados os pilares, depois as vigas e por último as lajes. As seções transversais dos elementos inicialmente são definidas pelo projetista. Entretanto, as dimensões finais de cada peça, são determinadas apenas no dimensionamento, onde se verifica se o que foi arbitrado inicialmente atende às solicitações; caso não atenda, o elemento deve ser modificado.

A determinação dos carregamentos é realizada com auxílio da NBR 6120/1980 e da NBR 6123/1988, o peso próprio dos elementos são determinados mediante seu volume e o peso específico do material empregado na sua execução. Posteriormente à determinação das cargas atuantes são feitas as combinações de cargas em concordância com a NBR 8681/2003, sendo adotado o resultado mais desfavorável à estrutura. A modelagem da estrutura é feita em etapas com auxílio do software Ftool; a partir disso são obtidas as solicitações nos elementos das estruturais.

Conhecidas as solicitações, é realizado o dimensionamento das peças no estado limite último e também são aferidos os comportamentos da estrutura no estado limite de serviço, do ponto de vista das deformações excessivas para as vigas. Os cálculos são realizados mediante planilhas desenvolvidas pelo autor. Finalizado o dimensionamento, é realizado o detalhamento da armadura de cada elemento. A última etapa são as considerações finais sobre os resultados obtidos.

### 3 MODELAGEM

A modelagem correta de uma estrutura é essencial, pois o dimensionamento dos elementos é realizado de acordo com os dados obtidos nesse estudo. Para a obtenção das solicitações as vigas e os pilares são lançados como pórtico bidimensional. Dessa forma, é observado o comportamento das partes de maneira isolada, primeiramente na direção de um plano  $X\hat{O}Z$ , e posteriormente no plano  $Y\hat{O}Z$  (convencionando os eixos X e Y locados em um plano horizontal e o eixo Z perpendicular à superfície formada pelos outros dois eixos). Após a análise em cada plano, é feita a superposição das soluções obtidas, de modo a ser obtido um comportamento semelhante ao global do conjunto. A estrutura é considerada como sendo composta por elementos lineares (vigas e pilares), para que se obtenham as solicitações nas peças. Para análise dos componentes do pórtico de maneira linear são necessários os pressupostos de que a seção se mantém plana após a deformação, a representação das peças por seus eixos longitudinais e que seu comprimento é limitado ao centro geométrico de seus apoios.

A vinculação da estrutura à fundação é considerada como engastada nos dois planos de análise dos pórticos; esse tipo de apoio foi adotado para que se obtenham os momentos nas fundações. Com esses dados e um ensaio que se adeque ao solo do local da construção (SPT, rotativa, CPT ou outro) seria possível fazer o dimensionamento das fundações. Os apoios de vigas sobre pilares são considerados como apoios diretos bem como quando há engastes. Os apoios de vigas sobre vigas são considerados como apoios de segunda ordem indiretos e a reação na viga que apoia deve ser considerada como uma carga concentrada que atua no encontro dos eixos longitudinais dos elementos.

As cargas de vento que atuam na superfície, para fins de análise estrutural, são distribuídas de acordo com a área de influência de cada pilar da superfície sob a qual o fenômeno incide diretamente.

#### 4 DESCRIÇÃO DA EDIFICAÇÃO

A obra em análise no trabalho é uma residência unifamiliar de alto padrão com dois pavimentos, que se situa no condomínio Terra Ville na zona sul de Porto Alegre. A casa foi executada em terreno plano em campo aberto e com lagos próximos. Nos arredores existem habitações de mesmo porte. As fundações são consideradas como superficiais apenas para descrição da obra, para o real dimensionamento das fundações é necessário um ensaio no solo para que se conheçam seus parâmetros geotécnicos e características granulométricas, e se possa dimensionar as fundações.

No térreo é executado contra piso em concreto e com armadura apenas para o controle de fissuração, ao concreto deve ser adicionado aditivo hidrofugante. Sobre a laje do segundo pavimento é executado um contra piso com 5 centímetros de espessura não armado, na entrada de cada ambiente deve ser colocada uma junta de dilatação com EPS de espessura igual à 1 centímetro. O revestimento do piso é em porcelanato (espessura de 11 milímetros) nos dois pavimentos. As paredes dos banheiros, cozinha e lavanderia também são revestidas em porcelanato.

Posteriormente se inicia a execução da alvenaria de vedação em blocos cerâmicos. Os blocos das paredes externas têm dimensões de 19x19x29 centímetros e das paredes internas 14x19x29 centímetros. Após a execução da alvenaria são concretados os pilares do primeiro pavimento. A última fiada de alvenaria e o topo dos pilares concretados devem estar nivelados para que se inicie a colocação das formas das vigas. Após a colocação das formas é colocado EPS de alta densidade com espessura mínima de 3 centímetros no fundo de todas as formas que estão sobre paredes. Posteriormente são colocadas as respectivas armaduras de cada elemento. Esse procedimento é adotado para garantir que não haja transferência de carga para a alvenaria. A utilização do EPS implica na necessidade de colocação de telas stuck na face externa dos elementos do perímetro da edificação para garantir a aderência do revestimento na região do EPS. As vigas dos pergolados são executadas utilizando formas de compensado naval, pois são em concreto aparente. Os pergolados internos são cobertos com vidro temperado de 8 milímetros de espessura.

A próxima etapa é a colocação das vigotas na direção indicada na planta de formas que são apoiadas sobre os painéis das vigas e chegam até a metade da largura das vigas; o espaçamento entre os elementos da laje são determinados pela largura das tabelas cerâmicas. Concluída a montagem da laje é colocada a armadura

de distribuição recomendada pelo fabricante. Na metade do vão perpendicular a direção das vigotas de cada laje é colocada uma faixa de escoras metálicas que devem ser ajustadas em um nível superior ao dos painéis, essa diferença de nível é denominada de contra flecha e é informada pelo distribuidor dos elementos protendidos. Os tetos são de gesso liso em placas, dessa maneira não há revestimento argamassado nos tetos. Todas as paredes são revestidas em argamassa de cimento, cal e areia com 2 centímetros de espessura em áreas externas e internas.

O modelo de execução deve ser repetido para os dois pavimentos. Na execução das vigas que não estão sobre alvenaria o escoramento é de 70 centímetros entre as escoras metálicas. Para execução da platibanda as vigotas das lajes são prolongadas em 70 centímetros além das vigas ficando com um trecho em balanço. Nas lajes em que não é possível prolongar as vigotas da laje foram colocadas vigotas que ficam 113 centímetros para parte interna e se apoiam sobre uma viga chata e a que limita o corpo da edificação, sendo necessário escoramento nas duas extremidades, na parte interna uma faixa de escoras metálicas e na parte externa escoras de madeira no máximo a 45 graus em relação ao plano das paredes a cada duas vigotas. Nos trechos da laje em balanço é colocada armadura negativa ancorada na laje. Posteriormente sobre os trechos em balanço são erguidas paredes com 105 centímetros de altura utilizando blocos cerâmicos nas dimensões 14x14x29 centímetros e sobre a parede é executada uma viga de amarração com 15 centímetros de altura e 14 centímetros de largura, totalizando 120 centímetros que é a altura prevista para a platibanda.

Sobre a laje da cobertura é executada a estrutura do telhado que deve ter inclinação de no mínimo 10%. A estrutura do telhado é executada em sarrafos de eucalipto com 2,5x7 centímetros que são dispostos em pontaletes a cada 70 centímetros na largura das telhas e a cada 200 centímetros na direção do comprimento das folhas. Unindo os pontaletes na direção da queda de água do telhado estão os banzos superiores da estrutura e na transversal as terças em que se fixam as telhas. Na laje de cobertura é executada a casa de máquinas, no local há duas caixas de água com capacidade de 1000 litros cada, um pressurizador e oito condensadoras de ar condicionado que estão previstas em projeto.

## **5 PROJETO ARQUITETÔNICO**

Com base no projeto arquitetônico apresentado no anexo, é feita a concepção estrutural que consiste na locação dos pilares e vigas, e a divisão das lajes em planta.

## **6 PLANTA DE FORMAS**

Na planta de formas são apresentados os elementos estruturais e suas nomenclaturas e dimensões que podem não ser as finais, mas sim de pré-dimensionamento para o cálculo do peso próprio da estrutura e obtenção das solicitações, e apenas na etapa de dimensionamento são verificadas se as dimensões pré-definidas são adequadas.

A planta de formas é realizada partindo das seguintes diretrizes: os pilares sempre têm uma de suas dimensões fixadas pela largura da alvenaria adjacente; as larguras das vigas são as mesmas da alvenaria que está em contato com a viga (exceto nos pergolados); o projeto arquitetônico não deve sofrer alterações devido às necessidades estruturais. As plantas de forma de cada pavimento são apresentadas no anexo.

## 7 ANÁLISE DE CARREGAMENTOS

Segundo a NBR8681/2003, as ações atuantes na estrutura podem ser de três naturezas: permanentes, variáveis e excepcionais. As permanentes são classificadas em diretas que são o peso próprio da estrutura, elementos construtivos permanentes, equipamentos fixos e o empuxo gerado por massas de solo que não serão removidas; e as indiretas como protensão, recalques e retrações dos materiais. Por outro lado, as variáveis são classificadas em normais que são ações com grande probabilidade de ocorrência durante a vida útil da estrutura, desse modo devem ser consideradas na estrutura, como cargas de vento e cargas devidas ao uso da edificação; as especiais são ações que devem ser consideradas em estruturas específicas, como sismos ou cargas acidentais de natureza ou intensidade especiais. As ações excepcionais são devidas a explosões, impactos contra estrutura entre outras.

### 7.1 CARGAS VARIÁVEIS

As cargas variáveis devidas ao uso da edificação são normatizadas pela NBR 6120/1980. A ação do vento é considerada de acordo com as diretrizes da NBR 6123/1988. O procedimento de cálculo da carga que incide sobre a edificação é descrito no item a seguir.

11 Edifícios residenciais	Dormitórios, sala, copa, cozinha e banheiro Despensa, área de serviço e lavanderia	1,5 2
---------------------------	---	----------

Figura 1-Cargas acidentais verticais em  $kN/m^2$  (fonte: adaptado da NBR 6120/1980)

Os valores da figura 1 foram obtidos a partir da NBR 6120/1980 e são expressos em  $kN/m^2$ . De acordo com o uso de cada cômodo são empregados os respectivos valores para as ações variáveis.

Devido ao fato que as lajes são apoiadas em duas vigas, a obtenção dos carregamentos nas vigas se dá pelo produto de metade da área da laje pelo valor da carga acidental vertical que consta na NBR 6120/1980 que é de  $1,5 kN/m^2$ ; o resultado deve ser dividido pelo comprimento da peça. Desse modo são calculadas as cargas nas vigas devido aos carregamentos da NBR 6120/1980. Os lançamentos dos pórticos submetidos às ações variáveis permitem obter as solicitações nas vigas e nos pilares.



## 7.2 CARGAS PERMANENTES

Nesse projeto são consideradas apenas as ações permanentes diretas, uma vez que as os carregamentos permanentes indiretos como a retração no concreto armado podem ser desconsiderados e os efeitos da protensão nas vigotas já foram considerados pelo fabricante no seu dimensionamento. Portanto, a carga de catálogo do fornecedor já considera as perdas por retração e fluência do concreto e por relaxação do aço. Os carregamentos permanentes diretos da edificação são o peso próprio da estrutura em concreto armado, a alvenaria de vedação, o revestimento das paredes, o peso das lajes, o contra piso sobre as lajes, o revestimento em porcelanato no piso e nas paredes de áreas úmidas (exceto as paredes do lavabo), estrutura do telhado e reservatório de água fria. Os pesos específicos de cada material a serem considerados estão descritos na NBR 6120/1980, caso algum material não seja abordado pela norma as informações devem ser obtidas através dos fornecedores.

A primeira etapa para obter os carregamentos permanentes consiste no cálculo das cargas nas lajes. No projeto em questão há apenas um valor de carregamento para lajes, pois no projeto de formas se optou por não serem executadas paredes sobre lajes e os usos das lajes são iguais, logo as sobrecargas também são iguais. Os revestimentos e espessuras de contra piso são iguais para todos os cômodos. O valor do peso por metro quadrado de laje é expresso na tabela 1.

*Tabela 1-Cargas permanentes e sobrecarga na laje (fonte: elaborado pelo autor)*

Componentes	Específico	(kN/m <sup>2</sup> )
Carga acidental vertical NBR 6120/1980	Quarto, Sala, Banheiro	1.5
Contra piso e=5 cm	21 kN/m <sup>3</sup>	1.05
Porcelanato/Cerâmica (11 mm)	18 kN/m <sup>3</sup>	0.2
Total		2.75

Com o valor da carga por metro quadrado de laje desconsiderando seu peso próprio podemos consultar na tabela 2 do fabricante para o dimensionamento das lajes. As dimensões das vigotas, do material de enchimento e da capa de concreto são as mesmas para todas as lajes, padronizando as dimensões, dessa maneira se torna mais fácil o controle da execução.

Tabela 2-Tabela de vigotas protendidas (fonte: Protensul)

composição			Peso Próprio (Kgf/m <sup>2</sup> )	Consumo de Concreto (m <sup>3</sup> /m <sup>2</sup> )	Vãos máximos (cm)								
enchimento	arranjo	altura (cm)			Carga Adicional Total (Kgf/m <sup>2</sup> )								
					100	200	250	300	400	600	800	1000	1500
cerâmica	simples	13 (9+4)	204	0,054	680	585	550	520	470	405	360	330	275
		16 (12+4)	218	0,054	775	670	630	600	545	470	420	380	320
		20 (16+4)	255	0,064		750	710	675	620	535	480	440	370
	duplo	13 (9+4)	227	0,058		700	660	625	570	495	440	400	335
		16 (12+4)	252	0,063			750	715	655	570	510	465	390
		20 (16+4)	301	0,079					740	645	585	535	450
eps	simples	16 (12+4)	168	0,054		710	665	625	565	485	430	390	325
		20 (16+4)	192	0,064			755	715	650	555	495	450	375
		25 (20+5)	242	0,084					725	630	560	515	430
	duplo	16 (12+4)	212	0,063				740	675	580	520	475	395
		20 (16+4)	251	0,079					765	665	595	545	455
		25 (20+5)	315	0,106						745	670	615	520

- **Escoramento:** Para vãos até 6m, usar no mínimo 1 linha de escoras. Para vãos acima de 6m, usar no mínimo 2 linhas de escoras.
- **Carga Adicional Total:** cargas acidentais + cargas permanentes + cargas de paredes. Obs.: não adicionar o peso próprio da laje.
- **Peso Próprio:** peso das vigotas + peso dos elementos de enchimento + peso do capeamento.
- **Dimensionamento:** consideram-se as lajes como simplesmente apoiadas nas vigas (AA). Caso haja a possibilidade de engastamento entre lajes e vigas (EA ou EE), haverá redução no dimensionamento. Neste caso, consultar o Departamento Técnico da Protensul.

A carga adicional de entrada na tabela é de 300 kgf/m<sup>2</sup>, enchimento cerâmico e arranjo simples nas vigotas (uma vigota intercalada a uma tavela, para cargas mais elevadas pode ser empregado o arranjo duplo, composto por duas vigotas adjacentes e uma tavela repetidamente até cobrir o vão da laje). O vão máximo a ser coberto na edificação é de 5.05 metros na laje 6 de cobertura que tem suas vigotas prolongadas até o limite da platibanda. A partir desses dados se pode observar que a laje com altura de 13 centímetros atende às necessidades da edificação. A altura do elemento é composta por 9 centímetros do conjunto vigotas e tavelas e 4 centímetros de espessura da capa de concreto. Essa laje tem peso próprio de 204 kgf/m<sup>2</sup>, que deve ser somado à carga da tabela 1 descontada da carga acidental para que sejam determinadas as cargas permanentes nas vigas.

As cargas nas vigas são obtidas considerando o somatório dos carregamentos transferidos pelas lajes, peso de paredes, revestimento argamassado, revestimento de paredes em porcelanato, reação de apoio de vigas, reação de apoio de pilares (no

caso de vigas de transição) e peso próprio. As solicitações geradas nos pilares pelos carregamentos permanentes são obtidas pelo lançamento dos pórticos bidimensionais submetidos aos carregamentos permanentes nos elementos.

As cargas permanentes que podem estar atuando nas vigas nesse projeto são compostas de acordo com a tabela 3. Os carregamentos em cada viga de acordo com a sua natureza estão disponíveis para consulta no anexo.

*Tabela 3- Cargas permanentes nas vigas (fonte: elaborado pelo autor)*

Material	Peso específico NBR 6120/1980 (kN/m <sup>3</sup> )	(kN/m <sup>2</sup> )
Peso próprio das lajes	Dado fornecido pelo fabricante na tabela 3	2.04
Contra piso e= 5 cm (argamassa de cimento e areia)	21	1.05
Porcelanato/Cerâmica e= 11 mm		0.20
Alvenaria 14 cm	13	1.82
Alvenaria 19 cm	13	2.47
Revestimento e=2 cm (argamassa de cimento, cal e areia)	19	0.38
Vidro e= 8 mm	26	0.21
Concreto armado	25	Variável

### **7.3 CARGA DE VENTO**

A avaliação da carga de vento é abordada de maneira simplificada. O método de cálculo para as ações são os descritos na NBR 6123/1988, considerando que a edificação é paralelepípedica com aberturas impermeáveis, contemplando a situação de cálculo em que o vento incide a zero e a noventa graus em relação à edificação. Como convenção o vento zero graus é o que incide paralelamente à direção da maior dimensão da edificação e o vento a noventa graus o que incide perpendicularmente.

Para que se obtenham as cargas de vento são necessários o coeficiente de arrasto, a pressão dinâmica e área da superfície que o vento incide. O coeficiente de arrasto é obtido através da figura 2.

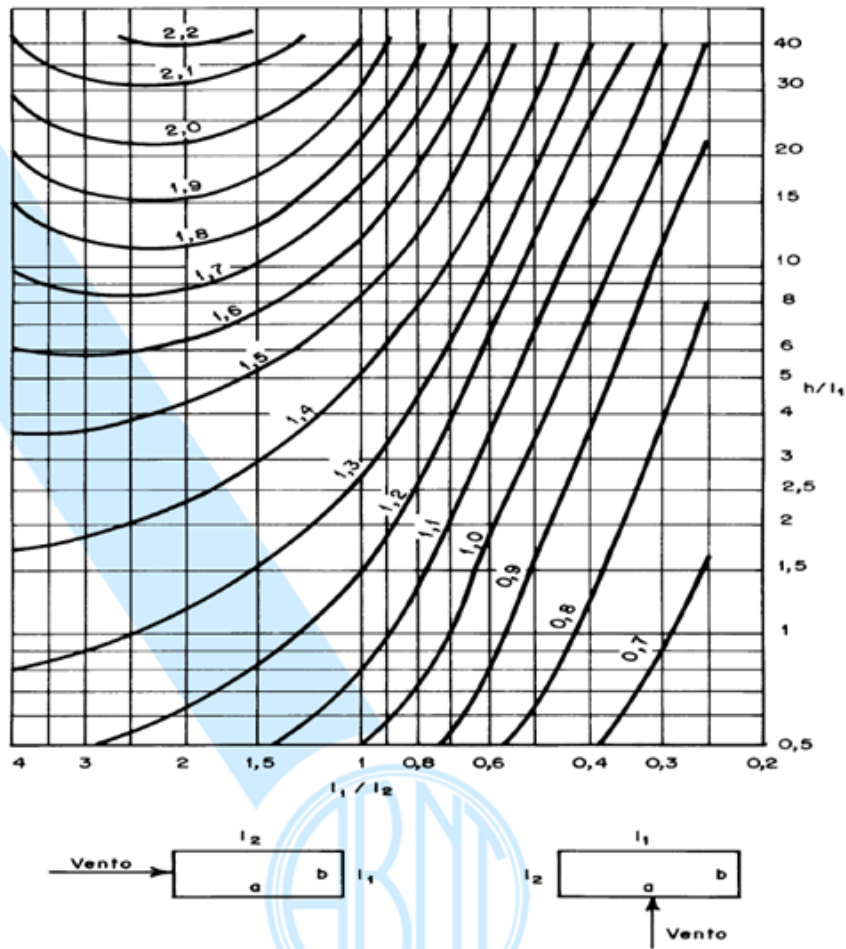


Figura 2-Ábaco para obtenção do coeficiente de arrasto para vento de baixa turbulência (fonte: NBR 6123/1988)

As dimensões de comprimento, largura e altura da edificação são 18,90 metros, 8 metros e 7,10 metros respectivamente. Os dados de entrada no ábaco da figura 2 são as relações entre as dimensões do corpo de acordo com direção que o vento incide, para os casos em que o vento atua sobre o plano de menor área e no plano de maior área, bem como os resultados são apresentados na tabela 4.

Tabela 4-Valores dos cocientes e coeficientes (fonte: elaborado pelo autor)

<b>Incidência</b>	<b>Menor dimensão</b>	<b>Maior dimensão</b>
<b>I<sub>1</sub></b>	8	18.9
<b>I<sub>2</sub></b>	18.9	8
<b>h</b>	7.1	7.1
<b>I<sub>1</sub>/I<sub>2</sub></b>	0.42	2.36
<b>h/I<sub>1</sub></b>	0.89	0.38
<b>Coeficiente de arrasto</b>	0.75	1.2

O coeficiente de pressão dinâmica é obtido através da equação 1.

$$q = 0.613V_k^2 \quad (1)$$

Em que,

q: Pressão dinâmica do vento (N/m<sup>2</sup>);

V<sub>k</sub>: Velocidade característica obtida na equação 2 (m/s);

$$V_k = V_o S_1 S_2 S_3 \quad (2)$$

Em que,

V<sub>k</sub>: Velocidade característica obtida na equação 2 (m/s);

S<sub>1</sub> – Fator topográfico;

S<sub>2</sub> – Fator de rugosidade;

S<sub>3</sub> – Fator baseado em conceitos probabilísticos;

O valor da velocidade de referência é obtido através do diagrama de isopletras que variam de acordo com a região em que se localiza a edificação e é apresentado na figura 3.

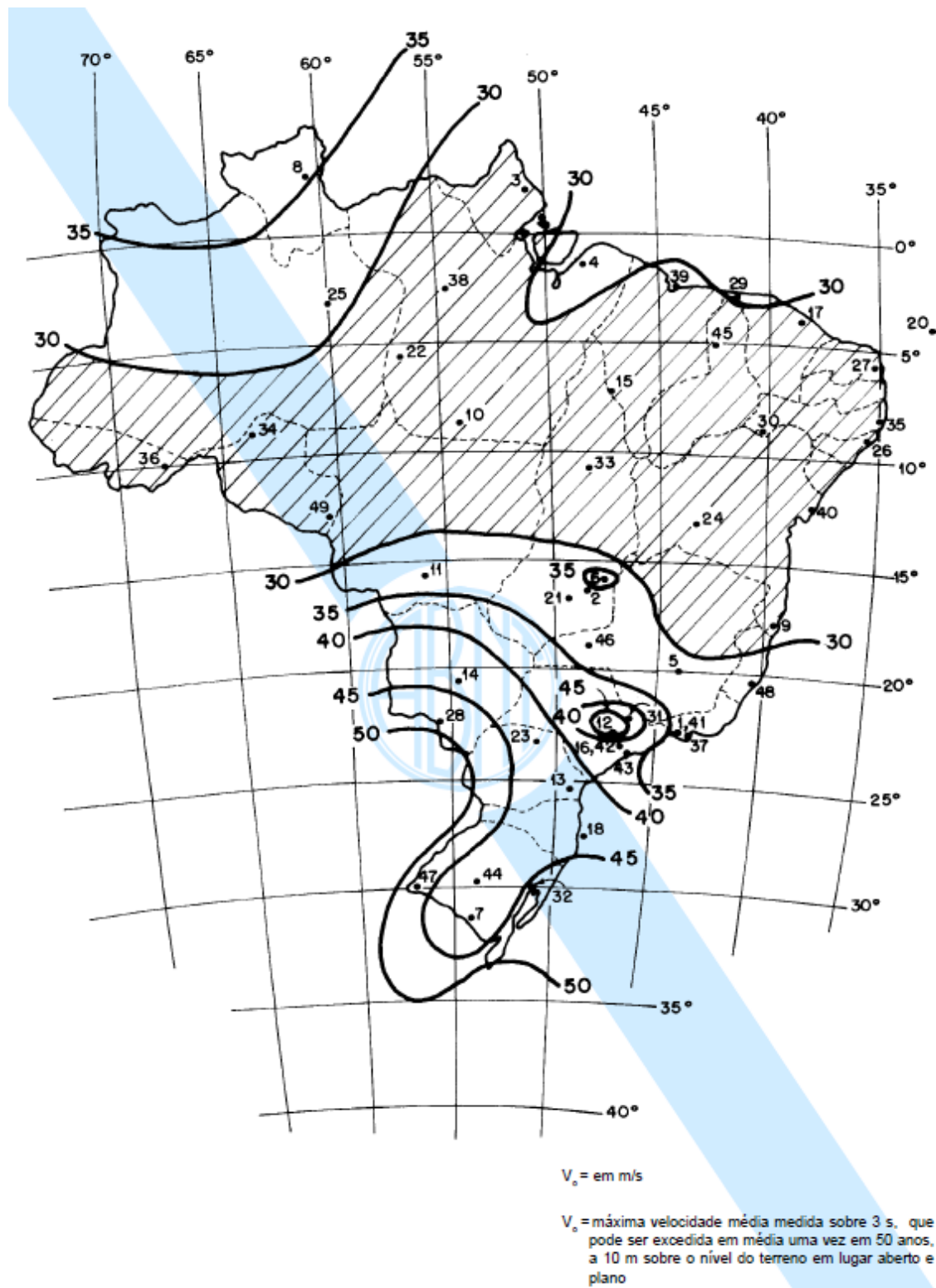


Figura 3-Isoplethas (fonte: NBR 6123/1988)

A edificação é localizada em Porto Alegre, portanto, o valor da velocidade de referência é de 45 m/s. O parâmetro  $S_1$  denominado de fator topográfico tem seu valor obtido de acordo com o relevo local onde são contemplados três casos: terrenos planos ou pouco acidentados que vale 1,0, morros e taludes deve ser calculado de acordo com a inclinação da superfície, da altura do maciço e da cota entre o ponto considerado e o nível do terreno, e para vales profundos protegidos do vento em qualquer direção vale 0,9. Como a residência está em terreno plano o valor de  $S_1$  é 1,0.

O fator  $S_2$  considera as dimensões da edificação e a rugosidade do terreno que é classificada em cinco categorias de acordo com a NBR 6123/1988:

Categoria 1: Superfícies lisas de grandes dimensões, com mais de 5 km de extensão, medida na direção e sentido do vento incidente, como mar calmo, lagos, rios e pântanos sem vegetação.

Categoria 2: Terrenos abertos em nível ou aproximadamente em nível, com poucos obstáculos isolados, tais como árvores e edificações baixas como zonas costeiras planas e pântanos com vegetação rala.

Categoria 3: Terrenos planos ou ondulados com obstáculos, tais como sebes ou muros, poucos quebra-ventos de árvores, edificações baixas e esparsas como casas de campo, fazendas com muros e subúrbios com casas baixas e esparsas.

Categoria 4: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos e pouco espaçados, em zona florestal, industrial ou urbanizada como zonas de parques com muitas árvores, cidades pequenas, subúrbios densamente construídos e áreas industriais.

Categoria 5: Terrenos cobertos por obstáculos numerosos, grandes, altos e pouco espaçados como florestas com árvores altas, centro de grandes cidades e complexos industriais bem desenvolvidos.

Como a habitação está em terreno plano, afastada do centro, com poucas obstruções e as demais edificações são baixas e esparsas pode ser classificada como pertencente a categoria 3.

Em relação as dimensões são divididas em três classes as quais são descritas abaixo de acordo com a NBR 6123/1988:

Classe A: Toda edificação na qual a maior dimensão horizontal ou vertical não exceda a 20 metros.

Classe B: Toda ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal esteja compreendida entre 20 e 50 metros.

Classe C: Toda ou parte da edificação para a qual a maior dimensão horizontal ou vertical da superfície frontal exceda 50 metros.

Como nenhuma dimensão horizontal ou vertical da edificação é superior a 20 metros a edificação se enquadra na classe A.

Para o cálculo do valor do fator de rugosidade  $S_2$  se utiliza a equação 3.

$$S_2 = bF_r \left(\frac{z}{10}\right)^p \quad (3)$$

Os valores de  $b$ ,  $F_r$  e  $p$  se obtêm com a entrada na tabela 5 abaixo, da NBR 6123/1988 com as categorias previamente determinadas para o fator  $S_2$ , relativo ao relevo em que se encontra a edificação e as suas dimensões, que são classe 3 e classe A respectivamente, e  $z$  é a altura da edificação em relação ao nível do terreno que é de 7,10 metros.

Tabela 5-Parâmetros de cálculo para  $S_2$  (fonte: NBR 6123/1988)

Categoria	$z_g$ (m)	Parâmetro	Classes		
			A	B	C
I	250	b	1,10	1,11	1,12
		p	0,06	0,065	0,07
II	300	b	1,00	1,00	1,00
		$F_r$	1,00	0,98	0,95
		p	0,085	0,09	0,10
III	350	b	0,94	0,94	0,93
		p	0,10	0,105	0,115
IV	420	b	0,86	0,85	0,84
		p	0,12	0,125	0,135
V	500	b	0,74	0,73	0,71
		p	0,15	0,16	0,175



Os valores de cada fator e o valor do parâmetro de rugosidade  $S_2$  estão na tabela 6. O valor de  $F_r$  é sempre o da categoria 2.

Tabela 6-Cálculo do fator de rugosidade  $S_2$  (fonte: elaborado pelo autor)

Fator de rugosidade $S_2$	
<b>b</b>	0.94
<b><math>F_r</math></b>	1
<b>Z</b>	7.1
<b>p</b>	0.1
<b><math>S_2</math></b>	0.91

O fator estatístico  $S_3$  leva em consideração o grau de segurança em relação a vida útil da edificação e tem seus valores determinados de acordo com a tabela 7.

Tabela 7-Valores de  $S_3$  (fonte: NBR 6123/1988)

Grupo	Descrição	$S_3$
1	Edificações cuja ruína total ou parcial pode afetar a segurança ou possibilidade de socorro a pessoas após uma tempestade destrutiva (hospitais, quartéis de bombeiros e de forças de segurança, centrais de comunicação, etc.)	1,10
2	Edificações para hotéis e residências. Edificações para comércio e indústria com alto fator de ocupação	1,00
3	Edificações e instalações industriais com baixo fator de ocupação (depósitos, silos, construções rurais, etc.)	0,95
4	Vedações (telhas, vidros, painéis de vedação, etc.)	0,88
5	Edificações temporárias. Estruturas dos grupos 1 a 3 durante a construção	0,83

Por se tratar de uma edificação residencial o valor do coeficiente é tomado como 1.

Obtidos os valores necessários para calcular a velocidade característica de acordo com a equação 2, e com seu valor é possível calcular a pressão dinâmica que atua na edificação, os resultados são apresentados na tabela 8.

Tabela 8-Resultados das forças atuantes na edificação (fonte: elaborado pelo autor)

<b>V<sub>0</sub> (m/s)</b>	45
<b>S<sub>1</sub></b>	1
<b>S<sub>2</sub></b>	0.91
<b>S<sub>3</sub></b>	1
<b>V<sub>k</sub> (m/s)</b>	40.95
<b>q (N/m<sup>2</sup>)</b>	1027.94
<b>Menor dimensão (m)</b>	8
<b>Maior dimensão (m)</b>	18.9
<b>Altura (m)</b>	7.1
<b>Menor área (m<sup>2</sup>)</b>	56.8
<b>Maior área (m<sup>2</sup>)</b>	134.19
<b>Ca menor dimensão</b>	0.75
<b>Ca maior dimensão</b>	1.2
<b>F<sub>MENOR</sub> (N)</b>	43790.3
<b>F<sub>MAIOR</sub> (N)</b>	165527.32

As cargas de vento que atuam na superfície para fins de análise estrutural são distribuídas nos pilares de acordo com a sua área de influência. As cargas distribuídas em cada um dos pilares estão disponíveis para consulta no anexo.

#### 7.4 COMBINAÇÕES DE CARGA

As combinações de carga são calculadas no estado limite último para dimensionamento das vigas e dos pilares e no estado limite de serviço quase permanente para calcular as flechas de acordo com o previsto na NBR 8681/2003. As equações de combinação para cada um dos estados são apresentadas abaixo.

Equação de combinação de cargas normais no estado limite último:

$$F_d = \sum_{i=1}^m \gamma_{gi} F_{Gi,k} + \gamma_q [F_{Q1,k} + \sum_{j=2}^n \psi_{0j} F_{Qj,k}] \quad (4)$$

Em que,

F<sub>d</sub>: Valor de cálculo das ações para a combinação última;

γ<sub>g,i</sub>: Coeficiente de majoração de cargas permanentes tomado como 1.4 para combinações últimas normais;

F<sub>G,ik</sub>: Valor das ações permanentes diretas;

$\gamma_{q,i}$  : Coeficiente de majoração de cargas variáveis tomado como 1.4 para combinações últimas normais;

$F_{Q1,k}$  : Valor da ação variável principal na combinação última;

$\Psi_{0j}$  : Coeficiente de simultaneidade das ações variáveis no estado limite último tomado como 0.6 quando a sobrecarga for a variável principal e o vento a secundária e igual a 0.5 no caso inverso;

$F_{Qj,k}$  : Valor das ações variáveis secundárias na combinação última;

Equação de combinação de cargas no estado limite de serviço para combinações quase permanentes (CQP):

$$F_{d,uti} = \sum_{i=1}^m F_{Gi,k} + \sum_{j=1}^n \psi_{2j} F_{Qj,k} \quad (5)$$

Em que,

$F_{G,ik}$  : Valor das ações permanentes diretas;

$\Psi_{2j}$  : Coeficiente de simultaneidade das ações variáveis no estado limite de serviço tomado como 0.3 para a sobrecarga e como 0.0 para as cargas de vento;

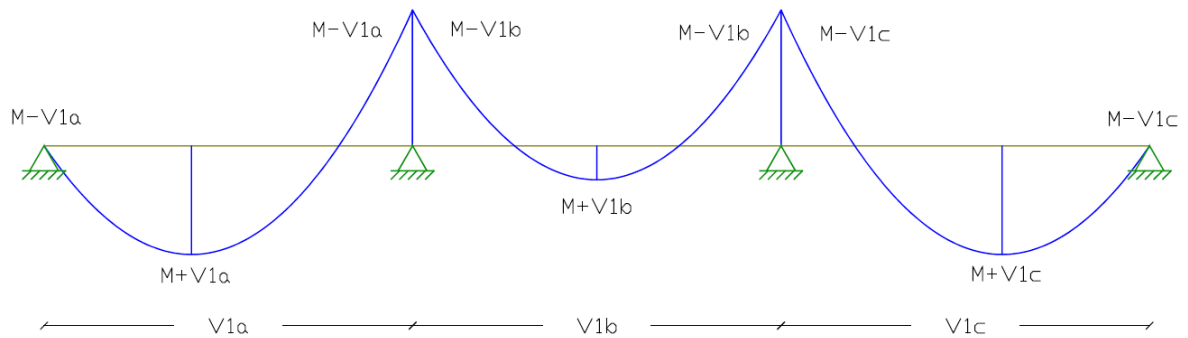
$F_{Qj,k}$  : Valor das ações variáveis secundárias na combinação última;

Para o estado limite último foram feitas quatro combinações de carga: uma que considera a sobrecarga como variável principal e vento incidindo paralelamente a maior dimensão da edificação como secundária (convencionada como zero graus); outra combinação em que o vento zero graus é a variável principal e a sobrecarga é secundária; a terceira em que a sobrecarga foi a variável principal e o vento na direção perpendicular à maior dimensão (convencionada de vento noventa graus) foi secundária; a quarta combinação em que o vento noventa graus foi a variável principal e sobrecarga foi secundária.

Para o estado limite de serviço as cargas de vento tem o coeficiente  $\psi_2$  nulo, então haverá apenas uma combinação que considera as cargas permanentes e a sobrecarga. Com os valores para cada combinação é empregado o maior resultado para cada viga e pilar. Para a primeira são obtidos os momentos extremos e intermediários que são adotados para o dimensionamento das peças de concreto armado; para os pilares são determinados os momentos fletores de base e de topo nas direções x e y e os esforços normais. Tais momentos obtidos nos pilares devem

ser comparados com os mínimos estabelecidos pela NBR 6118/2014, caso sejam maiores que esses eles são adotados para o dimensionamento, caso forem inferiores, os valores a serem utilizados são os mínimos.

Os valores das combinações para o pior caso no ELU e ELS são apresentados nas tabelas 9 a 15, que devem ser interpretadas de acordo com a figura 4, em que há uma viga contínua de três trechos a, b e c; sendo que cada segmento tem um momento a esquerda denominado M-, um momento central ou máximo inferior M+ e um momento a direita M-. A lógica de interpretação da tabela é que momentos negativos nas colunas M- têm sinal positivo do contrário têm sinal negativo. Na coluna M+ o modo de leitura é o mesmo.



*Figura 4-Diagrama de momentos em vigas (fonte: elaborado pelo autor)*

Tabela 9-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas de fundação no ELU

VIGAS DE FUNDAÇÃO	Vigas	Combinações ELU			
		Pior caso			
		M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)	V (kN)
V1a	0.00	0.00	27.64	65.21	
V1b	31.60	18.41	31.60	68.82	
V2a	3.57	2.54	3.57	12.69	
V2b	75.04	50.10	96.56	125.36	
V2c	149.60	87.98	136.71	151.57	
V3	1.82	1.04	1.82	9.15	
V4	0.00	3.44	0.00	1.53	
V5a	0.00	22.49	31.29	80.73	
V5b	29.96	20.22	39.61	80.73	
V6a	0.00	0.00	33.25	22.60	
V6b	3.01	2.16	3.01	25.82	
V7a	2.91	1.65	2.70	17.55	
V7b	2.70	3.60	5.99	16.73	
V8	62.30	47.71	84.78	69.95	
V9a	99.46	53.93	94.15	76.99	
V9b	81.07	52.64	80.23	84.63	
V10	0.00	16.18	0.00	12.69	
V11	0.19	0.69	0.69	3.10	
V11a	2.54	1.90	2.54	7.39	
V12a	0.00	11.50	19.12	61.89	
V12b	51.17	4.98	-26.53	73.51	
V12c	-26.53	26.54	0.00	30.48	
V13	0.00	36.51	0.00	3.19	
V14	20.48	11.65	24.23	36.23	
V15	0.00	31.70	0.00	4.65	
V16	0.00	17.35	28.71	35.09	
V17	38.50	22.00	38.50	44.10	
V18	0.57	0.58	0.57	2.83	
V19	6.15	4.19	0.00	12.81	
V20	4.58	2.78	0.00	13.63	
V21	2.58	1.62	2.58	9.14	



Tabela 10-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas do entrepiso no ELU

Vigas	Combinações ELU			
	Pior caso			
	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)	V (kN)
V1a	0.00	0.00	52.00	51.94
V1b	21.29	14.42	10.64	64.76
V2	0.00	6.15	0.00	5.42
V3	0.00	6.15	0.00	5.42
V4	0.00	6.15	0.00	5.42
V5a	3.78	2.51	4.93	108.88
V5b	87.64	65.37	126.34	149.75
V5c	222.96	141.56	186.84	149.75
V6	0.00	6.15	0.00	5.42
V7	0.00	1.34	0.00	2.59
V8	0.00	6.15	0.00	5.42
V9	0.00	1.34	0.00	2.59
V10	0.00	6.15	0.00	5.42
V11	0.00	1.34	0.00	2.59
V12	0.00	6.15	0.00	5.42
V13	-15.25	1.88	11.63	10.15
V14	0.00	6.15	0.00	5.42
V15	0.00	6.15	0.00	5.42
V16	17.33	33.14	0.00	51.25
V17	0.00	6.15	0.00	5.42
V18a	1.74	3.41	14.11	58.44
V18b	16.16	13.93	0.00	56.13
V19a	0.00	-5.03	29.15	97.90
V19b	48.06	55.31	38.23	102.12
V20a	0.00	0.00	110.17	73.32
V20b	72.55	1.62	16.52	85.32
V20c	39.89	-2.74	0.00	40.71
V21a	0.25	2.08	-1.49	4.82
V21b	-1.49	5.29	25.65	22.94
V22	94.79	63.84	105.45	96.64
V23a	88.47	53.69	95.47	87.77
V23b	77.42	47.78	71.69	84.87
V24	0.00	55.16	0.00	30.21
V25a	0.00	23.72	32.17	80.79
V25b	21.71	2.32	-0.53	80.79
V26a	0.69	3.44	3.38	10.45
V26b	4.60	3.00	8.02	15.68
V26c	9.07	9.98	-2.03	30.73
V26d	-2.31	12.07	0.00	32.03
V27	136.42	112.33	136.60	117.56
V28a	0.00	24.91	42.52	50.50
V28b	59.75	9.69	-24.85	129.59
V28c	-24.77	23.74	0.00	152.91
V29a	0.00	29.16	0.00	24.82
V29b	0.00	0.26	0.00	52.36
V30	39.98	30.64	81.42	55.40
V31	0.00	67.96	0.00	72.89
V32a	0.00	43.73	67.09	55.15
V32b	16.44	-0.98	-0.01	99.58
V33	63.01	51.80	88.91	142.26
V34	2.20	2.67	0.00	70.42

VIGAS DO ENTREPISO

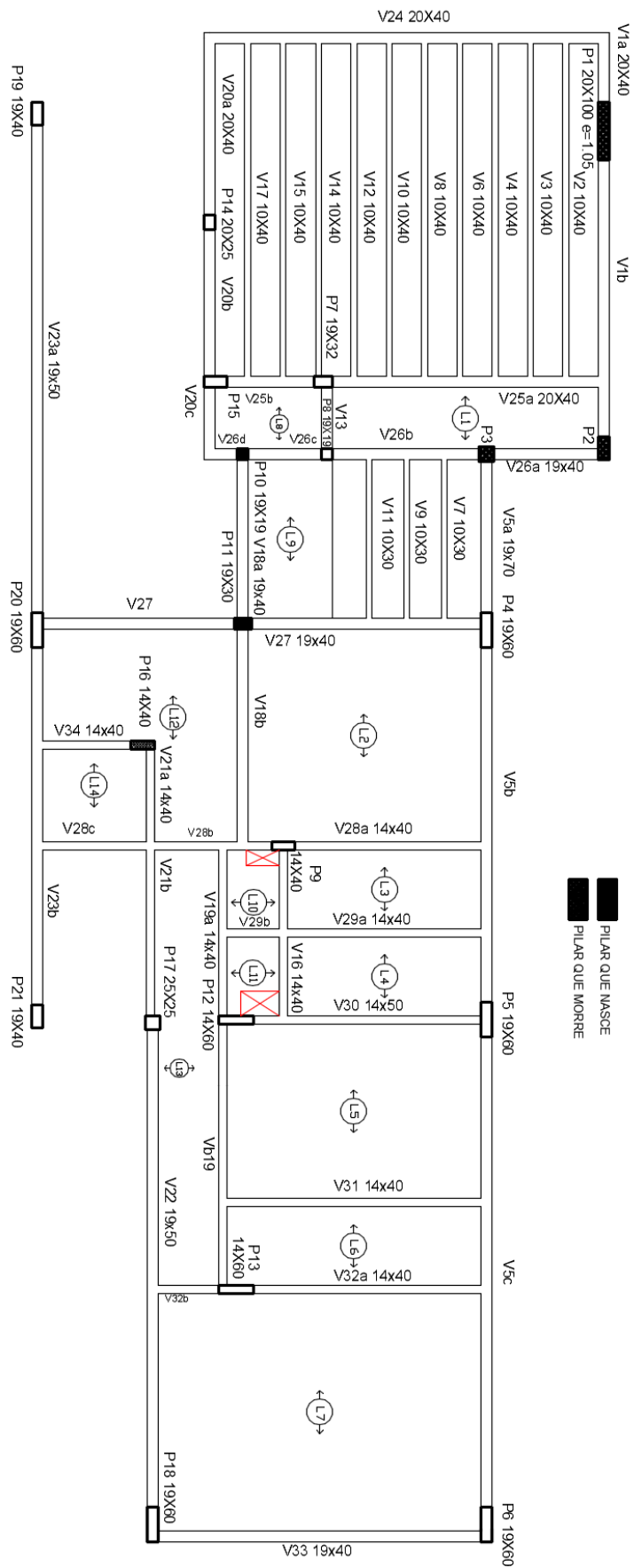


Figura 6-Forma do entepiso sem escala (fonte: própria do autor)



Tabela 11-Combinação de cargas mais desfavorável para as vigas de cobertura no ELU

Vigas	Combinações ELU			
	Pior caso			
	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)	V (kN)
V1a	108.42	101.60	150.20	132.94
V1b	173.91	96.30	126.59	132.94
V2a	0.00	-0.97	-0.94	4.55
V2b	-0.94	1.12	1.58	4.76
V2c	2.09	0.97	-0.46	3.08
V2d	-0.46	-0.52	-0.39	1.46
V2e	-0.39	0.64	1.93	4.97
V2f	-1.30	-1.16	0.00	4.49
V3	-1.96	-0.62	2.62	0.98
V4	10.93	33.00	0.00	25.75
V5	2.66	7.12	5.88	42.99
V6	7.43	13.04	0.00	39.95
V7	9.65	21.22	14.81	36.08
V8	-0.75	-1.30	0.00	12.85
V9	-6.41	4.17	6.31	30.69
V10	13.41	-1.26	0.00	30.77
V11	0.00	7.20	0.00	3.97
V12	0.00	1.16	0.00	2.42
V13	-3.49	6.90	40.64	58.50
V14	94.65	64.60	98.03	93.99
V15	0.00	1.16	0.00	2.42
V16	0.00	1.16	0.00	2.42
V18	80.89	61.57	73.52	70.54
V19a	90.62	44.92	-98.34	85.95
V19b	-107.20	56.24	94.62	75.02
V20a	10.64	16.35	36.54	75.02
V20b	60.02	46.23	0.00	90.40
V21	0.00	38.20	0.00	90.40
V22a	29.58	20.80	41.77	14.48
V22b	15.23	-7.80	14.69	24.16
V22c	-4.94	8.45	12.68	23.72
V23	0.00	27.81	0.00	27.94
V24a	0.00	19.21	27.41	47.65
V24b	3.86	-0.28	0.00	36.13
V25	40.71	44.10	49.70	72.27
V26	0.18	0.84	2.25	5.17
V27a	4.11	1.91	-1.11	5.55
V27b	-1.02	3.70	0.00	6.80
V28	0.99	4.28	0.00	8.48
V29	10.30	14.27	0.00	11.66

VIGAS DE COBERTURA

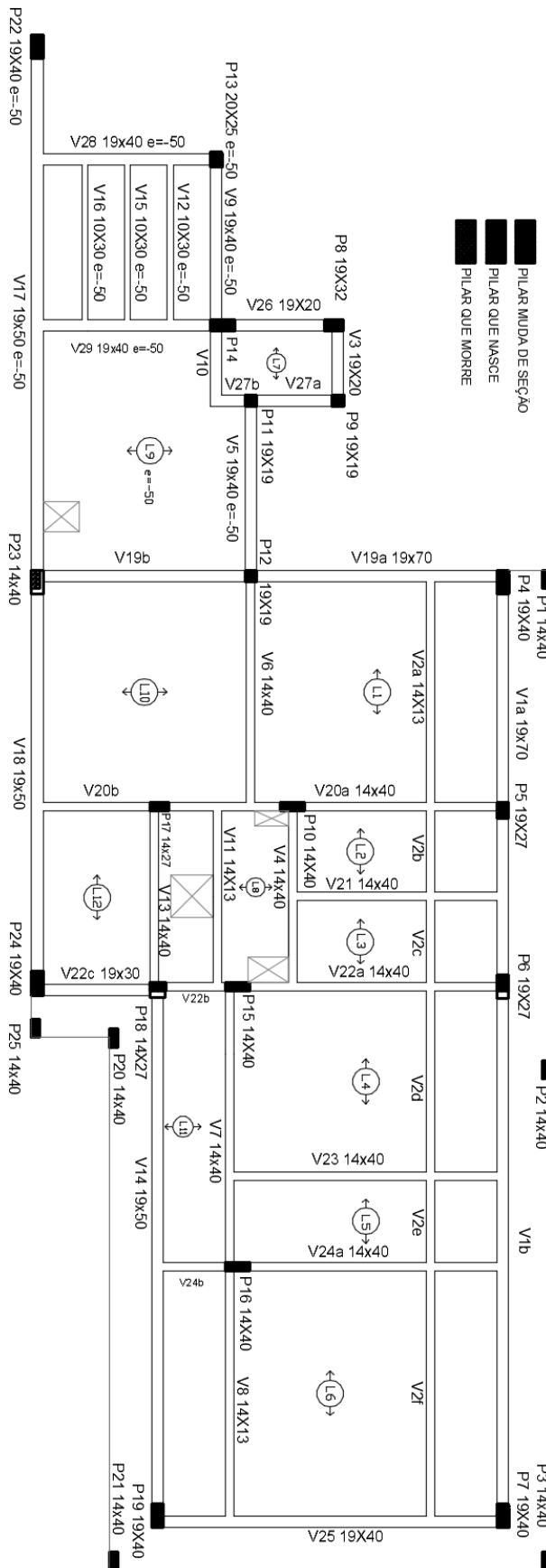


Figura 7-Forma de cobertura sem escala (fonte: própria do autor)



Tabela 13-Combinação de cargas mais desfavorável para o primeiro lance de pilares no ELU

1 ° LANCE	Pilares	Combinações ELU				
		Pior caso				
		N (kN)	Mx topo (kNm)	Mx base (kNm)	My topo (kNm)	My base (kNm)
P1	49.04	31.03	42.83	0.00	0.00	
P2	28.51	10.64	-1.50	-0.69	0.62	
P3	20.44	-3.78	4.13	-3.55	-5.21	
P4	351.09	-19.17	15.96	-48.34	-24.84	
P5	607.58	-48.94	29.57	-16.58	-27.55	
P6	337.56	82.09	-40.28	-24.51	-30.47	
P7	74.65	9.18	-15.48	5.70	-2.79	
P8	76.90	8.27	-8.60	-1.05	0.50	
P9	357.55	-6.80	3.42	-3.46	1.85	
P10	257.32	-8.05	4.03	67.77	-98.93	
P11	252.15	17.53	-8.78	22.33	-11.20	
P12	77.41	24.56	-19.15	-0.99	0.49	
P13	81.14	-14.84	9.48	1.32	-0.49	
P14	12.75	-0.25	0.16	1.36	1.09	
P15	249.16	-25.35	12.53	14.49	-15.64	
P16	295.00	37.79	-21.28	47.39	-46.70	
P17	117.57	-29.64	15.52	0.00	0.00	
P18	438.59	5.79	-9.04	70.72	-61.72	
P19	152.22	25.78	-20.01	12.65	-11.81	

Tabela 14-Combinação de cargas mais desfavorável para o segundo lance de pilares no ELU

2 ° LANCE	Pilares	Combinações ELU				
		Pior caso				
		N (kN)	Mx topo (kNm)	Mx base (kNm)	My topo (kNm)	My base (kNm)
P1	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
P2	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
P3	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
P4	155.32	-108.42	69.65	-90.62	88.10	
P5	309.07	-17.03	48.90	-20.19	23.42	
P6	143.60	126.59	-104.75	-40.71	38.49	
P7	1.46	2.51	-6.06	-0.18	-4.76	
P8	8.88	2.62	-3.37	-4.11	-3.97	
P9	162.93	-10.93	10.53	-23.53	13.79	
P10	25.37	-2.66	1.74	1.79	-1.83	
P11	19.18	-5.90	2.09	17.10	-23.26	
P12	89.66	-9.65	10.88	22.65	-27.86	
P13	63.11	15.26	-20.71	23.55	-28.34	
P14	-1.30	6.79	-24.24	0.00	0.00	
P15	58.21	-12.32	16.11	-7.27	1.86	
P16	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	
P17	112.66	46.25	43.79	0.00	0.00	
P18	130.79	98.03	-67.66	49.70	-41.94	
P19	52.12	-84.92	59.50	0.00	0.00	
P20	276.23	28.71	-16.44	94.62	-72.04	
P21	63.66	73.52	-46.58	0.00	0.00	

Tabela 15-Combinação de cargas mais desfavorável para o terceiro lance de pilares no ELU

3 ° LANCE	Pilares	Combinações ELU				
		Pior caso				
		N (kN)	Mx topo (kNm)	Mx base (kNm)	My topo (kNm)	My base (kNm)
P1	7.29	0.00	0.00	0.00	0.00	
P2	10.23	0.00	0.00	0.00	0.00	
P3	6.65	0.00	0.00	0.00	0.00	
P5	10.51	16.53	13.64	-14.46	10.70	
P6	32.43	17.42	21.10	-12.74	9.41	
P17	20.87	2.17	-3.49	14.94	-10.28	
P18	22.88	0.21	5.73	15.34	-6.79	
P20	5.04	0.00	0.00	0.00	0.00	
P21	7.98	0.00	0.00	0.00	0.00	
P23	8.02	0.00	0.00	0.00	0.00	
P25	4.44	0.00	0.00	0.00	0.00	

## 8 DIMENSIONAMENTO À FLEXÃO

O trabalho contempla o dimensionamento de pilares e vigas em concreto armado. Os elementos horizontais são dimensionados à flexão simples com as diretrizes da NBR 6118/2014, que tem como base o equilíbrio de forças na seção, de acordo com a figura 9.

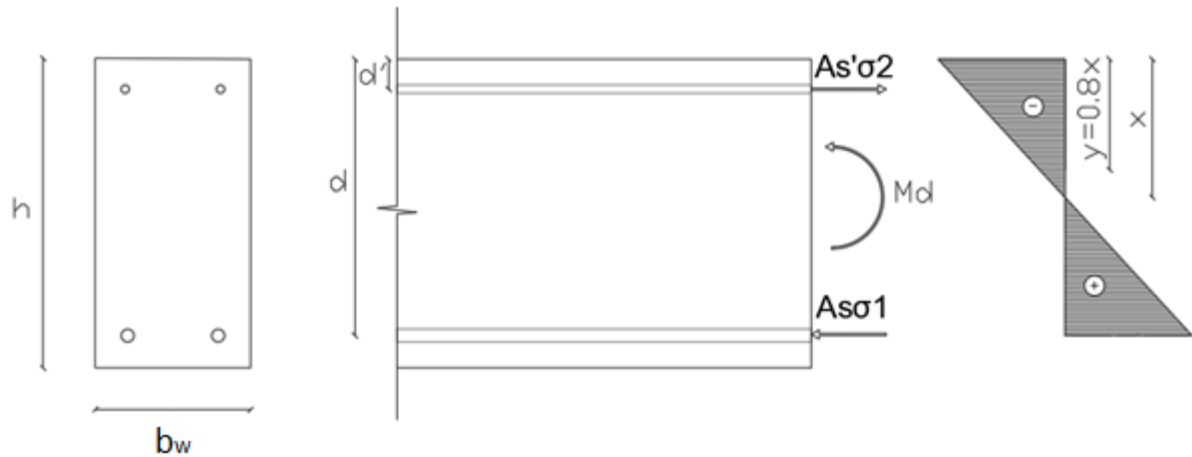


Figura 9-Ações atuantes na seção de uma viga (fonte: elaborado pelo autor)

O somatório de forças e momentos a partir da figura 9 são:

$$\sum F = 0 \quad 0 = -A_s\sigma_1 + A_s'\sigma_2 + \alpha_c\lambda f_{cd}bx \quad (6)$$

$$\sum M_{As} = 0 \quad M_d = A_s'\sigma_2(d - d') + \alpha_c\lambda f_{cd}bx(d - 0.5\lambda x) \quad (7)$$

Em que:

$A_s$ : Área de aço tracionada ( $\text{cm}^2$ );

$A_s'$ : Área de aço comprimida ( $\text{cm}^2$ );

$\sigma_1$ : Tensão de escoamento característica do aço minorada pelo fator  $\gamma_s$  que é tomado como 1.15 para solicitações normais no estado limite último ( $\text{kN/cm}^2$ );

$\sigma_2$ : Tensão no aço na região comprimida da peça ( $\text{kN/cm}^2$ );

$\alpha_c$ : Coeficiente de redução da resistência do concreto na compressão; para o grupo I ( $f_{ck} < 50 \text{ MPa}$ ) vale 0.85;

$\lambda$ : Coeficiente de equivalência estática entre o diagrama parabólico e o retangular nas tensões de compressão que atuantes no concreto, e vale 0.8 para o grupo I ( $f_{ck} < 50$  MPa);

$f_{cd}$ : Resistência característica do concreto à compressão minorada pelo fator  $\gamma_c$  que é tomado como 1.40 para solicitações normais no estado limite último (kN/cm<sup>2</sup>);

$b_w$ : Largura da peça (cm);

$x$ : Altura da linha neutra (cm);

$M_d$ : Momento de projeto, no caso em questão são os momentos obtidos nas combinações normais no estado limite último, para a situação mais desfavorável (kNcm);

$h$ : Altura da peça (cm);

$d$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura tracionada (altura útil), que é tomada como  $h - 5$  centímetros no presente projeto quando as barras tracionadas estão dispostas em apenas uma camada (cm);

$d'$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura comprimida, que é tomada como 5 centímetros, para uma camada de armadura no presente projeto (cm);

Apenas são apresentados os valores para concretos do grupo I, devido ao tipo de estrutura que está sendo projetada, em que normalmente são empregados resistências para tal inferiores a 50MPa. De acordo com o item 14.6.4.3 da NBR6118/2014, o valor limite para a razão entre o valor da linha neutra e a altura útil da viga deve ser menor ou igual a 0.45. Inicialmente o valor da armadura de compressão é tomada como nula, na equação 7, obtendo-se o valor da altura da linha neutra; sendo esse valor igual ou inferior à razão limite. O valor de  $A_s$  é determinado pela equação 6, caso contrário  $x$  deve ser fixado em quarenta e cinco por cento da altura útil e então se obtém o valor de  $A_s'$ . Posteriormente é calculado o valor de  $A_s$  pela equação 6. O valor de  $\sigma_2$  deve ser calculado através da equação 8, escolhendo-se o menor valor entre a resistência minorada ao escoamento do aço e o que foi calculado.

$$\sigma_2 = \varepsilon_{cu} \frac{(x-d')}{x} E_s \leq 43.48 \quad (8)$$

Em que:

$\sigma_2$ : Tensão no aço em compressão (kN/cm<sup>2</sup>);

$\epsilon_{cu}$ : Deformação última do concreto que vale 0.0035;

$x$ : Altura limite da linha neutra (cm);

$d'$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura comprimida, que é tomada como 5 centímetros, para uma camada de armadura no presente projeto (cm);

$E_s$ : Módulo de elasticidade do aço tomado como 21000 (kN/cm<sup>2</sup>);

Em concordância com a NBR6118/2014 a taxa de armadura das peças deve ser inferior a quatro por cento, com o intuito de evitar rupturas frágeis.

## 8.1 DIMENSIONAMENTO AO CORTE

O dimensionamento da armadura transversal é realizado de acordo com o modelo de cálculo I apresentado no item 17.4.2.2 da NBR6118/2014, que tem como fundamento a analogia a treliça de Morsch-Ritter, em que os esforços das diagonais comprimidas são resistidos pelo concreto. O procedimento consiste em verificar a resistência à compressão das diagonais pela equação 9.

$$V_{Rd2} = 0.27 \alpha_{V2} f_{cd} b_w d \quad (9)$$

Em que,

$V_{Rd2}$ : Força cortante resistente de cálculo das diagonais comprimidas (kN);

$\alpha_{V2}$ : É obtido pela equação 10;

$f_{cd}$ : Resistência característica do concreto à compressão minorada pelo fator  $\gamma_c$  que é tomado como 1.40 para solicitações normais no estado limite último (kN/cm<sup>2</sup>);

$b_w$ : Largura da peça (cm);

$d$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura tracionada (altura útil), que é tomada como  $h-5$  centímetros no presente projeto quando as barras tracionadas estão dispostas em apenas uma camada (cm);

$$\alpha_{V2} = \left( 1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (10)$$

Em que,

$f_{ck}$ : Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias (MPa);



Caso o valor de  $V_{Rd2}$  seja superior ao esforço cortante majorado por  $\gamma_d$ , que vale 1.4 para combinações normais no estado limite último, dá-se prosseguimento ao cálculo da resistência à ruptura por tração dos montantes por meio da equação 11.

$$V_{Rd3} = V_c + V_{sw} \quad (11)$$

Em que:

$V_{Rd3}$ : Força cortante resistente de cálculo dos montantes tracionadas (kN);

$V_c$ : Parcela resistida nas diagonais tracionadas pelo concreto, obtido em 12 (kN);

$V_{sw}$ : Parcela resistida nas diagonais tracionadas pelo aço, obtido em 13 para os casos de flexão simples e flexo tração em que a linha neutra está contida na seção (kN);

$$V_c = 0.6f_{ctd}b_wd \quad (12)$$

Em que:

$f_{ctd}$ : Limite inferior da resistência do concreto à tração obtido por 14 (kN);

$b_w$ : Largura da peça (cm);

$d$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura tracionada (altura útil), que é tomada como  $h-5$  centímetros no presente projeto quando as barras tracionadas estão dispostas em apenas uma camada (cm);

$$V_{sw} = \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) 0.9df_{ywd}(\text{sen } \alpha + \cos \alpha) \quad (13)$$

Em que:

$A_{sw}$ : Área da seção transversal dos estribos (cm<sup>2</sup>) que não deve ser inferior a vinte por cento do cociente entre a resistência média do concreto à tração e a resistência característica do aço dos estribos (não superior a resistência empregada nas barras longitudinais);

$s$ : Espaçamento entre estribos (cm);

$d$ : Distância da fibra mais comprimida ao baricentro da armadura tracionada (altura útil), que é tomada como  $h-5$  centímetros no presente projeto quando as barras tracionadas estão dispostas em apenas uma camada (cm);

$f_{ywd}$ : Tensão na armadura transversal limitada a 435 MPa;

$\alpha$ : Inclinação dos estribos (°);

$$f_{ctd} = 0.7 \times 0.3 \times f_{ck}^{\frac{2}{3}} \quad (14)$$

$f_{ck}$ : Resistência característica do concreto à compressão aos 28 dias (MPa);

## 8.2 DIMENSIONAMENTO DE PILARES

As solicitações para o dimensionamento dos pilares constam nas tabelas 13, 14 e 15, contudo os valores de momento de base ou topo em cada uma das duas direções podem ser diferentes caso os calculados sejam inferiores aos mínimos estabelecidos pela NBR6118/2014, e também no caso de pilares medianamente esbeltos ou de classificação superior em que devem ser considerados efeitos de segunda ordem. O procedimento consiste no cálculo das excentricidades em x e y de acordo com a equação 15. A dimensão mínima recomendada de um pilar é de 19 centímetros, contudo o limite inferior é de 14 centímetros. A seção transversal da peça não deve ser inferior a 360 centímetros quadrados. Os esforços de cálculo dos elementos com dimensões inferiores ao mínimo recomendado devem ser majorados de acordo com a tabela 16.

Tabela 16-Tabela 13.1 da NBR 6118/2014(fonte: NBR 6118/2014)

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

onde  
 $\gamma_n = 1,95 - 0,05 b$ ;  
 $b$  é a menor dimensão da seção transversal, expressa em centímetros (cm).

NOTA O coeficiente  $\gamma_n$  deve majorar os esforços solicitantes finais de cálculo quando de seu dimensionamento.

$$e = \frac{M}{N} \quad (15)$$

Em que:

e: Excentricidade na direção do momento (cm);

M: Momento na direção considerada (kNcm);

N: Esforço normal que atua na peça (kN);

Os valores devem ser comparados com as excentricidades mínimas de acordo com a equação 16, caso sejam menores as mínimas deverão adotadas, do contrário permanecem as iniciais.

$$e_{1,min} = 1.5 + 0.03h \quad (16)$$

Em que:

$e_{1,min}$ : Excentricidade mínima de primeira ordem na direção considerada (cm);

$h$ : Dimensão da peça na direção de cálculo (cm);

A próxima etapa consiste em verificar o índice de esbeltez de acordo com a equação 17, que determina se há necessidade de considerar os momentos de segunda ordem. Se os valores são inferiores ao mínimo (obtido na equação 18) o pilar é considerado curto e os efeitos de segunda ordem podem ser desconsiderados, caso contrário devem constar no dimensionamento. Os valores das solicitações totais de momento para o caso de elementos medianamente esbeltos são determinados pelo método do pilar padrão com rigidez  $k$  aproximada conforme o item 15.8.3.3.3 da NBR6118/2014 e apresentado na equação 19.

$$\lambda' = \frac{3.46kL}{h} \quad (17)$$

Em que:

$\lambda'$ : Índice de esbeltez para pilares de seção retangular ou quadrada;

$k$ : Coeficiente que varia de acordo com a vinculação do pilar de acordo com a figura 10;

$L$ : Comprimento da peça (cm);

$h$ : Dimensão da peça na direção de cálculo (cm);

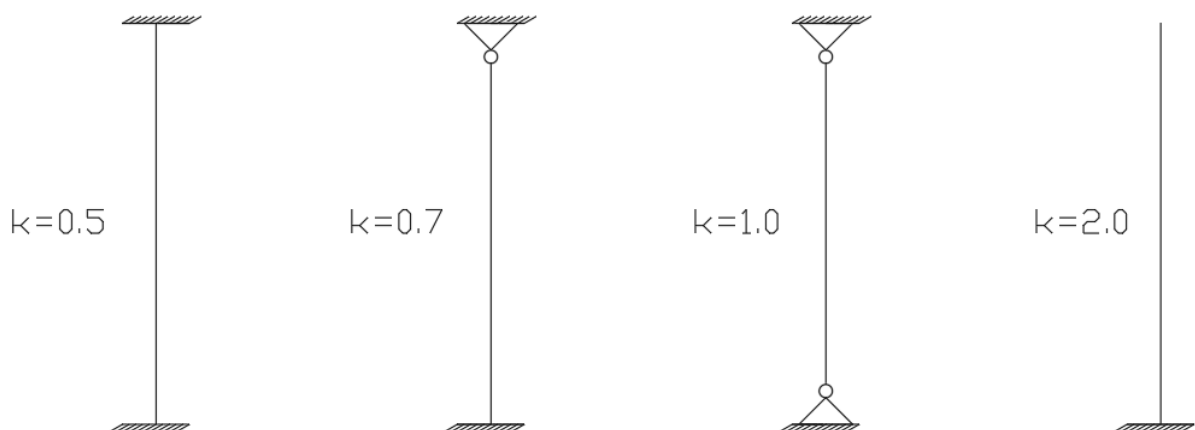


Figura 10-Coeficiente  $k$  em função da vinculação (fonte: elaborado pelo autor)

$$\lambda_1 = \frac{1}{\alpha_b} \left( 25 + \frac{12.5e_1}{h} \right) \quad (18)$$

Em que:

$\lambda_1$ : Valor limite de esbeltez compreendido no intervalo  $35 \leq \lambda_1 \leq 90$  ;

$e_1$ : Excentricidade de primeira ordem (cm);

$h$ : Dimensão da peça na direção de cálculo (cm);

$\alpha_b$ : Fator que depende da forma do diagrama de momentos fletores de primeira ordem, para pilares de seção retangular ou quadrada; se os valores de momento calculados são inferiores aos mínimos é tomado como 1, calculado de acordo com a equação 20;

Método do pilar padrão com rigidez  $k$  aproximada, de acordo com o item 15.8.3.3.3 da NBR 6118/2014, equação 19:

$$Ae^2 + Be + C = 0 \leftrightarrow \begin{cases} A = 5 \\ B = h - \left(\frac{\lambda'^2 h}{3840}\right) - 5\alpha_b e_1 \\ C = -h\alpha_b e_1 \end{cases} \quad (19)$$

Em que:

$e$ : Excentricidade total na direção de cálculo (cm);

$h$ : Dimensão da peça na direção de cálculo (cm);

$\lambda'$ : Índice de esbeltez para pilares de seção retangular ou quadrada;

$\alpha_b$ : Fator que depende da forma do diagrama de momentos fletores de primeira ordem, para pilares de seção retangular ou quadrada; se os valores de momento calculados são inferiores aos mínimos é tomado como 1, calculado de acordo com a equação 20;

$e_1$ : Excentricidade de primeira ordem (cm);

$$\alpha_b = 0.6 + 0.4 \left(\frac{M_A}{M_B}\right) \geq 0.40 \quad (20)$$

Em que:

$M_A$ : O módulo do maior valor de momento na peça (kNm);

$M_B$ : O módulo do menor valor de momento na peça com sinal positivo se tracionar a mesma face que o maior valor do contrário o sinal é negativo (kNm);

## 9 FLECHAS EM VIGAS

Simplificadamente devida as pequenas solicitações as flechas instantâneas nas vigas foram obtidas aplicando-se os carregamentos obtidos na combinação de serviço quase permanente no software Ftool. Para determinação da flecha diferida, deve-se multiplicar os resultados encontrados por um coeficiente de fluência tomado igual a 3 a favor da segurança ou por um coeficiente inferior a esse seguindo o prescrito 17.3.2.1.2 da NBR 6118/2014. O valor final das flechas deve ser inferior a  $L/250$  no projeto em estudo, de acordo com a tabela 13.3 da NBR 6118/2014. Nas tabelas 17, 18, 19 e 20 são apresentados os valores obtidos para as flechas instantâneas e diferidas. Nas vigas com mais de um trecho foi calculado apenas o valor do trecho com maior deslocamento. O módulo de elasticidade secante do concreto C25 é de 24 GPa de acordo com a tabela 8.1 da NBR 6118/2014, que considera o granito como agregado graúdo.

*Tabela 17-Flecha nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor)*

<b>VIGAS DE FUNDAÇÃO</b>	<b>b (cm)</b>	<b>h (cm)</b>	<b>L (cm)</b>	<b>fo (cm)</b>	<b>f<sub>∞</sub> (cm)</b>	<b>flim (cm)</b>	<b>f<sub>∞</sub>/flim (%)</b>
<b>V1</b>	20.00	40.00	547.00	0.08	0.25	2.19	PASSA 12%
<b>V2</b>	19.00	70.00	879.50	0.22	0.66	3.52	PASSA 19%
<b>V3</b>	19.00	40.00	125.00	0.00	0.00	0.50	PASSA 1%
<b>V4</b>	14.00	40.00	150.00	0.03	0.08	0.60	PASSA 14%
<b>V5</b>	14.00	40.00	465.00	0.10	0.29	1.86	PASSA 16%
<b>V6</b>	20.00	40.00	317.50	0.28	0.83	1.27	PASSA 66%
<b>V7</b>	14.00	40.00	305.00	0.00	0.01	1.22	PASSA 1%
<b>V8</b>	19.00	50.00	874.50	0.30	0.90	3.50	PASSA 26%
<b>V9</b>	19.00	50.00	890.00	0.37	1.12	3.56	PASSA 32%
<b>V10</b>	20.00	40.00	680.00	0.18	0.55	2.72	PASSA 21%
<b>V11</b>	19.00	40.00	275.00	0.00	0.01	1.10	PASSA 1%
<b>V12</b>	14.00	40.00	425.00	0.14	0.42	1.70	PASSA 25%
<b>V13</b>	14.00	40.00	455.00	0.27	0.82	1.82	PASSA 45%
<b>V14</b>	14.00	40.00	455.00	0.05	0.16	1.82	PASSA 9%
<b>V15</b>	14.00	40.00	455.00	0.23	0.69	1.82	PASSA 38%
<b>V16</b>	14.00	40.00	442.00	0.10	0.29	1.77	PASSA 17%
<b>V17</b>	19.00	40.00	575.00	0.11	0.34	2.30	PASSA 15%
<b>V18</b>	19.00	40.00	186.00	0.00	0.00	0.74	PASSA 1%
<b>V19</b>	19.00	40.00	297.50	0.01	0.02	1.19	PASSA 2%
<b>V20</b>	14.00	40.00	182.00	0.00	0.01	0.73	PASSA 2%
<b>V21</b>	19.00	40.00	200.00	0.00	0.00	0.80	PASSA 1%

Tabela 18-Flecha nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DO ENTREPISO	b (cm)	h (cm)	L (cm)	fo (cm)	f∞ (cm)	flim (cm)	f∞/flim (%)
V1	20.00	40.00	150.00	0.15	0.46	0.60	PASSA 76%
V2	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V3	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V4	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V5	19.00	70.00	879.50	0.52	1.55	3.52	PASSA 45%
V6	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V7	10.00	30.00	302.50	0.02	0.05	1.21	PASSA 4%
V8	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V9	10.00	30.00	302.50	0.02	0.05	1.21	PASSA 4%
V10	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V11	10.00	30.00	302.50	0.02	0.05	1.21	PASSA 4%
V12	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V13	19.00	40.00	125.00	0.00	0.01	0.50	PASSA 2%
V14	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V15	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V16	14.00	40.00	300.00	0.11	0.33	1.20	PASSA 28%
V17	10.00	40.00	592.50	0.14	0.41	2.37	PASSA 18%
V18	14.00	40.00	383.00	0.05	0.15	1.53	PASSA 10%
V19	14.00	40.00	465.00	0.36	1.09	1.86	PASSA 59%
V20	20.00	40.00	317.50	0.48	1.43	1.27	CONTRA FLECHA DE 1 (cm)
V21	14.00	40.00	305.00	0.03	0.10	1.22	PASSA 9%
V22	19.00	50.00	874.50	0.62	1.85	3.50	PASSA 54%
V23	19.00	50.00	890.00	0.45	1.35	3.56	PASSA 38%
V24	20.00	40.00	680.00	0.37	1.10	2.72	PASSA 41%
V25	20.00	40.00	484.00	0.14	0.43	1.94	PASSA 23%
V26	19.00	40.00	205.00	0.02	0.05	0.82	PASSA 6%
V27	19.00	40.00	775.00	0.82	2.45	3.10	PASSA 80%
V28	14.00	40.00	425.00	0.15	0.45	1.70	PASSA 27%
V29	14.00	40.00	350.00	0.11	0.34	1.40	PASSA 25%
V30	14.00	50.00	455.00	0.15	0.45	1.82	PASSA 25%
V31	14.00	40.00	455.00	0.43	1.30	1.82	PASSA 72%
V32	14.00	40.00	442.00	0.25	0.76	1.77	PASSA 44%
V33	19.00	40.00	575.00	0.44	1.33	2.30	PASSA 58%
V34	14.00	40.00	182.00	0.00	0.01	0.73	PASSA 2%

Tabela 19-Flecha nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DE COBERTURA	b (cm)	h (cm)	L (cm)	fo (cm)	f∞ (cm)	flim (cm)	f∞/flim (%)
V1	19.00	70.00	874.50	0.41	1.22	3.50	PASSA 35%
V2	14.00	13.00	372.50	0.20	0.61	1.49	PASSA 41%
V3	19.00	20.00	125.00	0.00	0.00	0.50	PASSA 1%
V4	14.00	40.00	300.00	0.06	0.18	1.20	PASSA 15%
V5	19.00	40.00	292.00	0.02	0.05	1.17	PASSA 5%
V6	14.00	40.00	383.00	0.08	0.23	1.53	PASSA 16%
V7	14.00	40.00	465.00	0.17	0.50	1.86	PASSA 27%
V8	14.00	13.00	414.50	0.12	0.37	1.66	PASSA 23%
V9	19.00	40.00	275.00	0.02	0.05	1.10	PASSA 5%
V10	19.00	20.00	125.00	0.14	0.42	0.50	PASSA 84%
V11	14.00	13.00	300.00	0.33	1.00	1.20	PASSA 83%
V12	10.00	30.00	275.00	0.01	0.03	1.10	PASSA 3%
V13	14.00	40.00	305.00	0.03	0.09	1.22	PASSA 8%
V14	19.00	50.00	874.50	0.73	2.18	3.50	PASSA 63%
V15	10.00	30.00	275.00	0.01	0.03	1.10	PASSA 3%
V16	10.00	30.00	275.00	0.01	0.03	1.10	PASSA 3%
V17	19.00	50.00	890.00	0.60	1.79	3.56	PASSA 51%
V18	19.00	50.00	667.00	0.34	1.02	2.67	PASSA 39%
V19	19.00	70.00	775.00	0.76	2.27	3.10	PASSA 74%
V20	14.00	40.00	425.00	0.25	0.75	1.70	PASSA 45%
V21	14.00	40.00	350.00	0.08	0.23	1.40	PASSA 17%
V22	14.00	40.00	455.00	0.10	0.29	1.82	PASSA 16%
V23	14.00	40.00	455.00	0.19	0.56	1.82	PASSA 31%
V24	14.00	40.00	442.00	0.13	0.38	1.77	PASSA 22%
V25	19.00	40.00	575.00	0.44	1.31	2.30	PASSA 58%
V26	19.00	20.00	183.50	0.02	0.05	0.73	PASSA 7%
V27	19.00	20.00	145.00	0.02	0.06	0.58	PASSA 11%
V28	19.00	40.00	297.50	0.02	0.05	1.19	PASSA 4%
V29	19.00	40.00	297.50	0.01	0.04	1.19	PASSA 4%

Tabela 20-Flecha nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS CASA DE MÁQUINAS	b (cm)	h (cm)	L (cm)	fo (cm)	f∞ (cm)	flim (cm)	f∞/flim (%)
V1	14.00	30.00	824.00	0.70	2.10	3.30	PASSA 64%
V2	14.00	40.00	300.00	0.20	0.59	1.20	PASSA 50%
V3	14.00	40.00	300.00	0.05	0.14	1.20	PASSA 12%
V4	14.00	30.00	885.00	0.93	2.80	3.54	PASSA 80%
V5	14.00	30.00	763.00	0.52	1.55	3.05	PASSA 51%
V6	14.00	30.00	850.00	0.79	2.38	3.40	PASSA 71%
V7	14.00	40.00	582.50	0.31	0.93	2.33	PASSA 40%
V8	14.00	40.00	582.50	0.22	0.67	2.33	PASSA 29%
V9	14.00	30.00	720.00	0.41	1.23	2.88	PASSA 43%

## 10 LAJES

As lajes definidas para o projeto são constituídas por vigotas protendidas em arranjo simples e tabelas cerâmicas (uma vigota intercalada a uma tavela, para cargas mais elevadas pode ser empregado o arranjo duplo, composto por duas vigotas adjacentes e uma tavela repetidamente até cobrir o vão da laje). De acordo com o determinado no capítulo 7.2. A espessura da peça é de 13 centímetros, dos quais 9 centímetros compostos pelos pré-fabricados e 4 centímetros pela capa de concreto que deve ter resistência característica à compressão maior ou igual a 25 MPa. A lâmina de concreto deve ser armada nas duas direções ao menos com a taxa de armadura mínima que é de 0.15% de acordo com a tabela 17.3 da NBR 6118/2014. Como solução é adotada a tela soldada nervurada Q61 fabricada com aço CA-60 que atende ao mínimo parametrizado em norma.



## **11 CONSIDERAÇÕES FINAIS**

Este trabalho de diplomação teve como objetivo pôr em prática os conhecimentos adquiridos ao longo da graduação na área de estruturas, através do dimensionamento de uma edificação unifamiliar de maneira manual.

A escolha por um projeto com menos pilares resultou em vãos maiores que os usuais para residências e conseqüentemente vigas e pilares de maior seção transversal nas regiões mais solicitadas para que fossem atendidos os estados limites últimos e de serviço.

O dimensionamento e o detalhamento sem o uso de softwares específicos, faz com que sejam necessárias simplificações ao longo do projeto que são favoráveis à segurança. Em contrapartida com o uso de programas se busca a otimização ao máximo da estrutura. Contudo, em ambas situações a edificação deve ser adequada a utilização e a segurança dos usuários.

Constatou-se com a realização desse trabalho que o cálculo estrutural e o detalhamento de uma edificação podem ser realizados sem o uso de softwares comerciais. Contudo, a produtividade sem o uso desses recursos é bastante reduzida, portanto, recomenda-se a utilização de tais ferramentas para garantir competitividade ao projetista.

## REFERÊNCIAS

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6118 Projeto de estruturas de concreto- procedimento. Rio de Janeiro 2014. 256 p.

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 6120 Cargas para o cálculo de estruturas de edificações- procedimento. Rio de Janeiro 1980. 6 p.

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

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE NORMAS TÉCNICAS. NBR 8681 Ações e segurança nas estruturas- procedimento. Rio de Janeiro 2003. 15 p.

CAMPOS FILHO, Américo- Estados limites de serviço em estruturas de concreto armado. Porto Alegre, 2014. Apostila. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/servico.pdf>>. Acesso em 10 de março de 2018.

CAMPOS FILHO, Américo- Projeto de pilares de concreto armado. Porto Alegre, 2014. Apostila. Disponível em: <<https://chasqueweb.ufrgs.br/~americo/eng01112/pilares.pdf>>. Acesso em 10 de março de 2018.

RIOS, R. D.- Notas de aula concreto armado I.

## ANEXO

Prancha 1/3 ARQUITETÔNICO TÉRREO, fonte: (Arquiteto Marcelo M. Coutinho).

Prancha 2/3 ARQUITETÔNICO SUPERIOR, fonte: (Arquiteto Marcelo M. Coutinho).

Prancha 3/3 ARQUITETÔNICO COBERTURA, fonte: (Arquiteto Marcelo M. Coutinho).

Prancha 1/11 FORMAS DE FUNDAÇÃO, fonte: (própria do autor).

Prancha 2/11 FORMAS DO ENTREPISO, fonte: (própria do autor).

Prancha 3/11 FORMAS DE COBERTURA, fonte: (própria do autor).

Prancha 4/11 FORMAS CASA DE MÁQUINAS E PLATIBANDA, fonte: (própria do autor).

Prancha 5/11 ARMADURA PILARES 1° PAVIMENTO, fonte: (própria do autor).

Prancha 6/11 ARMADURA PILARES 2° PAVIMENTO, fonte: (própria do autor).

Prancha 7/11 ARMADURA PILARES 3° PAVIMENTO, fonte: (própria do autor).

Prancha 8/11 ARMADURA VIGAS DE FUNDAÇÃO, fonte: (própria do autor).

Prancha 9/11 ARMADURA VIGAS DO ENTREPISO, fonte: (própria do autor).

Prancha 10/11 ARMADURA VIGAS DE COBERTURA, fonte: (própria do autor).

Prancha 11/11 ARMADURA VIGAS CASA DE MÁQUINAS, fonte: (própria do autor).

No dimensionamento da armadura de corte das vigas que apoiam outras vigas foram consideradas os esforços cortantes devido às cargas distribuídas e as reações de apoio.

Tabela 21-Cargas permanentes nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DE FUNDAÇÃO				CARGAS PERMANENTES								Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Peso próprio (kN/m)	Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	20,00	40,00	160,00	0,00	2,00	0,00	6,55	0,00	1,01	0,00	9,55	5,10	0,00
V1b	20,00	40,00	547,00	0,00	2,00	0,00	6,55	0,00	1,01	0,00	9,55	0,00	0,00
V2a	19,00	70,00	302,50	0,00	3,33	0,00	1,11	0,46	0,34	0,00	5,24	0,00	0,00
V2b	19,00	70,00	672,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	12,40	11,71/20,56	0,00
V2c	19,00	70,00	879,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	12,40	19,11/13,92	0,00
V3	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,46	0,00	0,00
V4	14,00	40,00	150,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	0,00	0,00
V5a	14,00	40,00	300,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	8,24	23,96	0,00
V5b	14,00	40,00	465,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	19,11	0,00
V6a	20,00	40,00	317,50	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	5,10	0,00
V6b	20,00	40,00	275,00	0,00	2,00	0,00	1,11	0,46	0,34	0,00	3,91	0,00	0,00
V7a	14,00	40,00	174,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	7,89	0,00	0,00
V7b	14,00	40,00	479,00	0,00	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,40	7,50	0,00
V8	19,00	50,00	874,50	0,00	2,38	0,00	6,55	0,46	2,01	0,00	11,39	0,00	0,00
V9a	19,00	50,00	890,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,93	4,43	0,00
V9b	19,00	50,00	667,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,93	5,38/17,24	0,00
V10	20,00	40,00	680,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	0,00	0,00
V11a	19,00	40,00	202,50	0,00	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90	0,00	0,00
V1b	19,00	40,00	275,00	0,00	1,90	0,00	1,11	0,00	0,34	0,00	3,35	0,00	0,00
V12a	14,00	40,00	350,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	1,03	9,27	0,00	0,00
V12b	14,00	40,00	230,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	8,24	16,36	0,00
V12c	14,00	40,00	195,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	8,24	9,14	0,00
V13	14,00	40,00	455,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	6,30	0,00
V14	14,00	40,00	442,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	6,30	0,00
V15	14,00	40,00	455,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	0,00	0,00
V16	14,00	40,00	442,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,51	8,75	0,00	0,00
V17	19,00	40,00	575,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,46	0,00	0,00
V18	19,00	40,00	186,00	0,00	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,90	0,00	0,00
V19	19,00	40,00	297,50	0,00	1,90	0,00	1,24	0,93	0,38	0,00	4,45	0,00	0,00
V20	14,00	40,00	182,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	8,24	0,00	0,00
V21	19,00	40,00	200,00	0,00	1,90	0,00	2,47	0,87	0,76	0,00	6,00	0,00	0,00

Tabela 22-Cargas permanentes nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DO ENTREPISO				CARGAS PERMANENTES								Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m)	Carga ligeira (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Cargas		Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
									Revestimento argamassado e=2cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)			
V1a	20,00	40,00	160,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	1521,63	0,00
V1b	20,00	40,00	547,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	14,63	0,00
V2	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V3	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V4	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V5a	19,00	70,00	302,50	0,00	3,33	0,00	0,00	0,09	0,23	0,00	3,64	0,00	0,00
V5b	19,00	70,00	672,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	12,40	21,50/19,78	0,00
V5c	19,00	70,00	879,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	12,40	34,69/29,01	0,00
V6	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V7	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,88	0,00	0,00
V8	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V9	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,88	0,00	0,00
V10	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V11	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,88	0,00	0,00
V12	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V13	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	1,01	0,00	9,45	0,00	0,00
V14	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V15	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V16	14,00	40,00	300,00	1,24	1,40	1,34	4,82	0,00	2,01	0,51	10,10	19,78/0,55	0,00
V17	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,00	0,00	0,00
V18a	19,00	40,00	292,00	0,00	1,90	0,00	3,58	0,25	1,10	0,00	6,83	0,00	0,00
V18b	14,00	40,00	383,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	8,24	0,00	0,00
V19a	14,00	40,00	300,00	2,87	1,40	3,11	0,00	0,00	0,00	0,00	4,51	0,55	0,00
V19b	14,00	40,00	465,00	2,38	1,40	1,66	4,82	0,00	2,01	0,51	10,41	34,69	0,00
V20a	20,00	40,00	317,50	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	1521,63	0,00
V20b	20,00	40,00	275,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,54	0,15	0,00	2,69	0,00	0,00
V20c	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	4,82	0,00	1,01	0,00	7,73	15,31	0,00

Tabela 23-Cargas permanentes nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DO ENTREPISO				CARGAS PERMANENTES							Reações de apoio			
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Peso próprio (kN/m)	Cargas							Vigas (kN)	Pilares (kN)
						Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)			
V21a	14,00	40,00	174,00	0,00	1,40	0,00	0,00	0,00	0,13	0,00	1,53	0,00	0,00	
V21b	14,00	40,00	305,00	1,66	1,40	1,77	0,00	0,00	0,00	0,00	3,17	0,00	0,00	
V22	19,00	50,00	874,50	2,38	2,38	0,88	6,55	0,00	2,01	0,00	11,82	2,12	0,00	
V23a	19,00	50,00	890,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,93	0,00	0,00	
V23b	19,00	50,00	667,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	10,93	3,42/10,73	0,00	
V24	20,00	40,00	680,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	2,00	2,96	0,00	
V25a	19,00	40,00	484,00	2,43	1,90	1,63	0,00	0,00	0,15	0,00	3,68	0,00	0,00	
V25b	19,00	40,00	186,00	0,98	1,90	1,71	6,55	0,00	1,01	0,00	11,16	0,00	0,00	
V26a	19,00	40,00	202,50	1,02	1,90	1,64	0,00	0,00	0,23	0,00	3,77	2,96	0,00	
V26b	19,00	40,00	275,00	1,41	1,90	1,67	0,00	0,00	0,23	0,00	3,79	1,30	0,00	
V26c	19,00	40,00	145,00	0,72	1,90	1,61	6,55	0,00	1,01	0,00	11,07	12,50	0,00	
V26d	19,00	40,00	60,00	0,26	1,90	1,41	4,82	0,00	1,01	0,00	9,14	0,00	0,00	
V27	19,00	40,00	420,00	7,49/3,8	1,90	5,73/9,90	6,55	0,00	2,01	0,00	15,72/19,89	1,30	0,00	
V27	19,00	40,00	355,00	2,68/1,84	1,90	5,70/2,97	0,00	0,00	0,18	0,00	7,31/4,58	51,77	0,00	
V28a	14,00	40,00	350,00	8,51	1,40	7,90	4,82	0,00	2,01	0,51	16,65	0,00	0,00	
V28b	14,00	40,00	230,00	3,84	1,40	5,43	4,82	0,00	2,01	0,00	13,66	12,08/0,57	0,00	
V28c	14,00	40,00	195,00	1,43	1,40	2,38	0,00	0,00	0,00	0,00	3,78	3,53	0,00	
V29a	14,00	40,00	350,00	4,54	1,40	4,22	4,82	0,00	0,18	1,03	11,65	0,00	0,00	
V29b	14,00	40,00	105,00	0,00	1,40	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,40	0,00	0,00	
V30	14,00	50,00	442,00	7,39/1,48	1,75	6,87/5,23	4,82	0,00	2,01	0,51	15,26/13,62	21,44	0,00	
V31	14,00	40,00	455,00	9,59	1,40	6,85	4,82	0,00	2,01	0,51	15,60	0,00	0,00	
V32a	14,00	40,00	442,00	11,83	1,40	8,70	4,82	0,00	2,01	0,51	17,45	0,00	0,00	
V32b	14,00	40,00	133,00	2,47	1,40	6,04	4,82	0,00	2,01	0,00	14,27	0,00	0,00	
V33	19,00	40,00	575,00	11,36	1,90	6,42	6,55	0,00	2,01	0,00	16,88	0,00	0,00	
V34	14,00	40,00	182,00	1,84	1,40	3,29	0,00	0,00	0,13	0,00	4,81	0,00	0,00	

Tabela 24-Cargas permanentes nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DE COBERTURA					CARGAS PERMANENTES							Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Peso próprio (kN/m)	Carga live (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	19	70	816.0	0.00	3.33	9.38	0.00	0.00	0.18	0.00	12.88	28.61/6.8	0.00
V1b	19	70	816.0	0.00	3.33	9.38	0.00	0.00	0.18	0.00	12.88	14.09/12.1	0.00
V2a	14	13	372.5	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V2b	14	13	150.0	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V2c	14	13	150.0	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V2d	14	13	315.0	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V2e	14	13	150.0	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V2f	14	13	414.5	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V3	19	20	125.0	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	1.01	0.00	0.00
V4	14	40	300.0	1.59	1.40	1.06	0.00	0.00	0.18	0.00	2.64	6.72	0.00
V5	19	40	292.0	3.58	1.90	3.07	0.00	0.00	0.18	0.00	5.14	0.00	0.00
V6	14	40	383.0	6.21	1.40	4.05	0.00	0.00	0.18	0.00	5.63	0.00	0.00
V7	14	40	465.0	2.34	1.40	1.26	0.00	0.00	0.18	0.00	2.83	14.48	0.00
V8	14	13	414.5	0.00	0.46	-1.09	0.00	0.00	0.00	0.00	-0.64	0.00	0.00
V9	19	40	275.0	0.00	1.90	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	1.96	0.00	0.00
V10	19	20	125.0	1.28	0.95	2.56	0.00	0.00	0.06	0.00	3.57	4.23	0.00
V11	14	13	300.0	1.30	0.46	0.86	0.00	0.12	0.00	0.00	1.32	0.00	0.00
V12	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00
V13	14	40	305.0	1.30	1.40	1.07	3.09	0.00	1.47	0.00	7.03	0.00	0.00
V14	19	50	874.5	0.00	2.38	9.38	0.00	0.00	0.18	0.00	10.99	-0.96	0.00
V15	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00
V16	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.87	0.00	0.00
V17	19	50	890.0	1.20	2.38	0.72	4.55	0.00	0.18	0.00	7.82	3.23/11.75	0.00
V18	19	50	667.0	6.21	2.38	4.05	2.44	0.00	1.16	0.00	10.03	18.83	0.00
V19a	19	40	420.0	5.19	1.90	3.09	2.44	0.00	1.16	0.00	8.59	-0.98	0.00
V19b	19	40	355.0	0.00	1.90	0.00	2.44	0.00	1.16	0.00	5.50	16.88	0.00
V20a	14	40	350.0	5.56	1.40	5.72	3.09	0.00	1.47	0.00	11.69	-2.67	0.00
V20b	14	40	425.0	1.15/0.258	1.40	4.11/0.318	3.09	0.00	1.47	0.00	5.96	8.96/1.98/2.51	0.00
V21	14	40	350.0	2.94	1.40	2.56	0.00	0.00	0.18	0.00	4.14	0.25	0.00
V22a	14	40	442.0	4.83/1.48	1.40	5.00/4.02	3.09	0.00	1.47	0.00	5.96	-2.07/5.65	0.00
V22b	14	40	133.0	0.00	1.40	0.00	3.09	0.00	1.47	0.00	5.96	1.98	0.00
V22c	19	40	200.0	0.00	1.90	10.12	0.00	0.00	0.18	0.00	12.20	0.00	0.00
V23	14	40	455.0	7.01	1.40	5.23	0.00	0.00	0.18	0.00	6.81	-0.82	0.00
V24a	14	40	442.0	8.74	1.40	6.79	0.00	0.00	0.18	0.00	8.36	-2.66	0.00
V24b	14	40	133.0	0.00	1.40	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.58	0.00	0.00
V25	19	40	575.0	0.00	1.90	11.33	0.00	0.00	0.18	0.00	13.41	-1.1/-1.15	0.00
V26	19	20	185.5	0.98	0.95	1.32	0.00	0.00	0.06	0.00	2.33	0.00	0.00
V27a	19	20	145.0	0.72	0.95	1.24	0.00	0.00	0.06	0.00	2.25	0.00	0.00
V27b	19	20	60.0	0.25	0.95	1.04	0.00	0.00	0.06	0.00	2.05	0.00	0.00
V28	19	40	297.5	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00	1.90	1.21	0.00
V29	19	40	297.5	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	2.08	1.21/12.24	0.00

Tabela 25-Cargas permanentes nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS CASA DE MÁQUINAS						CARGAS PERMANENTES						Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m)	Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	14	30	816	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V1b	14	30	816	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V2	14	40	284	0	1.4	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.58	0	0
V3	14	40	300	0	1.4	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.58	0	0
V4	14	30	885	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V5	14	30	763	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V6	14	30	850	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V7	14	40	582.5	8.13	1.4	2.79	0.00	0.00	0.18	0.00	4.37	0	0
V8	14	40	582.5	8.13	1.4	2.79	0.00	0.00	0.18	0.00	4.37	0	0
V9	14	30	720	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0
V10	14	30	130	0	1.05	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	1.23	0	0



Tabela 26-Cargas acidentais nas vigas de fundação (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DE FUNDAÇÃO					CARGAS ACIDENTAL							Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Cargas							Vigas (kN)	Pilares (kN)
					Peso próprio (kN/m)	Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)		
V1a	20,00	40,00	160,00	0,00	2,00	0,00	6,55	0,00	1,01		0,00	0,00	0,00
V1b	20,00	40,00	547,00	0,00	2,00	0,00	6,55	0,00	1,01		0,00	0,00	0,00
V2a	19,00	70,00	302,50	0,00	3,33	0,00	1,11	0,46	0,34		0,00	0,00	0,00
V2b	19,00	70,00	672,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V2c	19,00	70,00	879,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V3	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V4	14,00	40,00	150,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V5a	14,00	40,00	300,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V5b	14,00	40,00	465,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V6a	20,00	40,00	317,50	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
V6b	20,00	40,00	275,00	0,00	2,00	0,00	1,11	0,46	0,34		0,00	0,00	0,00
V7a	14,00	40,00	479,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V7b	14,00	40,00	479,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V8	19,00	50,00	874,50	0,00	2,38	0,00	6,55	0,46	2,01		0,00	0,00	0,00
V9a	19,00	50,00	890,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V9b	19,00	50,00	667,00	0,00	2,38	0,00	6,55	0,00	2,01		0,00	0,17	0,00
V10	20,00	40,00	680,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
V11a	19,00	40,00	202,50	0,00	1,90	0,00	0,00	0,00	0,00		0,00	0,00	0,00
V1b	19,00	40,00	275,00	0,00	1,90	0,00	1,11	0,00	0,34		0,00	0,00	0,00
V12a	14,00	40,00	350,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		1,03	0,00	0,00
V12b	14,00	40,00	230,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V12c	14,00	40,00	195,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V13	14,00	40,00	455,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V14	14,00	40,00	442,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V15	14,00	40,00	455,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V16	14,00	40,00	442,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,51	0,00	0,00
V17	19,00	40,00	575,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V18	19,00	40,00	186,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V19	19,00	40,00	297,50	0,00	1,90	0,00	1,24	0,93	0,38		0,00	0,00	0,00
V20	14,00	40,00	182,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01		0,00	0,00	0,00
V21	19,00	40,00	200,00	0,00	1,90	0,00	2,47	0,87	0,76		0,00	0,00	0,00

Tabela 27-Cargas acidentais nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DO ENTREPISO				CARGA ACIDENTAL							Reações de apoio		
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m)	Carga ligeira (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	20,00	40,00	160,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V1b	20,00	40,00	547,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	1,43	0,00
V2	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V3	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V4	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V5a	19,00	70,00	302,50	0,00	3,33	0,00	0,00	0,09	0,23	0,00	0,00	0,00	0,00
V5b	19,00	70,00	672,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	0,00	4,73/3,41	0,00
V5c	19,00	70,00	879,50	0,00	3,33	0,00	6,55	0,00	2,01	0,51	0,00	7,19/6,8	0,00
V6	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V7	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V8	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V9	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V10	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V11	10,00	30,00	292,00	0,00	0,75	0,00	0,00	0,13	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V12	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V13	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	6,55	0,00	1,01	0,00	0,00	0,00	0,00
V14	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V15	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V16	14,00	40,00	300,00	1,24	1,40	0,62	4,82	0,00	2,01	0,51	0,62	3,41	0,00
V17	10,00	40,00	592,50	0,00	1,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V18a	19,00	40,00	292,00	0,00	1,90	0,00	3,58	0,25	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00
V18b	14,00	40,00	383,00	0,00	1,40	0,00	4,82	0,00	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00
V19a	14,00	40,00	300,00	2,87	1,40	1,44	0,00	0,00	0,00	0,00	1,44	0,00	0,00
V19b	14,00	40,00	465,00	2,38	1,40	0,77	4,82	0,00	2,01	0,51	0,77	7,19	0,00
V20a	20,00	40,00	317,50	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00
V20b	20,00	40,00	275,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,54	0,15	0,00	0,00	0,00	0,00
V20c	19,00	40,00	125,00	0,00	1,90	0,00	4,82	0,00	1,01	0,00	0,00	2,94	0,00

Tabela 28-Cargas acidentais nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DO ENTREPISO										CARGA ACIDENTAL				Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Peso próprio (kN/m)	Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Cargas		Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)		
									Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato parede e=11mm (kN/m)					
V21a	14,00	40,00	174,00	0,00	1,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
V21b	14,00	40,00	305,00	1,66	1,05	0,82	0,00	0,00	0,00	0,00	0,82	0,00	0,00		
V22	19,00	50,00	874,50	2,38	1,43	0,41	6,55	0,00	2,01	0,00	0,41	0,17	0,00		
V23a	19,00	50,00	890,00	0,00	1,43	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	0,00	0,00	0,00		
V23b	19,00	50,00	667,00	0,00	1,43	0,00	6,55	0,00	2,01	0,00	0,00	2,75/1,16	0,00		
V24	20,00	40,00	680,00	0,00	2,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
V25a	19,00	40,00	484,00	2,43	1,90	0,75	0,00	0,00	0,15	0,00	0,75	0,00	0,00		
V25b	19,00	40,00	186,00	0,98	1,90	0,79	6,55	0,00	1,01	0,00	0,79	0,00	0,00		
V26a	19,00	40,00	202,50	1,02	1,43	0,76	0,00	0,00	0,23	0,00	0,76	0,00	0,00		
V26b	19,00	40,00	275,00	1,41	1,43	0,77	0,00	0,00	0,23	0,00	0,77	0,00	0,00		
V26c	19,00	40,00	145,00	0,72	1,43	0,74	6,55	0,00	1,01	0,00	0,74	3,36	0,00		
V26d	19,00	40,00	60,00	0,26	1,43	0,65	4,82	0,00	1,01	0,00	0,65	0,00	0,00		
V27	19,00	40,00	420,00	7,49/3,8	1,43	2,65/4,57	6,55	0,00	2,01	0,00	2,65/4,57	5,54	0,00		
V27	19,00	40,00	355,00	2,68/1,84	1,43	2,63/1,37	0,00	0,00	0,18	0,00	2,63/1,37	0,00	0,00		
V28a	14,00	40,00	350,00	8,51	1,05	3,65	4,82	0,00	2,01	0,51	3,65	0,00	0,00		
V28b	14,00	40,00	230,00	3,84	1,05	2,50	4,82	0,00	2,01	0,00	2,50	1,17/5,16/0,3	0,00		
V28c	14,00	40,00	195,00	1,43	1,05	1,10	0,00	0,00	0,00	0,00	1,10	0,00	0,00		
V29a	14,00	40,00	350,00	4,54	1,05	1,95	4,82	0,00	0,18	1,03	1,95	0,00	0,00		
V29b	14,00	40,00	105,00	0,00	1,05	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00	0,00		
V30	14,00	50,00	442,00	7,39/1,48	1,05	3,17/2,41	4,82	0,00	2,01	0,51	3,17/2,41	1,86	0,00		
V31	14,00	40,00	455,00	9,59	1,40	3,16	4,82	0,00	2,01	0,51	3,16	0,00	0,00		
V32a	14,00	40,00	442,00	11,83	1,05	4,01	4,82	0,00	2,01	0,51	4,01	0,00	0,00		
V32b	14,00	40,00	133,00	2,47	1,05	2,79	4,82	0,00	2,01	0,00	2,79	0,00	0,00		
V33	19,00	40,00	575,00	11,36	1,43	2,96	6,55	0,00	2,01	0,00	2,96	0,00	0,00		
V34	14,00	40,00	182,00	1,84	1,05	1,52	0,00	0,00	0,13	0,00	1,52	0,00	0,00		

Tabela 29-Cargas acidentais nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS DE COBERTURA					CARGA ACIDENTAL							Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m²)	Peso próprio (kN/m)	Carga live (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato e=1mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	19	70	816.0	0.00	3.33	0.829/3.97	0.00	0.00	0.18	0.00	0.829/3.97	12.78/22.9	0.00
V1b	19	70	816.0	0.00	3.33	0.83	0.00	0.00	0.18	0.00	0.83	2.4/2.81	0.00
V2a	14	13	372.5	0.00	0.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
V2b	14	13	150.0	0.00	0.46	5.43	0.00	0.00	0.00	0.00	5.43	0.00	0.00
V2c	14	13	150.0	0.00	0.46	5.43	0.00	0.00	0.00	0.00	5.43	0.00	0.00
V2d	14	13	315.0	0.00	0.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
V2e	14	13	150.0	0.00	0.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
V2f	14	13	414.5	0.00	0.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
V3	19	20	125.0	0.00	0.95	0.00	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00
V4	14	40	300.0	1.59	1.40	3.99	0.00	0.00	0.18	0.00	3.99	19.97	0.00
V5	19	40	292.0	3.58	1.90	2.45	0.00	0.00	0.18	0.00	2.45	0.00	0.00
V6	14	40	383.0	6.21	1.40	0.81	0.00	0.00	0.18	0.00	0.81	0.00	0.00
V7	14	40	465.0	2.34	1.40	0.25	0.00	0.00	0.18	0.00	0.25	2.39	0.00
V8	14	13	414.5	0.00	0.46	0.17	0.00	0.00	0.00	0.00	0.17	0.00	0.00
V9	19	40	275.0	0.00	1.90	0.00	0.00	0.06	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V10	19	20	125.0	1.28	0.95	2.05	0.00	0.00	0.06	0.00	2.05	0.73	0.00
V11	14	13	300.0	1.30	0.46	3.24	0.00	0.12	0.00	0.00	3.24	0.00	0.00
V12	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V13	14	40	305.0	1.30	1.40	3.20	0.00	0.00	1.47	0.00	3.20	0.00	0.00
V14	19	50	874.5	0.00	2.38	0.83	0.00	0.00	0.18	0.00	0.83	-0.30	0.00
V15	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V16	10	30	275.0	0.00	0.75	0.00	0.00	0.12	0.00	0.00	0.00	0.00	0.00
V17	19	50	417.0	6.06	2.38	2.91	4.55	0.00	0.95	0.00	2.91	0.00	0.00
V18	19	50	890.0	1.20	2.38	0.58	4.55	0.00	0.18	0.00	0.58	4.21	0.00
V19a	19	40	667.0	6.21	1.90	0.81	2.44	0.00	1.16	0.00	0.81	3.78	0.00
V19b	19	40	420.0	5.19	1.90	0.62	2.44	0.00	1.16	0.00	0.62	0.20	0.00
V20a	14	40	355.0	0.00	1.40	0.00	2.44	0.00	1.16	0.00	0.00	6.07	0.00
V20b	14	40	350.0	5.56	1.40	5.68	3.09	0.00	1.47	0.00	5.68	4.00	0.00
V21	14	40	425.0	1.15/0.2.58	1.40	0.83/0.1.03	3.09	0.00	1.47	0.00	0.83/0.1.03	4.86/3.59/1.32	0.00
V22a	14	40	350.0	2.94	1.40	9.59	0.00	0.00	0.18	0.00	9.59	9.31	0.00
V22b	14	40	442.0	4.83/1.48	1.40	5.60/0.81	3.09	0.00	1.47	0.00	5.60/0.81	3.91/14.51	0.00
V22c	19	40	200.0	0.00	1.90	1.21	0.00	0.00	0.18	0.00	1.21	0.00	0.00
V23	14	40	133.0	0.00	1.40	0.00	3.09	0.00	1.47	0.00	0.00	4.86	0.00
V24a	14	40	455.0	7.01	1.40	1.05	0.00	0.00	0.18	0.00	1.05	0.02	0.00
V24b	14	40	442.0	8.74	1.40	1.36	0.00	0.00	0.18	0.00	1.36	0.79	0.00
V25	19	40	133.0	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	0.00	0.00
V26	19	20	575.0	0.00	0.95	1.50	0.00	0.00	0.18	0.00	1.50	0.29/2.5	0.00
V27a	19	20	185.5	0.98	0.95	1.06	0.00	0.00	0.06	0.00	1.06	0.00	0.00
V27b	19	20	145.0	0.72	0.95	0.99	0.00	0.00	0.06	0.00	0.99	0.00	0.00
V28	19	40	60.0	0.25	1.90	0.83	0.00	0.00	0.06	0.00	0.83	0.00	0.00
V29	19	40	297.5	0.00	1.90	0.00	0.00	0.00	0.18	0.00	0.00	6.07	0.00

Tabela 30-Cargas acidentais nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)

VIGAS CASA DE MÁQUINAS					CARGA ACIDENTAL							Reações de apoio	
Viga	Largura (cm)	Altura (cm)	Comprimento (cm)	Área de influência (m <sup>2</sup> )	Peso próprio (kN/m)	Carga laje (kN/m)	Alvenaria (kN/m)	Vidro (kN/m)	Revestimento argamassado e=2 cm (kN/m)	Revestimento porcelanato e=11mm (kN/m)	Total (kN/m)	Vigas (kN)	Pilares (kN)
V1a	14	30	816	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V1b	14	30	816	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V2	14	40	284	0	1,4	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V3	14	40	300	0	1,4	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V4	14	30	885	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V5	14	30	763	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V6	14	30	850	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V7	14	40	582,5	8,13	1,4	0,70	0,00	0,00	0,18	0,00	0,70	0	0
V8	14	40	582,5	8,13	1,4	0,70	0,00	0,00	0,18	0,00	0,70	0	0
V9	14	30	720	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0
V10	14	30	130	0	1,05	0,00	0,00	0,00	0,18	0,00	0,00	0	0

Os esforços devidos ao vento são nulos nas vigas de fundação.

Tabela 31-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 90° VIGAS DO ENTREPISO			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	0	0	0
V1b	0	0	0
V2	0	0	0
V3	0	0	0
V4	0	0	0
V5a	0	0	0
V5b	0	0	0
V5c	0	0	0
V6	0	0	0
V7	0	0	0
V8	0	0	0
V9	0	0	0
V10	0	0	0
V11	0	0	0
V12	0	0	0
V13	0	0	0
V14	0	0	0
V15	0	0	0
V16	0	0	0
V17	0	0	0
V18a	0	0	0
V18b	0	0	0
V19a	0	0	0
V19b	0	0	0
V20a	0	0	0
V20b	0	0	0
V20c	0	0	0
V21a	0	0	0
V21b	0	0	0
V22	0	0	0
V23a	0	0	0
V23b	0	0	0
V24	0	0	0
V25a	0	0	0
V25b	0	0	0
V26a	0.17	1.479	-1.479
V26b	0.621	-0.863	0.863
V26c	-2.388	0	0.524
V26d	0.54	0	0
V27	-20.4	11.7	6.88
V27	-2.82	-6.45	18.68
V28a	0	0	0
V28b	0	0	0
V28c	0	0	0
V29a	0	0	0
V29b	0	0	0
V30	-18.28	0	20.85
V31	0	0	0
V32a	0	0	0
V32b	0	0	0
V33	-22.23	0	21.88
V34	0	0	0

Tabela 32-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 90° VIGAS DE COBERTURA			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	0	0	0
V1b	0	0	0
V2a	0	0	0
V2b	0	0	0
V2c	0	0	0
V2d	0	0	0
V2e	0	0	0
V2f	0	0	0
V3	0	0	0
V4	0	0	0
V5	0	0	0
V6	0	0	0
V7	0	0	0
V8	0	0	0
V9	0	0	0
V10	0	0	0
V11	0	0	0
V12	0	0	0
V13	0	0	0
V14	0	0	0
V15	0	0	0
V16	0	0	0
V17	0	0	0
V18	0	0	0
V19a	0	0	0
V19b	-3.51	-1	4.73
V20a	-3.45	-1.09	5.06
V20b	0	0	0
V21	0	0	0
V22a	0	0	0
V22b	-2.62	-1.3	4.63
V22c	-14	3	7.84
V23	0	0	0
V24a	0	0	0
V24b	0	0	0
V25	-6.46	0	8.15
V26	0	0	0
V27a	2.052	-0.647	-0.75
V27b	-0.586	0.335	0
V28	0	0	0
V29	-6.07	-2.14	8.87

Tabela 33-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 90° VIGAS CASA DE MÁQUINAS			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	0	0	0
V1b	0	0	0
V2	0	0	0
V3	0	0	0
V4	0	0	0
V5	0	0	0
V6	-0.6	0	0.6
V7	-0.6	0	0.6
V8	-0.6	0	0.6
V9	-0.7	0.0	0.7
V10	0	0	0

Tabela 34-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas do entrepiso (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 0° VIGAS DO ENTREPISO			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	0	0	0
V1b	0	0	0
V2	0	0	0
V3	0	0	0
V4	0	0	0
V5a	-0.9	-0.42	1.81
V5b	-1.22	-0.13	1.21
V5c	-0.94	-0.07	0.96
V6	0	0	0
V7	0	0	0
V8	0	0	0
V9	0	0	0
V10	0	0	0
V11	0	0	0
V12	0	0	0
V13	-11.34	0	7.93
V14	0	0	0
V15	0	0	0
V16	0	0	0
V17	0	0	0
V18a	0	0	0
V18b	0	0	0
V19a	0	0	0
V19b	0	0	0
V20a	0	0	0
V20b	-7.99	0	6.76
V20c	-1.12	0.64	0
V21a	0	0	0
V21b	0	0	0
V22	0	0	0
V23a	-1.08	0	1.04
V23b	-1.33	0	1.35
V24	0	0	0
V25a	0	0	0
V25b	0	0	0
V26a	0	0	0
V26b	0	0	0
V26c	0	0	0
V26d	0	0	0
V27	0	0	0
V27	0	0	0
V28a	0	0	0
V28b	0	0	0
V28c	0	0	0
V29a	0	0	0
V29b	0	0	0
V30	0	0	0
V31	0	0	0
V32a	0	0	0
V32b	0	0	0
V33	0	0	0
V34	0	0	0



Tabela 35-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas de cobertura (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 0° VIGAS DE COBERTURA			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	-0.91	0.11	0.58
V1b	-0.58	0	0.65
V2a	0	0	0
V2b	0	0	0
V2c	0	0	0
V2d	0	0	0
V2e	0	0	0
V2f	0	0	0
V3	-1.49	-0.49	1.76
V4	0	0	0
V5	0	0	0
V6	0	0	0
V7	0	0	0
V8	0	0	0
V9	-1.37	-0.75	2.47
V10	1.23	-0.65	0
V11	0	0	0
V12	0	0	0
V13	0	0	0
V14	0	0	0
V15	0	0	0
V16	0	0	0
V17	0	0	0
V18	-0.65	0	0.67
V19a	0	0	0
V19b	0	0	0
V20a	0	0	0
V20b	0	0	0
V21	0	0	0
V22a	0	0	0
V22b	0	0	0
V22c	0	0	0
V23	0	0	0
V24a	0	0	0
V24b	0	0	0
V25	0	0	0
V26	0	0	0
V27a	0	0	0
V27b	0	0	0
V28	0	0	0
V29	0	0	0

Tabela 36-Momentos fletores devidos ao vento nas vigas da casa de máquinas (fonte: elaborado pelo autor)

VENTO 0° VIGAS CASA DE MÁQUINAS			
Viga	M- (kNm)	M+ (kNm)	M- (kNm)
V1a	-0.1	0	0.1
V1b	-0.1	0	0.1
V2	-0.6	0	0.9
V3	-0.6	0	0.9
V4	0	0	0
V5	-0.2	0	0.2
V6	0	0	0
V7	0	0	0
V8	0	0	0
V9	0	0	0
V10	0	0	0

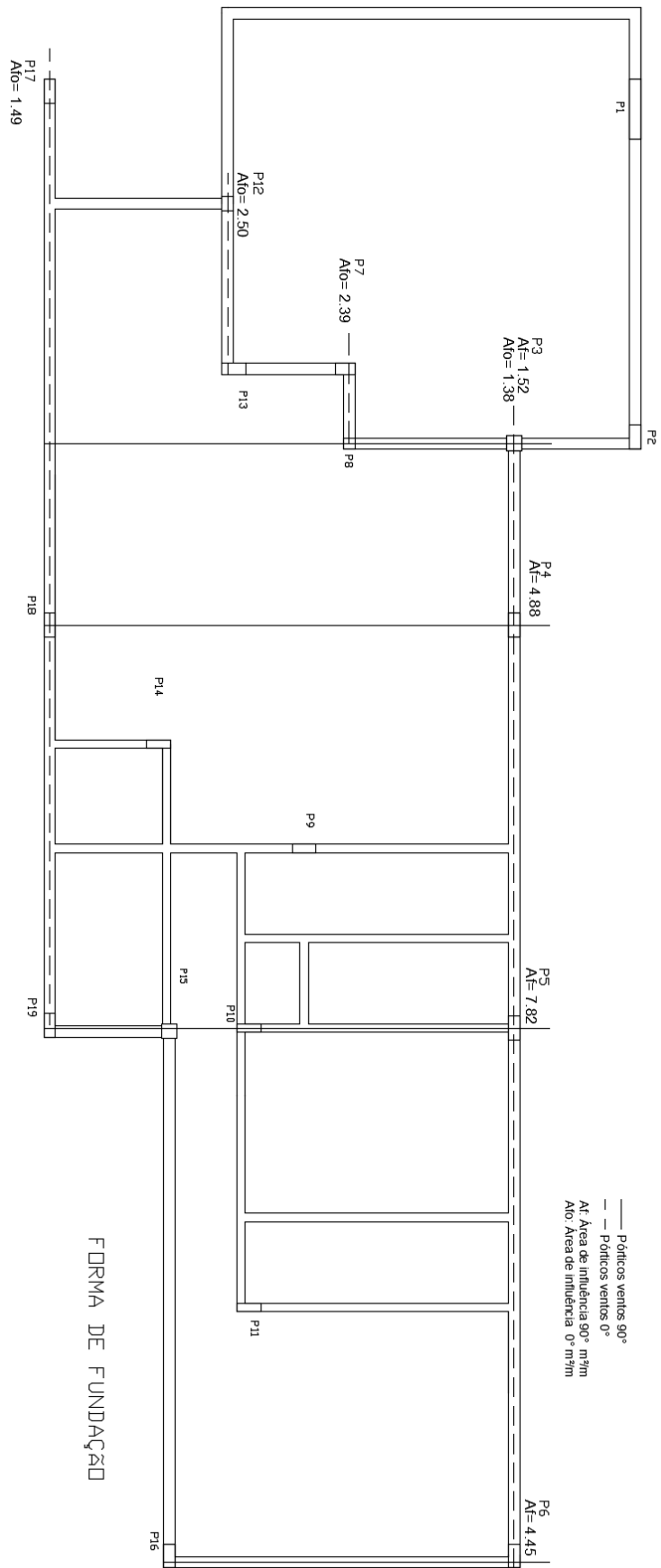


Figura 11-Pórticos de contraventamento (fonte: elaborado pelo autor)

A partir das áreas de influência de cada pórtico foram atribuídos pesos para cada pilar para determinar os carregamentos.

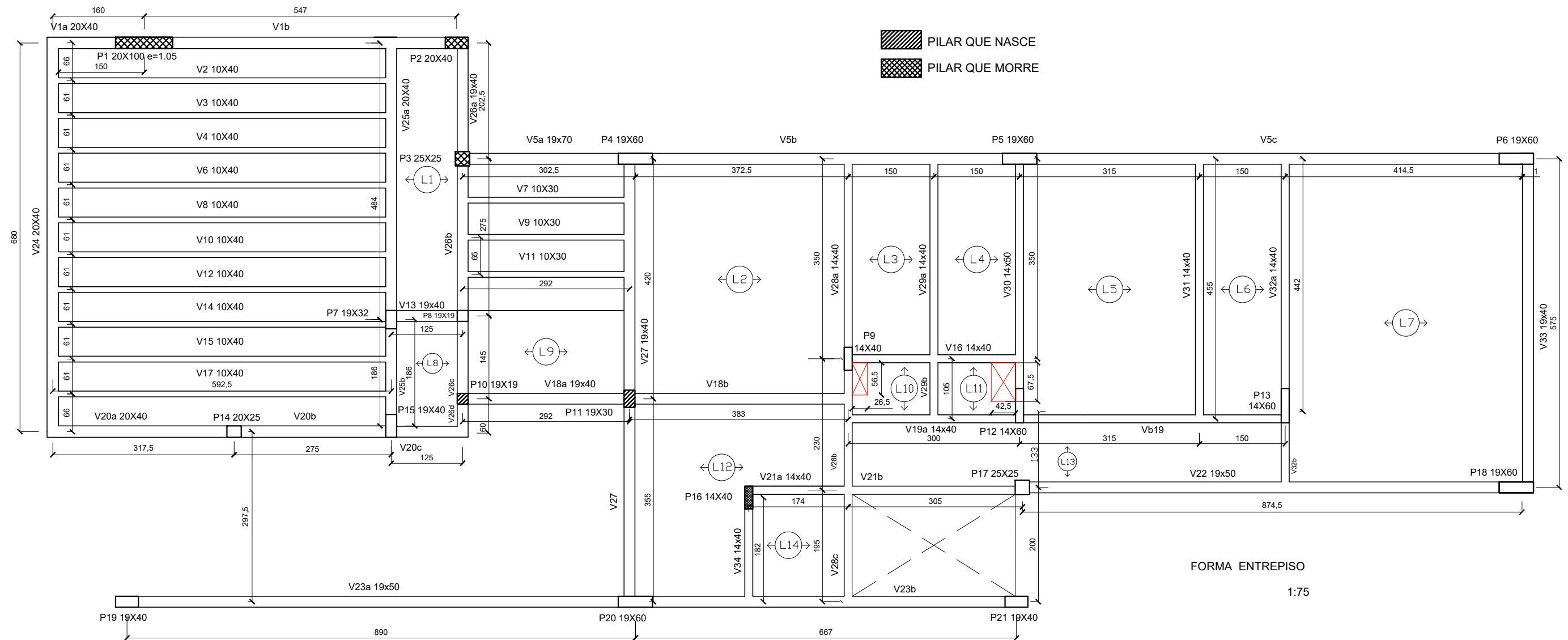
*Tabela 37-Cargas devidas ao vento nos pilares (fonte: elaborado pelo autor)*

		Peso (l/L)	q (kN/m)
PAVIMENTO 1	P3	0.18	1.32
	P7	0.30	2.22
	P12	0.32	2.33
	P17	0.20	1.43
PAVIMENTO 2	P4	0.19	1.35
	P7	0.31	2.30
	P14	0.33	2.37
	P19	0.20	1.43
PILARES PRINCIPAIS VENTO 0 °			

*Tabela 38-Cargas devidas ao vento nos pilares (fonte: elaborado pelo autor)*

		Peso (l/L)	q (kN/m)
PAVIMENTO 1	P3	0.16	4.50
	P4	0.26	7.25
	P5	0.42	11.55
	P6	0.24	6.54
PAVIMENTO 2	P8	0.16	4.50
	P4	0.26	7.25
	P5	0.42	11.55
	P6	0.24	6.54
PILARES PRINCIPAIS VENTO 90 °			





**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA =  $f_{ck} > 25$  MPa.  
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA =  $a/c < 0,60$   
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
 $\varnothing > 6,3$ mm = CA-50;  $f_{yk} = 500$  MPa.  
 $\varnothing < 5,0$ mm = CA-60;  $f_{yk} = 600$  MPa.
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2,0 cm.  
NERVURAS = 2,5 cm.  
PILARES = 3,0 cm.
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
e=-10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
↻ DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS




**PLANTA DE FORMAS ENTREPISO**

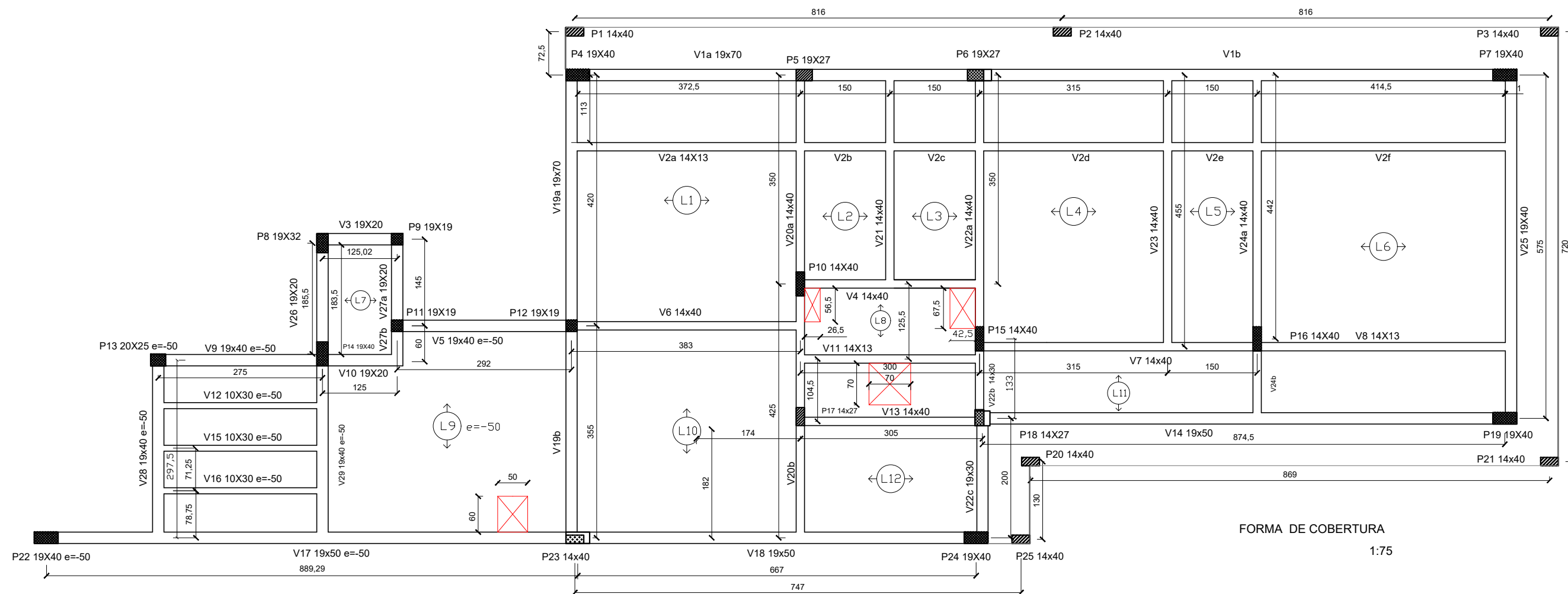
**RESPONSÁVEL:  
EDUARDO CARBONI**

**DATA:  
SETEMBRO 2018**

**ESCALA:  
1/75**

**A3  
2/11**

-  PILAR MUDA DE SEÇÃO
-  PILAR QUE NASCE
-  PILAR QUE MORRE



#### NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO

1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.

2- CONCRETO ESTRUTURAL:

RESISTÊNCIA =  $f_{ck} > 25$  MPa.

FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA =  $a/c < 0,60$

DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).

3- AÇO DA ARMADURA:

$\varnothing > 6,3$ mm = CA-50;  $f_{yk} = 500$  MPa.

$\varnothing < 5,0$ mm = CA-60;  $f_{yk} = 600$  MPa.

4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:

LAJES = 2,0 cm.

NERVURAS = 2,5 cm.

PILARES = 3,0 cm.

5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:

e=-10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO

 DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

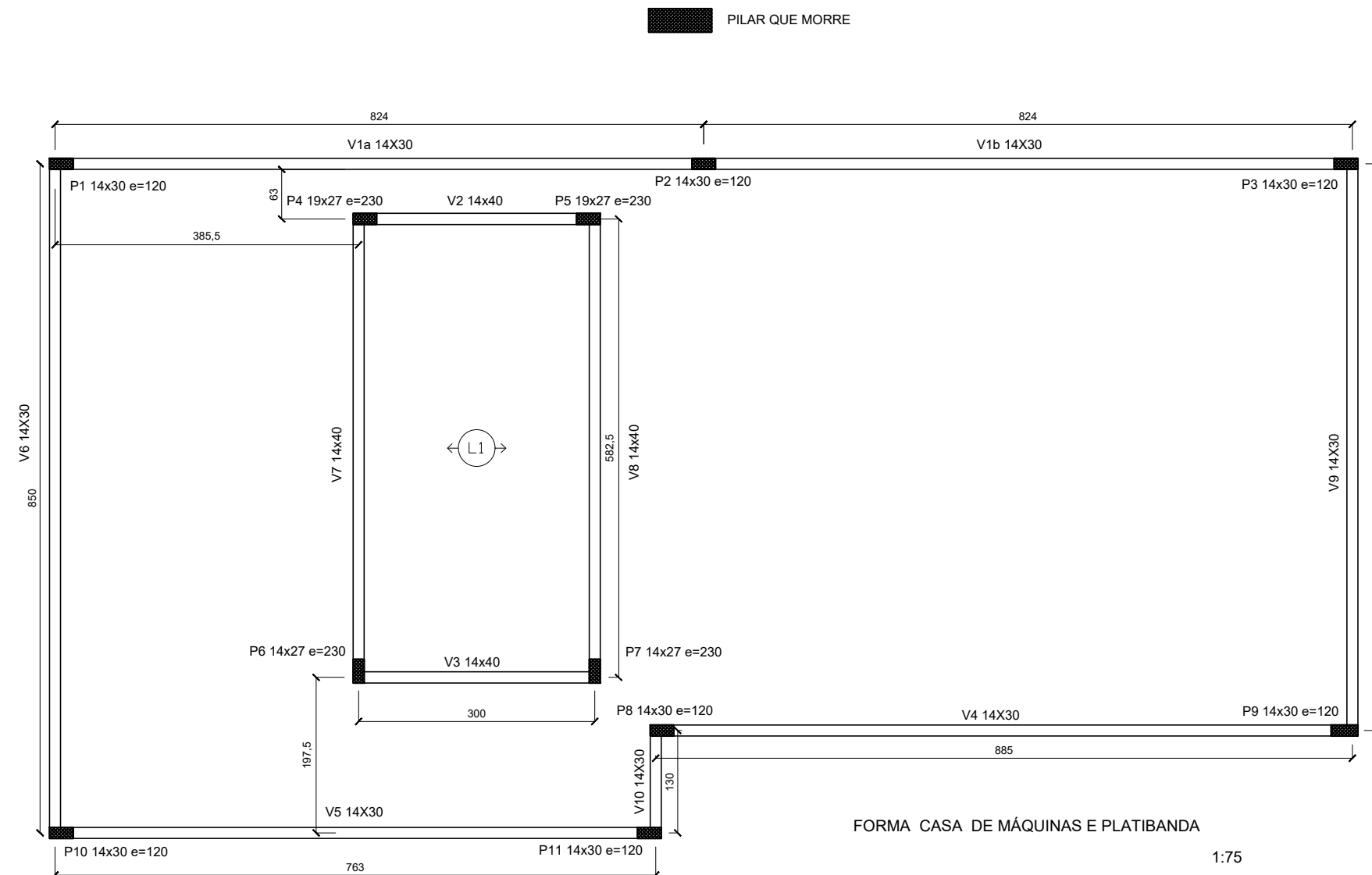
## PLANTA DE FORMAS COBERTURA

**RESPONSÁVEL:**  
**EDUARDO CARBONI**

**DATA:**  
**SETEMBRO 2018**

**ESCALA:**  
**1/75**

**A3**  
**3/11**



#### NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO

1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.

2- CONCRETO ESTRUTURAL:

RESISTÊNCIA =  $f_{ck} > 25$  MPa.

FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA =  $a/c < 0,60$

DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).

3- AÇO DA ARMADURA:

$\varnothing > 6,3$ mm = CA-50;  $f_{yk} = 500$  MPa.

$\varnothing < 5,0$ mm = CA-60;  $f_{yk} = 600$  MPa.

4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:

LAJES = 2,0 cm.

NERVURAS = 2,5 cm.

PILARES = 3,0 cm.

5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:

e=-10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO

⊙ → DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

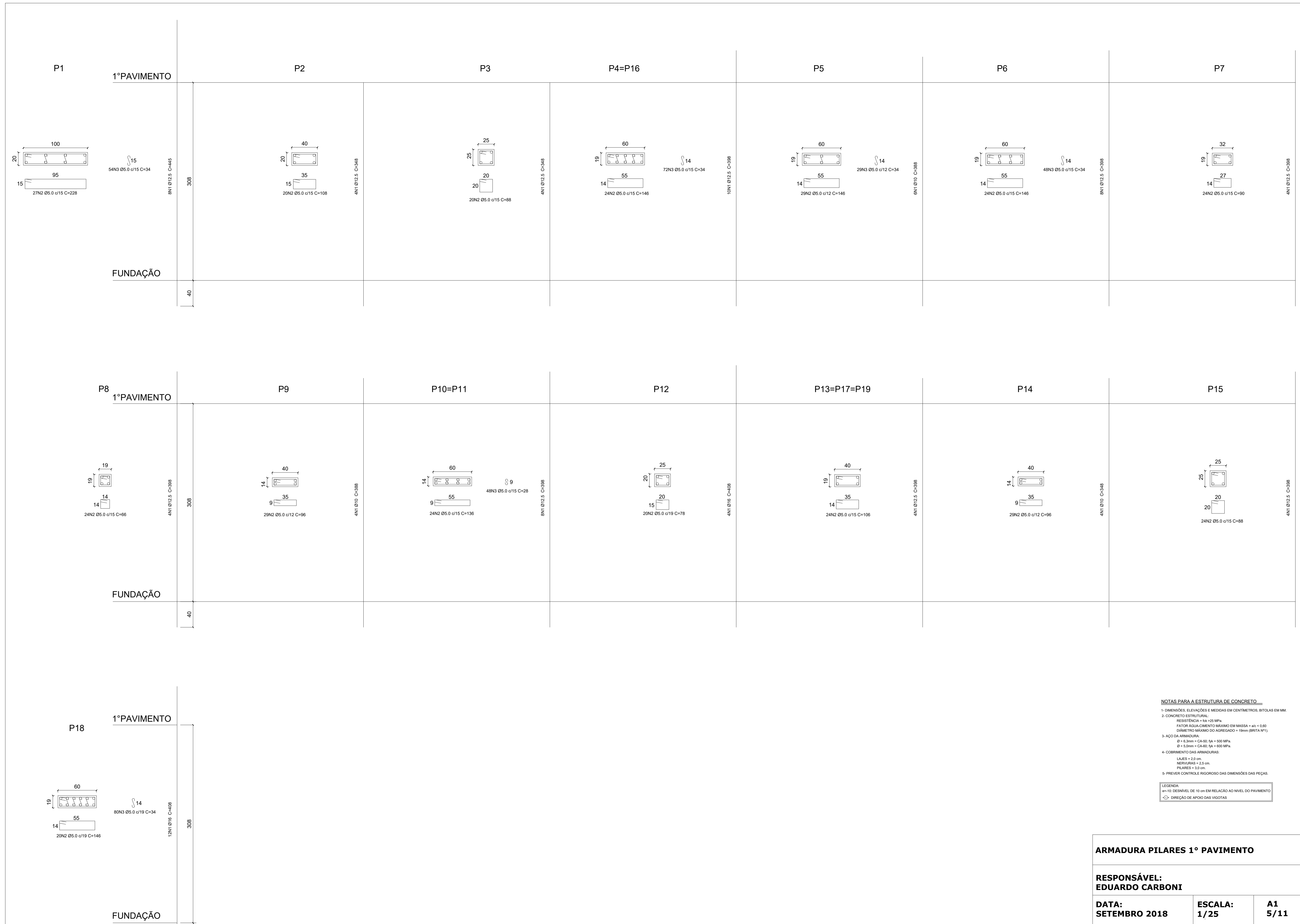
## PLANTA DE FORMAS CASA DE MÁQUINAS

**RESPONSÁVEL:**  
**EDUARDO CARBONI**

**DATA:**  
**SETEMBRO 2018**

**ESCALA:**  
**1/75**

**A3**  
**4/11**



**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS. BITOLAS EM MM
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA =  $f_{ck} > 25$  MPa  
FATOR ACÚMULO MÁXIMO EM MASSA =  $w/c = 0,50$   
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1)
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
 $\sigma_s = 6,3mm = CA-50$ ;  $f_{yk} = 500$  MPa  
 $\sigma_s = 5,0mm = CA-50$ ;  $f_{yk} = 500$  MPa
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2,0 cm  
MURURAS = 2,5 cm  
PILARES = 3,0 cm
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
 e=-10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
 +<math>\ominus</math>: DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

**ARMADURA PILARES 1º PAVIMENTO**

**RESPONSÁVEL:**  
**EDUARDO CARBONI**

**DATA:**  
**SETEMBRO 2018**

**ESCALA:**  
**1/25**

**A1**  
**5/11**



P4=P20

2º PAVIMENTO

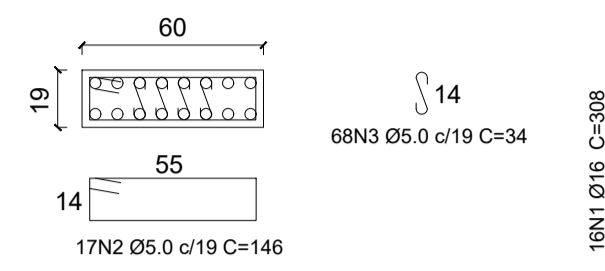
P5

P6=P18

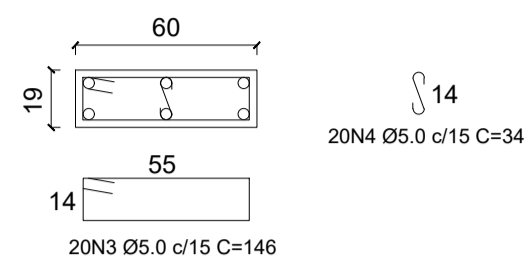
P7

P8=P10

P9

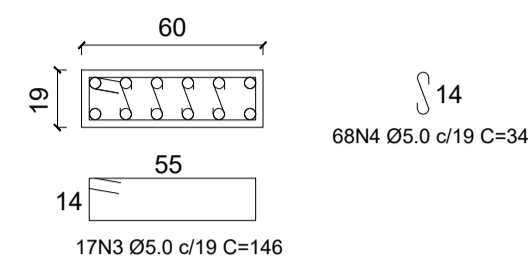


16N1 Ø16 C=308



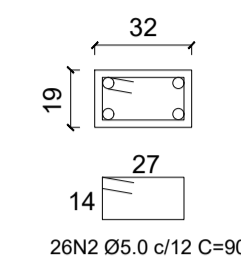
2N1 Ø12.5 C=308

4N2 Ø12.5 C=308

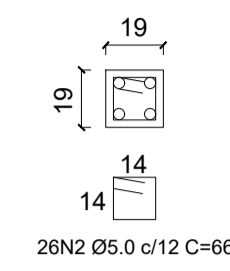


8N1 Ø16 C=308

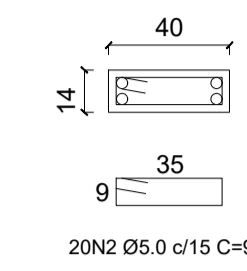
4N2 Ø16 C=308



4N1 Ø10 C=308



4N1 Ø10 C=308



4N1 Ø12.5 C=308

1º PAVIMENTO

P11

2º PAVIMENTO

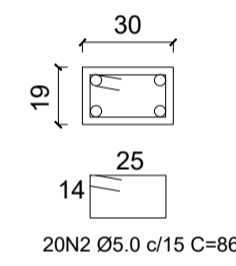
P12

P13

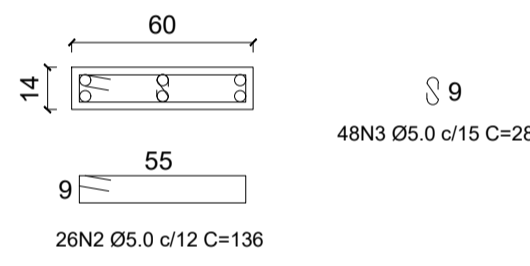
P14

P15

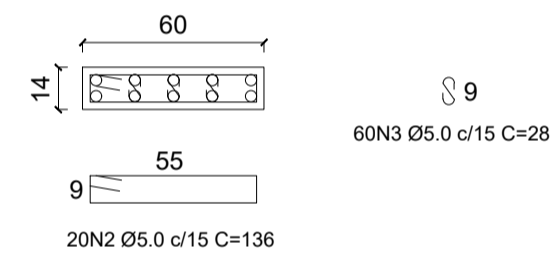
P17



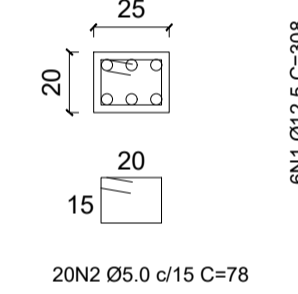
4N1 Ø12.5 C=308



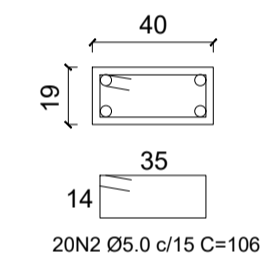
8N1 Ø16 C=308



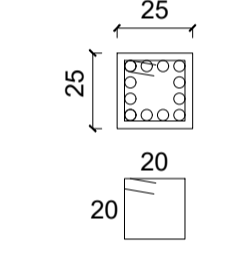
10N1 Ø12.5 C=308



8N1 Ø12.5 C=308



4N1 Ø12.5 C=308



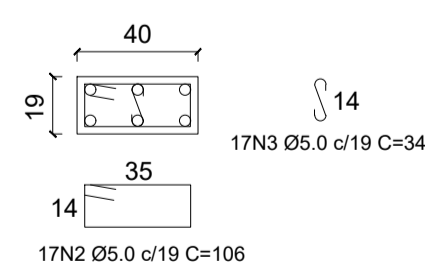
8N1 Ø12.5 C=308

4N2 Ø12.5 C=308

1º PAVIMENTO

P19=P21

2º PAVIMENTO



8N1 Ø16 C=308

1º PAVIMENTO

**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA = f<sub>ck</sub> = 25 MPa  
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = a/c < 0.60
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).  
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = a/c < 0.60  
Ø > 6,3mm = CA-50; f<sub>yk</sub> = 500 MPa  
Ø < 6,3mm = CA-60; f<sub>yk</sub> = 600 MPa
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2.0 cm  
NEVILHAS = 2.5 cm  
PILARES = 3.0 cm
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
↔-10- DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
-○- DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

**ARMADURA PILARES 2º PAVIMENTO**

**RESPONSÁVEL:**  
**EDUARDO CARBONI**

**DATA:**  
**SETEMBRO 2018**

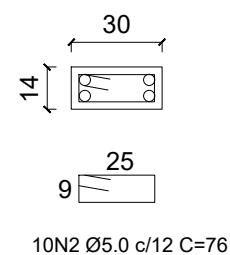
**ESCALA:**  
**1/25**

**A1**  
**6/11**

P1=P2=P3=P20=P21=P23=P25

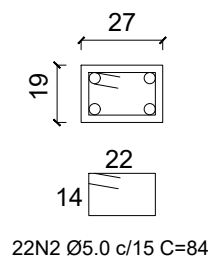
P5=P6

P17=P18



4N1 Ø10 C=160

40



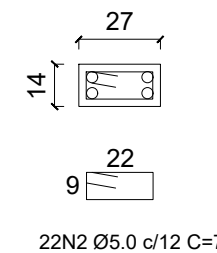
4N1 Ø12.5 C=230

22N2 Ø5.0 c/15 C=84

2°PAVIMENTO

3°PAVIMENTO

230



4N1 Ø12.5 C=230

22N2 Ø5.0 c/12 C=70

**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS, BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA =  $f_{ck} > 25$  MPa.  
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA =  $a/c < 0,60$   
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
 $\varnothing > 6,3$ mm = CA-50;  $f_{yk} = 500$  MPa.  
 $\varnothing < 5,0$ mm = CA-60;  $f_{yk} = 600$  MPa.
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2,0 cm.  
NERVURAS = 2,5 cm.  
PILARES = 3,0 cm.
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
e=-10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
⊙: DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

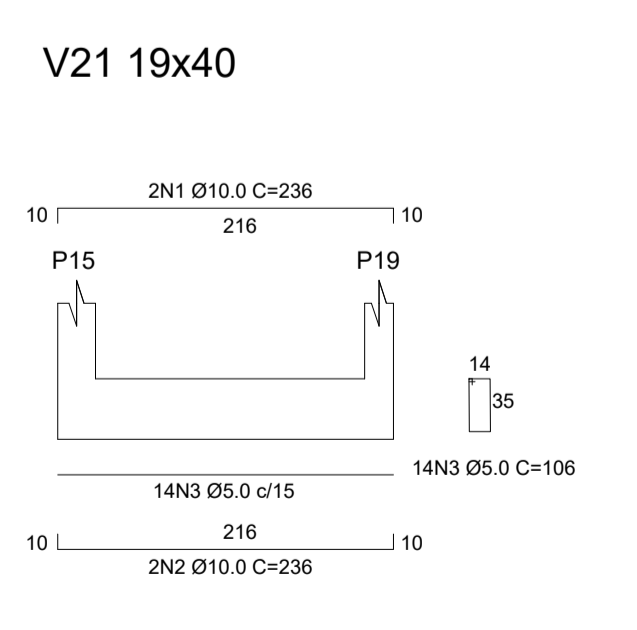
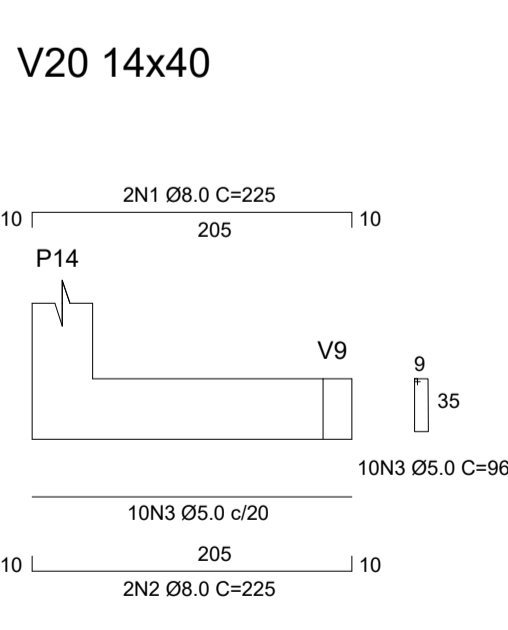
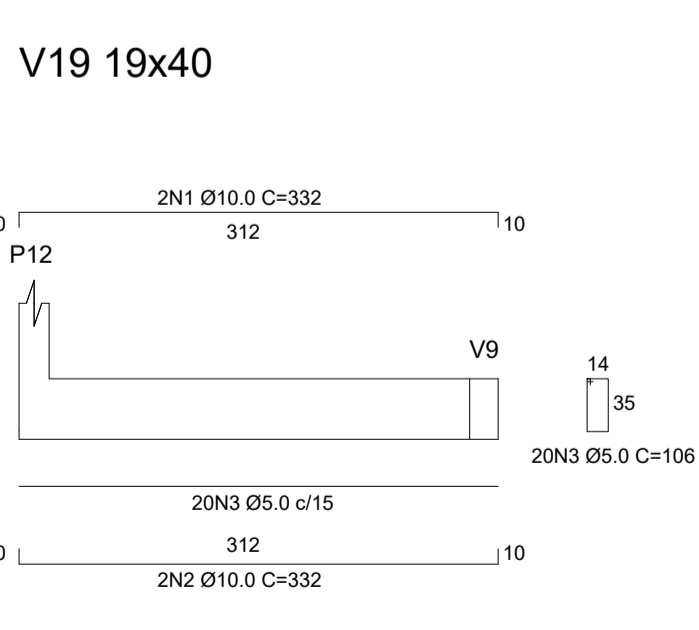
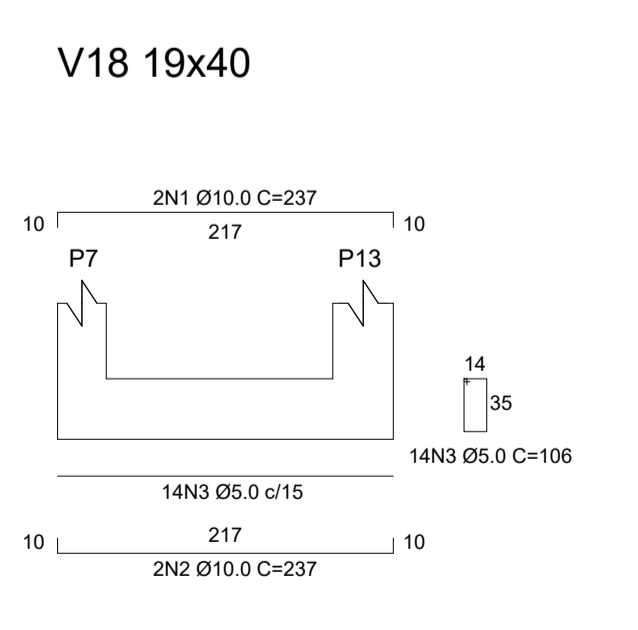
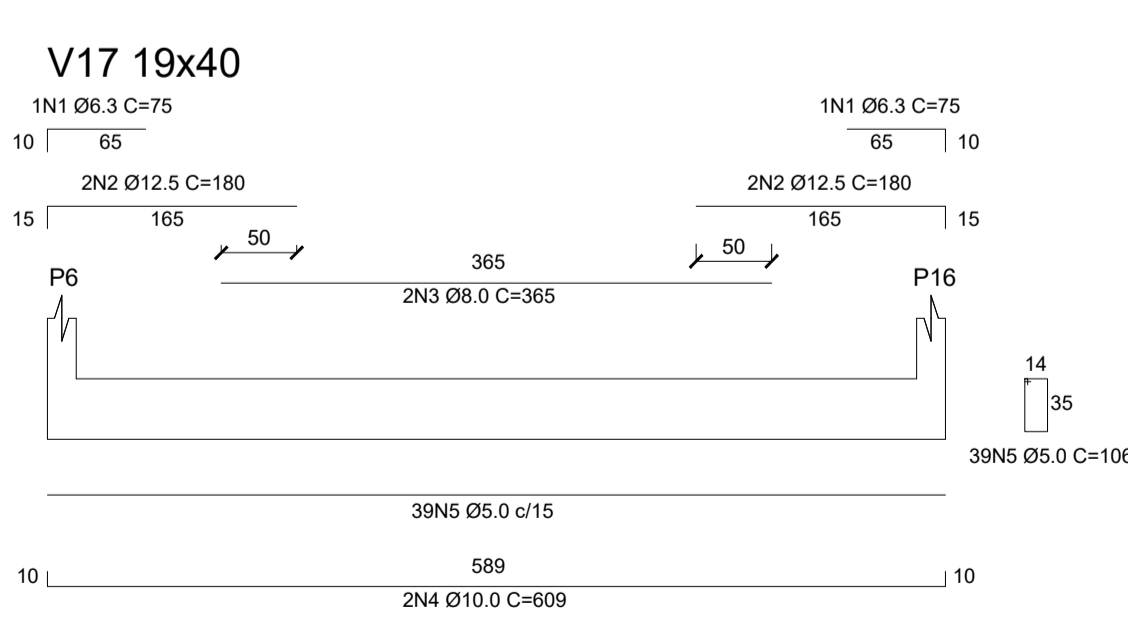
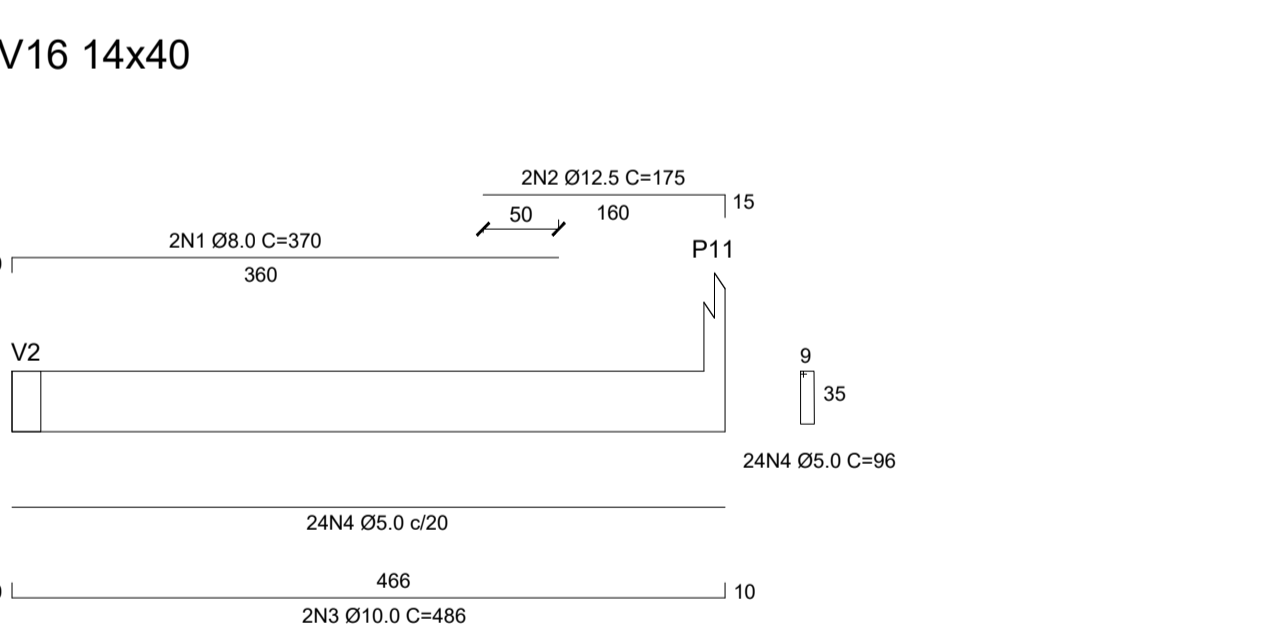
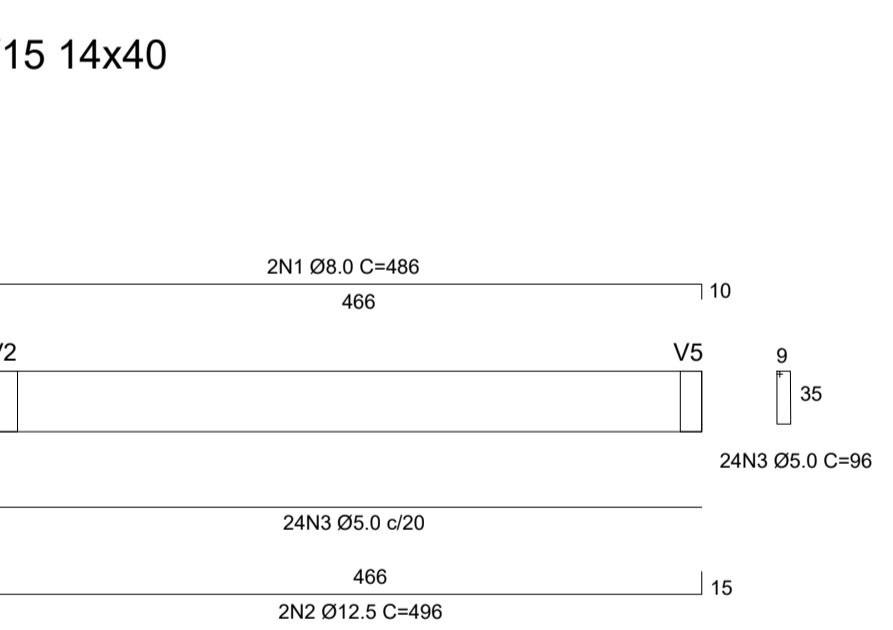
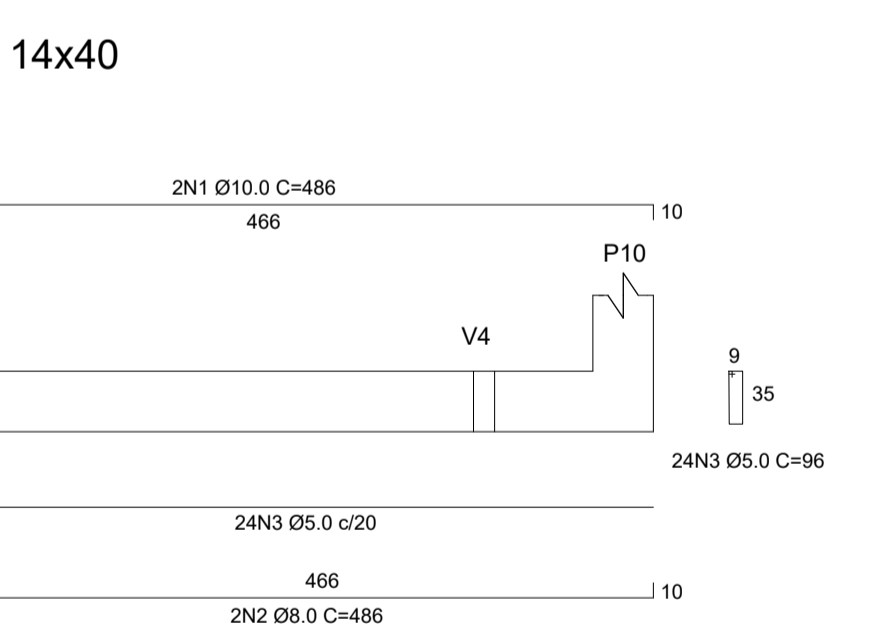
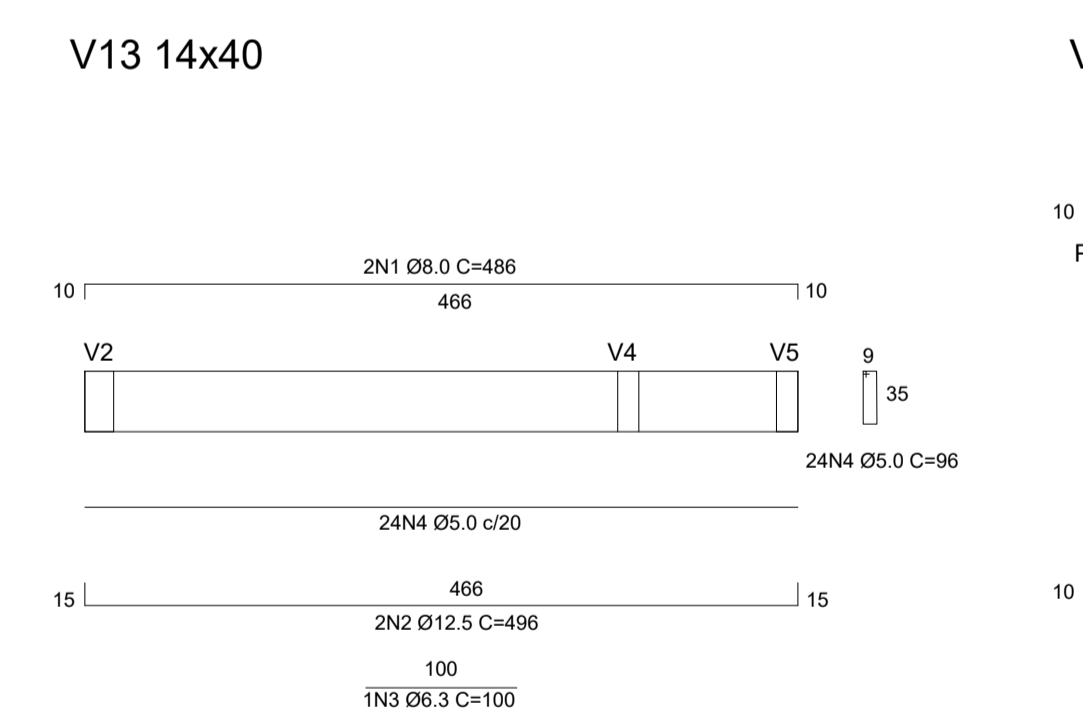
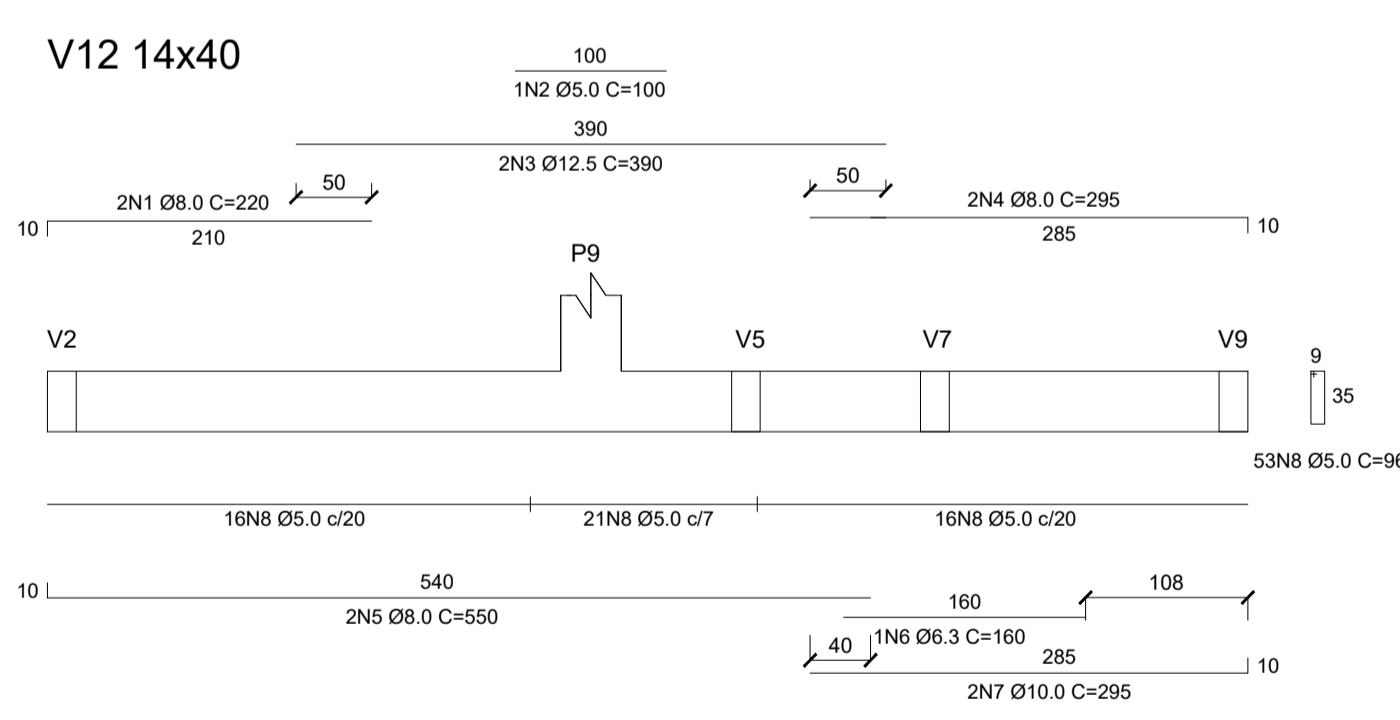
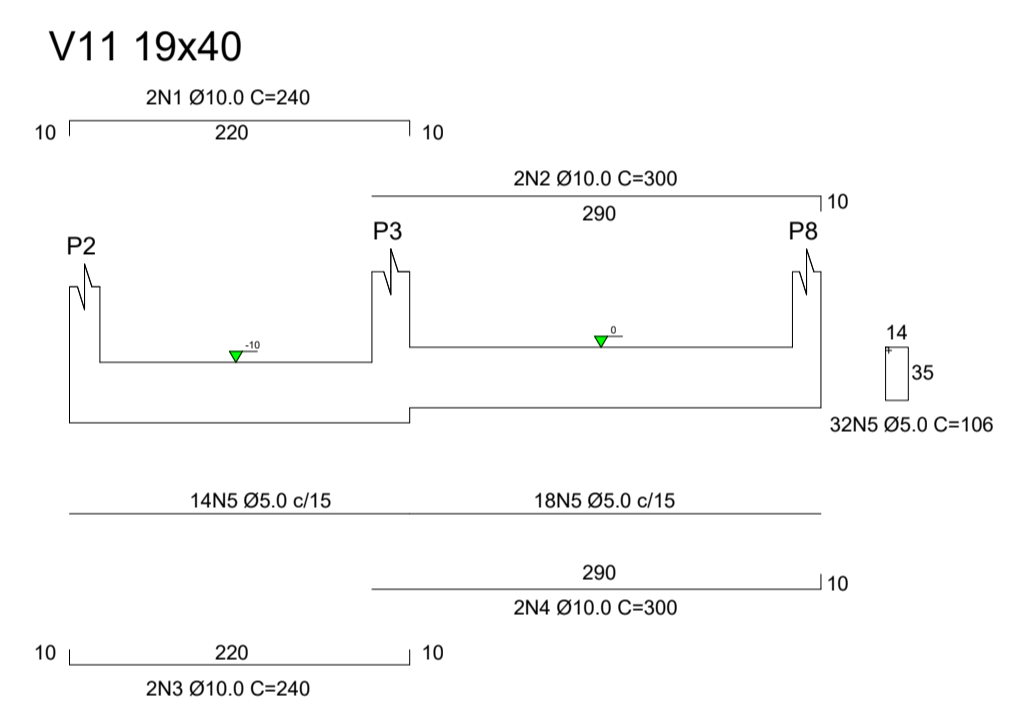
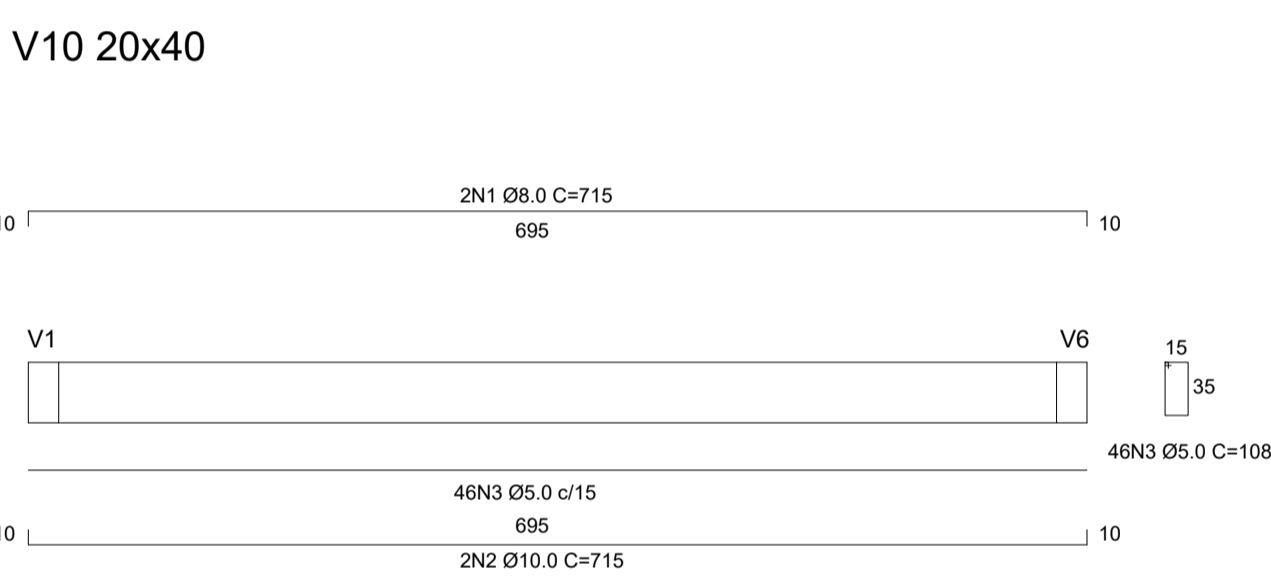
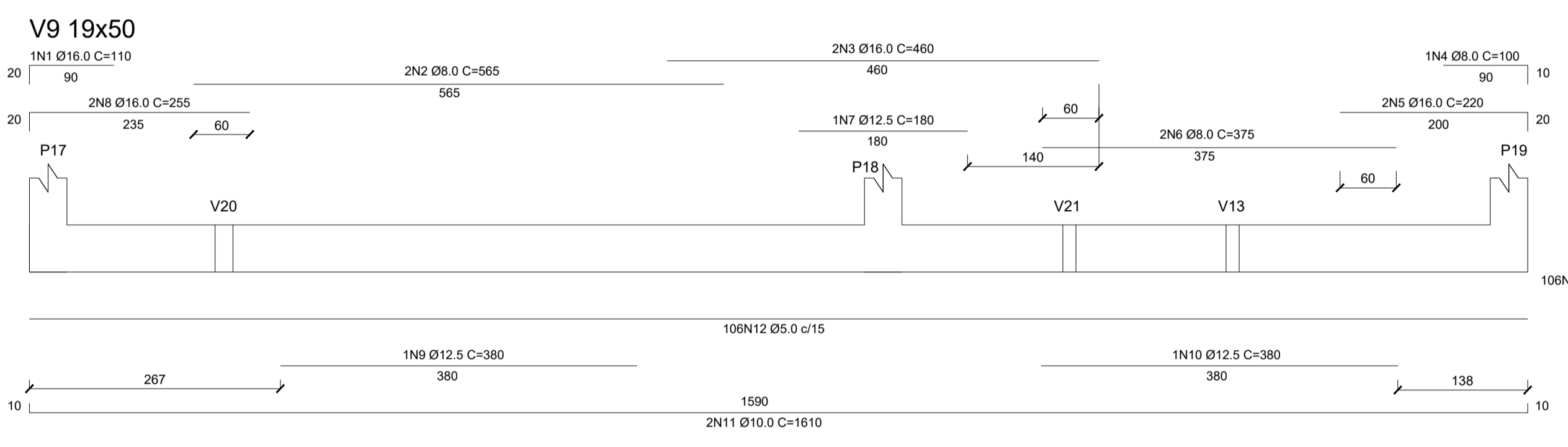
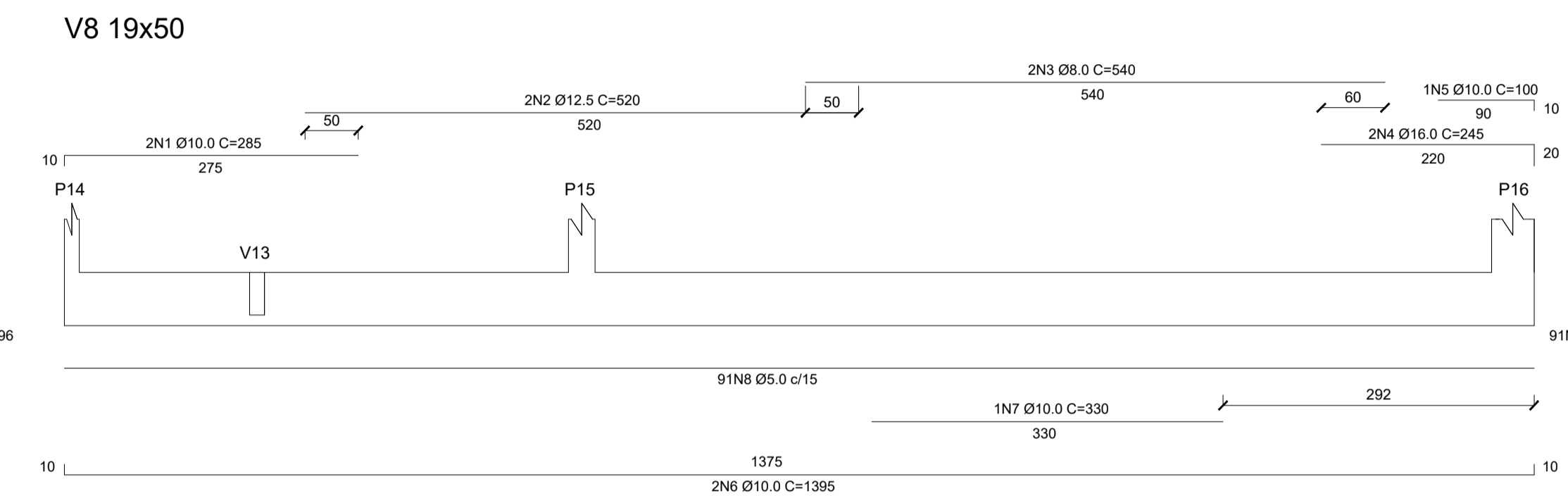
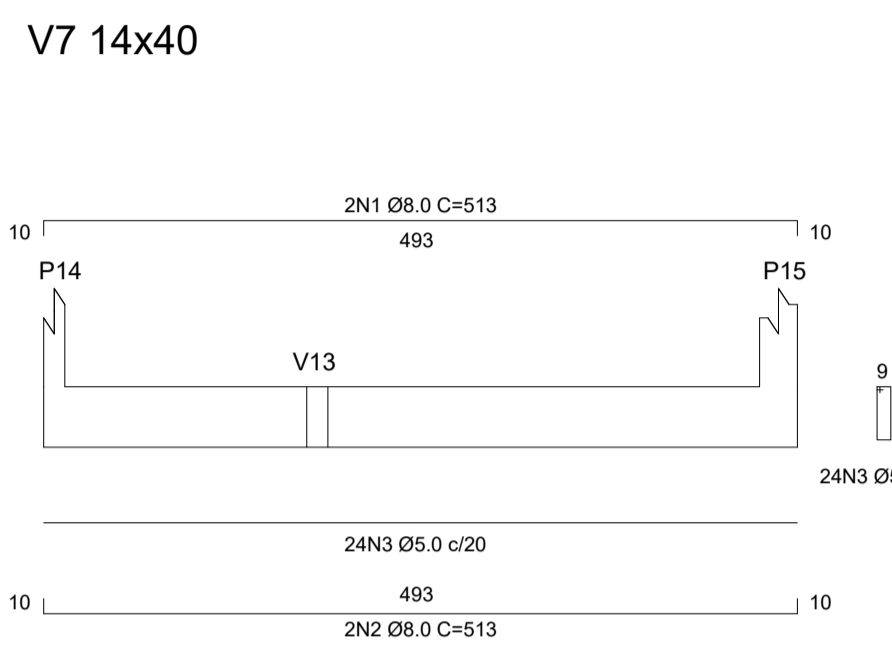
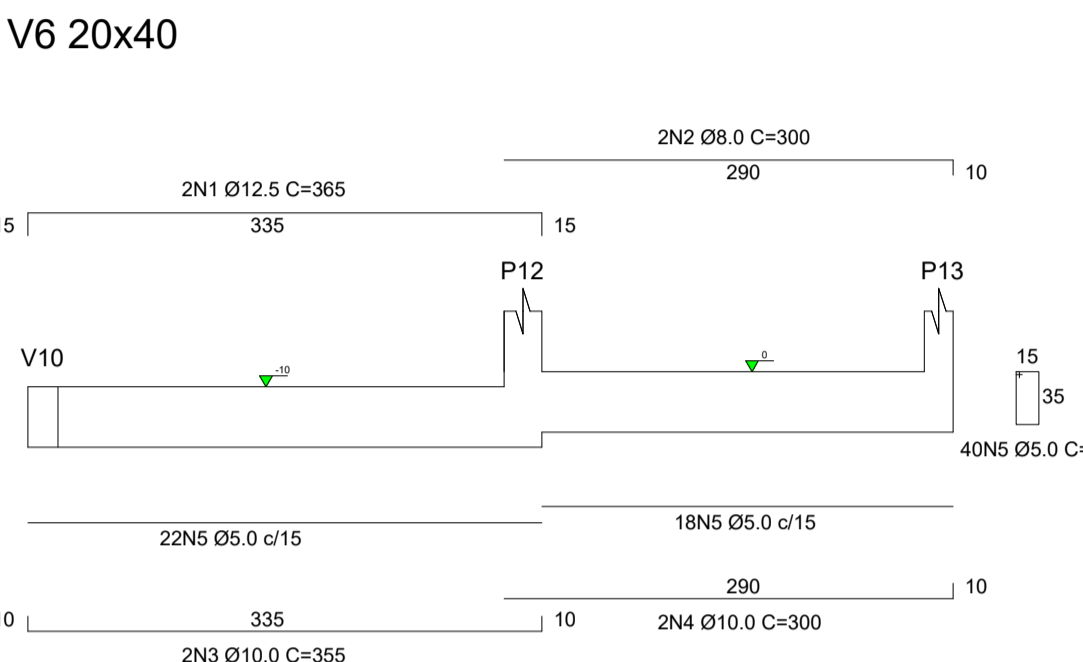
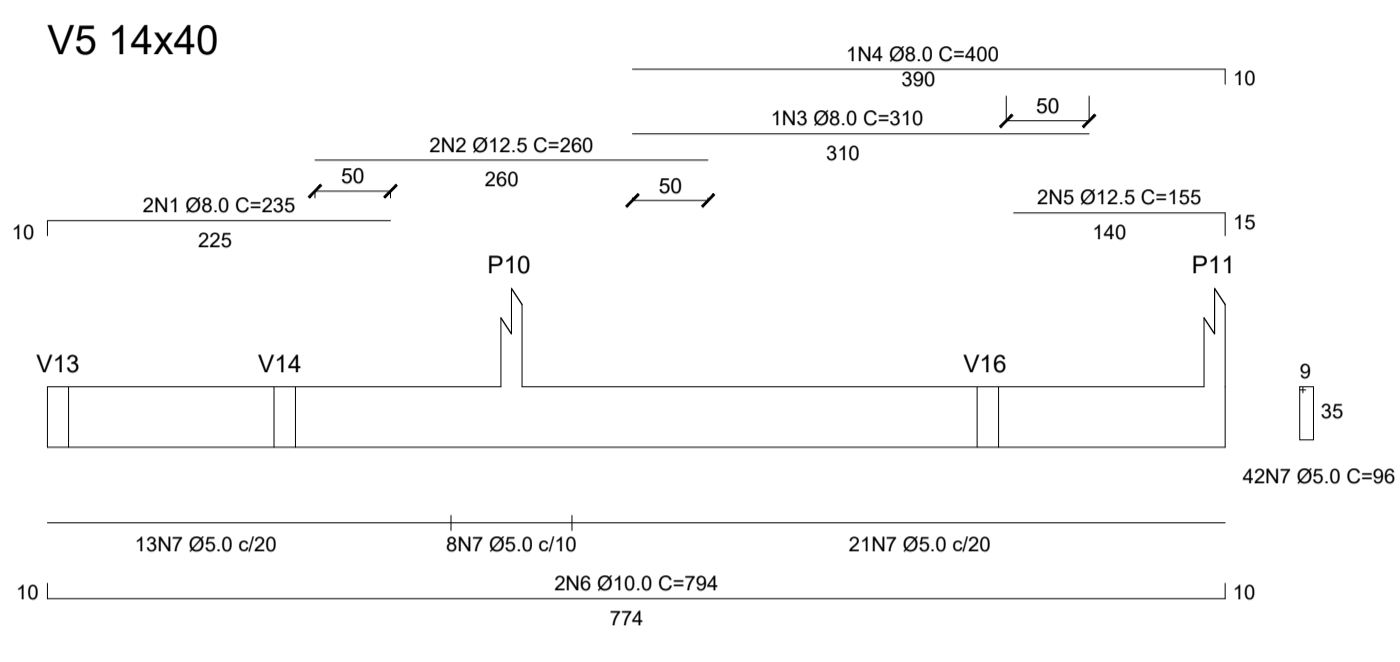
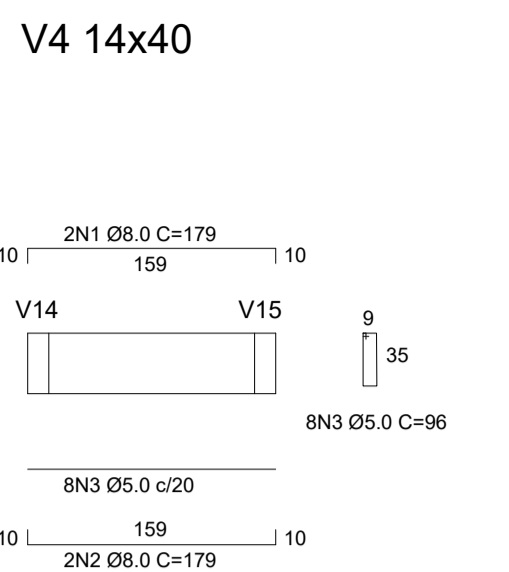
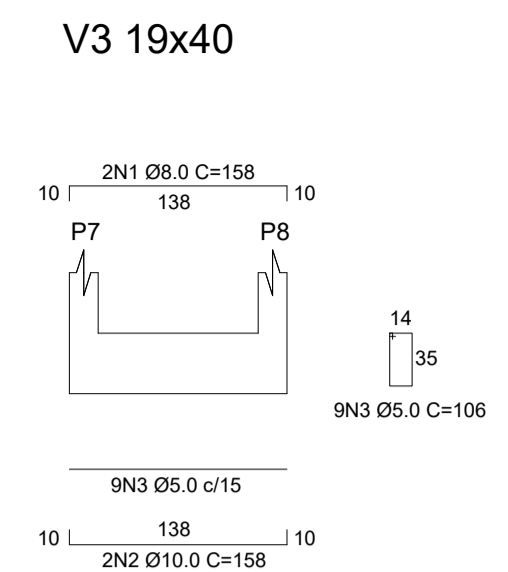
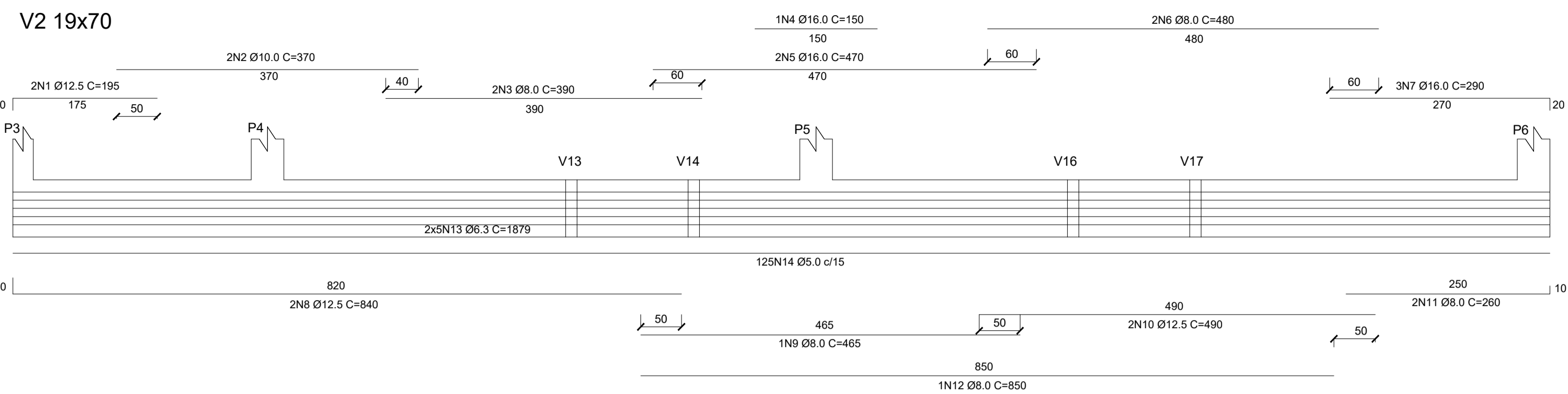
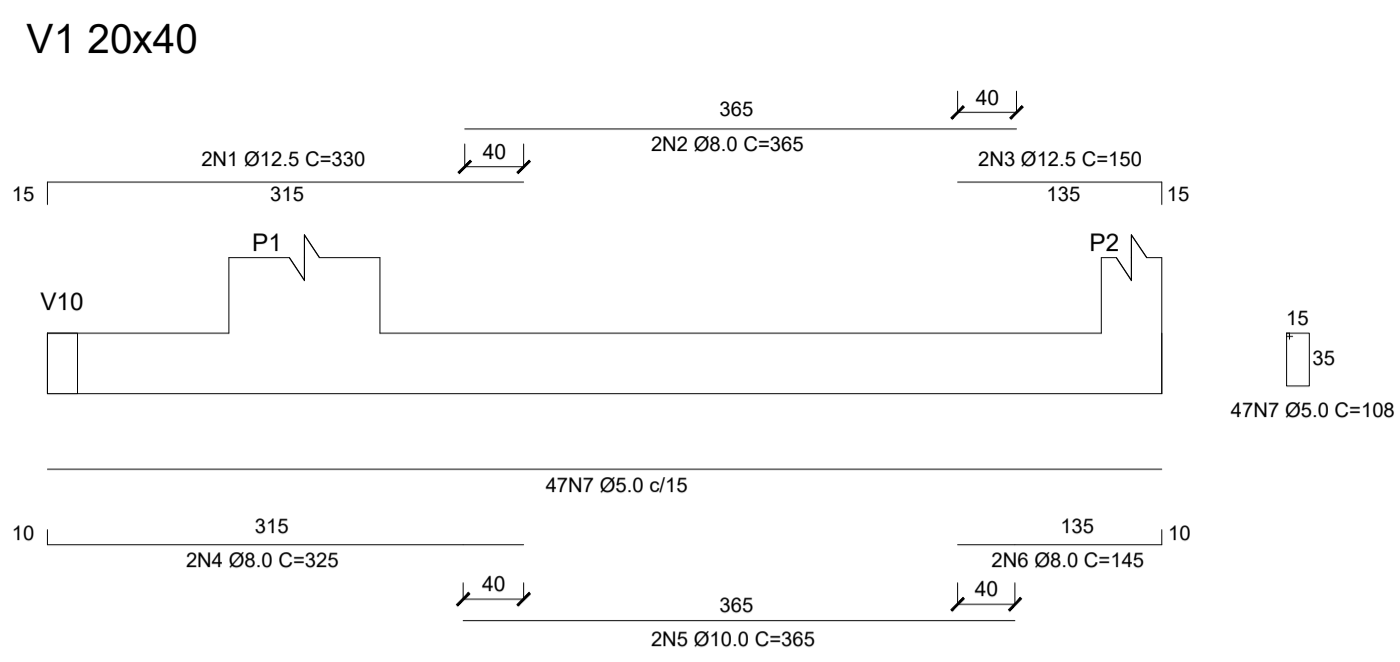
**ARMADURA PILARES 3° PAVIMENTO**

**RESPONSÁVEL:  
EDUARDO CARBONI**

**DATA:  
SETEMBRO 2018**

**ESCALA:  
1/25**

**A3  
7/11**



**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES: SLEVAÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS. BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA = fck + 25 MPa  
FATOR AGÜAMENTO MÁXIMO EM MASSA = αfc < 0,80  
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 16mm (BRITA Nº1)
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
Ø = 6,3mm = CA-50; 1/4 = 500 MPa  
Ø = 8,3mm = CA-50; 1/4 = 500 MPa
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2,0 cm  
NERVURAS = 2,5 cm  
PILARES = 3,0 cm
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
 e=10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
 <math>\triangleleft</math>: DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

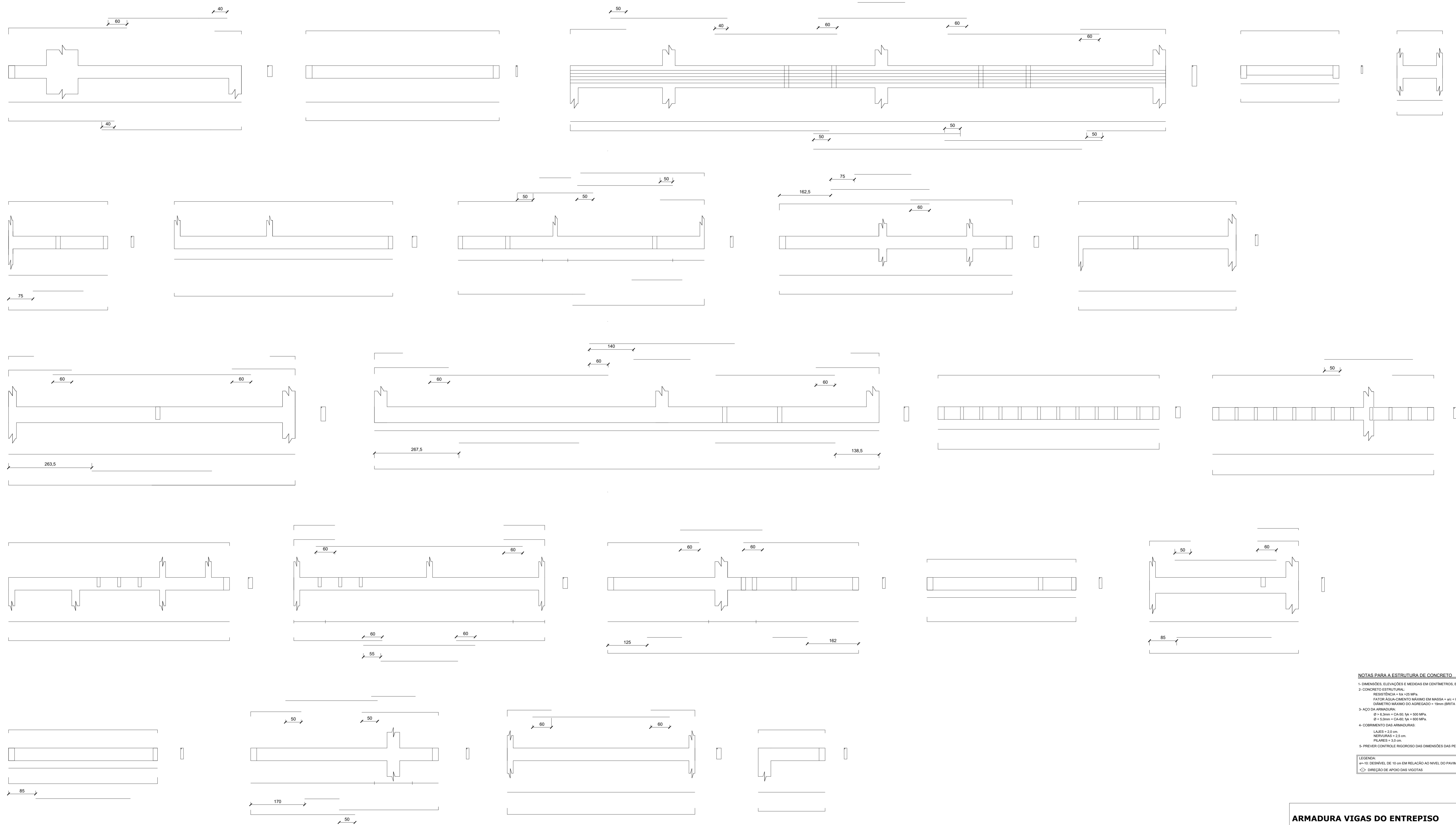
**ARMADURA VIGAS DE FUNDAÇÃO**

**RESPONSÁVEL:**  
EDUARDO CARBONI

**DATA:** SETEMBRO 2018

**ESCALA:** 1/50

**A1**  
8/11



**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVACÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS. BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA = 14x/25 MPa  
FATOR AGUACIMENTO MÁXIMO EM MASSA =  $\alpha_s \leq 1,00$   
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1)
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
 $\phi = 6,3\text{mm} = \text{CA-50}$   $f_k = 500 \text{ MPa}$   
 $\phi = 5,0\text{mm} = \text{CA-50}$   $f_k = 500 \text{ MPa}$
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LARGAS = 2,0 cm  
NGRURAS = 2,5 cm  
PILARES = 3,0 cm
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
 ◄-10- DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
 ◄-> DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGAS

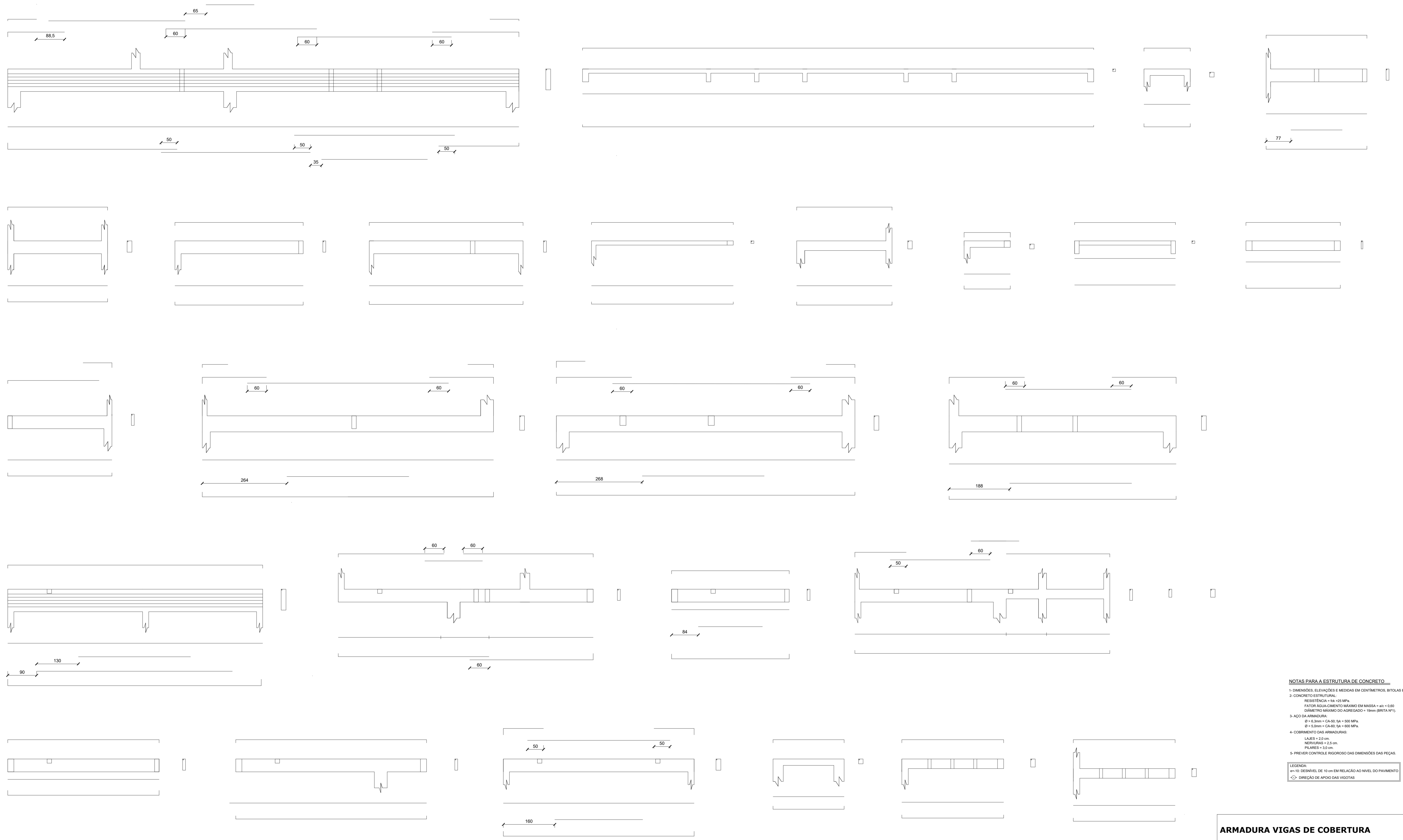
**ARMADURA VIGAS DO ENTREPISO**

**RESPONSÁVEL:  
EDUARDO CARBONI**

**DATA:  
SETEMBRO 2018**

**ESCALA:  
1/50**

**A1  
9/11**



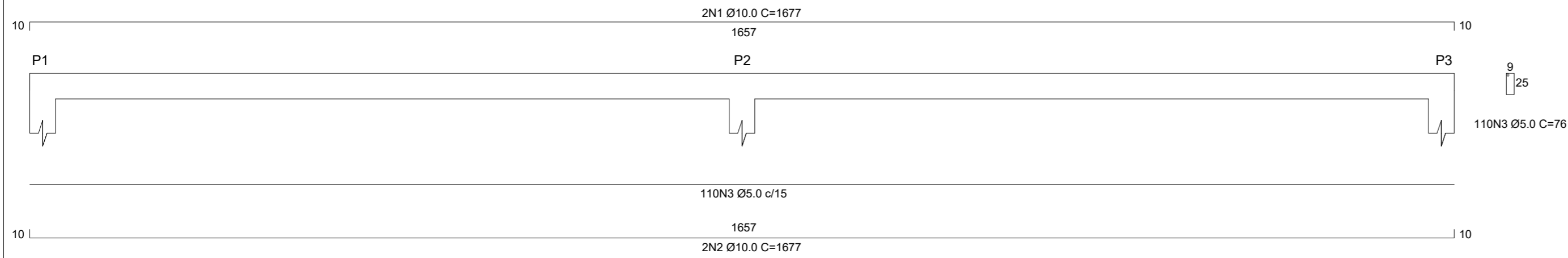
**NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO**

- 1- DIMENSÕES, ELEVÇÕES E MEDIDAS EM CENTÍMETROS. BITOLAS EM MM.
- 2- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA = f<sub>ck</sub> > 25 MPa  
FATOR AGREGADO MÁXIMO EM MASSA = α<sub>c</sub> = 0,80  
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- 3- AÇO DA ARMADURA:  
Ø = 6,3mm = CA-50; f<sub>yk</sub> = 500 MPa  
Ø = 5,0mm = CA-60; f<sub>yk</sub> = 600 MPa.
- 4- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LARES = 2,0 cm  
NEVURAS = 2,5 cm  
PILARES = 3,0 cm
- 5- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

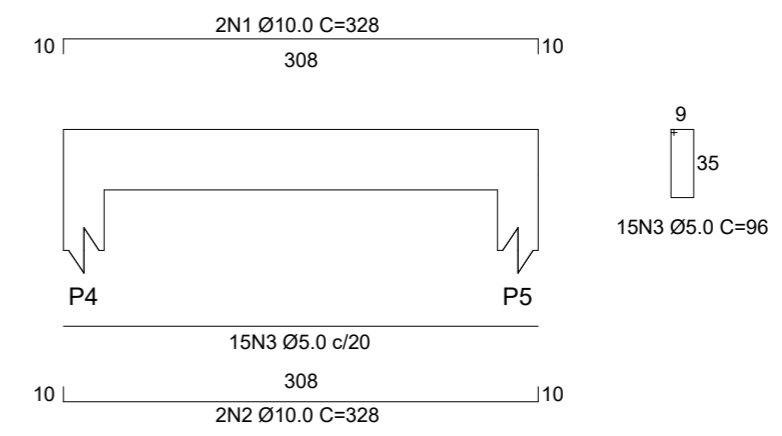
LEGENDA:  
 -○-: DESNIVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
 -○-: DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGAS

<b>ARMADURA VIGAS DE COBERTURA</b>		
<b>RESPONSÁVEL: EDUARDO CARBONI</b>		
<b>DATA: SETEMBRO 2018</b>	<b>ESCALA: 1/50</b>	<b>A1 10/11</b>

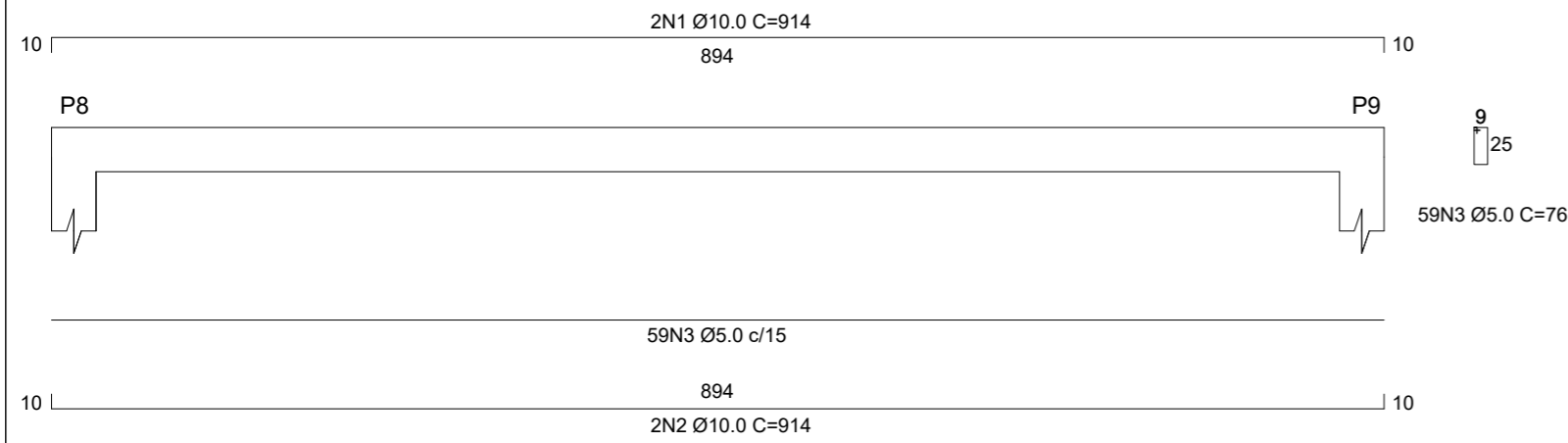
### V1 14X30



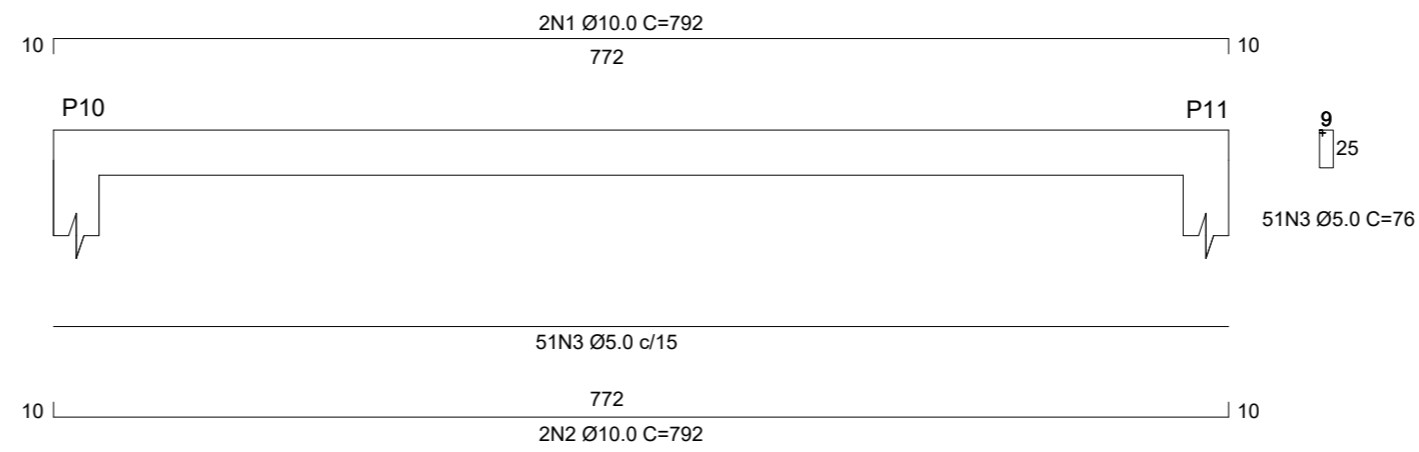
### V2=V3 14x40



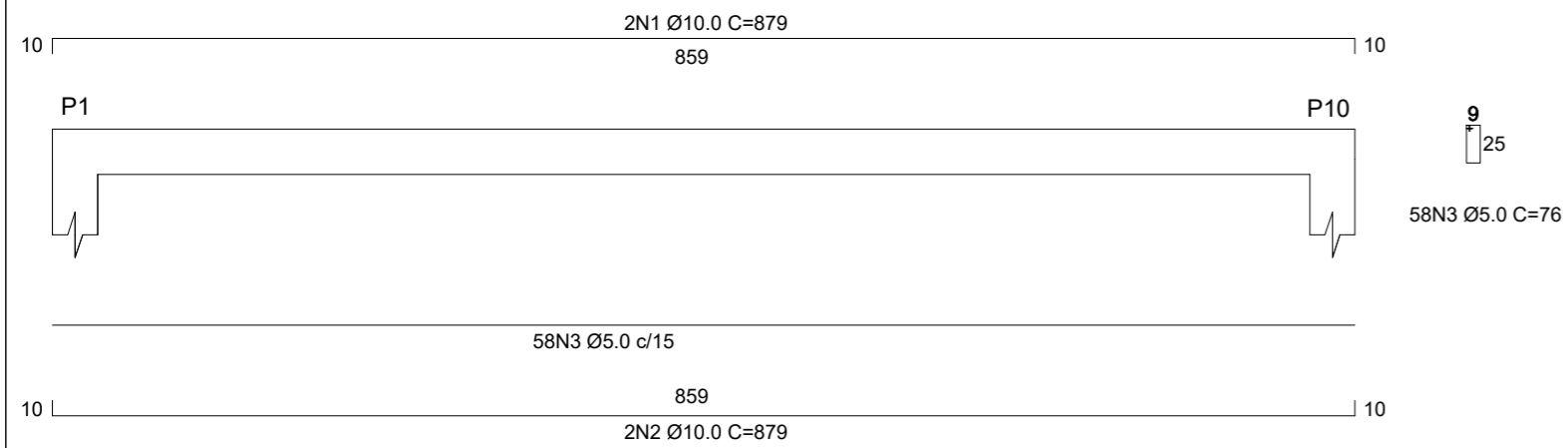
### V4 14X30



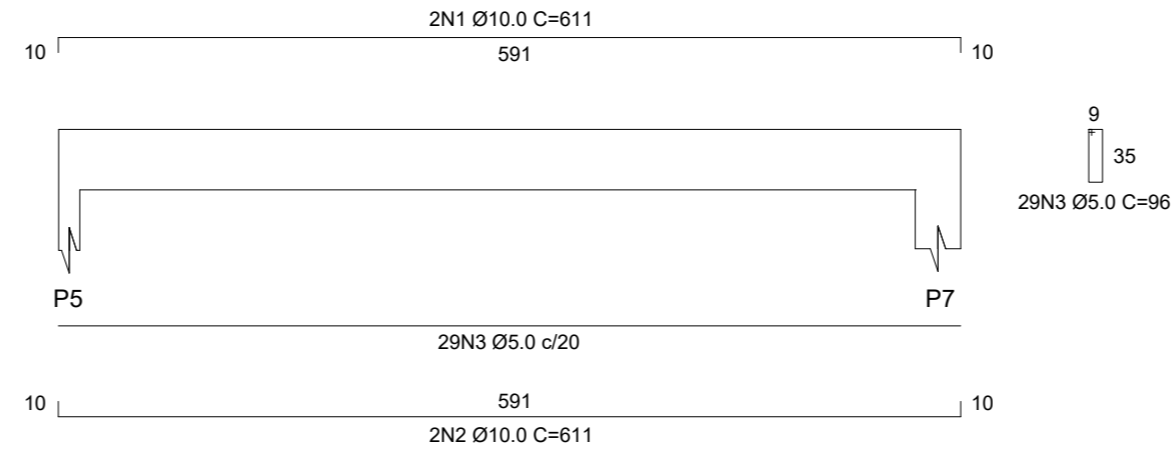
### V5 14X30



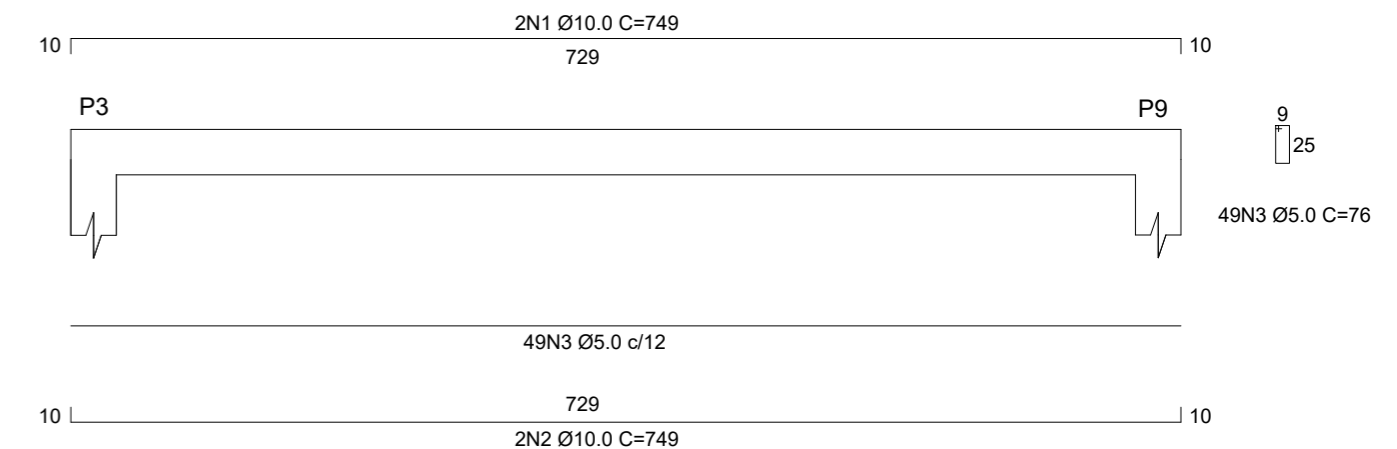
### V6 14X30



### V7=V8 14x40



### V9 14X30



#### NOTAS PARA A ESTRUTURA DE CONCRETO

- DIMENSÕES, ELEVACOES E MEDIDAS EM CENTIMETROS, BITOLAS EM MM.
- CONCRETO ESTRUTURAL:  
RESISTÊNCIA = f<sub>ck</sub> > 25 MPa.  
FATOR ÁGUA-CIMENTO MÁXIMO EM MASSA = a/c < 0,60  
DIÂMETRO MÁXIMO DO AGREGADO = 19mm (BRITA Nº1).
- ÇO DA ARMADURA:  
Ø > 6,3mm = CA-50; f<sub>yk</sub> = 500 MPa.  
Ø < 5,0mm = CA-60; f<sub>yk</sub> = 600 MPa.
- COBRIMENTO DAS ARMADURAS:  
LAJES = 2,0 cm.  
NERVURAS = 2,5 cm.  
PILARES = 3,0 cm.
- PREVER CONTROLE RIGOROSO DAS DIMENSÕES DAS PEÇAS.

LEGENDA:  
 e=10: DESNÍVEL DE 10 cm EM RELAÇÃO AO NÍVEL DO PAVIMENTO  
 ◀◀ DIREÇÃO DE APOIO DAS VIGOTAS

### ARMADURA VIGAS CASA DE MÁQUINAS

**RESPONSÁVEL:  
EDUARDO CARBONI**

**DATA:  
SETEMBRO 2018**

**ESCALA:  
1/50**

**A2  
11/11**